



T.C.
KONYA TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ



**BETONARME BİNALARDA HASAR,
ONARIM VE GÜÇLENDİRMELERİN
DİNAMİK DAVRANIŞA ETKİSİNİN
DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ**

Abdulhamit NAKİPOĞLU

DOKTORA TEZİ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Ocak-2024
KONYA
Her Hakkı Saklıdır

TEZ KABUL VE ONAYI

Abdulhamit NAKİPOĞLU tarafından hazırlanan “Betonarme Binalarda Hasar, Onarım ve Güçlendirmelerin Dinamik Davranışa Etkisinin Deneysel Olarak İncelenmesi” adlı tez çalışması 23/01/2024 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oy birliği ile Konya Teknik Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı’nda DOKTORA TEZİ olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

İmza

Başkan

Prof. Dr. Fethi KADIOĞLU
(İstanbul Teknik Üniversitesi)

.....

Danışman

Prof. Dr. M. Sami DÖNDÜREN
(Konya Teknik Üniversitesi)

.....

Üye

Prof. Dr. Mehmet KAMANLI
(Konya Teknik Üniversitesi)

.....

Üye

Prof. Dr. Atilla ÖZÜTOK
(KTO Karatay Üniversitesi)

.....

Üye

Prof. Dr. Murat ÖZTÜRK
(Konya Teknik Üniversitesi)

.....

Yukarıdaki sonucu onaylarım.

Prof. Dr. Mevlüt UYAN
Enstitü Müdürü

Bu tez çalışması Konya Teknik Üniversitesi Öğretim Üyesi Yetiştirme Programı tarafından 2018-ÖYP-042 nolu proje ile desteklenmiştir.

TEZ BİLDİRİMİ

Bu tezdeki bütün bilgilerin etik davranış ve akademik kurallar çerçevesinde elde edildiğini ve tez yazım kurallarına uygun olarak hazırlanan bu çalışmada bana ait olmayan her türlü ifade ve bilginin kaynağına eksiksiz atıf yapıldığını bildiririm.

DECLARATION PAGE

I hereby declare that all information in this document has been obtained and presented in accordance with academic rules and ethical conduct. I also declare that, as required by these rules and conduct, I have fully cited and referenced all material and results that are not original to this work.

Abdulhamit NAKİPOĞLU

Tarih:

ÖZET

DOKTORA TEZİ

BETONARME BİNALARDA HASAR, ONARIM VE GÜÇLENDİRMELERİN DİNAMİK DAVRANIŞA ETKİSİNİN DENEYSEL OLARAK İNCELENMESİ

Abdulhamit NAKİPOĞLU

**Konya Teknik Üniversitesi
Lisansüstü Eğitim Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

Danışman: Prof. Dr. Mahmud Sami DÖNDÜREN

2024, 356 Sayfa

Jüri

Prof. Dr. Mahmud Sami DÖNDÜREN

Prof. Dr. Fethi KADIOĞLU

Prof. Dr. Mehmet KAMANLI

Prof. Dr. Atilla ÖZÜTOK

Prof. Dr. Murat ÖZTÜRK

Bütün yapılar ortam şartlarından dolayı her an az veya çok şiddette titreşime maruz kalırlar. Titreşimin kaynağı, yapılarda büyük hasarlar oluşturabilen zamana bağlı dinamik yüklerdir. Sistemlerde meydana gelen titreşim tepkisini zamandan bağımsız statik analiz yöntemleriyle çözümlemek çok gerçekçi olmayıp yapıların davranışını da tam manasıyla yansıtamamaktadır. Dinamik yüklemeye maruz bir sistemde oluşacak tepkiler statik yüklemeye maruz sistemlere kıyasla daha büyük olmaktadır. Yapılarda daha büyük iç kuvvetler ve yer değiştirmeler meydana gelmektedir. Tüm bunlar göz önünde bulundurulduğunda yapıların tasarım aşamasında dinamik yüklerin rolü çok büyüktür. Bu sebeplerden dolayı, yapıların dinamik etkiler altındaki davranışını incelemek ve bu incelemeleri dinamik çözüm yöntemleri vasıtasıyla yapmak oldukça önemlidir.

Deprem laboratuvarı yakıştırmaları dahi yapılan ülkemiz için bir dinamik yükten bahsedeceksek bu şüphesiz deprem yükü olacaktır. Türkiye her yıl yaklaşık 30 bin depremi tecrübe etmektedir. Bu depremlerin bir kısmı yapılara hasar verecek seviyede olmaktadır. Burada elbette yapının durumu ve performansı da belirleyicidir. Deprem etkisiyle hasar almış olan yapılar çoğu zaman güçlendirme/onarım işlemleri henüz başlamamışken artçı veya yeni ana sarsıntılarının etkisinde kalmaktadır. Dolayısıyla, halihazırda belirli bir seviyede hasarlı olan bir yapıda deprem direnci azalmış olacağından yeni sarsıntılar yapının göçmesine sebep olabilmektedir. Daha önceden de olduğu gibi çok yakın zamanda 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremlerinde de maalesef bu durum milletimiz tarafından acı bir şekilde tecrübe edilmiştir.

Bu çalışmada, betonarme binalarda deprem neticesinde oluşan hasarlar ile uygulanan onarım ve güçlendirmelerin dinamik davranış üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Çalışmada, laboratuvar ortamında üretilmiş olan 3 adet 1/3 ölçeğindeki 3 boyutlu 2 katlı-tek açıklıklı betonarme çerçeve numunesinin sarsma tablasında zorlanmış titreşim deneyleri yapılmıştır. Numuneler hasarsız, hasarlı, onarılmış ve güçlendirilmiş durumlarında test edilmiştir. Hasarlı durumda numunelerin birleşim bölgeleri zayıflatılmıştır. Hasarlı bölgeler devamında tamir harcı kullanılarak onarılmıştır. Güçlendirme aşamasında sistemsel bazda teknikler kullanılmıştır. Bu aşamada, düzlem içi betonarme perdeler vasıtasıyla güçlendirme, X şeklinde çelik çaprazlarla güçlendirme yöntemleri kullanılmıştır. Ayrıca yine bu aşamada, dolgu duvarların dinamik davranışa katkısını görmek amacıyla bir de dolgu duvarlarla iyileştirme yöntemi uygulanmıştır. Zorlayıcı yük olarak, 0,19 g, 0,36 g, 0,46 g ve 0,54 g en büyük yer ivmesi değerlerine sahip olan 4 farklı şiddette yapay yer hareketi kullanılmıştır. Numunelerin farklı durumlarında bu 4 farklı şiddetteki dinamik yük altında toplam 200'den fazla zorlanmış titreşim deneyi yapılmıştır.

Deneysel ivmeölçerler vasıtasıyla zamana bağlı ivme verileri ve potansiyometrik cetveller vasıtasıyla zamana bağlı deplasman verileri kaydedilmiştir. Bu veriler üzerinden geleneksel deneysel modal analiz yöntemiyle dinamik parametreler (doğal titreşim frekansları, doğa titreşim periyotları, doğal sönüm oranları, mod şekilleri) belirlenmiş ve ivme, deplasman tepki spektrumları oluşturulmuştur. Ayrıca, zaman tanım alanında; kat deplasmanları, taban kesme kuvvetleri, taban devrilme momentleri ve taban kesme kuvveti-tepe deplasmanı, taban devrilme momenti-tepe deplasmanı oranı histerezis eğrileri, yanal ötelenme rijitlikleri elde edilmiştir. Diğer bir taraftan, numunelerde aynı durum, yükleme ve şartlar altında sonlu elemanlar yöntemi mantığıyla çalışan ETABS yapısal analiz programı kullanılarak zaman tanım alanında hesap yöntemiyle nümerik analizler de yapılmıştır. Deneysel ve nümerik olarak elde edilen bütün parametre ve grafikler ışığında hasar, onarım ve güçlendirmelerin dinamik davranışa etkileri irdelenmiştir. Sonuçta, hasarlı durumda yanal ötelenme rijitliğinin ciddi oranda azaldığı ve deplasman taleplerinin oldukça arttığı, güçlendirmelerin etkisiyle büyük miktarda rijitlik kazanımı meydana gelerek aynı yükler altında kaydedilen deplasman değerlerinin çok azaldığı görülmüştür. Benzer şekilde, 1. doğal titreşim frekanslarında, hasarlı durumdan güçlendirilmiş duruma geçildiğinde değerlerin ortalama %70 oranında arttığı hesaplanmıştır. Genel olarak, düzlem içi betonarme perdelerle yapılan güçlendirme sonucunda her yönden en iyi performanslara erişilmiştir. Ayrıca, nümerik analiz sonuçları da deneysel sonuçlarla büyük oranda uyumlu çıkmıştır.

Anahtar Kelimeler: Betonarme perde, çelik çapraz, dinamik davranış, ETABS, geleneksel deneysel modal analiz, güçlendirme ve hasar, modal parametreler, sarsma tablası.

ABSTRACT

PhD THESIS

EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF EFFECT OF DAMAGE, REPAIR AND STRENGTHENING ON DYNAMIC BEHAVIOR IN R/C BUILDINGS

Abdulhamit NAKİPOĞLU

**Konya Technical University
Institute of Graduate Studies
Department of Civil Engineering**

Advisor: Prof. Dr. Mahmud Sami DÖNDÜREN

2024, 356 Pages

Jury

Prof. Dr. Mahmud Sami DÖNDÜREN

Prof. Dr. Fethi KADIOĞLU

Prof. Dr. Mehmet KAMANLI

Prof. Dr. Atilla ÖZÜTOK

Prof. Dr. Murat ÖZTÜRK

All structures are exposed to vibrations of greater or lesser intensity at any time due to environmental conditions. The source of vibration is time-dependent dynamic loads that can cause major damage to structures. Analyzing the vibration response in systems with time-independent static analysis methods is not very realistic and cannot fully reflect the behavior of structures. The reactions that occur in a system subjected to dynamic loading are greater than in systems subjected to static loading. Greater internal forces and displacements occur in structures. Considering all these, dynamic loads play a huge role in the design phase of structures. For these reasons, it is very important to examine the behavior of structures under dynamic effects and to carry out these examinations through dynamic solution methods.

If we are to talk about a dynamic load for our country, which has even been described as an earthquake laboratory, it will undoubtedly be the earthquake load. Türkiye experiences approximately 30 thousand earthquakes every year. Some of these earthquakes are at a level that can damage structures. Of course, the condition and performance of the building are also decisive here. Structures damaged by earthquakes are often affected by aftershocks or new mainshocks before the strengthening/repair process has even started. Therefore, as the earthquake resistance of a structure that is already damaged at a certain level will decrease, new earthquakes may cause the structure to collapse. Unfortunately, as before, this situation was painfully experienced by our nation in the 6 February 2023 Kahramanmaraş earthquakes.

In this study, the effects of damage caused by earthquakes in reinforced concrete buildings and the effects of repairs and strengthenings on the dynamic behavior were investigated. In the study, forced vibration tests were carried out on the shake table of three 1/3 scale, 3D, 2-storey-single-span reinforced concrete frame specimens produced in laboratory. The specimens were tested in undamaged, damaged, repaired, and strengthened conditions. In the damaged condition, the joint areas of the specimens were weakened. The damaged areas were subsequently repaired using repair mortar. Systemic techniques were used during the strengthening phase. At this stage, strengthening methods using in-plane reinforced concrete shear walls and X-shaped steel diagonal bracings were used. Also, at this stage, an improvement method with infill walls was applied in order to observe the contribution of infill walls to the dynamic behavior. As the excitation load, artificial ground motions of four different intensities were used, with the peak ground acceleration values of 0,19 g, 0,36 g, 0,46 g and 0,54 g. A total of more than 200 forced vibration experiments were carried out under these 4 different intensities of dynamic load in different conditions of the specimens. In the experiments, time-dependent acceleration data were recorded via

accelerometers and time-dependent displacement data were recorded via potentiometric rulers. Based on these data, dynamic parameters (natural frequencies, natural periods, damping ratios, mode shapes) were determined with the experimental modal analysis method and acceleration and displacement response spectra were created. Also, in the time domain; story displacements, base shears, base moments and base shear-top displacement, base moment-roof drift ratio hysteresis curves, and lateral translational stiffnesses were obtained. On the other hand, using the ETABS structural analysis program based on the finite element method, numerical analyses were also conducted using time history analysis under the same conditions and loads. The effects of damage, repair and strengthenings on the dynamic behavior were examined in the light of all parameters and graphs obtained experimentally and numerically. As a result, it was observed that in the damaged condition, the lateral translational stiffness decreased significantly and the displacement demands increased considerably, and with the effect of the strengthenings, a large amount of stiffness was gained and the displacement values recorded under the same loads decreased substantially. Similarly, it has been calculated that at the 1st natural frequencies, the values increase by an average of 70% when transitioning from the damaged condition to the strengthened condition. In general, the best performances were achieved in all aspects as a result of the strengthening using in-plane reinforced concrete shear walls. In addition, the numerical analysis results were largely compatible with the experimental results.

Keywords: Dynamic behavior, ETABS, experimental modal analysis, modal parameters, reinforced concrete shear wall, shake table, steel brace, strengthening and damage.

ÖNSÖZ

Akademik hayatımın başından bu yana, çok değerli bilgi ve tecrübesi ile yetişmemi sağlayan, büyük bir anlayış ve sabırla hiçbir zaman desteğini esirgemeyen ve bu tez çalışmasında baştan sona emeği ve katkısı olan, danışmanım ve değerli hocam Sn. Prof. Dr. M. Sami DÖNDÜREN'e gönülden saygı ve sevgi ile teşekkür ederim.

Lisansüstü eğitimim boyunca her zaman bana yol gösteren, bu yolda yetişmemi sağlayan, bilgisi, tecrübesi ve destekleriyle hep yanımda olan değerli hocam Sn. Prof. Dr. Mehmet KAMANLI'ya teşekkürü bir borç bilirim.

Aynı zamanda doktora eğitimim süresince bilgi ve tecrübeleri ile bana yol gösteren değerli hocam Sn. Prof. Dr. Fethi KADIOĞLU'na ve yardımlarını hiçbir zaman esirgemeyen değerli hocam Sn. Doç. Dr. Alptuğ ÜNAL'a ve değerli hocam Sn. Dr. Öğr. Üyesi Tolga YILMAZ'a saygılarımı sunar ve teşekkür ederim.

Doktora tezinin deneysel kısmında kullanılan sarsma tablasını bölümümüze kazandırdığı için Acos Makina'ya, FSM Doğan Yapı Teknolojileri Tic. San. Ltd. Şti.'ye, İnş. Müh. Adnan DOĞAN'a, İnş. Müh. İskender AVCI'ya ve Bölüm Başkanımız Prof. Dr. Mehmet KAMANLI hocama şükranlarımı sunarım.

Numunelerin üretiminde kullanılan betonu hibe ederek bu çalışmaya verdikleri katkılardan dolayı Konya Hazır Beton San. ve Tic. A. Ş.'ye ayrıca teşekkür ederim.

2018-ÖYP-042 nolu proje ile bu tez çalışmasını destekleyen Öğretim Üyesi Yetiştirme Programı Koordinatörlüğü (ÖYP)'ne teşekkür ederim.

Yapı dinamiği deneylerinde kullanılmak üzere bölümümüze kazandırılan ve bu tez çalışmasında da kullanılan dinamik ölçüm ekipmanlarının temin edilmesinde verdikleri destek için Konya Teknik Üniversitesi Rektörlüğü'ne ve Konya Teknik Üniversitesi Mühendislik ve Doğa Bilimleri Fakültesi Dekanlığı'na gönülden teşekkür ederim.

Ayrıca bu çalışmada yardımlarını ve manevi desteklerini esirgemeyen arkadaşlarım Arş. Gör. Dr. Hüseyin KÖSE'ye, Arş. Gör. Abdulkadir SOLAK'a, Mohammad Gamal AL-HAGRI'ye, Nisar AHMED'e, Nasrudin Mahamoud MUSE'ye ve laboratuvarındaki deneysel çalışmalarında bana yardımcı olan Yüksel ÇİFTÇİ'ye ve Mehmet Emin GÜRHAN'a ve İnşaat Mühendisliği Bölümü hocalarıma ve araştırma görevlisi arkadaşlarıma çok teşekkür ederim.

Bu süreçte ve her zaman yanımda olan, beni her zaman ve her şartta destekleyen, cesaretlendiren başta eşim Tuba Özge NAKİPOĞLU olmak üzere bütün aileme gösterdikleri ilgi, anlayış ve sabırdan dolayı sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Bu tez çalışmasını mutluluk ve neşe kaynağım canım oğlum Enes NAKİPOĞLU'na armağan ediyorum.

Abdulhamit NAKİPOĞLU
KONYA-2024

İÇİNDEKİLER

ÖZET	iv
ABSTRACT.....	vi
ÖNSÖZ	viii
İÇİNDEKİLER	ix
ŞEKİLLER TABLOSU	xvi
ÇİZELGELER TABLOSU	xxiv
1. GİRİŞ	1
1.1. Yapılara Etkiyen Dinamik Yükler	3
1.1.1. Deprem.....	6
1.2. Yapı Dinamik Parametreleri	18
1.2.1. Doğal titreşim periyodu	18
1.2.2. Doğal titreşim frekansı.....	19
1.2.3. Rezonans frekansı	19
1.2.4. Mod şekilleri	20
1.2.5. Sönüm oranı	20
1.3. Titreşim	21
1.3.1. Serbest titreşim	21
1.3.2. Zorlanmış titreşim.....	27
1.4. Modal Analiz.....	36
1.4.1. Teorik modal analiz	36
1.4.2. Deneysel modal analiz	39
1.5. Betonarme Binalarda Onarım ve Güçlendirme Teknikleri	68
1.5.1. Onarım teknikleri	69
1.5.2. Güçlendirme teknikleri	70
2. KAYNAK ARAŞTIRMASI	77
2.1. Geleneksel Deneysel Modal Analiz ile Dinamik Davranışın İrdelendiği Çalışmalar	77
2.2. Operasyonel Modal Analiz ile Dinamik Davranışın İrdelendiği Çalışmalar ...	97
2.3. Geleneksel Deneysel ve Operasyonel Modal Analizin Birlikte Yapıldığı ve Dinamik Davranışın İrdelendiği Çalışmalar	123
3. MATERYAL VE YÖNTEM.....	133
3.1. Çerçeve Numunelerin Ölçeklendirilmesi	134
3.2. Betonarme Çerçeve Numuneler	135
3.3. Malzeme; Beton ve Donatı Detayları.....	137
3.4. Çerçeve Numunelerde Hasar, Onarım ve Güçlendirme Durumları	141
3.5. Deney Numunelerinin Üretilmesi	146
3.5.1. Temellerin inşası.....	146

3.5.2.	1. katın inşası	147
3.5.3.	2. katın inşası	152
3.6.	Deney Düzenegi, Yükleme ve Ölçüm Sistemi.....	157
3.6.1.	Sarsma tablası	157
3.6.2.	Dinamik ölçüm ekipmanları, bağlantıları ve sensör yerleşimi	159
3.6.3.	Deney düzenegi.....	162
3.7.	Dinamik Yükleme Protokolleri	163
3.8.	Sarsma Tablasında Zorlanmış Titreşim Deneyleri.....	166
3.8.1.	SI numunesinin deneyleri	168
3.8.2.	SS numunesinin deneyleri	173
3.8.3.	SC numunesinin deneyleri	179
3.9.	Hesap ve Analizler	183
3.9.1.	Modal analiz	184
3.9.2.	Yük-deplasman analizleri	186
3.10.	Sonlu Elemanlar Yöntemi (FEM) ile Nümerik Analiz.....	190
4.	ARAŞTIRMA SONUÇLARI VE TARTIŞMA.....	195
4.1.	Gözlemsel Sonuçlar	196
4.1.1.	SI Numunesinin Deneyleri Sonrası Gözlemsel Durumu	197
4.1.2.	SS Numunesinin Deneyleri Sonrası Gözlemsel Durumu	202
4.1.3.	SC Numunesinin Deneyleri Sonrası Gözlemsel Durumu.....	206
4.2.	Modal Analiz Sonuçları	210
4.2.1.	İvme ve Deplasman Tepki Spektrumları	210
4.2.2.	Katlarda Oluşan Zaman Tanım Alanında Tepki İvmeleri	213
4.2.3.	Frekans Tanım Alanında Etki ve Tepki FFT Genlik Grafikleri	216
4.2.4.	Frekans Tanım Alanında FRF Genlik Grafikleri ve Bu Grafikler Üzerinden Belirlenen Doğal Titreşim Frekansları	217
4.2.5.	Doğal Titreşim Periyotları	226
4.2.6.	Yarım Güç Bant Genişliği Yöntemi ile Belirlenen Doğal Sönüm Oranları 228	
4.2.7.	Mod şekilleri	229
4.3.	Yük-Deplasman Analizleri Sonuçları	241
4.3.1.	Zaman Tanım Alanında Tepe Deplasmanları	241
4.3.2.	Logaritmik Azalım Yöntemi ile Belirlenen Doğal Sönüm Oranları.....	245
4.3.3.	Zaman Tanım Alanında Taban Kesme Kuvvetleri	247
4.3.4.	Taban Kesme Kuvveti-Tepe Deplasmanı Histerezis Eğrileri.....	250
4.3.5.	Başlangıç Yanal Ötelenme Rijitlikleri	252
4.3.6.	Zaman Tanım Alanında Tepe Deplasmanı Oranları.....	254
4.3.7.	Zaman Tanım Alanında Taban Devrilme Momentleri	257
4.3.8.	Taban Devrilme Momenti-Tepe Deplasmanı Oranı Histerezis Eğrileri .	260
5.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	262
5.1	Sonuçlar ve Genel Karşılaştırmalar	263
5.2	Öneriler	277
6.	KAYNAKLAR	279
7.	EKLER	287

SİMGELER VE KISALTMALAR

Simgeler

A	: Maksimum genlik (Bölüm 1.1)
A	: İntegrasyon sabiti (Bölüm 1.3)
A_c	: Durum matrisi (Bölüm 1)
A_c	: Kolonun brüt enkesit alanı (Bölüm 3)
A_k	: Çıktı güç spektral yoğunluk fonksiyonundaki (PSD) artık değer matrisi
A_{max}	: Tepe genlik değeri
A_s	: Donatı alanı
A_0	: Yerel büyüklük ölçeğinin sıfırı
b_{min}	: En küçük genişlik
b_w	: Kirişin gövde genişliği
B	: İntegrasyon sabiti
$[B]$	: Girdilerin konumu
B_k	: Çıktı güç spektral yoğunluk fonksiyonundaki (PSD) artık değer matrisi
B_c	: Sistem kontrol etki katsayısı matrisi
c	: Sönüm sabiti
c_{cr}	: Kritik sönüm sabiti
$[C]$	: Sönüm matrisi
C_a	: İvme çıktı konum matrisi
C_c	: Çıktı konum matrisi
C_d	: Yer değiştirme çıktı konum matrisi
C_v	: Hız çıktı konum matrisi
C_t	: Binalarda ampirik doğal titreşim periyodu hesabında kullanılan taşıyıcı sistemin türüne göre değişen bir katsayı
C_i	: Düzeltme katsayısı
D_c	: Doğrudan iletim matrisi
d	: Binalarda katta yanal yük etkisiyle oluşan yanal deplasman (Bölüm 1)
d	: Kirişin faydalı yüksekliği (Bölüm 3)
d_{duv}	: Dolgu duvarın diyagonal uzunluğu
E	: Beklenen değer operatörü
E_c	: Betonun Young modülü
EI	: Eğilme rijitliği
$(EI)_d$	: Dinamik eğilme rijitliği
$(EI)_s$	: Statik eğilme rijitliği
F	: Kuvvet, yük, yanal yük, yayılı yük
$F(\omega)$	: Fourier spektrumu
f_{ck}	: Betonun karakteristik silindir basınç dayanımı
f_{ctd}	: Betonun tasarım çekme dayanımı
f_{yd}	: Boyuna donatının tasarım akma dayanımı
f_i	: i. doğal titreşim frekansı

f_i^E	: Deneysel olarak belirlenen i. doğal titreşim frekansı
f_i^N	: Nümerik olarak belirlenen i. doğal titreşim frekansı
f_n	: Doğal titreşim frekansı, çizgisel frekans
$F(t)$	: Zamana bağlı yük, dinamik yük
G	: İntegrasyon sabiti
$G_{xx}(j\omega)$	: Girdi verisinin güç spektral yoğunluk fonksiyonu
$G_{yy}(j\omega)$	: Çıktı verisinin güç spektral yoğunluk fonksiyonu
G_1	: İntegrasyon sabiti
G_2	: İntegrasyon sabiti
h	: Yükseklik
h_k	: Kiriş yüksekliği
H_N	: Toplam bina yüksekliği
$H(j\omega)$	: Frekans davranış fonksiyonu (FRF) matrisi
$H(\omega)$	: Frekans davranış fonksiyonu (FRF), transfer fonksiyonu
I	: Darbe şiddeti (Bölüm 1.3)
I	: Birim matris (Bölüm 1.4)
I	: Atalet momenti (Bölüm 2)
k	: Rijitlik
$[K]$	: Rijitlik matrisi
k_1	: Eşdeğer basınç bloğu derinliği katsayısı
l	: Açıklık mesafesi
L	: Açıklık mesafesi
L_p	: Plastik mafsallık boyu
M	: Eğilme momenti
$[M]$	: Kütle matrisi
M_{dev}	: Taban devrilme momenti
M_L	: Yerel büyüklük
N	: Bina kat sayısı
m	: Kütle
Pd	: Döşeme yayılı yükü
P_0	: 0 anındaki statik yük
$P(t)$	: Dinamik kuvvet, zorlayıcı kuvvet
$P(\omega)$	: Fourier spektrumu
P_0	: 0 anındaki statik yük
p_0	: Dinamik kuvvetin maksimum değeri
$p(t)$	: Darbe yükü
R_k	: Artık değer fonksiyonu
R_s	: Artık değer fonksiyonu
$R(t)$	: Dinamik büyütme çarpanı, dinamik yer değiştirmenin statik yer değiştirmeye oranı
s	: Kiriş orta bölge etriye aralığı
s_c	: Kolon sarılma bölgesi etriye aralığı
s_k	: Kiriş sarılma bölgesi etriye aralığı

s_o	: Kolon orta bölge etriye aralığı
S_i	: Skaler tekil değerlerini içeren diyagonal bir matris
S_L	: Uzunluk ölçek faktörü
S_σ	: Gerilme ölçek faktörü
t	: Zaman
t'	: Darbe yükünün etkimesinden itibaren ölçülen zaman
T_D	: Sönümlü sistemde doğal titreşim periyodu
T_n	: Sönümsüz sistemde doğal titreşim periyodu
u	: Deplasman, yer değiştirme
$\dot{u}$	: Hız
$\ddot{u}$	: İvme
U_i	: u_{ij} tekil vektörlerini içeren üniter bir matris
$u(t)$	: Zamana bağlı yer değiştirme
$u_h(t)$	: Hareket denkleminin homojen çözümü, homojen çözümden elde edilen yer değiştirme
$u_p(t)$	: Hareket denkleminin özel çözümü, özel çözümden elde edilen yer değiştirme
u_{st}	: Statik yer değiştirme
$\ddot{u}_g(t)$	: Zamana bağlı yer ivmesi
V	: Kesme kuvveti
v	: Çökme miktarı
v_k	: Sensörlerde ölçüm yanlışlıklarından kaynaklanan işlem gürültüsü
w	: Eşdeğer diyagonal basınç çubuğu genişliği
w_k	: Modelleme hatalarından kaynaklanan işlem gürültüsü
$x(t)$	: Durum vektörü
$y(t)$	: Çıktı vektörü
β	: Zorlayıcı yükün frekansının sistemin doğal titreşim frekansına oranı
γ_i	: i . mod şekline ve sistemin mesnetlenme durumuna bağlı bir katsayı
γ_k	: Modal katılım vektörü
δ	: Logaritmik azalım
δ_{pq}	: Kronecker delta fonksiyonu
θ	: Yer değiştirmenin kararlı titreşiminden oluşan bölümünün dış kuvvet ile arasındaki faz farkı
θ_{design}	: Tasarım görelî kat ötelemesi oranı
θ_{max}	: Maksimum görelî kat ötelemesi oranı
λ_i	: Reel özdeğerler
λ_s	: Kutup fonksiyonu
λ_k	: Kutup fonksiyonu
ζ	: Sönüm oranı
ρ	: Genlik (Bölüm 1)
ρ	: Donatı oranı (Bölüm 2, 3)
ρ_b	: Dengeli donatı oranı
ρ_t	: Kolon boyuna donatı oranı
ρ'	: Basınç donatısı oranı

τ	: Referans an
ϕ	: Yer değiştirme genliğini içeren mod şekli fonksiyonu vektörü (Bölüm 1)
ϕ	: Donatı apı (Bölüm 3)
ϕ_k	: Mod şekli vektörü
$\Phi(\omega)$	: Fourier faz spektrumu
φ_i	: Reel zvektrler
$\bar{\omega}$	: Zorlayıcı yükün frekansı
ω_D	: Sönümlü sistemde doğal titreşim frekansı, açısal frekans
ω_n	: Sönümsüz sistemde doğal titreşim frekansı, açısal frekans

Kısaltmalar

ABD	: Amerika Birleşik Devletleri
ACI	: Amerikan Beton Enstitüsü
AIR	: Artçı sarsıntı etki oranı
BYS	: Bina yükseklik sınıfı
CFRP	: Karbon fiber takviyeli polimer
SD	: Çok serbestlik dereceli sistem
DFT	: Ayrık Fourier dönüşümü
DTS	: Deprem tasarım sınıfı
EFDD	: Arttırılmış frekans tanım alanında ayırıtırma yöntemi
EMA	: Geleneksel modal analiz, geleneksel deneysel modal analiz
FDD	: Frekans tanım alanında ayırıtırma yöntemi
FEM	: Sonlu elemanlar yöntemi
FFT	: Hızlı Fourier dönüşümü
FRF	: Frekans davranış fonksiyonu, transfer fonksiyonu
FRP	: Fiber takviyeli polimer
GL-SC	: SC numunesinin betonarme perdelerle güçlendirilmiş durumu
GL-SI	: SI numunesinin dolgu duvarlarla iyileştirilmiş durumu
GL-SS	: SS numunesinin elik çaprazlarla güçlendirilmiş durumu
HSL	: Numunelerde hasarlı durum
HSZ	: Numunelerde hasarsız (referans) durum
JMA	: Japonya Meteoroloji Ajansı
JR	: Japonya demiryolu
LVDT	: Lineer değişken diferansiyel transformatörler
MEMS	: Mikro elektrikli mekanik sistemler
N-E	: Next-Era yöntemi
ONR	: Numunelerde onarılmış durum
OMA	: Operasyonel modal analiz
PGA	: En büyük yer ivmesi
PLC	: Programlanabilir mantıksal denetleyici
PP	: Peak picking, Tepe tutma yöntemi
PSD	: G spektral yoğunluk fonksiyonu

PT	: Ard germeli elemanlardan oluşan betonarme bina
RC	: Geleneksel betonarme bina
SC	: Betonarme perdelerle güçlendirilmiş numune
SI	: Uluslararası birimler sistemi (Bölüm 1)
SI	: Dolgu duvarlarla iyileştirilmiş numune (Bölüm 3, 4, 5)
SS	: Çelik çaprazlarla güçlendirilmiş numune
SSI	: Stokastik altalan belirleme yöntemi
TBDY	: Türkiye bina deprem yönetmeliği
TSD	: Tek serbestlik dereceli sistem
UHDCC	: Ultra yüksek süneklikli çimento esaslı kompozit malzeme
USA	: Amerika Birleşik Devletleri
USGS	: Amerika Birleşik Devletleri Jeoloji Araştırmaları Kurumu
WiFi	: Kablosuz bağlantı alanı



ŞEKİLLER TABLOSU

Şekil 1.1. Statik ve dinamik yükleme altındaki davranış.....	4
Şekil 1.2. Harmonik dinamik yük.....	4
Şekil 1.3. Periyodik dinamik yük.....	5
Şekil 1.4. Transiyent dinamik yük.....	5
Şekil 1.5. Şok cinsi dinamik yük.....	5
Şekil 1.6. Elastik geri sekme (https://www.homepages.ucl.ac.uk).....	6
Şekil 1.7. Odak, üst merkez ve odak derinliği (Ünal, 2012).....	7
Şekil 1.8. Fay çeşitleri (https://geologyscience.com).....	15
Şekil 1.9. Deprem dalgaları (Braile, 2004).....	15
Şekil 1.10. P dalgasının perspektif görünüşü (https://www.sciencelearn.org).....	16
Şekil 1.11. S dalgasının perspektif görünüşü (https://www.sciencelearn.org).....	17
Şekil 1.12. Love dalgasının perspektif görünüşü (https://www.sciencelearn.org).....	17
Şekil 1.13. Rayleigh dalgasının perspektif görünüşü (https://www.sciencelearn.org)... ..	18
Şekil 1.14. Doğal titreşim periyodu.....	19
Şekil 1.15. 3 katlı bir yapıya ait mod şekilleri.....	20
Şekil 1.16. Sönümsüz tek serbestlik dereceli sistemde serbest titreşim (Chopra, 2012).....	22
Şekil 1.17. Kritik sönümlü, kritik sönüm üstü ve kritik sönüm altı durumunda serbest titreşim hareketi (Chopra, 2012).....	23
Şekil 1.18. Sönümün serbest titreşime etkisi (Chopra, 2012).....	24
Şekil 1.19. Sönüm oranının doğal titreşim frekansına etkisi (Chopra, 2012).....	25
Şekil 1.20. Sönümlü serbest titreşimde yer değiştirmeler.....	26
Şekil 1.21. Aynı periyoda ve dört farklı sönüm oranına sahip sistemlerin serbest titreşimi (Chopra, 2012).....	27
Şekil 1.22. Rezonans durumunda dinamik büyütme çarpanının değişimi ($\beta = \varpi/\omega = 1$) (Chopra, 2012).....	30
Şekil 1.23. R_{max} 'ın β ve ζ 'ye bağlı değişim (Chopra, 2012).....	32
Şekil 1.24. Toplu çözümünden elde edilen $R(t)$ 'nin zamana bağlı değişimi ($\beta = 1$, $\zeta = 0,05$, $u(0) = \dot{u}(0) = 0$, $\omega_D = \omega_n$) (Chopra, 2012).....	34
Şekil 1.25. Genel modal analiz çeşitleri.....	36
Şekil 1.26. Dinamik ölçüm cihazları; a) 3 eksenli kablolu ivmeölçer (http://testart.com.tr/235), b) 3 eksenli kablosuz ivmeölçer (https://www.sparkfun.com), c) Hızölçer (https://aisys.com.my).....	39
Şekil 1.27. Klasik dinamik veri toplama ünitesi (https://tdg.com.tr).....	40
Şekil 1.28. Örnek modal test düzeneği (Gantasala ve diğ., 2017).....	41
Şekil 1.29. Titreşim üreticiler; a) Darbe çekici (https://www.bksv.com), b) Sarsma tablası (https://www.quanser.com), c) Kütle sarsıcı (Ataç, 2009).....	42
Şekil 1.30. Bir sinüs dalgasının hızlı Fourier dönüşümü (FFT); a) İvme-zaman grafiği, b) Fourier genlik spektrumu, c) Fourier faz spektrumu.....	44
Şekil 1.31. Fourier genlik spektrumundan modal frekansların belirlenmesi (Neitzel ve diğ., 2011).....	45
Şekil 1.32. Frekans davranış fonksiyonu (FRF) çeşitleri.....	46
Şekil 1.33. Sinyal işleme (Avitabile, 2018).....	47
Şekil 1.34. Filtre yöntemleri (Sharetechnote, 2023).....	53
Şekil 1.35. Örnek bir Low pass filtrelemesi (Birdal, 2015).....	54
Şekil 1.36. Zaman tanım alanındaki verilerin filtreleme sonrası değişimi (Birdal, 2015).....	54
Şekil 1.37. Sinüzoidal sinyaller ve sızıntı; a) İdeal sinyal, b) Sorunlu sinyal (Ewins, 2000).....	55

Şekil 1.38. Yaygın kullanılan pencere fonksiyonları (Hussein ve diğ., 2009)	56
Şekil 1.39. Modal parametrelerin belirlenmesi.....	58
Şekil 1.40. FRF fonksiyonunda eğri uydurma (Kihma ve diğ., 2018)	59
Şekil 1.41. FRF fonksiyonunda bölgesel eğri uydurma; a) TSD, b) ÇSD.....	59
Şekil 1.42. Tepe tutma yöntemiyle frekansın belirlenmesi	60
Şekil 1.43. Yarım güç bant genişliği yöntemiyle sönüm oranının belirlenmesi.....	61
Şekil 1.44. Tepe tutma yöntemiyle mod şekillerinin belirlenmesi	63
Şekil 1.45. Güç spektral yoğunluk fonksiyonu (Türker, 2011)	65
Şekil 1.46. Onarım teknikleri; a) Tamir harcı ile onarım (https://www.afzir.com/tr), b) Epoksi enjeksiyonu ile onarım (https://www.insaport.com)	70
Şekil 1.47. Eleman bazında uygulanan bazı güçlendirme teknikleri; a) Betonarme mantolama (https://aksas.istanbul), b) Çelik mantolama (https://www.kolonguclendirme.com.tr/) c) CFRP sargısı (https://www.karadenizteknikproje.com)	71
Şekil 1.48. Kolon-kiriş birleşim bölgelerinde sıkça uygulanan sargı tipi güçlendirme teknikleri; a) CFRP sargısı (https://ctech-llc.com) b) Çelik şerit sargısı (Yiğit, 2002)..	72
Şekil 1.49. Düzlem içi betonarme perde duvar ile güçlendirme (https://www.insaatim.com).....	74
Şekil 1.50. Çelik çaprazlar ile güçlendirme tipleri; a) Merkezi çaprazlı, b) Dışmerkez çaprazlı (TBDY, 2018)	75
Şekil 1.51. Betonarme çerçeve numunelerinde çelik çapraz elemanlarla güçlendirme üzerine deneysel bir çalışma (Döndüren ve Nakipoğlu, 2019).....	76
Şekil 1.52. Betonarme bir binada ters V tipi çelik çapraz elemanlarla güçlendirme (https://www.aspacelik.com.tr).....	76
Şekil 2.1. Deney düzeneği (Nishida ve Unjoh, 2004)	77
Şekil 2.2. Tabla üzerinde yapının görünüşü (Rezaifar ve diğ., 2007)	78
Şekil 2.3. Şangay kulesi modeli (Lu ve diğ., 2013).....	79
Şekil 2.4. Öngerilmeli tendonlu birleşimler; a) Kolon-kiriş birleşimi, b) Kolon-temel birleşimi (Lu ve diğ., 2015)	80
Şekil 2.5. Test numunesi (Lu ve diğ., 2015).....	80
Şekil 2.6. Testler arasında doğal titreşim frekanslarının değişimi (Lu ve diğ., 2015)....	81
Şekil 2.7. Numuneler ve güçlendirme; a) 4 özdeş test çerçevesi, b) Güçlendirilmiş kolon (Shin ve diğ., 2016).....	82
Şekil 2.8. Güçlendirilmiş çerçevenin ön görünüşü ve sarsıcıların konumu (Shin ve diğ., 2016).....	82
Şekil 2.9. Sarsıcılar; a) Hidrolik lineer sarsıcı, b) Eksantrik kütle sarsıcı (Shin ve diğ., 2016)	83
Şekil 2.10. Güçlendirilmiş çerçevenin aşama aşama doğal titreşim frekansı değerleri (Shin ve diğ., 2016).....	83
Şekil 2.11. Deney numuneleri (Gavridou, 2017).....	84
Şekil 2.12. 3 eksenli E-defense sarsma tablası, Miki, Japonya (https://www.bosai.go.jp)	85
Şekil 2.13. Harçsız blok duvar sistemi; a) Oluklu bloklar, b) Viskoelastik bağlantı elemanları, c) Genel model (Goyal ve Agarwal, 2017)	86
Şekil 2.14. Deney düzeneği (Hou ve diğ., 2017)	87
Şekil 2.15. Deney numuneleri; a) Geleneksel betonarme çerçeve, b) UHDC malzemesi ile üretilen betondan imal edilmiş çelik donatısız çerçeve (Yu ve diğ., 2018).....	88
Şekil 2.16. Numuneler (Bahadır, 2020).....	89
Şekil 2.17. Deney düzeneği (Bahadır, 2020)	89

Şekil 2.18. Deney düzeneği ve güçlendirme öncesinde numunelerin görünüşü (Ciupala ve diğ., 2020)	90
Şekil 2.19. Deney düzeneği ve numuneler (Ge ve diğ., 2020)	91
Şekil 2.20. Titreşim deneyleri öncesinde deney numunesinin görünüşü (Qiao ve diğ., 2020).....	92
Şekil 2.21. Frekans değerlerinin yüklemelere göre değişimi (Qiao ve diğ., 2020)	92
Şekil 2.22. Deney öncesi bir numunenin sarsma tablası üzerindeki görüntüsü (Rizwan ve diğ., 2020)	93
Şekil 2.23. Deney düzeneği ve numune (Shang ve Wang, 2020).....	94
Şekil 2.24. Asfaltlı yaylı izolasyon sistemi (Shang ve Wang, 2020).....	94
Şekil 2.25. Deney düzeneği ve numune (Khan ve diğ., 2021)	95
Şekil 2.26. Numune detayları (Kaya, 2022)	96
Şekil 2.27. Modal analiz sonuçları; a) Frekanslardaki değişim, b) Sönüm oranlarındaki değişim (Kaya, 2022).....	96
Şekil 2.28. Deney esnasında numune ve sistemin görünüşü (Sayın, 2022).....	97
Şekil 2.29. İncelenen binalar; a) Karkas tipi bina, b) Tuğlalı bina, c) İnşaatı tamamlanmış bina (Bayraktar ve diğ., 2010).....	98
Şekil 2.30. Operasyonel modal analiz için deney düzeneği (Musiał, 2012).....	99
Şekil 2.31. Düşük donatı oranına ($\rho = \%0,65$) sahip kirişlerin statik ve dinamik eğilme rijitlikleri (Musiał, 2012)	100
Şekil 2.32. Yüksek donatı oranına ($\rho = \%1,38$) sahip kirişlerin statik ve dinamik eğilme rijitlikleri (Musiał, 2012)	100
Şekil 2.33. Test binası (Yousefianmoghadam ve diğ., 2015)	101
Şekil 2.34. Hasar durumları (Yousefianmoghadam ve diğ., 2015)	101
Şekil 2.35. Frekans değerlerindeki değişimler (Yousefianmoghadam ve diğ., 2015)..	102
Şekil 2.36. DS1 ve DS4’te oluşan mod şekillerinin plan görünüşü; a) 1. doğal titreşim modu, b) 2. doğal titreşim modu (Yousefianmoghadam ve diğ., 2015)	102
Şekil 2.37. Genel test düzeneği (Musiał ve Grosel, 2016)	103
Şekil 2.38. Frekans-donatı oranı sonuçları (Musiał ve Grosel, 2016)	104
Şekil 2.39. Odra nehri üzerindeki betonarme bent, Polonya (Wójcicki ve diğ., 2016) 105	
Şekil 2.40. Ölçüm düzeneği ve bazı ölçüm noktaları (Wójcicki ve diğ., 2016)	105
Şekil 2.41. İncelenen hasar durumları (Altunışık ve diğ., 2017)	107
Şekil 2.42. Deney düzeneği (Altunışık ve diğ., 2017).....	108
Şekil 2.43. Çalışmada incelenen binanın görünüşü (Aras, 2017).....	110
Şekil 2.44. Duvarlardan alınan örnekler; a) Duvar kesme makinesi, b) Kayma ve basınç testi numuneleri, c) Dış duvardan alınan örnek, d) İç duvardan alınan örnek (Aras, 2017).....	110
Şekil 2.45. Deneysel aşama; a) İvmeölçerlerin bina üzerindeki konumu, b) Konumuna yerleştirilmiş ivmeölçer, c) Darbe uygulaması (Aras, 2017).....	111
Şekil 2.46. Bazı güçlendirme uygulamaları (Pierdicca ve diğ., 2017)	112
Şekil 2.47. Ölçüm düzeneği (Pierdicca ve diğ., 2017)	113
Şekil 2.48. Hasarsız durumda çerçevenin görünüşü (Altunışık ve diğ., 2018).....	114
Şekil 2.49. Çerçeveye verilen bazı hasarlar (Altunışık ve diğ., 2018)	115
Şekil 2.50. Tamir edilmiş çerçevenin görünüşü (Altunışık ve diğ., 2018).....	116
Şekil 2.51. Güçlendirilmiş çerçevenin görünüşü (Altunışık ve diğ., 2018).....	116
Şekil 2.52. Cep telefonlarının kalibrasyon düzeneği; x ekseninde kalibrasyon (solda), z ekseninde kalibrasyon (sağda) (Castellanos-Toro ve diğ., 2018).....	118
Şekil 2.53. Referans ivmeölçer ile LG marka cep telefonundan elde edilen ivme-zaman grafiklerinin karşılaştırılması (Castellanos-Toro ve diğ., 2018).....	118

Şekil 2.54. Operasyonel modal analize tabi tutulan 12 köprü yapısı (Castellanos-Toro ve diğ., 2018).....	119
Şekil 2.55. Hakim titreşim frekansı ve hakim sönüm oranı değerlerinin karşılaştırması (Castellanos-Toro ve diğ., 2018)	119
Şekil 2.56. 4 farklı birleşim detayına sahip çerçeve sistemler (Hüsem ve diğ., 2018). 120	
Şekil 2.57. Genel deney düzeneği ve ‘a’ tipi birleşim bölgesi sistemin hasarsız durumu (Hüsem ve diğ., 2018).....	120
Şekil 2.58. ‘a’ tipi birleşim bölgesi sistemde tersinir-tekrarlanır yükleme sonrası meydana gelen hasar durumu (Hüsem ve diğ., 2018).....	122
Şekil 2.59. Deney düzenekleri; Statik (üstte), Dinamik (altta).....	123
Şekil 2.60. İncelenen binanın görünüşleri; Güçlendirme öncesi (solda), Güçlendirme sonrası (sağda) (Soyoz ve diğ., 2013).....	124
Şekil 2.61. Zorlanmış titreşim testlerinde kullanılan eksantrik kütle sarsıcı (Soyoz ve diğ., 2013).....	124
Şekil 2.62. 1. sistemin 3 boyutlu sonlu elaman modeli (Grosel ve diğ., 2014).....	125
Şekil 2.63. 1. sistemin geleneksel modal analiz test ekipmanları (Grosel ve diğ., 2014)	125
Şekil 2.64. 3. sistemin görünüşü (Grosel ve diğ., 2014).....	126
Şekil 2.65. Titreşim üreticiler; çift motorlu (solda), tek motorlu (sağda) (Tarinejad ve diğ., 2014).....	127
Şekil 2.66. Betonarme test binası (Beskhyroun ve diğ., 2019).....	128
Şekil 2.67. Zorlanmış ve ortamsal titreşim için mod şekilleri; a) 1. yanal ötelenme modu, b) 1. burulma modu (Beskhyroun ve diğ., 2019).....	130
Şekil 2.68. Binanın SAP2000’deki sonlu eleman modeli (Beskhyroun ve diğ., 2019) 131	
Şekil 2.69. Deneyisel ve analitik yöntemlerden elde edilen mod şekilleri; a) 1. yanal ötelenme modu, b) 1. burulma modu (Beskhyroun ve diğ., 2019).....	132
Şekil 3.1. Hasarsız (referans) durumda çerçevelerin 3 boyutlu görünüşü	136
Şekil 3.2. Numunelerin boyutları ve görünüşleri; a) Ön ve yan görünüş, b) Üst görünüş	137
Şekil 3.3. Standart basınç deneyleri; a) Test cihazı, b) 1. kat betonu numunesi, c) 1. kat betonundan bir numunenin kırılmış hali, d) 2. kat betonu numunesi, e) Temel betonu numunesi.....	138
Şekil 3.4. Numunelerin donatı detayı	141
Şekil 3.5. Hasarsız (referans) durumda çerçevelerin 3 boyutlu görünüşü	142
Şekil 3.6. Hasarlı durumda çerçevelerin 3 boyutlu görünüşü	143
Şekil 3.7. Onarılmış durumda çerçevelerin 3 boyutlu görünüşü	143
Şekil 3.8. SI numunesinin güçlendirilmiş durumdaki 3 boyutlu görünüşü	144
Şekil 3.9. SC numunesinin güçlendirilmiş durumdaki 3 boyutlu görünüşü	145
Şekil 3.10. SS numunesinin güçlendirilmiş durumdaki 3 boyutlu görünüşü.....	145
Şekil 3.11. Temellerin üretim sonrası hali	147
Şekil 3.12. Kolon donatılarının montajı.....	147
Şekil 3.13. Kolon donatılarının montajı (devamı)	148
Şekil 3.14. 1. kat kalıp montajı	148
Şekil 3.15. 1. kat kiriş donatı montajı	149
Şekil 3.16. 1. kat döşeme donatı imalatı	150
Şekil 3.17. Çerçevelerin 1. kat beton dökümü öncesi son hali	150
Şekil 3.18. 1. kat beton dökümü	151
Şekil 3.19. 1. kat betonunun kürlenmesi.....	151
Şekil 3.20. 2. kat taşıyıcı elemanlarının donatı imalatı.....	152
Şekil 3.21. 2. kat kalıp montajı	153

Şekil 3.22. Çerçevelerin 2. kat beton dökümü öncesi son hali	154
Şekil 3.23. 2. kat beton dökümü	154
Şekil 3.24. 2. kat beton dökümü (devamı)	155
Şekil 3.25. 2. kat betonunun kürlenmesi	155
Şekil 3.26. Numune kalıplarının sökümü	156
Şekil 3.27. Boş betonarme çerçevelerin boyama sonrası son hali	157
Şekil 3.28. Sarsma tablası	158
Şekil 3.29. Çerçevelerin sarsma tablasına sabitlendiği ankastre mesnet sistemi	158
Şekil 3.30. Zorlanmış titreşim deneylerinde kullanılan dinamik ölçüm ekipmanları; 3 eksenli ivmeölçer (üst solda), Potansiyometrik cetveller (üst sağda), 16 kanallı dinamik veri toplama ünitesi (altta)	160
Şekil 3.31. Sensör bağlantıları için yapılan bu hazırlıklar	161
Şekil 3.32. Potansiyometrik cetvellerin bağlantısı için oluşturulan çelik karkas sistem	161
Şekil 3.33. Sensör yerleşimi; 1) 1. kat sensörleri, 2) 2. kat sensörleri, 3) Temel potansiyometresi, 4) Etki verisi ölçümü için sarsma tablasına bağlanan ivmeölçer.....	162
Şekil 3.34. Deney düzeneği; 1) Sarsma tablası, 2) Kontrol paneli, 3) PLC kontrollü otomasyon sistemi, 4) Dinamik veri toplama ünitesi, 5) İvmeölçerler.....	162
Şekil 3.35. Deney düzeneğinin görsel simülasyonu	163
Şekil 3.36. 0,36 g yükleme (Ana yükleme).....	164
Şekil 3.37. Diğer dinamik yüklemeler; a) 0,19 g yükleme (ana yüklemenin 0,5 katı (%50)), b) 0,46 g yükleme (ana yüklemenin 1,3 katı (%130)), c) 0,54 g yükleme (ana yüklemenin 1,5 katı (%150))	165
Şekil 3.38. Katlara sabitlenen kütleler	167
Şekil 3.39. Vinç kullanımı; a) Numunelerin sarsma tablası üzerine taşınması, b) Beton bloğun güvenlik amacıyla gevşek bir şekilde vinç ile tutulması	167
Şekil 3.40. SI numunesinin hasarsız (referans) durumunun deneyi	168
Şekil 3.41. SI numunesinin hasarlandırma aşaması.....	169
Şekil 3.42. SI numunesinin hasarlı durumunun deneyi	169
Şekil 3.43. SI numunesinin hasarlı durumunun deneyi (devamı).....	170
Şekil 3.44. Onarım malzemesi; a) Dikdörtgen prizma numuneler, b) 3 noktalı eğilme testi, c) Standart basınç testi	170
Şekil 3.45. SI numunesinin onarım aşaması	171
Şekil 3.46. SI numunesinin onarılmış durumunun deneyi.....	171
Şekil 3.47. SI numunesinin dolgu duvarlarla iyileştirilmesi; a) Duvar örümü, b) Sıvama	172
Şekil 3.48. SI numunesinin dolgu duvarlarla iyileştirilmiş halinin deneyi.....	173
Şekil 3.49. SS numunesinin hasarsız (referans) halinin deneyi.....	173
Şekil 3.50. SS numunesinin hasarlı durumunun deneyi	174
Şekil 3.51. SS numunesinin onarılmış durumunun deneyi.....	175
Şekil 3.52. Güçlendirme işlemi için hazırlanan ve kullanılan malzemeler; a) Betonarme sistemle bağlantı elemanları, plakalar ve epoksi, b) Çelik köşebent profiller	176
Şekil 3.53. SS numunesinde ankraj deliklerinin açılması.....	176
Şekil 3.54. SS numunesinde tijlerin epoksi ile kimyasal ankrajlanması	177
Şekil 3.55. Çelik plakaların delinip kolon uçlarına sabitlenmesi	177
Şekil 3.56. Çelik plaka ve çaprazların kaynaklanması	178
Şekil 3.57. SS numunesinin çelik çaprazlarla güçlendirilmiş durumunun deneyi.....	178
Şekil 3.58. SC numunesinin hasarsız (referans) halinin deneyi	179
Şekil 3.59. SC numunesinin hasarlı durumunun deneyi	180
Şekil 3.60. SC numunesinin onarılmış durumunun deneyi	180

Şekil 3.61. SC numunesinde filiz ekimi süreci.....	181
Şekil 3.62. Güçlendirme perdelerinde donatı ve kalıp montajı; a) Donatı imalatı, b) Kalıp imalatı, c) Beton döküm haznesi.....	182
Şekil 3.63. Güçlendirme perdelerinin beton dökümü.....	182
Şekil 3.64. Güçlendirme perdelerinde kullanılan betonun basınç dayanımı tayini	183
Şekil 3.65. SC numunesinin betonarme perdelerle güçlendirilmiş durumunun deneyi	183
Şekil 3.66. Kat ağırlıklarının belirlenmesi.....	188
Şekil 3.67. Taban devrilme momenti hesabı için atalet kuvvetleri ve bunların rijit temel üzerinden yükseklikleri.....	189
Şekil 3.68. 0,54 g yüklemesi; a) Zaman geçmişi fonksiyonu, b) Yük durumu tablosu (ETABS, 2021).....	191
Şekil 3.69. Hasarsız durumda çerçeve modellerinin 3d görüşleri; a) Dolu görüş (extruded view), b) Çubuk eleman görüşü (ETABS, 2021).....	191
Şekil 3.70. Hasarlı durumda çerçeve modellerinin 3d görüşleri; a) Dolu görüş (extruded view), b) Çubuk eleman görüşü (ETABS, 2021).....	192
Şekil 3.71. Eşdeğer diyagonal basınç çubuk yöntemi ile dolgu duvarların modellenmesi (Al-Hagri ve diğ., 2023).....	192
Şekil 3.72. Güçlendirilmiş durumda çerçeve modellerinin çubuk eleman biçiminde 3d görüşleri; a) SI numunesi, b) SS numunesi, c) SC numunesi (ETABS, 2021).....	193
Şekil 4.1. SI numunesinin hasarsız durum deneyleri sonrası detay görüşleri.....	198
Şekil 4.2. SI numunesinin hasarlı durum deneyleri sonrasına detay görüşleri.....	199
Şekil 4.3. SI numunesinin onarılmış durum deneyleri sonrasına detay görüşleri.....	200
Şekil 4.4. SI numunesinin dolgu duvarlarla iyileştirilmiş durumu deneyleri sonrası detay görüşleri.....	201
Şekil 4.5. SS numunesinin hasarsız durum deneyleri sonrası detay görüşleri.....	202
Şekil 4.6. SS numunesinin hasarlı durum deneyleri sonrasına detay görüşleri.....	203
Şekil 4.7. SS numunesinin onarılmış durum deneyleri sonrasına detay görüşleri....	204
Şekil 4.8. SS numunesinin çelik çaprazlarla güçlendirilmiş durumu deneyleri sonrası detay görüşleri.....	205
Şekil 4.9. SC numunesinin hasarsız durum deneyleri sonrası detay görüşleri.....	206
Şekil 4.10. SC numunesinin hasarlı durum deneyleri sonrasına detay görüşleri.....	207
Şekil 4.11. SC numunesinin onarılmış durum deneyleri sonrasına detay görüşleri .	208
Şekil 4.12. SC numunesinin betonarme perdelerle güçlendirilmiş durumu deneyleri sonrası detay görüşleri.....	209
Şekil 4.13. %5 sönüm oranı için ivme tepki spektrumları; a) 0,19 g yüklemesi, b) 0,36 g yüklemesi, c) 0,46 g yüklemesi, d) 0,54 g yüklemesi, e) 1999 Gölcük Depremi, f) Karşılaştırma.....	211
Şekil 4.14. %5 sönüm oranı için deplasman tepki spektrumları; a) 0,19 g yüklemesi, b) 0,36 g yüklemesi, c) 0,46 g yüklemesi, d) 0,54 g yüklemesi, e) 1999 Gölcük Depremi, f) Karşılaştırma.....	212
Şekil 4.15. 0,54 g yüklemesinde numunelerin 2. kat tepki ivme-zaman grafikleri; a) HSZ durum, b) HSL durum, c) ONR durum.....	214
Şekil 4.16. 0,54 g yüklemesinde numunelerin 2. kat tepki ivme-zaman grafikleri; a) SI numunesinin GÜÇL durumu, b) SS numunesinin GÜÇL durumu, c) SC numunesinin GÜÇL durumu.....	215
Şekil 4.17. HSZ durum 0,54 g yüklemesinde FFT genlik-frekans grafikleri; a) 1. kat tepki ivmesi için, b) 2. kat tepki ivmesi için, c) Etki ivmesi için.....	217
Şekil 4.18. SI numunesinin HSZ durumuna ait FRF genlik-frekans grafikleri; a) FRF ve eğri uydurulmuş FRF, b) Eğri uydurulmuş FRF.....	218

Şekil 4.19. SI numunesinin eğri uydurulmuş FRF genlik-frekans grafikleri; a) HSL durumda, b) ONR durumda, c) GÜÇL durumda	219
Şekil 4.20. SS numunesinin eğri uydurulmuş FRF genlik-frekans grafikleri; a) HSZ durumda, b) HSL durumda	220
Şekil 4.21. SS numunesinin eğri uydurulmuş FRF genlik-frekans grafikleri; a) ONR durumda, b) GÜÇL durumda.....	221
Şekil 4.22. SC numunesinin eğri uydurulmuş FRF genlik-frekans grafikleri; a) HSZ durumda, b) HSL durumda	222
Şekil 4.23. SC numunesinin eğri uydurulmuş FRF genlik-frekans grafikleri; a) ONR durumda, b) GÜÇL durumda.....	223
Şekil 4.24. HSZ durumda FEM ile nümerik modal analiz sonucu elde edilen mod şekilleri; a) X doğrultusunda 1. yanal ötelenme mod şekli, b) X doğrultusunda 2. yanal ötelenme mod şekli	230
Şekil 4.25. HSL durumda FEM ile nümerik modal analiz sonucu elde edilen mod şekilleri; a) X doğrultusunda 1. yanal ötelenme mod şekli, b) X doğrultusunda 2. yanal ötelenme mod şekli	231
Şekil 4.26. SI numunesinin GÜÇL durumunda FEM ile nümerik modal analiz sonucu elde edilen mod şekilleri; a) X doğrultusunda 1. yanal ötelenme mod şekli, b) X doğrultusunda 2. yanal ötelenme mod şekli.....	232
Şekil 4.27. SS numunesinin GÜÇL durumunda FEM ile nümerik modal analiz sonucu elde edilen mod şekilleri; a) X doğrultusunda 1. yanal ötelenme mod şekli, b) X doğrultusunda 2. yanal ötelenme mod şekli.....	233
Şekil 4.28. SC numunesinin GÜÇL durumunda FEM ile nümerik modal analiz sonucu elde edilen mod şekilleri; a) X doğrultusunda 1. yanal ötelenme mod şekli, b) X doğrultusunda 2. yanal ötelenme mod şekli.....	234
Şekil 4.29. Numunelerde X doğrultusu için deneysel yollarla ve FEM ile belirlenen yanal ötelenme mod şekilleri; a) HSZ-SI 1. mod şekli, b) HSZ-SI 2. mod şekli, c) HSZ-SS 1. mod şekli, d) HSZ-SS 2. mod şekli	235
Şekil 4.30. Numunelerde X doğrultusu için deneysel yollarla ve FEM ile belirlenen yanal ötelenme mod şekilleri; a) HSZ-SC 1. mod şekli, b) HSZ-SC 2. mod şekli, c) HSL-SI 1. mod şekli, d) HSL-SI 2. mod şekli	236
Şekil 4.31. Numunelerde X doğrultusu için deneysel yollarla ve FEM ile belirlenen yanal ötelenme mod şekilleri; a) HSL-SS 1. mod şekli, b) HSL-SS 2. mod şekli, c) HSL-SC 1. mod şekli, d) HSL-SC 2. mod şekli	237
Şekil 4.32. Numunelerde X doğrultusu için deneysel yollarla belirlenen yanal ötelenme mod şekilleri; a) ONR-SI 1. mod şekli, b) ONR-SI 2. mod şekli	238
Şekil 4.33. Numunelerde X doğrultusu için deneysel yollarla belirlenen yanal ötelenme mod şekilleri; a) ONR-SS 1. mod şekli, b) ONR-SS 2. mod şekli, c) ONR-SC 1. mod şekli, d) ONR-SC 2. mod şekli	239
Şekil 4.34. Numunelerde X doğrultusu için deneysel yollarla ve FEM ile belirlenen yanal ötelenme mod şekilleri; a) GÜÇL-SI 1. mod şekli, b) GÜÇL-SI 2. mod şekli, c) GÜÇL-SS 1. mod şekli, d) GÜÇL-SS 2. mod şekli	240
Şekil 4.35. Numunelerde X doğrultusu için deneysel yollarla ve FEM ile belirlenen yanal ötelenme mod şekilleri; a) GÜÇL-SC 1. mod şekli, b) GÜÇL-SC 2. mod şekli	241
Şekil 4.36. 0,54 g yüklemede elde edilen tepe deplasmanı-zaman grafikleri; a) HSZ durum (deneysel ve FEM), b) HSL durum (deneysel ve FEM), c) ONR durum (deneysel).....	242
Şekil 4.37. Numunelerin GÜÇL durumunda 0,54 g yüklemede deneysel olarak ve FEM analizi ile elde edilen tepe deplasmanı-zaman grafikleri; a) SI numunesi, b) SS numunesi, c) SC numunesi	243

Şekil 4.38. 0,54 g yüklemesinde elde edilen taban kesme kuvveti-zaman grafikleri; a) HSZ durum, b) HSL durum, c) ONR durum	248
Şekil 4.39. Numunelerin GÜÇL durumunda 0,54 g yüklemesinde elde edilen taban kesme kuvveti-zaman grafikleri; a) SI numunesi, b) SS numunesi, c) SC numunesi ..	249
Şekil 4.40. 0,54 g yüklemesinde elde edilen taban kesme kuvveti-tepe deplasmanı histerezis eğrileri; a) HSZ durum, b) HSL durum, c) ONR durum, d) SI numunesinin GÜÇL durumu, e) SS numunesinin GÜÇL durumu, f) SC numunesinin GÜÇL durumu	251
Şekil 4.41. Başlangıç yanal ötelenme rijitliği-mutlak maksimum tepe deplasmanı grafikleri; a) 0,19 g yüklemesi, b) 0,36 g yüklemesi	252
Şekil 4.42. Başlangıç yanal ötelenme rijitliği-mutlak maksimum tepe deplasmanı grafikleri; a) 0,46 g yüklemesi, b) 0,54 g yüklemesi	253
Şekil 4.43. 0,54 g yüklemesinde elde edilen tepe deplasmanı oranı-zaman grafikleri; a) HSZ durum (deneysel ve FEM), b) HSL durum (deneysel ve FEM), c) ONR durum (deneysel).....	255
Şekil 4.44. Numunelerin GÜÇL durumunda 0,54 g yüklemesinde deneysel olarak ve FEM analizi ile elde edilen tepe deplasmanı oranı-zaman grafikleri; a) SI numunesi, b) SS numunesi, c) SC numunesi	256
Şekil 4.45. 0,54 g yüklemesinde elde edilen taban devrilme momenti-zaman grafikleri; a) HSZ durum, b) HSL durum, c) ONR durum	258
Şekil 4.46. Numunelerin GÜÇL durumunda 0,54 g yüklemesinde elde edilen taban devrilme momenti-zaman grafikleri; a) SI numunesi, b) SS numunesi, c) SC numunesi	259
Şekil 4.47. 0,54 g yüklemesinde elde edilen taban devrilme momenti-tepe deplasmanı histerezis eğrileri; a) HSZ durum, b) HSL durum, c) ONR durum, d) SI numunesinin GÜÇL durumu, e) SS numunesinin GÜÇL durumu, f) SC numunesinin GÜÇL durumu	261
Şekil 5.1. 0,54 g yüklemesi altında numunelerin durumlarına göre mutlak maksimum 2. kat tepki ivmeleri	264
Şekil 5.2. Deneysel ve nümerik olarak elde edilen 1. doğal titreşim frekanslarının numunelerin durumlarına göre karşılaştırması	265
Şekil 5.3. Deneysel ve nümerik olarak elde edilen 1. doğal titreşim periyotlarının numunelerin durumlarına göre karşılaştırması	266
Şekil 5.4. Logaritmik azalım yöntemiyle belirlenmiş global sönüm oranlarının numunelerin durumlarına göre karşılaştırması	267
Şekil 5.5. Numunelerde x-x doğrultusu için deneysel yollarla belirlenen 1. yanal ötelenme mod şekillerinin karşılaştırması; a) SI, b) SS, c) SC.....	268
Şekil 5.6. Numunelerde x-x doğrultusu için deneysel yollarla belirlenen 2. yanal ötelenme mod şekillerinin karşılaştırması; a) SI, b) SS, c) SC.....	269
Şekil 5.7. 0,54 g yüklemesi altında deneysel ve nümerik olarak elde edilen mutlak maksimum tepe deplasmanlarının numunelerin durumlarına göre karşılaştırması	271
Şekil 5.8. a) 0,54 g yüklemesi altında numunelerin farklı durumlarında elde edilen taban kesme kuvveti-tepe deplasmanı eğrilerinin karşılaştırması, b) Histerezis eğrilerinde doğrusal regresyon analizi sonucu elde edilen eğrilerin karşılaştırması.....	273
Şekil 5.9. Numunelerin durumlarına göre başlangıç yanal ötelenme rijitlikleri.....	275
Şekil 5.10. 0,54 g yüklemesi altında numunelerin farklı durumlarında elde edilen taban devrilme momenti-tepe deplasmanı oranı eğrilerinin karşılaştırması.....	276

ÇİZELGELER TABLOSU

Çizelge 1.1. Değiştirilmiş Mercalli Şiddet Cetveli (Day, 2002).....	8
Çizelge 1.2. Değiştirilmiş Mercalli Şiddet Cetveline göre şiddet seviyelerine karşılık gelen PGA değerleri (Lee ve Min, 2013)	10
Çizelge 1.3. Türkiye’de son yüzyılda moment büyüklüğü ölçeğine göre meydana gelen en büyük 10 deprem (Kandilli, 2023; USGS, 2023).....	13
Çizelge 1.4. Yaygın kullanılan pencere fonksiyonlarının frekans çözünürlüğü ve spektral sızıntının azaltılması durumlarına göre karşılaştırılması (Hussein ve diğ., 2009)	57
Çizelge 2.1. Doğal titreşim frekansları (Nishida ve Unjoh, 2004)	78
Çizelge 2.2. Hasarsız durumda ilk 3 mod için belirlenen dinamik parametreler (Lu ve diğ., 2013).....	79
Çizelge 2.3. Modal parametreler (Bayraktar ve diğ., 2010)	98
Çizelge 2.4. Belirlenen dinamik parametreler (Yousefianmoghadam ve diğ., 2015) ..	102
Çizelge 2.5. Orta açıklıkta belirlenen modal parametreler (Wójcicki ve diğ., 2016)...	106
Çizelge 2.6. Sol açıklıkta belirlenen modal parametreler (Wójcicki ve diğ., 2016).....	106
Çizelge 2.7. Sol ayakta belirlenen modal parametreler (Wójcicki ve diğ., 2016).....	106
Çizelge 2.8. Analitik çözümden elde edilen frekans değerleri (Hz) (Altunışık ve diğ., 2017)	107
Çizelge 2.9. Operasyonel modal analizden elde edilen frekans değerleri (Hz) (Altunışık ve diğ., 2017)	108
Çizelge 2.10. Hasar durumu-4 için model güncelleme öncesi ve sonrası elde edilen frekans değerlerinin karşılaştırması (Hz) (Altunışık ve diğ., 2017)	109
Çizelge 2.11. Deneysel ve nümerik modal analizler sonucunda elde edilen frekans değerleri (Aras, 2017)	111
Çizelge 2.12. Düzeltilmiş sonuç frekans değerleri (Aras, 2017)	112
Çizelge 2.13. Binanın aşama aşama belirlenen dinamik özellikleri (Pierdicca ve diğ., 2017)	113
Çizelge 2.14. Hasarsız durumda dinamik parametreler (Altunışık ve diğ., 2018)	114
Çizelge 2.15. Hasarlı durumda dinamik parametreler (Altunışık ve diğ., 2018).....	115
Çizelge 2.16. Tamir edilmiş durumda dinamik parametreler (Altunışık ve diğ., 2018)	116
Çizelge 2.17. Güçlendirilmiş durumda dinamik parametreler (Altunışık ve diğ., 2018)	117
Çizelge 2.18. Doğal titreşim frekanslarının karşılaştırması (Altunışık ve diğ., 2018) .	117
Çizelge 2.19. ‘a’ tipi birleşim bölgesi sistemin hasarsız durumundaki frekans ve sönüm oranı değerleri (Hüsem ve diğ., 2018)	121
Çizelge 2.20. ‘a’ tipi birleşim bölgesi sistemin hasarlı durumundaki frekans ve sönüm oranı değerleri (Hüsem ve diğ., 2018)	121
Çizelge 2.21. 2. sistemde belirlenen modal parametreler (Grosel ve diğ., 2014).....	126
Çizelge 2.22. 3. Sistemde belirlenen modal parametreler (Grosel ve diğ., 2014)	127
Çizelge 2.23. Modal parametreler (Tarinejad ve diğ., 2014).....	128
Çizelge 2.24. Zorlanmış ve ortamsal titreşimlerden elde edilen binanın doğal titreşim frekansları (Beskhyroun ve diğ., 2019)	129
Çizelge 2.25. Modal sönüm oranları (%) (Beskhyroun ve diğ., 2019).....	130
Çizelge 2.26. Deneysel ve analitik yollarla elde edilen doğal titreşim frekanslarının karşılaştırması (Beskhyroun ve diğ., 2019)	131
Çizelge 3.1. Çarpık Model-2 ölçekleme yöntemine göre ölçeklendirme (Birdal, 2015)	135

Çizelge 3.2. Numunelerde oluşturulacak durumlar ve isimlendirme	136
Çizelge 3.3. Sarsma tablasının bazı teknik özellikleri	157
Çizelge 3.4. Sensebox 7013 ivmeölçerlerin bazı teknik özellikleri (https://tdg.com.tr)	159
Çizelge 3.5. Opkon RTL potansiyometrik cetvellerin bazı teknik özellikleri (https://www.opkon.com.tr)	159
Çizelge 3.6. Testbox 2010 dinamik veri toplama ünitesinin bazı teknik özellikleri (https://tdg.com.tr)	160
Çizelge 4.1. Her bir durum ve yüklemde katlardan ölçülen mutlak maksimum tepki ivmeleri	216
Çizelge 4.2. Geleneksel deneysel modal analiz ve FEM'e göre nümerik modal analiz ile belirlenen doğal titreşim frekansları	224
Çizelge 4.3. Doğal titreşim frekanslarının karşılaştırması	224
Çizelge 4.4. Ortalama doğal titreşim frekansları	225
Çizelge 4.5. Geleneksel deneysel modal analiz ve FEM'e göre nümerik modal analiz ile belirlenen doğal titreşim periyotları	226
Çizelge 4.6. Doğal titreşim periyotlarının karşılaştırması	227
Çizelge 4.7. Ortalama doğal titreşim periyotları	227
Çizelge 4.8. Yarım güç bant genişliği yöntemi ile belirlenen sönüm oranları	228
Çizelge 4.9. Her bir durum ve yüklemde deneysel olarak ve FEM analizi ile elde edilen mutlak maksimum tepe deplasmanları	244
Çizelge 4.10. Deneysel olarak elde edilen mutlak maksimum tepe deplasmanlarının karşılaştırması	245
Çizelge 4.11. Logaritmik azalım yöntemi ile belirlenen sönüm oranları	246
Çizelge 4.12. Sönüm oranları-yöntemlerin karşılaştırması	246
Çizelge 4.13. Her bir durum ve yükleme için belirlenen mutlak maksimum taban kesme kuvvetleri	250
Çizelge 4.14. Başlangıç yanal ötelenme rijitliği	252
Çizelge 4.15. Ortalama başlangıç yanal ötelenme rijitliği	254
Çizelge 4.16. Her bir durum ve yüklemde deneysel olarak ve FEM analizi ile elde edilen mutlak maksimum tepe deplasmanı oranları	257
Çizelge 4.17. Her bir durum ve yükleme için belirlenen mutlak maksimum taban devrilme momentleri	260
Çizelge 5.1. Deneysel olarak belirlenen 1. doğal titreşim frekanslarında durumlar arasında meydana gelen yüzde değişimler	265
Çizelge 5.2. Deneysel olarak belirlenen 1. doğal titreşim periyotlarında durumlar arasında oluşan yüzde değişimler	266
Çizelge 5.3. Global doğal sönüm oranlarında durumlar arasında oluşan yüzde değişimler	267
Çizelge 5.4. 2. kat mod vektörleri üzerinden belirlenen, uygulanan güçlendirmeler neticesinde mod şekillerinde oluşan iyileşme yüzdeleri	270
Çizelge 5.5. 0,54 g yüklemesi altında deneysel olarak elde edilen mutlak maksimum tepe deplasmanlarında durumlar arasında oluşan yüzde değişimler	271
Çizelge 5.6. Başlangıç yanal ötelenme rijitliklerinde durumlar arasında meydana gelen yüzde değişimler	275

1. GİRİŞ

Depreme dayanıklı yapı tasarımı ülkemiz için oldukça hassas bir konudur. Depremi yapı üzerindeki etkisini azaltmak amacıyla mühendislik tasarımları ve yapısal malzeme teknolojisi üzerine yapılan çalışmalarda kaydedilen ilerlemelerle daha hafif ve daha yüksek dayanımlı malzemeler ortaya çıkmıştır. Ancak bu tip malzemelerin yapısal sistemlerde kullanılması kesitleri küçültmekte, sistemleri narinleştirmektedir. Bunun yanı sıra, dayanımda elde edilen artışlar rijitlikte en önemli parametrelerden olan elastisite modülünde aynı oranda olmamaktadır. Bu durum elemanların ve sistemlerin rijitliğinde önemli azalmalara sebep olmaktadır. Dolayısıyla, azalan rijitlik yapılarda ciddi miktarda titreşim ve stabilite problemleri oluşturmakta ve yapıların deprem gibi zamana bağlı dinamik yüklerin etkisi altında çevresiyle yani zeminle etkileşimini artırmaktadır.

Yapılarda, dinamik yükler, statik yüklere göre çok daha büyük tepkilere sebep olmakta ve büyük iç kuvvetler ve yer değiştirmeler yaratmaktadır. Bu nedenle sistemlerin tasarım aşamasında dinamik yük durumu da mutlaka dikkate alınmalıdır. Ancak, deprem, rüzgâr vb. dinamik etkiler, çözümlerinin karmaşıklığından dolayı basitleştirilmiş eşdeğer statik çözüm yöntemleriyle incelenmektedir. Birçok araştırmada ve uygulamada yapılar yine bu sebepten dolayı yalnızca statik açıdan değerlendirilmektedir. Ancak bu yöntemler yapıların dinamik etkiler altındaki gerçek performansını tam anlamıyla gösterememektedir. Bu yüzden yapıların dinamik davranışının dinamik çözüm yöntemleriyle incelenmesi önemlidir.

Yapıların dinamik davranışı doğal titreşim frekansları, periyotları, sönüm oranları ve mod şekilleri gibi modal parametrelerin ve bununla birlikte dinamik yükler altında taşıyıcı sistemlerde meydana gelen tepkilerin incelenmesiyle belirlenir. Bu tepkiler sistemde meydana gelen gerilmeler, iç kuvvetler, yer değiştirmelerdir. Bu amaçla yapı dinamiğinde kullanılan çözüm yöntemleri yapı statikliğinde kullanılan yöntemleri de kapsayan bunların genelleştirilmiş halidir (Celep, 2011).

Taşıyıcı sistemlerin dinamik çözümleri, statik çözümde olduğu gibi tek bir sonuca bağlı olmayıp zamana bağlı bir çözüm grubundan oluşmaktadır. Dinamik çözümün statik çözümden en önemli farkı dış kuvvetlerin ve yer değiştirmelerin zamana bağlı olması nedeniyle ekstradan atalet kuvvetlerinin ortaya çıkmasıdır. Yukarıda bahsedilen karmaşıklığın temeli de bu durumdur. Neticede özellikle bu sebepten dolayı, yapılarda dinamik çözümlemeye genellikle yaklaşılmamış yapılar statik açıdan incelenmiştir.

Sistemdeki iç kuvvetlerin belirlenebilmesi için öncelikle atalet kuvvetlerinin bilinmesi gerekir. Lakin bu atalet kuvvetleri de yer değiştirmelere dolayısıyla yine iç kuvvetlere bağlıdır. Bu bağlılığın çözülebilmesi için sistemin diferansiyel denklem şeklinde hareket denkleminin matematiksel olarak yazılması, başlangıç ve sınır koşulları altında çözülmesi gerekir (Celep, 2011).

Yazılan hareket denklemi çözüldükten sonra sistemin dinamik davranışını belirleyen ve ifade eden dinamik karakteristikler elde edilir. Bunlar doğal titreşim frekansları, doğal sönüm oranları ve doğal titreşim modları, yani mod şekilleridir. Bu dinamik parametrenin belirlenmesi sürecine genel olarak modal analiz denir.

İnşaat mühendisliği alanında yapılan yapısal analiz temalı tezler, makaleler, araştırmalar ve çalışmalar düşünüldüğünde bunların büyük çoğunluğu statik tabanlı çalışmalardır. Ülkemizdeki durum da bundan çok farklı değildir. Dolayısıyla yapı dinamiği ile ilgili yapılacak deneysel çalışmaların hem tecrübe hem bilgi anlamında literatüre çok önemli katkılar sağlayacağı ortadadır. Yine, bu konular üzerine yapılacak çalışmalar ülkemizin depremselliği de düşünüldüğünde elzem olmaktadır.

Dünyada en yoğun depremlerin yaşandığı 3 aktif deprem kuşağı vardır. Bunlar Pasifik deprem kuşağı diğer bir adıyla Pasifik ateş çemberi, Türkiye'nin de içinde bulunduğu Alp-Himalaya deprem kuşağı ve Atlantik deprem kuşağıdır. Ülkemiz, yıllık toplamda büyük küçük ortalama 20~30 bin depreme maruz kaldığından adeta doğal bir deprem laboratuvarı niteliğindedir. Bu depremlerden bazıları yapılarda hasara sebep olmaktadır. Tabi bu hasarlar yapının depreme ne kadar dayanıklı tasarlandığı ile de alakalıdır. Hasar görmüş yapılar bazı durumlarda, onarım ve/veya güçlendirme yapılmadan yeni sarsıntılara maruz kalmaktadır. Kimi zaman bu sarsıntılar artçı bir deprem olurken kimi zaman da yeni bir ana deprem olmaktadır. Hasarlı bir yapıda depreme karşı direnç önemli miktarda azalmış olacak ve yeni bir sarsıntının etkisiyle yapı göçme durumuna bile geçebilecektir.

Bu çalışmada; betonarme yapılarda deprem sonrasında meydana gelen hasarlara ve hasar sonrası uygulanan onarım ve güçlendirmelere bağlı etkiler irdelenmiştir. Deprem yüklemesinin daha gerçek haliyle ele alınabilmesi için araştırma dinamik tabanlı yapılmıştır. Bu amaçla laboratuvar ortamında sarsma tablası vasıtasıyla zorlanmış titreşim deneyleri üzerinden modal analiz yürütülmüştür.

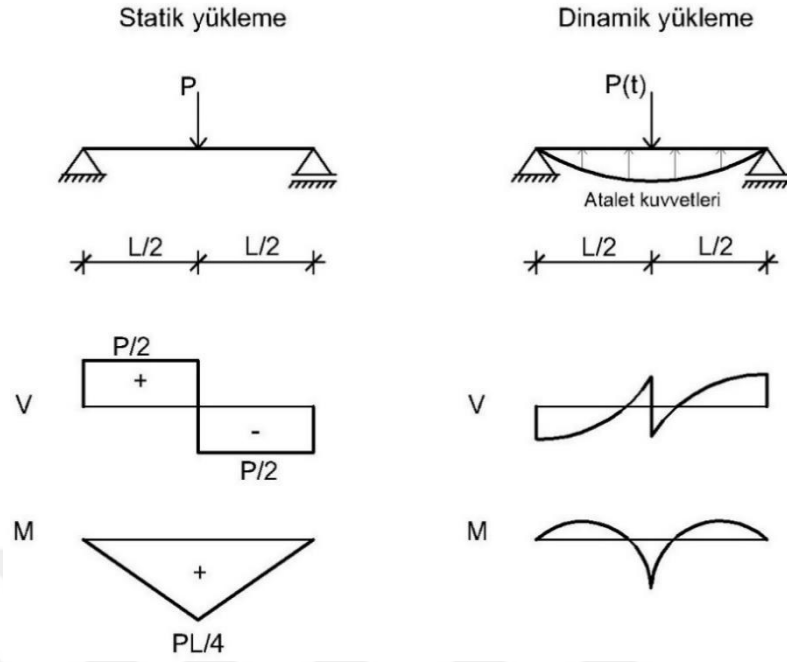
Çalışmanın öncelikli amacı; ülkemiz yapı stoğunda sıkça karşılaşılan çeşitli hata ve olumsuzlukları barındıran 1/3 geometrik ölçekli 2 katlı tek açıklıklı 3 boyutlu betonarme model yapılarda hasar, onarım ve güçlendirmelerin dinamik davranış

üzerindeki etkisinin ve iyileştirme tekniklerinin dinamik açıdan verimliliğinin incelenmesidir. Çalışmada 3 adet betonarme çerçeve numunesinin hasarsız, hasarlı, onarılmış ve güçlendirilmiş olmak üzere 4 farklı durumda titreşim deneyleri yapılmıştır. Numunelere her aşamada 4 farklı şiddette deprem yer hareketi uygulanmıştır. Hasar, birleşim bölgelerindeki beton örtüsünün kırılmasıyla oluşturulmuştur. Onarım aşamasında ise bu hasarlar tamir harcı ile tamir edilmiştir. Güçlendirmeler sistemsel bazda yapılmıştır. Bu aşamada numunelerden biri dolgu duvarlarla iyileştirilmiş, ki burada amaç duvar varlığının davranışa etkisini irdelemek olmuştur, bir diğeri X şeklinde çelik çapraz elemanlarla güçlendirilmiş ve diğer son numune de düzlem içi betonarme perdelerle güçlendirilmiştir. Dinamik deneyler esnasında ivmeölçerlerle okunan ivme-zaman verileri kullanılarak sistemlerin modal analizi yapılmış ve doğal titreşim frekansları, periyotları, sönüm oranları ve mod şekilleri belirlenmiştir. Bununla beraber ivme ve deplasman spektrumları da elde edilmiştir. Diğer bir taraftan deneylerde potansiyometrik cetveller vasıtasıyla numunelerin dinamik yükleme altında zaman tanım alanında deplasman değerleri elde edilmiştir. Bu veriler üzerinden yapılarda deplasman-zaman, yük-zaman, yük-deplasman histerezis eğrileri, rijitlik grafikleri, taban devrilme momenti-tepe deplasmanı oranı eğrileri elde edilmiştir. Aynı zamanda ETABS yapısal analiz programı vasıtasıyla dijital ortamda zaman tanım alanında hesap yöntemiyle numunelerin nümerik modal analizi yapılmış ve deneysel olarak belirlenen bütün parametreler nümerik olarak da elde edilmiştir. Bütün bunlar üzerinden yapıların dinamik davranışları belirlenmiş ve hasar, onarım ve güçlendirmelerin davranış üzerindeki etkileri görülmüştür. Sonuç olarak bu tez çalışmasıyla literatüre bu ve benzeri konular hakkında bilgi ve tecrübe anlamında önemli katkılar sağlanması amaçlanmıştır.

1.1. Yapılara Etkiyen Dinamik Yükler

Zamana bağlı olarak değişen yük durumuna dinamik yük denir. Yapılara etkiyen dinamik yükler öncelikle deprem, rüzgâr, darbe ve patlama etkileri şeklinde özetlenebilir. Darbe ve patlama etkileri daha çok askeri ve endüstriyel yapılar için üzerinde durulması gereken bir konudur. Rüzgâr etkisinin de yüksek yapılar için daha kritik bir etki olduğu bilinmektedir. Ancak ülkemiz gibi depremselliği yüksek olan bölgeler için deprem etkisi yapılara gelen en önemli ve en tehlikeli dinamik yük olarak düşünülebilir.

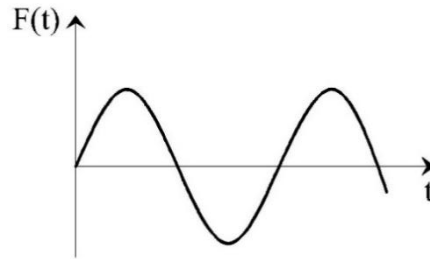
Dinamik ve statik yük durumu yapılarda farklı etkiler yaratır. Şekil 1.1’de bir basit kirişte statik ve dinamik yükleme durumunda oluşan iç kuvvet diyagramları verilmiştir.



Şekil 1.1. Statik ve dinamik yükleme altındaki davranış

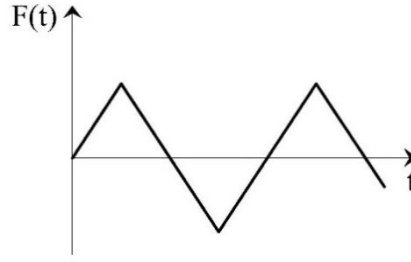
Genel olarak, dinamik yükler deterministik, deterministik olmayan ve şok (darbe) şeklinde sınıflandırılır.

Deterministik yükler zamana bağlı matematiksel fonksiyonlar olarak tanımlanabilir ve yüksek hassasiyetle tahmin edilebilirler. Genellikle sinüs ve kosinüs fonksiyonları kullanılarak tanımlanırlar. Deterministik yüklerde sınıflandırma harmonik, periyodik veya periyodik olmayan biçiminde yapılabilir. Yük deterministik olduğunda aynı şekilde sonuç da deterministik olmaktadır. Şekil 1.2’de deterministik harmonik dinamik yüklemenin grafiksel hali gösterilmiştir.



Şekil 1.2. Harmonik dinamik yük

Şekil 1.3’te deterministik yüklerden olan periyodik dinamik yüklemenin grafik görünüşü gösterilmiştir.



Şekil 1.3. Periyodik dinamik yük

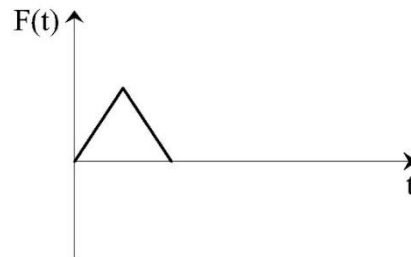
Deterministik olmayan yükler ise matematiksel olarak veya zamana bağlı açık fonksiyonlar şeklinde ifade edilemez. En uygun olarak istatistiksel parametrelerle tanımlanabilirler. Bu durumda yük deterministik olmadığından sonuç da deterministik olmamaktadır. Deterministik olmayan dinamik yükler gelişigüzel değişen (random) yüklerdir. Deterministik olmayan yük, eğer belirli bir zaman sonra sistemden kalkıyorsa bu tip yüke transiyent (geçici) dinamik yük denir. Deprem, rüzgâr, trafik, insanlar, deniz dalgaları vb. tarafından oluşturulan titreşim etkileri gelişigüzel transiyent dinamik yük kategorisine girer. Şekil 1.4'te transiyent dinamik yük durumunun grafiksel görünümü gösterilmektedir. (Leylek, 2005).



Şekil 1.4. Transiyent dinamik yük

Şok(darbe) cinsi dinamik yüklerin etkileme zamanları çok önemlidir. Yükün etkisi çok ani olur ve etkili olma zamanı sınırlıdır. Çarpışma şeklindeki etkiler bu tür dinamik yüke örnek olabilir.

Şekil 1.5'te şok cinsi dinamik yükün grafiksel görünümü gösterilmektedir.



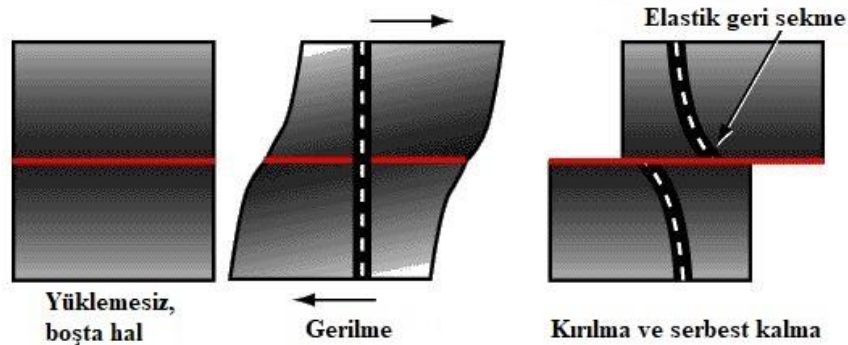
Şekil 1.5. Şok cinsi dinamik yük

1.1.1. Deprem

Yapılara etkiyen dinamik yüklerin başında şüphesiz deprem yükü gelmektedir. Yerkabuğunda meydana gelen hareketler sonucunda oluşan gerilme etkisiyle beraber kütlelerde yani levhalarda deformasyon enerjisi birikir. Taşıma gücü aşıldığında kütleler kırılır. Biriken enerji bu kırılma anında mekanik enerjiye dönüşerek açığa çıkar ve titreşim dalgaları şeklinde ilerleyerek yeryüzünü zamana bağlı olarak değişen bir ivme ile sarsar. Dünya tarihi boyunca insanlığa ve doğaya nice acılar yaşatmış bu doğal afet deprem olarak adlandırılmıştır. Yapılan bu deprem tanımlamasında elastik geri sekme teorisinden yararlanılmıştır. (Nakipoğlu, 2018)

1.1.1.1. Elastik geri sekme teorisi

1906 Büyük San Francisco depremi sonrasında jeofizikçi Harry Fielding Reid 'ın yer yüzeyinde oluşan yer değiştirmeleri incelemesi sonucu öne sürdüğü teoriye elastik geri sekme teorisi (elastic rebound) denir. Teoriye göre; Plakaların birbirine doğru tektonik hareketlerle kaymaları sırasında kayalar arasında oluşan iç kuvvetler bu hareketlere engel olmaya çalışır. Ancak hareketten dolayı oluşan elastik deformasyon enerjisi depolanarak taşıma eşik değerini aştığı anda levhaları kırar veya deforme eder ve aniden deformasyon enerjisi mekanik enerjiye yani hareket enerjisine dönüşüp yer yüzeyinde yer değiştirmeler yaratır. Buda sarsıntıya yani depreme sebep olur. Şekil 1.6'da elastik geri sekme teorisi özetlenmiştir. (Reid, 1910)



Şekil 1.6. Elastik geri sekme (<https://www.homepages.ucl.ac.uk>)

1.1.1.2. Depreme ait bazı tanımlar

Bir depremin daha net ifade edilebilmesi için bazı tanımlar yapılmıştır. Bunlar şu şekilde sıralanabilir;

❖ Hiposantr (odak noktası)

Hiposantr yer kabuğu içerisinde depremin odağıdır ve aynı zamanda bu kısım enerjinin açığa çıktığı kaynak noktasıdır.

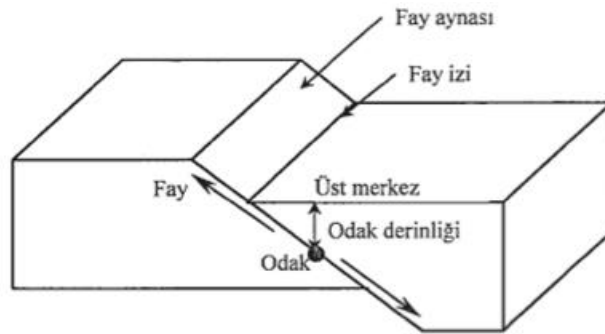
❖ Episantr (dış merkez)

Depremin yer yüzeyindeki merkez noktası episantr olarak tanımlanmaktadır. Yer yüzeyinde odak noktasına en yakın nokta olup deprem en güçlü hissedildiği yerdir. Merkez üssü veya üst merkez olarak da tanımlanmaktadır.

❖ Odak derinliği

Odak noktası ile episantr arasındaki mesafe odak derinliği olarak tanımlanır. Deprem şiddetinin belirlenmesinde önemli bir parametredir. Odak derinliğine göre depremler sığ, orta derinlikte ve derin olmak üzere 3 kategoriye ayrılmıştır. Sığ depremler 70 km'den daha az odak derinliğine sahiptir. Orta derinlikteki depremler 70 ila 300 km arasında bir derinlikte oluşmaktadır. Derin depremler ise 300 km'den daha fazla odak derinliğinde meydana gelen depremlerdir. Sığ depremler yüzeye daha yakında olduğundan genelde daha yıkıcı olmaktadır. Türkiye'de yaşanan depremlerin çok büyük çoğunluğu sığ depremlerdir.

Depreme ait bu tanımlar Şekil 1.7'de görselleştirilmiştir.



Şekil 1.7. Odak, üst merkez ve odak derinliği (Ünal, 2012)

1.1.1.3. Deprem şiddeti

Deprem şiddeti, belirli bir yerdeki, noktadaki sismik sarsıntının yapılar, doğa, insanlar, hayvanlar vb. üzerindeki etkisinin bir ölçüsü olarak tanımlanır. Bir deprem tek bir büyüklüğe sahip olmasına rağmen, her bir farklı yerde farklı şiddete sahiptir. Genel olarak, merkez üssüne en yakın alanlar en yüksek şiddetleri yaşar ve uzaklaştıkça sarsıntının gücü azalır. Bu olay, kaynaktan uzaklaştıkça dalga genliği ve dalga enerjisinin azalması anlamına gelen sismik dalga zayıflamasının bir sonucudur. (Pinter, 2023)

Farklı depremler sırasındaki deprem şiddeti modellerini incelemek amacıyla, farklı sarsıntı seviyelerine bağlı birçok ölçekleme sistemi geliştirilmiştir. Bunlardan en yaygın olanı ise 1902 yılında geliştirilen Mercalli Şiddet Cetvelidir. Bu ölçekleme sistemi 1930'larda değiştirilmiştir. Mercalli ölçeği, herhangi bir belirli konumdaki sismik sarsıntının şiddetini I'den XII'ye kadar değişen bir Roma rakamı ile tanımlar. Burada herhangi bir matematiksel hesap olmayıp tamamen gözlemsel veriler üzerinden depremin şiddet seviyesi belirlenir. Değiştirilmiş Mercalli Şiddet Cetveli Çizelge 1.1'de verilmiştir. (Day, 2002; Qi, 2016)

Çizelge 1.1. Değiştirilmiş Mercalli Şiddet Cetveli (Day, 2002)

Şiddet	Gözlemlerin tepkisi ve hasar seviyesi
I	Tepkiler: Özellikle uygun koşullar altındaki çok az sayıda kişi dışında hissedilmez. Hasar: Hasar yok.
II	Tepkiler: Özellikle binaların üst katlarında, yalnızca dinlenme halindeki birkaç kişi tarafından hissedilir. Birçok kişi bunu deprem olarak tanımlamaz. Hasar: Hasar yok. Hassas bir şekilde asılı duran nesneler sallanabilir.
III	Tepkiler: İç mekanlarda, özellikle binaların üst katlarında oldukça belirgin bir şekilde hissedilir. Titreşim bir kamyonun geçmesine benzer ve depremin süresi tahmin edilebilir. Ancak birçok kişi bunu deprem olarak tanımlamaz. Hasar: Hasar yok. Motorlu araçlar hafifçe sallanabilir.
IV	Tepkiler: Gün içerisinde iç mekanlarda pek çok kişi tarafından, dışarıda ise birkaç kişi tarafından hissedilir. Geceleri bazı insanlar uyanabilir. Bu duygu ağır bir kamyonun binaya çarpması gibidir. Hasar: Tabaklar, pencereler ve kapılar hasar görür. Duvarlardan gıcırta sesleri çıkar. Motorlu araçlar gözle görülür şekilde sallanır.
V	Tepkiler: Neredeyse herkes tarafından hissedilir, çoğu insan uykusundan uyanır.

	Hasar: Bazı tabaklar, pencereler vb. kırılır. Birkaç sıva çatlağı oluşur ve dengesiz nesneler devrilir. Bazen ağaçların, direklerin ve diğer uzun nesnelerin hareketi fark edilebilir. Sarkaçlı saatler durabilir.
VI	Tepkiler: Herkes tarafından hissedilir. Birçok insan korkar ve dışarıya koşar. Hasar: Hafif yapısal hasarlar oluşur. Birkaç sıva dökülmesi veya bacalar hasar oluşur. Bazı ağır mobilyaların yer değiştirdiği görülür.
VII	Tepkiler: Herkes dışarıda kaçışmaya başlar. Motorlu araç kullanan kişiler tarafından da fark edilir. Hasar: İyi tasarlanmış ve uygulanmış binalarda ihmal edilebilir seviyede hasar, uygulaması iyi olan sıradan tip yapılarda hafif-orta derece arasında hasar ve tasarımı veya uygulaması kötü olan yapılarda ağır hasar oluşur. Bacaların bazıları tamamen kırılır.
VIII	Tepkiler: Motorlu araç kullanan kişiler rahatsız olur. Hasar: Özel olarak tasarlanmış yapılarda hafif hasar, sıradan önemli binalarda kısmi çökmeyle birlikte ağır hasar, kötü inşa edilmiş yapılarda çok ağır hasarlar oluşur. Dolgu duvarlar çerçevelerden dışarı doğru ayrılır. Bacalar, fabrika yığınları, sütunlar, anıtlar ve duvarlar düşer. Ağır mobilyalar devrilir. Az miktarda kum ve çamur atılır ve kuyu suyu seviyelerinde değişiklikler olur.
IX	Hasar: Özel olarak tasarlanmış yapılarda ciddi hasarlar oluşur. İyi tasarlanmış çerçeve taşıyıcı sistemli yapıların şakülü kayar. Kısmi çöken önemli binalarda çok ağır hasarlar oluşur. Binalar temellerinden kayar. Zemin bariz bir şekilde çatlar ve yer altı boruları kırılır.
X	Hasar: Bazı iyi inşa edilmiş ahşap yapılar yıkılır. Temelleri de dahil olmak üzere çoğu yığma ve çerçeve taşıyıcı sistemli yapılar yıkılır. Zemin fena halde çatlar. Tren rayları eğilir, nehir kıyılarında ve dik yamaçlarda önemli miktarda toprak kayması oluşur, kayan kum ve çamurla beraber su sıçramaları olur.
XI	Hasar: Çok az sayıda yığma yapı ayakta kalır. Köprüler yıkılır ve tren rayları büyük ölçüde eğilir. Yerde geniş çatlaklar oluşur ve yer altı boru hatları tamamen hizmet dışı kalır. Yumuşak zeminlerde toprak çökmeleri ve yer kaymaları olur.
XII	Tepkiler: Yer yüzeyinde dalgalar görülür. Görüş hatları ve seviyesi bozulur. Hasar: Neredeyse bütün yapılar tamamıyla yıkılır. Nesneler havaya yukarı doğru fırlar.

Değiştirilmiş Mercalli Şiddet Cetveline göre şiddet seviyelerine karşılık gelen en büyük yer ivmesi (PGA) değerleri Çizelge 1.2’de verilmiştir.

Çizelge 1.2. Değiştirilmiş Mercalli Şiddet Cetveline göre şiddet seviyelerine karşılık gelen PGA değerleri (Lee ve Min, 2013)

Şiddet seviyesi	En büyük yer ivmesi (PGA) (g)
I	< 0,0017
II ve III	0,0017 – 0,014
IV	0,014 – 0,039
V	0,039 – 0,092
VI	0,092 – 0,18
VII	0,18 – 0,34
VIII	0,34 – 0,65
IX	0,65 – 1,24
X ve üzeri	> 1,24

1.1.1.4. Deprem büyüklüğü

Büyüklik, depremde oluşan kaynak kuvveti veya salınan enerji miktarını tanımlar. Şiddet ölçeğinin aksine matematiksel hesaba dayalıdır. Büyüklik ölçeği, merkez üssünden uzaktaki titreşim dalgalarının kayıtlarından (ivme-zaman, deplasman-zaman) hesaplanabilen depremin büyüklüğünü tanımlamak için kullanılan bir deprem ölçeğidir. Bu titreşim kayıtlarında en büyük genlik bir ölçü olarak kabul edilebilir. Fakat en büyük genlik değerleri aynı olup birbirinden farklı frekansa sahip titreşimlerde oluşan etki ve açığa çıkan enerji birbirinden farklıdır. (Celep ve Kumbasar, 2004)

Sismologlar genellikle bir depremin açığa çıkardığı enerjiyi ölçmek için bir büyüklük numarası atarlar. Bugüne kadar büyüklük ölçeğini ölçmek için benimsenen 20'den fazla yöntem vardır. Bunlar arasında, sismolog Charles Francis Richter ve Beno Gutenberg tarafından 1935 yılında geliştirilen sığ ve yerel büyüklük ölçeği olarak da adlandırılan Richter büyüklük ölçeği M_L , dünya çapında en çok bilinen ve kullanılan deprem büyüklük ölçeğidir. (Qi, 2016)

1.1.1.4.1. Yerel büyüklük ölçeği (Richter ölçeği) (M_L)

Richter ölçeğine göre büyüklük Denklem (1.1)'deki gibi hesaplanır.

$$M_L = \log A - \log A_0 = \log A/A_0 \quad (1.1)$$

Bu denklemde (M_L) yerel büyüklüğü veya Richter büyüklük ölçeğini ifade eder. (A) doğal periyodu 0,8 sn, sönüm oranı %80 ve statik büyütmesi 2800 olan standart bir Wood-Anderson sismografi tarafından kaydedilen ‘mm’ biriminde maksimum genliği ifade eder. Maksimum genlik, bir Wood-Anderson sismografinin depremin merkez üssünden tam olarak 100 km uzaklıkta sağlam bir zemine yerleştirilmesi halinde kaydedilecek genlik olmalıdır. Sismografin merkez üssünden tam olarak 100 km uzakta olmadığı durumlar için maksimum genliğini ayarlamak için çizelgeler ve tablolar mevcuttur. (A_0) ifadesi yerel büyüklük ölçeğinin sıfırını ifade etmekte ve 0,001 mm değerine karşılık gelmektedir. Bu değer o zamanlar kaydedilen en küçük depremlere karşılık gelen değerdir. (Day, 2002)

Ölçekte 1 birimlik artış yer hareketi genliğinde 10 katlık bir artışa karşılık gelir. Açığa çıkan enerji düşünüldüğünde ise bu artış 32 kata karşılık gelmektedir (USGS, 2023). Richter büyüklük ölçeğinin bir üst sınırı yoktur. Çoğunlukla merkez üssünden farklı mesafelerde bulunan Wood-Anderson sismograflarından elde edilen veriler, Richter büyüklüğünün farklı değerler çıkmasına neden olmaktadır. Sismik dalgaların içinden geçtiği farklı zemin ve kaya koşulları ve fay kırılmasının her yönde aynı miktarda enerji açığa çıkarmayacağı durumları düşünülürse bu beklenen bir durumdur.

$M_L < 6$ seviyesinde olan yani küçük depremlerde, enerji salınımının merkezi ile fayın kırılmasının başladığı nokta birbirinden çok uzak değildir. Fakat büyük depremlerde bu noktalar birbirinden çok uzak olabilmektedir. Örneğin, 1960 Şili depreminin fay kırılma uzunluğu yaklaşık 970 km ve merkez üssü, enerji salınımının merkezinden yaklaşık 480 km uzakta olmuştur. Aradaki mesafe boyunca enerjinin bu artan salınımı, hem daha yüksek bir en büyük yer ivmesine hem de daha uzun bir sarsıntı süresine yol açmıştır. Merkez üssünden veya fay kırılma yerinden uzak mesafelerde depremin şiddeti azalmakta ancak yer sarsıntısının süresi artmaktadır. (Day, 2002)

1.1.1.4.2. Yüzey dalgası büyüklüğü ölçeği (M_S)

Yüzey dalgası büyüklüğü ölçeği, yaklaşık 20 saniyelik bir periyoda sahip yüzey dalgalarının genliğine dayanmakta olup Denklem (1.2)’ye göre hesaplanmaktadır.

$$M_S = \log A' + 1,66 \log \Delta + 2,0 \quad (1.2)$$

Burada (M_S) yüzey dalgası büyüklüğünü, (A) ‘ μm ’ biriminde en büyük yer değiştirmeyi ve (Δ) da derece cinsinden sismografin merkez üssüne olan mesafesini ifade etmektedir. 360° dünyanın çevresine karşılık gelmektedir.

Yüzey dalgası büyüklüğü ölçeğinde, standart bir Wood-Anderson sismografından elde edilen maksimum genlik değeri yerine maksimum yer değiştirme kullanılır. Bu da yerel büyüklük ölçeğine göre bir avantaj olarak sayılabilir. Çünkü yüzey dalgası büyüklüğünü elde etmek için Wood-Anderson sismografi şart olmayıp her türlü sismograf kullanılabilir. Bu büyüklük ölçeği tipik olarak sığ derinliğe sahip orta ila büyük depremler için kullanılır. Sismograf merkez üssünden en az 1000 km uzakta olmalıdır. (Kanamori, 1977; Day, 2002)

1.1.1.4.3. Moment büyüklüğü ölçeği (M_w)

Moment büyüklüğü ölçeği, günümüzde büyük depremlerin büyüklüğünün belirlenmesinde çok kullanılan yöntemdir. Bunun nedeni depremin tüm boyutlarıyla hesaba alınmasıdır. Moment büyüklüğünün belirlenmesinde ilk önce sismik momentin (M_0) hesaplanması gerekmektedir. Sismik moment çok uzun periyotlu dalgalar kullanılarak bir sismogramdan belirlenebilir. Burada çok geniş bir alan ifade edildiğinden çok geniş kırılma alanına sahip bir fay bile nokta kaynak olarak görünebilir. Sismik moment fay yer değiştirmesi üzerinden Denklem (1.3)’teki gibi de hesaplanabilir.

$$M_0 = \mu A_f D \quad (1.3)$$

Denklemden (M_0) ‘Nm’ biriminde sismik momenti, (μ) ‘N/m²’ biriminde fay düzlemindeki malzemenin kayma modülünü (kayma modülü genellikle, yer kabuğu için 3×10^{10} N/m², manto için 7×10^{12} N/m² olarak kabul edilir.), (A_f) ‘m²’ biriminde fay düzleminin kaymaya maruz kalan alanını ifade eder. Bu da yüzey kırılmasının uzunluğu ile artçı sarsıntılarının derinliği çarpılarak hesaplanabilir. (D) simgesi ‘m’ biriminde kırılan fay segmentinin ortalama yer değiştirmesini belirtir. Sismik momentin belirlenmesinde, yanal yer değiştirme kolayca ölçülebileceğinden doğrultu atımlı faylar en iyi sonucu verir. (Day, 2002)

Sismik moment, varsayılan bir nokta kaynaktan gelen enerji yerine fayın tamamından yayılan enerjiyi dikkate almaktadır. Bu nedenle sismik moment, depremin gücünün daha kullanışlı bir ölçüsüdür.

1977 yılında Kanamori ve 1979 yılında Hanks ve Kanamori, Denklem (1.4)'te görüldüğü gibi büyüklüğün sismik momentten hesaplandığı moment büyüklüğü M_W ölçeğini belirlemişlerdir.

$$M_W = -6,0 + 0,67 \log M_0 \quad (1.4)$$

Denklemden (M_W) moment büyüklüğünü ve (M_0) Denklem (1.3)'e göre elde edilen sismik momenti ifade etmektedir. (Hanks ve Kanamori, 1979)

Deprem büyüklük değeri yaklaşık 7'nin altında olduğunda M_L , M_S , M_W neredeyse aynı sonuçları vermektedir. Ancak moment büyüklük ölçeği M_W yüksek büyüklükteki depremlerde diğer ölçeklerden fazlaca sapar. Daha büyük depremlerde genellikle moment büyüklüğü ölçeği tercih edilmektedir. Çünkü moment büyüklüğünde toplam enerji salınımı daha iyi ifade edilebilmektedir. (Day, 2002)

Çizelge 1.3'te Türkiye'de son yüzyılda moment büyüklüğü ölçeğine göre meydana gelen en büyük 10 deprem sıralanmıştır.

Çizelge 1.3. Türkiye'de son yüzyılda moment büyüklüğü ölçeğine göre meydana gelen en büyük 10 deprem (Kandilli, 2023; USGS, 2023)

Merkez üssü	Tarih	Moment büyüklüğü (M_W)
Erzincan	27.12.1939	7,8 (USGS)
Pazarcık, Kahramanmaraş	06.02.2023	7,7 (Kandilli)
Elbistan, Kahramanmaraş	06.02.2023	7,6 (Kandilli)
Gerede, Bolu	01.02.1944	7,6 (USGS)
Ladik, Samsun	27.11.1943	7,5 (USGS)
Gölcük, Kocaeli	17.08.1999	7,4 (Kandilli)
Fethiye, Muğla	25.04.1957	7,3 (USGS)
Yenice, Çanakkale	18.03.1953	7,3 (USGS)
Van	23.10.2011	7,2 (Kandilli)
Düzce	12.11.1999	7,2 (Kandilli)

1.1.1.5. Fay ve fay çeşitleri

Yerkabuğu hareketleri neticesinde meydana gelen gerilmelerin etkisiyle iki kaya kütlesi arasında oluşan kırılmaya fay denir. Kütleler (bloklar) arasında oluşan yer değiştirmeye de atım denmektedir. Faylar blokların hareketlenme yönlerine göre

çeşitlendirilmiştir. Yatay hareketlenme sonucunda oluşan faylara doğrultu atımlı faylar denirken, düşey hareketlenme sonucunda oluşana ise eğim atımlı faylar denir.

1.1.1.5.1. Eğim atımlı faylar

- **Normal fay**

Çekme gerilmesinin etkisiyle kütleler kırılır ve bloklardan biri kırılma yüzeyi boyunca aşağı doğru düşer. Ana hasar aşağı düşen blokta olmaktadır. Bu tip faylanmaya normal fay denir.

- **Ters fay**

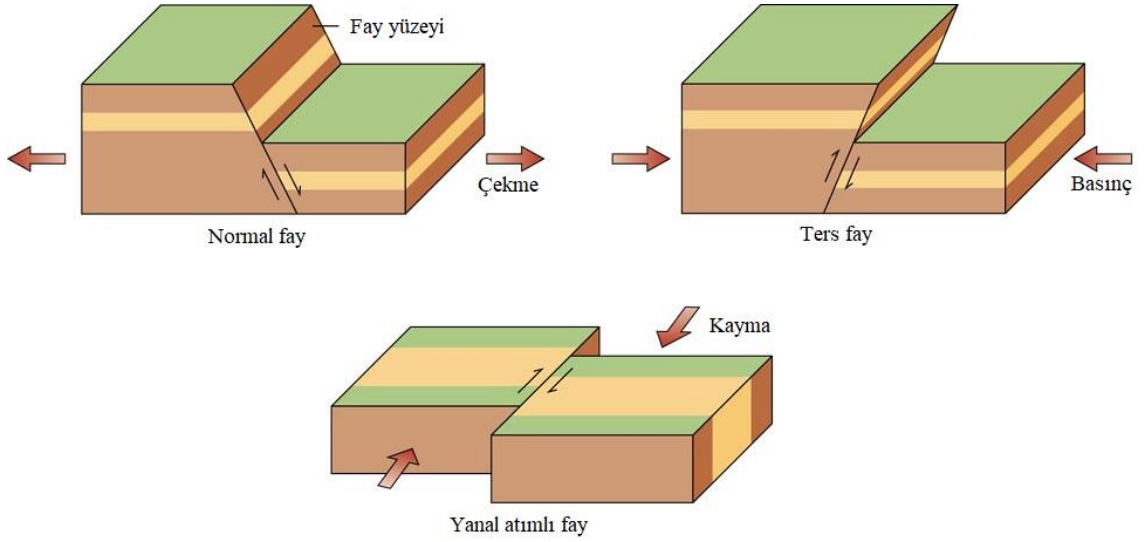
Basınç gerilmesinin etkisindeki bloklar kırılıp, kırılma yüzeyi boyunca bir blok yukarı doğru hareket eder. Bu durumda ana hasar yukarı çıkan blokta oluşmakta olup bu tip faylanmaya da ters fay denmektedir.

1.1.1.5.2. Doğrultu atımlı faylar

- **Yanal atımlı fay**

Kayma gerilmesinin etkisiyle bloklar yatay doğrultuda birbirine zıt yönde hareket ederler. Bu tip faylanmaya yanal atımlı faylanma denir. Blokların hareket yönüne göre sağ ve sol yanal atımlı fay olarak sınıflandırılır.

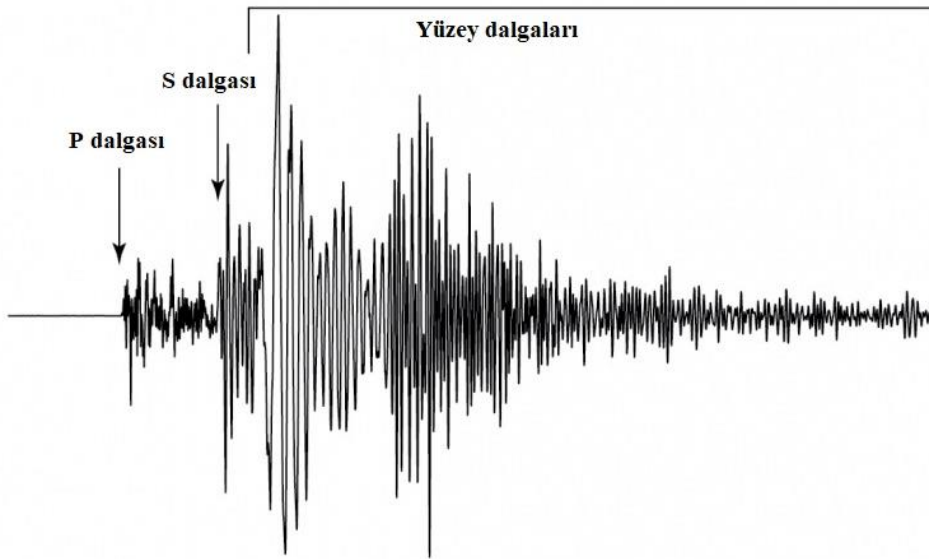
Şekil 1.8’de genel fay çeşitleri gösterilmiştir.



Şekil 1.8. Fay çeşitleri (<https://geologyscience.com>)

1.1.1.6. Deprem dalgaları

Deprem esnasında oluşan titreşimin yaydığı dalgalar sismik dalgalar veya deprem dalgaları olarak tanımlanmaktadır. Deprem dalgaları temelde ikiye ayrılır. Bunlar cisim ve yüzey dalgaları olarak adlandırılmıştır. Cisim dalgaları P(birincil) ve S(ikincil), yüzey dalgaları da Love ve Rayleigh dalgaları şeklinde kategorize edilir. P ve S dalgaları yerkabuğu cismi içinde oluştuğundan ve Love ve Rayleigh dalgaları da yer yüzeyinde oluştuğundan tanımlama cisim ve yüzey dalgaları şeklinde yapılmıştır. Şekil 1.9'da örnek bir zamana bağlı deprem yer ivmesi grafiğinde dalgalar gösterilmiştir.

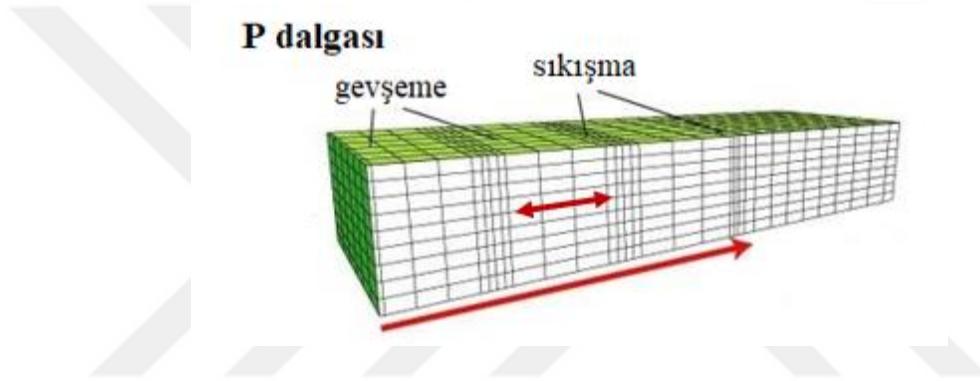


Şekil 1.9. Deprem dalgaları (Braile, 2004)

1.1.1.6.1. Cisim dalgaları

- **P dalgası**

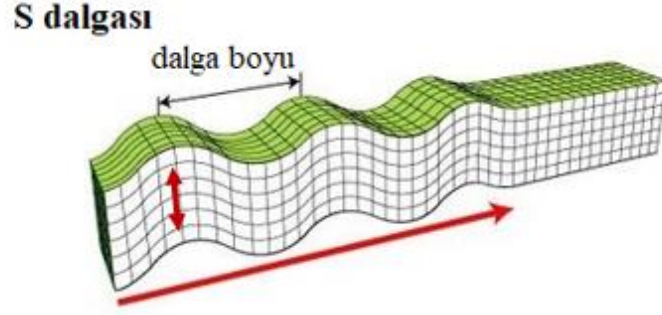
P dalgaları boyuna doğrultuda hareket eden dalgalardır. İstasyona yani sismografa ilk ulaşan dalgalar olduğundan birincil dalgalar olarak adlandırılmıştır. Ortalama hızı 5-7 km/sn civarında olan en hızlı ve frekansı en yüksek deprem dalgasıdır. Zemin taneleri dalganın yayılma doğrultusunda sıkışıp gevşeme (basınç-çekme) hareketi yaparlar. Katı, sıvı ve gazlar içerisinde yayılabilme özelliğindedir. Genlikleri düşük olduğundan yıkım etkisi çok düşüktür. P dalgasının perspektif görünüşü Şekil 1.10'da verilmiştir.



Şekil 1.10. P dalgasının perspektif görünüşü (<https://www.sciencelearn.org>)

- **S dalgası**

S dalgaları enine doğrultuda hareket ederler. Sismografa P dalgalarından sonra gelen dalgalardır. Bu yüzden sekonder dalgalar olarak isimlendirilir. Zemin partikülleri dalga yayılma yönüne dik, genelde düşey doğrultuda olmak üzere yatay doğrultuda da hareket ederler. Bu sebepten dolayı da kayma dalgası olarak da adlandırılmaktadır. Dalga hızı 3-4 km/sn civarındadır. Sadece katılar içerisinde yayılabilmektedirler. Yıkım etkisi P dalgasından yüksektir. S dalgasının perspektif görünüşü Şekil 1.11'de gösterilmiştir.



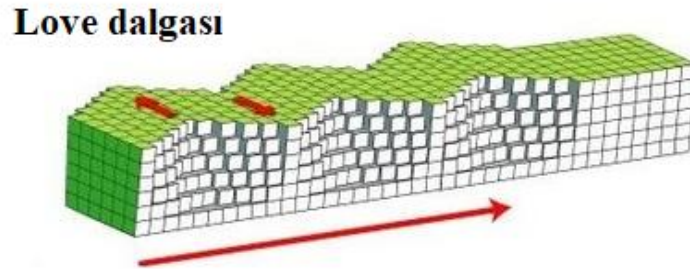
Şekil 1.11. S dalgasının perspektif görünüşü (<https://www.sciencelearn.org>)

1.1.1.6.2. Yüzey dalgaları

Yüzey dalgaları S dalgalarının yer yüzeyindeki yansımaları sonucunda meydana gelirler. Cisim dalgalarına kıyasla frekansları daha düşük (daha yavaş) olup genlikleri daha büyüktür.

- **Love dalgası**

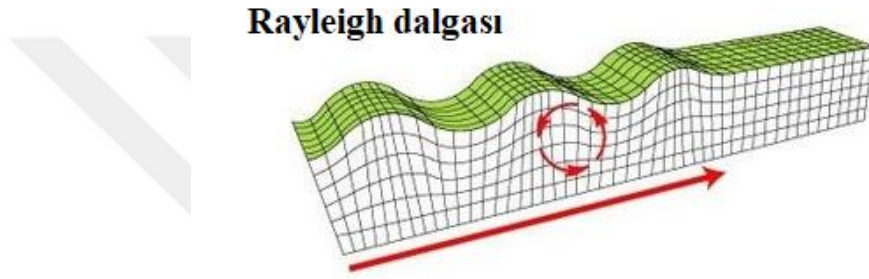
Love dalgaları enine doğrultuda hareket ederler. Bu dalganın etkisiyle zemin parçacıkları enine sadece yatay doğrultuda titreşirler. Yüzeyde genlikleri en büyük değerlere ulaşır derinlere inildikçe azalmaktadır. Binaların temelinden çıkmasına neden olan ana etkenlerden birisidir. Hızları Rayleigh dalgalarından daha fazla olup 2-4,4 km/sn aralığındadır. Yıkım etkisi yüksektir. Şekil 1.12’de Love dalgasının perspektif görünüşü verilmiştir.



Şekil 1.12. Love dalgasının perspektif görünüşü (<https://www.sciencelearn.org>)

- **Rayleigh dalgası**

Rayleigh dalgalarında hareket hem dalga yayılma doğrultusunda hem de buna dik yöndedir. Dalgalar zemin parçacıklarını deniz(su) dalgaları gibi eliptik şekilde bir dönme hareketine zorlar. Rayleigh dalgalarının genliği Love dalgalarından daha büyük olup yüzeyden derine gidildikçe azalır. Hızları 2-4,2 km/sn aralığında değişmektedir. Yıkım etkisi çok yüksektir. Deprem esnasında hissedilen sarsıntıların çoğunluğu, diğer bütün dalgalardan çok daha büyük enerji taşıyan Rayleigh dalgalarından kaynaklanmaktadır. Şekil 1.13'te Rayleigh dalgasının perspektif görünüşü gösterilmiştir.



Şekil 1.13. Rayleigh dalgasının perspektif görünüşü (<https://www.sciencelearn.org>)

1.2. Yapı Dinamik Parametreleri

İnşaat mühendisliği yapılarında dinamik davranışın belirlenmesinde en önemli unsurlardan olan yapı dinamik parametreleri veya diğer bir deyişle modal parametreler genel olarak doğal titreşim frekansları, periyotları, doğal sönüm oranları ve mod şekilleri şeklinde sıralanabilir.

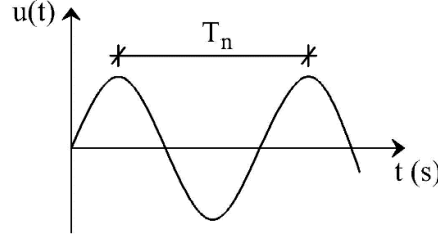
1.2.1. Doğal titreşim periyodu

Yapılar deprem, rüzgâr, trafik vb. birçok etki neticesinde titreşime maruz kalırlar. Titreşimin bir tam tur döngüsünü tamamlayıp sistemin başlangıç pozisyonuna döndüğü ana kadar geçen süreye doğal titreşim periyodu denir. Sistemin serbestlik derecesi kadar doğal titreşim periyodu vardır.

SI birim sisteminde saniye cinsinden ifade edilen periyot Denklem (1.5)'den de görüleceği gibi sistemin kütlesine (m) ve rijitliğine (k) bağlı bir büyüklüktür.

$$T_n = 2\pi\sqrt{m/k} \quad (1.5)$$

Yapının kütlesi arttıkça periyodu büyüyecek, rijitliği arttıkça periyodu küçülecektir. Bir titreşim hareketinde doğal titreşim periyodu Şekil 1.14'te gösterilmiştir.



Şekil 1.14. Doğal titreşim periyodu

1.2.2. Doğal titreşim frekansı

Doğal titreşim frekansı doğal titreşim periyodunun tam tersidir. Titreşim hareketinde 1 saniyede yapılan salınım miktarına frekans denir. Birimi çevrim/s veya Hertz (Hz)'dir.

Frekans çizgisel ve açısal olarak Denklem (1.6) ile ifade edilebilir. Periyot gibi frekans da yine sadece sistemin kütlesine ve rijitliğine bağlı olup serbestlik derecesi kadar da doğal titreşim frekansı vardır. Çok serbestlik dereceli sistemlerde doğal titreşim frekanslarından en küçüğüne temel (hakim) frekans denir. Dolayısıyla en büyük periyoda temel (hakim) periyot veya birinci doğal titreşim periyot adı verilir.

$$f_n = \frac{1}{T_n} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (\text{çizgisel}) \quad \omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (\text{açısal}) \quad (1.6)$$

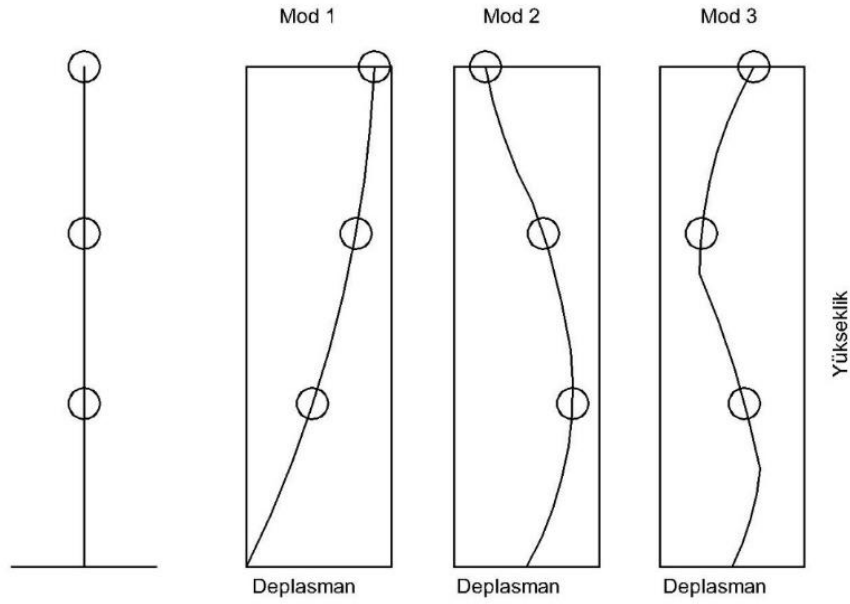
1.2.3. Rezonans frekansı

Kısaca rezonans titreşimde genliğin sonsuza gitmesi durumudur. Başka bir deyimle; bir sisteme uygulanan zorlamanın frekansının, sistemin rezonans frekansı ile aynı olması durumunda genlik büyüyerek sonsuza gider. Bu olaya rezonans denir. Sistemin en büyük genliğe sokan bu zorlama frekans değerine de rezonans frekansı denir.

Sönümlü titreşimin doğal frekansı (ω_D) veya sönümsüz titreşimin doğal frekansı (ω_n), ya da kısaca sistemin doğal titreşim frekansı rezonans frekansına eşittir (Chopra, 2012).

1.2.4. Mod şekilleri

Titreşim hareketine maruz bir sistemde salınım farklı şekillerde diğer bir deyişle farklı modlarda oluşur. Sistemin belirli bir frekanstaki deforme olmuş halini gösteren bu salınım şekillerine mod şekilleri denir. Her bir doğal mod şekli farklı bir doğal frekansta gerçekleşir. Mod şekilleri sistemin kütlelerine, sönüm oranına ve rijitliğine bağlıdır. Sistemin serbestlik derecesi kadar mod şekli mevcuttur. Temel frekansa karşılık gelen mod şekline temel titreşim modu denir. Yapılarda birinci doğal titreşim modu temel titreşim modudur. Şekil 1.15'te 3 katlı bir yapıya ait mod şekilleri gösterilmiştir.



Şekil 1.15. 3 katlı bir yapıya ait mod şekilleri

1.2.5. Sönüm oranı

Sönüm, herhangi bir sistemde enerjinin absorbe edilmesi manasına gelmektedir. Betonarme yapılarda, dolgu duvarlar, taşıyıcı elemanların birleşim bölgeleri ve yapıda meydana gelen hasar ve çatlaklar sönümü sağlamaktadırlar. Sönümleyiciler, dinamik sistemlerde iç sürtünmelerden, eşdeğer viskoziteden ve benzeri enerji absorbe edici özelliklerden meydana gelerek titreşim genliğini azaltır ve neticesinde hareketi

durdururlar. Sistemde sönüm kuvveti titreşimin hızı ile ters orantıda davranış sergiler. Sönüm sabiti (c) notasyonu ile ifade edilir. Sönüm oranı (ζ) ise Denklem (1.7) ile (c) sönüm sabiti, (ω_n) doğal titreşim frekansı ve (m) kütleyle bağlı olacak şekilde belirlenir. Denklemin paydasındaki ifade kritik sönüm sabiti (c_{cr}) olarak adlandırılmaktadır (Umudum, 2014).

$$\zeta = \frac{c}{2m\omega_n} \quad (1.7)$$

1.3. Titreşim

Bir denge noktası etrafında sistemin yaptığı mekanik salınım titreşim denir. Dinamik yüklerin etkisi altındaki bir sistem, etkiye tepki olarak titreşim hareketine başlar. Ancak sistemde titreşim oluşması için bir yük etkisi zorunlu değildir. Uygun bir sisteme başlangıç hızı veya deplasmanı verilirse, sistem titreşim hareketine geçebilir. Taşıyıcı sistemlerdeki iki önemli dinamik davranış serbest titreşim ve zorlanmış titreşimdir.

1.3.1. Serbest titreşim

Bir sistem herhangi bir dış etkiye maruz kalmadan sadece başlangıç şartları neticesinde titreşiyorsa, bu tür titreşime serbest titreşim denir. Sisteme bir başlangıç yer değiştirmesi veya başlangıç hızı verilerek serbest titreşim oluşturulabileceği gibi, zorlanmış titreşim etkisindeki bir sistemde de dış etkiler kaldırıldığı takdirde yine serbest titreşim meydana gelir.

1.3.1.1. Sönümsüz serbest titreşim

Tek serbestlik dereceli sönümsüz bir sistemde hareket denklemi aşağıdaki gibidir.

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (1.8)$$

Denklem doğal titreşim frekansı (ω_n) tanımı ile basitleştirilirse;

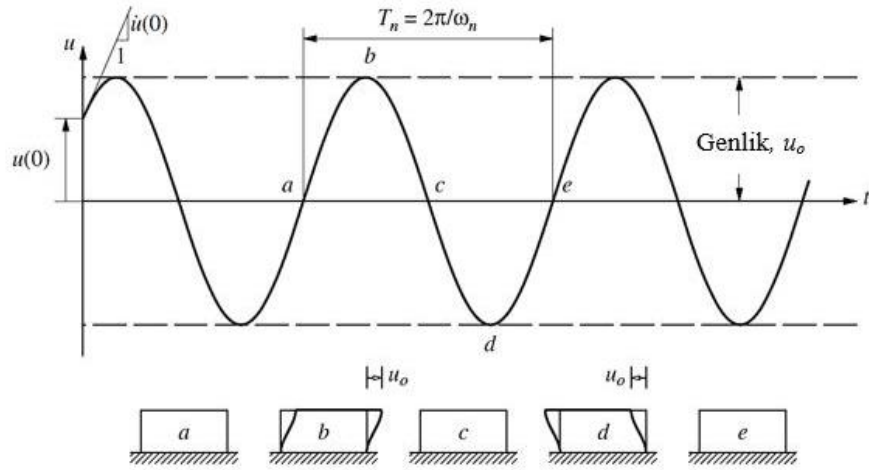
$$\ddot{u} + \omega_n^2 u = 0 \quad \omega_n^2 = k/m \quad u(t) = A \sin \omega_n t + B \cos \omega_n t \quad (1.9)$$

elde edilir. Burada serbest titreşimin $u(0)$ başlangıç yer değiştirmesi ve $\dot{u}(0)$ başlangıç hızı ile oluştuğu düşünülürse, A ve B sabitleri bulunabilir ve denklem

$$u(t) = \frac{\dot{u}(0)}{\omega_n} \sin \omega_n t + u(0) \cos \omega_n t \quad (1.10)$$

şeklinde yazılabilir. Denklemlerde $(\ddot{u})$ ivmeyi, $(\dot{u})$ hızı, (u) yer değiştirmeyi, (m) kütleyi, (k) rijitliği ve (ω_n) de sönümsüz sistemde doğal titreşim frekansını ifade etmektedir (Chopra, 2012).

Denklem (1.10)'un yer değiştirme-zaman grafiği Şekil 1.16'da verilmiştir.



Şekil 1.16. Sönümsüz tek serbestlik dereceli sistemde serbest titreşim (Chopra, 2012)

Serbest titreşimin bir tam döngüsünün tamamlanması için geçen süreye doğal titreşim periyodu (T_n) denir.

$$T_n = 2\pi/\omega_n \quad (1.11)$$

1.3.1.2. Sönümlü serbest titreşim

Tek serbestlik dereceli sönümlü bir sistemde hareket denklemi aşağıdaki gibidir.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad (1.12)$$

Denklem doğal frekans (ω_n) ve sönüm oranı (ζ) tanımları ile basitleştirilirse;

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = 0 \quad \omega_n^2 = k/m \quad \zeta = \frac{c}{2m\omega_n} = \frac{c}{c_{cr}}$$

$$c_{cr} = 2m\omega_n = 2\sqrt{km} \quad (1.13)$$

Burada (ζ) sönüm oranını, (c) sönüm sabitini, (c_{cr}) ise kritik sönüm sabitini ifade etmektedir.

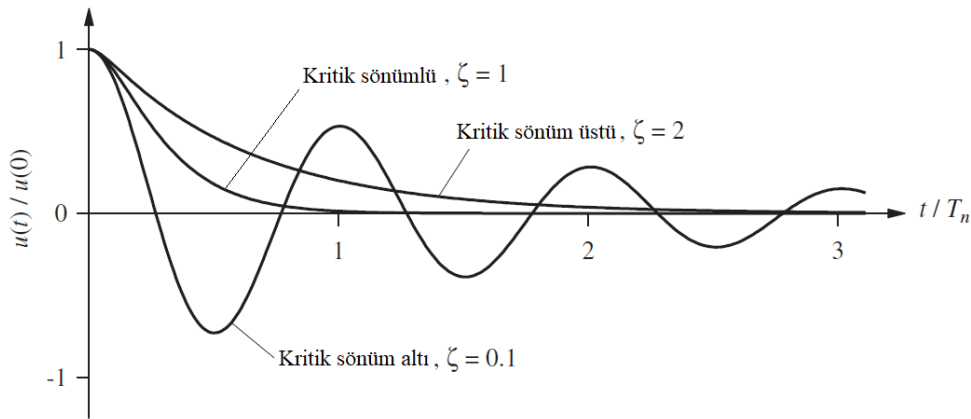
Hareket denkleminin çözümü için

$$u(t) = Ge^{st} \quad (1.14)$$

kabulü ile diferansiyel denklemin karakteristik denklemi ve kökleri elde edilir.

$$s^2 + 2\zeta\omega_ns + \omega_n^2 = 0 \quad s = -\zeta\omega_n \pm \sqrt{(\zeta\omega_n)^2 - \omega_n^2} \quad (1.15)$$

Karekök içindeki ifadenin pozitif, sıfır veya negatif olması üç farklı türde sönümlü hareketin ortaya çıkmasına sebep olur. Şekil 1.17’de kritik sönümlü, kritik sönüm üstü ve kritik sönüm altı durumunda serbest titreşim hareketi gösterilmiştir.



Şekil 1.17. Kritik sönümlü, kritik sönüm üstü ve kritik sönüm altı durumunda serbest titreşim hareketi (Chopra, 2012)

Şekil 1.17’den de görüleceği gibi kritik sönümlü ve kritik sönüm üstü serbest titreşim hareketinde sistemde herhangi bir titreşim oluşmadan başlangıç hızına ve yer değiştirmesine bağlı olarak asimptotik denge konumuna dönen bir hareket oluşur. Yapısal sistemlerde bu durumlara pek rastlanmaz. Genellikle yapılar kritik sönüm altı davranış sergiler (Celep, 2011).

1.3.1.2.1. Kritik sönüm altı hareket

Bu durum sönüm oranının $\zeta < 1$ olmasıyla oluşur. Dolayısıyla Denklem (1.15)’te s ’in karmaşık iki kökü bulunur.

$$s = -\zeta\omega_n \pm i\omega_D \quad \omega_D = \omega_n\sqrt{1-\zeta^2} \quad (1.16)$$

Burada (ω_D) sönümlü sistemde doğal titreşim frekansını ifade etmektedir. Hareket denkleminin çözümü

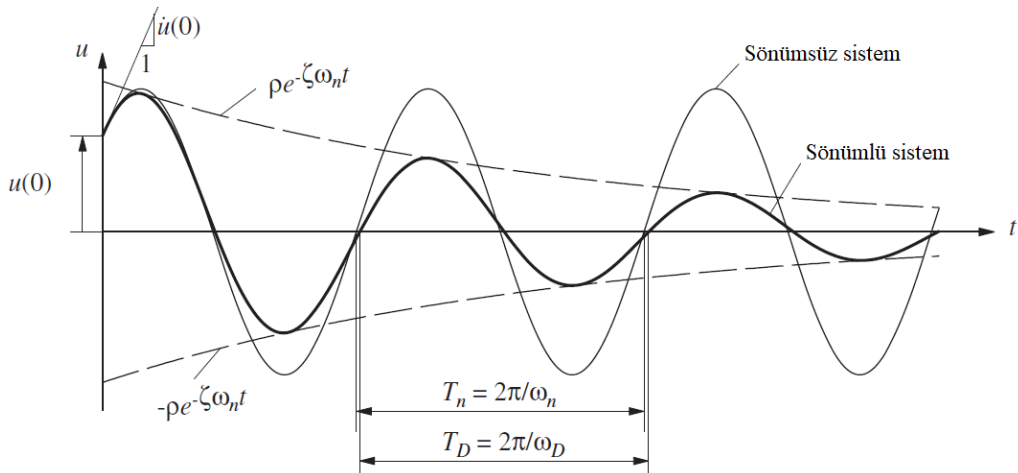
$$u(t) = e^{-\zeta\omega_n t} (A \sin\omega_D t + B \cos\omega_D t) \quad (1.17)$$

olarak bulunur. Hareket $u(0)$ başlangıç yer değiştirmesi ve $\dot{u}(0)$ başlangıç hızı ile oluşursa, sabitler bulunur ve denklem

$$u(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \left[\frac{\dot{u}(0) + u(0)\zeta\omega_n}{\omega_D} \sin\omega_D t + u(0)\cos\omega_D t \right] \quad (1.18)$$

olarak yazılır.

Sönümün serbest titreşime etkisi Şekil 1.18’de gösterilmiştir.



Şekil 1.18. Sönümün serbest titreşime etkisi (Chopra, 2012)

Sönümlü titreşimin doğal periyodu $T_D = 2\pi/\omega_D$ şeklinde ifade edilir. Sönümlü ve sönümsüz titreşimlerde doğal periyotlar arasında aşağıdaki ilişki vardır.

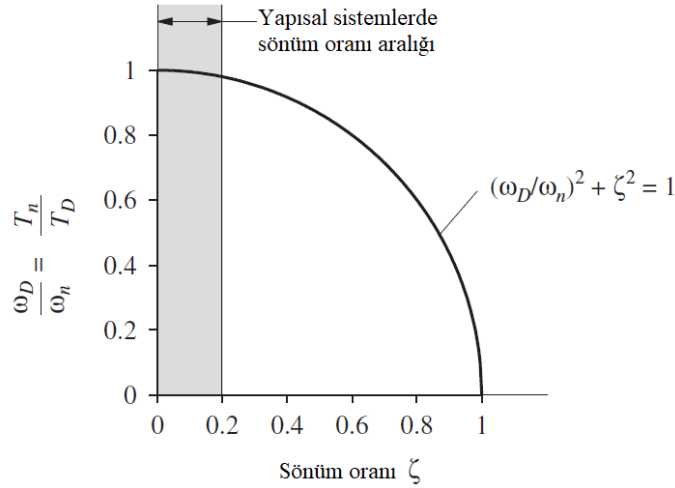
$$T_D = \frac{T_n}{\sqrt{1 - \zeta^2}} \quad (1.19)$$

Sönümsüz sistemlerde genlik (ρ) tüm çevrimlerde sabittir. Ancak sönümlü sistemlerde genlik her bir çevrimde azalır. Genliğin zarf eğrisi $\pm \rho e^{-\zeta \omega_n t}$ fonksiyonuyla tanımlanır. Fonksiyon başlangıç şartları kullanılarak çözülürse genlik;

$$\rho = \sqrt{[u(0)]^2 + \left[\frac{\dot{u}(0) + u(0)\zeta\omega_n}{\omega_D} \right]^2} \quad (1.20)$$

şeklinde elde edilir.

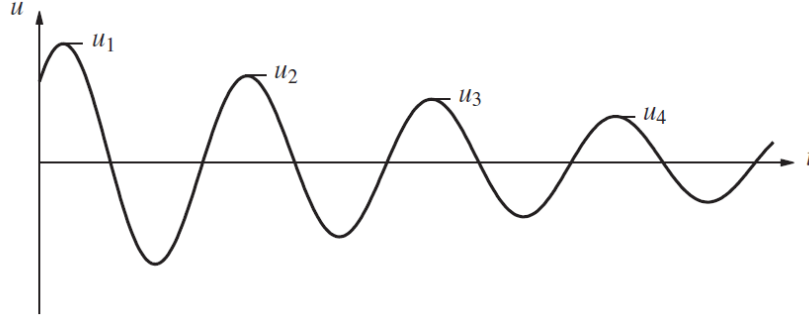
Sönüm oranı sistemlerde doğal frekansı sönümsüzden sönümlüye doğru ($\omega_n \rightarrow \omega_D$) düşürme, doğal periyodunu da sönümsüzden sönümlüye ($T_n \rightarrow T_D$) doğru yükseltme eğilimini yaratır. Yapısal sistemlerde sönüm oranının genellikle $0 < \zeta < 0,1 \sim 0,2$ aralığında değiştiği bilindiğinden sönümlü sönümsüz doğal frekans ve periyotlar arasındaki farkın çok küçük olduğu anlaşılır (Şekil 1.19), (Celep, 2011).



Şekil 1.19. Sönüm oranının doğal titreşim frekansına etkisi (Chopra, 2012)

- **Logaritmik azalım**

Şekil 1.20’de gösterildiği gibi yer değiştirmelerin değişiminde birbirini izleyen iki genliğin oranı Denklem (1.18) kullanılarak Denklem (1.21)’deki gibi elde edilir.



Şekil 1.20. Sönümlü serbest titreşimde yer değıştirmeler

$$\delta = \ln \frac{u_n}{u_{n+1}} = 2\pi\zeta \frac{\omega_D}{\omega_n} = \frac{2\pi\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (1.21)$$

Burada (δ) ifadesi logaritmik azalım olarak bilinir. Sönüm oranının küçük değeri için $\delta \approx 2\pi\zeta$ yazılabilir. Bu sonuçlar birbirini mT_D zaman aralığında izleyen genliklere genelleştirilirse;

$$\ln \frac{u_n}{u_{n+m}} = 2\pi m\zeta \frac{\omega_D}{\omega_n} = \frac{2\pi m\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \approx 2\pi m\zeta$$

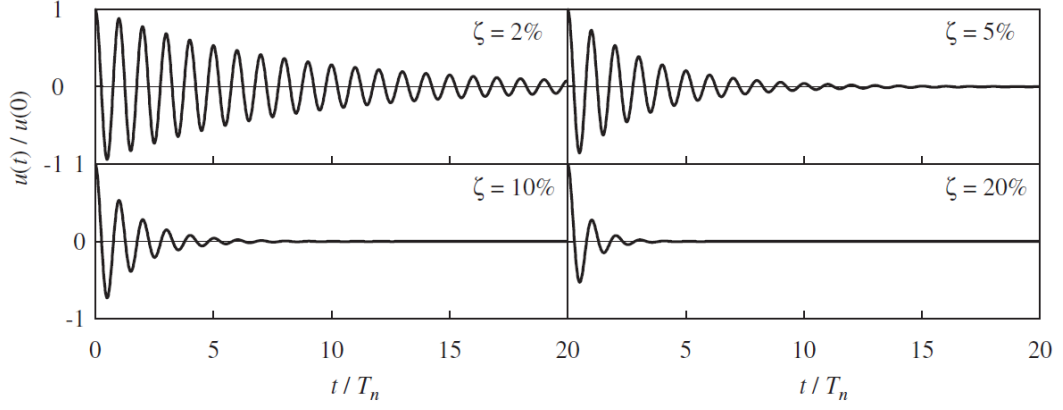
$$\frac{u_n}{u_{n+m}} \approx e^{2\pi m\zeta} = 1 + 2\pi m\zeta + \frac{1}{2!}(2\pi m\zeta)^2 + \dots \quad (1.22)$$

açılımı elde edilir. Küçük sönüm oranları için serideki ilk iki terim düşünülerek

$$\zeta \approx \frac{1}{2\pi m} \left[\frac{u_n}{u_{n+m}} - 1 \right] \quad (1.23)$$

bulunur. Bu son ifade sönüm oranının deneysel olarak elde edilmesinde kullanılır. Dolayısıyla sönüm oranı malzeme sabitlerinden ziyade, serbest titreşim deneyinin sonuçlarından elde edilebilir (Celep, 2011).

Şekil 1.21’de aynı doğal titreşim periyoduna sahip 4 sistemin farklı sönüm oranları altındaki serbest titreşim hareketi gösterilmiştir.



Şekil 1.21. Aynı periyoda ve dört farklı sönüm oranına sahip sistemlerin serbest titreşimi (Chopra, 2012)

1.3.2. Zorlanmış titreşim

Zorlanmış titreşim sisteme uygulanan bir dış yük veya mesnet hareketi neticesinde oluşur. Dış yükün veya mesnet hareketinin zamana bağlı değişimine göre sistemin davranışı değişir.

1.3.2.1. Sönümsüz sistemde harmonik yük etkisi

Tek serbestlik dereceli sönümsüz bir sistem harmonik değişen $p_o \sin \bar{\omega} t$ yükü etkisinde olduğu düşünülüp hareket denklemi oluşturulursa;

$$m\ddot{u} + ku = p_o \sin \bar{\omega} t \quad (1.24)$$

elde edilir. Burada; $(\bar{\omega})$ ifadesi zorlayıcı yükün frekansını göstermektedir. Diferansiyel denklemin çözümü homojen ve özel çözüm olarak yazılabilir;

$$u(t) = u_h(t) + u_p(t) \quad (1.25)$$

Serbest titreşimi ifade eden homojen çözüm $u_h(t)$, $\omega_n^2 = k/m$ tanımı ile

$$u_h(t) = A \sin \omega_n t + B \cos \omega_n t \quad (1.26)$$

ve zorlayıcı terimi içeren özel çözüm $u_p(t)$

$$u_p(t) = \frac{p_o}{k(1-\beta^2)} \sin \bar{\omega} t \quad \beta = \frac{\bar{\omega}}{\omega_n} \quad (1.27)$$

yazılabilir. $u(0)$ başlangıç yer değiştirmesi ve $\dot{u}(0)$ başlangıç hızı değerleri kullanılarak, toplu çözüm;

$$u(t) = \left[\frac{\dot{u}(0)}{\omega_n} - \frac{p_o}{k} \frac{\beta}{1-\beta^2} \right] \sin \omega_n t + u(0) \cos \omega_n t + \frac{p_o}{k} \frac{1}{1-\beta^2} \sin \bar{\omega} t \quad (1.28)$$

şeklinde bulunur. Burada $u(0)$ ve $\dot{u}(0)$ içeren terimler, başlangıç şartlarından etkilenen çözüm parçasını ve kalan kısım ise, başlangıç şartlarından etkilenmeyen kısmı göstermektedir. Dinamik yer değiştirmenin statik yer değiştirmeye oranı $R(t)$ dinamik büyütme çarpanı olarak tanımlanır:

$$R(t) = \frac{u(t)}{\frac{p_o}{k}} \quad (1.29)$$

Denklem (1.28)'deki toplu çözüm hareketin durağandan başladığı düşünülüp $u(0) = \dot{u}(0) = 0$ ifadeleriyle tekrar yazılırsa;

$$u(t) = \frac{p_o}{k(1-\beta^2)} (-\beta \sin \omega_n t + \sin \bar{\omega} t) \quad (1.30)$$

şeklinde elde edilir. Bu durum için dinamik büyütme çarpanı;

$$R(t) = \frac{1}{(1-\beta^2)} (-\beta \sin \omega_n t + \sin \bar{\omega} t) \quad (1.31)$$

şeklinde elde edilir.

$R(t)$ dinamik büyütme çarpanının zamana göre türevi alınıp sıfıra eşitlenirse çarpanın ekstremum değerleri bulunabilir. Ancak bu yöntem matematiksel olarak uzun süreceğinden yaklaşık bir çözüm ile $\sin \bar{\omega} t = 1$ ve $\sin \bar{\omega} t = -1$ sınır değerleri kullanılarak $R(t)$ 'nin gerçek ekstremum değerlerine yakın bir üst sınır bulunabilir:

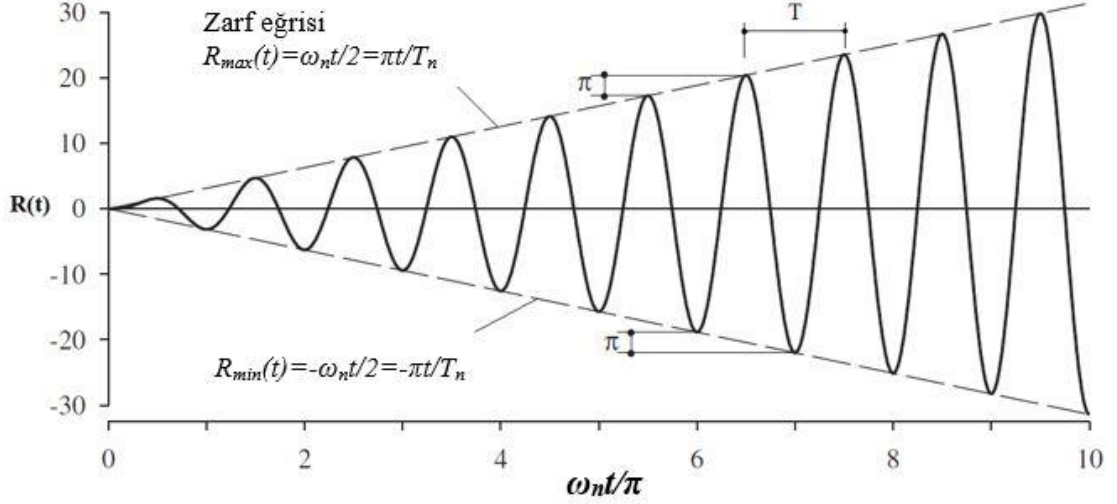
$$R_{max} = \frac{\pm 1}{1 - \beta} \quad R_{max}(\beta \rightarrow 0) = \pm 1 \quad R_{max}(\beta \rightarrow \infty) = 0 \quad (1.32)$$

Burada $\beta \rightarrow 0$ durumu ($\bar{\omega}$) zorlama frekansının küçük olmasına ve dış yükün çok yavaş değişmesine karşılık gelir. Bu yavaş değişim sebebiyle, dış etkinin dinamik özelliği azalır ve statik etkiden farksız olur. Diğer bir taraftan $\beta \rightarrow \infty$ durumundaysa, ($\bar{\omega}$) zorlama frekansının çok büyük olduğundan, sistem kütesinin ataleti sebebiyle dış yükün hızlı değişimini izleyemez ve neredeyse hareketsiz kalır (Chopra, 2012).

$\beta \rightarrow 1$ durumunda ise rezonans olayı meydana gelir. Denklem (1.31)'den anlaşılacağı gibi, teoride bu durumda sonsuz büyüklükte yer değiştirmeler meydana gelir. Yine Denklem (1.31)'de $\bar{\omega} \rightarrow \omega_n$ durumunda 0/0 şeklinde belirsizlik ortaya çıkar. L'Hospital kuralının kullanılmasıyla ve $\bar{\omega} = \beta \omega_n$ ifadesinin yardımıyla;

$$\lim_{\beta \rightarrow 1} (R(t)) = \lim_{\beta \rightarrow 1} \left(\frac{-\beta \sin \omega_n t + \sin \beta \omega_n t}{1 - \beta^2} \right) = \frac{1}{2} (\sin \omega_n t - \omega_n t \cos \omega_n t) \quad (1.33)$$

elde edilir. Şekil 1.22'de Denklem (1.33)'te verilen ifadenin değişimi gösterilmiştir. Şekilden de anlaşılacağı gibi zaman ilerledikçe dinamik büyütme çarpanı büyümeye devam etmektedir. Bununla birlikte uygulamada teorik anlamdaki rezonans meydana gelmez. Bunun sebeplerinden birisi bütün sistemlerde az da olsa bir sönüm vardır. Ve yer değiştirmeler artıkça sönümde artar. Ayrıca yer değiştirmeler büyüdükçe doğrusal olarak yazılan hareket denklemi de geçersiz olur. Bu durumda doğrusal ve sönümsüz denklem, gerçek hareketi temsil etmez. Ayrıca, bu incelemeler düşünüldüğünde rezonans esnasında yer değiştirmelerin sürekli artacağı anlaşılmaktadır. Bu durum uygulamada ciddi sorunlar teşkil edebileceğinden tedbir alınması gerekmektedir (Chopra, 2012).



Şekil 1.22. Rezonans durumunda dinamik büyütme çarpanının değişimi ($\beta = \omega/\omega_n = 1$) (Chopra, 2012)

Dinamik büyütme çarpanının rezonans durumundaki maksimum değerleri, Denklem (1.33)'ün zamana bağlı türevi alınıp sıfıra eşitlenerek belirlenebilir.

$$\frac{d}{dt} \lim_{\beta \rightarrow 1} (R(t)) = \frac{1}{2} (\omega_n \cos \omega_n t + \omega_n^2 t \sin \omega_n t - \omega_n \cos \omega_n t)$$

$$\sin \omega_n t = 0 \quad \omega_n t = \pi, 2\pi, \dots$$

$$\left[\lim_{\beta \rightarrow 1} (R(t)) \right]_{max} = \frac{n\pi}{2} \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad (1.34)$$

1.3.2.2. Sönümlü sistemde harmonik yük etkisi

Tek serbestlik dereceli sönümlü bir sistemde harmonik değişen $p_o \sin \bar{\omega} t$ yükü etkisi altında olduğu düşünülüp hareket denklemi oluşturulursa;

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_o \sin \bar{\omega} t \quad (1.35)$$

elde edilir. Diferansiyel denklemin çözümü yine;

$$u(t) = u_h(t) + u_p(t) \quad (1.36)$$

şeklindedir. Serbest titreşimi içeren homojen çözüm $u_h(t)$, $\zeta = c/(2m\omega_n)$, $\omega_n^2 = k/m$ ve $\omega_D = \omega_n\sqrt{1 - \zeta^2}$ ifadeleri kullanılarak;

$$u_h(t) = e^{-\zeta\omega_n t}(A\sin\omega_D t + B\cos\omega_D t) \quad (1.37)$$

şeklinde bulunur. Özel çözüm $u_p(t)$ için;

$$u_p(t) = G_1\sin\bar{\omega}t + G_2\cos\bar{\omega}t \quad (1.38)$$

kabulü yapıp, diferansiyel denklemde yerleştirilir ve trigonometrik fonksiyonların katsayıları karşılaştırılarak G_1 ve G_2 sabitleri bulunabilir. Sonuç olarak $\beta = \bar{\omega}/\omega_n$ ile özel çözüm;

$$u_p(t) = \frac{p_o}{k} \frac{1}{[(1 - \beta^2)^2 + (2\zeta\beta)^2]} [(1 - \beta^2)\sin\bar{\omega}t - 2\zeta\beta\cos\bar{\omega}t] \quad (1.39)$$

ya da

$$u_p(t) = \frac{p_o}{k} \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\zeta\beta)^2}} \sin(\bar{\omega}t - \theta) \quad \theta = \arctan \frac{2\zeta\beta}{1 - \beta^2} \quad (1.40)$$

yazılabilir. Burada (θ) yer değiştirmenin kararlı titreşiminden oluşan bölümünün dış kuvvet ile arasındaki faz farkını ifade etmektedir. Sonuç olarak toplu çözüm;

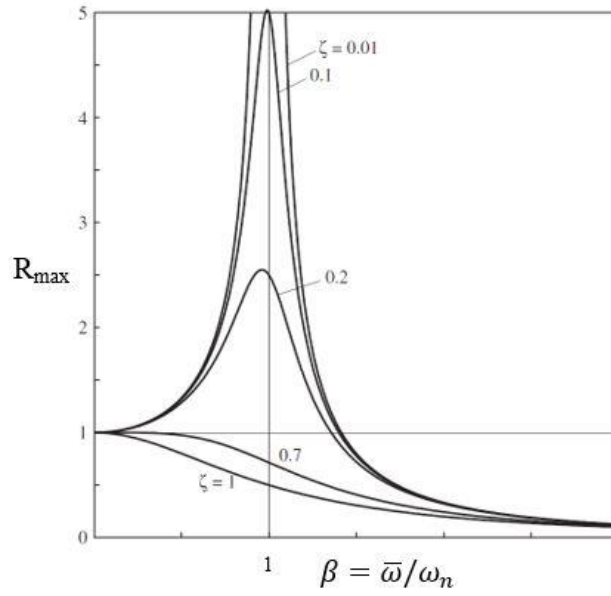
$$u(t) = e^{-\zeta\omega_n t}(A\sin\omega_D t + B\cos\omega_D t) + \frac{p_o/k}{[(1 - \beta^2)^2 + (2\zeta\beta)^2]} [(1 - \beta^2)\sin\bar{\omega}t - 2\zeta\beta\cos\bar{\omega}t] \quad (1.41)$$

olarak elde edilir. Burada ilk kısım, başlangıçtaki üssel fonksiyonun etkisiyle zamanla sönümlenir. Bundan dolayı bu kısma geçici titreşim ismi verilir. İkinci kısım ise, kalıcı olduğu için bu kısma kararlı titreşim ya da kalıcı titreşim denir (Chopra, 2012).

Kararlı titreşim esas alınarak dinamik büyütme çarpanı $R(t)$ ve en büyük değeri R_{max} hesaplanabilir:

$$R(t) = \frac{u_p(t)}{u_{st}} = R_{max} \sin(\bar{\omega}t - \theta) \quad R_{max} = \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\zeta\beta)^2}} \quad (1.42)$$

Burada u_{st} statik yer değiştirmedir. R_{max} 'ın (β) ve (ζ)'ye bağlı değişim eğrileri şekil 1.23'te gösterilmiştir. şekilden de anlaşılacağı gibi düşük sönüm değerlerinde rezonans durumunda yer değiştirmeler yüksek değerler almaktadır. $R_{max}(\beta = 1) = 1/(2\zeta)$ değerini alır (Chopra, 2012).



şekil 1.23. R_{max} 'ın β ve ζ 'ye bağlı değişim (Chopra, 2012)

Matematiksel olarak R_{max} 'ın meydana geldiği (β_o) değeri, $\partial R_{max}/\partial \beta = 0$ ifadesinden $\zeta < 1/\sqrt{2}$ şartı ile $\sqrt{1 - 2\zeta^2}$ olarak elde edilir. Buna karşılık gelen R_{max} değeri ise;

$$R_{max}(\beta = \beta_o) = \frac{1}{2\zeta\sqrt{1 - \zeta^2}} = \frac{1}{2\zeta} \frac{\omega_n}{\omega_D} \quad (1.43)$$

elde edilir.

Eğer bir sistemin (u_{st}) statik yer değiştirmesi ve rezonans halindeki genliği $\rho(\beta = 1)$ ölçülebilirse, dinamik büyütme çarpanı ve sönüm oranı aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

$$R_{max}(\beta = 1) = \frac{\rho(\beta = 1)}{u_{st}} \quad \zeta = \frac{u_{st}}{2\rho(\beta = 1)} \quad (1.44)$$

Ancak, rezonans halini elde etmektense ρ_{max} maksimum genliği elde etmek daha kolaydır. Bu durumda $R_{max}(\beta = \beta_o)$ ifadesinin yardımıyla;

$$\frac{\rho(\beta = 1)}{u_{st}} \frac{\omega_n}{\omega_D} \approx \frac{\rho_{max}}{u_{st}} \quad (1.45)$$

Dinamik büyütme çarpanı ifadesi genişletilerek kararlı ve geçici titreşimi içerecek şekilde tekrar yazılabilir. Ancak burada başlangıç şartlarının bilinmesi gerekmektedir. Zorlanmış titreşimin durağandan başladığı ($u(0) = \dot{u}(0) = 0$) ve rezonans halinde olduğu düşünülerek, Denklem (1.43) çözümündeki integrasyon sabitleri ve Denklem (1.41)'deki toplu çözüm ile belirlenebilir;

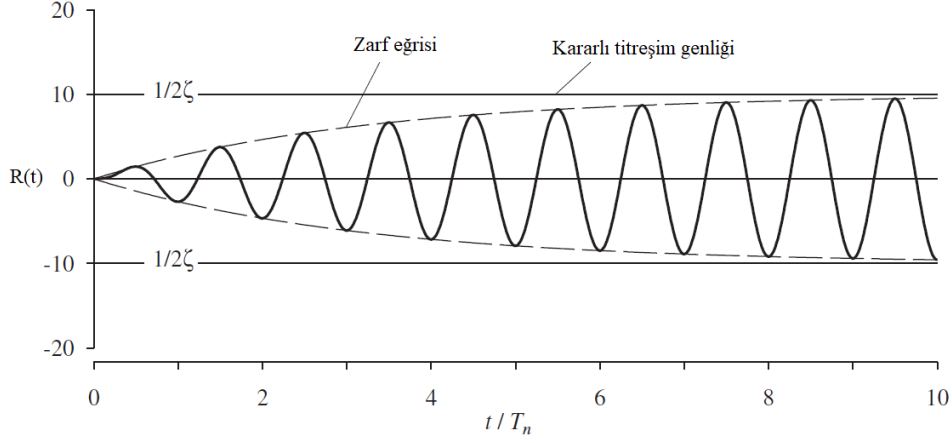
$$A = \frac{p_o}{k} \frac{1}{2\sqrt{1-\zeta^2}} \quad B = \frac{p_o}{k} \frac{1}{2\zeta}$$

$$u(t) = \frac{p_o}{k} \frac{1}{2\zeta} \left[e^{-\zeta\omega_n t} \left[\frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin\omega_D t + \cos\omega_D t \right] - \cos\omega_n t \right] \quad (1.46)$$

Sönümün küçük olduğu kabul edilirse, $\sin\omega_D t$ değerinin de küçük olacağı görülmektedir. Bunun yanında sönümün küçük olması durumunda $\omega_D \approx \omega_n$ ifadesi yazılabilir. Bu durumda bu kabuller altında dinamik büyütme çarpanı;

$$R(t) = \frac{1}{2\zeta} (e^{-\zeta\omega_n t} - 1) \cos\omega_n t \quad (1.47)$$

olarak belirlenir. Bu çarpanın zamana bağlı değişimi Şekil 1.24'te gösterilmiştir.



Şekil 1.24. Toplu çözümden elde edilen $R(t)$ 'nin zamana bağlı değişimi ($\beta = 1$, $\zeta = 0,05$, $u(0) = \dot{u}(0) = 0$, $\omega_D = \omega_n$) (Chopra, 2012)

1.3.2.3. Darbe yük etkisi

Tek serbestlik dereceli sönümlü bir sisteme çok küçük bir zaman dilimi içerisinde gerçekleşen bir yük etkidiği kabul edilir ve bu zaman dilimine (t_1) denir. Hareket denklemi yazılarak yükün etkiye süresince integrali alınırsa;

$$p(t) = m \frac{d^2 u}{dt^2} \quad 0 \leq t \leq t_1$$

$$I = \int_0^{t_1} p(t) dt = \int_0^{t_1} \left(m \frac{d^2 u}{dt^2} \right) dt = \left[m \frac{du}{dt} \right]_0^{t_1} = m[\dot{u}(t_1) - \dot{u}(0)] \quad (1.48)$$

elde edilir. Kuvvetin çok kısa zamanda etkimesi sebebiyle yer değiştirmeler ve hızlar küçük kalacağından, yay ve sönüm kuvvetleri hareket denkleminde ihmal edilmiştir. Hareketin durağından başladığı kabul edilirse, hemen darbeden sonraki yer değiştirme ve hız için $u(0) = 0$ ve $\dot{u}(t_1) = I/m$ alınabilir. Yükün etkiye zamanı çok küçük olduğundan $t_1 \rightarrow 0$ yazılabilir. Bu durumda hareket denklemi sadece başlangıç koşullarından etkilenerek serbest titreşim meydana gelecektir. Çözüm serbest titreşim denkleminde (Denklemler (1.18)) başlangıç şartları konularak;

$$u(t) = e^{-\zeta \omega_n t} \left[\frac{\dot{u}(0) + u(0) \zeta \omega_n}{\omega_D} \sin \omega_D t + u(0) \cos \omega_D t \right]$$

$$u(t) = \frac{I}{m \omega_D} e^{-\zeta \omega_n t} \sin \omega_D t \quad I = \int_0^{t_1} p(t) dt \quad (1.49)$$

şeklinde elde edilir.

Çözüm kısa sürede etkiyen $p(t)$ darbe yükünün zamana bağlı değişiminden ziyade, $p(t)$ grafiğinin alanını ifade eden (I) darbe şiddetine bağlıdır (Celep, 2011).

1.3.2.4. Genel yükleme durumu

Başlangıçta durağan halde olan tek serbestlik dereceli sönümlü bir sistemin genel bir değişime sahip $p(t)$ dış kuvvetinin etkisinde olduğunu düşünelim. Bu yükün $p(\tau)d\tau$ şeklindeki darbe yüklerinin birleşiminden oluştuğu düşünülebilir. Denklem (1.49) kullanılarak sistemin davranışı;

$$du(t') = \frac{1}{m\omega_D} e^{-\zeta\omega_n t'} \sin\omega_D t' \quad (1.50)$$

şeklinde yazılabilir. Burada $t' = t - \tau$ olup, darbe yükünün etkimesinden itibaren ölçülen zamanı göstermektedir. Sistemin doğrusal kabulüyle genel değişime sahip $p(t)$ yükü durumunda toplam yer değiştirme, Denklem (1.49)'un integrali (küçük darbelerin oluşturduğu yer değiştirmelerin toplamı) olarak hesaplanır:

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t p(\tau) e^{-\zeta\omega_n(1-\tau)} \sin\omega_D(1-\tau) d\tau \quad (1.51)$$

Bu ifade Duhamel İntegrali olarak bilinmektedir. Bulunan sonuç $u(0)$ ve $\dot{u}(0)$ başlangıç şartlarıyla harekete başlandığı kabul edilerek genelleştirilebilir;

$$u(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \left[\frac{\dot{u}(0) + u(0)\zeta\omega_n}{\omega_D} \sin\omega_D t + u(0)\cos\omega_D t \right] + \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t p(\tau) e^{-\zeta\omega_n(1-\tau)} \sin\omega_D(1-\tau) d\tau \quad (1.52)$$

Sonuçta bu ifade; Denklem (1.53)'te de verilmiş olan dış yük altındaki tek serbestlik dereceli sistem hareket denkleminin çözümüdür.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad \ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u = p(t)/m \quad (1.53)$$

Sistemin hareket denklemi yer hareketini içerecek şekilde;

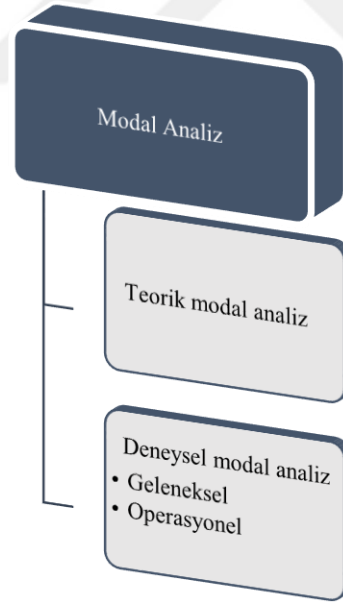
$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad \ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u = -\ddot{u}_g(t) \quad (1.54)$$

şeklinde elde edilir. Bu durum için sistemin başlangıçta durağan bulunduğu düşünülerek Duhamel İntegrali oluşturulabilir (Celep, 2011).

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\zeta\omega_n(1-\tau)} \sin\omega_D(1-\tau) d\tau \quad (1.55)$$

1.4. Modal Analiz

Titreşime maruz bir sistemin dinamik davranışını matematiksel açıdan belirlemek için gereken sistemin dinamik parametrelerinin belirlenmesi işlemi modal analiz anlamına gelmektedir. Yapılarda dinamik davranışının ifade edilebilmesi için gereken temel dinamik parametreler; doğal titreşim frekansı, doğal titreşim periyodu, sönüm oranı ve mod şekilleri olarak sıralanabilir. Genel modal analiz çeşitleri Şekil 1.25'te verilmiştir.



Şekil 1.25. Genel modal analiz çeşitleri

1.4.1. Teorik modal analiz

Yapıların dinamik parametreleri temel yapı dinamiği ilkeleri vasıtasıyla teorik olarak belirlenebilir. Aynı zamanda yine bu teoriler ve ilkelerden yola çıkılarak

hazırlanmış bazı yaklaşık hesaplar ve analitik çözümler mevcuttur. Yaklaşık hesaplara örnek verecek olursak birçok modern deprem yönetmeliğinde bahsi geçen formüller ile, yapıların 1. doğal titreşim periyodu basit bir şekilde yaklaşık olarak belirlenebilir (Bayraktar ve diğ., 2010).

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018 (TBDY 2018)' e göre deprem tasarım sınıfı DTS = 1, 1a, 2, 2a ve bina yükseklik sınıfı BYS ≥ 6 olan binalarda ve DTS = 3, 3a, 4, 4a olan tüm binalarda 1. doğal titreşim periyodu Denklem (1.56)'ya göre yaklaşık olarak hesaplanabilir (TBDY, 2018).

$$T_n = C_t H_N^{3/4} \quad (1.56)$$

Burada (H_N) binanın toplam yüksekliğini ifade etmektedir. (C_t) katsayısı ise taşıyıcı sistemi sadece betonarme çerçevelerden oluşan binalarda 0,1, çelik çerçevelerden ve çaprazlı çelik çerçevelerden oluşan binalarda 0,08 ve diğer bütün binalarda 0,07 olarak kullanılacaktır.

Yine TBDY 2018'e göre daha gerçekçi bir yaklaşımla eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabildiği bütün yapılarda 1. doğal titreşim periyodu Denklem (1.57)'deki Rayleigh periyot formülü kullanılarak belirlenebilir (TBDY, 2018).

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i d_i}} \quad (1.57)$$

Denklem (1.57)'de (N) binanın kat sayısını, (m) kat kütlelerini, (d) katın yanal yük etkisiyle oluşan deplasmanını ve (F) kata etkiyen yanal yükü göstermektedir.

Yapıların dinamik davranışları yapısal analiz programları vasıtasıyla analitik olarak da belirlenebilir. Analitik çözümde yapının doğal periyotları, frekansları ve mod şekilleri belirlenebilir, yapının genel dinamik davranışı hakkında fikir edinilebilir.

Yapı dinamiği temel ilkeleri kullanılarak çok serbestlik dereceli sönümsüz serbest titreşime maruz bir sistem için doğal frekansları ve mod şekilleri aşağıdaki bağıntılarla elde edilir. (Chopra, 2012)

Sistemin hareketi kütle ($[M]$) ve rijitlik matrisi ($[K]$) ile Denklem (1.58)'deki gibi ifade edilir.

$$[M]\ddot{u}(t) + [K]u(t) = 0 \quad (1.58)$$

Denklemden $u(t)$ zamana bağılı yer değıştirmeyi, $\ddot{u}(t)$ de yer değıştirmenin 2. türevini yani zamana bağılı ivmeyi ifade eder. Toplu kütlelerin tepkilerinin harmonik oluştugu kabul edilirse;

$$u(t) = (\phi)\sin\omega_n t \quad \ddot{u}(t) = -\omega_n^2(\phi)\sin\omega_n t \quad (1.59)$$

elde edilir. Burada (ϕ) yer değıştirme genliğini içeren mod şekli fonksiyonu vektörüdür. Buna göre hareket denklemi tekrardan yazılarak Denklem (1.60)'a geçilir.

$$(-\omega_n^2(\phi)[M] + (\phi)[K]) \sin\omega_n t = 0 \quad (1.60)$$

Denklem (1.60)'ın çözümlerinden birisi Denklem (1.61)'deki gibidir.

$$([K] - [M]\omega_n^2)(\phi) = 0 \quad (1.61)$$

Denklem (1.61), n adet lineer homojen denklem takımından oluşmaktadır. Burada n adet (ϕ) vektörü mevcuttur. Bilinmeyen doğal frekans karelerinin elde edilebilmesi için katsayılar matrisinin determinantı sıfıra eşitlenerek Denklem (1.62)'ye göre çözüm yapılır.

$$\det[[K] - [M]\omega_n^2] = 0 \quad (1.62)$$

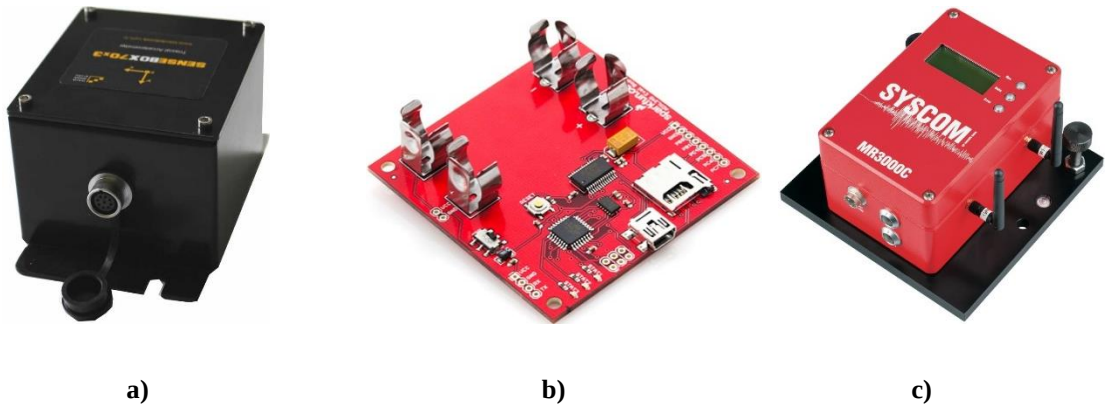
Denklem (1.62) çözümlenerek sisteme ait n adet (ω_n^2) doğal frekans karelerinin karekökü alınarak (ω_n) değıerleri elde edilir. Frekans değıerleri belirlendikten sonra her bir frekans değıeri kullanılarak Denklem (1.61) çözümlür ve n adet mod vektörü (ϕ) hesaplanır. Vektörlerin hesaplanma aşamasında herhangi bir (ϕ_i) değıeri 1'e eşitlenir ve diğeri $n-1$ adet (ϕ) değıeri bu atanan 1 değıerine bağılı olarak hesaplanır. Sonuçta hesaplanan toplamda n adet mod vektörü birleştirilerek toplam n adet mod şekli belirlenir.

1.4.2. Deneysel modal analiz

Yapıların dinamik parametreleri teorik, analitik ve yaklaşık yöntemlerle belirlenebilirken bazı durumlarda sistemin karmaşıklığı neticesinde hesaplamalar oldukça zor olabilir. Bu durumda deneysel modal analiz yöntemleri daha kullanışlı olmaktadır. Ve yine yapıların dinamik davranışının teorik olarak belirlenmesinin ardından deneysel olarak teyit edilmesi daha güvenli ve sağlıklı olacaktır.

Deneysel modal analiz geleneksel ve operasyonel olmak üzere ikiye ayrılır. İki yöntem sonucunda da sistemin dinamik karakteristikleri elde edilir. Yöntemlerin birbirinden farkı uygulanan titreşimin kaynağının belirli bilinen bir değer olup olmamasıdır. Yapıya uygulanacak deneysel modal analizin nasıl yapılacağı sistemin hacmi, karmaşıklığı ve çevresel şartların durumuna bağlıdır.

Deneysel modal analiz uygulamalarının tamamında yapıların titreşime tepkisi olan ivme, hız, deplasman değerleri yapı üzerinde incelenmesi istenen noktalara monte edilen sensörler yardımıyla ölçülmektedir. Dinamik testlerde ivmeölçerler yardımıyla titreşim esnasında ivme-zaman değerleri elde edilmektedir. Bununla beraber potansiyometreler veya LVDT sensörleri ile zamana bağlı deplasman verileri ve hızölçerler kullanılarak hız-zaman değerleri elde edilebilmektedir. Uygulanan dinamik etki ise titreşim kaynağına bağlanan bir ivmeölçer sensörünün verisi kullanılarak kuvvete dönüştürülebilir veya direkt olarak yük hücresi sensörü yardımıyla zamana bağlı kuvvet verisi elde edilebilir. Şekil 1.26’da deneysel modal analizlerde kullanılan örnek bir kablolu ivmeölçer, bir kablosuz ivmeölçer ve bir hızölçer gösterilmiştir.



Şekil 1.26. Dinamik ölçüm cihazları; a) 3 eksenli kablolu ivmeölçer (<http://testart.com.tr/235>), b) 3 eksenli kablosuz ivmeölçer (<https://www.sparkfun.com>), c) Hızölçer (<https://aisys.com.my>)

Sensörler elde ettiği sinyal değerlerini veri toplama ünitesine aktarır. Burada bahsi geçen veri toplama sisteminde ünite genellikle bağımsız bir cihaz olsa da bazı durumlarda ivmeölçerlere entegre edilmiş kablosuz bir sistem şeklinde olmaktadır. Şekil 1.27’de deneysel titreşim testlerinde kullanılan örnek bir klasik dinamik veri toplama ünitesi gösterilmiştir. Şekildeki veri toplama ünitesine etki ve tepki sensörleri kablolarla bağlanmakta ve ünite de bu sensörlerden aldığı sinyalleri yani ham verileri kablolu bilgisayar bağlantısıyla dijital ortama zaman tanım alanında aktarmaktadır.

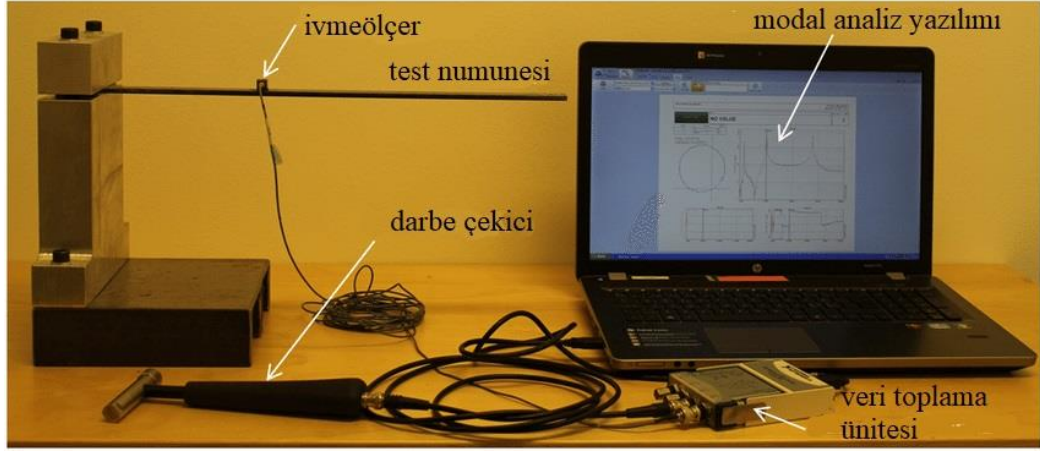


Şekil 1.27. Klasik dinamik veri toplama ünitesi (<https://tdg.com.tr>)

İvmeölçerlere entegre edilmiş olan veri toplama ünitelerinde, sistem Mikro Elektrikli Mekanik Sistemler (MEMS) tabanlı ivmeölçer sensörü, mikroişlemci, hafıza kartı veya kablosuz WiFi adaptör, güç kaynağı/pil ve entegre devrelerden oluşur. Bu ölçüm sisteminde ayrıca bir bağımsız klasik veri toplama ünitesine ve kablolarla ihtiyaç yoktur. Şekil 1.26b’de gösterilen ivmeölçer bu sisteme sahiptir. Bu tip veri toplama sistemi standart kablolu sisteme göre kurulumda oldukça fazla zaman tasarrufu ve yine sistem maliyeti açısından çok büyük bir tasarruf sağlamaktadır. Ölçüm hassasiyeti, veri güvenilirliği ve sinyal işleme kabiliyetleri açısından ise diğer sisteme göre zayıftır. (Ramos, 2007)

Ayrıca burada sensörler yardımıyla elde edilen bu sinyallerde gürültü vb. sebeplerden dolayı istenmeyen sinyal verilerinin ayıklanması/filtrelenmesi gerekmektedir. Bu işlem veri toplama üniteleri ile de gerçekleştirilebilmektedir. (Türker, 2011)

Örnek basit bir modal test düzeneği Şekil 1.28’de gösterilmiştir.



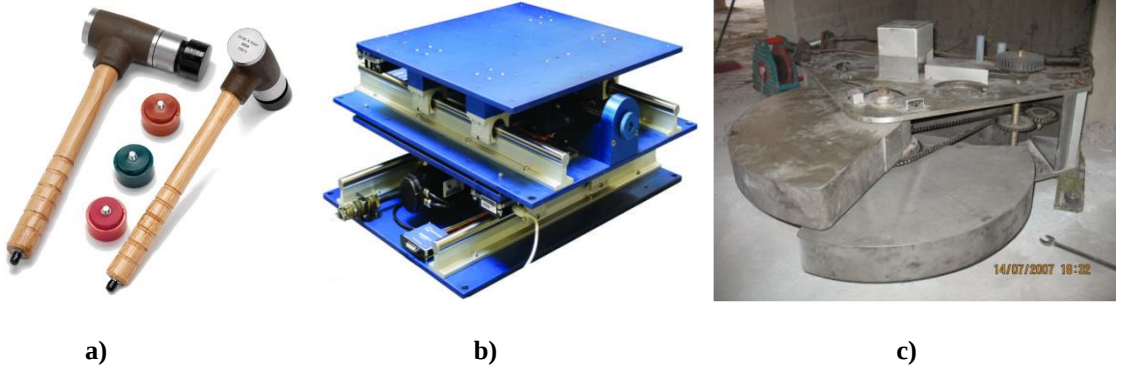
Şekil 1.28. Örnek modal test düzeneği (Gantasala ve diğ., 2017)

1.4.2.1. Geleneksel deneysel modal analiz

Geleneksel deneysel modal analiz yönteminde yapıya uygulanan titreşim bilinen bir etki ile oluşturulur. Genellikle serbest titreşim uygulamaları bilinen başlangıç koşulları ile yapıldığından bu analiz türüne girer. Ayrıca zorlanmış titreşiminde birçok uygulaması yine bu tür modal analiz yönteminde kullanılır.

Geleneksel modal analiz, küçük hacimli yapılarda darbe (etki) çekici vasıtasıyla sistemi zorlanmış titreşime maruz bırakarak uygulanmaktadır. Darbe çekici uygulamasında, çekicinin üzerinde bulunan sensör sayesinde uygulanan kuvvetin miktarı bilinmektedir. Bunun yanı sıra laboratuvar uygulamaları için hazırlanan model yapılarda darbe çekici veya sarsma tablası kullanılarak sistemin dinamik özellikleri bilinen etkilerle geleneksel deneysel modal analiz kapsamında belirlenebilmektedir.

Orta ve büyük hacimli yapılarda yapının karmaşıklığı elverişli ise, sisteme kütle sarsıcı ile zorlanmış titreşim uygulanabilir ve geleneksel deneysel modal analiz yürütülebilir. Yine kütle sarsıcı uygulamasında sisteme uygulanan etki bilinen bir değerdir. Şekil 1.29’da bazı titreşim üreticiler olan, darbe çekici, sarsma tablası ve kütle sarsıcı örnekleri gösterilmiştir.



Şekil 1.29. Titreşim üreticiler; a) Darbe çekici (<https://www.bksv.com>), b) Sarsma tablası (<https://www.quanser.com>), c) Kütle sarsıcı (Ataç, 2009)

1.4.2.2. Operasyonel modal analiz

Operasyonel modal analiz yönteminde titreşimin kaynağı bilinen bir değer olmayıp rastgele bir etkidir. Genellikle çevresel-ortamsal titreşim testleri ile uygulanmaktadır. Çevresel titreşimin kaynağı deprem, trafik, insan hareketleri vb. olabilir. Köprü, baraj, geniş ve yüksek yapılar gibi daha karmaşık ve büyük hacimli yapılarda daha sık uygulanan yöntemdir. Bu tür sistemlerde bilinen bir titreşimi sistemin tamamında yayarak üretmek oldukça zor ve pahalı olduğundan çevre koşullarından yararlanılmaktadır. Çevresel titreşimler sistemin bütününde etkili olduğundan daha sağlıklı sonuçlar vermektedir.

1.4.2.3. Deneyisel modal analiz ile modal parametrelerin belirlenmesi

Titreşim deneyleri sonucunda modal parametrelerin belirlenebilmesi için öncelikle elde edilen ham verilerin (sinyallerin) işlenmesi gerekmektedir. Bu aşamada genellikle bazı bilgisayar programları yardımıyla ham veriler ivme-zaman, hız-zaman ve deplasman-zaman verilerine dönüştürülür. Ardından bu verilerde düzenleme, hata ayıklama, kalibrasyon, filtreleme ve sinyal işleme yapılır. Devamında işlenen veriler/grafikler üzerinden modal parametreler belirlenir.

Literatürde modal parametrelerin deneysel veriler üzerinden belirlenmesinde kullanılan farklı yöntemler mevcuttur. Yöntemler en genel haliyle kategorize edilecek olursa frekans tanım alanındaki yöntemler ve zaman tanım alanındaki yöntemler şeklinde ayrılabilir. Bu bölümde literatürde en yaygın kullanılan yöntemler irdelenecektir.

1.4.2.3.1. Frekans tanım alanındaki yöntemler

- **Fourier dönüşümü**

Fourier dönüşümü yöntemi dinamik analizlerde modal parametrelerin belirlenmesinin yanı sıra titreşim verilerinin filtrelenmesi ve transfer fonksiyonunun (frekans davranış fonksiyonu) elde edilmesi gibi amaçlar için de kullanılmaktadır. Deneyler sonucunda zamana bağlı elde edilen veriler uygulama ve hesaplamalardaki gereklilikler ve bu süreçlerin basitleştirilmesi amacıyla Fourier dönüşümü yapılarak frekans tanım alanına geçilir.

Bu matematiksel dönüşüm fonksiyonların karmaşık hale gelmesine neden olur. Fonksiyonlarda reel ve sanal bileşenler oluşur. Bu bileşenler kullanılarak fonksiyonların genlik ve faz spektrumları elde edilir. (Avitabile, 2018)

Zaman tanım alanında bir yer ivmesinin Fourier dönüşümü Denklem (1.63)'te olduğu gibi tanımlanır. (Bozorgnia ve Campbell, 2004)

$$F(\omega) = \int_0^t \ddot{u}_g(t) e^{-i\omega t} dt \quad (1.63)$$

Burada ($F(\omega)$) yer ivmesinin Fourier dönüşümünü ifade etmektedir. İstenirse Fourier spektrumu ($F(\omega)$) üzerinden, $\ddot{u}_g(t)$ ivme-zaman verisi de ters Fourier dönüşümü yoluyla tekrardan Denklem (1.64)'e göre elde edilebilir.

$$\ddot{u}_g(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega) e^{-i\omega t} d\omega \quad (1.64)$$

Denklem (1.63) Denklem (1.65)'teki gibi düzenlenebilir.

$$F(\omega) = \int_0^t \ddot{u}_g(t) \cos(\omega t) dt - i \int_0^t \ddot{u}_g(t) \sin(\omega t) dt \quad (1.65)$$

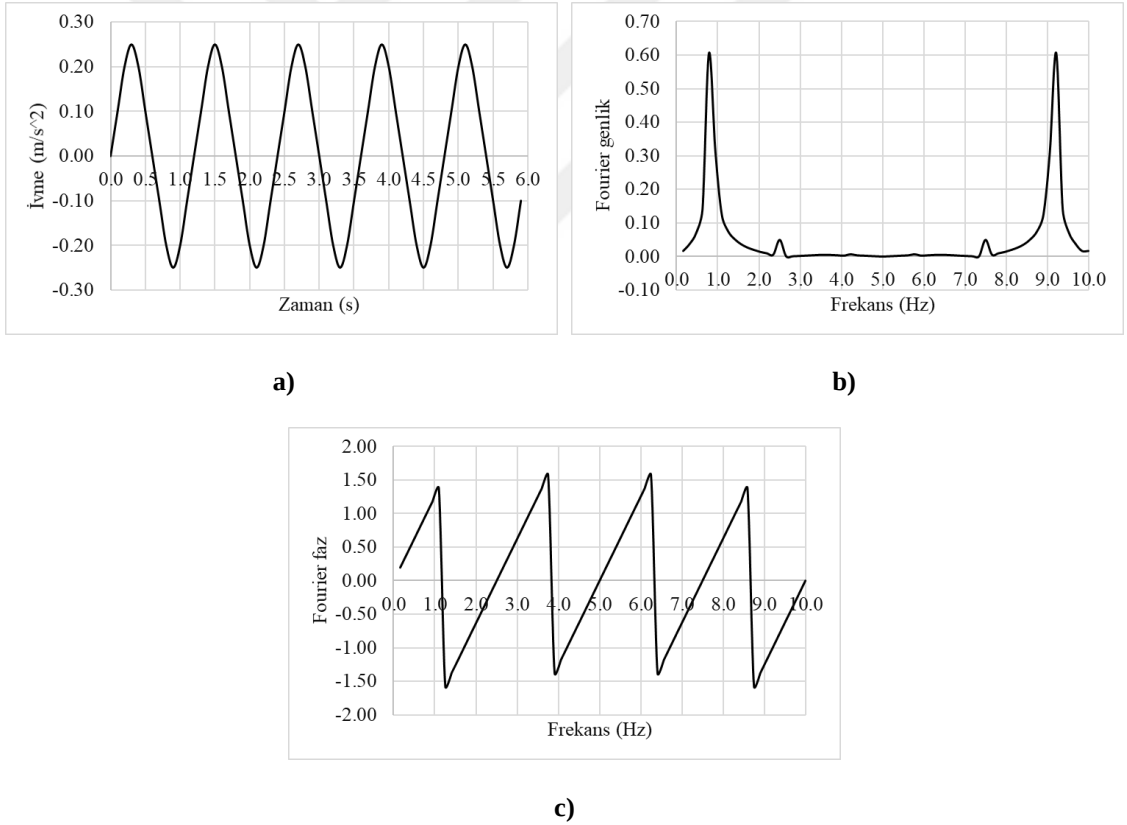
Buradan da anlaşılacağı üzere ($F(\omega)$) Fourier spektrumu karmaşık sayılı bir fonksiyondur ve bu fonksiyon genlik ve faz açısı tanımlarıyla ifade edilebilir. Buna göre öncelikle Denklem (1.65)'teki ($F(\omega)$) fonksiyonu reel kısmı ($R(\omega)$) ve sanal kısmı ($S(\omega)$) olacak şekilde tekrardan yazılırsa;

$$F(\omega) = R(\omega) - i S(\omega) \quad (1.66)$$

elde edilir. Denklem (1.66) üzerinden Fourier genliği spektrumu ($F_{genlik}(\omega)$) ve Fourier faz spektrumu ($\Phi(\omega)$) Denklem (1.67)'de görüldüğü gibi hesaplanabilir.

$$F_{genlik}(\omega) = \sqrt{R(\omega)^2 + S(\omega)^2} \quad \Phi(\omega) = -\tan^{-1}(S(\omega)/R(\omega)) \quad (1.67)$$

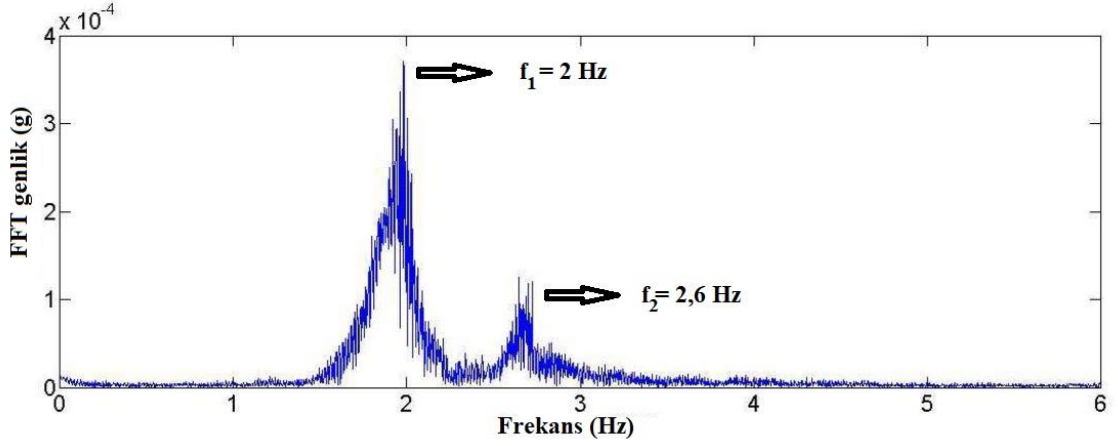
Bu mantıktan yola çıkılarak, dijital ortama aktarılan ivme-zaman verilerinin Fourier dönüşümü genellikle bilgisayar programları vasıtasıyla Ayırık Fourier dönüşümü (DFT) veya Hızlı Fourier dönüşümü (FFT) teknikleriyle uygulanır. Örnek olması maksadıyla bir sinüs dalgasının Hızlı Fourier dönüşümü sonucunda elde edilen Fourier genlik ve Fourier faz spektrumları Şekil 1.30'da gösterilmiştir.



Şekil 1.30. Bir sinüs dalgasının hızlı Fourier dönüşümü (FFT); **a)** İvme-zaman grafiği, **b)** Fourier genlik spektrumu, **c)** Fourier faz spektrumu

Fourier genlik verisi elde edilip grafiksel olarak gösterilir ve tepe tutma yöntemi (peak picking (PP)) kullanılarak burada pik genlik noktaları işaretlenip bunlara karşılık gelen frekans değerleri belirlenirse bu frekanslar sırasıyla her bir modun doğal titreşim

frekansını veya diğer bir deyişle modal frekansını gösterir. Şekil 1.31’de örnek bir Fourier genlik spektrumunda 1. ve 2. moda ait modal frekanslar gösterilmiştir.



Şekil 1.31. Fourier genlik spektrumundan modal frekansların belirlenmesi (Neitzel ve diğ., 2011)

Fourier dönüşümü ile zaman tanım alanından frekans tanım alanına yapılan dönüşümde, periyodik bir sinyal üzerinde sonlu uzunlukta bir zaman geçmişi alınmasının neticesinde sızıntı hatası olarak bilinen bir sorun ortaya çıkmaktadır. Bu hata tamamıyla ortadan kaldırılamamakta yalnızca azaltılabilmektedir. Sızıntı hatasını minimize etmenin bir yolu modal teste ölçüm süresini arttırmaktır. Bu hatayı azaltmak için kullanılan en yaygın yöntem ise, pencereleme adı verilen bir süreç olan bir pencere fonksiyonunun tanıtılmasıyla sinyal dönüşümü yapmaktır. (Ramos, 2007; Piersol ve Paez, 2009)

Bunun dışında deneysel aşama sonucunda zamana tanım alanında elde edilen ham sinyal verileri gürültü, parazit vb. sebeplerden dolayı bozulabilmektedir. Doğru verilere ulaşabilmek için dönüşümlerden önce ham verilerin uygun şekilde filtrelenmesi gerekmektedir.

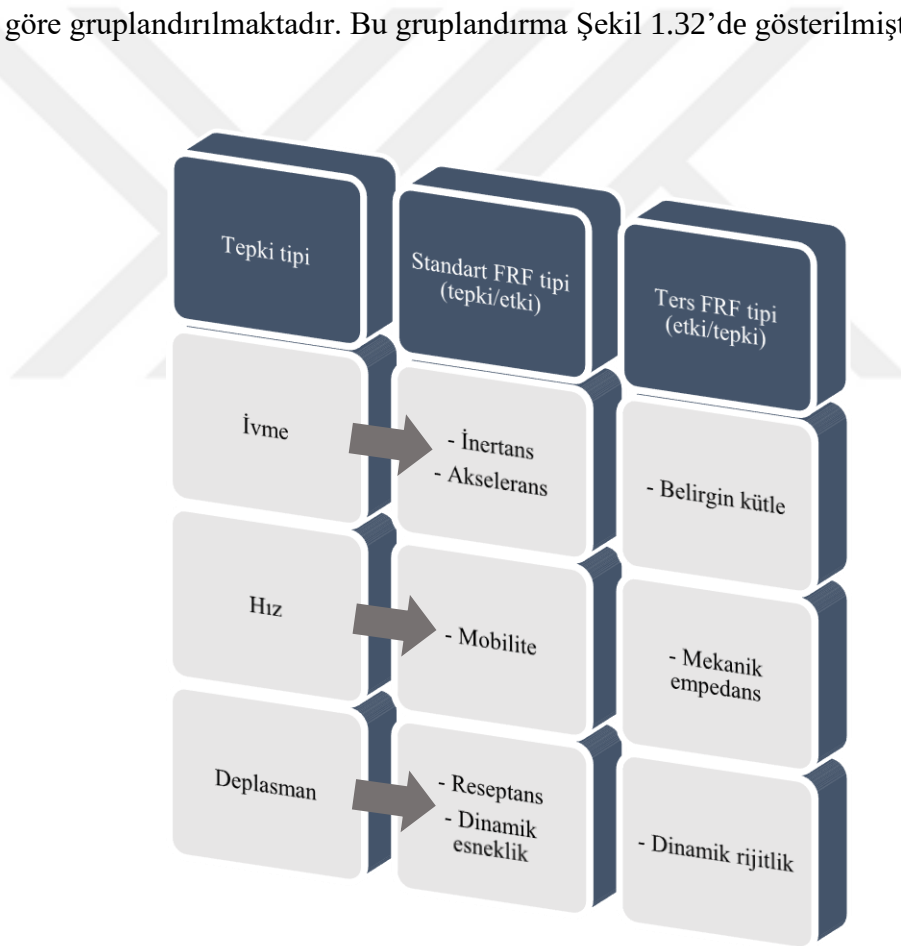
- **Frekans davranış fonksiyonu (FRF) (transfer fonksiyonu)**

Bu tez çalışmasında geleneksel deneysel modal analiz FRF fonksiyonları üzerinden yürütülmüş ve dinamik parametreler bu fonksiyonlar üzerinden elde edilmiştir. Bu sebepten dolayı bu yöntemde kullanılan analizler daha detaylı işlenmiş olup diğer modal analiz yöntemlerinde de aynı şekilde kullanılan filtreleme, pencereleme, tepe tutma yöntemi, sönüm oranlarının hesaplanmasında kullanılan yöntemler bu bölümde detaylandırılmıştır.

Geleneksel deneysel modal analizde dinamik parametrelerin belirlenmesi için kullanılan en yaygın yöntem frekans davranış fonksiyonu üzerinden karakteristiklerin elde edilmesidir.

Frekans davranış fonksiyonunun oluşturulabilmesi için hem etki (girdi) hem tepki (çıkıtı) verilerinin bilinmesi gerekir. Standart bir FRF en basit anlatımla frekans tanım alanında tepkinin etkiye oranıdır. Yani burada ivme (veya hız, deplasman)-zaman çıkıtı verileri üzerinden oluşturulan frekans tanım alanındaki çıkıtı spektrumlarının, aynı şekilde kuvvet-zaman girdi verilerinden elde edilen girdi spektrumlarına oranından bahsedilmektedir. Dolayısıyla bu yöntemde zamana bağlı etki ve tepki verilerinin Fourier dönüşümü yapılarak frekans tanım alanına geçilmektedir.

Literatürde frekans davranış fonksiyonları sistemden ölçülen tepki verilerinin tipine göre gruplandırılmaktadır. Bu gruplandırma Şekil 1.32’de gösterilmiştir.

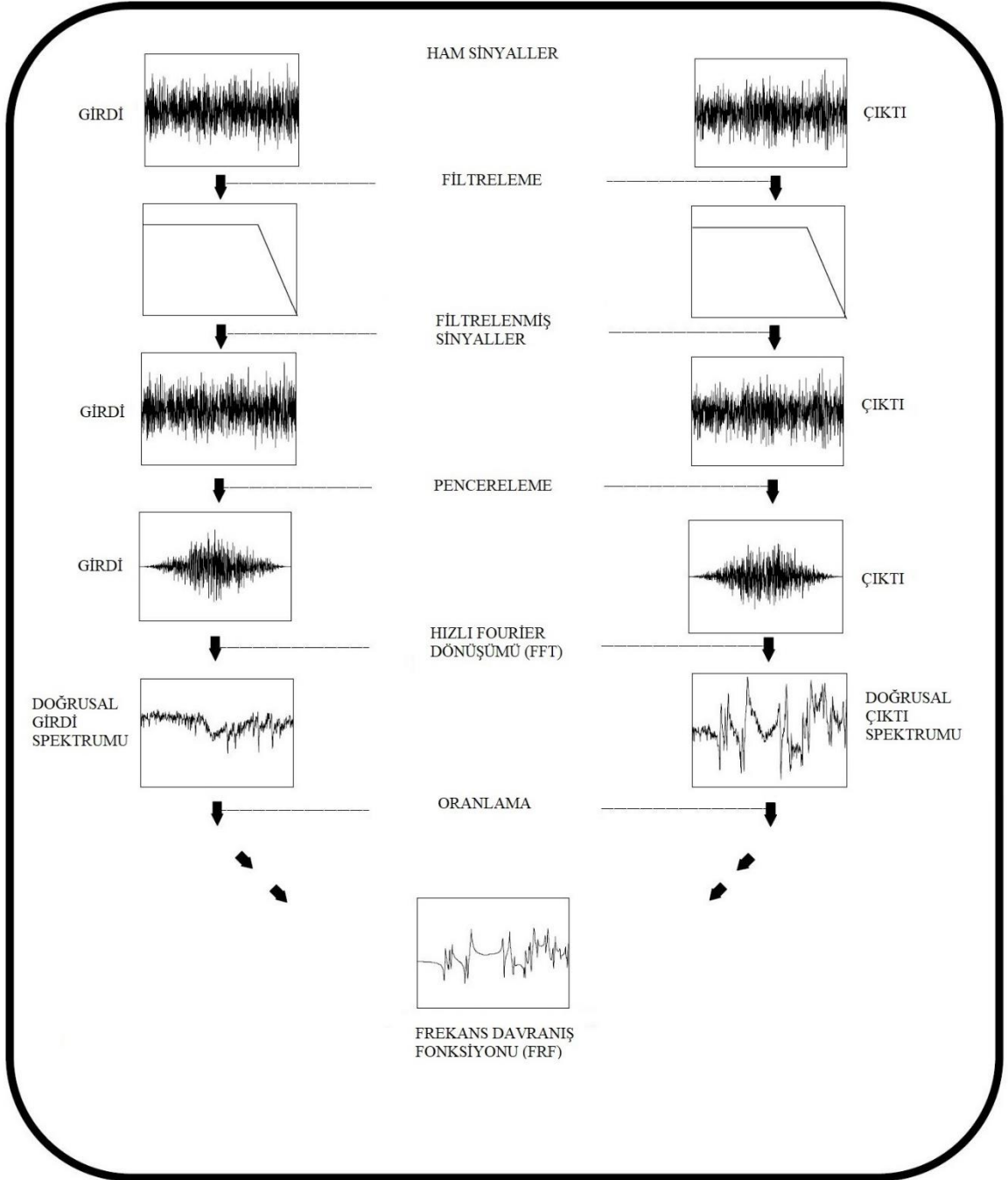


Şekil 1.32. Frekans davranış fonksiyonu (FRF) çeşitleri

Geleneksel deneysel modal analizde elde edilecek en önemli fonksiyon, adeti sistemin serbestlik derecesi ile alakalı olan frekans davranış fonksiyonudur. FRF’ler

sayesinde yapının doğal titreşim frekansları, sönüm oranları ve mod şekilleri belirlenebilmektedir.

Özet olarak Şekil 1.33'te ham sinyal verilerinin filtrelenmesinden FRF fonksiyonlarının elde edilmesine kadar olan sinyal işleme süreci aşama aşama çizelgelenmiştir. Bu süreçte bir paket yazılım veya bir sinyal işleme analizcisi kullanılabilir.



Şekil 1.33. Sinyal işleme (Avitabile, 2018)

Teorik açıdan sinyal işleme sürecini klasik matematiksel formülasyonlar üzerinden ifade etmekte fayda vardır. Dinamik yük altındaki bir yapıda oluşan tepkiler, yani ivme, deplasman, hız veya iç kuvvetler, atalet kuvvetleri nedeniyle oluşan ivmelerle doğrudan alakalıdır. Bilindiği üzere bu ilişkide kütle, sönüm ve rijitlik önemli rol oynar.

Öncelikle tek serbestlik dereceli sönümlü bir sistem irdelenecektir. Sistem gelişigüzel bir yük (genel yük durumu) zorlanmış titreşime maruzdur. Hareket dinamik denge ve Newton'un ikinci hareket yasasından yola çıkılarak Denklem (1.68)'deki gibi ifade edilebilir. (Ewins, 2000; Chopra, 2012; Ramos, 2007)

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = P(t) , \quad \ddot{u}(t) + 2\zeta\omega_n\dot{u}(t) + \omega_n^2u(t) = \frac{P(t)}{m} , \quad \zeta = \frac{c}{2m\omega_n} \quad (1.68)$$

Bu ikinci dereceden diferansiyel denklemin çözümü doğrusal sistemlerde geçerli olan Denklem (1.69)'da verilmiş olan Duhamel integrali ile zaman tanım alanında yapılabilir.

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t P(\tau) e^{-\zeta\omega_n(1-\tau)} \sin\omega_D(1-\tau) d\tau , \quad t > \tau \quad (1.69)$$

Bu denklem anlık küçük darbe yüklerinin oluşturduğu yer değiştirmelerin toplanması şeklinde elde edilmiştir. Burada; (τ) referans anı, (ω_D) de Denklem (1.70)'e göre hesaplanan sönümlü doğal titreşim frekansını ifade eder.

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (1.70)$$

Denklem (1.68)'in bir diğer çözümü de denklemin her iki tarafına Fourier dönüşümü uygulamak ve elde edilecek frekans tanım alanındaki doğrusal diferansiyel denklemi çözmektir.

$P(t)$ zorlayıcısının Fourier dönüşümü olan $P(\omega)$ Denklem (1.71)'deki gibi ifade edilir.

$$P(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} P(t) e^{-i\omega t} dt \quad (1.71)$$

Burada (i) sanal sayı olup $i^2 = -1$ 'dir. Diferansiyel hareket denkleminin çözümü olan $u(t)$ 'nin Fourier dönüşümünün $U(\omega)$ olduğu düşünülerek frekans dönüşüm fonksiyonlarının zaman türevi, frekans tanım alanında $i\omega$ çarpımı ile verildiği için, Denklem (1.68) şu şekilde yeniden yazılabilir. (Denklem (1.72))

$$-m\omega^2 U(\omega) + ci\omega U(\omega) + kU(\omega) = P(\omega) \quad (1.72)$$

Denklemde (ω) rezonans frekansını gösterir, bu da sönümlü titreşimin frekansına eşit alınabilir. Bu denklemi Denklem (1.73)'teki gibi düzenlersek;

$$U(\omega) = \frac{P(\omega)}{-m\omega^2 + ci\omega + k} = H(\omega)P(\omega) \quad (1.73)$$

ifadesini elde ederiz. Buradan sistemde tepki Fourier dönüşümünün $(U(\omega))$ etki Fourier dönüşümüne $(P(\omega))$ ve karmaşık $(H(\omega))$ fonksiyonuna bağlı olduğunu görürüz. Bu karmaşık fonksiyon tepki Fourier dönüşümünün etki Fourier dönüşümüne oranı olup frekans davranış fonksiyonu (FRF) veya diğer adıyla transfer fonksiyonu olarak adlandırılır. Bu fonksiyonla, etki ve tepki arasında deterministik bir ilişki kurulabilmektedir. Fonksiyon $\omega_n = \sqrt{k/m}$ tanımından yararlanılarak Denklem (1.74)'e göre yeniden yazılabilir.

$$H(\omega) = \frac{U(\omega)}{P(\omega)} = \frac{1}{k(1 - (\omega/\omega_n)^2 + 2i\zeta(\omega/\omega_n))} \quad (1.74)$$

FRF fonksiyonu $(H(\omega))$ görüldüğü gibi karmaşık bir fonksiyondur. Bundan dolayı fonksiyonda genliği belirleyebilmek için reel ve sanal bileşenlerin karelerinin toplamının karekökünü almak gereklidir. Denklem (1.75)'te bu işlem yapılmıştır.

$$|H(\omega)| = \frac{1/k}{\sqrt{(1 - (\omega/\omega_n)^2)^2 + (2\zeta(\omega/\omega_n))^2}} \quad (1.75)$$

$H(\omega)$ ve diğer bütün FRF fonksiyonları genlik ve faz olmak üzere iki kısımdan oluşur. Bunlar Denklem (1.76)'ya göre belirlenir.

$$Genlik = \sqrt{(reel\ bileşen)^2 + (sanal\ bileşen)^2} \quad , \quad Faz = \tan^{-1} \left(\frac{sanal\ bileşen}{reel\ bileşen} \right) \quad (1.76)$$

Hareket denkleminin istenen çözümü son olarak $U(\omega)$ 'nin ters Fourier dönüşümü ile zaman tanım alanında elde edilir. (Denklem (1.77))

$$u(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} H(\omega) P(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (1.77)$$

İkinci olarak benzer yükleme altında çok serbestlik dereceli sönümlü bir sistemde frekans tanım alanında çözüm incelenecektir. Yine Newton'un ikinci yasası ve dinamik denge durumu düşünülerek n serbestlik dereceli sistemin diferansiyel hareket denklemi Denklem (1.78)'deki gibi yazılabilir. (Ewins, 2000; Chopra, 2012; Ramos, 2007)

$$[M]\ddot{u}(t) + [C]\dot{u}(t) + [K]u(t) = P(t) \quad (1.78)$$

Burada ($[M]$) $n \times n$ boyutlu kütle matrisini, ($[C]$) $n \times n$ boyutlu sönüm matrisini ve ($[K]$) $n \times n$ boyutlu rijitlik matrisini ifade eder. Denklemin çözümünde Denklem (1.74)'teki gibi etki ve tepkinin Fourier dönüşümlerinde oranlama yapılarak frekans davranış fonksiyonuna geçilir. (Denklem (1.79))

$$H(\omega) = (-\omega^2[M] + i\omega[C] + [K])^{-1} \quad (1.79)$$

Burada her bir (ω) frekans değeri için $n \times n$ matrisinin karmaşık tersini hesaplamak gerekeceğinden FRF fonksiyonunun çözümü çok çok zahmetli olacaktır. Buna alternatif bir çözüm olarak sönümsüz durum ele alınıp bunun homojen diferansiyel denklemini inceleyebiliriz. Hareket denklemi Denklem (1.80)'de verilmiştir.

$$[M]\ddot{u}(t) + [K]u(t) = 0 \quad (1.80)$$

Bu diferansiyel denklemin bir çözümü Denklem (1.81)'deki gibidir.

$$u(t) = \varphi_j e^{\lambda_j t} \quad (1.81)$$

Burada ($j=1, \dots, n$) aralığında değişken bir sayı olup (φ_j) reel özvektörleri (λ_j^2) ise reel özdeğerleri ifade etmektedir. Burada şu ifadeyi de belirtmek gerekir; sönümsüz sistemlerde bu özdeğerler doğal titreşim frekanslarına eşittir ($i\omega_j = \lambda_j$).

Denklem (1.81) Denklem (1.80)'e dahil edilirse Denklem (1.82) elde edilir.

$$[K - (-\lambda_j^2)M]\varphi_j = 0 \quad veya \quad K\Phi = M\Phi Y \quad (1.82)$$

Burada modlar (Φ) modal matrisinde gruplanır, matrisin her sütunu özvektörleri temsil eder. Öz frekanslar (ω_j) da diyagonal (Y) matrisi içinde gruplanır. Modların ortogonallik özellikleri yani birbirine karşı dikliği düşünülürse Denklem (1.83) elde edilir.

$$\Phi^T M \Phi = [m_j] \quad , \quad \Phi^T K \Phi = [k_j] \quad (1.83)$$

Burada (m_j) modal kütleleri, (k_j) modal rijitlikleri ve (T) matrisin transpozunu yani devriğini ifade eder. Özvektörler normalleştirilmiş özdeğerlerden ($\varphi_{m,j} = \varphi_j / \sqrt{m_j}$) oluşan (Φ_m) matrisiyle kütle açısından normalleştirilirse Denklem (1.84)'e varılır.

$$\Phi_m^T M \Phi_m = I \quad , \quad \Phi_m^T K \Phi_m = Y^2 \quad (1.84)$$

Burada (I) $n \times n$ boyutlarında birim matristir.

Eğer Denklem (1.82) Denklem (1.83) de dikkate alınarak önceden (Φ^T) ile çarpılırsa her bir (j) modunun sönümsüz doğal frekansları, tek serbestlik dereceli sistemdekine benzer şekilde elde edilebilir. (Denklem (1.85))

$$\omega_j^2 = k_j / m_j \quad (1.85)$$

Artık bu aşamada sisteme rijitlik ve kütle arasında doğrusal bir ilişki veren orantılı sönüm eklenerek ve sönüm matrisinin diyagonalleştirilebileceği varsayılarak Denklem (1.86)'ya geçilebilir.

$$\Phi^T C \Phi = [c_j] = [2\zeta_j \omega_j m_j] = Z[m_j] \quad , \quad Z = [2\zeta_j \omega_j] \quad (1.86)$$

$u(t) = \Phi u_m(t)$ koordinat dönüşümü yapılarak ve Denklem (1.78)'in (Φ^T) ile önceden çarpılmasıyla Denklem (1.87) elde edilir. Denklemdeki terimler sol diyagonaldir ve burada $(u_m(t))$ modal yer değiştirmeleri ifade etmektedir.

$$I\ddot{u}_m(t) + Z\dot{u}_m(t) + Y^2 u_m(t) = [1/m_j]\Phi^T P(t) \quad (1.87)$$

Bu diferansiyel denklemin de homojen olduğu varsayılırsa, çözüm Denklem (1.81)'de kabul edilene eşit olacaktır. Buna göre Denklem (1.88)'de çözüm gösterilmiştir.

$$\lambda_j^2 + 2\zeta_j \omega_j \lambda_j + \omega_j^2 = 0 \quad \Rightarrow \quad \lambda_{j,1,2} = -\zeta_j \omega_j \pm i\omega_j \sqrt{1 - \zeta_j^2}$$

$$\omega_j = |\lambda_j| \quad , \quad \zeta_j = -\text{Re}(\lambda_j)/|\lambda_j| \quad (1.88)$$

Burada (Re) karmaşık sayının reel kısmını göstermektedir. Denklem (1.87) tek serbestlik dereceli sisteme benzemektedir. Bu denklemin de Fourier dönüşümleri yapılabilir. (Denklem (1.89))

$$U(\omega) = H(\omega)P(\omega) \quad (1.89)$$

Burada FRF fonksiyonunun diyagonal terimleri Denklem (1.90)'da verilen bir $n \times n$ matrisidir.

$$H_{j,k}(\omega) = \sum_{z=1}^n \frac{\varphi_{j,z} \varphi_{k,z}}{(\omega_n^2 - \omega^2) + (2i\zeta \omega_n \omega)} \quad , \quad j = 1, \dots, n \quad \text{ve} \quad k = 1, \dots, n \quad (1.90)$$

Bu denklemle, önemli hatalar olmadan birkaç sayıda mod şekli hesaplanarak yaklaşık olarak çözüm belirlenebilir.

Sonuç olarak tek ve çok serbestlik dereceli sistemler için ayrı ayrı irdelenen bu frekans tanım alanında çözüm yöntemi Fourier dönüşüm metodu olarak da adlandırılmaktadır. Zaman tanım alanında çalışan Duhamel integrali çözümüne alternatiftir. Özellikle sınırsız ortam ile etkileşime giren yapıların modal analizinde kullanışlı ve güçlüdür. (Ewins, 2000; Chopra, 2012; Ramos, 2007)

❖ Filtreleme

Önceki kısımda da bahsedildiği gibi sinyal işleme süreci öncelikle filtreleme ile başlar. Burada ham sinyal verileri filtrelenerek gürültü, parazit vb. istenmeyen veriler ayıklanır. Filtreleme işleminde girdi verisi, zaman tanım alanındaki ham sinyallerdir. Bu sinyaller frekans tanım alanına dönüştürülüp burada istenilen şekilde filtrelenip değiştirilir ardından tekrar zaman tanım alanına dönüştürülür ve çıktı verisi olarak filtrelenmiş sinyal elde edilir.

Literatürde yaygın bir şekilde kullanılan filtreleme yöntemleri, alçak geçiren filtre (low pass), yüksek geçiren filtre (high pass), bant geçiren filtre (band pass) ve bant durduran (band stop) filtre şeklinde sıralanabilir. Filtre yönteminin seçiminde incelenmek istenen frekans aralığı önemlidir. Çünkü uygulanacak filtre ile, belirlenen bir frekans değerinin altındaki veya üstündeki veriler filtrelenerek silinmektedir. Aynı şekilde belirlenen bir bant genişliği dışındaki veya bant genişliğindeki veriler filtrelenmektedir.

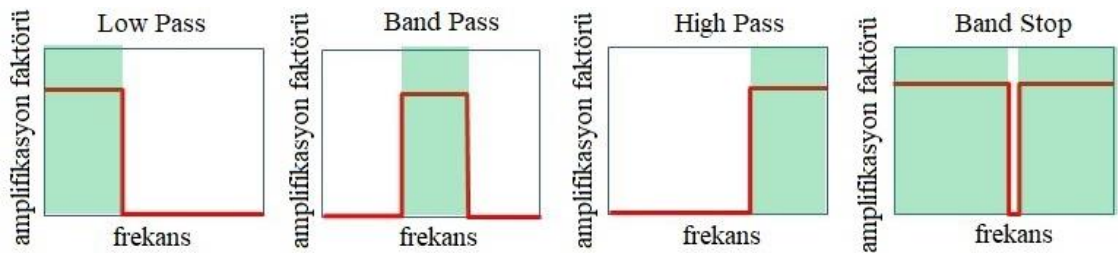
Alçak geçiren filtre (low pass): zaman tanım alanından dönüştürülerek Fourier genlik-frekans şeklinde elde edilen verilerde belirli bir kesme frekansından daha büyük frekans değerlerine ait verileri siler ve dolayısıyla filtreden sadece kesme frekansının altında kalan veriler geçer. İnşaat mühendisliği ile alakalı uygulamalarda sistemlerin veya bunlara etkiyen yüklerin frekans değerleri genellikle çok yüksek olmadığından alçak geçiren filtre bu alanda daha sık kullanılmaktadır.

Yüksek geçiren filtre (high pass): tam ters şekilde belirlenen kesme frekansının altında kalan verileri siler ve daha yüksek frekanstaki veriler filtreden geçer.

Bant geçiren filtre (band pass): belirlenen bir frekans bant genişliği dışında kalan tüm verileri siler. Dolayısıyla bant tipi filtrelerde tek bir kesme frekansı olmayıp 2 kesme frekansı ile bant genişliği ifade edilir.

Bant durduran filtre (band stop): bir frekans bant genişliğindeki verileri siler, bant dışında kalan veriler filtreden geçebilir.

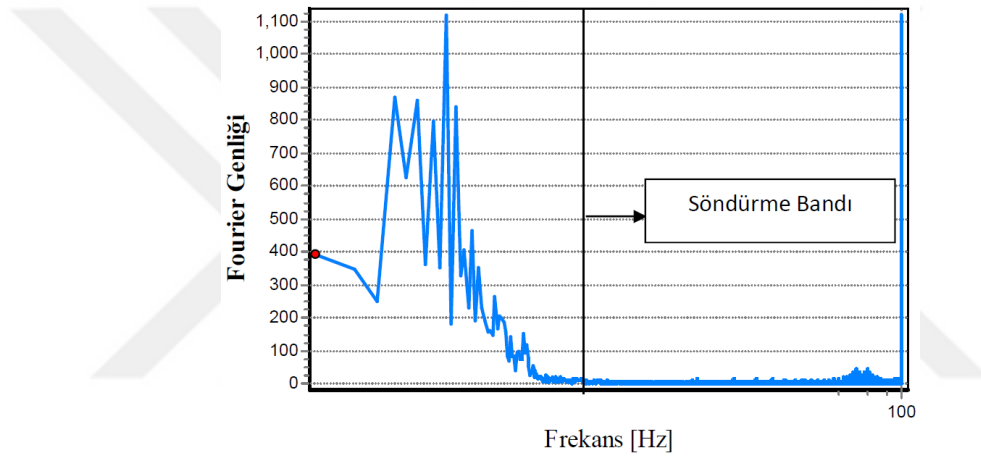
Şekil 1.34'te filtre yöntemleri gösterilmiştir.



Şekil 1.34. Filtre yöntemleri (Sharetechnote, 2023)

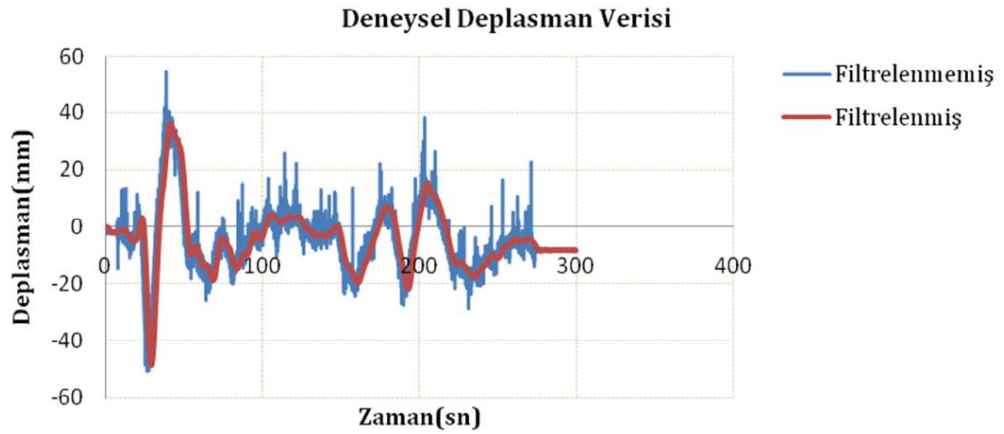
Bu filtre yöntemleri literatürde yaygın şekilde kullanılan Chebyshev, Butterworth ve Bessel filtre tipleri üzerinden uygulanmaktadır.

Filtrelemenin başlatılacağı kesme frekansının belirlenmesinde Fourier genlik spektrumunun yorumlanması gerekmektedir. Buna göre genlik değerinin sıfırlandığı veya sıfıra çok yaklaştığı kısım kesme frekansının uygulanacağı kısımdır. Çünkü buradan sonraki (veya ters durumda önceki) verilerin artık fonksiyona etkisi son derece azdır. Örneğin bir deplasman verisine low pass filtresinin uygulanması Şekil 1.35'te gösterilmiştir. Burada genlik değerlerinin sıfırlandığı bölgede filtrenin kesme frekansı 0,19 Hz olarak belirlenmiş ve bu değerden yüksek frekansa sahip veriler söndürme bandı mantığıyla silinmiştir. (Birdal, 2015)



Şekil 1.35. Örnek bir Low pass filtrelemesi (Birdal, 2015)

Şekil 1.36'da da zaman tanım alanındaki verilerin filtreleme sonrasında değişimi gösterilmiştir.

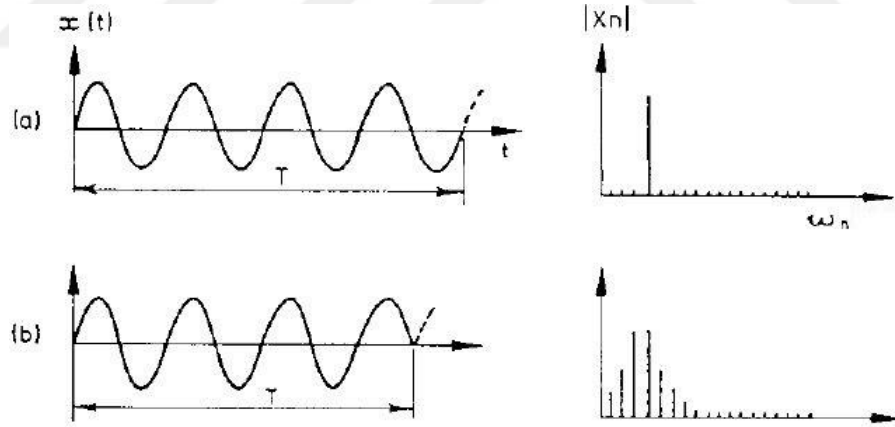


Şekil 1.36. Zaman tanım alanındaki verilerin filtreleme sonrası değişimi (Birdal, 2015)

❖ Sızıntı hatası

Daha önce de bahsedildiği üzere zaman tanım alanındaki verilerde Fourier dönüşümü yapıp frekans tanım alanına geçilirken sızıntı hatası ortaya çıkmaktadır. Sızıntı hatası, gerçek sinyal frekansına yakın frekanslarda yanlış bileşenlerin ortaya çıkması, gücün bu bantlara sızması şeklinde tanımlanır. (Thompson ve Tree, 1980)

Hata, Şekil 1.37’de gösterilen çok az miktarda farklı frekanslara sahip iki sinüzoidal sinyalin aynı analiz sürecine tabi tutulduğu durumla iyi bir şekilde açıklanmaktadır. Şekil 1.37a’da, sinyal zaman tanımında mükemmel bir şekilde periyodik olup bundan elde edilen frekans spektrumu, sinüs dalgasının frekansında oldukça basit bir tek çizgidir. Şekil 1.37b’de ise, periyodiklik varsayımı tam olarak geçerli olmamakla beraber sinyalin her iki ucunda süreksizlik mevcuttur. Sonuç olarak, bu durum için üretilen spektrum, orijinal zaman sinyalinin sahip olduğu tek frekansı gösterememektedir. Frekans, gerçek frekansa yakın spesifik hatlarda temsil edilememiş ve birkaç hat veya pencere şeklinde yayılmıştır. Bu iki örnekten birincisi en iyi durumu ve ikincisi de en kötü durumu temsil etmektedir. Sinyal frekansları daha düşük olduğunda sorunlar daha da ciddi hale gelmektedir. (Ewins, 2000)



Şekil 1.37. Sinüzoidal sinyaller ve sızıntı; **a)** İdeal sinyal, **b)** Sorunlu sinyal (Ewins, 2000)

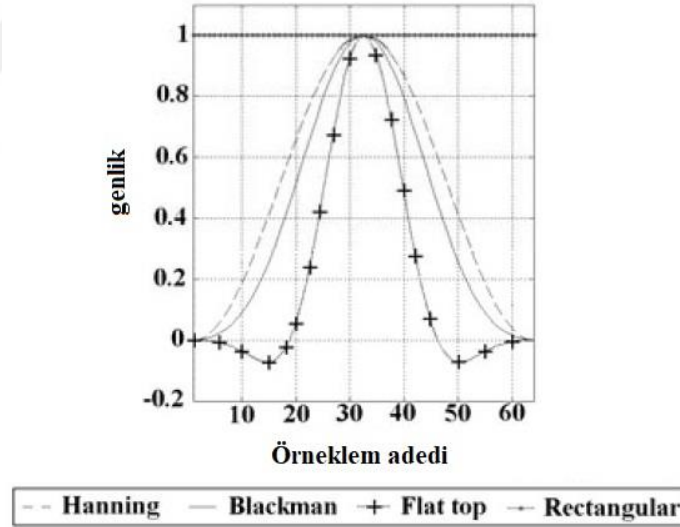
Sızıntı hatası, FRF hesapları da dahil olmak üzere dijital sinyal işlemenin birçok uygulamasında ciddi bir sorun teşkil etmekte olup bunun etkilerinin önlenmesi veya en aza indirilmesi veri güvenilirliği ve hesaplamalar açısından çok önemlidir. Bu amaçla uygulanabilecek bazı yöntemler vardır. Bunlar aşağıdaki gibi sıralanabilir;

- ölçüm süresinin arttırılması,
- ölçülen sinyalin sonuna sıfır eklenmesi (sıfır doldurma),

- sızıntı etkisinin seviyesini azaltacak şekilde elde edilen sinyalin değiştirilmesidir. Bu işleme pencereleme denir ve sinyal işlemede yaygın olarak kullanılmaktadır.

❖ Pencereleme

Sızıntı hatasını en aza indirmek için Fourier dönüşümü öncesinde pencere adı verilen bir ağırlıklandırma fonksiyonu tanımlanır ve filtrelenmiş verilere uygulanır. Bu pencere, verileri FFT işleminin periyodiklik gereksinimlerini daha iyi karşılamaya zorlamak ve böylece sızıntının bozulma etkilerini en aza indirmek için kullanılır. Literatürde yaygın şekilde kullanılan birçok pencereleme fonksiyonu vardır. Sinyal tipine göre pencere fonksiyonu seçilmektedir. Örneğin, darbe etkisi için çıktı verilerinde kullanılan en yaygın pencere, üstel olarak azalan (exponentially decaying) penceredir. En çok kullanılan bazı pencere fonksiyonları zaman tanım alanında grafiksel olarak Şekil 1.38’de gösterilmiştir. (Avitabile, 2018)



Şekil 1.38. Yaygın kullanılan pencere fonksiyonları (Hussein ve diğ., 2009)

Yaygın kullanılan pencere fonksiyonları, frekans çözünürlüğü ve spektral sızıntının azaltılması durumlarına göre Çizelge 1.4’te karşılaştırılmıştır.

Çizelge 1.4. Yaygın kullanılan pencere fonksiyonlarının frekans çözünürlüğü ve spektral sızıntının azaltılması durumlarına göre karşılaştırılması (Hussein ve diğ., 2009)

Pencere fonksiyonu	Frekans çözünürlüğü	Spektral sızıntının azaltılması
Hanning	İyi	İyi
Blackman	Kötü	En iyi
Flat top	Kötü	İyi
Rectangular	En iyi	Kötü

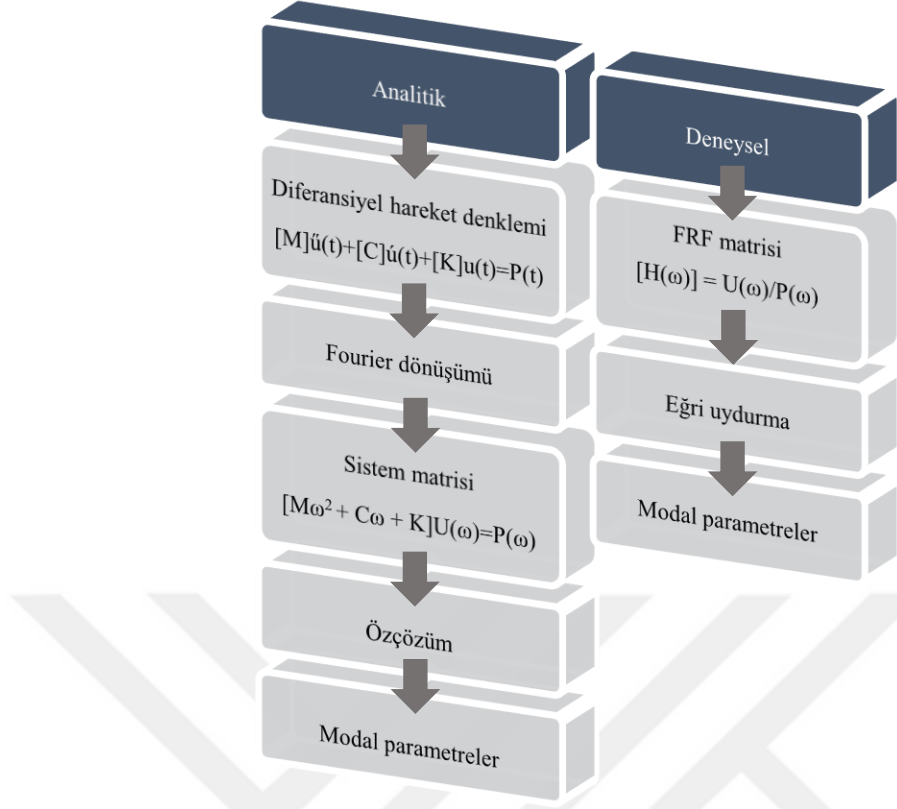
- **Frekans davranış fonksiyonları üzerinden modal parametrelerin elde edilmesi**

Sinyal işleme süreci Şekil 1.33'te de gösterildiği gibi ham verilerin filtrelenmesi, pencere fonksiyonunun tanıtılıp Fourier dönüşümlerinin yapılması ve ardından tepki/etki oranı yapılarak FRF grafiklerine geçilmesiyle tamamlanır. Frekans tanım alanındaki yöntemlerin hepsinde filtreleme ve pencereleme aşamaları aynıdır.

Modal parametreleri belirlemek için sinyal işlemenin ardından elde edilen frekans davranış fonksiyonlarının analiz edilmesi gerekmektedir. Bu analiz genellikle eğri uydurma olarak da ifade edilmektedir. Eğri uydurma yapılan FRF'lerde çeşitli yöntemler kullanılarak test edilen yapının dinamik karakteristikleri elde edilmekte ve bu sayede yapının dinamik davranışı belirlenmektedir. Deneysel modal analiz aslında burada uygulanan sürecin tamamıdır. (Schwarz ve Richardson, 1999)

Analitik modal analizde ise öncelikle sistemin diferansiyel hareket denklemi çıkartılmaktadır. Ardından Fourier dönüşümüyle frekans tanım alanında ifade edilen sistemde özçözüm yapılarak modal parametreler belirlenmektedir.

Şekil 1.39'da modal parametrelerin elde edilmesi özetle gösterilmiştir.



Şekil 1.39. Modal parametrelerin belirlenmesi

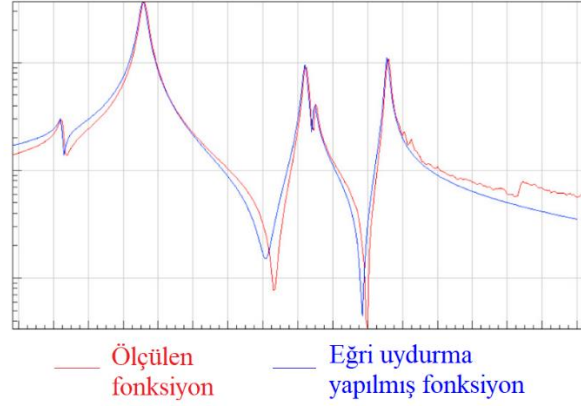
❖ FRF matrisi

Karakteristiklerin belirlenebilmesi için modal test sonucunda elde edilen FRF matrislerinde en az bir satır veya bir sütuna ihtiyaç vardır. Bu matrislerde sütunlar etki verilerine, satırlar da tepki verilerine karşılık gelir. Matrisin boyutları tamamen yükleme ve ölçüm noktası sayısı ile alakalıdır. Örneğin sarsma tablası deneylerinde yapı genelde teorik açıdan bir noktadan yüklendiği için FRF matrisi tek bir sütundan oluşur. Burada satır sayısı ise yapı üzerinde farklı noktalardan alınan ölçüm sayısı kadardır. Doğal titreşim frekansı ve sönüm oranı parametreleri FRF matrisinin bir satırındaki/sütunundaki veya matrisin tamamındaki değerler vasıtasıyla belirlenebilir. Mod şekilleriyse, her bir FRF matrisinde en az bir satırın veya bir sütunun aynı konumdaki değerlerinin bir araya getirilmesiyle elde edilir. (Schwarz ve Richardson, 1999)

❖ Eğri uydurma

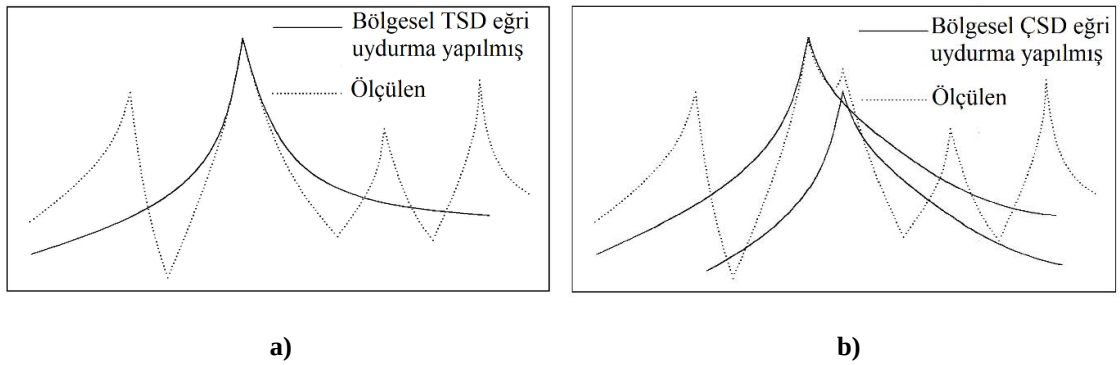
Eğri uydurma, belirli bir eksen takımında işaretlenmiş bir veri kümesinde bütün aralık boyunca verilerin en uygun şekilde eğilimini gösteren eğrinin uydurulması veya bu eğilime en uygun matematik modelin oluşturulması olarak tanımlanabilir. Başka bir

deyişle, bütün bir aralık boyunca dağılmış verilerin en uygun şekilde yayılımının bir eğri ile gösterimidir. Bu, analitik fonksiyon ile ölçülen veriler arasındaki karesi alınmış hatanın en aza indirilmesiyle yapılır. Şekil 1.40'ta deneysel olarak elde edilmiş bir FRF fonksiyonunda eğri uydurma gösterilmektedir. Grafikte kırmızı çizgi ölçülen fonksiyonu, mavi çizgi ise fonksiyonun eğri uydurma yapılmış halini göstermektedir.



Şekil 1.40. FRF fonksiyonunda eğri uydurma (Kihma ve diğ., 2018)

Eğri uydurma yöntemiyle parametrelerin belirlenmesinde kullanılan prosedürler FRF grafiklerinin bölgesel veya genel incelenmesine göre kategorize edilmiştir. Çözüm kolaylığından dolayı bölgesel incelemeler en sık kullanılan prosedürlerdir. Bölgesel inceleme FRF grafiklerinde tepe genlik noktalarının olduğu kısımlarda yapılır. Bu prosedür kendi içinde tek serbestlik dereceli (TSD) ve çok serbestlik dereceli (ÇSD) olmak üzere iki kısma ayrılır. Titreşim testi yapılan yapıda sönüm azsa bölgesel TSD inceleme analiz için en uygun olanıdır. Sönüm fazla ise de bölgesel ÇSD inceleme daha uygun olmaktadır. Bu iki prosedür grafiksel olarak Şekil 1.41'de gösterilmiştir. (Ewins, 2000)



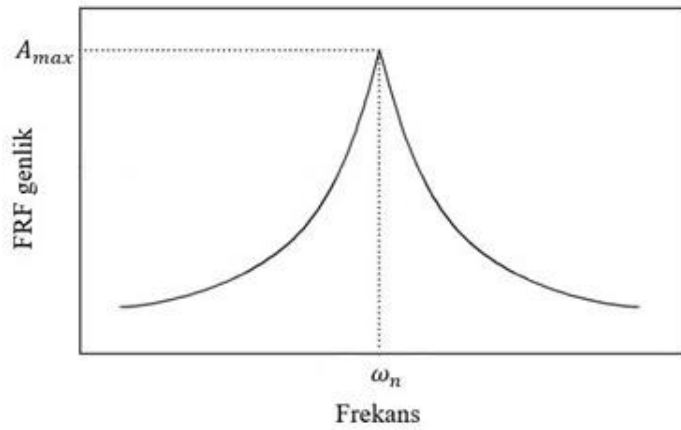
Şekil 1.41. FRF fonksiyonunda bölgesel eğri uydurma; a) TSD, b) ÇSD

İnşaat mühendisliği yapıları genel olarak düşük sönüme sahiptir. Bu sebepten dolayı burada bölgesel TSD eğri uydurma tekniğine tabi tutulmuş FRF fonksiyonlarından yapının modal parametrelerinin belirlenmesi irdelenecektir. Bu bağlamda en kullanışlı ve kolay yöntem olan tepe tutma yöntemi (peak picking (PP)) incelenecektir.

❖ Tepe tutma yöntemi (Peak picking (PP))

Frekans tanım alanında çalışan bu yöntemde göre bir rezonans frekansının civarındaki tepkiye o rezonans modunun hâkim olduğu varsayılır. Yani FRF grafiği üzerindeki diğer modların bu tepkiye etkisinin olmadığı kabul edilir. Yöntemin bir diğer adı da tepe genliği yöntemidir. (Ewins, 2000)

Doğal titreşim frekanslarının belirlenmesi: Yönteme göre; ilk olarak, FRF grafiklerinde her bir tepe noktası için bölgesel TSD eğri uydurma yapılarak tepe genlikleri (A_{max}) saptanır. Bu noktalar aynı zamanda sistemin her bir modunu gösterir. Ardından ayrı ayrı her bir tepe genlik değerine karşılık gelen frekans değerleri belirlenir. Burada sistem üzerinden modal testle elde edilen bütün FRF grafiklerinde aynı tepe genlikleri yani aynı modlar her FRF grafiğinde neredeyse aynı frekans değerinde oluşur. Bu frekans yapının o moduna ait doğal titreşim frekansı veya modal frekansıdır. Burada genellikle kullanılan FRF grafikleri tepki verisinin ivme tabanlı olduğu inertans (akselerans) tipi genlik FRF eğrisidir. Şekil 1.42’de bölgesel eğri uydurma yapılmış genlik FRF grafiğinde doğal titreşim frekansının tepe tutma yöntemiyle belirlenmesi gösterilmiştir.

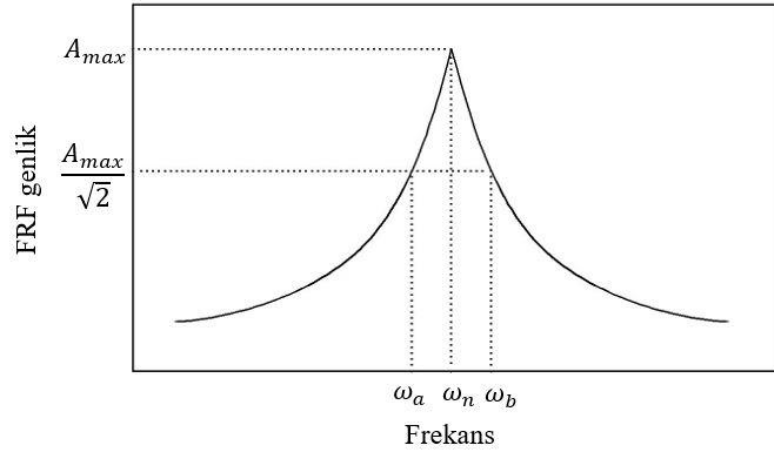


Şekil 1.42. Tepe tutma yöntemiyle frekansın belirlenmesi

Sönüm oranlarının belirlenmesi: İnşaat mühendisliği yapılarında sönüm, çokça değişkenle ilişkili bir parametre olup bir çeşit malzeme özelliği niteliğindedir. Sönüm

oranının net olarak belirlenmesi oldukça zordur ve genelde yaklaşık olarak belirlenir. Sönüm oranının belirlenmesinde en çok kullanılan iki yöntemden birincisi frekans tanım alanında çalışan yarım güç bant genişliği yöntemidir. Yöntem tepe genliğinin genişliğini sönüm oranının bir ölçüsü olarak ele alır. Buna göre genlik FRF grafiği üzerinde her bir modda saptanan tepe genlik değerleri (A_{max}) $1/\sqrt{2}$ ile çarpılır ve bulunan genlik değerleri grafik üzerinde işaretlenir. Bu yeni genlik değerlerine ($A_{max}/\sqrt{2}$) karşılık gelen frekans ((ω_a) ve (ω_b)) değerleri belirlenir. Daha sonra Denklem (1.91)'e göre o moda ait modal sönüm oranı hesaplanır. Yarım güç bant genişliği yöntemiyle modal sönüm oranının belirlenmesi Şekil 1.43'te gösterilmiştir. (Wu, 2014)

$$\zeta = \frac{\omega_b - \omega_a}{2\omega_n} \quad (1.91)$$



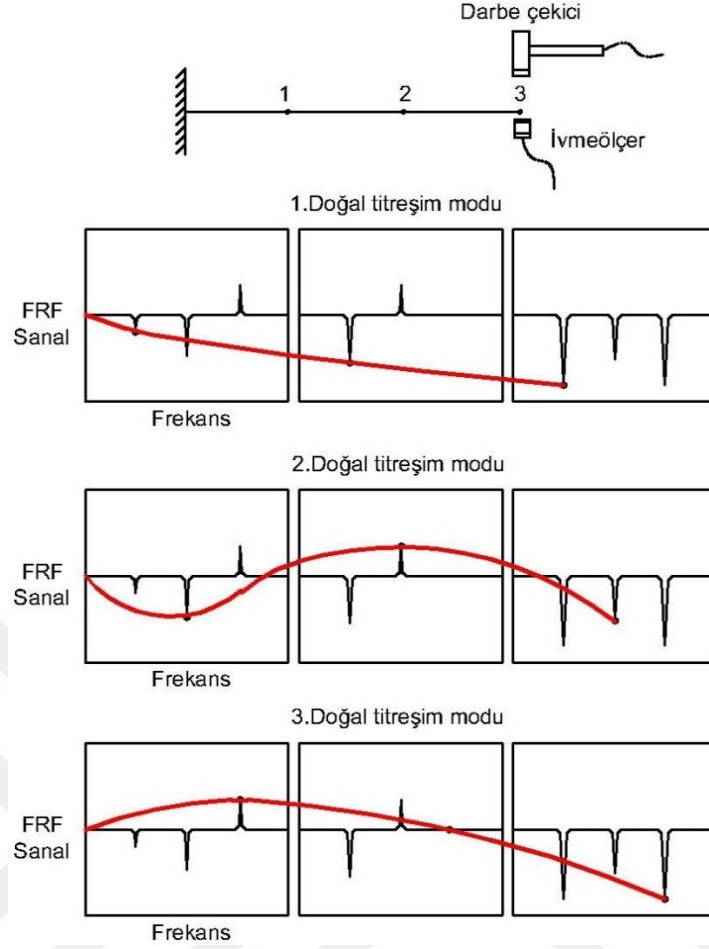
Şekil 1.43. Yarım güç bant genişliği yöntemiyle sönüm oranının belirlenmesi

Sönüm oranının belirlenmesinde sıkça kullanılan ikinci yöntem ise logaritmik azalım yöntemidir. Logaritmik azalım yönteminde titreşim deneylerinden elde edilen zaman tanım alanındaki çıktı (tepki) deplasman verisi kullanılır. Önceki kısımda titreşim başlığı altında da bahsedilen logaritmik azalım yönteminde sönüm oranı hesabı Şekil 1.20'de gösterildiği gibi tepe yer değiştirmeler düşünülerek Denklem (1.92)'ye göre yapılır.

$$\zeta = \frac{1}{2\pi m} \ln \left[\frac{u_n}{u_{n+m}} \right] \quad (1.92)$$

Sönüm oranlarının belirlenmesinde uygulanan bu iki yöntem verilerin tanım alanına bağlı olarak bütün deneysel modal analiz hesaplarında çok yaygın bir şekilde kullanılmaktadır.

Mod şekillerinin belirlenmesi: Tepe tutma yöntemiyle yapının mod şekillerinin belirlenmesi için FRF matrisinde veya FRF grafik dizisinde 1 sütun veya 1 satır olması yeterlidir. Öncelikle FRF grafikleri sistemin durumuna göre yan yana veya üst üste sıralanır. Daha sonra her FRF grafiğinde aynı rezonans frekansı bölgesinde yani aynı modda oluşan tepe genlikleri işaretlenir. Son olarak işaretlenen bu noktalar birleştirilerek o moda ait mod şekli belirlenmiş olur. Burada dikkat edilmesi gereken hususlardan biri şudur; mod şekillerinin belirlenmesinde incelenecek olan grafikler sanal FRF grafikleri olmalıdır. Ayrıca şu duruma da dikkat çekmekte fayda vardır; bir mod şeklinin ne kadar hassas çizileceği test sonucunda ne kadar çok FRF grafiği elde edildiğine bağlıdır ve bir modal testte elde edilecek FRF grafiği sayısı yükleme-ölçüm noktası sayısına bağlıdır. Yani ölçüm noktası veya yükleme noktası sayısı ne kadar fazla ise belirlenecek mod şekli de o kadar hassas olacaktır. Şekil 1.44'te örnek bir sanal FRF grafik dizisinden tepe tutma yöntemiyle mod şekillerinin belirlenmesi gösterilmiştir (Avitabile, 2018). Şekildeki konsol giriş sisteminde, etki 3 noktadan sırayla darbe çekici kullanılarak oluşturulmuş, buna karşılık tepkiler de 3 numaralı noktadan ivmeölçerle ölçüm yapılarak elde edilmiştir. Bu durum için oluşturulan sanal FRF grafikleri gösterilmiş ve mod şekilleri bu grafikler üzerinden şekildeki gibi belirlenmiştir.



Şekil 1.44. Tepe tutma yöntemiyle mod şekillerinin belirlenmesi

- **Güç spektral yoğunluk fonksiyonu (PSD)**

Güç spektral yoğunluk fonksiyonu (PSD) operasyonel modal analiz ile dinamik parametrelerin belirlenmesinde çok yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Güç spektral yoğunluk fonksiyonu ile dinamik parametreleri belirlerken kullanılan en önemli yöntem frekans tanım alanında ayrıştırma yöntemidir.

Frekans tanım alanında ayrıştırma yöntemi, her bir modun birbirinden ayrı tek serbestlik dereceli sistem olarak varsayıp ayrıştırılmasıdır. Yöntemin uygulama aşamaları aşağıdaki gibi sıralanabilir (Bayraktar ve ark., 2010).

- Güç spektral yoğunluk grafiklerinin elde edilmesi,
- Grafiklerde tekil değer ayrıştırma işleminin yapılması,
- Çoklu ölçüm mevcut ise tekil değerlerin ortalamasının alınması,
- Ayrıştırılan tekil değerlerin seçilmesi,

- Doğal titreşim frekansları, mod şekilleri ve sönüm oranı değerlerinin elde edilmesi.

Yönteme göre öncelikle bilinmeyen etki (girdi) verisi ($x(t)$) ile ölçülen tepki (çıkıtı) verisi ($y(t)$) arasındaki ilişki kurulacak olursa Denklem (1.93) elde edilir. (Brincker ve diğ., 2000)

$$G_{yy}(j\omega) = \bar{H}(j\omega)G_{xx}(j\omega)H(j\omega)^T \quad (1.93)$$

Burada $G_{xx}(j\omega)$ girdi verisinin $r \times r$ boyutlarında güç spektral yoğunluk matrisini (r =girdi adedi), $G_{yy}(j\omega)$ çıkıtı verisinin $m \times m$ boyutlarında güç spektral yoğunluk matrisini (m =çıkıtı adedi), $H(j\omega)$ $m \times r$ boyutlarında FRF matrisini, ($\bar{\cdot}$) ve (T) simgeleri de sırasıyla matrisin karmaşık eşleniğini ve devriğini göstermektedir.

FRF, kısmi kesirli olarak, yani kutup/artık değer formunda Denklem (1.94)'teki gibi yazılabilir.

$$H(j\omega) = \sum_{k=1}^n \frac{R_k}{j\omega - \lambda_k} + \frac{\bar{R}_k}{j\omega - \bar{\lambda}_k} \quad (1.94)$$

Burada (n) mod sayısı, (λ_k) kutup fonksiyonu ve (R_k) artık değer fonksiyonudur. Artık değer fonksiyonu Denklem (1.95)'teki gibi açılabilir.

$$R_k = \phi_k \gamma_k^T \quad (1.95)$$

Denklemden (ϕ_k) mod şekli vektörünü, (γ_k) modal katılım vektörünü ifade etmektedir. Girdi verisinin beyaz gürültü olduğu varsayılırsa, yani bu durumda girdinin PSD fonksiyonu sabit bir matris olmakta ($G_{xx}(j\omega) = C$), Denklem (1.93), (1.94) de kullanılarak Denklem (1.96)'ya dönüştürülür.

$$G_{yy}(j\omega) = \sum_{k=1}^n \sum_{s=1}^n \left(\frac{R_k}{j\omega - \lambda_k} + \frac{\bar{R}_k}{j\omega - \bar{\lambda}_k} \right) C \left(\frac{R_s}{j\omega - \lambda_s} + \frac{\bar{R}_s}{j\omega - \bar{\lambda}_s} \right)^H \quad (1.96)$$

Bu denklemde (H) simgesi karmaşık eşleniği ve devriği göstermektedir. Burada iki kısmi kesir faktörünü çarparak ve Heaviside kısmi kesir teoremini kullanarak, bazı matematiksel işlemlerden sonra çıkış PSD'si Denklem (1.97)'deki gibi bir kutup/artık değer formuna indirgenebilir. (Brincker ve diğ., 2000)

$$G_{yy}(j\omega) = \sum_{k=1}^n \frac{A_k}{j\omega - \lambda_k} + \frac{\bar{A}_k}{j\omega - \bar{\lambda}_k} + \frac{B_k}{-j\omega - \lambda_k} + \frac{\bar{B}_k}{-j\omega - \bar{\lambda}_k} \quad (1.97)$$

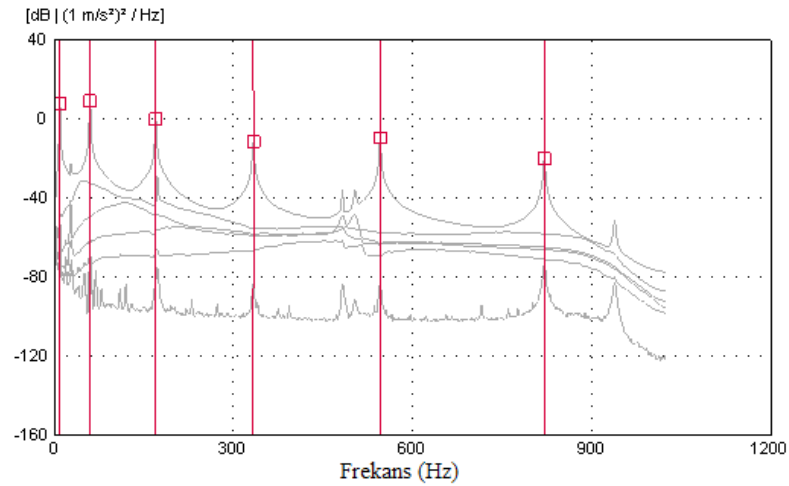
Burada (A_k) çıktı PSD fonksiyonundaki k . artık değer matrisini ifade etmektedir.

Frekans tanım alanında ayrıştırma yönteminin tanımlamasında ilk adım, güç spektral yoğunluk matrisinin elde edilmesidir. Ayrık frekanslarda ($\omega = \omega_i$) bilinen çıktı PSD $G_{yy}(j\omega)$ tahmini daha sonra matrisin tekil değer ayrışımı alınarak ayrıştırılır.

$$G_{yy}(j\omega_i) = U_i S_i U_i^H \quad (1.98)$$

Bu denklemde ($U_i = (u_{i1}, u_{i2}, \dots, u_{im})$) (u_{ij}) tekil vektörlerini içeren üniter bir matris, (S_i) skaler tekil değerlerini içeren diyagonal bir matristir.

Denklem (1.98)'de tanımlanan PSD fonksiyonunda, diğer yöntemlerde de olduğu gibi pik genlik noktalarındaki (rezonans noktaları) frekans değerleri her bir modun doğal titreşim frekansını göstermektedir. Bu pikleri meydana getiren (u_{ij}) tekil vektörleri de mod şekillerini ifade etmektedir. Sönüm oranı da yine Denklem (1.91)'deki gibi yarım güç bant genişliği yöntemi ile hesaplanabilir. Şekil 1.45'te örnek bir güç spektral yoğunluk grafiği mevcuttur.



Şekil 1.45. Güç spektral yoğunluk fonksiyonu (Türker, 2011)

1.4.2.3.2. Zaman tanım alanındaki yöntemler

- **Stokastik altalan belirleme yöntemi (SSI)**

Stokastik altalan belirleme yöntemi (SSI) operasyonel modal analizde sıklıkla kullanılmakta olup bu yöntemde herhangi bir spektruma dönüştürme işlemi olmaksızın direkt olarak zaman tanım alanındaki veriler kullanılarak dinamik parametreler bulunabilmektedir. Yöntemde, güçlü nümerik teknikler kullanılmakta ve konum alan matrisleri belirlenebilmektedir. Sistemin matematik modeli oluşturularak dinamik karakteristiklere ulaşılabilmektedir (Bayraktar ve ark., 2010).

Titreşime maruz bir yapıda dinamik davranış Denklem (1.99)'daki gibi genel hareket denklemiyle ifade edilebilir.

$$[M]\ddot{U}(t) + [C]\dot{U}(t) + [K]U(t) = P(t) = [B]u(t) \quad (1.99)$$

Denklemden $(P(t))$ kuvvet vektörü denklemin en sağ kısmında çarpanlarına ayrılmıştır. Burada $([B])$ matrisi girdilerin konumunu, $(u(t))$ zamanın bir fonksiyonu olarak girdileri ifade etmektedir. Denklem (1.99)'daki genel hareket denkleminin stokastik altalan belirleme yöntemine uygun hale getirilebilmesi için Denklem (1.100)'deki tanımlar yapılır. (Yu ve Ren, 2005; Türker, 2011)

$$x(t) = \begin{bmatrix} U(t) \\ \dot{U}(t) \end{bmatrix}, \quad A_c = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix}, \quad B_c = \begin{bmatrix} 0 \\ -M^{-1}B \end{bmatrix} \quad (1.100)$$

Burada $(x(t))$ durum vektörünü, (A_c) durum matrisini ve (B_c) ise sistem kontrol etki katsayısı matrisini tanımlamaktadır. Bu tanımlar ile genel hareket denklemi Denklem (1.101)'deki gibi durum-uzay formuna dönüştürülür.

$$\dot{x}(t) = A_c x(t) + B_c u(t) \quad (1.101)$$

Bir operasyonel titreşim testinde sistemin tüm serbestlik dereceleri ölçülmez. Ölçümlerde genel olarak gözlem denklemi Denklem (1.102)'deki gibi olmaktadır.

$$y(t) = C_a \ddot{U}(t) + C_v \dot{U}(t) + C_d U(t) \quad (1.102)$$

Burada $(y(t))$ çıktı vektörü, (C_a) , (C_v) , (C_d) sırasıyla ivme, hız ve yer değiştirme için çıktı konum matrisleridir. Çıktı matrisi (C_c) ve doğrudan iletim matrisi (D_c) tanımları yapılarak gözlem denklemi Denklem (1.103) şeklinde tekrardan yazılır. (Yu ve Ren, 2005)

$$C_c = [C_d - C_a M^{-1} K \quad C_v - C_a M^{-1} C] \quad , \quad D_c = C_a M^{-1} B$$

$$y(t) = C_c x(t) + D_c u(t) \quad (1.103)$$

Denklem (1.101) ve Denklem (1.103) titreşime maruz bir sistemde sürekli zaman durum-uzay modelini teşkil etmektedir. Burada sürekli zamandan kasıt ifadelerin her zaman anında değerlendirilebileceği anlamına gelmektedir. Ancak ölçüm verilerinin doğası gereği her zaman ayırık olmasından dolayı bu durum gerçekçi değildir. Örneklemenin ardından sürekli zaman durum-uzay modeli, ayırık zaman durum-uzay modeline Denklem (1.104)'te olduğu şekilde dönüştürülebilir.

$$x_{k+1} = Ax_k + Bu_k \quad , \quad y_k = Cx_k + Du_k \quad (1.104)$$

Burada $(x_k = x(k\Delta t))$ örneklenen yer değiştirmeleri ve hızları içeren ayırık zamanlı durum vektörünü, (u_k) , (y_k) sırasıyla girdi (etki) ve çıktıyı (tepki), $(A = \exp(A_c \Delta t))$ ayırık durum matrisini, $(B = [A - I]A_c^{-1} B_c)$ ayırık girdi matrisini, (C) ayırık çıktı matrisini ve (D) de doğrudan iletim matrisini ifade etmektedir.

Gerçek operasyonel ölçümlerin daha iyi tanımlanabilmesi için Denklem (1.104)'e gürültü içeriği de eklenerek

$$x_{k+1} = Ax_k + Bu_k + w_k \quad , \quad y_k = Cx_k + Du_k + v_k \quad (1.105)$$

elde edilir. Bu denklemde (w_k) modelleme hatalarından kaynaklanan işlem gürültüsünü, (v_k) da sensörlerde ölçüm yanlışlıklarından kaynaklanan ölçüm gürültüsünü tanımlamaktadır. Bunlar sıfır ortalamalı, beyaz ve kovaryans matrisli olduğu varsayılan ölçülemez vektör sinyalleridir. (Denklem (1.106))

$$E \begin{bmatrix} w_p \\ v_p \end{bmatrix} \begin{bmatrix} w_q^T & v_q^T \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} Q & S \\ S^T & R \end{pmatrix} \delta_{pq} \quad (1.106)$$

Burada (E) beklenen değer operatörü ve (δ_{pq}) de Kronecker delta fonksiyonudur. Kronecker deltası iki değişkenli bir fonksiyon olup değeri Denklem (1.107)'de gösterildiği gibidir. (Yu ve Ren, 2005; Türker, 2011)

$$\delta_{pq} \equiv \begin{cases} 1, & p = q \text{ için} \\ 0, & p \neq q \text{ için} \end{cases} \quad (1.107)$$

Operasyonel modal analizde girdi (etki) verisi bilinmeyendir. Girdi bilgisinin eksikliği nedeniyle, deterministik girdi verisi (u_k)'yı Denklem (1.105)'teki gürültü parametrelerinden ayırmak imkansızdır. Bu amaçla, girdi verisi (u_k), gürültü parametreleri (w_k) ve (v_k) cinsinden ifade edilirse sistemin ayrık zamanlı tamamen stokastik durum-uzay modeli Denklem (1.108)'deki gibi elde edilir.

$$x_{k+1} = Ax_k + w_k, \quad y_k = Cx_k + v_k \quad (1.108)$$

Bu denklem operasyonel modal analizde zaman tanım alanında sistem tanımlamasının temelini oluşturur. Bir yapı matematiksel (durum-uzay modeli) olarak ifade edilirse, modal parametreler bir özdeğer ayrıştırması yoluyla belirlenebilir. (Yu ve Ren, 2005)

1.5. Betonarme Binalarda Onarım ve Güçlendirme Teknikleri

Hasarlı bir yapı elemanında veya genel olarak yapıda, onarım (tamirat) elemanının ya da genel olarak yapının hasar öncesi ilk haline döndürülmesi amacıyla yapılır. İlk durumdaki mukavemet özelliklerinin onarım sonrasında tekrardan kazanılması amaçlanmaktadır. Hasarsız durumda onarım söz konusu değildir.

Güçlendirmede ise hasar şart değildir. Amaç yapının veya elemanın performans açısından ilk durumdan (hasarlı veya hasarsız) daha iyi hale gelmesidir. Dayanım, süneklik, rijitlik gibi parametrelerin iyileştirilip performansın artırılması mantığına dayanmaktadır. (Nakipoğlu, 2018)

Güçlendirme genel olarak, hasarlı bir yapıda ya da hasar oluşması beklenen bir yapıda hasarın etkilerini engellemek amacıyla yapılmaktadır. Bununla birlikte, yapı kullanım amacının değişmesi (konuttan hastane, yurt tipi yapıya dönüştürme vb.), ortam şartlarının değişmesi (yapının maruz kaldığı etkilerin, yüklerin büyümesi vb.), tecrübe edilen depremler ya da yeni çalışmalar neticesinde öğrenilen bilgilerle uygulanan standartların değiştirilmesi ve buna göre binanın bulunduğu bölgenin risk durumunun değişmesi gibi sebeplerden dolayı da hiç hasar almamış bir yapıda güçlendirme uygulaması yapılabilmektedir. (Yiğit, 2002; Yön ve Sayın, 2011)

Güçlendirme teknikleri 2 ana başlık altında toplanabilir. Bunlar sistem bazında ve eleman bazında güçlendirme teknikleridir.

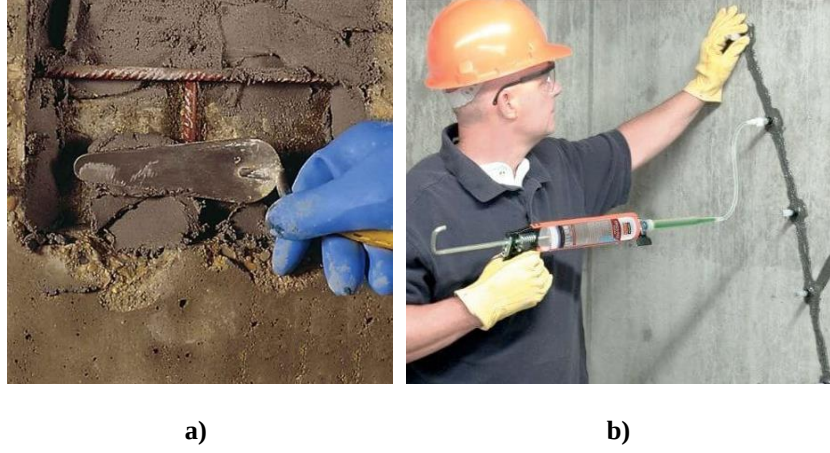
Bu kısımda, bu güçlendirme teknikleri ve onarım teknikleri genel olarak irdelenmiş olup daha yaygın kullanılan teknikler üzerinde durulmuştur.

1.5.1. Onarım teknikleri

Çatlak onarımında genişliğe bağlı çeşitli uygulamalar yapılmaktadır. Gözle görülmesi zor olan 1-2 mm aralığında genişliğe sahip olan çatlaklar kılcal çatlak olarak adlandırılmakta olup bunların kapatılmasında yani tamirinde epoksi reçineleri, çok ince kumlu yüksek çimento oranlı harçlar, çimento şerbeti vb. harçlar sıklıkla kullanılmaktadır. Çatlakların doldurulmasıyla zamanla sızacak nemin etkisiyle donatıların paslanması, çatlamış kesitli betonarme elemanlarda rijitliklerin az olması ve yapı dinamik özelliklerinin buna bağlı olarak değişmesi gibi olumsuzluklar önlenir. İnce ve çok derin çatlakların epoksi reçinesi ya da çimento şerbeti ile düzgün bir şekilde doldurabilmesi için basınç altında enjeksiyonlarının yapılması uygun olacaktır. Bu şekilde onarım uygulama açısından zahmetli, uzun sürebilen ve maliyetli olup özenli uygulama yapılmazsa istenilen performansa ulaşmak da oldukça zor olmaktadır. (Bayülke, 1999)

Betonarme elemanlarda çeşitli yükleme durumları, segregasyon vb. uygulama hataları, korozyon ve diğer dış etkiler nedeniyle meydana gelen bölgesel beton dökülmeleri, kabuk betonunun atması gibi durumlarda mevcut hasarın onarımı çoğu zaman tamir harçlarıyla yapılmaktadır. Kullanılan harçlarda öncelikle dayanım ve aderans kabiliyetinin yüksek olması, uygulama bölgesine iyi yapışması, genleşme katsayısının ve Young modülünün mevcut betona benzer olması önem arz etmektedir. (Ünal, 2012)

Şekil 1.46'da tamir harcı ve epoksi enjeksiyonu ile onarım gösterilmiştir.



Şekil 1.46. Onarım teknikleri; a) Tamir harcı ile onarım (<https://www.afzir.com/tr>), b) Epoksi enjeksiyonu ile onarım (<https://www.insaport.com>)

1.5.2. Güçlendirme teknikleri

1.5.2.1. Eleman bazında yapılan güçlendirmeler

Sistemsel güçlendirme uygulamasının gerekmediği bölgesel eleman bazında oluşan hasarlarda taşıyıcı elemanların bireysel olarak güçlendirilmesi daha makul bir yöntemdir. Bu tip güçlendirmeler maliyet ve zaman açısından daha avantajlı olup mimari açıdan önemli sorunlara yol açmamaktadır. Taşıyıcı elemanların tamamında lokal olarak güçlendirme yapılabilir. Ancak bu bölümde bunların tamamına yer verilmemiştir.

1.5.2.1.1. Kirişlerde, kolonlarda ve kolon-kiriş birleşim bölgelerinde uygulanan güçlendirme teknikleri

Elemanlarda güçlendirme genel olarak hasarlı ve/veya yetersiz olan durum düşünülerek yapılır. Yani örnek verecek olursak, kesme dayanımı yetersiz bir elemanda kesme kapasitesine yoğunlaşılırken aynı şekilde eğilme dayanımı yetersizse eğilme kapasitesi üzerine performans arttırımı yapılır. Seçilen yöntem uygulanmadan önce elemanın veya genel olarak bölgenin istenilen sünek davranıştan uzaklaşmamasına dikkat etmek çok önemlidir. Örneğin kiriş güçlendirmelerinde güçlendirme sonrasında denge altı davranış sağlanmalı veya aynı şekilde güçlü kolon-zayıf kiriş prensibi sağlanmalıdır.

Çerçeve taşıyıcı sisteme sahip binalarda eleman bazında yaygın şekilde uygulanan yöntemlerden biri mantolama yöntemidir. Mantolama yöntemiyle elemanların kesit boyutları büyütülmektedir. Bu şekilde elemanlarda eğilme, kesme vb. kapasiteler arttırılmaktadır. Yöntem betonarme veya çelik mantolama şeklinde uygulanmaktadır. Betonarme mantolama uygulamasında öncelikle elemanda kabuk betonu kırılıp donatılar açığa çıkartılmaktadır. Yeni donatıların mevcut donatılarla bağlantısının düzgün bir şekilde sağlanması gerekmektedir. Burada genelde donatıların birbirine kaynaklanması uygun bir yöntem olmaktadır. Ayrıca hesap aşamasında yeni donatılar ve mevcut donatılar beraber düşünülüp sünek çekme kırılması sağlanmalıdır. Bunun dışında, taşıma gücünü kaybetmiş bir kolon veya kirişin tümünden yıkılarak elemanın yeniden inşası yapılabilir. Bu süreçte yıkılacak mevcut elemanın taşıdığı bölgelerin yeni elemanın yeterli kapasiteye ulaşacağı zamana kadar askıda desteklenmesi gerekmektedir. (Nakipoğlu, 2018; Bayülke, 1999)

Kolon ve kirişlerde sıklıkla uygulanan bir başka güçlendirme yöntemi de elemanların karbon fiber takviyeli polimer (CFRP) vb. sargılarla sarılarak mekanik özelliklerinin arttırılmasıdır. Bu güçlendirme yönteminde elemanın tüm çevresine veya belli bir yüzüne FRP bazlı sargılar sarılıp epoksi reçinesi kullanılarak yapıştırılmaktadır.

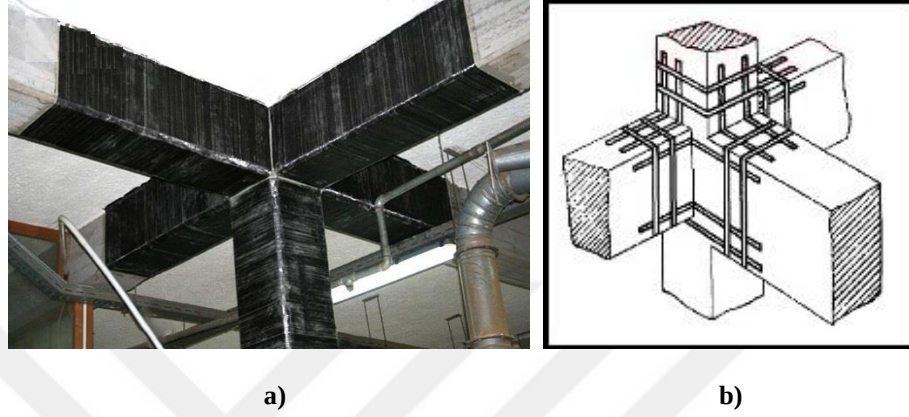
Şekil 1.47’de eleman bazında uygulanan bazı güçlendirme tekniklerinin görselleri verilmiştir.



Şekil 1.47. Eleman bazında uygulanan bazı güçlendirme teknikleri; **a)** Betonarme mantolama (<https://aksas.istanbul>), **b)** Çelik mantolama (<https://www.kolonguclendirme.com.tr/>) **c)** CFRP sargısı (<https://www.karadenizteknikproje.com>)

Betonarme binalarda deprem yüklemesinin etkisiyle taşıyıcı sistemde en çok hasar alan ve zorlanan bölgelerden biri şüphesiz kolon-kiriş birleşimleridir. Birleşimlerde

güçlendirme elemanlarda olduğu gibi CFRP vb. sargılarla veya çelik şerit sargısıyla güçlendirilmektedir. Sargı tipi güçlendirmelerle elamanlar arası yük aktarımı önemli seviyede iyileştirilebilir. Ayrıca bölgede eğilme mukavemeti ve sargının etkisiyle süneklik de artacaktır. Şekil 1.48’de kolon-kiriş birleşim bölgelerinde sıkça uygulanan sargı tipi güçlendirmeler gösterilmiştir. (Yiğit, 2002)



Şekil 1.48. Kolon-kiriş birleşim bölgelerinde sıkça uygulanan sargı tipi güçlendirme teknikleri; **a)** CFRP sargısı (<https://ctech-llc.com>) **b)** Çelik şerit sargısı (Yiğit, 2002)

1.5.2.2. Sistem bazında yapılan güçlendirmeler

Deprem etkilerine maruz kalan betonarme binalarda, özellikle çerçeve taşıyıcı sistemli binalarda, bazen sistemin yanal ötelenme rijitliği ve/veya genel olarak yanal yük taşıma kapasitesi oldukça yetersiz kalmaktadır. Dolayısıyla bu gibi binalarda, yeterli rijitliğin sağlanabilmesi ve deprem kuvvetlerinin çok daha güvenli bir şekilde karşılanabilmesi için birçok elemanda elemansal bazda güçlendirme yapılması gerekmektedir. Ancak bu süreç hem uygulanabilirlik/pratiklik hem de maliyet açısından makul olmamaktadır. Bu yüzden eleman bazında güçlendirme yerine sistemsel güçlendirmeye gidilir. Gerekli bölgelerde mevcut sisteme yanal yükleri karşılayacak yeni taşıyıcı sistemler eklenir. Bu ekleme, genellikle betonarme perdelerle veya çelik çaprazlarla yapılmaktadır. Güçlendirme mevcut çerçevenin içine (düzlem içi) ya da bitişğine (düzleme bitişik) yapılabilir. Güçlendirme sonrasında yeni eklenen sistemler genel sistemin yanal ötelenme rijitliğini arttırıp ötelenmeleri büyük oranda sınırlamakta ve yapıya gelen yanal deprem yüklerinin çok büyük bir kısmını taşımaktadır. Ayrıca bu sayede TBDY 2018’de de tanımlanmış olan kısa kolon, zayıf kat, yumuşak kat gibi düzensizlikler ve güçlü kiriş-zayıf kolon problemi gibi sorunların önüne geçilebilmektedir.

1.5.2.2.1. Betonarme perdeler ile güçlendirme

Yanal ötelenme rijitliği ve dayanım açılarından yeterli seviyede olmayan betonarme binalarda sisteme betonarme perdelerin eklenmesiyle bu hususlar istenilen seviyelere fazlasıyla çıkabilmektedir. Perdeli betonarme yapılarda deprem esnasında oluşan taban kesme kuvvetlerinin çok büyük kısmı yanal ötelenme rijitliği diğer taşıyıcı elemanlara göre çok yüksek olan perdeler tarafından karşılanmaktadır. Dolayısıyla büyük açıklıklara sahip ya da mevcut halinde perde duvar içermeyen çerçeve taşıyıcı sistemli hasarsız veya hasarlı betonarme binalarda bahsedilen parametreler bağlamında depreme karşı performansın artırılması amacıyla yaygın bir şekilde kullanılan tekniklerden biri betonarme perdelerle güçlendirmedir.

Burada dikkat edilmesi gereken en önemli husus; perde eklemesinin yapı davranışına olumsuz etki yaratmaması için güçlendirmenin planda aynı konumda ve temelden en son kata kadar aynı şekilde her katta yapılması gerekmektedir. Aksi takdirde güçlendirme tek bir katta yapılacak olursa katlar arasında rijitlik ve/veya dayanım farkları olacağından bu durum sistemi yumuşak kat ve/veya zayıf kat gibi düzensizliklere sürükleyebilir. Bu da yapıyı belki de güçlendirme öncesindeki halinden çok daha güvensiz bir duruma sokacaktır. Bunun dışında, eklenecek perdeler ile mevcut çerçeve sisteminin birlikte düzgün bir şekilde çalışabilmesi için ankraj bağlantılarının özenle yapılması gerekmektedir.

Perdeli binalarda perde yerleşimi simetrik değilse, ya da bina genel olarak plan görünüşünde simetrik değilse, oluşabilecek ekstra burulma etkisini önlemek için gerekli kısımlara betonarme perde duvarların eklenmesiyle binadaki mevcut eksantrisite minimuma indirilebilir. (Nakipoğlu, 2018; Bayülke, 1999)

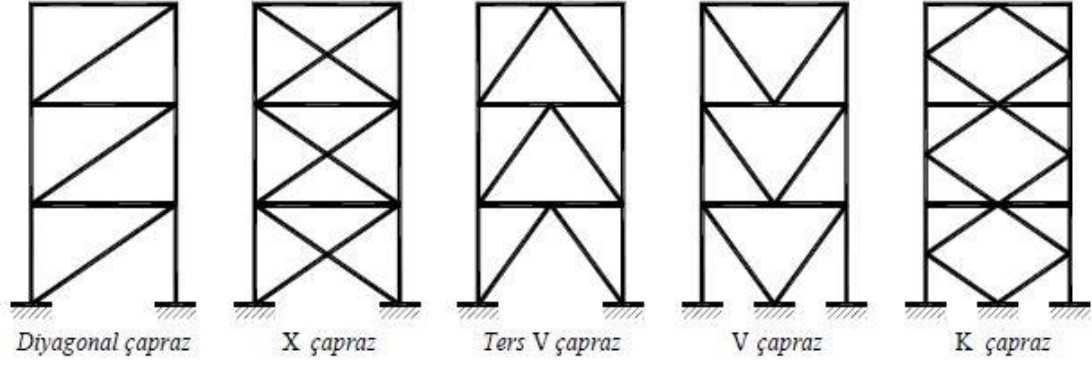
Şekil 1.49’da bir çerçeve açıklığında düzlem içi betonarme perde duvar ile güçlendirme gösterilmiştir.



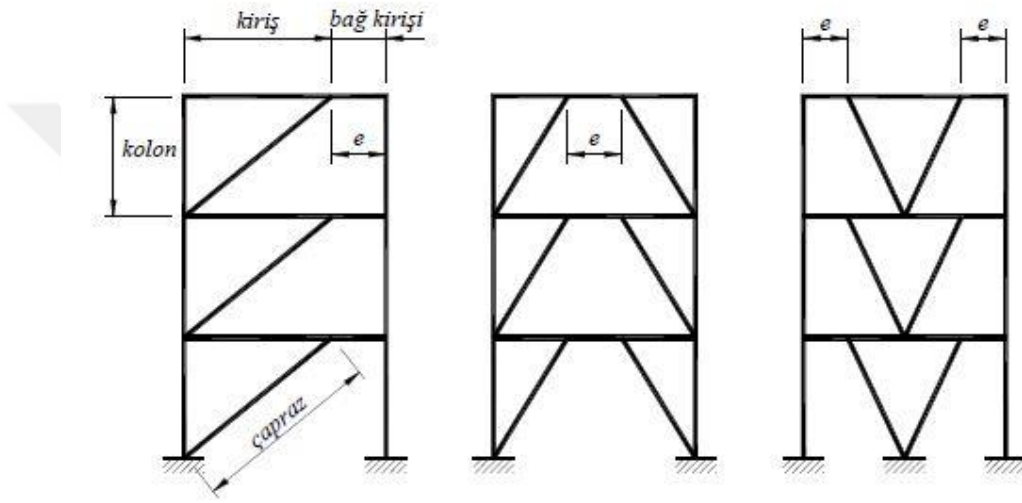
Şekil 1.49. Düzlem içi betonarme perde duvar ile güçlendirme (<https://www.insaatim.com>)

1.5.2.2.2. Çelik çaprazlar ile güçlendirme

Sistemsel bazda yapılan güçlendirmelerde, betonarme perde eklemesi binalarda ağırlığı ciddi miktarda arttırmaktadır. Bu da bina ağırlığı ile direkt olarak bağlantılı olan binaya gelecek deprem kuvvetlerini önemli oranda arttırmaktadır. Bina ağırlığında önemsenecek bir artış yapmadan aynı şekilde genel sistemin rijitlik, dayanım ve süneklik parametrelerini güçlendirmek için çelik çaprazlar uygulamada yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Çelik çaprazlar binalarda perde görevi görmektedir. Bu yöntemde çelik elemanların çeşitli düzenlerde çerçeve açıklıklarına bağlantısı yapılarak sistem güçlendirilmektedir. TBDY 2018’de çelik çaprazlı çerçeveler elemanların düzen durumuna göre kategorize edilmiştir (Şekil 1.50).



a)



b)

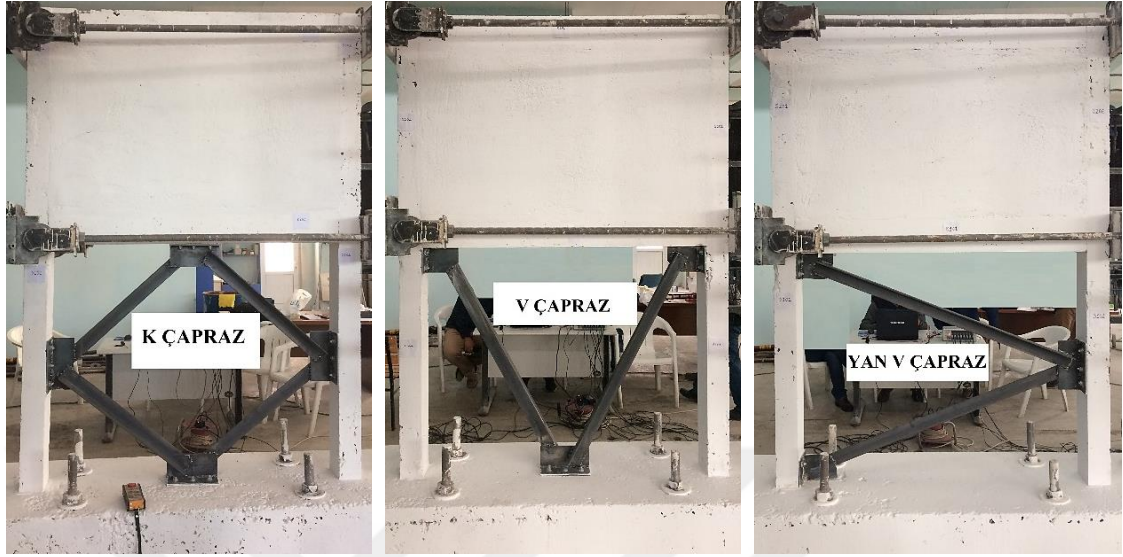
Şekil 1.50. Çelik çaprazlar ile güçlendirme tipleri; **a)** Merkezi çaprazlı, **b)** Dışmerkez çaprazlı (TBDY, 2018)

Çelik çaprazlar ile güçlendirme tekniği pratiklik ve zaman açısından diğer tekniklere kıyasla çok daha avantajlıdır. Uygulamanın bir başka avantajı kullanım alanını tamamen kapatmıyor olmasıdır.

Bu teknik ile betonarme yapıların güçlendirilmesinde dikkat edilmesi gereken önemli bir husus mevcut betonarme çerçeve ile çelik çapraz elemanların bağlantısının yük aktarımında herhangi bir problem yaşanmayacak şekilde ve sistemin sorunsuz olarak birlikte çalışabileceği şekilde özenle yapılması gerektiğidir. Yöntemin betonarme perdelerle güçlendirme yöntemine göre en dikkat çekici iki dezavantajı yatay yük taşıma kapasitesinin daha az olması ve maliyetinin daha yüksek olmasıdır. (Nakipoğlu, 2018)

Şekil 1.51’de 1/3 geometrik ölçekli 2 katlı tek açıklıklı 2 boyutlu betonarme çerçeve numunelerinde çelik çapraz elemanlarla güçlendirme üzerine deneysel bir

Çalışma rneği ve şekil 1.52'de betonarme bir binada ters V tipi elik çapraz elemanlarla güçlendirme rneği verilmiştir.



şekil 1.51. Betonarme ereve numunelerinde elik çapraz elemanlarla güçlendirme üzerine deneysel bir alışma (Döndüren ve Nakipoğlu, 2019)



şekil 1.52. Betonarme bir binada ters V tipi elik çapraz elemanlarla güçlendirme
(<https://www.aspacelik.com.tr>)

2. KAYNAK ARAŞTIRMASI

Tez çalışmasında, ana tema dinamik davranış ve modal analiz üzerine olduğundan kaynak araştırması kapsamında da yapılarda deneysel olarak dinamik davranışın belirlenmesi ve modal analiz uygulamaları ile ilgili yapılmış çalışmalara yoğunlaşmıştır. Bu bağlamda, bu bölümde ilgili literatür taranmış ve incelenen araştırmalara ait önemli bölümler anlatılmıştır.

2.1. Geleneksel Deneysel Modal Analiz ile Dinamik Davranışın İrdelendiği Çalışmalar

(Nishida ve Unjoh, 2004), yaptıkları çalışmada sarsma tablası üzerinde iki doğrultuda deprem yer hareketlerine maruz kalan betonarme kolonların dinamik özelliklerini araştırmışlardır. Birbirine denk kare, dikdörtgen ve dairesel olacak şekilde 3 kesit tipindeki kolonda sarsma tablası testleri ve fiber model analizi yapılmıştır. Yükleme olarak 1995 Kobe depreminin verileri kullanılmıştır. Şekil 2.1’de deney düzeneği gösterilmiştir.



Şekil 2.1. Deney düzeneği (Nishida ve Unjoh, 2004)

Modal analiz sonuçlarına göre elde edilen doğal titreşim frekansı değerleri Çizelge 2.1’de verilmiştir.

Deney sonuçları, kolonlarda iki eksenli titreşim durumunun doğrusal olmayan davranış üzerindeki etkisinin önemli olduğunu göstermiştir.

Çizelge 2.1. Doğal titreşim frekansları (Nishida ve Unjoh, 2004)

Mod	Kare kolon		Dairesel kolon		Dikdörtgen kolon	
	Açıklama	Frekans (Hz)	Açıklama	Frekans (Hz)	Açıklama	Frekans (Hz)
1	Ötelenme-X	5,08	Ötelenme-X	4,46	Ötelenme-Y	3,52
2	Ötelenme-Y	5,16	Ötelenme-Y	4,53	Ötelenme-X	6,09
3	Burulma-Y	54,8	Burulma-Y	46,4	Burulma-Y	45,9
4	Burulma-X	64,3	Burulma-X	57,0	Ötelenme-Z	60,2
5	Ötelenme-Z	66,6	Ötelenme-Z	65,8	Burulma-X	61,6

(Rezaifar ve diğ., 2007), yaptıkları çalışmada sarsma tablası üzerinde inşa ettikleri 3 boyutlu prefabrik sandviç panel tek katlı bir binanın çeşitli yer hareketleri altında tam ölçekli dinamik testlerini gerçekleştirmişlerdir. Numuneye 22 farklı deprem kaydı uygulanmıştır. Kayıtlar yaşanmış bazı depremlerin ölçeklenmiş halleri olup PGA değerleri 0,1 g ila 1,4 g arasında değişmektedir. Deneysel modal analizde transfer fonksiyonları üzerinden modal parametreler belirlenmiştir. Bunun dışında yük-deplasman histerezis eğrileri, tüketilen enerji eğrileri elde edilmiştir. Deneysel çalışmalar ayrıca nümerik analizlerle karşılaştırılmıştır. Sonuçta, 0,25 g PGA değerlerine kadarki yüklemelerde x yönünde frekans %15,8'e kadar düşse de herhangi mikro çatlak dahi gözlenmemiştir. 0,45 g PGA değerinde kayda değer olmayan mikro çatlaklar oluşmuş, 1,4 g seviyesinde ise net çatlaklar oluşmakla beraber yine x yönündeki 1. doğal titreşim frekansı %83 oranında azalmıştır. Şekil 2.2'de tabla üzerinde yapının görünüşü verilmiştir.

**Şekil 2.2.** Tabla üzerinde yapının görünüşü (Rezaifar ve diğ., 2007)

(Kamanli ve Balik, 2010) çalışmalarında deprem yüklerinin çatı kalkan duvarlarına etkisini ve bu çatı kalkan duvarlarının davranışlarını sarsma tablası vasıtasıyla araştırılmıştır. Çalışmanın hazırlanmasında çatı elemanlarından yük alan ve almayan beşik çatı sistemi üzerinde toplam iki deney yapılmıştır. Birinci ve ikinci deney sonunda

çatı elemanlarından yük alan kalkan duvarların yatay dinamik yüklere karşı yük almayanlara göre daha dayanıklı olduğu görülmüştür. Bu nedenle kalkan duvarların çatı iskelesi ile birlikte inşa edilmesi yatay yüklerin etkisi altında mukavemetlerinin artmasına katkı sağlamaktadır. Deney sonuçları genel olarak değerlendirildiğinde, her iki çatı sistemindeki kalkan duvarların, çok küçük bir yatay dinamik yük etkisi altında bile kısmen veya tamamen çökeceği fark edilmiştir.

(Lu ve diğ., 2013) çalışmalarında Çin’de 632 m uzunluğundaki Şangay Kulesi’nin laboratuvar ortamında boyut olarak 1/50 ölçeğinde modelini oluşturmuş ve model kulede sarsma tablası deneyleri yapmışlardır. Model kulenin görünüşü Şekil 2.3’te verilmiştir.



Şekil 2.3. Şangay kulesi modeli (Lu ve diğ., 2013)

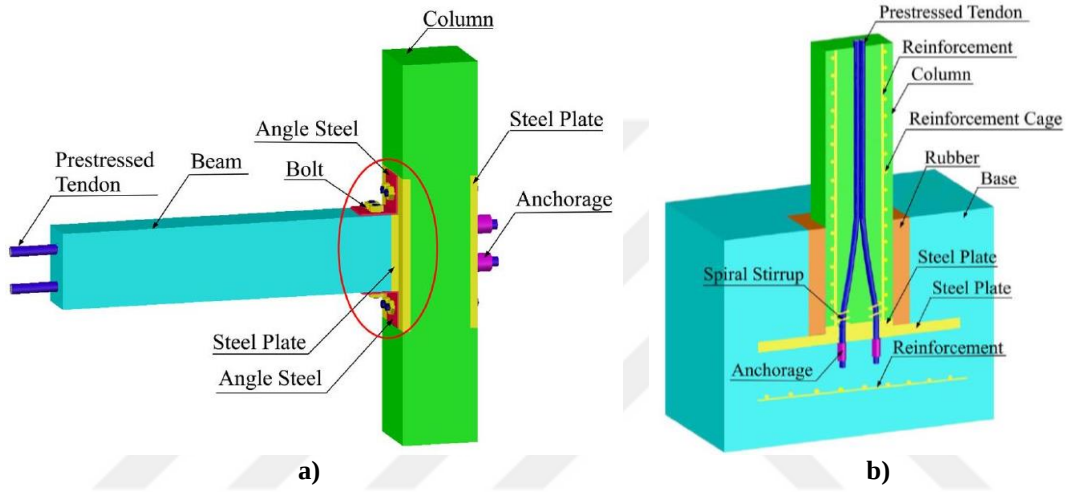
Kulenin genel sismik davranışının incelendiği çalışmada farklı sismik yükler altında hasar durumları da irdelenmiştir. Deneysel aşamada 59 ivme sensörü, 19 deplasman sensörü, 24 adet de gerinim sensörü kullanılmıştır. Modal analizler sonucunda hasarsız durumda ilk 3 mod için dinamik parametreler Çizelge 2.2’de gösterildiği gibi belirlenmiştir.

Çizelge 2.2. Hasarsız durumda ilk 3 mod için belirlenen dinamik parametreler (Lu ve diğ., 2013)

Mod	Açıklama	Doğal titreşim frekansı (Hz)	Doğal sönüm oranı (%)
1	Ötelenme-X	1,69	1,8
2	Ötelenme-Y	1,69	1,9
3	Burulma	2,97	1,1

Elde edilen bulgulara göre, üst katlardaki kesme perdelerinin rijitliğinin deprem esnasındaki kırbaçlamadan kaynaklanan etkiyi minimize etmek için arttırılması gerektiği ve zayıf kat düzensizliği tespit edilen katlarda düşey taşıyıcıların kesit boyutlarının arttırılması gerektiği önerilmiştir.

(Lu ve diğ., 2015), yaptıkları çalışmada kendiliğinden merkezlenen betonarme çerçeve sistemlerin sismik performansını deneysel olarak incelemişlerdir. Kendiliğinden merkezleme işleminin sağlanabilmesi için oluşturulan öngerilmeli tendonlu birleşimler Şekil 2.4'te gösterilmiştir.



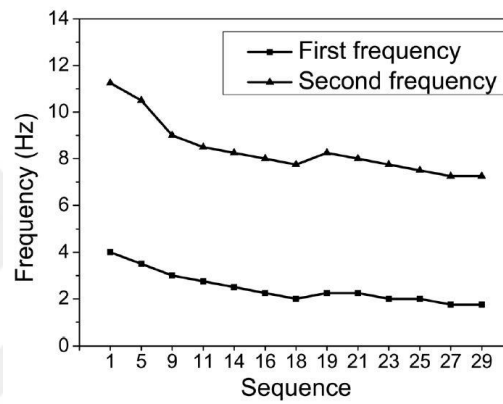
Şekil 2.4. Öngerilmeli tendonlu birleşimler; **a)** Kolon-kiriş birleşimi, **b)** Kolon-temel birleşimi (Lu ve diğ., 2015)

1/2 ölçekli 2 katlı tek açıklıklı çerçevenin testleri sarsma tablasında yapılmıştır. Şekil 2.5'te test numunesi gösterilmiştir.



Şekil 2.5. Test numunesi (Lu ve diğ., 2015)

Doğrusal olmayan dinamik modelleme yazılımı OpenSEES'te, kolon-kiriş birleşim noktalarının, kolon-temel birleşimlerinin ve öngerilmeli tendonların ayrıntılı modellemesini içeren bir yapısal analiz modeli oluşturulmuştur. Numuneler sarsma tablasında x yönünde 1940 El Centro depreminin kuzey-güney bileşeni ile ve 2008 Sichuan depreminin doğu-batı bileşeni ile sarsılmıştır. Kademeli artışlarla uygulanan depremlerde El Centro kaydı için PGA 0,6 g ve Sichuan kaydı için PGA 0,8 g'dir. Kademeli artışlarla yapılan testlerde hemen hemen her aşamada sistemin doğal titreşim frekanslarında azalma görülmüştür (Şekil 2.6). Bu durum öngerilmeli tendonlardaki gerilmelerin azalmasına bağlanmıştır.



Şekil 2.6. Testler arasında doğal titreşim frekanslarının değişimi (Lu ve diğ., 2015)

Sonuçlar sistemin şiddetli deprem etkilerinde iyi bir davranış sergilediğini ortaya koymuştur. Yapı, 0,2 g'lik en büyük yer ivmesinde elastik kalmıştır. 0,6 g değerine çıkıldığında da yapıda yine önemli seviyede hasar oluşmamıştır. Test modeli, deney sonunda ihmal edilebilir seviyede bir kalıntı deformasyonla başlangıç konumuna geri dönmüştür. Birleşimlerdeki beton ve köşebent çeliği ara yüzeyinde en ciddi hasarlar oluşmuş olup kendiliğinden merkezlenen elemanlarda hasar meydana gelmemiştir.

(Shin ve diğ., 2016), yaptıkları çalışmada tam ölçekli iki katlı sünek olmayan betonarme çerçevelerde FRP mantolama ile güçlendirilmiş kolonların sistemin dinamik davranışına etkisini incelemişlerdir. Bu amaçla 4 adet iki katlı ve iki açıklıklı özdeş çerçeve üretilmiştir. Geleneksel deneysel modal analiz ile incelenen sistemler hidrolik lineer sarsıcı ve eksantrik kütle sarsıcı kullanılarak zorlanmış titreşime maruz bırakılmıştır.

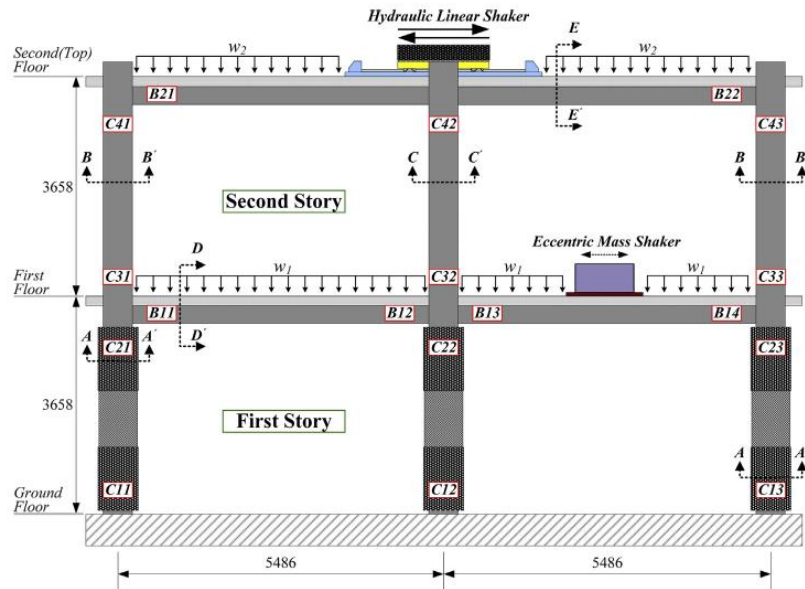
Çalışmada 2 çerçeve sistem incelenmiştir. Çerçeveler 1970'lerde ABD'de inşa edilmiş olan benzer yapıları temsil etmesi amacıyla kusurlu yapılmıştır. 1. kat

kolonlarında kullanılan etriyeler gevrek olup kancaları 90° açığına sahiptir. Ve etriye aralıkları 305 mm'dir. Ayrıca bu kat kolonlarında donatı bindirme boyları yetersizdir. 1. kattaki bu yetersiz kolonların güçlendirilmesi için FRP mantolama işlemi yapılmıştır. Şekil 2.7'de 4 özdeş test çerçevesi ve güçlendirilmiş kolon gösterilmiştir.



Şekil 2.7. Numuneler ve güçlendirme; **a)** 4 özdeş test çerçevesi, **b)** Güçlendirilmiş kolon (Shin ve diğ., 2016)

Güçlendirilmiş çerçevenin ön görünüşü ve sarsıcıların konumları Şekil 2.8'de gösterildiği gibidir. Şekil 2.9'da sarsıcıların görünüşü verilmiştir.



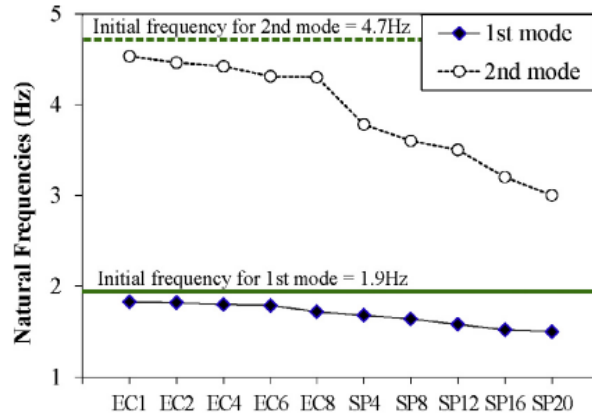
Şekil 2.8. Güçlendirilmiş çerçevenin ön görünüşü ve sarsıcıların konumu (Shin ve diğ., 2016)



Şekil 2.9. Sarsıcılar; a) Hidrolik lineer sarsıcı, b) Eksantrik kütle sarsıcı (Shin ve diğ., 2016)

Çerçevelerde modal özelliklerin belirlenebilmesi için ivmeölçerler, kat deplasmanları ve düğüm noktalarındaki dönmeleri belirleyebilmek için yatay ve düşey doğrultuda LVDT'ler kullanılmıştır.

Yapılan testlerde öncelikle sadece eksantrik kütle sarsıcı kullanılmış, ardından 2 sarsıcı beraber kullanılmıştır. Bu ikinci aşamada hidrolik lineer sarsıcının yükü kademe kademe artırılarak testlere devam edilmiştir. Şekil 2.10'da güçlendirilmiş çerçevenin ilk iki moduna ait aşama aşama doğal titreşim frekansları verilmiştir.



Şekil 2.10. Güçlendirilmiş çerçevenin aşama aşama doğal titreşim frekansı değerleri (Shin ve diğ., 2016)

Şekilden de anlaşılabacağı üzere güçlendirilmiş çerçevenin, başlangıç testinde tek sarsıcı ile yapılan ölçümlerde 1. modda frekans 1,88 Hz, 2. modda ise 4,70 Hz olarak belirlenmiştir. Devamında ikinci aşamada iki sarsıcı kullanılarak yapılan her yük artırımında frekans değerleri azalmıştır. Yük artırımın başlarında gözle görülür hasar olmazken sistem rijitliği azalmış ve frekans değerleri düşmüştür. Bu kısımlarda gözle görülmeyen minör iç çatlakların oluşmuş olabileceği düşünülmektedir. Yük artırımının ortalarında 1. kat kolonlarının temel ile birleştiği bölgelerde gözle görülür çatlaklar meydana gelmiştir. Bu hasarlar frekanslardaki düşüşün göstergesidir.

Deneylerin neticesinde güçlendirme öncesinde meydana gelen kat deplasmanları FRP güçlendirmesinin etkisiyle %22 civarında azalmıştır. Ayrıca kolon uçlarındaki dönmelerde yine yaklaşık %60 azalmıştır. Bu sonuçlar FRP mantolamanın sistemin mukavemetini, rijitliğini ve sünekliğini artırdığını göstermektedir.

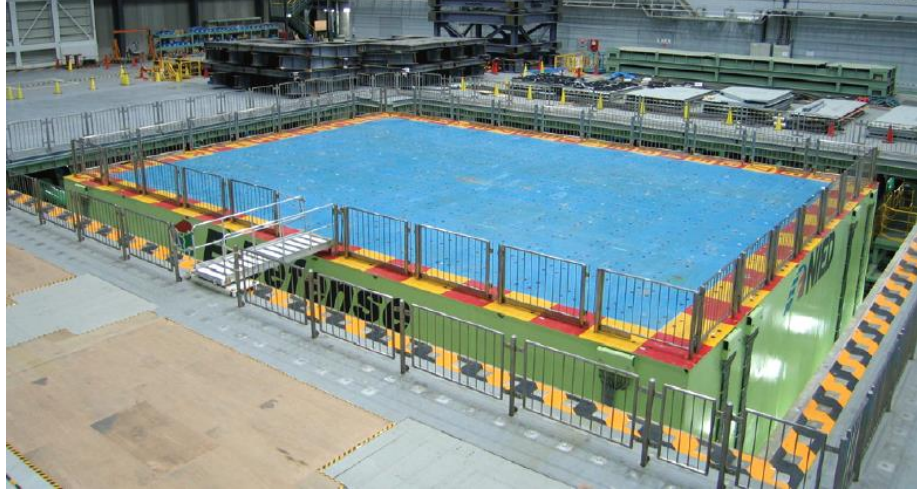
Bunların yanı sıra güçlendirme öncesinde, rijitlik düzensizliği katsayısının standardın oldukça üzerinde olması nedeni ile yumuşak kat düzensizliği mevcut olan sistemde, güçlendirme sonrasında bu katsayı %30-40 civarında azalmış ve düzensizlik ortadan kalkmıştır.

(Gavridou ve diğ., 2017) çalışmalarında tam ölçekli 4 katlı 2 adet prefabrik betonarme binada 3 eksenli sarsma tablası deneyleri yapmışlardır. Binalardan biri geleneksel bir betonarme bina (RC) diğeri de ard germeli elemanlardan oluşan betonarme binadır (PT). PT binası bir doğrultuda ard germeli betonarme duvarlar ve dik yönde bağlı ard germeli betonarme çerçeveler içermektedir. Binaların görünüşü Şekil 2.11’de verilmiştir.



Şekil 2.11. Deney numuneleri (Gavridou, 2017)

Bu 2 bina, Miki, Japonya'daki E-Defense sarsma tablasında üç boyutlu dinamik yükleme altında eş zamanlı olarak test edilmiştir. E-Defense sarsma tablasının görüntüsü Şekil 2.12’de gösterilmiştir.



Şekil 2.12. 3 eksenli E-defense sarsma tablası, Miki, Japonya (<https://www.bosai.go.jp>)

Titreşim olarak 1995 Kobe depreminin Japonya Meteoroloji Ajansı (JMA)-Kobe ve Japonya Demiryolu (JR)-Takatori istasyonlarında kaydedilen yer hareketlerinin kuzey-güney, doğu-batı ve aşağı-yukarı bileşenleri farklı ivme ölçeklerinde kullanılmıştır. Binaların bu etkiler altındaki davranışları incelenmiş ve karşılaştırılmıştır.

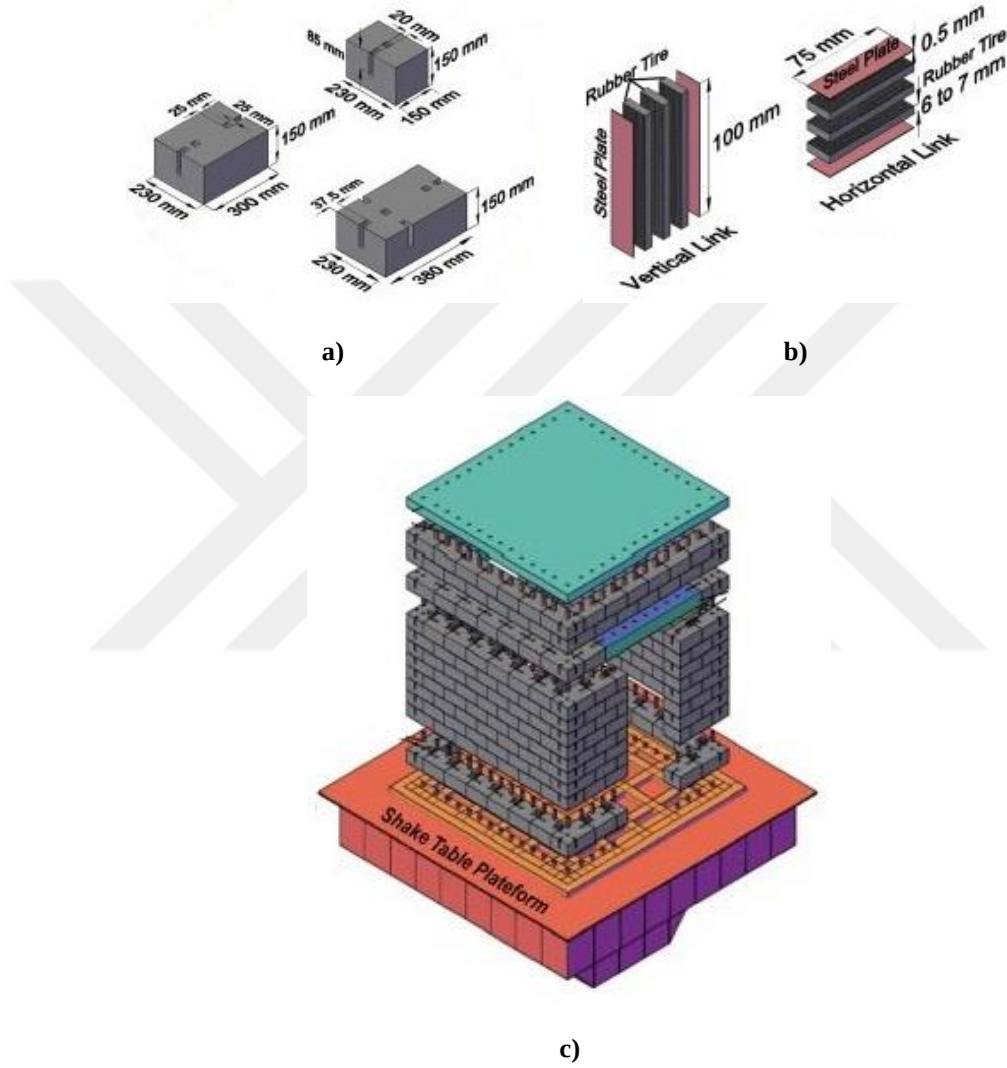
Sonuçlar incelendiğinde PT binasının duvar yönünde çok iyi bir performans gösterdiği gözlemlenmiştir. Bina %25 ve %50 ivme ölçekli Kobe kayıtlarında elastik kalmıştır. %100 ivme ölçekli Kobe ve ardından gelen Takatori kayıtları sırasında, duvarlardaki hasar, güney duvarının tabanındaki harç ezilmesi ve betonun dökülmesiyle sınırlı kalmıştır.

Tepe görelî kat öteleme oranı plan görünüşünün merkezinde %1,58 iken testlerin sonunda oluşan artı görelî kat ötelemeleri çok küçük çıkmıştır (%0,1'den az). Güney duvarda (%2,09) ve kuzey duvarda (%1,07) olarak hesaplanan tepe görelî kat öteleme oranları, burulma tepkisi nedeniyle plan görünüşünde merkezden uzaklaşmıştır. PT binasındaki bu iki duvarda da (ACI ITG-5.2, 2009)'da öngörülen tasarım görelî kat ötelemesi oranı ($\theta_{design} = \%0,95$) aşılmış ve maksimum görelî kat ötelemesi oranı ($\theta_{max} = \%3,0$)'ün altında kalmıştır.

Ayrıca testler esnasında PT binasında önemli burulma tepkisi gözlemlenmiş ve sismik şiddetin artmasıyla birlikte yer değiştirmenin burulma bileşeni de artmıştır. Bu durum da binanın güney kenarındaki tepe yer değiştirmelerinin kuzey kenarındakilerin neredeyse iki katına kadar bir değere çıkmasına sebep olmuştur.

Sonuç olarak yazarlar, duvarların testteki iyi performansının, yapısal hasarı sınırlamadaki etkinliğini doğruladığını öne sürmüşlerdir.

(Goyal ve Agarwal, 2017), yaptıkları çalışmada sarsma tablasında yeni harçsız, birbirine bağlı bir blok duvar sistemini (viskoelastik birbirine bağlı elemanlara sahip oluklu bloklar) araştırmıştır. Oluklu bloklar geleneksel beton kullanılarak dökülmüş ve viskoelastik bağlantı elemanları atık kauçuk lastikler kullanılarak hazırlanmıştır. Sistem Şekil 2.13'te gösterildiği gibidir.

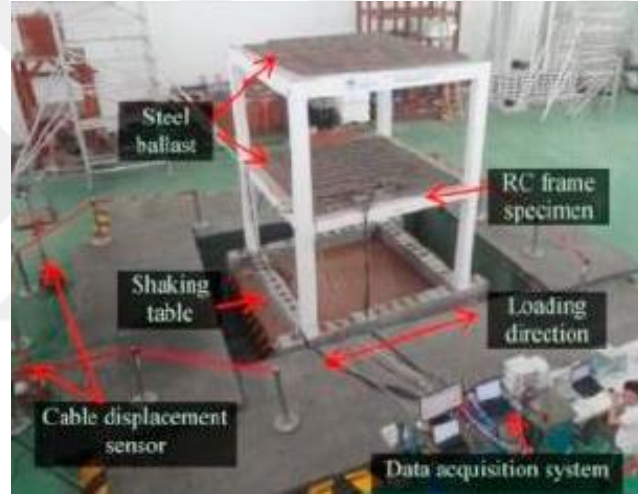


Şekil 2.13. Harçsız blok duvar sistemi; **a)** Oluklu bloklar, **b)** Viskoelastik bağlantı elemanları, **c)** Genel model (Goyal ve Agarwal, 2017)

Numuneye maksimum yer ivmeleri 0,36 g ve 0,18 g olan iki farklı büyüklükte yer hareketi verilmiştir. Yapı üzerinde ivmeölçerler ile tepki ivme verileri elde edilmiş ve yüksek hızlı bir kamera ile yer değiştirme tahminleri yapılmıştır. Frekans davranış fonksiyonu üzerinden doğal titreşim frekansları ve yarım güç bant genişliği yöntemi ile sönüm oranları belirlenmiştir. Modal analiz sonuçları, bloklar zarar görmeden yapısal modelin alt kısmındaki enerjinin tamamen dağıtılmış olduğunu göstermiş ve dolayısıyla

viskoelastik bağlantılar ile geliştirilmiş birbirine bağlı blok duvar sisteminin iyi performansını doğrulamıştır. Yükseklik boyunca mutlak ivmede net azalmalar olmuş olup enerjinin %50'sinden fazlası tabanda sönümlenmiştir.

(Hou ve diğ., 2017), çalışmalarında tam ölçekli 2 katlı tek açıklıklı betonarme bir yapının sarsma tablasında zorlanmış titreşim deneyini yapmışlardır. Numuneye tabla üzerinde 0,8 g PGA değerine sahip olan 1989 Loma Prieta depremi uygulanmış ve hasar durumu incelenmiştir. Şekil 2.14'te deney düzeneği gösterilmiştir. İvmeölçerler vasıtasıyla ivme-zaman değerleri elde edilmiştir. Ayrıca farklı tip sensörler vasıtasıyla gerilme durumları da incelenmiştir. Burada bir tür dahili gerilme sensörü olarak piezoelektrik akıllı agrega kullanılmıştır. Numunenin aynı zamanda OpenSEES yazılımıyla sonlu elemanlar analizi yapılmıştır.



Şekil 2.14. Deney düzeneği (Hou ve diğ., 2017)

Sonuçlara göre, piezoelektrik akıllı agrega sensörünün, sismik yükleme altında betonarme çerçevenin aralık boyunca iç gerilimini izleme kapasitesine sahip olduğu görülmüştür. Ayrıca bu yükleme esnasında 1. katta 0,8 g'lık ve 2. katta 1,28 g'lık en büyük tepki ivme değeri kaydedilmiştir. 1. moda ait frekans değeri 3,62 Hz ve 2. moda ait frekans değeri 14,27 Hz olarak belirlenmiş olup deney sonunda oluşan hasarların etkisiyle bu frekanslar 1. modda 2,14 Hz ve 2. modda da 9,92 Hz değerlerine düşmüştür.

(Yu ve diğ., 2018) yaptıkları çalışmada dinamik yükler altında, ultra yüksek süneklikli çimento esaslı kompozit malzeme (UHDCC) ile üretilmiş betondan imal ettikleri 1/4 ölçeğinde 2 katlı 2 açıklıklı çelik donatısız çerçeve ile aynı boyutlara sahip geleneksel betonarme çerçeveyi deneysel olarak karşılaştırmışlardır. UHDCC malzemesi yüksek miktarda uçucu küle sahip olup su/bağlayıcı malzeme oranı 0,32 olarak

belirlenmiştir. Ayrıca betona, takviye malzemesi olması açısından çelik yerine ultra yüksek moleküler ağırlıklı polietilen lif malzemesi eklenmiştir. Şekil 2.15'te deney numuneleri gösterilmiştir. Titreşim üretici olarak sarsma tablası kullanılmış olup numunelere El Centro, Kobe ve Şangay depremleri uygulanmıştır.



Şekil 2.15. Deney numuneleri; **a)** Geleneksel betonarme çerçeve, **b)** UHDFCC malzemesi ile üretilen betondan imal edilmiş çelik donatısız çerçeve (Yu ve diğ., 2018)

Sonuçlar UHDFCC malzemesi ile üretilen numunenin, 0,105 g'den 1,178 g'ye kadar PGA değerine sahip bu güçlü depremler altında çok iyi bir katlar arası ötelenme performansı sergilediğini ve yine performans açısından yönetmeliklerin öngördüğü şartları sağladığını göstermiştir.

(Bahadır, 2020) çalışmasında 1/6 ölçeğindeki iki katlı tek açıklı betonarme çerçevelerde bant tipi pencere boşluklarının yapı davranışına etkisini sarsma tablası deneyleriyle incelemiştir. Numunelerin 1. katları farklı bant tipi pencere yüksekliklerine sahip olacak şekilde üretilmiştir. Bu amaçla boşluk oranları %0, %25, %50, %75 ve %100 olan 5 çerçeve inşa edilmiştir (Şekil 2.16). Deney düzeneği Şekil 2.17'de gösterilmiştir.



Şekil 2.16. Numuneler (Bahadır, 2020)



Şekil 2.17. Deney düzeneği (Bahadır, 2020)

Numunelere dinamik etki olarak sinüzoidal yükleme yapılmıştır. Kırılma mekanizmaları, tepki spektrumları, enerji akısı incelenmiştir.

Bant penceresiz numunede (%0), tüm numuneler arasında en yüksek tepki ivmesi çıkmıştır. Kolonlarda plastik mafsallık davranışı olduğundan en düşük tepki ivmesi %100 bant pencere yüksekliğindeki numunede (1. kat duvarsız) kaydedilmiştir. %25 oranında bant pencere yüksekliğine sahip numunede kısa kolon davranışı net bir şekilde gözlemlenmiştir. %75 oranında bant pencere yüksekliği içeren numunede göçme kısa kolon ve yumuşak kat etkileriyle olmuştur. 1. katı duvarsız olan numunede (%100) net bir şekilde yumuşak kat düzensizliği oluşmuştur. Sonuç olarak yazar, zemin kat dolgu duvarlarındaki bant tipi pencere boşluk oranlarının yapıların sismik performansını önemli ölçüde etkilediği, boşluk oranı azaldıkça kısa kolon davranışının hakim olduğu ve boşluk oranı arttıkça da yumuşak kat davranışının baskınlaştığı sonuçlarına varmıştır.

(Ciupala ve diğ., 2020) yaptıkları çalışmada 2 adet tam ölçekli tek açıklığa ve 2 kata sahip olan tasarım açısından yetersiz betonarme çerçeve numunelerinde CFRP ve art

germeli metal şerit güçlendirmesi yaparak numuneleri sarsma tablası üzerinde güçlendirme öncesinde ve sonrasında zorlanmış titreşime tabi tutmuşlardır. Numunelerde öncelikle güçlendirme öncesinde PGA değerleri 0,05 g ila 0,40 g arasında değişen bir grup titreşim testine tabi tutulmuş ardından güçlendirmeler yapılmıştır. Ardından bir numune birleşim bölgelerinden CFRP ile güçlendirilerek PGA değerleri 0,05 g ila 0,50 g arasında değişen ikinci grup titreşim testlerine tabi tutulmuştur. Diğer numunede de yine birleşim bölgelerinden bazılarında CFRP, bazılarında da art germeli metal şerit uygulaması yapılarak güçlendirilmiş ve yine PGA değerleri 0,05 g ila 0,35 g arasında değişen ivmelere maruz bırakılmıştır. Deney düzeneği ve güçlendirme öncesi numune görünüşü Şekil 2.18’de verilmiştir.



Şekil 2.18. Deney düzeneği ve güçlendirme öncesinde numunelerin görünüşü (Ciupala ve diğ., 2020)

Sonuçta, numunelerde güçlendirme öncesindeki hallerinde 0,20 g’lik PGA değerindeki yüklemede ciddi hasar oluşmuş, güçlendirme sonrasında ise uygulanan en büyük titreşimlerde dahi hasar meydana gelmemiştir. Güçlendirmelerin etkisiyle katlar arası görelî ötelenme oranı kapasitesi artmıştır. CFRP güçlendirmesinin güçlü kolon-zayıf kiriş davranışının yakalanmasını sağladığı görülmüştür. Neticede yanal ötelenme rijitliklerinin iyileşmesi ve başlangıç dinamik karakteristiklerine tekrardan ulaşılması sağlanmıştır.

(Ge ve diğ., 2020) çalışmalarında betonarme köprü ayaklarında meydana gelen korozyon etkisinin dinamik davranışa etkisini irdelemişlerdir. 1 tanesi hasarsız referans ve 2 tane de ağır korozyon hasarına maruz (%51 ve %65 kütle kaybı) toplamda 3 adet

özdeş kolon numunesinin sarsma tablası üzerinde zorlanmış titreşim deneyleri yürütülmüştür. Zorlayıcı yükler %25, %300 ve %500 ölçeğinde kademeli olarak uygulanmıştır. Numuneler ve deney düzeneği Şekil 2.19’da gösterilmiştir.



Şekil 2.19. Deney düzeneği ve numuneler (Ge ve diğ., 2020)

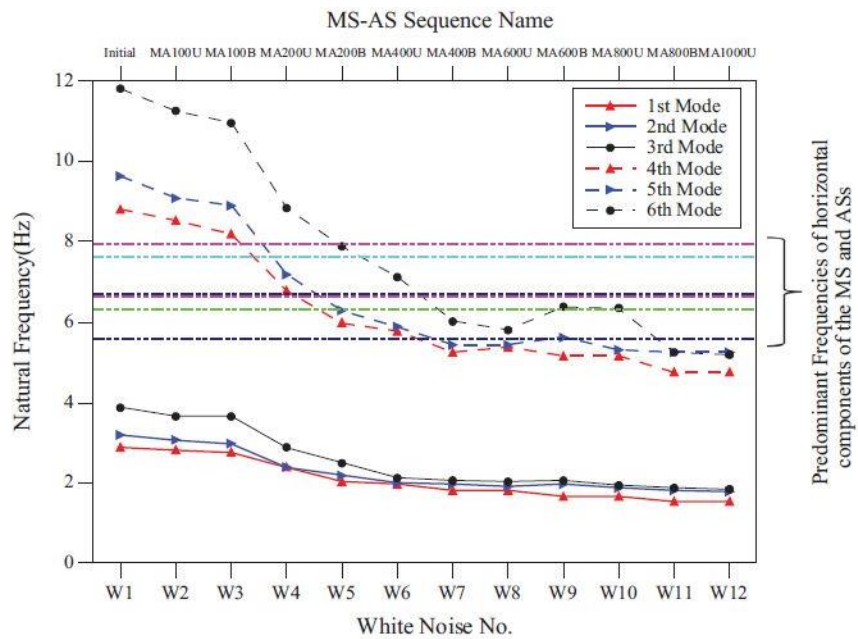
Sonuçlara göre ağır seviyede korozyon etkisine maruz kalmış olan kolonlarda yaşanan rijitlik kaybının etkisiyle deplasmanlar önemli oranda artmıştır. Korozyon etkisiyle dayanımlarda ortalama %85 oranında azalma meydana gelmiştir. Düşük uyarım seviyelerinde, yük-deplasman histerezis eğrileri incelendiğinde, referans numunesinin elastik bölgede kaldığı, korozyona maruz numunelerin elastik olmayan davranış sergilediği gözlenmiştir.

(Qiao ve diğ., 2020), yaptıkları araştırmada deprem sonrasında yaşanan artçı depremlerin yapı performansına etkisini incelemişlerdir. Bu amaçla 5 katlı 1/5 ölçeğinde üretilmiş olan betonarme bir numuneye sarsma tablası üzerinde ana ve artçı sarsıntı etkisi vermişlerdir. Titreşimleri oluşturmak için 2008 Sichuan depreminden 1 ana ve 3 artçı sarsıntı kullanılmıştır. Doğal titreşim frekansları beyaz gürültü testleriyle belirlenmiştir. Çalışmada artçı şokların etkisini inceleyebilmek için yapının artçı şoka verdiği tepkiler ile ana şoka verdiği tepkiler arasında oluşturulan bir artçı sarsıntı etki oranı (AIR) önerilmiştir. Titreşim testleri öncesinde numunenin görünüşü Şekil 2.20’de verilmiştir.



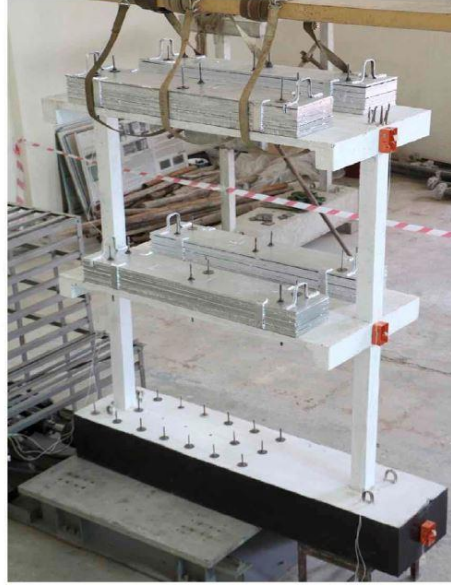
Şekil 2.20. Titreşim deneyleri öncesinde deney numunesinin görünüşü (Qiao ve diğ., 2020)

Sonuçlar, numunede hasar miktarı arttıkça AIR değerlerinin de ciddi miktarda yükseldiğini göstermiştir. Mutlak ivme değerleri çoğunlukla AIR değeri %85,2 veya daha üzerinde olan artçı sarsıntılardan, görelî ötelemeler de AIR değerinin en az %27,9 olduğu artçı sarsıntılardan etkilenmiştir. Yazarlar özellikle depremseiliği yüksek bölgelerdeki yapılarda depreme göre yapılacak tasarımlarda veya deprem performansı araştırmalarında artçı sarsıntılara dikkat edilmesi gerektiğini belirtmişlerdir. Ayrıca Şekil 2.21'den de görüleceği gibi her bir etki sonrasında oluşan hasarın neticesinde doğal titreşim frekansları azalmıştır.



Şekil 2.21. Frekans değerlerinin yüklemelere göre değişimi (Qiao ve diğ., 2020)

(Rizwan ve diğ., 2020) çalışmalarında 5 adet 1/3 ölçekli 2 boyutlu 2 katlı çerçeve modelde ACI-318 (2014) yönetmeliğine uygun olup olmama durumunda numuneleri sarsma tablası deneyleriyle araştırmışlardır. Çalışmada 4 çerçeve yönetmeliğe aykırı, 1 çerçeve de yönetmeliğe uygun üretilmiştir. Yönetmeliğe uygun numunede beton basınç dayanımı 21 MPa iken diğer 4 numunede 14 MPa'dır. Yönetmeliğe aykırı üretilen 4 numunede uygunsuzluk ayrıca etriye aralıklarındaki farklar üzerinden yapılmıştır. Numunelerde her kata toplam 1200 kg değerinde kütleler sabitlenmiştir. Titreşim uygulaması olarak sarsma tablasında 1994 Northridge depremi PGA değerlerinin %5-%130'u aralığında ölçeklenmiş hali simüle edilmiştir. Titreşim deneyleri öncesinde bir numunenin sarsma tablası üzerindeki görüntüsü Şekil 2.22'de gösterilmiştir.



Şekil 2.22. Deney öncesi bir numunenin sarsma tablası üzerindeki görüntüsü (Rizwan ve diğ., 2020)

Sonuçlar incelendiğinde yönetmeliğe uygun modelde plastik mafsall oluşumu kiriş uçlarında ve kolon-temel birleşiminde meydana gelmiştir. Bu numune göçmeden 1 g PGA değerindeki yüklemeye dayanabilmiştir. Yönetmeliğe tamamiyle aykırı olan numune ise en fazla 0,5 g PGA değerine kadar olan yüklemeleri göçmeden taşıyabilmiştir. Ayrıca yönetmeliğe aykırı üretilen numunelerde yüksek ivmeli titreşimlerde kolon-kiriş birleşim bölgelerinde ciddi hasarlar meydana gelmiştir.

(Shang ve Wang, 2020) yaptıkları çalışmada asfalt tabanlı izolasyon sisteminin yapı sönümüne etkisini sarsma tablası deneyleriyle araştırmışlardır. 1/2 ölçekli 2 katlı tek açıklıklı betonarme çerçeve modelde asfalt yaylı üç boyutlu izolasyon mesnetleri kullanılmıştır. (Şekil 2.23)



Şekil 2.23. Deney düzeneği ve numune (Shang ve Wang, 2020)

Dinamik yük olarak Wolong ve Pacoima depremlerinin yatayda PGA değerleri yaklaşık 0,08 g ila 0,20 g arasında olan ivme kayıtları, düşeyde de PGA değerleri yaklaşık 0,04 g ila 0,11 g arasında ivme kayıtları uygulanmıştır. Testler asfaltsız yaylı izolasyon sisteminde ve asfaltlı yaylı izolasyon sisteminde olacak şekilde iki kısma ayrılmıştır. Öncelikle asfaltsız yaylı izolasyon sisteminin testleri yürütülmüş ardından yayların iç kısmı Şekil 2.24'teki gibi asfaltla doldurularak asfaltlı sistemler oluşturulmuş ve deneyleri yapılmıştır.



Şekil 2.24. Asfaltlı yaylı izolasyon sistemi (Shang ve Wang, 2020)

Sonuçta, sönüm oranları arasında büyük farklar oluşmuştur. Asfaltsız izolasyon sisteminde %2 sönüm oranı, asfaltlı izolasyon sisteminde %13 sönüm oranı elde edilmiştir. 1. doğal titreşim frekansları asfaltsız durumda ortalama 0,96 Hz civarında iken asfaltlı durumda ortalama 1 Hz değerine çıkmıştır. Ayrıca frekans değişiminde oluşan bu

artış üzerinden ($\omega=(k/m)^{1/2}$) bağıntısı kullanılarak asfalt eklemesinin etkisiyle % 8,5 oranında rijitlik artışı meydana geldiği sonuçlarda not edilmiştir.

(Bahadır ve Balık, 2021) çalışmalarında 1/6 geometrik ölçeğindeki, tek katlı ve üç bölmeli farklı duvar örgüleri kullanılarak üretilmiş olan yığma yapıları sinüzoidal etki ile sarsma tablası testlerine tabi tutmuşlardır. Üretilen 4 numunede duvarlar Haç, Flamen, İngiliz ve Hollanda tipi örgüler ile örülmüştür. Maksimum elastik sismik yük Hollanda örgülü numunede meydana gelmiştir. Haç örgülü numune diğer numunelere kıyasla deneylerde daha rijit davrandığından, en yüksek sismik performansı sergilemiştir. Ayrıca yazarlar, örgünün türüne bakılmaksızın, özenle üretilmemiş ve mühendislik hizmeti almamış bütün yığma binaların yeterli deprem performansı gösteremediğini dile getirmişlerdir. Bunların dışında, TBDY 2018'de belirtmiş olan yığma binalar için kapı ve pencere kenarlarında dikey lentoların yapılabileceği veya kapı ve pencere boşluklarının küçültülebileceği ve bu şekilde binanın sismik performansına önemli katkı sağlanabileceği yazarlar tarafından önerilmiştir.

(Khan ve diğ., 2021) yaptıkları çalışmada 1/3 ölçekli kauçuk parçacıkları ile inşa edilen betonarme çerçeve yapının sarsma tablası üzerinde dinamik özelliklerinin ve sismik performans parametrelerinin değişimini araştırmışlardır. Bu amaçla biri geleneksel betonarme referans çerçeve ve diğeri de ince agrega hacminin kısmen kauçuk parçacıklarla değiştirildiği beton kullanılarak inşa edilen çerçeve olmak üzere 2 betonarme çerçeve numunesi üretilmiştir (Şekil 2.25).



Şekil 2.25. Deney düzeneği ve numune (Khan ve diğ., 2021)

Numuneler sarsma tablası vasıtasıyla 1994 Northridge depremine tabi tutulmuştur.

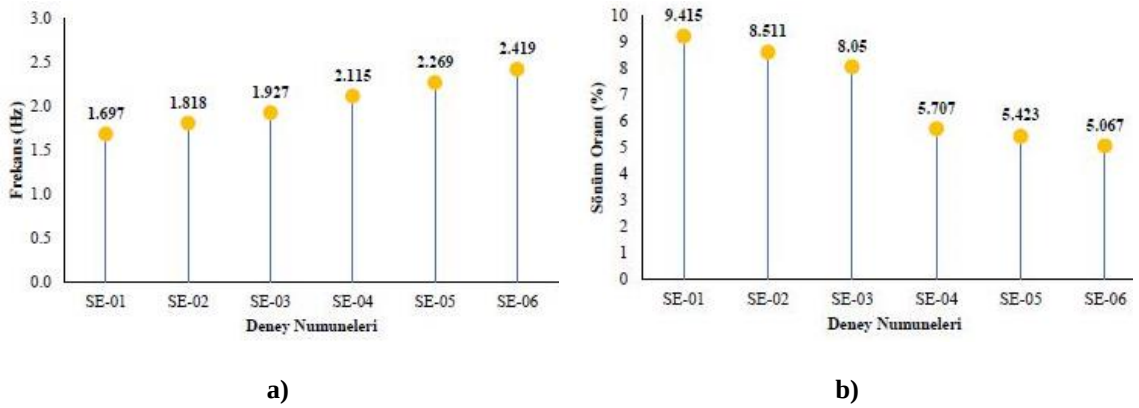
Sonuçlar, kauçuk parçacıklarının betona kısmen dahil edilmesinin betonun basınç dayanımını, yoğunluğunu ve akma dayanımını azalttığını, diğer bir taraftan sistemin temel titreşim periyodunu ve sönüm oranını arttırdığını göstermiştir. Ayrıca 0,57 g PGA'ya sahip etki altında referans numunede en yüksek tepki ivmesi 1,47 g iken kauçuk parçacıklı numunede bu değer 1,17 g olarak ölçülmüştür.

(Kaya, 2022) yüksek lisans tez çalışmasında ölçeklendirilmiş kolonlarda yanıl donatı aralıklarının ve donatı sınıfının 1. doğal titreşim frekansına ve sönüm oranına etkisini araştırmıştır. Bu amaçla laboratuvar ortamında 6 adet kolon numunesi üretilmiş olup numuneler sarsma tablası üzerinde zorlanmış titreşime tabi tutulmuştur. Numune detayları Şekil 2.26'da verilmiştir.

Kolon İsmi	Kolon Adedi	Beton Sınıfı	Donatı Sınıfı	Etriye Aralığı (cm)
SE-01	1	C18	220	15
SE-02	1	C18	220	10
SE-03	1	C18	220	5
SE-04	1	C18	420	15
SE-05	1	C18	420	10
SE-06	1	C18	420	5

Şekil 2.26. Numune detayları (Kaya, 2022)

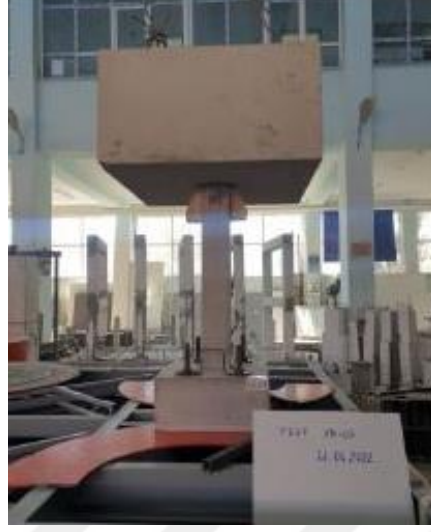
Geleneksel deneysel modal analiz sonucunda FRF fonksiyonları üzerinden elde edilen dinamik parametrelerdeki değişimler Şekil 2.27'de gösterildiği gibidir.



Şekil 2.27. Modal analiz sonuçları; **a)** Frekanslardaki değişim, **b)** Sönüm oranlarındaki değişim (Kaya, 2022)

(Sayın, 2022) yaptığı yüksek lisans tez çalışmasında laboratuvar ortamında hazırlanan 6 farklı beton basınç dayanımındaki (yaklaşık olarak 16 MPa ila 40 MPa arasında) kolon numunesinde sarsma tablası vasıtasıyla dayanımın modal parametreler üzerindeki etkisini incelemiştir. Titreşim esnasında yeterli atalet kuvvetinin oluşabilmesi

için kolonların üzerine yaklaşık 1,25 ton ağırlığında betonarme bir blok yerleştirilmiştir. Deney esnasında numune ve sistemin görünüşü Şekil 2.28’de verilmiştir.



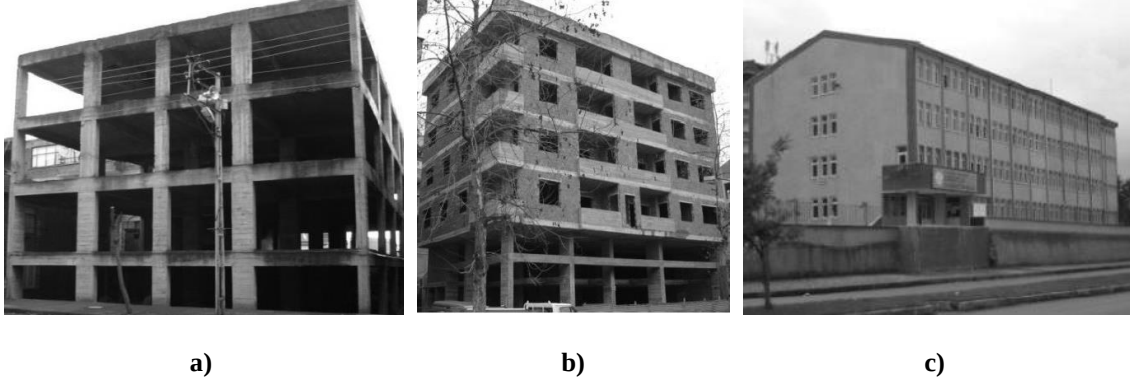
Şekil 2.28. Deney esnasında numune ve sistemin görünüşü (Sayın, 2022)

Deneysel modal analiz sonucunda transfer fonksiyonları üzerinden tepe genliği yöntemiyle 1. moda ait doğal titreşim frekansları ve yarım güç bant genişliği yöntemi ile sönüm oranları belirlenmiş ve karşılaştırılmıştır. Sonuçlar incelendiğinde yaklaşık 16 MPa beton basınç dayanımına sahip kolonda belirlenen frekans değeri yaklaşık 40 MPa beton dayanımındaki kolona göre %8,08 daha az çıkmıştır. Aynı numunelerde sönüm oranı ise ters şekilde daha yüksek dayanımdaki betonda %30,98 daha az çıkmıştır.

2.2. Operasyonel Modal Analiz ile Dinamik Davranışın İrdelendiği Çalışmalar

(Bayraktar ve diğ., 2010) yaptıkları araştırmada karkas, tuğlalı ve inşaatı tamamlanmış olan bina olmak üzere 3 adet betonarme binada ortam titreşimleri altında operasyonel modal analiz yöntemiyle modal parametreleri belirlemişlerdir. İncelenen binaların görünüşü Şekil 2.29’da verilmiştir.

Hesaplamalar OMA operasyonel modal analiz programı kullanılarak yapılmıştır. Güç spektral yoğunluk grafikleri elde edilmiştir. Modal karakteristikler belirlenirken frekans tanım alanında ayrıştırma (FDD) ve stokastik altalan belirleme (SSI) yöntemleri kullanılmıştır.



Şekil 2.29. İncelenen binalar; **a)** Karkas tipi bina, **b)** Tuğlalı bina, **c)** İnşaatı tamamlanmış bina (Bayraktar ve diğ., 2010)

Sonuç olarak ilk 3 mod için Çizelge 2.3'teki doğal titreşim frekansları ve sönüm oranları belirlenmiştir.

Çizelge 2.3. Modal parametreler (Bayraktar ve diğ., 2010)

Bina tipi	Mod	Modal frekans (Hz)		Modal sönüm oranı (%)
		FDD	SSI	
Karkas	1	3,472	3,451	0,845
	2	3,539	-	0,518
	3	5,943	5,934	0,772
Tuğlalı	1	2,348	2,351	0,752
	2	3,594	3,593	0,574
	3	5,139	5,143	0,459
İnşaatı tamamlanmış	1	3,902	3,897	0,889
	2	4,033	4,036	0,819
	3	5,205	5,204	1,076

(Musiał, 2012) yaptığı çalışmada, betonarme kirişlerde statik ve dinamik eğilme rijitliklerini deneysel yollarla belirleyip karşılaştırmıştır. Deneylerde malzeme özellikleri farklı, boyutları aynı olan 4 adet serbest (mesnetsiz) betonarme kiriş test edilmiştir. Statik rijitliği belirlerken 3 nokta eğme deneyi ile kirişler açıklık ortalarından yüklenmiştir. Statik hesapta kiriş elastik eğri teorileri kullanılmıştır. Dinamik analiz için ortamsal titreşim kaynaklı operasyonel modal analiz yöntemi uygulanmıştır. Kirişlerdeki titreşimler ortamsal (çevresel; hava akımı, akustik gürültü, hafif vuruşlar vs. kaynaklı) olup rastgeledir. Ölçümler ivmeölçerler ile yapılmıştır.

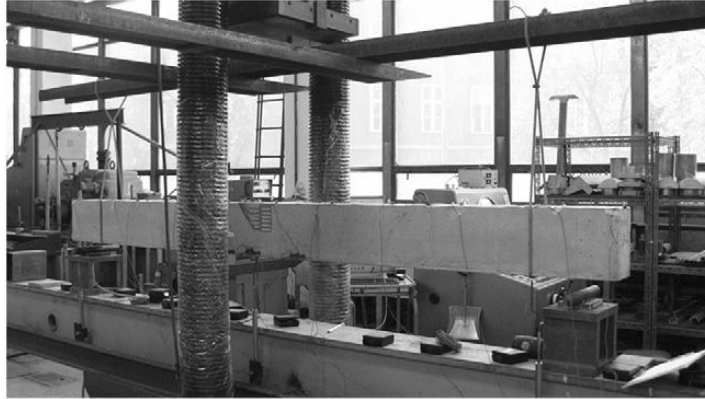
Statik analizde rijitlik Denklem (2.1)’deki elastik eğrinin çökme denklemiyle elde edilmiştir. Burada (v) çökme miktarını, (F) yayılı yükü, (l) kirişin açıklık mesafesini ve $(EI)_s$ de kirişin statik eğilme rijitliğini ifade etmektedir.

$$v = \frac{1}{48} \frac{Fl^3}{(EI)_s} \quad (2.1)$$

Dinamik analizde ise eğilme rijitliği, daha önce yapılmış deneysel çalışmalardan elde edilen Denklem (2.2)’ye göre belirlenmiştir. Bu denklemde (f_i) kirişin i . doğal titreşim frekansını, (m) kütleyi, (l) açıklık mesafesini ve $(EI)_d$ ise kirişin dinamik eğilme rijitliğini göstermektedir. (γ_i) ‘de i . mod şekline ve sistemin mesnetlenme durumuna bağlı bir katsayı olup daha önceden yapılmış olan benzer sistemlerdeki çalışmalarda 1. mod için $\gamma = 3,49979$ olarak belirlenmiştir. Çalışmada 1. doğal titreşim modu incelenmiştir.

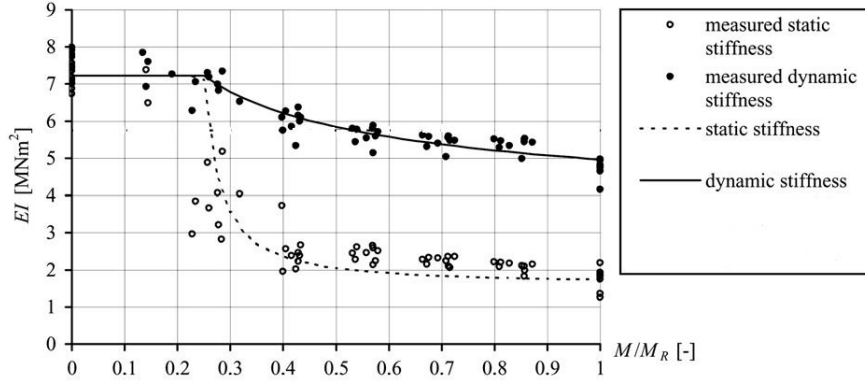
$$f_i = \gamma_i \sqrt{\frac{(EI)_d}{ml^4}} \quad (2.2)$$

Şekil 2.30’da operasyonel modal analiz için deney düzeneği gösterilmiştir.

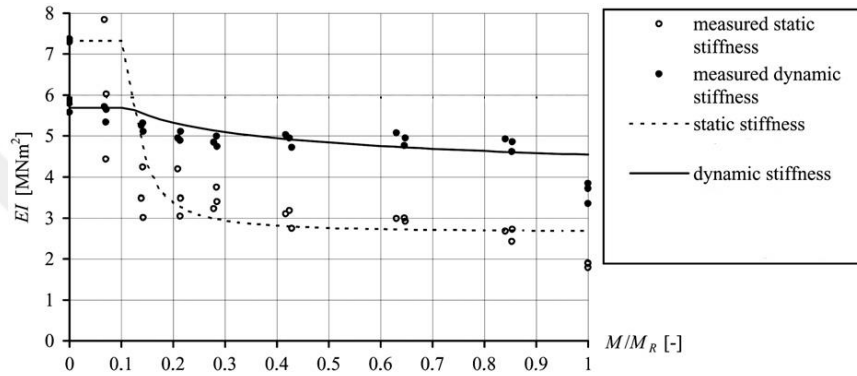


Şekil 2.30. Operasyonel modal analiz için deney düzeneği (Musiał, 2012)

Yapılan statik ve dinamik deneyler neticesinde Şekil 2.31 ve Şekil 2.32’deki grafikler elde edilmiştir.



Şekil 2.31. Düşük donatı oranına ($\rho = \%0,65$) sahip kirişlerin statik ve dinamik eğilme rijitlikleri (Musiał, 2012)



Şekil 2.32. Yüksek donatı oranına ($\rho = \%1,38$) sahip kirişlerin statik ve dinamik eğilme rijitlikleri (Musiał, 2012)

Sonuçlar incelendiğinde statik ve dinamik karakteristikler arasında ciddi farklılıklar gözlenmiştir. Düşük donatı oranlı kirişlerde ortalama dinamik eğilme rijitliği statik eğilme rijitliğinin yaklaşık 3 katıdır. Yüksek donatı oranlarında ise bu durum yaklaşık 2 kat olarak tespit edilmiştir. Ayrıca statik analizde, beklenildiği gibi yüksek donatı oranında rijitlik daha yüksek çıkmıştır. Ancak bunun aksine, dinamik analizde bu durum ters olmuş ve düşük donatı oranında rijitlik daha yüksek çıkmıştır. Bu durum, çatlamamış kirişlerin titreşim testlerinde, brüt betonun donatıya göre rijitliğe katkısının daha fazla olmasından dolayı oluşmuştur.

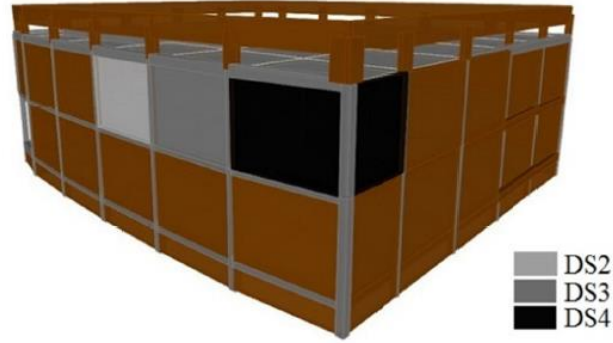
(Yousefianmoghadam ve diğ., 2015), yaptıkları çalışmada 2 katlı betonarme bir binanın farklı hasar durumlarındaki dinamik davranışını belirlemişlerdir. 1920'lerde inşa edilmiş olan bina daha önceden 4 defa şiddetli depreme maruz kalmış El Centro, California'da yer almaktadır. Bina 4 adet hasar durumu için ayrı ayrı incelenmiştir. Verilen hasarlar sırasıyla birer duvarın kaldırılmasıyla oluşturulmuştur. Eksantrik kütle sarsıcı ile 4 hasar durumu için binanın dinamik testleri yapılmıştır. Aynı zamanda

ortamsal titreşimler de ölçülmüştür. Bu çalışmada sistemin dinamik özelliklerinin belirlenmesinde ortamsal titreşimler kullanılmıştır. Modal analize tabi tutulan bina Şekil 2.33'te gösterilmiştir.



Şekil 2.33. Test binası (Yousefianmoghadam ve diğ., 2015)

Binaya dolgu duvarların kaldırılmasıyla 4 aşamada hasar verilmiştir. DS1 hasar durumunda kütle sarsıcıyı bina içerisine yerleştirebilmek için 2. katta çıkarılan bir duvar mevcuttur. DS2, DS3 ve DS4 durumunda sırasıyla sistemden birer duvar bölmesi çıkarılmıştır. Hasar durumları Şekil 2.34'te gösterilmiştir.

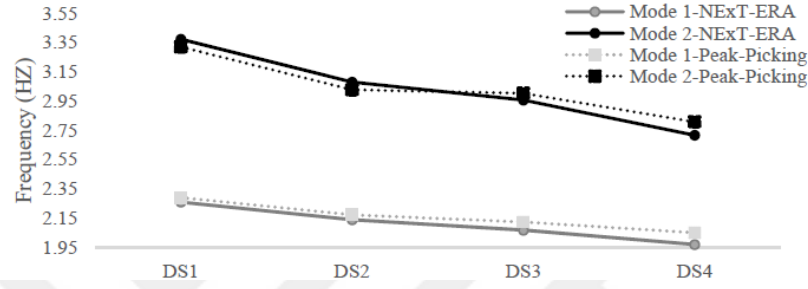


Şekil 2.34. Hasar durumları (Yousefianmoghadam ve diğ., 2015)

Operasyonel modal analiz ile test edilen binanın dinamik parametreleri zaman tanım alanında Next-Era ve frekans tanım alanında tepe tutma yöntemleriyle belirlenmiştir. 4 farklı hasar durumu için binanın ilk iki doğal titreşim modundaki frekans ve sönüm oranı değerleri Çizelge 2.4'te verilmiştir. Şekil 2.35'te de doğal titreşim frekanslarındaki değişimler gösterilmiştir.

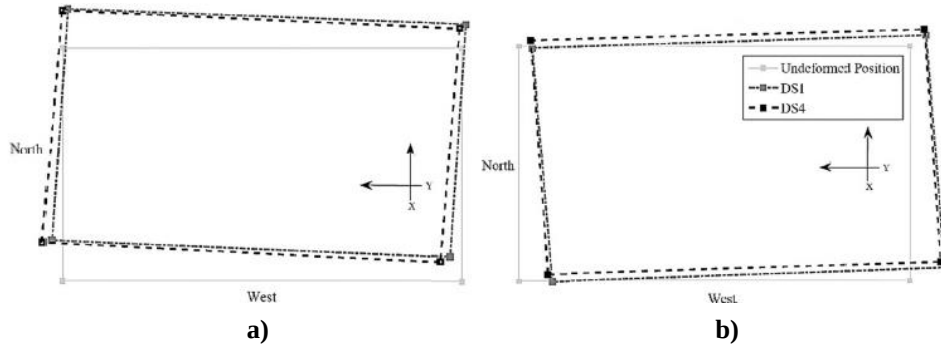
Çizelge 2.4. Belirlenen dinamik parametreler (Yousefianmoghadam ve diğ., 2015)

Damage State	Mode-1		Mode-2		Mode-1 Damping		Mode-2 Damping	
	Frequency (Hz)		Frequency (Hz)		Ratio (%)		Ratio (%)	
	Peak Picking	Next-Era	Peak Picking	Next-Era	Peak Picking	Next-Era	Peak Picking	Next-Era
DS1	2.29	2.26	3.32	3.37	1.7	1.6	3.1	2.3
DS2	2.17	2.14	3.03	3.08	2.2	1.3	2.1	2.0
DS3	2.12	2.07	3.00	2.96	2.4	2.0	2.5	2.7
DS4	2.05	1.97	2.81	2.72	1.4	1.6	2.5	2.7

**Şekil 2.35.** Frekans değerlerindeki değişimler (Yousefianmoghadam ve diğ., 2015)

Sonuçta iki farklı metotla belirlenen dinamik parametreler oldukça uyumlu çıkmıştır. Metotlar arasındaki fark en fazla %4 olmuştur. Beklenildiği gibi hasar durumu DS1’den DS4’e gittikçe rijitlik azaldığından frekans değerleri de giderek azalmıştır.

Sistemin ilk modunda, duvarların ağırlıklı olarak y doğrultusunda çıkarılmasından dolayı daha çok bu doğrultuda deplasman talebi mevcuttur, 1. mod şekli, verilen duvar hasarları neticesinde rijitlik ve ağırlık merkezlerinin birbirinden uzaklaşmasıyla ötelenme ve burulma kombinasyonu şeklinde çıkmıştır. İkinci modda aynı sebepten dolayı burulma ağırlıklı çıkmıştır. Şekil 2.36’da DS1 ve DS4 hasar durumlarında binanın ilk iki mod şeklinin plan görünüşü verilmiştir.

**Şekil 2.36.** DS1 ve DS4’te oluşan mod şekillerinin plan görünüşü; **a)** 1. doğal titreşim modu, **b)** 2. doğal titreşim modu (Yousefianmoghadam ve diğ., 2015)

(Musiał ve Grosel, 2016) yaptıkları çalışmada, betonarme kirişlerde betonun dinamik Young modülünde donatı oranının etkisini deneysel modal analiz ile irdelemişlerdir. Bu amaç doğrultusunda 24 adet farklı donatı oranları ve farklı beton kalitesine sahip mesnetsiz (elastik iplerle bağlanmış, serbest) betonarme kirişler üretilip, bunları operasyonel modal analize tabi tutmuşlardır. Sisteme etkiyen titreşim ortamsaldır. İvmeölçerler kullanılarak dinamik ölçümler yapılmıştır. Test düzeneğinin genel görünüşü Şekil 2.37’de gösterildiği gibidir.



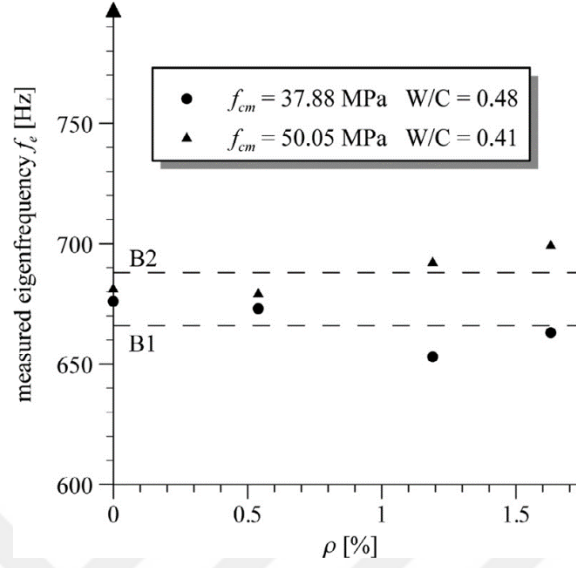
Şekil 2.37. Genel test düzeneği (Musiał ve Grosel, 2016)

Yapılan hesaplamalarda kullanılan temel formül Denklem (2.3)’te gösterilmiştir. Denklemde i . doğal titreşim frekansını, (m) kütleyi, (l) açıklık mesafesini, (E_c) betonun Young modülünü, (I) kesitin atalet momentini göstermektedir. (γ_i) ‘de i . mod şekline ve mesnet koşullarına bağlı bir katsayıdır. Katsayının değerini etkileyen en önemli faktör mesnet sınır koşullarıdır.

Bu çalışmada sistemlerin 1. doğal titreşim modu incelenmiştir. Serbest-serbest uçlu bu sistem için sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak (γ_1) değeri hesaplanmış ve 3,1907 olarak belirlenmiştir.

$$f_i = \gamma_i \sqrt{\frac{E_c I}{m l^4}} \quad (2.3)$$

Yapılan deneyler neticesinde Şekil 2.38’de verilen frekans-donatı oranı grafiği elde edilmiştir.



Şekil 2.38. Frekans-donatı oranı sonuçları (Musiał ve Grosel, 2016)

Elde edilen sonuçlar donatı oranının sistemlerin frekanslarında ciddi bir etki yaratmadığını göstermiştir. Frekans değerleri birbirine oldukça yakın çıkmıştır. Bu durum titreşim testinin hafif uyarımlar kullanılarak yapılmasından ve elemanların çatlamamış olmasından dolayı, donatı etkisinin henüz aktifleşmemesinden kaynaklandığı düşünülmektedir. Aynı şekilde, elemanlarda Young modülü değerleri incelendiğinde donatı oranının etkisi benzer sebeplerden dolayı çok az olmuştur. Çalışmanın sonunda daha sonra yapılacak benzer araştırmalar için; çatlamış kesitlerin çalışılması ve hassasiyete daha fazla dikkat edilmesi önerilmiştir.

(Wójcicki ve diğ., 2016), çalışmalarında, Polonya'daki Odra nehri üzerindeki bir betonarme bendin deneysel yollarla titreşim analizlerini yapmışlardır. Dinamik analizin başlıca nedeni, Odra nehrinin yüksek su seviyesi ve büyük su deşarjı sırasında bentte net bir şekilde hissedilebilen titreşiminin ortaya çıkmasıdır. Deneyler, operasyonel modal analiz yöntemi ile gerçekleştirilmiştir. Şekil 2.39’da bendin görünüşü verilmiştir.



Şekil 2.39. Odra nehri üzerindeki betonarme bent, Polonya (Wójcicki ve diğ., 2016)

Sistemdeki titreşimin kaynağı suyun etkisiyle hidrostatik ve hidrodinamik ortam yükleridir. Sistem kısım kısım ölçülmüştür. Verilerin işlenmesi ve modal parametrelerin belirlenmesi için 3 frekans tanım alanında ve 3 zaman tanım alanında olmak üzere 6 farklı yöntem kullanılmıştır. Bu yöntemler; frekans tanım alanında ayrıştırma, artırılmış frekans tanım alanında ayrıştırma, eğri uydurma frekans tanım alanında ayrıştırma ve 3 farklı stokastik altalan belirleme yöntemidir. Ölçüm düzeneğinin bir kısmı ve bazı ölçüm noktaları Şekil 2.40'ta görüldüğü gibidir.



Şekil 2.40. Ölçüm düzeneği ve bazı ölçüm noktaları (Wójcicki ve diğ., 2016)

Yapılan ölçüm ve hesaplamalar sonucu bendin orta açıklık bölgesi için elde edilen modal frekans değerleri ve mod şekillerinin açıklaması Çizelge 2.5'te verilmiştir.

Çizelge 2.5. Orta açıklıkta belirlenen modal parametreler (Wójcicki ve diğ., 2016)

Mode Number	Frequency (Hz)	Description of Mode Shape
1	2.40	Birinci yatay eğilme modu
2	4.20	Birinci düşey eğilme modu
3	5.85	İkinci yatay eğilme modu
4	8.585	Üçüncü yatay eğilme modu
5	10.97	İkinci düşey eğilme modu
6	13.25	Birinci burulma modu
7	15.52	Üçüncü düşey eğilme modu
8	16.55	İkinci burulma modu

Çizelge 2.6’da sol açıklık ve Çizelge 2.7’de ise sol ayağa ait modal parametreler verilmiştir.

Çizelge 2.6. Sol açıklıkta belirlenen modal parametreler (Wójcicki ve diğ., 2016)

Mode Number	Frequency (Hz)	Description of Mode Shape
1	2.475	Birinci burulma modu
2	5.587	Birinci düşey eğilme modu
3	7.025	Birinci yatay eğilme modu ve eşzamanlı burulma modu

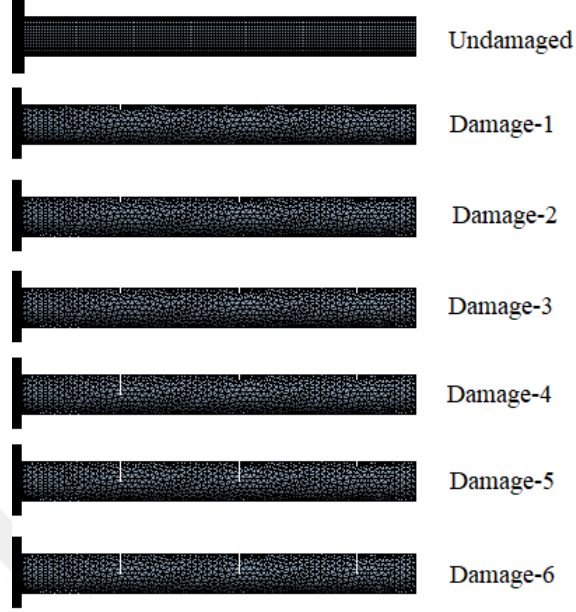
Çizelge 2.7. Sol ayakta belirlenen modal parametreler (Wójcicki ve diğ., 2016)

Mode Number	Frequency (Hz)	Description of Mode Shape
1	5.75	Birinci yatay eğilme modu
2	181.2	Birinci düşey eksenel mod
3	184	İkinci yatay eğilme modu
4	206.2	Eşzamanlı eğilme ve eksenel mod

Sonuç olarak sistem toplu olarak düşünüldüğünde, genel olarak, modal değerlerde bir uyum söz konusu olmamıştır.

(Altunışık ve diğ., 2017), içi boş dairesel kesitli hasarlı konsol kirişlerde, modal parametrelerin belirlenmesi ve titreşim bazlı hasar tespiti çalışmışlardır. Çalışmada deneysel ve analitik modal analiz yürütülmüştür. Kirişlerde 6 farklı hasar durumu incelenmiştir. Analitik hesaplamalar ANSYS yapısal analiz programı vasıtasıyla yapılmıştır. Deneysel kısımda ortamsal titreşimler kullanılarak operasyonel modal analiz

yapılmıştır. Verilerin değerlendirilmesinde artırılmış frekans tanım alanında ayrıştırma yöntemi uygulanmıştır. Şekil 2.41’de kirişlerde incelenen hasar durumları gösterilmiştir.



Şekil 2.41. İncelenen hasar durumları (Altunışık ve diğ., 2017)

ANSYS programında hazırlanan hasarlı ve hasarsız kiriş toplam 7 kiriş modelinin analitik çözümleme sonucunda elde edilen ilk 3 doğal titreşim frekansları Çizelge 2.8’de gösterilmiştir.

Çizelge 2.8. Analitik çözümde elde edilen frekans değerleri (Hz) (Altunışık ve diğ., 2017)

Mode	Undamaged	Damage Scenario					
Number	Beam	1	2	3	4	5	6
1	102.40	96.84	95.92	96.05	71.71	68.88	68.94
2	583.21	581.74	550.61	548.56	541.89	414.19	406.68
3	1451.70	1426.30	1392.40	1369.00	1351.00	1198.50	1123.80

Operasyonel modal analizde 6 adet ivmeölçer kullanılmıştır. Ölçülen ham veriler PULSE ve OMA sinyal işleme programları ile işlenmiştir. Şekil 2.42’de deney düzeneği gösterilmiştir.



Şekil 2.42. Deney düzeneği (Altunışık ve diğ., 2017)

Yapılan deneyler neticesinde elde edilen frekans değerleri Çizelge 2.9’da verilmiştir.

Çizelge 2.9. Operasyonel modal analizden elde edilen frekans değerleri (Hz) (Altunışık ve diğ., 2017)

Mode	Undamaged	Damage Scenario					
Number	Beam	1	2	3	4	5	6
1	89.04	88.05	82.80	82.95	59.42	57.22	57.10
2	521.80	519.80	491.60	490.90	463.0	343.50	333.30
3	1350.00	1329.00	1237.00	1227.00	898.30	835.30	787.00

Çalışmada hasarın yerinin tespit edilmesi için literatürde sıkça kullanılan otomatik model güncelleme yöntemi uygulanmıştır. Bu yöntem deneysel olarak bulunan dinamik karakteristiklerin (genellikle frekans), analitik olarak modellerin güncellenmesiyle bulunan değerlerin birbirine yaklaştırılması mantığına dayanır. Bu bağlamda, analitik çözümde sistem belirli sayıda parçalara bölünür ve bu parçalarda hasarın etkisini verebilmek için sırasıyla her bir parçaya ait bazı mekanik özellikler (genellikle atalet momenti) değiştirilir ve analitik modeller güncellenerek yeni modeller oluşturulmuş olur. Güncellenmiş modellerin analitik çözümünden, deneysel olarak elde edilen sonuçlara en yakın sonucu veren model hasarlı davranışın gerçek analitik modelidir. Dolayısıyla bu modelde hangi parçanın mekanik özellikleri değiştirilmişse gerçekte mevcut olan hasarın yeri de buradadır. Bu şekilde hasarın yeri tespit edilmiş olur.

Otomatik model güncelleme yöntemi için çalışmada FEMtools programı kullanılmıştır. Ve hasar yerleri program vasıtasıyla frekans değerleri karşılaştırılarak belirlenmiştir. Çizelge 2.10’da Hasar Durumu-4 için, otomatik model güncelleme öncesi ve sonrasında deneysel ve analitik analizlerden elde edilen ilk 3 doğal titreşim frekansı değerleri karşılaştırılmıştır.

Çizelge 2.10. Hasar durumu-4 için model güncelleme öncesi ve sonrası elde edilen frekans değerlerinin karşılaştırması (Hz) (Altunışık ve diğ., 2017)

Damage-4					
Mode Number	Analytical	Difference (%)	Experimental	Difference (%)	Updated Analytical
1	82.90	39.53	59.42	-0.02	59.41
2	490.58	5.96	463.00	0.00	463.00
3	1227.83	36.68	898.30	0.82	905.68

Sonuç olarak otomatik model güncelleme yöntemiyle hasarlı deneysel frekans değerleri ile %1'den az bir yakınlığa sahip olan hasarlı analitik frekans değerlerini veren mekanik özellikleri değiştirilmiş kesitler tespit edilmiş ve hasarların yeri belirlenmiştir. Sonuçta analitik olarak tespit edilen hasar yerleri gerçeğe oldukça yakın bulunmuştur.

(Aras, 2017), yaptığı çalışmada betonarme bir yapıda dolgu duvarların mekanik özelliklerini dinamik davranış temelinde belirlemişlerdir. Bu amaçla 30 yıllık betonarme bir binadan 3'ü dış duvarlardan 3'ü iç duvarlardan olmak üzere toplam 6 adet duvar örneği alınmış ve laboratuvar testleri ile duvarların basınç ve kayma dayanımları ve Young modülleri belirlenmiştir. Laboratuvar testleri ile belirlenen Young Modülü değerini teyit etmek ve gerekli ise düzeltip gerçeğe daha yakın değerini elde etmek için sistemin nümerik ve deneysel yöntemlerle dinamik analizi yapılmıştır.

Bu amaç doğrultusunda, laboratuvar ortamında belirlenen mekanik parametreler kullanılarak sistem SAP 2000 yapısal analiz programıyla modellenip dinamik özellikler nümerik modal analiz ile belirlenmiştir. Diğer bir taraftan da mevcut bina üzerinde darbe çekici kullanılarak yapılan operasyonel modal analiz ile dinamik özellikler deneysel olarak belirlenmiştir. Operasyonel modal analiz binadan örnek alınmadan önce yapılmıştır. Deneysel ve nümerik olarak elde edilen modal parametreler kullanılarak Denklem (2.4) yardımıyla düzeltme katsayıları belirlenmiştir.

$$C_i = \left(\frac{f_i^E}{f_i^N} \right) \quad (2.4)$$

Burada (C_i) düzeltme katsayısını, (f_i^E) deneysel olarak belirlenen i . doğal titreşim frekansını ve (f_i^N) de nümerik olarak belirlenen i . doğal titreşim frekansını göstermektedir.

Duvarların Young modülleri düzeltme katsayıları ile çarpılarak düzeltilmiş ve daha gerçekçi değerler elde edilmiştir. Daha sonra bu düzeltilmiş mekanik özellikler ile sonuç dinamik özellikleri elde edilmiştir.

Şekil 2.43'te çalışmada incelenen binanın görünüşü verilmiştir.



Şekil 2.43. Çalışmada incelenen binanın görünüşü (Aras, 2017)

Taşıyıcı sistem malzeme özellikleri geleneksel yöntemlerle belirlenmiştir. Binada kullanılan ortalama beton basınç dayanımı 13,40 MPa ve donatı akma dayanımı 220 MPa olarak hesaplanmıştır. Betonun Young modülü 24000 MPa olarak belirlenmiştir.

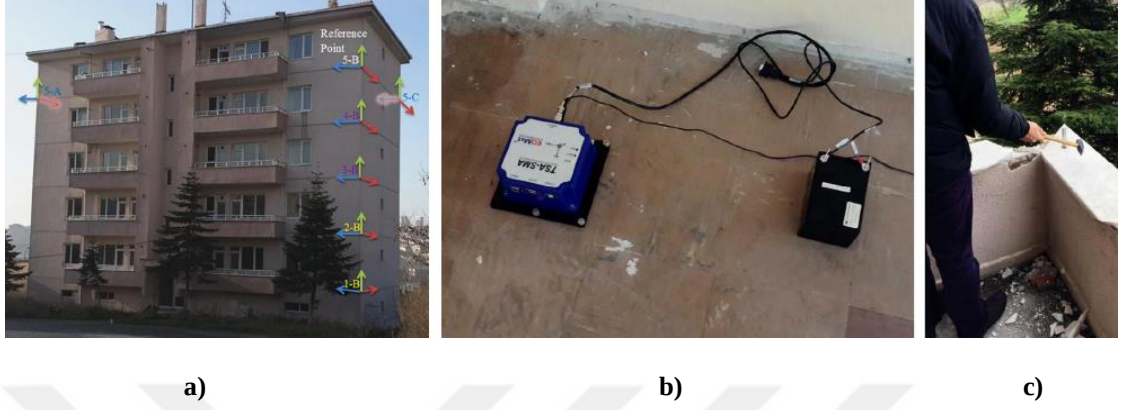
Duvarlardan alınan örnekler Şekil 2.44'te gösterilmiştir.



Şekil 2.44. Duvarlardan alınan örnekler; **a)** Duvar kesme makinesi, **b)** Kayma ve basınç testi numuneleri, **c)** Dış duvardan alınan örnek, **d)** İç duvardan alınan örnek (Aras, 2017)

6 duvar numunesi için yapılan basınç ve kayma testlerinden elde edilen ortalama basınç dayanımı 1,0 MPa, ortalama Young modülü 3400 MPa ve minimum kayma dayanımı 0,21 MPa olarak belirlenmiştir.

Operasyonel modal analiz uygulamasında zemin kat balkon duvarına çekiç darbeleri ile vurularak sistem uyarılmıştır. Şekil 2.45'te ivmeölçerlerin konumu ve darbe uygulaması gösterilmiştir.



Şekil 2.45. DeneySEL aşama; **a)** İvmeölçerlerin bina üzerindeki konumu, **b)** Konumuna yerleştirilmiş ivmeölçer, **c)** Darbe uygulaması (Aras, 2017)

Çizelge 2.11'de deneySEL ve nümerik modal analizler sonrasında elde edilen 1. ve 2. doğal titreşim modundaki frekans değerleri verilmiştir.

Çizelge 2.11. DeneySEL ve nümerik modal analizler sonucunda elde edilen frekans değerleri (Aras, 2017)

Mode Number	Description	Experimental Frequency (Hz)	Numerical Frequency (Hz)
1	Translational-Y	4.04	4.50
2	Translational- X	4.61	4.80

Ardından Denklem (2.4) kullanılarak frekans değerleri kalibre edilmiştir. 1. doğal modda düzeltme katsayısı 0,806, 2. doğal modda ise bu değer 0,922 çıkmıştır. Bu iki mod binanın dinamik davranışının temsilinde aynı öneme sahip olduğundan belirlenen düzeltme katsayılarının ortalaması alınmış ve 0,864 değeri kullanılmıştır. İlk nümerik modeldeki betonun ve duvarların Young modülleri bu katsayı ile çarpılarak güncellenmiş ve beton ve duvar için sırasıyla 20750 MPa ve 2940 MPa olarak düzeltilmiştir. Yapılan düzeltmeler neticesinde mod şekillerinde herhangi bir değişiklik olmamıştır. İlk iki moda ait sonuç doğal titreşim frekansları Çizelge 2.12'de gösterildiği gibidir.

Çizelge 2.12. Düzeltilmiş sonuç frekans değerleri (Aras, 2017)

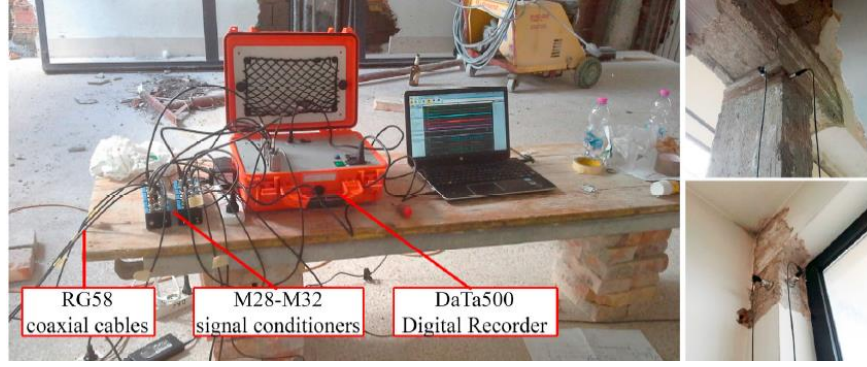
Mode Number	Description	Corrected Frequency (Hz)
1	Translational-Y	4.185
2	Translational-X	4.464

(Pierdicca ve diğ., 2017), çalışmalarında betonarme bir okul binasının güçlendirme uygulamaları yapılırken dinamik özelliklerindeki değişimleri incelemişlerdir. Yapılan dinamik ölçümler 1 yıl sürmüş ve güçlendirme öncesinde, esnasında ve sonrasında değişimler incelenmiş ve dolayısıyla yapılan güçlendirme uygulamasının sistemin dinamik davranışına etkisi belirlenmiştir. Titreşim kaynağı bu süreçte ortamda meydana gelen titreşimlerdir. Dinamik parametrelerin belirlenmesi için yapıya operasyonel modal analiz uygulanmıştır.

Binanın kolon boyutları betonarme mantolama uygulamasıyla büyütülmüş ve kolon kiriş birleşim bölgeleri FRP malzemesi ile güçlendirilmiştir. Şekil 2.46'da bazı güçlendirme öncesi ve sonrası eleman görünüşleri verilmiştir.

**Şekil 2.46.** Bazı güçlendirme uygulamaları (Pierdicca ve diğ., 2017)

Ölçümler 4 aşamada aynı bölgelerden yapılmıştır. Bu aşamalar; güçlendirme öncesinde (1. aşama), kolon-duvar birleşimlerinin kaldırılmasından sonra (2. aşama), kolonların güçlendirilmesinden sonra (3. aşama), bütün güçlendirme işlemlerinin bitmesinden sonra (4. aşama) yapılmıştır. Şekil 2.47'de ölçüm düzeneği gösterilmiştir. Çalışmada stokastik altalan belirleme yöntemiyle dinamik özellikler belirlenmiştir.



Şekil 2.47. Ölçüm düzeneği (Pierdicca ve diğ., 2017)

Her bir aşamada belirlenen dinamik parametreler Çizelge 2.13'te gösterildiği gibidir.

Çizelge 2.13. Binaın aşama aşama belirlenen dinamik özellikleri (Pierdicca ve diğ., 2017)

Mod	Açıklama	Doğal Titreşim Frekansı (Hz)	Sönüm Oranı (%)
1. aşama			
1	Burulma-Z	5.038	3.768
2	Ötelenme-X	8.42	8.246
3	Ötelenme-Y	10.17	3.023
2. aşama			
1	Burulma-Z	4.196	1.655
2	Ötelenme-X	6.507	8.389
3	Ötelenme-Y	9.132	1.22
3. aşama			
1	Ötelenme-Y	4.878	2.662
2	Burulma-Z	5.048	3.768
3	Ötelenme-X	6.967	8.246
4	Ötelenme-Y	9.722	3.023
4. aşama			
1	Ötelenme-Y	5.321	3.72
2	Burulma-Z	5.59	5.699
3	Ötelenme-X	9.043	10.92
4	Ötelenme-Y	10.35	4.051

Sonuçlar incelendiğinde, 2. aşamada kolon-duvar birleşimlerinin parçalanmasıyla yapının genel rijitliğinin azalmış olduğu ve frekans ve sönüm oranlarında ilk aşamaya göre düşüşün olduğu açıktır. Bu durum yapıdaki dolgu duvarların sistemin dinamik davranışındaki etkisini göstermektedir. Yapılan güçlendirmeler sistemin dinamik

davranışını genel olarak iyileştirmiş ve rijitliğini artırmıştır. Ayrıca ilk iki aşamada 1. modda meydana gelen burulma durumunu, düzenli bir binada olması gerektiği gibi ötelenme durumuna çevirmiştir.

(Altunışık ve diğ., 2018), yaptıkları çalışmada laboratuvar ortamında hazırladıkları 2 katlı – 2 açıklıklı ve 1/2 ölçekli betonarme çerçeve modelin operasyonel modal analiz ile dinamik karakteristiklerini belirlemişlerdir. Çerçevenin; hasarsız, hasarlı, tamir edilmiş ve güçlendirilmiş olan 4 farklı durumu için deneyler yapılmış ve dinamik açıdan bu 4 durum karşılaştırılmıştır.

Deneylerde titreşimin kaynağı ortam koşullarıdır. Ölçümler ivmeölçerler kullanılarak yapılmış ve PULSE ve OMA sinyal işleme programlarıyla işlenmiştir. Dinamik parametreler artırılmış frekans tanım alanında ayrıştırma yöntemi kullanılarak belirlenmiştir. Şekil 2.48’de hasarsız durumdaki çerçevenin görünüşü verilmiştir.



Şekil 2.48. Hasarsız durumda çerçevenin görünüşü (Altunışık ve diğ., 2018)

Çizelge 2.14’te çerçevenin hasarsız durumu için analiz edilen ilk 3 doğal titreşim modundaki dinamik parametreler gösterilmiştir.

Çizelge 2.14. Hasarsız durumda dinamik parametreler (Altunışık ve diğ., 2018)

Undamaged		
Mode Number	Frequency (Hz)	Damping Ratio (%)
1	13.898	1.022
2	39.907	0.613
3	123.84	0.451

Bilindiği üzere deprem etkisi altındaki betonarme çerçeveli yapılar için en kritik bölgelerden birisi kolon-kiriş birleşim bölgeleridir. Bu yüzden hasarsız sistemin kolon-kiriş bölgelerinde hasar oluşturularak hasarlı durum için modal analiz yapılmıştır. Çerçeveye verilen bazı birleşim bölgesi hasarları Şekil 2.49’da gösterilmiştir.



Şekil 2.49. Çerçeveye verilen bazı hasarlar (Altunışık ve diğ., 2018)

Çizelge 2.15’te çerçevenin hasarlı durumuna ait ilk 3 doğal titreşim modunda belirlenen dinamik parametreler gösterilmiştir.

Çizelge 2.15. Hasarlı durumda dinamik parametreler (Altunışık ve diğ., 2018)

Damaged		
Mode Number	Frequency (Hz)	Damping Ratio (%)
1	7.269	2.28
2	23.263	0.985
3	69.293	0.686

Ardından hasarlı çerçeve epoksi enjeksiyonu ile tamir edilmiş ve çatlaklar kapatılmıştır. Tamirattan 7 gün sonra çerçeve tekrardan modal analize tabi tutulmuştur. Tamir edilmiş modelin görünüşü Şekil 2.50’te, bu durum için belirlenen dinamik karakteristikler Çizelge 2.16’da verilmiştir.



Şekil 2.50. Tamir edilmiş çerçevenin görünüşü (Altunışık ve diğ., 2018)

Çizelge 2.16. Tamir edilmiş durumda dinamik parametreler (Altunışık ve diğ., 2018)

Repaired		
Mode Number	Frequency (Hz)	Damping Ratio (%)
1	9.895	2.178
2	30.27	1.783
3	115.6	1.375

Daha sonra tamir edilmiş çerçeve yüzeyine CFRP kompozit malzemesi yapıştırılarak güçlendirme yapılmıştır. Yapıştırma için epoksi bazlı özel bir yapıştırıcı kullanılmıştır. Ve CFRP ile güçlendirilmiş eleman tekrardan dinamik teste tabi tutulmuştur. Güçlendirilmiş çerçeveye ait görünüş Şekil 2.51’de, bu numunenin belirlenen dinamik parametreler ise Çizelge 2.17’de gösterildiği gibidir.



Şekil 2.51. Güçlendirilmiş çerçevenin görünüşü (Altunışık ve diğ., 2018)

Çizelge 2.17. Güçlendirilmiş durumda dinamik parametreler (Altunışık ve diğ., 2018)

Strengthened		
Mode Number	Frequency (Hz)	Damping Ratio (%)
1	13.14	1.500
2	43.12	1.085
3	113.9	0.910

Sonuç olarak 4 durumda incelenmiş ve elde edilen veriler karşılaştırılmıştır. Bunun neticesinde doğal titreşim frekanslarının sisteme hasar verildikten sonra ciddi miktarda azaldığı, ancak güçlendirilmiş çerçevenin sonuçları bu etkinin terse döndüğünü ve hasarsız durumdaki değerlere oldukça yaklaşıldığını göstermiştir. Ancak sönüm oranları ile ilgili değişen 4 durum için net bir ilişki saptanamamıştır. Çizelge 2.18 4 durum için doğal titreşim frekanslarını ve hasarsız ilk durumla arasındaki yüzdelik farkları göstermektedir.

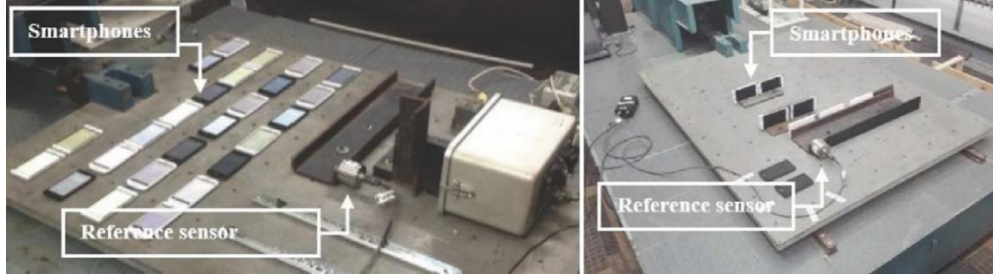
Çizelge 2.18. Doğal titreşim frekanslarının karşılaştırması (Altunışık ve diğ., 2018)

Frequency Comparison (Hz)							
Mode Number	Undamaged	Damaged	Diff. (%)	Repaired	Diff. (%)	Strengthened	Diff. (%)
1	13.898	7.269	-47.7	9.895	-28.8	13.14	-5.4
2	39.907	23.263	-41.7	30.27	-24.1	43.12	+8.1
3	123.84	69.293	-44.0	115.6	-6.7	113.9	-8.0

(Castellanos-Toro ve diğ., 2018), yaptıkları çalışmada 12 farklı açıklıklara ve farklı malzemelere sahip köprü tipi yapının dinamik özelliklerini akıllı cep telefonlarıyla belirlemişlerdir. Ortamsal titreşimlerin etkisindeki sistemler operasyonel modal analiz ile çözülmüştür. İvme-zaman kayıtları akıllı cep telefonlarının içindeki ivmeölçer sensörleri kullanılarak yapılmıştır. Veriler zaman tanım alanında yöntemler olan stokastik altalan belirleme (SSI) ve Next-Era (N-E) yöntemleriyle işlenip yapıların doğal titreşim frekansları ve sönüm oranları belirlenmiştir.

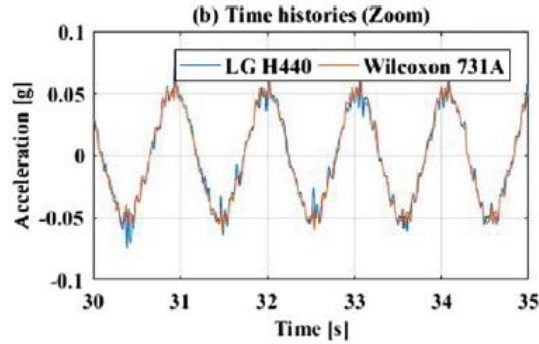
Ölçümlerde Huawei CHC U23, Motorola XT1068 ve LG H440 olmak üzere 3 farklı marka ve modele sahip 25 adet akıllı cep telefonu kullanılmıştır. Bu cep telefonları içerisine yüklenen Vibsensor uygulaması ile ivme-zaman ölçümleri yapılmıştır. Öncelikle telefonlar bir sarsma tablası ve üzerinde yer alan bir ivmeölçer (Wilcoxon

731A) yardımıyla kalibre edilmiştir. Şekil 2.52’de cep telefonlarının kalibrasyon düzeneği gösterilmiştir.



Şekil 2.52. Cep telefonlarının kalibrasyon düzeneği; x ekseninde kalibrasyon (solda), z ekseninde kalibrasyon (sağda) (Castellanos-Toro ve diğ., 2018)

Referans ivmeölçer ile yapılan kalibrasyon aşamasında, LG ve Motorola marka cep telefonları ivmeölçerle oldukça yakın değerler ölçmüştür. Şekil 2.53’te z ekseninde LG H440 marka cep telefonu ile yapılan ölçüm ile Wilcoxon 731A ivmeölçeri ile yapılan ivme-zaman ölçümleri karşılaştırılmıştır.



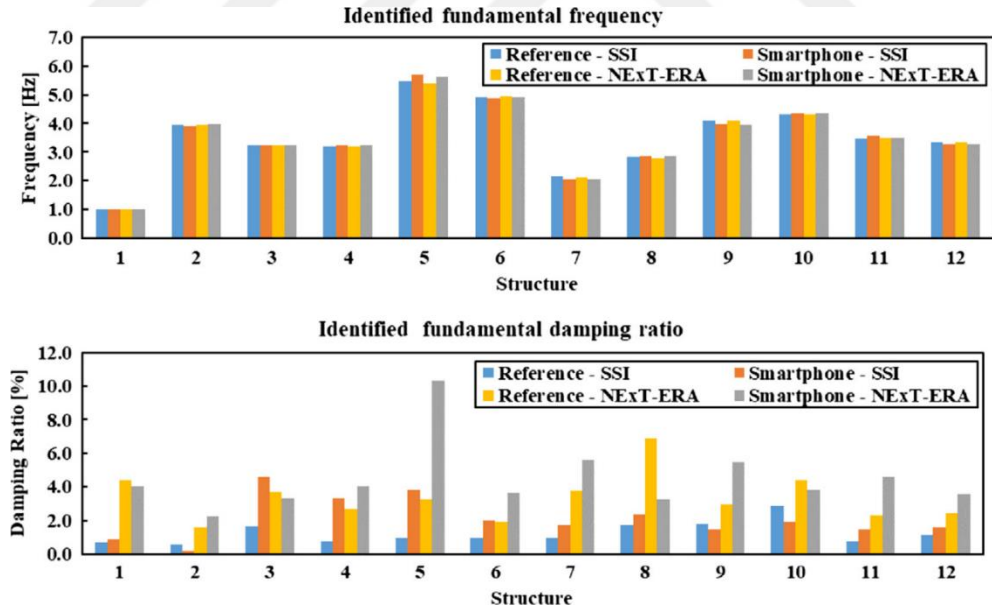
Şekil 2.53. Referans ivmeölçer ile LG marka cep telefonundan elde edilen ivme-zaman grafiklerinin karşılaştırılması (Castellanos-Toro ve diğ., 2018)

Çalışmada sunulan, dinamik özellikleri cep telefonları ile belirlenen 12 adet köprü Şekil 2.54’te gösterildiği gibidir.



Şekil 2.54. Operasyonel modal analize tabi tutulan 12 köprü yapısı (Castellanos-Toro ve diğ., 2018)

SSI ve N-E yöntemleriyle cep telefonları ve referans ivmeölçerler kullanılarak elde edilen hakim titreşim frekansı ve hakim sönüm oranı değerlerinin karşılaştırması Şekil 2.55'te yapılmıştır.

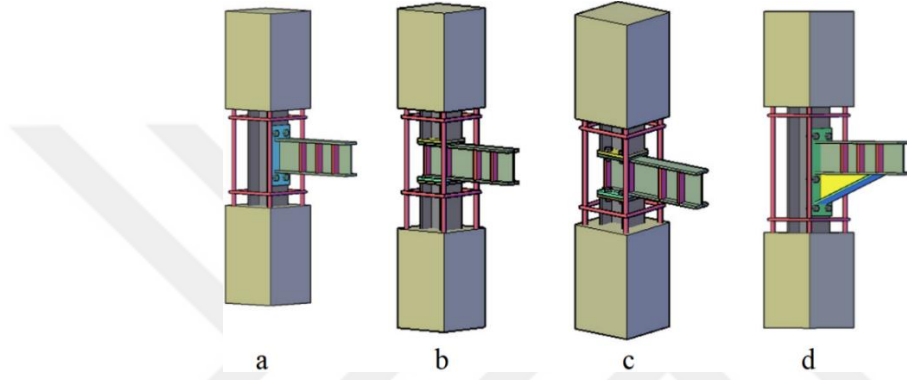


Şekil 2.55. Hakim titreşim frekansı ve hakim sönüm oranı değerlerinin karşılaştırması (Castellanos-Toro ve diğ., 2018)

Sonuçlar incelendiğinde bu 12 köprünün hakim titreşim frekanslarının karşılaştırmasında en büyük fark %4 civarında olmuştur. Ancak sönüm oranı değerlerinde ciddi farklar mevcuttur. N-E tekniği kullanılarak yapılan sönüm oranlarının SSI kullanılarak elde edilenlerden daha yüksek olduğu bulunmuştur. Çalışma modern akıllı

telefonların titreşim testleri için uygun bir ekipman olduğunu göstermiştir. Ancak her ölçüm cihazının doğruluğunun teyit edilebilmesi için kontrol ve kalibre edilmesinin gerekliliği vurgulanmıştır.

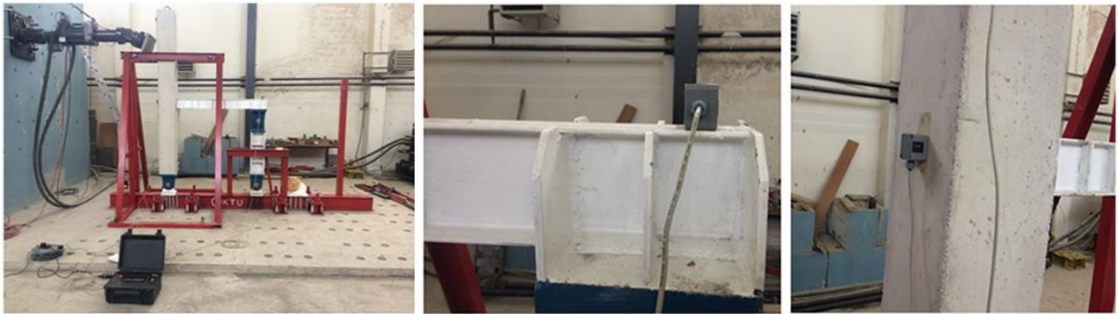
(Hüsem ve diğ., 2018), çalışmalarında betona gömülü çelik I profilden oluşturulmuş kompozit kolon ve çelik kiriş birleşimlerinde hasarın dinamik davranışa etkisini araştırmışlardır. Deneysel çalışma ortamsal titreşimlerin kullanıldığı operasyonel modal analiz ile yapılmıştır. Bu bağlamda farklı birleşim türleri ile 4 tip sistem üretilmiştir. Şekil 2.56’da bu 4 sistemin görünüşleri mevcuttur.



Şekil 2.56. 4 farklı birleşim detayına sahip çerçeve sistemler (Hüsem ve diğ., 2018)

Ortamsal titreşim testlerinden elde edilen ham veriler PULSE ve OMA sinyal işleme programları kullanılarak düzenlenmiştir. Ardından titreşim frekansları, mod şekilleri ve sönüm oranları artırılmış frekans tanım alanında ayrıştırma yöntemi ile belirlenmiştir.

‘a’ tipi birleşim bölgesi sistemin hasarsız durumunu ve deney düzeneği Şekil 2.57’de gösterilmiştir. Bu sistemin hasarsız durumuna ait yapılan deneyden elde edilen ilk dört doğal titreşim moduna ait frekans ve sönüm oranı değerleri Çizelge 2.19’da olduğu gibidir.



Şekil 2.57. Genel deney düzeneği ve ‘a’ tipi birleşim bölgesi sistemin hasarsız durumu (Hüsem ve diğ., 2018)

Çizelge 2.19. ‘a’ tipi birleşim bölgesi sistemin hasarsız durumundaki frekans ve sönüm oranı değerleri (Hüsem ve diğ., 2018)

Mode Number	Frequency (Hz)	Damping Ratio (%)
1	15.10	3.69
2	19.78	1.85
3	50.83	1.45
4	57.02	1.06

Hasarsız durum ait dinamik davranışın tespit edilmesinin ardından, sisteme depremi benzeştiren yatay doğrultuda tersinir-tekrarlanır yükleme yapılarak hasar verilmiştir. Hasarlı durum için tekrardan operasyonel modal analiz yapılmış ve Çizelge 2.20’de verilen frekans ve sönüm oranı değerleri hasarlı durum için elde edilmiştir. Şekil 2.58’de sisteme verilen hasar durumu gösterilmiştir.

Çizelge 2.20. ‘a’ tipi birleşim bölgesi sistemin hasarlı durumundaki frekans ve sönüm oranı değerleri (Hüsem ve diğ., 2018)

Mode Number	Frequency (Hz)	Damping Ratio (%)
1	11.82	3.25
2	20.10	1.55
3	48.18	1.14
4	49.55	2.36

Aynı prosedür diğer 3 tip sistem için de uygulanmış ve hasarın elemanların dinamik özelliklerindeki etkisi yorumlanmıştır. Sonuçlar incelendiğinde doğal titreşim frekanslarında hasarın etkisinin oldukça yüksek olduğu görülmüştür. Hasarlı durumda doğal titreşim frekanslarındaki en yüksek azalmalar; ‘a’ sisteminde %21,72, ‘b’ sisteminde %29,20, ‘c’ sisteminde %23,77 ve ‘d’ sisteminde %31,44 olarak hesaplanmıştır. Mod şekillerinin de hasardan etkilenip kırıldığı gözlenmiştir. Sönüm oranlarındaki değişim ise oldukça kararsız olmuştur. Bazı modlarda sönüm oranları hasar sonrasında azalırken, bazılarındaysa artmıştır. Bu durum titreşimin düşük uyarım seviyelerinde yapılmasına bağlanmış ve sönüm oranındaki değişimler incelenirken daha doğru ve daha hassas sonuçlar elde etmek için titreşim kaynağının daha yüksek uyarım seviyelerinde olması gerekliliği çalışmanın sonucunda önerilmiştir.



Şekil 2.58. ‘a’ tipi birleşim bölgesi sistemde tersinir-tekrarlanır yükleme sonrası meydana gelen hasar durumu (Hüsem ve diğ., 2018)

(Musial ve diğ., 2020) yaptıkları çalışmada CFRP şeritlerle eğilme açısından güçlendirilmiş betonarme kirişlerde statik ve dinamik rijitlikleri araştırmışlardır. Statik rijitliklerin belirlenmesinde elastik eğriler, dinamik rijitliklerin belirlenmesinde frekans değerleri kullanılmıştır. Dinamik karakteristikler operasyonel modal analiz üzerinden elde edilmiştir. Statik ve dinamik test düzenekleri Şekil 2.59’da gösterilmiştir.

Sonuçta, bütün numunelerde dinamik rijitlik değerlerinin statik rijitliklerden daha yüksek çıkmıştır. Güçlendirmeler dinamik rijitliklere göre statik rijitlikleri çok daha fazla arttırmıştır.



Şekil 2.59. Deney düzenekleri; Statik (üstte), Dinamik (altta)

2.3. Geleneksel Deneysel ve Operasyonel Modal Analizin Birlikte Yapıldığı ve Dinamik Davranışın İrdelendiği Çalışmalar

(Soyoz ve diğ., 2013), çalışmalarında 6 katlı betonarme bir binada uygulanan güçlendirmelerin dinamik parametreler üzerindeki etkilerini araştırmıştır. Güçlendirme aşamasında binada, kolon mantolaması, yapısal duvar eklemesi ve radye temel inşası yapılmıştır. Binada gerçekleştirilen güçlendirme çalışması öncesinde, sırasında ve sonrasında ortam titreşim araştırmaları yapılmıştır.

Binanın güçlendirme öncesindeki ve sonrasındaki görüntüsü Şekil 2.60’da verilmiştir.



Şekil 2.60. İncelenen binanın görünüşleri; Güçlendirme öncesi (solda), Güçlendirme sonrası (sağda) (Soyoz ve diğ., 2013)

Güçlendirme çalışmaları tamamlandıktan sonra da eksantrik kütle sarsıcı ile zorlanmış titreşim testleri yürütülmüştür (Şekil 2.61).

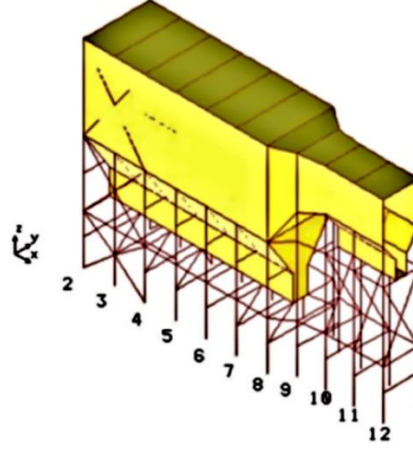


Şekil 2.61. Zorlanmış titreşim testlerinde kullanılan eksantrik kütle sarsıcı (Soyoz ve diğ., 2013)

Sonuçlar incelendiğinde, ortam titreşimlerinden elde edilen bulgulara göre güçlendirme sırasında duvarların yıkılmasıyla binanın 1. doğal titreşim frekansı %11 oranında azalmıştır. Yine aynı bulgulara göre güçlendirme sonrasında ise modal frekansların neredeyse %96 oranında arttığı görülmüştür. Ayrıca zorlanmış titreşim testlerinde uyarma kuvvetinin genliği arttıkça modal sönüm değerlerinin arttığı tespit edilmiştir.

(Grosel ve diğ., 2014), yaptıkları çalışmada 3 farklı tip sistemde geleneksel ve operasyonel modal analiz uygulamalarını karşılaştırmışlardır. Yapılan deneylerde ivmeölçerler ile ham ivme-zaman kayıtları elde edilmiştir.

İlk olarak bir ısı geri kazanımlı buhar jeneratörü sisteminde test yapmışlardır. Sistemde kullanılan yapısal malzeme çeliktir. Sistemin 3 boyutlu sonlu eleman modeli Şekil 2.62’de gösterilmiştir.



Şekil 2.62. 1. sistemin 3 boyutlu sonlu elaman modeli (Grosel ve diğ., 2014)

1. sistemin geleneksel modal analizinde titreşim kaynağı olarak darbe çekici kullanılmıştır. Ancak oldukça hassas ivmeölçerler kullanılmasına rağmen sistemin büyüklüğünden dolayı darbe çekici ile yapılan uyarımlar başarısız olmuş ve geleneksel modal analiz için 1. sistemde ölçüm alınamamıştır. Şekil 2.63'te test ekipmanları gösterilmiştir.



Şekil 2.63. 1. sistemin geleneksel modal analiz test ekipmanları (Grosel ve diğ., 2014)

1. sistemde operasyonel modal analiz için yapıda insan hareketlerinden kaynaklı ortamsal titreşimler test edilmiştir. Analiz neticesinde ilk 4 doğal titreşim moduna ait frekans değerleri sırasıyla; 2,06 Hz, 17,7 Hz, 73,3 Hz, 101,5 Hz olarak belirlenmiştir.

İlk sistemin sonucunda, hacimsel olarak büyük yapılarda sistemi zorlama ile uyarmanın oldukça zor olduğu, darbe çekicinden daha güçlü bir uyarıcın gerektiği veya bu tür sistemlerde dinamik parametreleri belirlemek için ortamsal titreşimler ile operasyonel modal analiz yapmanın daha uygun olacağı kanısına varılmıştır.

2. sistem betonarme bir kat döşemesidir. Geleneksel modal analizde (EMA) uyarımlar darbe çekici ile, operasyonel modal analizde (OMA) ise ortam koşulları ile

sağlanmıştır. Ayrıca sistem sonlu elemanlar yöntemiyle (FEM) çalışan bir program ile de çözülmüş ve belirlenen modal parametreler Çizelge 2.21’de gösterilmiştir.

Çizelge 2.21. 2. sistemde belirlenen modal parametreler (Grosel ve diğ., 2014)

Mode Number	EMA frequency (Hz)	EMA damping ratio (%)	OMA Frequency (Hz)	OMA damping ratio (%)	FEM frequency (Hz)
1	11.96	3.31	-	-	15.39
2	50.16	3.69	55.50	2.87	57.19
3	86.23	4.14	88.40	3.55	66.34

2. sistemde farklı analizler ile elde edilen modal frekans ve sönüm oranı değerleri genel olarak birbirine yakın çıkmıştır. Ancak aynı durum mod şekillerinde söz konusu değildir.

3. sistem üretim aşamasında olan teknik olarak yükseltilmiş betonarme bir kat döşemesidir. Döşeme inşa aşamasında olduğundan sistem üzerinde kalıplar ve iskele direkleri mevcuttur. Şekil 2.64’te 3. sistemin görünüşü gösterilmiştir.



Şekil 2.64. 3. sistemin görünüşü (Grosel ve diğ., 2014)

Geleneksel modal analiz 2x1 m’lik 1 parçalık platformda yapılmıştır. Uyarımlar yine darbe çekici kullanılarak yapılmıştır. Operasyonel modal analiz ortam koşulları kullanılarak uygulanmıştır. 3. Sisteme ait bu iki yöntemle belirlenen dinamik parametreler Çizelge 2.22’de gösterildiği gibidir.

Çizelge 2.22. 3. Sistemde belirlenen modal parametreler (Grosel ve diğ., 2014)

Mode Number	Frequency (Hz)	Damping Ratio (%)
EMA		
1	49.70	0.28
2	79.30	0.47
OMA		
1	49.19	0.31
2	79.24	1.35

Çalışmanın sonucunda, büyük hacimli yapıların geleneksel deneysel modal analizinde darbe çekici kullanımının düşük uyarım üretiminden dolayı uygun olmadığı, ancak küçük ve orta büyüklükteki yapılarda uygun olabileceği belirtilmiştir. Orta hacimli sistemlerde geleneksel ve operasyonel modal analiz yöntemleri birbirine yaklaşık sonuçlar vermiştir. Küçük hacimli sistemlerde ise modal parametreler iki yöntemde birbirine çok yakın çıkmıştır.

(Tarinejad ve diğ., 2014) çalışmalarında Kuzey İran'daki Shahid Rajae beton kemer barajında baraj-rezervuar-temel sisteminin dinamik özelliklerini belirlemek için zorlanmış titreşim testleri yapmışlardır. Yükleme, Şekil 2.65'te gösterilmiş olan biri çift motorlu (30 kN maksimum yükleme kapasiteli) diğeri de tek motorlu (20 kN maksimum yükleme kapasiteli) olan iki farklı tipte uyarıcı ile gerçekleştirilmiştir.

**Şekil 2.65.** Titreşim üreticiler; çift motorlu (solda), tek motorlu (sağda) (Tarinejad ve diğ., 2014)

Operasyonel modal analiz ile güç spektral yoğunluk fonksiyonları üzerinden modal parametreler belirlenmiştir. Sistemin 13 moduna ait parametreler belirlenmiştir. İlk dört modda, uyarıcıların düşük frekanslarda çok az kuvvet oluşturması nedeniyle baraj istenilen seviyede uyarılamamış ve zorlanmış titreşim testleri yapılamamıştır. Bu değerler

daha önceki ortam titreşimleri ile yapılan bir çalışmadan alınmıştır. Barajın ilk 8 moduna ait modal parametreleri Çizelge 2.23'te verilmiştir.

Çizelge 2.23. Modal parametreler (Tarinejad ve diğ., 2014)

Mod	Modal frekans (Hz)		Modal sönüm oranı (%)	
	Ortamsal titreşim	Zorlanmış titreşim	Ortamsal titreşim	Zorlanmış titreşim
1	1,40		1,32	
2	2,27		1,21	
3	2,44		1,12	
4	2,93		1,05	
5	3,58	3,58	0,95	1,1
6		5,86		1,6
7		7,32		2,3
8		7,86		2,9

(Beskhyroun ve diğ., 2019), çalışmalarında farklı titreşim testleri ile 13 katlı mevcut betonarme bir binanın dinamik davranışını belirlemişlerdir. Bina ilk olarak eksantrik kütle sarsıcı ile zorlanmış titreşime, ardından trafik ve rüzgâr yüklerinin etkisiyle ortamsal titreşime ve bu esnada meydana gelen deprem ile 6,5 moment büyüklüğünde merkezden uzak deprem uyarımına maruz kalmıştır. Modal parametreler zaman ve frekans tanım alanlarında yöntemler kullanılarak belirlenmiştir. Tüm testlerde uyarım kuvveti dikkate alınmamış yalnızca tepki verileri üzerinden hesaplamalar yapılmıştır. Yani modal analiz için kullanılan yöntem operasyonel modal分析了.

İlk 3 katı bodrum olan 13 katlı betonarme test binası Şekil 2.66'da gösterilmiştir.



Şekil 2.66. Betonarme test binası (Beskhyroun ve diğ., 2019)

Zorlanmış titreşimde kütle sarsıcı binanın en üstünde bulunan makine odasında döşemeye sabitlenmiştir. Ortamsal titreşim ölçümleri 2 hafta sürmüştür. Ortamsal titreşim ölçümleri devam ederken 3 Temmuz 2014 günü saat 10:40'ta Yeni Zelanda'da 6,5 moment büyüklüğünde deprem yaşanmıştır. Bina episantra uzaklığı yaklaşık 350 km'dir. Bina üzerindeki ivmeölçerler bu veriyi kaydetmiştir. Modal parametreler tepe tutma yöntemi (PP), frekans tanım alanında ayrıştırma (FDD), artırılmış frekans tanım alanında ayrıştırma (EFDD) ve stokastik altalan belirleme (SSI) yöntemleri kullanılmıştır.

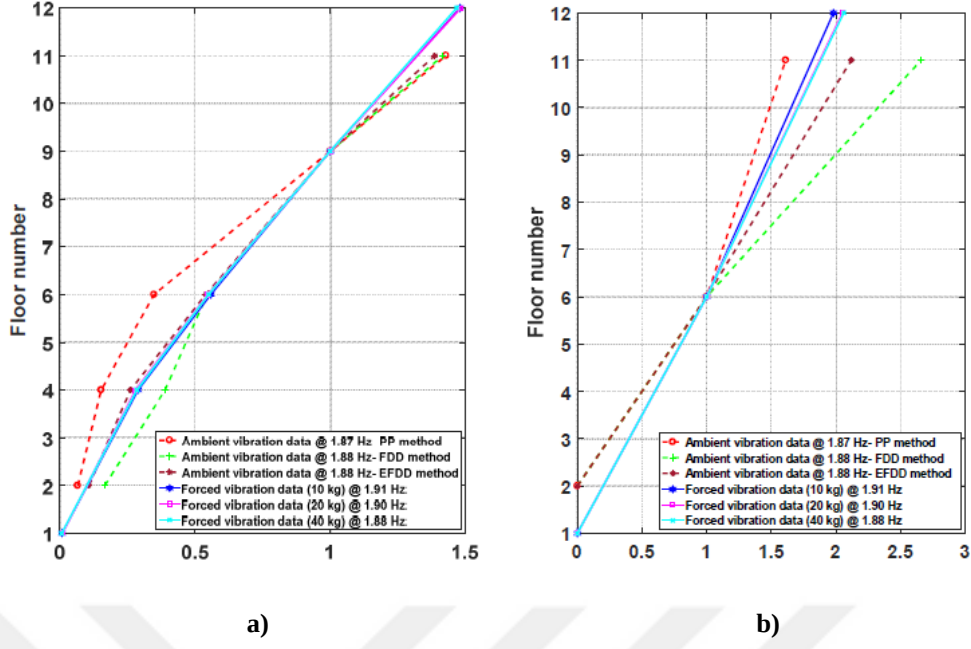
Çizelge 2.24'te farklı titreşimler ve farklı yöntemlerle belirlenen ilk iki doğal titreşim moduna frekans (Hz) değerleri gösterilmiştir.

Çizelge 2.24. Zorlanmış ve ortamsal titreşimlerden elde edilen binanın doğal titreşim frekansları (Beskhyroun ve diğ., 2019)

Titreşim Kaynağı	PP	FDD	EFDD	SSI
1. Yanal Ötelenme Modu				
Zorlanmış (10kg)	1.89	1.92	1.92	1.90
Zorlanmış (20kg)	1.89	1.89	1.89	1.89
Zorlanmış (40kg)	1.89	1.89	1.89	1.88
Rüzgâr	1.88	1.84	1.84	1.85
Trafik	1.87	1.88	1.88	1.86
Deprem	1.88	1.84	1.84	1.84
1. Burulma Modu				
Zorlanmış (10kg)	2.47	2.47	2.47	2.47
Zorlanmış (20kg)	2.44	2.47	2.47	2.46
Zorlanmış (40kg)	2.44	2.44	2.44	2.44
Rüzgâr	2.34	2.42	2.42	2.45
Trafik	2.42	2.46	2.46	2.44
Deprem	2.48	2.46	2.46	2.44

Açıkça görülmektedir ki farklı titreşim kaynaklarında ve farklı çözüm yöntemlerinde sistemin frekans değerleri birbiriyle oldukça uyumlu çıkmıştır. 1. yanal ötelenme modu için doğal titreşim frekansı 1,88-1,91 Hz aralığında ve 1. Burulma modunda ise 2,45-2,48 Hz aralığında çıkmıştır.

Şekil 2.67'de zorlanmış ve trafik kaynaklı ortamsal titreşim için ilk iki doğal titreşim modu şekli gösterilmiştir.



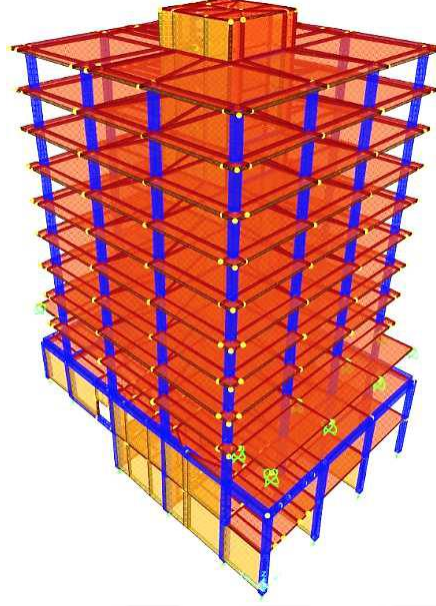
Şekil 2.67. Zorlanmış ve ortamsal titreşim için mod şekilleri; **a)** 1. yanal ötelenme modu, **b)** 1. burulma modu (Beskhyroun ve diğ., 2019)

Çizelge 2.25’te zorlanmış ve ortamsal titreşim testlerinden elde edilen veriler ile yarım güç bant genişliği yöntemi ile belirlenen modal sönüm oranı (%) değerleri verilmiştir. Şekilden de anlaşılacağı üzere farklı titreşim durumlarında sönüm oranlarında net bir uyum sağlanamamıştır. Zorlanmış titreşimde genlik büyüdükçe sönüm oranları artmıştır.

Çizelge 2.25. Modal sönüm oranları (%) (Beskhyroun ve diğ., 2019)

Mod	Zorlanmış (10kg)	Zorlanmış (20kg)	Zorlanmış (40kg)	Rüzgâr	Trafik	Deprem
1.yatay ötelenme modu	1.525	1.556	1.707	1.520	1.410	1.270
1.burulma modu	1.394	1.466	1.640	1.460	1.250	1.550

Sistem ayrıca SAP2000 yapısal analiz programı ile çözülmüş ve modal parametreler analitik olarak da elde edilmiştir. Binanın SAP2000’deki sonlu eleman modeli Şekil 2.68’de gösterildiği gibidir.



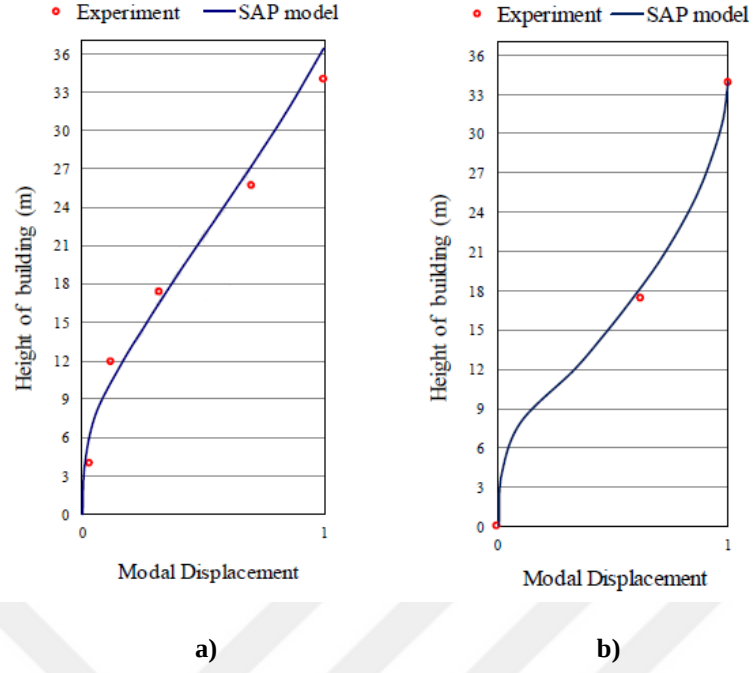
Şekil 2.68. Binanın SAP2000'deki sonlu eleman modeli (Beskhyroun ve diğ., 2019)

Binanın trafik kaynaklı ortamsal titreşim deneylerinden elde edilen modal değerleri analitik modelden elde edilenlerle karşılaştırılmıştır. Çizelge 2.26'da frekanslar, Şekil 2.69'da ise mod şekilleri karşılaştırılmıştır. Analitik modelin dinamik davranışının gerçek dinamik davranışla uyumlu olduğu görülmüştür.

Çizelge 2.26. Deneysel ve analitik yollarla elde edilen doğal titreşim frekanslarının karşılaştırması (Beskhyroun ve diğ., 2019)

Mod	Modun Açıklaması	Deneysel Frekans (Hz)	Analitik Frekans (Hz)
1	1.d-b doğrultusunda yanal ötelenme	1.71	1.70
2	1.k-g doğrultusunda yanal ötelenme	1.88	1.93
3	1.burulma	2.42	2.24
4	2.burulma	6.48	6.28
5	2.d-b doğrultusunda yanal ötelenme	7.61	7.34
6	2.k-g doğrultusunda yanal ötelenme	8.28	8.06

Sonuç olarak 13 katlı betonarme binanın dinamik davranışı, deneysel ve analitik olarak farklı titreşim durumlarında ve farklı çözümleme metotlarına göre genel olarak oldukça yakın bulunmuştur.



Şekil 2.69. Deneysel ve analitik yöntemlerden elde edilen mod şekilleri; **a)** 1. yanal ötelenme modu, **b)** 1. burulma modu (Beskhyroun ve diğ., 2019)

3. MATERYAL VE YÖNTEM

Bu çalışmada betonarme yapılarda deprem sonrası oluşan hasarların, uygulanan onarım ve güçlendirmelerin dinamik davranış üzerindeki etkisi deneysel ve nümerik açıdan incelenmiştir. Bu amaçla 1/3 geometrik ölçeğinde 2 katlı tek açıklıklı 3 boyutlu 3 adet betonarme çerçeve numunesinin hasarsız, hasarlı, onarılmış ve güçlendirilmiş halleri dinamik yük altında elastik durumda incelenmiştir. Ülkemizin mevcut yapı stoğunun durumunu yansıtmayı amacıyla numunelerin sistem, eleman ve malzeme detaylarında kasten bazı olumsuzluklar yapılmıştır. Çerçevelerin imalatı, onarımı, güçlendirilmesi ve deneylerinin yapılması olmak üzere bütün aşamalar Konya Teknik Üniversitesi, Mühendislik ve Doğa Bilimleri Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı ve Deprem Laboratuvarında yürütülmüştür. Deneylerde numuneler sarsma tablası vasıtasıyla bu 4 farklı durumda zorlanmış titreşime maruz bırakılmıştır. Zorlayıcı yük olarak yapay olarak hazırlanan 4 farklı şiddetteki deprem yer hareketi x doğrultusunda numunelere uygulanmıştır. Yüklerin PGA değerleri 0,19 g, 0,36 g, 0,46 g ve 0,54 g'dir. Çalışmada bulunacak birçok parametrenin yapı rijitliği ile doğrudan bağlantılı olmasından dolayı sonuçların olası rijitlik kayıplarından (hasar) etkilenmemesi maksadıyla bütün numuneler her durumda elastik bölgede incelenmiştir. Diğer bir taraftan deneylerde kullanılan sarsma tablasının motorlarının verimli çalışma kapasitesi de burada hasar durumunda belirleyici etken olmuştur. Bu boyutlardaki ve mekanik özelliklerdeki numunelerin bu seviyedeki ivmeler altında hasar alması için motorların ivme kapasitelerinin ve düşey yük taşıma kapasitesinin artırılması gerekmektedir. Mevcut sistemde yapılacak bu güncellemeyle ileride yapılması planlanan çalışmalarda plastik durumdaki davranışın irdelenmesine de olanak sağlanacaktır. Çalışmada geleneksel deneysel modal analiz yöntemiyle numunelerde her durum için dinamik parametreler belirlenmiş ve yapıların dinamik davranışı irdelenmiştir. Numunelerde hasarsız ilk durum genel referans numunesidir. Hasarsız durum için deneyler yapılmış, ölçümler ve hesaplar tamamlanıp sistemlerin dinamik davranışları belirlenmiştir. Ardından çerçevelerde olası deprem hasarı oluşturulmuştur. Hasarlı numune için titreşim testleri tekrardan yürütülmüş ve bu durum da dinamik açıdan değerlendirilmiş ve hasarın yapıya etkisi görülmüştür. Devamında yapı üzerindeki hasarlar onarılmış ve tekrar aynı titreşimlere maruz bırakılarak dinamik parametreler hesaplanmıştır. Bu şekilde onarımının yapıyı dinamik açıdan ne ölçüde ilk haline döndürdüğü incelenmiştir. Daha sonra güçlendirme aşamasına geçilmiş olup onarılmış numunelerden biri dolgu duvarlarla iyileştirilmiş, bir diğeri X

çelik diyagonallerle güçlendirilmiş ve son numune de düzlem içi betonarme perdelerle güçlendirilmiş ve aynı dinamik etkilere tabii tutulmuştur. Güçlendirmeler yükleme doğrultusunda yapılmıştır. Bu deneylerle güçlendirmelerin ve dolgu duvarların dinamik davranışa katkısı görülmüştür. Deneysel aşamanın sonucunda modal analiz ile belirlenen dinamik parametreler; doğal titreşim frekansları, periyotları, sönüm oranları ve mod şekilleridir. Bununla beraber dinamik etki altında deplasman-zaman, yük-zaman, yük-deplasman histerezis, rijitlik, taban devrilme momenti-tepe görelî kat öteleme oranı eğrileri elde edilmiştir. Diğer bir taraftan, ETABS sonlu elemanlar programında çerçeveler modellenmiş ve zaman tanım alanında hesap yöntemiyle aynı yükleme koşulları oluşturularak numunelerin nümerik modal analizi yapılmıştır. Deneysel sonuçlardan elde edilen tüm bulgular bu şekilde nümerik olarak da elde edilmiştir. Sonuçta bütün veriler birbiriyle karşılaştırılıp hasar ve iyileştirmelerin dinamik davranışa etkisi yorumlanmıştır.

3.1. Çerçeve Numunelerin Ölçeklendirilmesi

Numunelerin ölçeklendirilmesinde (Harris ve Sabnis, 1999)'in betonarme yapılar için önerdikleri ve (Birdal, 2015) tarafından doktora tez çalışmasında uygulanmış olan Çarpık Model-2 ölçekleme modeli kullanılmıştır. Buna göre öncelikle gerçek bir yapı ele alınmış ve bu yöntemle uygulanabilirlik sınırları da düşünülerek gerçek yapı mümkün mertebe ölçeklenmiş ve ölçekli çerçeve deney numuneleri üretilmiştir. Ölçek faktörü uzunluk boyutunda (S_L) yani geometrik boyutlarda 3'tür. Ve gerilme ölçek faktörü (S_σ) 2,69 olarak belirlenmiştir. Hesaplar yapılırken, gerçek yapı parametreleri hesaplanan ilgili ölçek faktörlerine bölünerek model yapının parametrelerine geçilmektedir. Bu yöntemin seçilmesinde titreşim deneylerinde yeterli atalet kuvvetlerinin oluşabilmesi için katlara eklenecek olan kütleler ile birlikte toplam numune ağırlığının sarsma tablasının verimli çalışma sınırlarını aşmaması gerekliliği ana etken olmuştur. Burada katlara eklenecek kütleler ilgili ölçek katsayısına bölünerek elde edilen model kütle değerleri ile tablanın verimli çalışabilmesi sağlanabilmektedir. Ancak yine aynı sebepten dolayı TBDY 2018'de önerilen ' $0,1A_c f_{ck}$ ' kolonlarda minimum eksenel yük seviyesinin altında kalınmıştır. Burada (A_c) kolonun brüt enkesit alanını ve (f_{ck}) da betonun karakteristik silindirik basınç dayanımını ifade etmektedir.

Uygulanan Çarpık Model-2 ölçekleme yöntemine göre kullanılan ölçek faktörleri ve ölçeklenmiş parametreler Çizelge 3.1'de gösterilmiştir. Ölçeklemede betonun birim şekil değiştirme ölçek faktörü '1' olarak kabul edilmiştir.

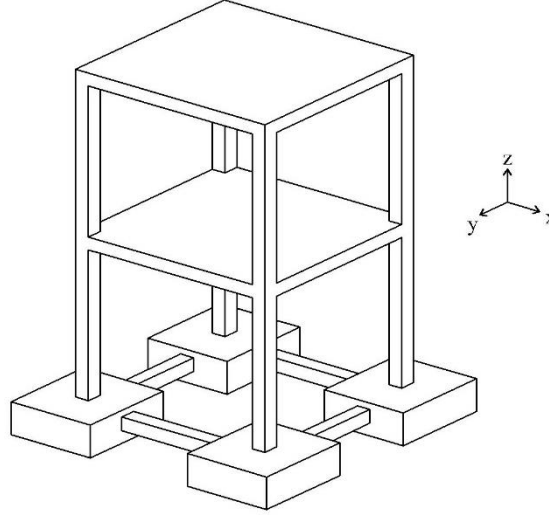
Çizelge 3.1. Çarpık Model-2 ölçekleme yöntemine göre ölçeklendirme (Birdal, 2015)

Parametre	Gerçek yapı	Ölçek faktörü	Ölçekli deney numunesi
Kolon enkesiti	450x450 mm	$S_L=3$	150x150 mm
Kiriş enkesiti	450x450 mm	$S_L=3$	150x150 mm
Döşeme kalınlığı	240 mm (uygulanabilirlik sorunundan dolayı büyük seçilmiştir.)	$S_L=3$	80 mm
Kat yüksekliği	3000 mm	$S_L=3$	1000 mm
Döşeme net açıklığı	3000x3000 mm	$S_L=3$	1000x1000 mm
Beton basınç dayanımı	16 MPa	$S_\sigma=2,69$	5,94 MPa
Kolon boyuna donatı alanı	$12\phi 14 \approx 1847 \text{ mm}^2$ ($\rho \approx 0,009$)	$S_\sigma S_L^2=24,21$	$76,29 \text{ mm}^2$ donatı alanı gerekmektedir. Ancak $\rho \approx 0,009$ donatı oranını sağlamak için $4\phi 8$ boyuna donatı kullanılmıştır.
Kiriş çekme donatısı alanı	$6\phi 14 \approx 923 \text{ mm}^2$ ($\rho \approx 0,0045$)	$S_\sigma S_L^2=24,21$	$38,12 \text{ mm}^2$ çekme donatısı alanı gerekmektedir. Ancak $\rho \approx 0,0045$ donatı oranını sağlamak için $2\phi 8$ boyuna çekme donatısı kullanılmıştır.
Katlardaki döşeme yükleri (kaplama, tesviye betonu, betonarme plak, tavan sıvası, hareketli yükler dahil döşeme yayılı yükü (Pd))	$P_d=1,43 \text{ t/m}^2 \times 9 \text{ m}^2$ $=12,834 \text{ ton}$	$S_\sigma S_L^2=24,21$	Her katta döşeme zati ağırlığı dahil 0,53 ton ağırlık olması gerekmektedir. Ancak kolonlar için %10'luk minimum eksenel yük seviyesine olabildiğince yaklaşabilmek amacıyla 1. katta 0,2 ton döşeme zati ağırlığına ek olarak 1,06 ton ekstra kütle ve 2. katta yine 0,2 ton zati ağırlığına ilave olarak 1,25 ton ekstra kütle konulmuştur.

3.2. Betonarme Çerçeve Numuneler

Çalışma kapsamında deneysel araştırma için 3 adet 1/3 geometrik ölçeğinde 2 katlı tek açıklıklı 3 boyutlu çerçeve numunesi üretilmiştir. Numunelerin taşıyıcı sistemi betonarme çerçevelerden oluşmaktadır. Hasarsız (referans) durum, hasarlı durum ve

onarılmış durumda numuneler birbiriyle tamamen özdeş olacak şekilde hazırlanmıştır. İlk durum yani hasarsız durumda çerçevelerin 3 boyutlu görünüşü Şekil 3.1’de gösterildiği gibidir. Çerçevelerde farklılık sadece son durumda yani güçlendirilmiş durumda farklı güçlendirme yöntemlerinin uygulanmasıyla oluşturulmuştur. Dolayısıyla numune isimleri de buna göre belirlenmiştir. Dolgu duvarlarla iyileştirilmiş numune SI, çelik çaprazlarla güçlendirilmiş numune SS, betonarme perdelerle güçlendirilmiş numune de SC olarak adlandırılmıştır. Numuneler ilk hallerinde dolgu duvarsız boş çerçeveler olarak imal edilmiştir. Numunelerde oluşturulacak durumlar ve isimlendirme Çizelge 3.2’de de gösterilmiştir. Burada boş çerçevelerin kullanılmasının öncelikli amacı dolgu duvarların dinamik özelliklere etkisini görebilmektir. Ayrıca ticari, endüstriyel, estetik vb. birçok sebepten dolayı dolgu duvarların olmadığı veya kaldırıldığı binaların temsil edilmesi amaçlanmıştır.



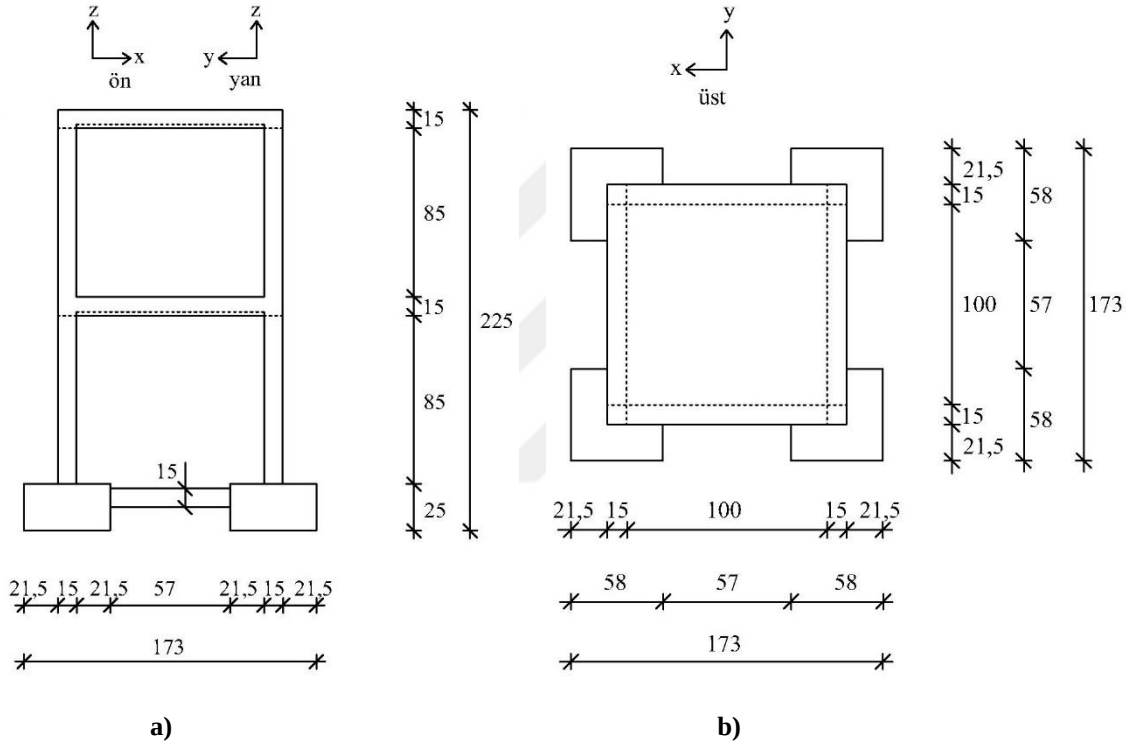
Şekil 3.1. Hasarsız (referans) durumda çerçevelerin 3 boyutlu görünüşü

Çizelge 3.2. Numunelerde oluşturulacak durumlar ve isimlendirme

Numune	Durum			
	Hasarsız	Hasarlı	Onarılmış	Güçlendirilmiş
SI numunesi	+	+	+	+ (Dolgu duvarlarla iyileştirme)
SS numunesi	+	+	+	+ (Çelik çaprazlarla güçlendirme)
SC numunesi	+	+	+	+ (Betonarme perdelerle güçlendirme)

Çerçeve numunelerinde özellikle yapılan olumsuzluklardan biri kolonların kirişlerden güçlü olması ilkesine uyulmamasıdır. Çizelge 3.1’de de gösterildiği gibi kolon

enkesit boyutları 15x15 cm, kiriş enkesitleri de aynı şekilde 15x15 cm'dir. Katlarda 8 cm kalınlığında plak döşemeler teşkil edilmiştir. Numunelerin temelleri bağ kirişli birleşik temel şeklinde üretilmiştir. Tekil temeller yatay doğrultuda 58x58 cm boyutlarında olup kare şeklindedir. Düşey doğrultuda ise 25 cm yüksekliğe sahiptir. Bağ kirişler de 15x15 cm enkesitlerinde 57 cm boyundadır. Yapılarda kat yükseklikleri her katta 1 m, döşemelerde her iki doğrultuda da net açıklıklar 1 m'dir. Deney numunelerinin boyutları ve görünüşleri tüm ölçüler 'cm' cinsinden olacak şekilde Şekil 3.2'de gösterilmiştir. Ön ve yan görünüşler birebir aynıdır.

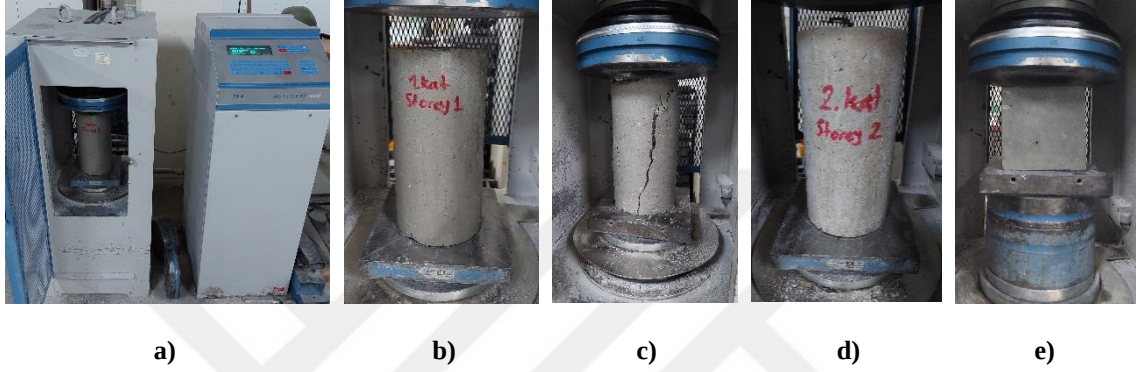


Şekil 3.2. Numunelerin boyutları ve görünüşleri; a) Ön ve yan görünüş, b) Üst görünüş

3.3. Malzeme; Beton ve Donatı Detayları

Mevcut yapı stoğunun durumu düşünülerek, kullanılacak betonun kalitesinin düşük olması hedeflenmiştir. Göz önüne alınan gerçek yapıda beton basınç dayanımının 16 MPa değerinde olduğu düşünülmüştür. Bu durumda uygun bir ölçekleme yapılmaya çalışılmış ve deney numunelerinin katlarında bu değer yaklaşık 1/3'ü kadar dayanıma sahip beton kullanımı öngörülmüştür. Sonuçta çerçeve deney numunelerinin kat betonlarının dökümü aşamasında alınan silindir numunelerinde yapılan standart basınç deneyleri sonucunda numunelerde kullanılan betonun ortalama basınç dayanımı

$f_{ck}=5,94$ MPa olarak belirlenmiştir. Buna göre dayanım ölçeği 1/2,69 olmuştur. Numune temellerinde kullanılan betonun 28 günlük ortalama basınç dayanımı ise 21,11 MPa olarak belirlenmiştir. Ki bu değer de gerçek yapıda yaklaşık 60 MPa basınç dayanımında bir betona karşılık gelmektedir. Burada, deneysel aşamada numune temellerinin incelenmeyecek olmasından dolayı ve yalnızca uygulanan titreşim etkilerinde herhangi bir hasar almaması ve yüksek rijitlikte olması amaçlandığından kullanılan betonun kalitesi daha yüksektir. (Şekil 3.3)



Şekil 3.3. Standart basınç deneyleri; **a)** Test cihazı, **b)** 1. kat betonu numunesi, **c)** 1. kat betonundan bir numunenin kırılmış hali, **d)** 2. kat betonu numunesi, **e)** Temel betonu numunesi

Kolon, kiriş ve döşemelerde paspayı mesafeleri 1,5 cm, temelde ise 2,5 cm olarak alınmıştır. Çerçevelerde kullanılacak pilye kullanılmamıştır. Taşıyıcı elemanların tamamında, enine ve boyuna olmak üzere yerleştirilen bütün donatılar B420C (S420) nervürlü çeliğindendir. Kolonlarda $4\Phi 8$ boyuna donatı kullanılmış olup donatı oranı kasten TBDY 2018'in önerdiği 0,01 minimum donatı oranının altında bırakılmıştır. Kirişlerde altta $2\Phi 8$ ve üstte $2\Phi 8$ olmak üzere toplamda yine $4\Phi 8$ boyuna donatı kullanılmıştır. Kiriş boyuna donatıları, kolon dış yüzeyine kadar uzatılmış ve 10 cm kiriş derinliği boyunca, aşağı ve yukarı doğru bükülmüştür. Kolonlarda da boyuna donatılar herhangi bir ek yapılmadan sürekli olarak kullanılmıştır. TBDY 2018 ve TS500'e göre kolon ve kirişlerde boyuna donatı oranı kontrolleri Denklem (3.1) ve Denklem (3.2)'de verilmiştir.

$$0,01 \leq \rho_t = \frac{A_s}{A_c} = \frac{4 \times \frac{\pi}{4} \times 8^2}{150 \times 150} = 0,009 \leq 0,04 \quad (3.1)$$

➤ Kolon boyuna donatı oranı uygun değildir.

$$0,8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} = 0,8 \times \frac{0,57}{365} = 0,0012 \leq \rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{2 \times \frac{\pi}{4} \times 8^2}{150 \times 135} = 0,005 \leq 0,04$$

$$\rho - \rho' \leq 0,85 \rho_b$$

$$\rho = \rho' = 0,005$$

$$\rho_b = 0,85 \times k_1 \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \times \left(\frac{600}{600 + f_{yd}} \right) = 0,85 \times 0,85 \times \frac{3,96}{365} \times \left(\frac{600}{600 + 365} \right) = 0,0049$$

$$0,005 - 0,005 = 0 \leq 0,85 \times 0,0049 = 0,0042 \quad (3.2)$$

➤ Kiriş boyuna donatı oranı uygundur.

Denklemlerde (ρ_t) kolon boyuna donatı oranını, (A_s) donatı alanını, (f_{ctd}) betonun tasarım çekme dayanımını, (f_{yd}) boyuna donatının tasarım akma dayanımını, (b_w) kirişin gövde genişliğini, (d) kirişin faydalı yüksekliğini, (ρ') basınç donatısı oranını, (ρ_b) dengeli donatı oranını, (k_1) eşdeğer basınç bloğu derinliği katsayısını ifade etmektedir.

Kolon ve kirişlerin tamamında enine donatı olarak $\Phi 6/100\text{mm}$ etriye kullanılmıştır. Burada çerçevelerin ölçekli olduğu düşünülüp etriye aralıkları buna göre belirlenmelidir. Bu yüzden gerekli yerlerde etriye aralığı sınırları uzunluk ölçek faktörü 3'e bölünmüştür. Yine mevcut yapı stoğunu temsil etmesi amacıyla etriye aralıkları olması gerekenin üzerinde tutulmuştur. Bunun yanı sıra özellikle yapılan uygunsuz imalatlardan bir diğeri de birleşim bölgelerinde etriye kullanılmamasıdır. TBDY 2018 ve TS500'e göre kolon ve kirişlerde enine donatı aralığı kontrolleri Denklem ((3.3) - (3.6))'da gösterildiği gibidir.

Kiriş sarılma bölgesinde;

$$s_k \leq h_k/4 = 150/4 = 37,5 \text{ mm}$$

$$s_k \leq 8\phi = 8 \times 8 = 64 \text{ mm}$$

$$s_k \leq 150 \text{ mm} \rightarrow 150/3 = 50 \text{ mm} \quad (3.3)$$

Kiriş orta bölgesinde;

$$s \leq d/2 = 135/2 = 67,5 \text{ mm} \quad (3.4)$$

Kolon sarılma bölgesinde;

$$s_c \geq 50 \text{ mm} \rightarrow 50/3 = 16,7 \text{ mm}$$

$$s_c \leq 150 \text{ mm} \rightarrow 150/3 = 50 \text{ mm}$$

$$s_c \leq b_{min}/3 = 150/3 = 50 \text{ mm}$$

$$s_c \leq 6\phi = 6 \times 8 = 48 \text{ mm} \quad (3.5)$$

Kolon orta bölgesinde;

$$s_o \leq 200 \text{ mm} \rightarrow 200/3 = 66,7 \text{ mm}$$

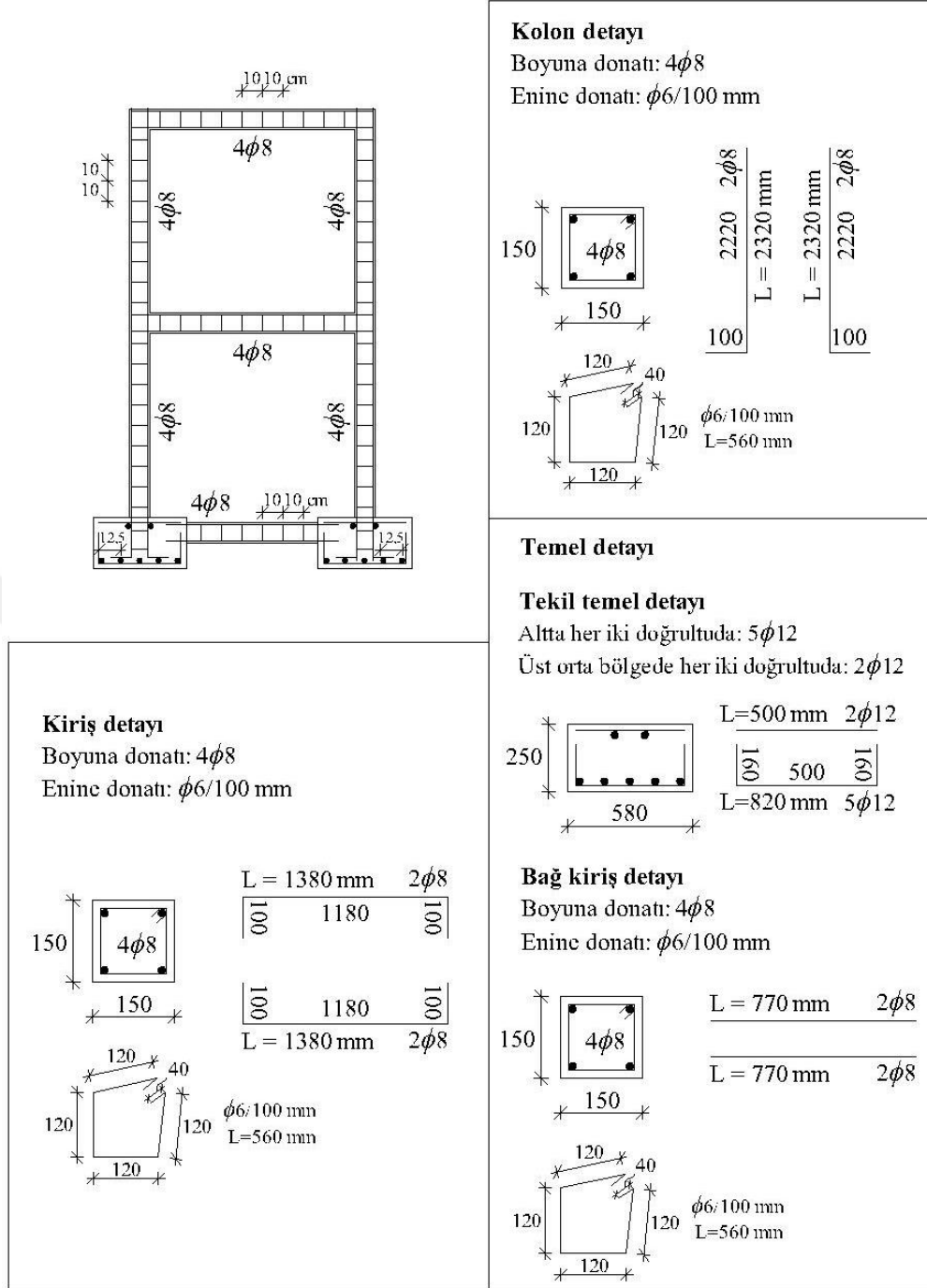
$$s_c \leq b_{min}/2 = 150/2 = 75 \text{ mm}$$

$$s_c \leq 12\phi = 12 \times 8 = 96 \text{ mm} \quad (3.6)$$

Denklemlerde (s_k) kiriş sarılma bölgesi etriye aralığını, (s) kiriş orta bölge etriye aralığını, (s_c) kolon sarılma bölgesi etriye aralığını, (s_o) kolon orta bölge etriye aralığını, (h_k) kiriş yüksekliğini, (ϕ) donatı çapını, (b_{min}) en küçük genişliği ifade etmektedir.

Döşemelerde altta ve üstte 6mm donatı çapında 150x150 mm aralıklı hasır donatı kullanılmıştır. Tekil temellere ise altta her iki doğrultuda 5 Φ 12 ve üst ortada her iki doğrultuda 2 Φ 12 donatı yerleştirilmiştir. Burada alt donatılar 160 mm kadar yukarı doğru gönye yapılarak uzatılmıştır. Temel bağ kirişleri kat kirişlerle aynı şekilde donatılmıştır.

Çerçeve deney numunelerinin donatı detayı Şekil 3.4'te verilmiştir. Numunelerin x ve y doğrultularında boyutları, donatı düzenleri ve detayları aynıdır.



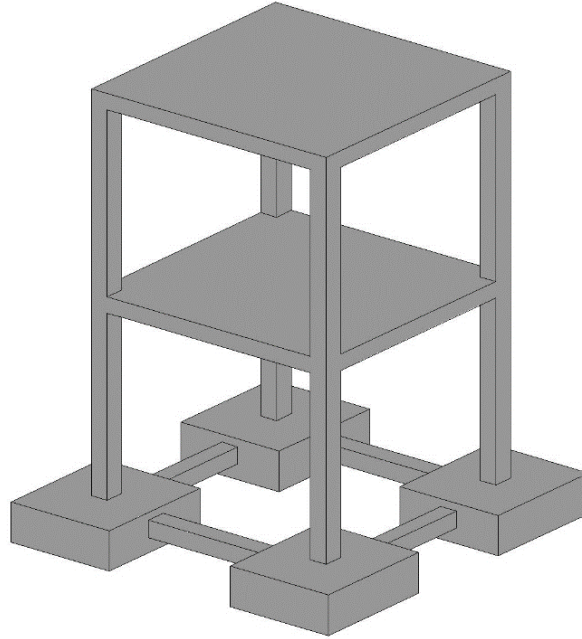
Şekil 3.4. Numunelerin donatı detayı

3.4. Çerçeve Numunelerde Hasar, Onarım ve Güçlendirme Durumları

1. Hasarsız (referans) durum: Betonarme çerçeveler bu durumda hasarsız ve boş haldedir. Bu durum bütün numuneler için genel referanstır. Hasarsız durumda çerçevelerin 3 boyutlu görünüşü Şekil 3.5'te gösterildiği gibidir.

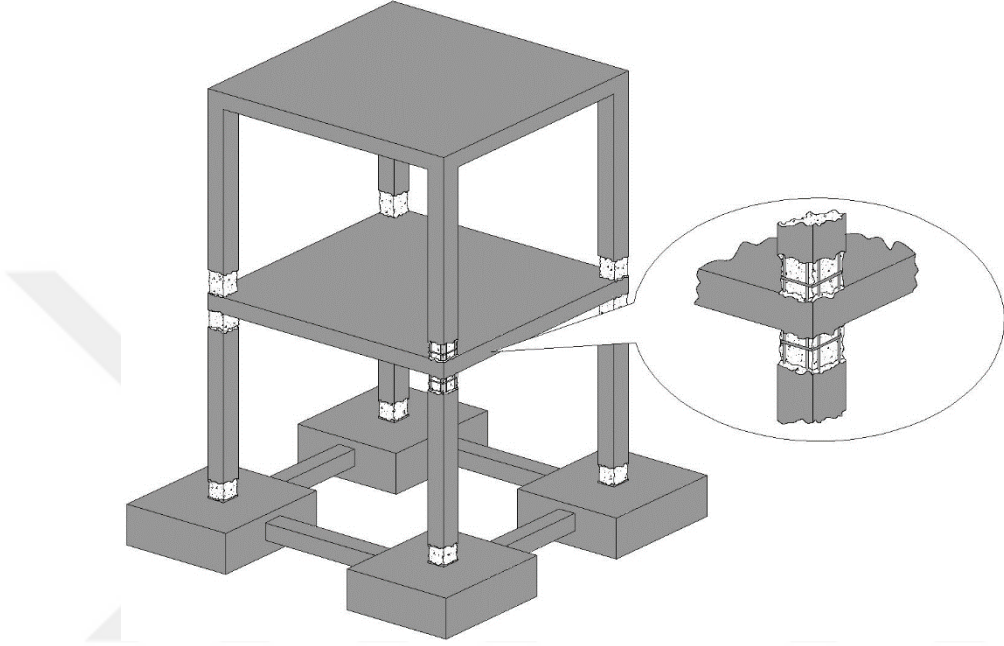
2. Hasarlı durum: Bu durumda çerçevelerde deprem sonrası oluşan hasarın dinamik etkisi incelenmiştir. Burada, numunelerin titreşim deneyleri esnasında hasar

görmemesi, hasarlandırma işleminin elle kontrollü bir şekilde yapılması planlanmıştır. Bunun sebebi, deneyler esnasında oluşacak anlık rijitlik kayıplarının önlenmesi, doğrudan rijitlikle alakalı olan modal parametrelerin belirlenmesi sürecinde aksi durumda yaşanacak karışıklıkların giderilmesi, hasarı kontrollü verilmesiyle modal analizin kontrollü yürütülebilmesi ve parametrelerin daha hassas bir şekilde elde edilebilmesidir. Burada yine bir diğer önemli sebep, hasarın kontrollü ve her numunede özdeş olacak şekilde verilmesiyle sonraki durumda onarım aşamasında ve daha da önemlisi güçlendirme aşamasında farklı tekniklerin uygulanmasıyla elde edilen sonuçların karşılaştırılmasında makul bir karşılaştırma yapılması sağlanmıştır. Aksi takdirde başka yollarla yapılacak kontrollü olmayan hasarlandırma işlemlerinde hasarın yeri ve seviyesi numuneler arasında değişkenlik gösterecek ve devamında yapılacak güçlendirmelerin etkisi sonuç kısmında tam manasıyla doğru bir şekilde incelenemeyecek ve mantıklı bir karşılaştırma yapılamayacaktır. Bu sebeplerden dolayı, deprem etkisinde betonarme yapılarda en kritik bölgelerden olan düğüm bölgeleri genellikle hasar gördüğü için çerçeve numuneler kolon-kiriş ve kolon-temel birleşim bölgelerinden darbeli matkap vasıtasıyla kontrollü ve özdeş bir şekilde hasarlandırılmıştır. Bu amaçla 1. durumdaki hasarsız boş çerçevelerin 2. durum için kolon uçlarında beton örtüsü kırılmış ve donatıları açığa çıkarılmıştır. Hasarlandırma işlemi bütün numuneler için aynı şekilde yapılmıştır. Çerçevelerin hasarlı durumdaki 3 boyutlu görünüşü Şekil 3.6’da verilmiştir.

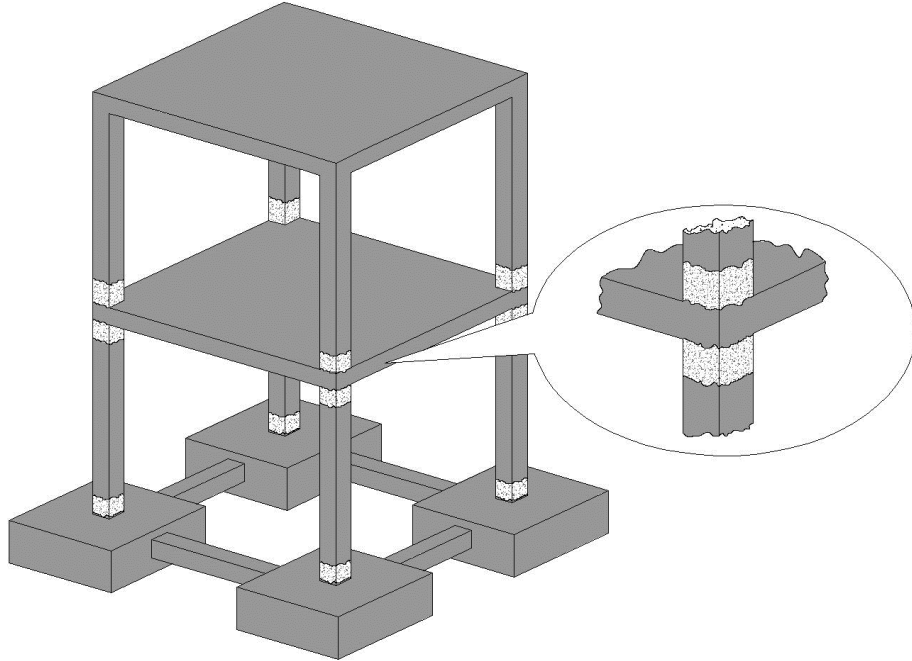


Şekil 3.5. Hasarsız (referans) durumda çerçevelerin 3 boyutlu görünüşü

3. Onarılmış durum: 2. durumda birleşim bölgelerinden hasarlandırılan çerçeveler 3. durumda onarılmış ve onarımın etkisi incelenmiştir. Bu amaçla kırılan beton örtüsünün tamir harcı ile onarımı yapılmıştır. Onarım işlemi bütün çerçevelerde aynı şekilde yapılmıştır. Onarılmış durumda çerçevelerin 3 boyutlu görünüşü Şekil 3.7’de gösterildiği gibidir.



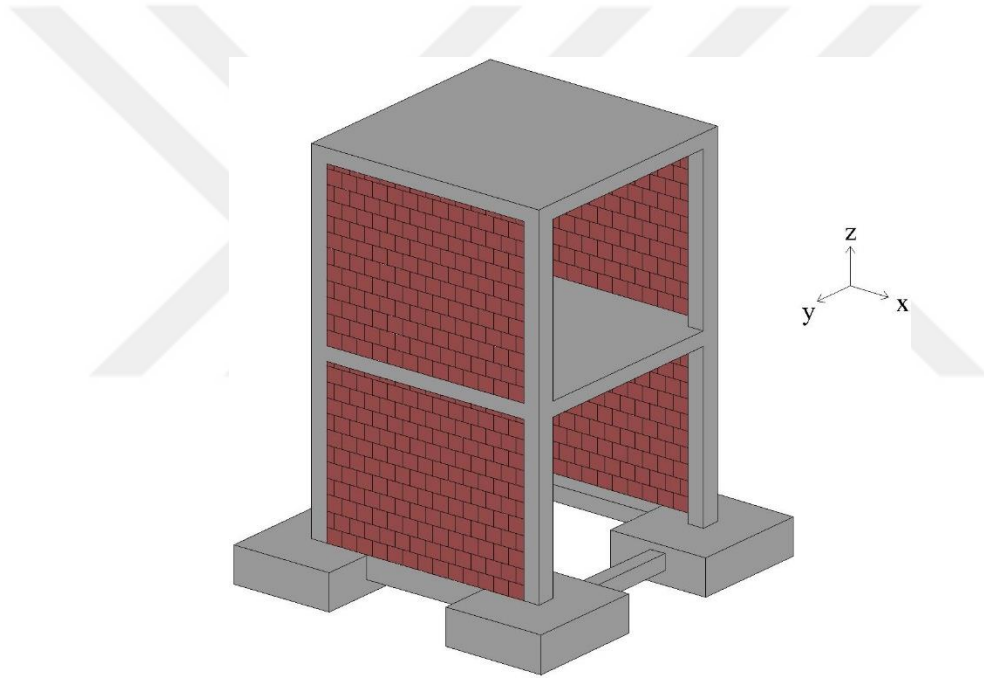
Şekil 3.6. Hasarlı durumda çerçevelerin 3 boyutlu görünüşü



Şekil 3.7. Onarılmış durumda çerçevelerin 3 boyutlu görünüşü

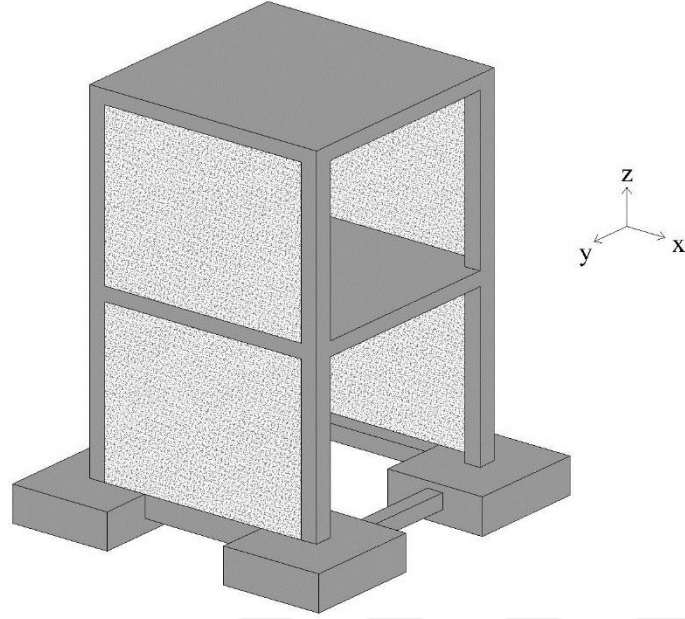
4. Güçlendirilmiş durum: Bu durumda 3. durumda onarılmış olan çerçeveler farklı tekniklerle güçlendirilmiş ve güçlendirmelerin dinamik özellikler üzerindeki etkisi incelenmiştir. Güçlendirmeler tek doğrultuda sistemsel bazda yani çerçevelerin yükleme eksenini doğrultusundaki bütün açıklıkları için yapılmıştır.

Ayrıca dolgu duvar varlığının yapı dinamik davranışına etkisinin görülmesi amacıyla; SI numunesi, x eksenini doğrultusunda dolgu duvarlarla iyileştirilip titreşim deneylerine tabi tutulmuştur. Duvar örümü 8,5’luk blok tuğlalar (85x190x190 mm) ile gerçekleştirilmiştir. Örüm işlemi bittikten sonra duvarlar iki yüzünden de kaba sıva ile sıvanmıştır. Örne ve sıvama aşamasında kullanılan harç, kum, çimento, kireç ve su malzemelerinden oluşmaktadır. Güçlendirilmiş durumda SI numunesinin dolgu duvarlarla iyileştirilmiş halinin 3 boyutlu görünüşü Şekil 3.8’de verilmiştir.



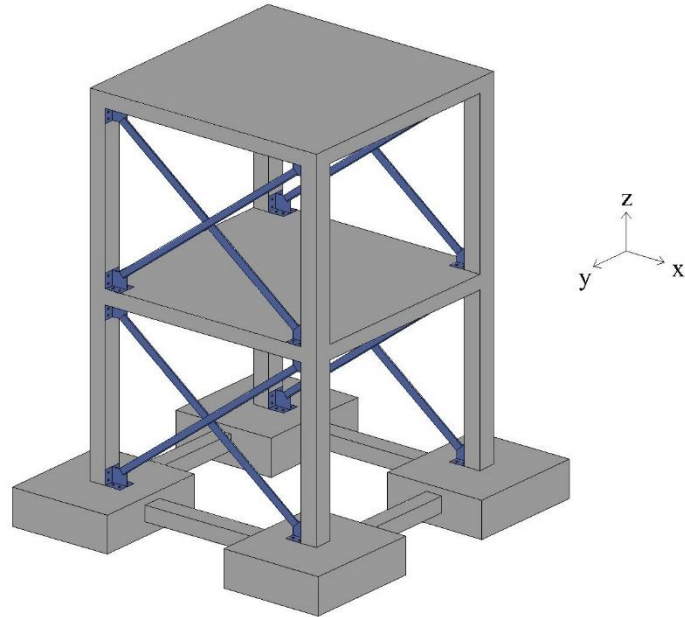
Şekil 3.8. SI numunesinin güçlendirilmiş durumdaki 3 boyutlu görünüşü

SC numunesinde ise düzlem içi perde duvarlarla güçlendirme yapılmıştır. Bu aşamada 10 cm kalınlığında perde duvar imalatı yapılmıştır. Perdeler çerçeve taşıyıcı sisteme ankrajlanmıştır. Perdelerde uç bölge oluşturulmamış, öne ve arkaya 6mm donatı çapında 150x150 mm aralıklı hasır donatı yerleştirilmiştir. Şekil 3.9’da SC numunesinin güçlendirilmiş durumdaki halinin 3 boyutlu görünüşü vardır.



Şekil 3.9. SC numunesinin güçlendirilmiş durumdaki 3 boyutlu görünüşü

SS numunesinin güçlendirilme aşamasında L köşebentler X çapraz şeklinde kullanılmıştır. St37 çeliğinden imal edilmiş olan profiller L40x40x4 mm ölçülerindedir. Betonarme çerçeveler ile çelik profillerin bağlantısı için 12 mm et kalınlığında çelik plakalar hazırlanmıştır. Bu plakalar M8 uygun ankraj bulonlarıyla betona ankrajlanmıştır. Köşebentler de plakalara kaynaklanmıştır. SS numunesinin güçlendirilmiş durumuna ait 3 boyutlu görünüşü Şekil 3.10’da gösterildiği gibidir.



Şekil 3.10. SS numunesinin güçlendirilmiş durumdaki 3 boyutlu görünüşü

Sonuç olarak 3 çerçevenin hepsi hasarsız, hasarlı ve onarılmış durumlarda tamamen özdeştir. Ayrıca deneylerde uygulanan yükleme sistemlerde herhangi bir etki bırakmayacak şiddettedir. 3 numune de her bir yapısal durumda deneye tabi tutulmuştur.

3.5. Deney Numunelerinin Üretilmesi

Doktora tezi kapsamında sarsma tablası üzerinde zorlanmış titreşim deneyleri yürütülecek olan 3 adet 1/3 ölçekli 3 boyutlu 2 katlı ve tek açıklıklı betonarme çerçeve numunesinin üretiminde gerekli bütün malzemeler temin edilmiş ve çerçeveler üretilmiştir. Gerçek yapıları daha iyi yansıtmayı maksadıyla çerçevelerin üretimleri dikine kat kat yapılmıştır. Dolayısıyla beton dökümleri monolitik değildir. İnşaata öncelikle temellerle başlanmıştır. Devamında 1. kat üretimleri yapılmış ve daha sonra da çerçevelerin 2. katlarının imalatı tamamlanmıştır.

3.5.1. Temellerin inşası

Betonarme çerçeve numunelerinde temeller bağ kirişli birleşik temel şeklinde imal edilmiştir. Yükleme esnasında herhangi bir hasar görmemesi için, temellerin yapıya göre olabildiğince yüksek rijitlikte üretilmesi amaçlanmıştır.

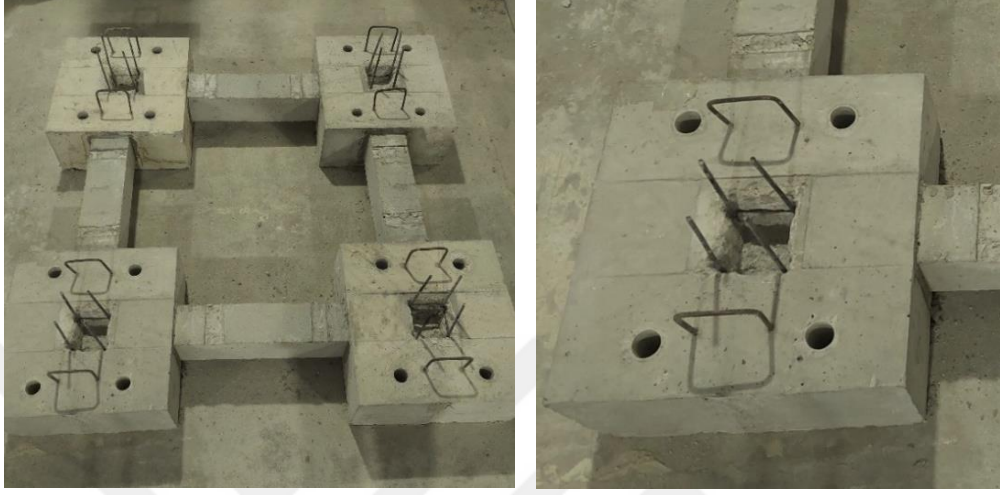
Tekil temellerin orta bölgesinde 1. kat kolonları için 4 adet $\phi 8$ donatı filizi bırakılmıştır. Filizler temelin altına kadar uzatılmış ve burada 8 cm yatay gönye yapılarak yerleştirilmiştir. Filiz boyları temelin üst yüzeyinden 20 cm yüksekliğindedir. Ayrıca tekil temeller ile 1. kat kolonları arasında oluşacak soğuk derzi minimize etmek ve aradaki aderansı arttırmak maksadıyla temellerde kolon hizalarından 10 cm derinliğinde 12x12 cm boyutlarında boşluklar oluşturulmuştur. 1. kat betonunun bu boşluklara dolarak birleşim bölgesindeki rijitliğin artırılması öngörülmüştür. Bu durum düşünüldüğünde 1. kat kolon boyuna donatıları ile filizlerin bindirme boyu mesafesi toplamda 30 cm olmuştur. Ki bu mesafe de TS500 standardında belirtilen minimum şartları sağlamaktadır.

Ayrıca temellerin sarsma tablasıyla bağlantısının rijit bir şekilde sağlanabilmesi için tekil temellerin her birinde 4 adet 5 cm çapında delikler bırakılmıştır. Daha sonra bu deliklerden geçirilecek bulonlu gijonlar vasıtasıyla temeller sarsma tablasına sabitlenecektir.

Tekil temellerin her birine numunelerin kaldırılıp taşınabilmesi için ikişer adet kanca yapılmıştır. Taşıma esnasında oluşabilecek yanal açılma durumunu önleyip

numunelerin hasar almasına engel olmak için tekil temeller bağ kirişlerle birbirine bağlanmıştır. Bağ kirişlerde normal kat kirişlerinde olduğu gibi altta ve üstte ikişer olmak üzere toplamda 4 ϕ 8 boyuna ve ϕ 6/10 cm enine nervürlü donatı kullanılmıştır.

Temellerin üretim sonrasına ait görünümü Şekil 3.11’de verilmiştir.



Şekil 3.11. Temellerin üretim sonrası hali

3.5.2. 1. katın inşası

1. katın imalatına öncelikle kolon donatılarının montajıyla başlanmıştır. Donatılar hazırlanıp temellerden çıkan filizlerle bağlanmıştır. Kolon donatılarında ikinci katta ayrıca bindirme yapılmamış 1. ve 2. kat donatıları tek parça olarak numunelerin en üst kotuna kadar devam ettirilmiştir. Çerçevelerde 1. ve 2. kat kolonları birebir özdeştir. Şekil 3.12 ve Şekil 3.13’te kolon donatılarının montaj aşaması gösterilmiştir.



Şekil 3.12. Kolon donatılarının montajı



Şekil 3.13. Kolon donatılarının montajı (devamı)

Kirişler enkesit ve donatı düzen ve detayı açısından kolonlarla birebir aynıdır. Aynı şekilde yine çerçevelerin 1. kat ve 2. kat kirişleri kolonlardaki gibi özdeştir.

Yine kasten yapılan olumsuzluklara ek olarak burada kolon-kiriş birleşim bölgelerinde etriye kullanılmamıştır.

Kiriş donatılarının montajı işçilik kolaylığı açısından kalıp montajından sonra yapılmıştır. 1. kat kalıp montajına ait görüntüler Şekil 3.14’te verilmiştir.



Şekil 3.14. 1. kat kalıp montajı

Kalıp montajı tamamlandıktan sonra 1. kat kirişlerinin donatıları hazırlanmış ve yerleştirilmiştir (Şekil 3.15).



Şekil 3.15. 1. kat kiriş donatı montajı

Kiriş donatıları yerleştirildikten sonra döşeme donatı montajına geçilmiştir. Döşemelerde Q188/188 tipi 150 mm göz açıklığına ve 6 mm donatı çapına sahip nervürlü çelik hasır donatı kullanılmıştır. Üst donatıların imalatı için de sehpa donatısı kullanılmıştır. 1. kat döşemelerinin donatı imalatı Şekil 3.16’da sunulmuştur.



Şekil 3.16. 1. kat döşeme donatı imalatı

Döşemelerin donatı montajı yapıldıktan sonra çerçeve numunelerinin kalıpları 1. kat beton dökümü için güçlendirilmiştir. Döküm öncesi numunelerin son hali Şekil 3.17’de gösterildiği gibidir.



Şekil 3.17. Çerçevelerin 1. kat beton dökümü öncesi son hali

Gerekli bütün hazırlıklar tamamlandıktan sonra 1. kat betonu dökülmüştür. Döküm aşamasına ait fotoğraflar Şekil 3.18’de sunulmuştur.



Şekil 3.18. 1. kat beton dökümü

Beton dökümünü takip eden ilk 24 saatten sonra numuneler yaklaşık 1 hafta boyunca günde 2 defa sulanıp kürlenmiştir (Şekil 3.19).



Şekil 3.19. 1. kat betonunun kürlenmesi

3.5.3. 2. katın inşası

Betonarme çerçevelerin 2. katları 1. katlarıyla tamamen özdeş olup bu katta yapılan bütün imalatlar neredeyse 1. kattakilerle birebir aynıdır. Bu yüzden bu kısımda 2. katın inşasına tekrardan detaylı bir şekilde girilmeden özetlenmiştir.

2. kat kolon, kiriş ve döşemelerinin donatı hazırlığı ve imalatı Şekil 3.20’de gösterilmiştir.



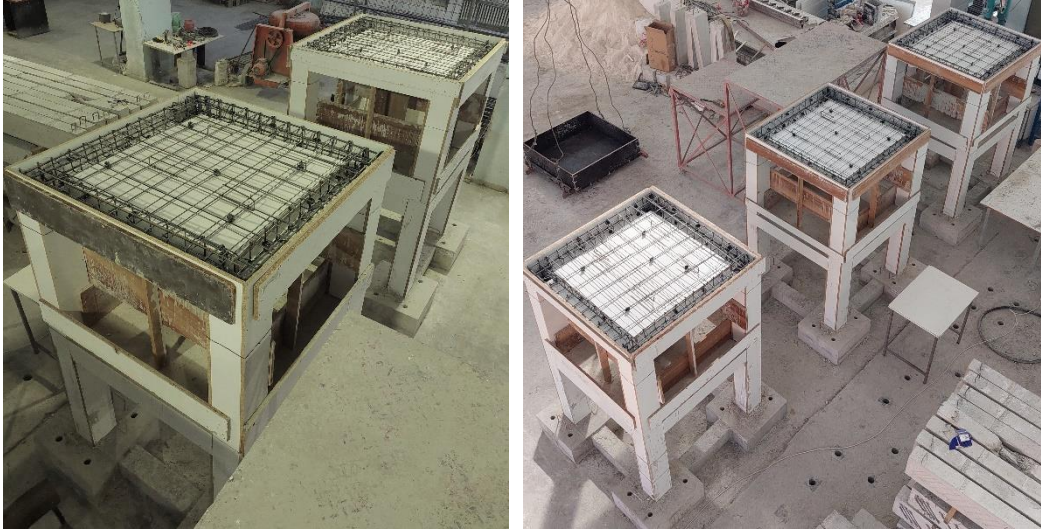
Şekil 3.20. 2. kat taşıyıcı elemanlarının donatı imalatı

2. kat kalıplarının montaj aşaması Şekil 3.21’de gösterilmiştir.



Şekil 3.21. 2. kat kalıp montajı

2. kat kalıp işçiliği bittikten sonra kirişlerin ve döşemelerin donatıları yerleştirilmiş ve kalıplar güçlendirilmiştir. Tekrardan beton dökümüne hazırlanan numunelerin döküm öncesi son haline ait görünümü Şekil 3.22’de sunulduğu gibidir.



Şekil 3.22. Çerçevelerin 2. kat beton dökümü öncesi son hali

Numunelerin en üst kotu yerden 2,25 m yüksekliğinde olduğundan beton mikserinin bu yüksekliğe döküm yapamayacağı öngörülmüştür. Bunun üzerine laboratuvarında büyük bir kova imal edilmiştir. Kova, kenarlarında oluşturulan kancalardan halatlar vasıtasıyla vince tutturulmuş ve beton üst kota bu şekilde iletilebilmiştir. 2. kat beton dökümüne ait fotoğraflar Şekil 3.23 ve Şekil 3.24'te gösterilmiştir.



Şekil 3.23. 2. kat beton dökümü



Şekil 3.24. 2. kat beton dökümü (devamı)

1. katta olduğu gibi 2. katta da beton dökümü sonrasında aynı şekilde kürleme yapılmıştır (Şekil 3.25).



Şekil 3.25. 2. kat betonunun kürlenmesi

Birkaç hafta sonrasında çerçevelerin kalıpları sökülüştür. Kalıp sökümü işlemi Şekil 3.26’da gösterilmiştir.



Şekil 3.26. Numune kalıplarının sökümü

Kalıplar söküldükten sonra, sarsma tablası deneyleri esnasında numunelerde oluşabilecek hasarların daha rahat görülebilmesi için betonarme çerçeve numuneler beyaz renge boyanmıştır. Bu aşamayla beraber çerçevelerin boş hallerinin üretimi tamamlanmış ve ilk deneylere hazır hale gelmiştir. Şekil 3.27’de numunelerin boyama sonrası son halleri sunulmuştur.



Şekil 3.27. Boş betonarme çerçevelerin boyama sonrası son hali

3.6. Deney Düzeneği, Yükleme ve Ölçüm Sistemi

Zorlanmış titreşim deneylerinde titreşim üretici olarak sarsma tablası kullanılmıştır. Yapıların titreşime tepkisi ise ivmeölçerler ve potansiyometrik cetvellerle ölçülmüştür.

3.6.1. Sarsma tablası

Konya Teknik Üniversitesi, Mühendislik ve Doğa Bilimleri Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı ve Deprem Laboratuvarı bünyesinde bulunan ve bu doktora tezinin deneysel aşamasında yapıları girilen deprem yer hareketleri ile sarsan sarsma tablası x ve y eksenleri olmak üzere iki yatay ekseninde titreşim üretebilmektedir. Tablanın bu iki doğrultudaki hareketi sağlayabilmesi için iki adet Siemens marka servo motoru bulunmaktadır. Bu motorların beyni olan ana kontrol sistemi PLC (programlanabilir mantıksal denetleyici) tabanlı bir otomasyon sistemidir. Tabla motorlardaki dönme hareketini doğrusal harekete dönüştürme prensibiyle çalışmaktadır. Sarsma tablasının bazı teknik özellikleri Çizelge 3.3'te görüntüsü de Şekil 3.28'de verilmiştir.

Çizelge 3.3. Sarsma tablasının bazı teknik özellikleri

Platform ölçüleri	4000x4000 mm
Maksimum düşey yük taşıma kapasitesi	10 ton
Maksimum deplasman kapasitesi (her iki doğrultuda)	±153 mm



Şekil 3.28. Sarsma tablası

3.6.1.1. Sarsma tablası ve çerçeve temelleri arasındaki mesnet sistemi

Dinamik yükleme esnasında oluşabilecek herhangi bir mesnet hareketini engellemek için betonarme çerçevelerin temellerinin sarsma tablasıyla bağlantısında yeterli rijitliğin sağlanması gerekmektedir. Bu doğrultuda, bağlantı, çerçeve temellerindeki deliklerden uzatılan toplamda 16 adet 30 mm çapındaki gijon vasıtasıyla sıkıştırma mantığında yapılmıştır. Bu rijit mesnet bağlantısının sağlanabilmesi için daha önceden sarsma tablasının platformunda bazı düzenlemeler yapılmıştır. Bu amaçla St37 çeliğinden NPU80 tipi çelik profiller temin edilmiştir. Öncelikle profiller 3 m boyunda kesilerek hazırlanmıştır. Ardından yükleme doğrultusundaki her delik aksında iki profil birbirine zıt şekilde (][) yerleştirilmiş ve kaynaklanacak bölgeler işaretlenmiştir. Daha sonra profiller bu bölgelerden sarsma tablasına kaynaklanarak bağlantı elemanları oluşturulmuştur. Şekil 3.29’da çerçevelerin sarsma tablasına sabitlendiği ankastre mesnet sistemi gösterilmiştir.



Şekil 3.29. Çerçevelerin sarsma tablasına sabitlendiği ankastre mesnet sistemi

3.6.2. Dinamik ölçüm ekipmanları, bağlantıları ve sensör yerleşimi

Çerçeve numunelerinin sarsma tablası üzerindeki zorlanmış titreşim testlerinde zamana bağlı ivme ve deplasman ölçümleri yapılmıştır. Deney yüklemeleri tek doğrultuda (x doğrultusu) yapıldığından sensörler de yükleme doğrultusunda yerleştirilmiştir. Deneyler öncesinde tüm sensörlerin uygun bir şekilde kalibrasyonu yapılmıştır. İvme ölçümleri tabla üzerinde 1 adet (etki ivmesi için) ve her katta kiriş ortasında 1'er adet (tepki ivmeleri için) olmak üzere toplamda 3 adet TDG Sensebox 7013 marka ivmeölçer sensörüyle yapılmıştır. Deplasman ölçümleri için ise temel bağ kirişinin ortasına 1 adet ve yine katlarda kiriş ortalarına 1'er adet olmak üzere toplamda 3 adet Opkon RTL marka potansiyometrik cetvel yerleştirilmiştir. Sensörler TDG Testbox 2010 marka dinamik veri toplama ünitesine kablolu şekilde bağlanmış ve buradan ethernet bağlantısıyla bilgisayar ortamına veri aktarımı yapılmıştır. Çizelge 3.4'te ivmeölçerlerin, Çizelge 3.5'te potansiyometrelerin ve Çizelge 3.6'da da veri toplama ünitesinin bazı teknik özellikleri verilmiştir.

Çizelge 3.4. Sensebox 7013 ivmeölçerlerin bazı teknik özellikleri (<https://tdg.com.tr>)

Eksen sayısı	3
İvmeölçer tipi	MEMS
Maksimum ivme ölçüm aralığı	± 3 g
Dinamik aralık	>80 dB @ 1 Hz
Frekans Aralığı	DC-500 Hz

Çizelge 3.5. Opkon RTL potansiyometrik cetvellerin bazı teknik özellikleri (<https://www.opkon.com.tr>)

Linearite	$\pm 0,05$ (>200 mm), $\pm 0,1$ (130-200 mm), $\pm 0,2$ (75-129 mm), $\pm 0,5$ (<75 mm)
Tekrarlanabilirlik	$< 0,01$ mm
Çözünürlük	Sonsuz
Direnç	5 k Ω : 30-600 mm 10 k Ω : 650-1000 mm
Direnç toleransı	± 20

Çizelge 3.6. Testbox 2010 dinamik veri toplama ünitesinin bazı teknik özellikleri (<https://tdg.com.tr>)

Kanal sayısı	16
Örnekleme hızı	2000 Hz 'e kadar
Çözünürlük	24 Bit
Dinamik aralık	145 dB'e kadar

Titreşim deneylerinde kullanılan dinamik ölçüm ekipmanları Şekil 3.30'da sunulmuştur.



Şekil 3.30. Zorlanmış titreşim deneylerinde kullanılan dinamik ölçüm ekipmanları; 3 eksenli ivmeölçer (üst solda), Potansiyometrik cetveller (üst sağda), 16 kanallı dinamik veri toplama ünitesi (altta)

Numune katlarında ivmeölçer bağlantısının yapılabilmesi için katlarda yükleme doğrultusuna dik kiriş ortalarında ankraj delikleri açılmış ve bulonlu bağlantı için M4 bulonları epoksi ile ekilmiştir. Sarsma tablasının oluşturduğu etkiyi ölçmek için tablaya bağlanacak olan ivmeölçer için de tablanın yükleme doğrultusuna dik kenarının ortasına bir plaka kaynatılmış ve ivmeölçerle bulonlu bağlantının sağlanabilmesi için plakada delikler açılmıştır. Ek olarak, potansiyometrelerin, ölçüm kalitesini arttırmak maksadıyla, çerçeve kat/bağ kirişlerine temas ettiği bölgelere cam plakalar yapıştırılarak pürüzsüz düz

bir yüzey elde edilmiştir. Sensör bağlantıları için yapılan bu hazırlıklar Şekil 3.31’de gösterilmiştir.

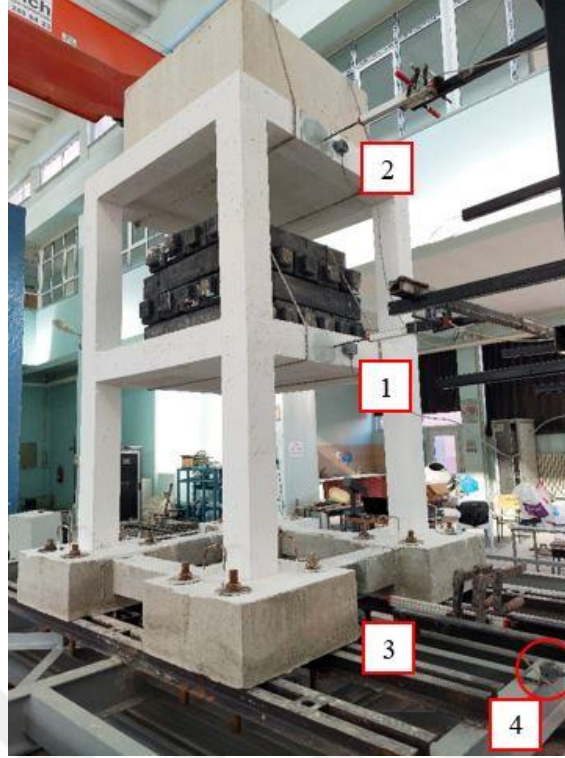


Şekil 3.31. Sensör bağlantıları için yapılan bu hazırlıklar

Ayrıca dinamik yükleme esnasında potansiyometrik cetvel takımının sisteme entegre edilebilmesi için sarsma tablasının paralelinde bir çelik karkas sistem oluşturulmuştur. Potansiyometreler karkasa monte edilmiş ve buradan çerçevelere uzatılarak deplasman ölçümleri elde edilmiştir (Şekil 3.32). Deneyler esnasındaki sensör yerleşimi Şekil 3.33’te gösterilmiştir.



Şekil 3.32. Potansiyometrik cetvellerin bağlantısı için oluşturulan çelik karkas sistem



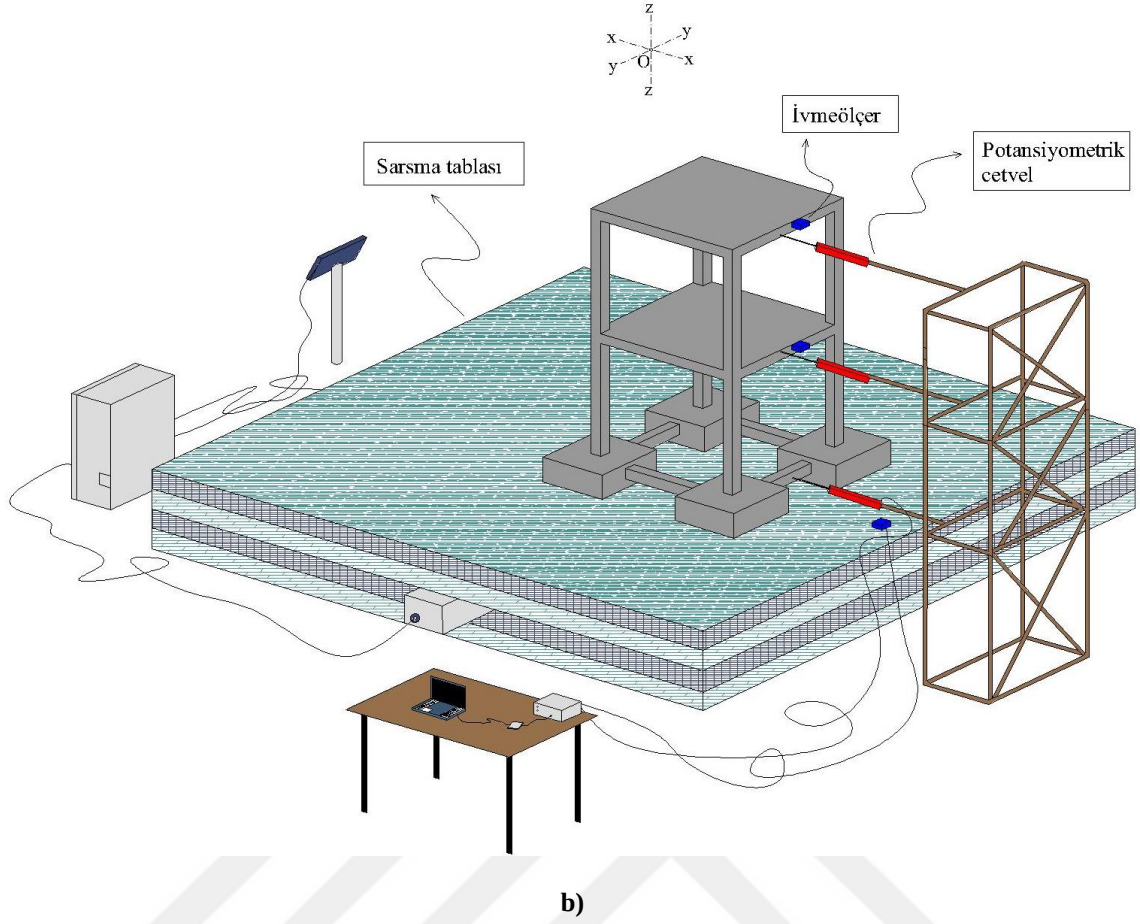
Şekil 3.33. Sensör yerleşimi; **1)** 1. kat sensörleri, **2)** 2. kat sensörleri, **3)** Temel potansiyometresi, **4)** Etki verisi ölçümü için sarsma tablasına bağlanan ivmeölçer

3.6.3. Deney düzeneği

Titreşim deneylerinin yürütüleceği deney düzeneği Şekil 3.34'te ve düzeneğin görsel simülasyonu Şekil 3.35'te gösterilmiştir.



Şekil 3.34. Deney düzeneği; **1)** Sarsma tablası, **2)** Kontrol paneli, **3)** PLC kontrollü otomasyon sistemi, **4)** Dinamik veri toplama ünitesi, **5)** İvmeölçerler

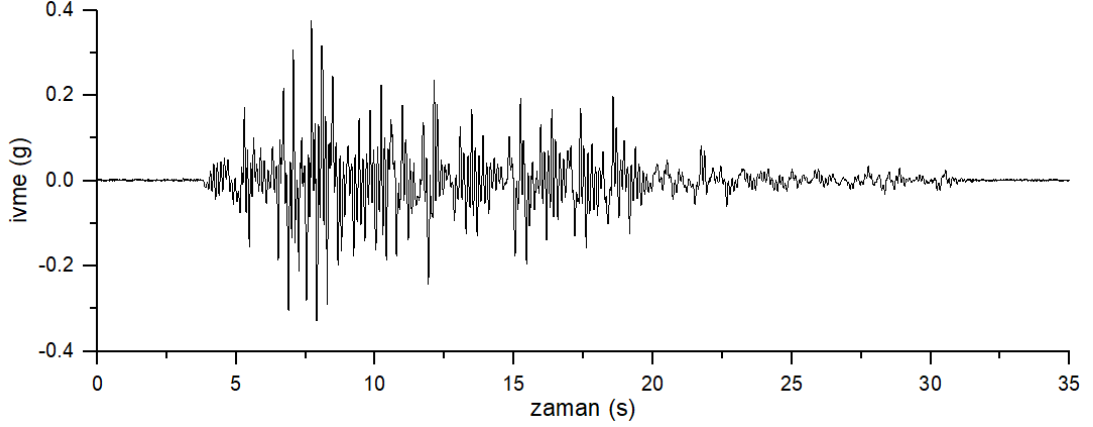


Şekil 3.35. Deney düzeneğinin görsel simülasyonu

3.7. Dinamik Yükleme Protokolleri

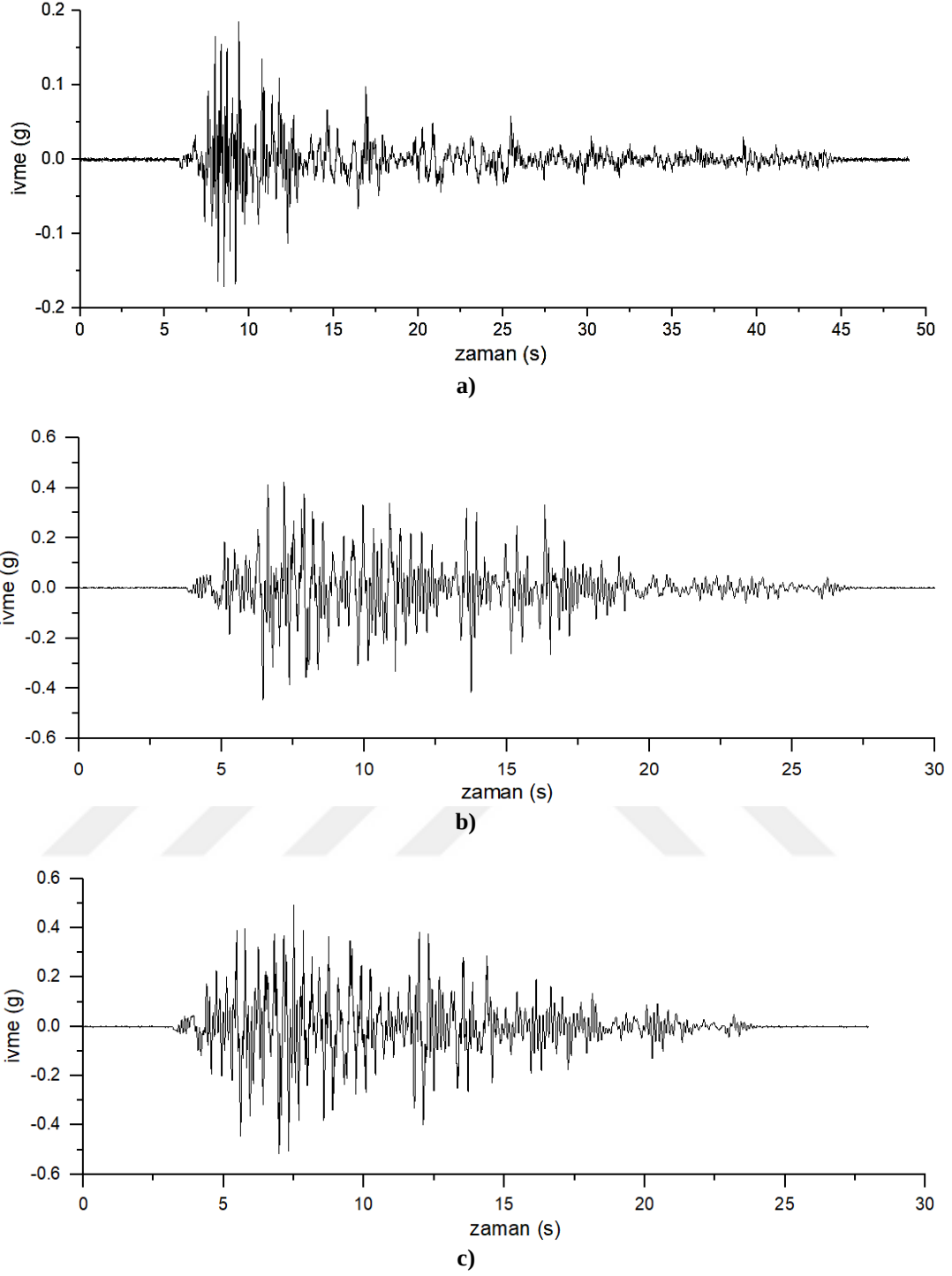
Dinamik yük durumu için öncelikle 1995 Kobe, Japonya depreminin sarsma tablasında simüle edilmesi üzerinde durulmuştur. Ancak yapılan çalışmalar neticesinde sarsma tablasının mevcut durumunda daha önceden yaşanmış gerçek bir depremin verilerinin tam olarak sisteme girilebilmesinin mümkün olmadığı görülmüş ve bu doğrultuda temel olarak rastgele bir dinamik yük uygulaması üzerinde durulmuştur. Burada önemli olan numunelerin etkiye karşı verdiği tepkidir. Modal analiz ve yapıların dinamik davranışının belirlenmesinde herhangi bir etki ile buna karşılık yapıların verdikleri tepki analiz için gerekli olan verilerdir. Buna dayanarak yapılan çalışmalarda, başlangıçta “Kobe depremi simülasyonu” olarak tanımlanması düşünülen deprem senaryosu, “deprem simülasyonu” adı altında numunelere uygulanabilir. Sonuçta hazırlanan yükleme Kobe depremine benzer olsa da bu depremin birebir aynı özelliklerini taşımamaktadır. Oluşturulan ana dinamik yük Kobe depreminin Kakogawa, Japonya istasyonunda 90° yönünde kaydedilen ivme verisine benzetilmeye çalışılmış ve bu

verideki ivme değerlerinin baskın olduğu 25 saniyelik kısım dikkate alınarak hazırlanmıştır. Hazırlanan bu ana yüklemeye göre tüm deneyler düşünüldüğünde ortalama en büyük yer ivmesi değeri (PGA) 0,36 g'dir. Örnekleme süresi ise yaklaşık 27 saniye olarak kabul edilmiştir. Şekil 3.36'da ana dinamik yüklemenin grafiği gösterilmiştir.



Şekil 3.36. 0,36 g yüklemesi (Ana yükleme)

Ardından hazırlanan bu ana dinamik etki üzerinden ivme ölçeklemesi yapılarak 3 farklı PGA büyüklüğüne sahip deprem kaydı daha oluşturulmuştur. Oluşturulan diğer kayıtlarda ortalama en büyük yer ivmeleri sırasıyla; 0,19 g, 0,46 g ve 0,54 g 'dir. Yapılan ölçeklemede ivme verileri bakımından ana kaydın %50'si, %130'u, %150'si elde edilmeye çalışılmış ve istenilen seviyede ivme değerleri yakalanabilmiştir. Ancak sarsma tablasının yük girişinde direkt olarak ivme-zaman verileri girilemediğinden, veriler hız ve konum parametreleri olarak sisteme tanımlanmış ve bu durum da yükleme sürelerinin ana yüklemeye göre farklı olmasına sebep olmuştur. Elde edilen diğer 3 farklı şiddetteki yer hareketinde veri uzunluk süreleri sırasıyla 0,19 g yüklemesi için 40 sn, 0,46 g yüklemesi için 23 sn, 0,54 g yüklemesi için 21 sn'dir. Bu 3 veri kaydına ait ivme-zaman grafikleri de Şekil 3.37'de gösterildiği gibidir. Verilen grafikler ortalama değerler üzerinden olup tipik yükleme grafikleridir.



Şekil 3.37. Diğer dinamik yüklemeler; **a)** 0,19 g yüklemesi (ana yüklemenin 0,5 katı (%50)), **b)** 0,46 g yüklemesi (ana yüklemenin 1,3 katı (%130)), **c)** 0,54 g yüklemesi (ana yüklemenin 1,5 katı (%150))

Bu 4 farklı şiddetteki yer hareketi PGA değerlerine göre 0,19 g yüklemesi, 0,36 g yüklemesi, 0,46 g yüklemesi ve 0,54 g yüklemesi olarak isimlendirilmiştir.

Neticede dinamik yüklemelerin frekans içeriğinde de ufak farklar vardır. Yüklemelerin frekans tanım alanındaki grafikleri 4. Bölümde verilmiştir.

Ayrıca yapay olarak oluşturulan bu deprem yer hareketleri ile bir karşılaştırma yapabilmek maksadıyla 1999 Gölcük depreminde ölçülen maksimum yer ivmesinin yaklaşık 0,39 g olduğu ve depremin yaklaşık 45 saniye sürdüğü bilgisinden de bu kısımda bahsedilebilir. (<https://www.afad.gov.tr/>)

3.8. Sarsma Tablasında Zorlanmış Titreşim Deneyleri

Doktora tezinin deneysel kısmında SI (dolgu duvarlarla iyileştirilmiş numune), SS (çelik çaprazlarla güçlendirilmiş numune) ve SC (betonarme perdelerle güçlendirilmiş numune) numunelerinin farklı hallerde ve farklı yükleme durumlarında zorlanmış titreşim deneyleri tamamlanmıştır. Burada numuneler hasarsız, hasarlı, onarılmış, güçlendirilmiş hallerinde sarsma tablasında 4 farklı şiddetteki dinamik yüklemeye maruz bırakılarak her bir aşamada en az 3 tekrarlı olmak üzere toplamda 228 adet dinamik deneye tabi tutulmuştur.

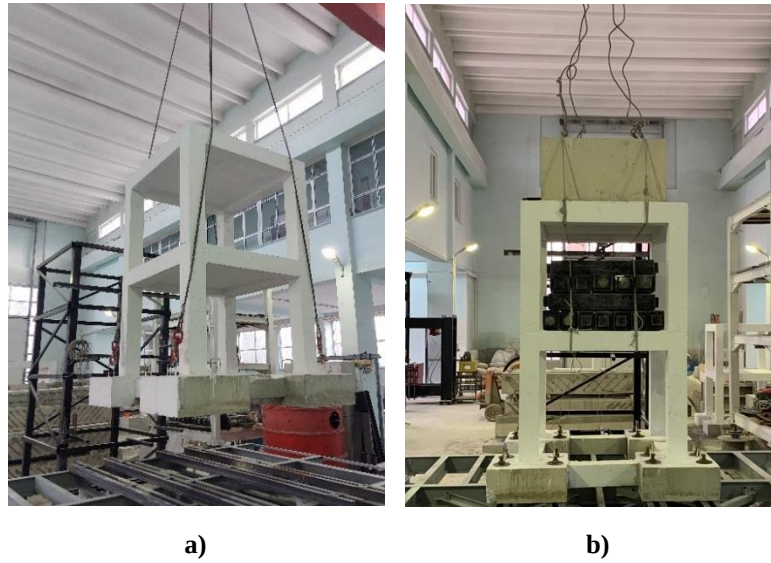
Deneyler esnasında numunelerde herhangi bir hasar oluşması istenmemiştir. Ön çalışmalarda tasarımlar yapılırken hasarın oluşmayacağı durum düşünülerek SAP2000 yapısal analiz programında modellemeler yapılmış ve yükleme durumları, boyutlar, detaylar, dayanımlar belirlenirken bu durum etkili olmuştur. Aynı şekilde yine katlara konulacak kütleler de bu husus düşünülerek belirlenmiştir. Numunelerde 1. katlara 1060 kg, 2. katlara da 1250 kg'lık kütleler sabitlenmiştir (Şekil 3.38). Çünkü oluşacak hasar ve çatlaklar numunelerde anlık olarak rijitlikleri değiştirecek ve bu durum rijitliğe direkt olarak bağlı olan dinamik parametrelerin belirlenmesini çok karmaşıklatacaktır. Modal analizin kontrollü bir şekilde ilerletilebilmesi için bu husus çok önemlidir, aksi halde deneyler esnasında oluşacak anlık rijitlik kayıpları sonuçları kaotik bir şekilde belirsizleştirecektir. Bu sebepten dolayı numuneler elastik bölgede incelenmiştir. Bu durum düşünüldüğünde ve literatür de incelendiğinde hasar temalı deneysel dinamik çalışmalarda hasarlandırma işlemi genellikle statik yanal yükleme duvarında veya depremde plastik mafsalları oluşması beklenen bölgelerin el ile hasarlandırılması şeklinde yapılmaktadır (Altunışık ve diğ., 2018; Hüssem ve diğ., 2018; Türker ve Bayraktar, 2014; Türker, 2011). Yine TBDY 2018'de etkin kesit rijitlikleri hususu düşünüldüğünde yeni yapılar da dahil olmak üzere bütün tasarımlar çatlamış kesit hesabına göre yapılmaktadır. Yani elemanların EI eğilme rijitliği belirli katsayılarla çarpılarak azaltılmaktadır (TBDY, 2018). Deprem esnasında oluşacak hasar durumu göz önüne alınarak bu şekilde bir rijitlik azaltımı yapılmaktadır. Bunlara dayanarak tez kapsamında hasarlandırma aşamasında

numunelerde kolon-kiriş ve kolon-temel birleşim bölgelerinde darbeli matkap yardımıyla beton örtüleri donatılara kadar kırılmış ve atalet momentleri yani (EI) eğilme rijitlikleri bu şekilde azaltılmıştır. Böylece hasar kontrollü bir şekilde bütün numunelerde aynı şekilde uygulanmıştır. Sonuçta numunelerde öngörüldüğü üzere deneyler esnasında hasar oluşmamış ve sonuçları etkileyecek herhangi bir rijitlik kaybı yaşanmamıştır.



Şekil 3.38. Katlara sabitlenen kütleler

Numunelerin sarsma tablasının üzerine taşınmasında vinç kullanılmıştır. Ayrıca 2. kata bağlanan beton bloğun titreşim esnasında olası bir devrilme durumu yaşamaması için, blok, kancalarından yapı titreşimini etkilemeyecek seviyede gevşek bir şekilde vince bağlanmıştır. Bu durum güvenlik amaçlı yapılmış olup deneyler esnasında herhangi bir güvenlik sorunu da yaşanmamıştır. (Şekil 3.39)



Şekil 3.39. Vinç kullanımı; **a)** Numunelerin sarsma tablası üzerine taşınması, **b)** Beton bloğun güvenlik amacıyla gevşek bir şekilde vinç ile tutulması

3.8.1. SI numunesinin deneyleri

3.8.1.1. Hasarsız (referans) durum

SI numunesinin hasarsız (referans) durumunun deney fotoğrafları Şekil 3.40'ta gösterilmiştir.



Şekil 3.40. SI numunesinin hasarsız (referans) durumunun deneyi

3.8.1.2. Hasarlı durum

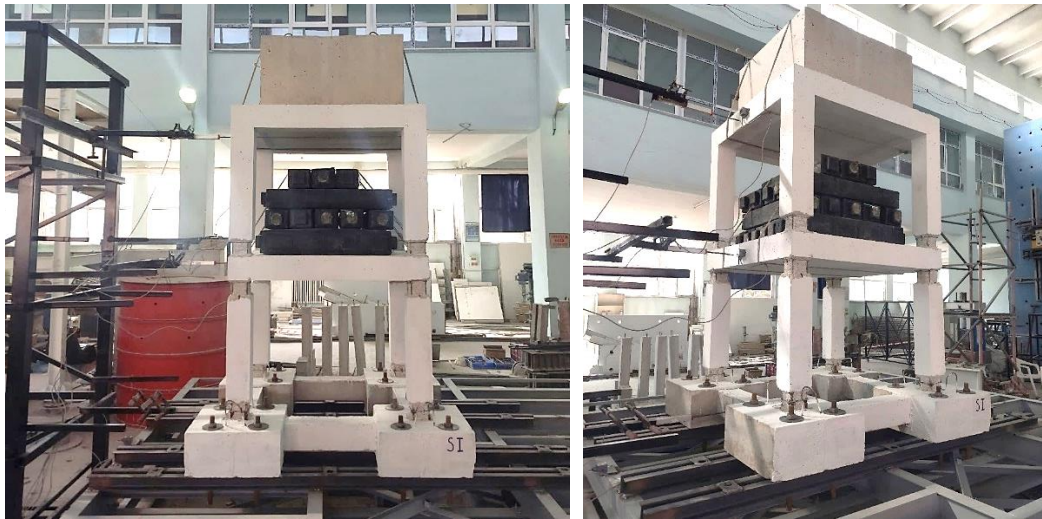
Hasarsız durum deneyi tamamlandıktan sonra öncelikle, numune 1. kat kolonlarının her iki ucundan ve 2. kat kolonlarının alt ucundan beton örtüleri kırılarak hasarlandırılmıştır.

TBDY 2018'e göre (L_p) plastik mafsallı boyu eleman uçlarında (h) etkili doğrultudaki kesit boyutu olmak üzere ' $0,5h$ ' uzunluğundadır (TBDY, 2018). Buna göre, plastik mafsallaşmanın kolon uçlarında olduğu varsayıldığında, 15x15 cm kesit boyutlarına sahip kolonlarda plastik mafsallı boyunun 7,5 cm olması öngörülmektedir. Tez çalışmasında ise hasarlandırma işlemi 10 cm uzunluğunda yapılmıştır. Böylece kolon uç bölgelerindeki kesitler 15x15 cm'den 12x12 cm boyutlarına düşürülmüş ve bu şekilde atalet momentleri buralarda yaklaşık %60 oranında azaltılmıştır. SI numunesinin hasarlandırma aşamasına ait görüntüler Şekil 3.41'de gösterildiği gibidir.



Şekil 3.41. SI numunesinin hasarlandırma aşaması

Ardından SI numunesinin hasarlı durumunda titreşim deneyi yapılmıştır. Deneye ait fotoğraflar Şekil 3.42 ve Şekil 3.43'te verilmiştir.



Şekil 3.42. SI numunesinin hasarlı durumunun deneyi

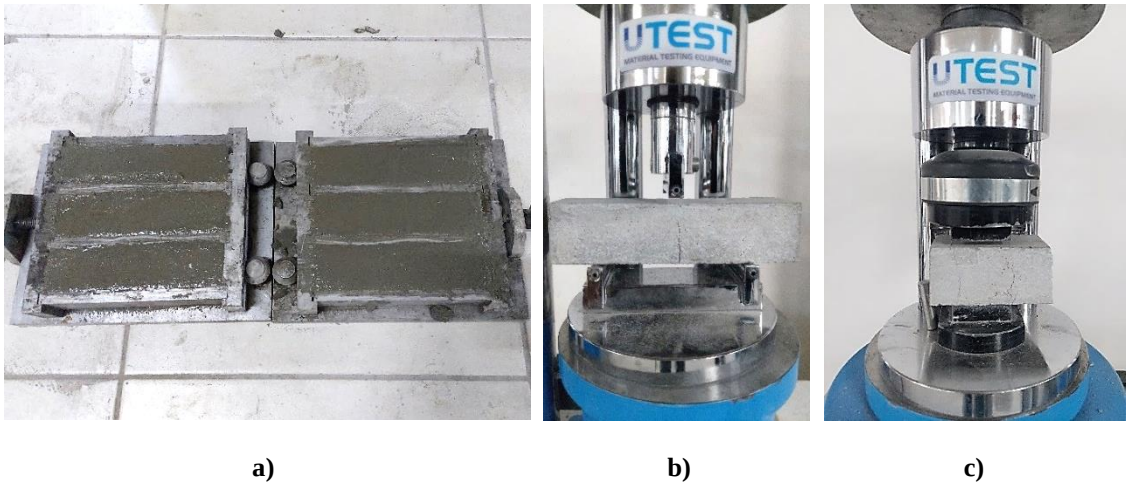


Şekil 3.43. SI numunesinin hasarlı durumunun deneyi (devamı)

3.8.1.3. Onarılmış durum

Hasarlı hal deneyleri tamamlandıktan sonra numunenin onarım aşamasına geçilmiştir. Bu aşamada hasarlandırma sürecinde kırılan kolon uçları onarılmıştır.

Onarım malzemesi olarak piyasada sıkça kullanılan tamir harçlarından olan Weber Rep M352 marka çimento esaslı, yüksek mukavemetli, elyaf takviyeli tamir harcı 1:5 oranında su ile karıştırılarak kullanılmıştır. Harcın mekanik özelliklerinin belirlenebilmesi için 6 adet 4x4x16 cm boyutlarında dikdörtgen prizma numuneler hazırlanmış ve deney gününde 3 noktalı eğilme ve standart basınç testleri yapılmıştır. Buna göre harcın ortalama basınç dayanımı 38,05 MPa, ortalama eğilme dayanımı 7,89 MPa olarak belirlenmiştir. (Şekil 3.44)



Şekil 3.44. Onarım malzemesi; a) Dikdörtgen prizma numuneler, b) 3 noktalı eğilme testi, c) Standart basınç testi

Onarım, hasarlı bölgelerin tamir harcı ile sıvanıp kapatılması şeklinde yapılmıştır. Sonrasında bu bölgeler 7 gün boyunca sulanarak kürlenmiştir. Onarım aşamasına ait fotoğraflar Şekil 3.45'te verilmiştir.



Şekil 3.45. SI numunesinin onarım aşaması

SI numunesinin onarılmış durumdaki deneyleri Şekil 3.46'da gösterilmiştir.

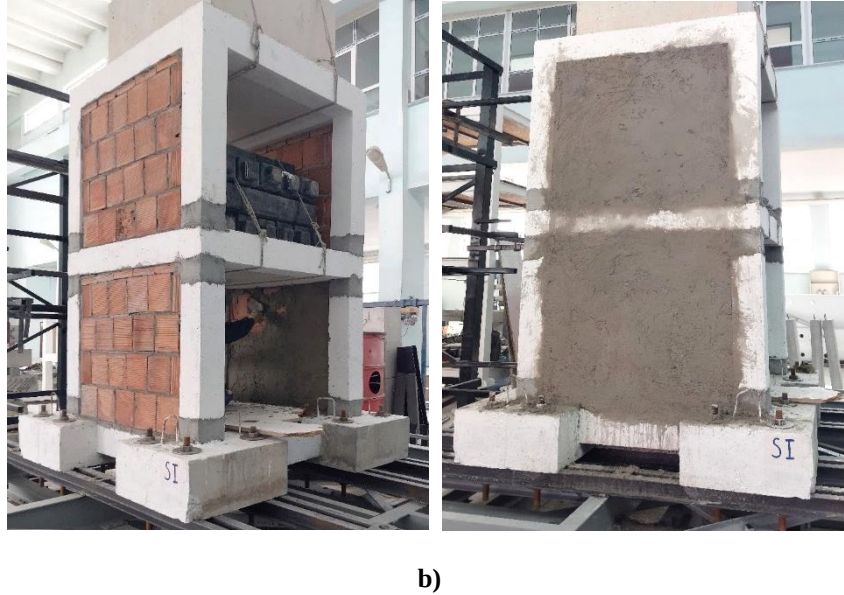
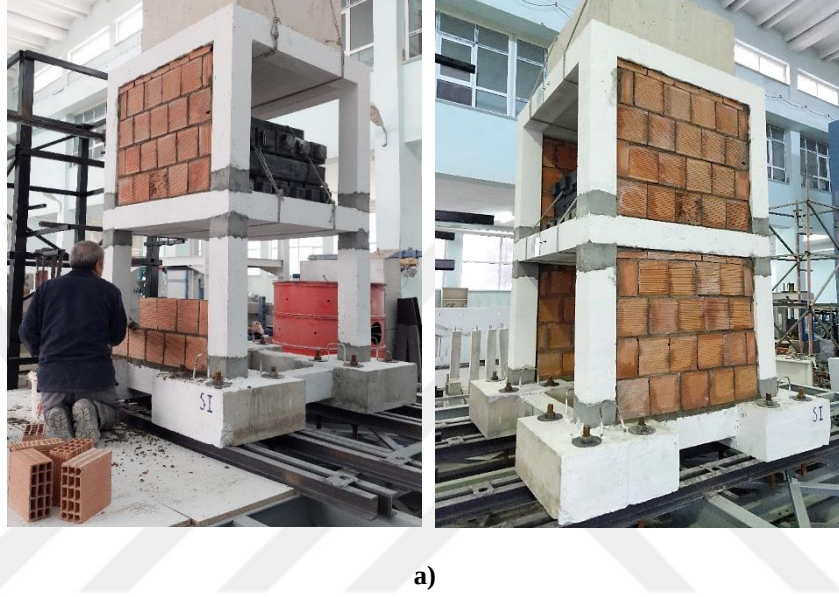


Şekil 3.46. SI numunesinin onarılmış durumunun deneyi

3.8.1.4. Dolgu duvarlarla iyileştirilmiş durum

SI numunesinin onarılmış hal deneyleri tamamlandıktan sonra güçlendirme aşamasına geçilmiştir. Bu numune bu aşamada dolgu duvarlarla iyileştirilmiştir. Bu süreçte numunenin yükleme doğrultusundaki çerçeve açıklıkları her iki katta 8,5'luk

(190x85x190 mm boyutlarında) tuğlalar ile örülmüştür. Duvar örümünden 1 hafta sonra içten ve dıştan yaklaşık 7,5 mm kalınlığında kaba sıva ile sıvanmış ve sonuç olarak 10 cm kalınlığında sıvalı dolgu duvar imalatı tamamlanmıştır. Sıvanan bölgelerin daha sonra 7 gün boyunca su ile kür işlemi yapılmıştır. Duvarda ve sıvada kullanılan harç malzemesi çimento, kum, su ve kireç karışımından oluşmaktadır. Şekil 3.47’de SI numunesinin dolgu duvarlarla iyileştirilme süreci gösterilmiştir.



Şekil 3.47. SI numunesinin dolgu duvarlarla iyileştirilmesi; a) Duvar örümü, b) Sıvama

SI numunesinde güçlendirilmiş durumundaki deney fotoğrafları Şekil 3.48’de sunulmuştur.



Şekil 3.48. SI numunesinin dolgu duvarlarla iyileştirilmiş halinin deneyi

3.8.2. SS numunesinin deneyleri

3.8.2.1. Hasarsız (referans) durum

SS numunesinin hasarsız (referans) durum deney fotoğrafları Şekil 3.49’da verilmiştir.

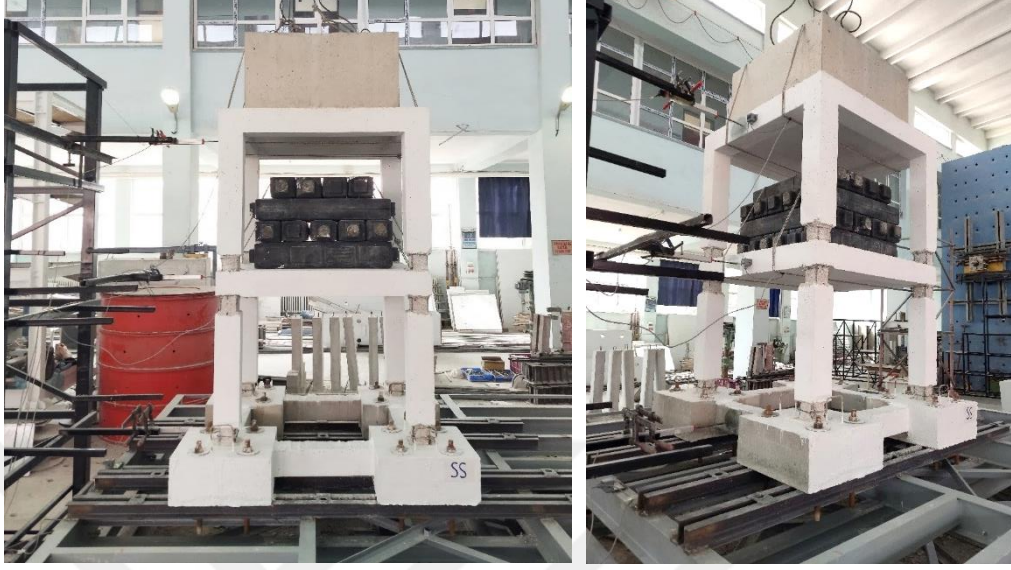


Şekil 3.49. SS numunesinin hasarsız (referans) halinin deneyi

3.8.2.2. Hasarlı durum

Hasarsız durum testinden sonra SS numunesinde hasarlandırma işlemi SI numunesi ile aynı şekilde uygulanmıştır. Ardından bu numunenin hasarlı haldeki

zorlanmış titreşim deneyleri yapılmıştır. Deneylere ait fotoğraflar Şekil 3.50’de gösterildiği gibidir.



Şekil 3.50. SS numunesinin hasarlı durumunun deneyi

3.8.2.3. Onarılmış durum

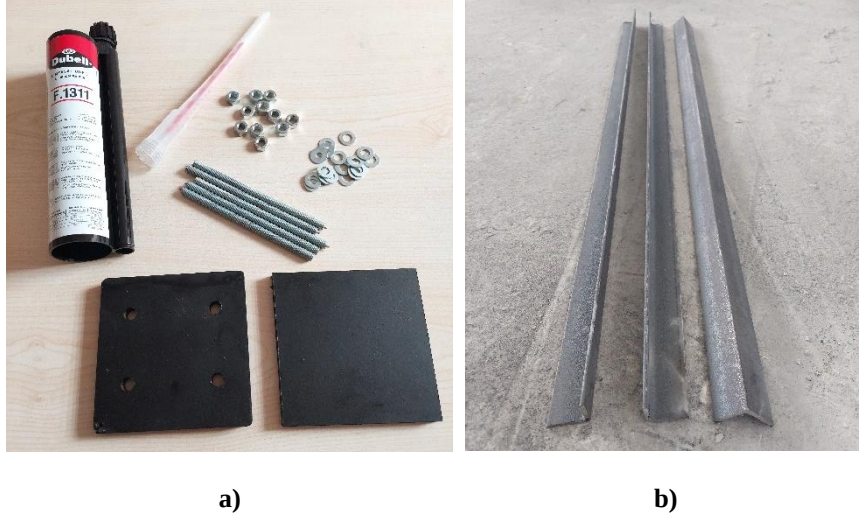
Hasarlı halde deneyler tamamlandıktan sonra bu numunenin de onarım işlemlerine başlanmıştır. Yine SI numunesiyle aynı olarak hasarlandırılmış kolon uçlarının tamir harcıyla sıvanıp boşlukların kapatılması şeklinde onarım süreci tamamlanmıştır. Harcın kürlenmesi de aynı şekilde yapılmış ve numunenin onarılmış durumdaki titreşim deneylerine geçilmiştir. SS numunesine ait onarılmış durum deney fotoğrafları Şekil 3.51’de verilmiştir.



Şekil 3.51. SS numunesinin onarılmış durumunun deneyi

3.8.2.4. Çelik çaprazlarla güçlendirilmiş durum

SS numunesinin güçlendirilmesine onarılmış durum deneylerinin hemen ardından geçilmiştir. Bu numunede yine yükleme doğrultusunda X şeklinde çelik çapraz elemanlarla güçlendirme tekniği kullanılmıştır. Güçlendirme işlemi için hazırlanan ve kullanılan malzemeler Şekil 3.52’de gösterilmiştir.



Şekil 3.52. Güçlendirme işlemi için hazırlanan ve kullanılan malzemeler; **a)** Betonarme sistemle bağlantı elemanları, plakalar ve epoksi, **b)** Çelik köşebent profiller

Öncelikle, çaprazların kaynaklanacağı plakalar için her bir kolonun yükleme doğrultusundaki alt ve üst ucunda ankraj delikleri açılmıştır. Delikler her bir uçta 4'er adet olmak üzere 10 mm çapında ve 8 cm derinliğindedir. Bu süreç Şekil 3.53'te fotoğraflanmıştır.



Şekil 3.53. SS numunesinde ankraj deliklerinin açılması

Devamında 11 cm uzunluğunda ve 8 mm çapındaki M8 tijleri Şekil 3.54'te görüldüğü gibi açılan deliklere EMS Dubell F.1311 marka epoksi kullanılarak kimyasal ankraj yöntemiyle ankrajlanmıştır.



Şekil 3.54. SS numunesinde tijlerin epoksi ile kimyasal ankrajlanması

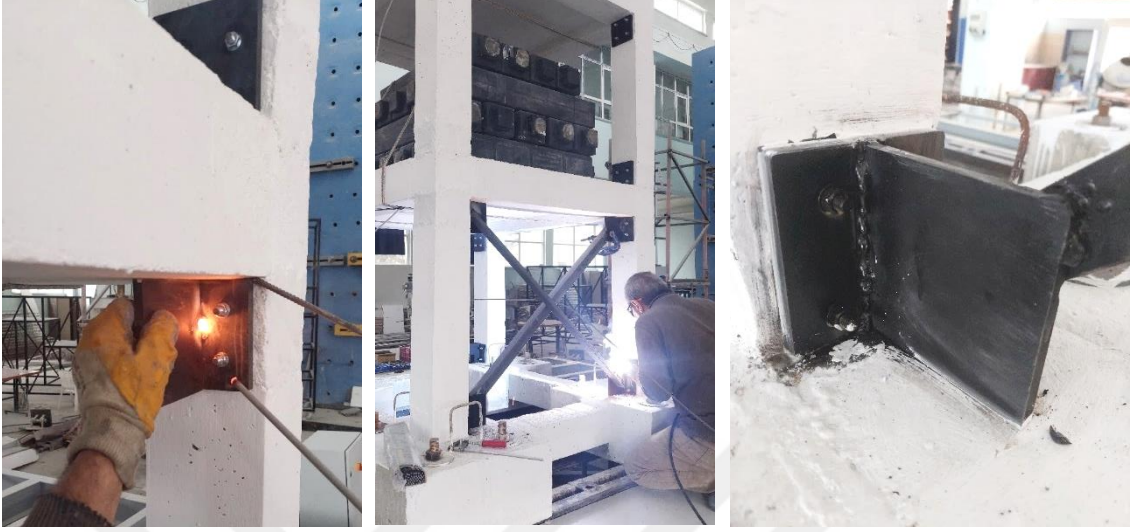
Ardından 12x12x1,2 cm boyutlarındaki çelik plakalar tijlerin denk geleceği noktalardan delinmiş ve M8 pulu ve somunları ile kolon uçlarına sabitlenmiştir. (Şekil 3.55)



Şekil 3.55. Çelik plakaların delinip kolon uçlarına sabitlenmesi

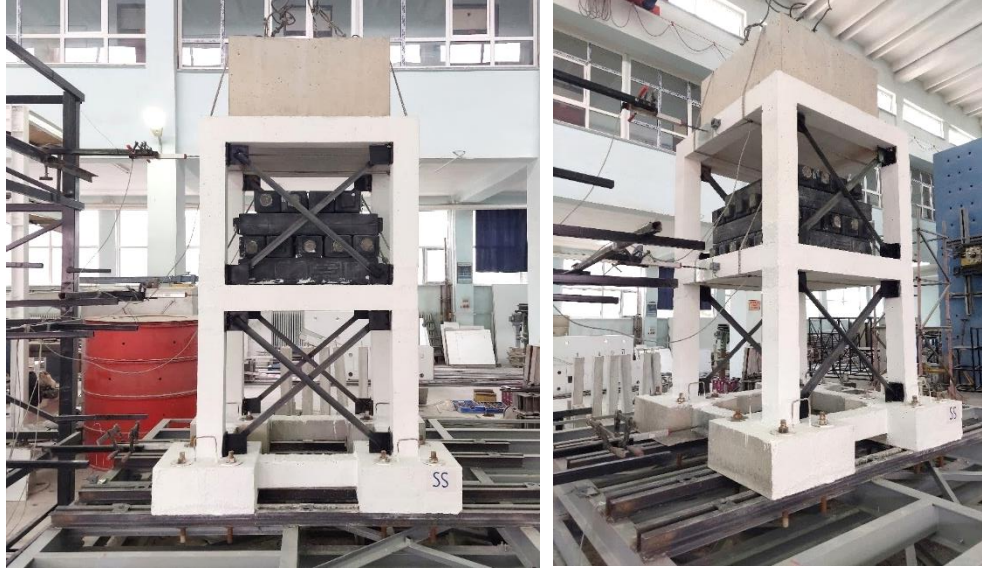
Çaprazların bu plakalarla bağlantısını sağlayabilmek için öncelikle 12x12x0,8 cm boyutlarındaki diğer plakalar kolon uçlarına sabitlenmiş olan plakalara dik olacak şekilde (T harfi şeklinde) kaynaklanmıştır. Bunun ardından L40x40x4 mm enkesit boyutlarına sahip 115 cm uzunluğundaki çelik köşebentler bu plakalara kaynaklanarak güçlendirme işlemi tamamlanmıştır. Kullanılan bütün plaka ve köşebent profiller 235 MPa minimum

akma dayanımına sahip St37 - S235JR yapısal çeliğindendir. Şekil 3.56’da plakaların ve çaprazların kaynaklanma aşaması gösterilmektedir.



Şekil 3.56. Çelik plaka ve çaprazların kaynaklanması

Güçlendirme aşamasının tamamlanmasıyla titreşim deneylerine tekrardan geçilmiş olup Şekil 3.57’de SS numunesinin güçlendirilmiş durumundaki deneylerinin fotoğrafları sunulmuştur.



Şekil 3.57. SS numunesinin çelik çaprazlarla güçlendirilmiş durumunun deneyi

3.8.3. SC numunesinin deneyleri

3.8.3.1. Hasarsız (referans) durum

SC numunesinin hasarsız (referans) haldeki deneylerine ait fotoğraflar Şekil 3.58’de gösterilmiştir.



Şekil 3.58. SC numunesinin hasarsız (referans) halinin deneyi

3.8.3.2. Hasarlı durum

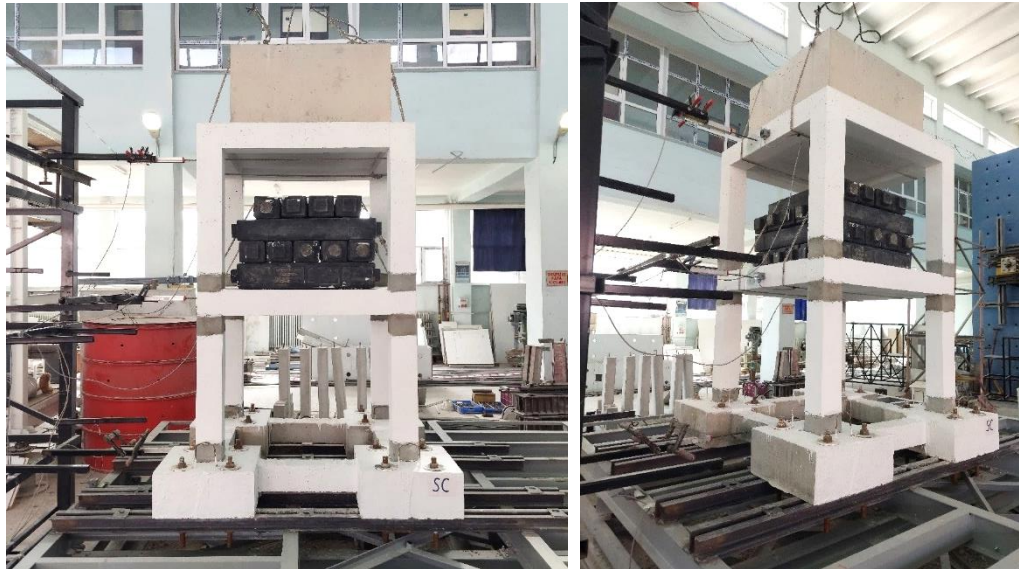
Hasarsız (referans) hal deneylerinin ardından SC numunesinin de hasarlandırma işlemi diğer iki numuneyle aynı şekilde yapılmış ve numunenin hasarlı haldeki titreşim deneyleri yürütülmüştür. Şekil 3.59 SC numunesinin hasarlı durumunun deneylerini göstermektedir.



Şekil 3.59. SC numunesinin hasarlı durumunun deneyi

3.8.3.3. Onarılmış durum

Numunenin hasarlı durumdaki deneylerinin tamamlanmasıyla onarımına başlanmıştır. Bu aşamada diğer iki numuneye uygulanan onarım işlemi yine aynı şekilde SC numunesine de uygulanmış ve kürü yapılmıştır. Devamında SC numunesinin onarılmış durumunun deneyleri yapılmış olup Şekil 3.60’da fotoğraflanmıştır.



Şekil 3.60. SC numunesinin onarılmış durumunun deneyi

3.8.3.4. Betonarme perdelerle güçlendirilmiş durum

SC numunesinde güçlendirme işlemi yükleme doğrultusunda düzlem içi betonarme perdelerle yapılmıştır.

Güçlendirme perdelerinin kalınlığı 10 cm olup içerisinde önde ve arkada 150x150 mm aralıklı ve 6 mm donatı çapına sahip Q188/188 tipi nervürlü hasır çelik kullanılmıştır. Hasır çubuklarının minimum akma mukavemeti 500 MPa'dır.

Betonarme perdelerin mevcut çerçeve elemanlarıyla rijit bağlantısının sağlanabilmesi için filiz ekimi işlemiyle güçlendirme sürecine başlanmıştır. Bu amaçla öncelikle ankraj delikleri açılmıştır. Delikler 8 mm çapında ve 8 cm derinliğindedir. Delik açma işlemi tamamlandıktan sonra 6 mm çapındaki B420C (S420) tipi nervürlü donatılar kimyasal EMS Dubell F.1311 marka epoksi kullanılarak ekilmiştir. Hasır donatılarla filizlerin bindirme boyu 20 cm'dir. (Şekil 3.61)



Şekil 3.61. SC numunesinde filiz ekimi süreci

Filiz ekiminin ardından perde donatılarının montajı yapılmış ve devamında kalıp imalatı da tamamlanarak beton dökümüne geçilmiştir. Bu aşamalar Şekil 3.62a-b'de gösterilmiştir. Perdeler çerçeve açıklığını tam olarak kapatacak şekilde düzlem içerisinden imal edileceğinden beton dökümünün yapılabilmesi için kalıpların ön yüzeyinde üst kısımlarda yaklaşık 10 cm yüksekliğinde boşluklar bırakılmış ve böylece Şekil 3.62c'de görüldüğü gibi ekstradan bir beton döküm haznesi oluşturulmuştur. Daha sonrasında bu kısımlar kırılmış ve yüzey taşlanarak düzeltilmiştir.



Şekil 3.62. Güçlendirme perdelerinde donatı ve kalıp montajı; **a)** Donatı imalatı, **b)** Kalıp imalatı, **c)** Beton döküm haznesi

Şekil 3.63'te SC numunesinin güçlendirme perdelerinin beton dökümü gösterilmiştir.



Şekil 3.63. Güçlendirme perdelerinin beton dökümü

Dayanım tayini için döküm esnasında betondan 6 adet silindir numunesi alınmıştır. Silindir numunelerinde standart basınç deneyleri yapılmış ve güçlendirme perdelerinde ortalama beton basınç dayanımı $f_{ck}=9,55$ MPa olarak tayin edilmiştir. Bu da gerçek yapı düşünüldüğünde yaklaşık 25 MPa değerine karşılık gelmektedir. (Şekil 3.64)



Şekil 3.64. Güçlendirme perdelerinde kullanılan betonun basınç dayanımı tayini

Dökümden birkaç gün sonra kalıplar sökülüş ve 1 hafta boyunca betonun kurlmesi yapılmıştır. İlerleyen süreçte numune deneylere hazır hale getirilmiş ve zorlanmış titreşim deneyleri tamamlanmıştır. SC numunesinin düzlem içi betonarme perdelerle güçlendirilmiş durumunun deneylerine ait fotoğraflar Şekil 3.65'te gösterildiği gibidir.



Şekil 3.65. SC numunesinin betonarme perdelerle güçlendirilmiş durumunun deneyi

3.9. Hesap ve Analizler

Tez çalışmasında deneysel verilerin analizi iki ana başlıkta toplanabilir. Bunlar dinamik parametrelerin belirlendiği modal analiz ve yük ve deplasman verileri üzerinden çeşitli diğer parametrelerin belirlendiği yük-deplasman analizleridir. Hesap ve analiz

süreçlerinde genel olarak SeismoSignal v4.3.0, OriginPro 2021, Microsoft Excel, EasyTest Experimental Modal v2.1.5 yazılımları kullanılmıştır.

3.9.1. Modal analiz

Bu kısımda doktora tezinin deneysel aşamasında yapılan zorlanmış titreşim deneylerinden elde edilen verilerin sinyal işleme süreci ve dinamik parametrelerin belirlenme süreci anlatılmıştır. Numunelerde geleneksel deneysel modal analiz ivme verilerinin kullanıldığı akselerans tipi FRF fonksiyonları üzerinden yapılmıştır.

3.9.1.1. Doğal titreşim frekansları ve periyotlarının belirlenmesi

Veri analizine ilk olarak deneylerden elde edilen zamana tanım alanındaki ham verilerin kalibre edilip düzenlenmesiyle başlanmıştır. Sonrasında titreşim testlerinin örnekleme süresi belirlenmiş ve etki ve tepki ivme verilerinden bu sürenin dışındaki ölçümler çıkartılmıştır. Ayrıca burada zamana bağlı etki ve tepki verilerinde taban çizgisi düzeltilmesi (baseline correction) yapılmıştır.

Devamında etki ivme verileri tabla üzerindeki toplam kütle ile çarpılarak 'N' biriminde zamana bağlı etki kuvvetlerine dönüştürülmüştür. Burada numunelerin zati ağırlığı ve katlarına konulan ilave ağırlıklar düşünülerek toplam kütle; hasarsız ve onarılmış durumlar için 4580 kg, hasarlı durum için 4555 kg, dolgu duvarlı durum için 4880 kg, çelik çaprazlı durum için 4640 kg ve betonarme perdeli durum için 5530 kg olarak hesaplanmıştır.

Ardından hızlı Fourier dönüşümünde (FFT) oluşacak sızıntı hatasını minimize etmek için dönüşüm öncesinde pencereleme fonksiyonları tanıtılmıştır. Bu aşamada genlik hassasiyetinde iyi ve spektral sızıntı hatasının minimize edilmesinde en iyi olan Blackman penceresi kullanılmıştır. Pencerelemenin ardından etki (kuvvet (N)) ve tepki (ivme (g)) verilerinin FFT dönüşümleri yapılarak zaman tanım alanından frekans tanım alanına geçilmiştir.

Sonrasında etki ve tepki verileri için elde edilen Fourier genlik-frekans grafikleri filtrelenmiştir. Burada Fourier dönüşümüyle elde edilen grafikler incelenmiş ve genliklerin belirli frekans değerlerinden sonra sifıra çok yakın olduğu görülmüştür. Bu yüzden filtrelemede bu frekans değerlerinden (kesme frekansı) alçak geçiren filtre

yöntemi (lowpass) kullanılmıştır. Filtreleme aşamasında 4. dereceden Butterworth tipi filtre kullanılmıştır.

Filtrelemenin ardından grafiklerde Savitzky-Golay yöntemi ile 2. dereceden polinom ve uygun miktarda pencere kullanılarak eğri yumuşatma yapılmıştır.

Daha sonra yumuşatılmış tepki Fourier genlik grafiği etki grafiğine oranlanıp g/N biriminde FRF genlik grafikleri (transfer fonksiyonu) oluşturulmuştur. Deneysel aşamada her bir farklı durum için en az 3 tekrarlı test yapıldığından ve numunelerde testler esnasında herhangi bir rijitlik kaybı yaşanmadığından tekrarlı testlerden elde edilen FRF grafiklerinin ortalaması alınmıştır. Sonuçta modal parametrelerin elde edileceği ortalama FRF grafiklerinde eğri uydurma yapılmış ve hatalar ve gürültü verileri azaltılmıştır. Bu aşamada grafiklerde doğrusal olmayan çok serbestlik dereceli (çoklu tepe uydurması-multi peak fit) Lorentz tipi eğri uydurma tekniği kullanılmıştır.

Devamında eğri uydurma yapılmış FRF genlik grafikleri üzerinden tepe tutma yöntemiyle tepe genliklerin olduğu rezonans kısımlarında frekans değerleri işaretlenmiştir. Buna göre 2 serbestlik derecesine sahip çerçeve deney numunelerinin her bir farklı durumunda 1. ve 2. moduna ait doğal titreşim frekansları elde edilmiştir.

Frekans değerleri belirlendikten sonra Denklem (1.6) uyarınca bu değerlerin çarpmaya göre tersi alınarak 1. ve 2. doğal titreşim periyotları belirlenmiştir.

Sonuç olarak modal frekansların ve periyotların belirlenmesinde uygulanan veri analizi aşamaları özetle şu şekilde sıralanabilir;

1. Ham verilerin genel olarak düzenlenmesi ve kalibrasyonu,
2. Örnekleme süresinin belirlenmesi,
3. Etki ivme verilerinin etki kuvvet verilerine dönüştürülmesi,
4. Pencereleme fonksiyonlarının tanıtılması,
5. Hızlı Fourier dönüşümlerinin yapılması,
6. Filtrelemelerin yapılması,
7. Eğrilerin yumuşatılması,
8. FRF grafiklerinin elde edilmesi,
9. FRF grafiklerinin ortalamalarının alınması,
10. Eğri uydurmaların yapılması,
11. Doğal titreşim frekanslarının ve periyotlarının belirlenmesi.

3.9.1.2. Doğal sönüm oranlarının belirlenmesi

Numunelerde doğal sönüm oranları hem yarım güç bant genişliği hem de logaritmik azalım yöntemleri kullanılarak bu 2 farklı yöntemle ayrı ayrı belirlenmiştir.

Yarım güç bant genişliği yöntemine göre frekans tanım alanındaki FRF genlik grafiklerinde her bir modda tepe genlik değeri ' $1/\sqrt{2}$ ' ile çarpılarak tepenin iki yanından yeni genlik değerleri işaretlenmiş ve bu genliklere karşılık gelen frekanslar belirlenmiştir. Ardından Denklem (1.91) vasıtasıyla çerçevelerde her bir durum için 1. ve 2. moda ait doğal sönüm oranları hesaplanmıştır.

Logaritmik azalım yöntemine göre de zaman tanım alanındaki düzenlenmiş tepki tepe deplasman grafiklerinde Denklem (1.92) vasıtasıyla çerçevelerin her farklı durumunda global sönüm oranları belirlenmiştir. Burada global ifadesinin kullanılmasındaki maksat logaritmik azalımda modlar için ayrı ayrı sönüm oranlarının hesaplanmaması ve dolayısıyla bulunan sönüm oranı değerinin mod katkılarının toplu bir şekilde ele alınarak genel tek bir değer olarak hesaplanmasındandır.

3.9.1.3. Mod şekillerinin belirlenmesi

Tepe tutma yöntemine göre transfer fonksiyonları vasıtasıyla mod şekilleri belirlenirken FFT analizleri sonrasında oluşan fonksiyon grubundan sanal fonksiyonların kullanılması gerekmektedir. Bu bağlamda burada doğal frekansların belirlenmesinde anlatılan süreç aynı şekilde uygulanmış sadece kullanılan fonksiyonlar genlik fonksiyonları yerine sanal fonksiyonlar olmuştur. Neticede frekansların belirlenmesinde uygulanan işlemler aynı şekilde burada da uygulanmış ve sinyal işleme ve diğer bütün işlemlerin ardından eğri uydurma yapılmış sanal FRF grafikleri elde edilmiştir.

Çerçevelerde her bir durumda 1. ve 2. katlar için oluşturulan sanal FRF grafiklerinde belirlenen 1. moddaki tepe genlik değerleri kendi içerisinde ve yine 2. moddaki tepe genlik değerleri kendi içerisinde birleştirilerek 1. ve 2. mod şekilleri elde edilmiştir.

3.9.2. Yük-deplasman analizleri

Bu kısımda zaman tanım alanındaki yük ve deplasman verileri ve bunlar üzerinden elde edilen bazı parametre ve grafiklerin hesap süreci anlatılmıştır.

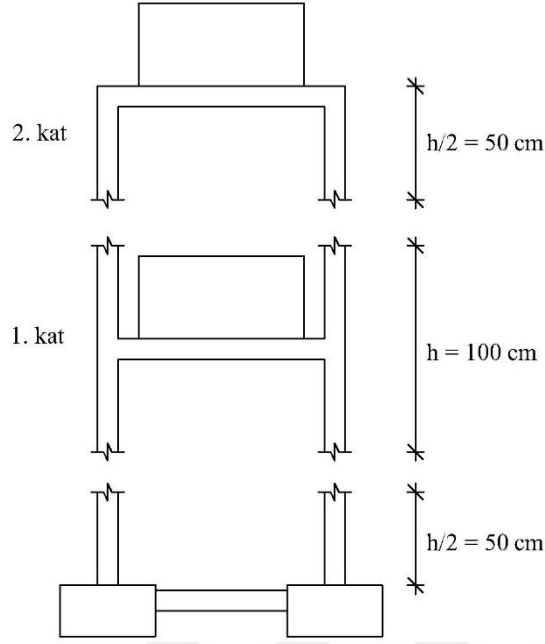
Numuneler hasarsız, hasarlı ve onarılmış hallerinde özdeş olduğundan ve dolayısıyla deplasman tepkileri birbirine çok yakın olduğundan Bölüm 4 kapsamında bazı grafikler ayrı ayrı her bir numune için verilmemiş, bunun yerine tipik grafikler sunulmuştur.

3.9.2.1. Tepki spektrumlarının elde edilmesi

Sarsma tablası üzerinden 4 farklı şiddetteki yükleme için ölçülen tipik etki ivme-zaman grafikleri filtrelenip düzenlendikten sonra numuneler için belirlenen sönüm oranları ve ayrıca betonarme binalar için öngörülen %5 sönüm oranı kullanılarak SeismoSignal programı vasıtasıyla deprem tepki spektrumları oluşturulmuştur. Burada ivme ve deplasman tepki spektrumları elde edilmiştir.

3.9.2.2. Taban kesme kuvvetlerinin bulunması

Yük-deplasman analizlerine öncelikle zaman tanım alanında taban kesme kuvvetlerinin (V) belirlenmesiyle başlanmıştır. Bunun için öncelikle kat kesme kuvvetleri hesaplanmıştır. Hesapta katlarda dış yük etkisiyle oluşan yanal atalet kuvvetleri kat kesme kuvvetlerine eşit olarak alınmıştır. Buna göre her bir durumda kat ağırlıkları belirlenmiş ve katlarda ölçülen düzenlenmiş tepki ivme değerleriyle çarpılmıştır. Devamında belirlenen kat kesme kuvvetleri toplanmış ve bu şekilde çerçeve numunelerinde her bir farklı durumda ve yüklemeye oluşan taban kesme kuvvetleri zaman tanım alanında elde edilmiştir. Kat ağırlıklarının belirlenmesinde Şekil 3.66'da gösterildiği gibi, 2. katın ağırlığı için 2. kat döşemesi, 2. kat kirişleri, 2. kat kolonlarının yarısı ve kata konulan ilave ağırlık hesaba katılmışken, 1. kat için 1. kat döşemesi, 1. kat kirişleri, 1. kat kolonlarının yarısı, 2. kat kolonlarının diğer yarısı ve ilave kat ağırlığı hesaba katılmıştır. (Gavridou ve diğ., 2017; Khan ve diğ., 2021)



Şekil 3.66. Kat ağırlıklarının belirlenmesi

3.9.2.3. Kat deplasmanlarının bulunması

Bu aşamada öncelikle titreşim deneylerinde potansiyometrik cetvellerle ölçülen kat deplasman değerlerinden temel hizasından ölçülen deplasman değerleri çıkartılmıştır. Devamında taban çizgisi düzeltmesi (baseline correction), gerekli hata ayıklamaları ve diğer düzeltmeler yapılarak her bir farklı durum ve yükleme için numunelerin 1. katlarında ve 2. katlarında (tepe deplasmanı) oluşan kat deplasmanları zaman tanım alanında belirlenmiştir.

3.9.2.4. Yük-deplasman histerezis eğrilerinin çizilmesi

Çerçeve numunelerinde her bir farklı yükleme ve durumda zaman tanım alanında taban kesme kuvvetleri ve tepe deplasmanları (2. kat deplasmanı) belirlendikten sonra bunlar birleştirilmiş ve taban kesme-tepe deplasman histerezis grafikleri bu şekilde oluşturulmuştur.

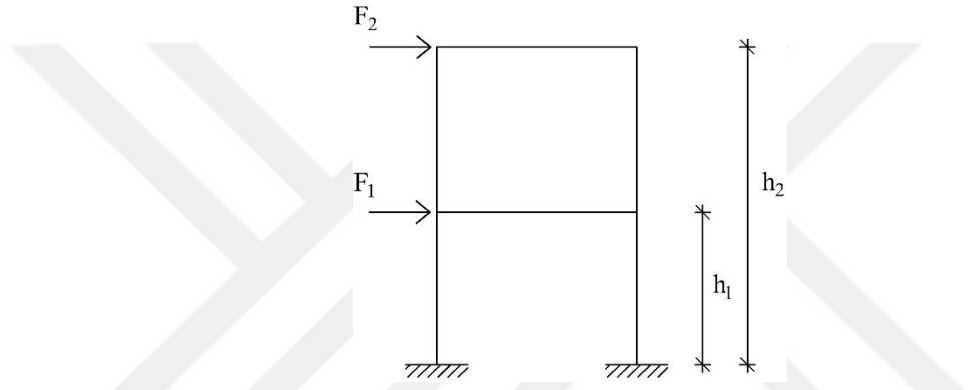
3.9.2.5. Rijitlik grafiklerinin çizilmesi

Çerçeve numunelerinde yanal ötelenme rijitliği değerlerinin elde edilmesinde taban kesme kuvveti-tepe deplasmanı histerezis eğrileri kullanılmıştır. Histerezis grafiklerinde doğrusal regresyon analizi yapılmış ve elde edilen eğrilerde ' $F/u=k$ '

mantığıyla numunelerin her bir farklı durum ve yüklemde tepe deplasmanlarına karşılık rijitlik değerleri elde edilmiştir. Deneyler esnasında numunelerin elastik kaldığı düşünüldüğünde bu rijitlik değerleri başlangıç rijitlikleri olarak tanımlanabilir. (El-Attar ve diğ., 1991)

3.9.2.6. Taban devrilme momenti-tepe deplasmanı oranı histerezis grafiklerinin çizilmesi

Taban devrilme momentleri Şekil 3.67’de belirtilen atalet kuvvetleri ve ilgili yükseklikler kullanılarak Denklem (3.7) vasıtasıyla hesaplanmıştır.



Şekil 3.67. Taban devrilme momenti hesabı için atalet kuvvetleri ve bunların rijit temel üzerinden yükseklikleri

$$M_{dev} = F_1 \times h_1 + F_2 \times h_2 \quad (3.7)$$

Denklemden (M_{dev}) toplam taban devrilme momentini, (F_1) ve (F_2) titreşim etkisiyle 1. ve 2. katta oluşan atalet kuvvetlerini, (h_1) ve (h_2) de ilgili katın rijit temel üzerinden yüksekliğini göstermektedir. Numunelerde (h_1) değeri 1000 mm, (h_2) değeri 2000 mm’dir. Denkleme göre katlarda oluşan atalet kuvvetleri ilgili yüksekliklerle çarpılmış ve tabana göre elde edilen bu devrilme momentleri toplanarak taban devrilme momenti değerleri elde edilmiştir.

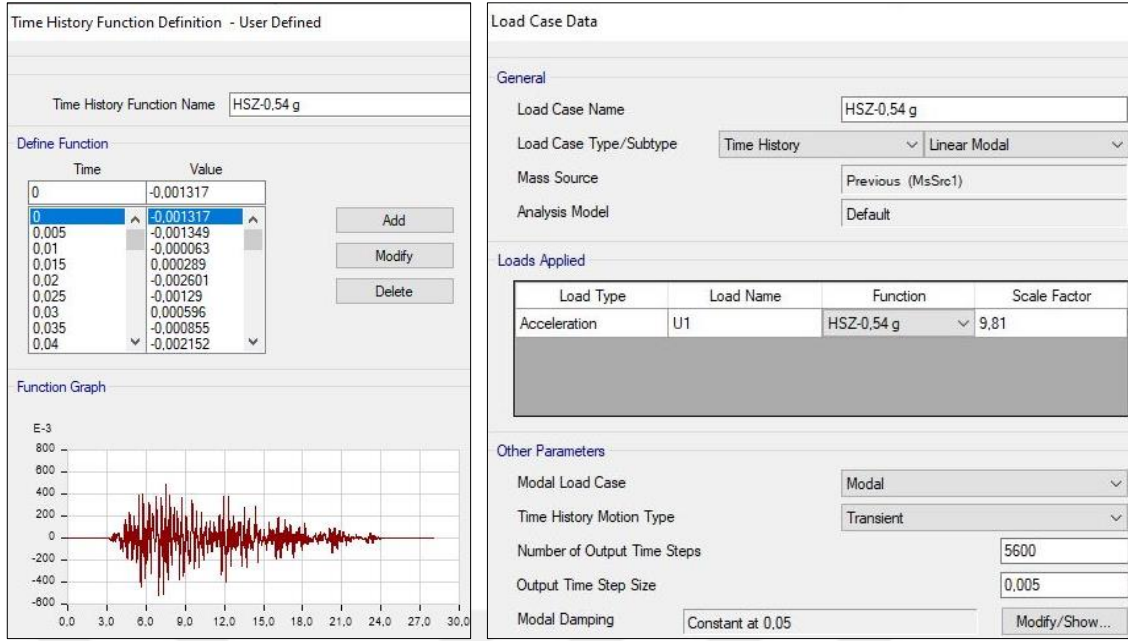
Tepe deplasmanı oranı (roof displacement ratio) ise elde edilen zamana bağlı tepe deplasmanı değerlerinin 2000 mm toplam bina yüksekliğine bölünerek hesaplanmıştır. Devamında tepe deplasman oranı ve buna karşılık gelen taban devrilme momenti değerleri birlikte çizdirilerek taban devrilme momenti-tepe deplasmanı oranı histerezis eğrileri elde edilmiştir. (Gavridou ve diğ., 2017)

3.10. Sonlu Elemanlar Yöntemi (FEM) ile Nümerik Analiz

Titreşim deneyleri sonucunda elde edilen verilerle karşılaştırma yapmak maksadıyla, çerçeve numunelerinin sonlu elemanlar yöntemine göre de analizleri yapılmıştır. Bu aşamada ETABS Ultimate v19.1.0 yapısal analiz sonlu elemanlar programı kullanılarak nümerik analizler yapılmıştır. Numunelerin onarılmış durum dışında her bir farklı durumunda sonlu elemanlar modeli oluşturulmuş ve bunlar her bir farklı şiddetteki yükleme altında çözülmüştür. Onarılmış durumda tamir harcının mevcut numune ile yapışma mukavemetinin de ele alınması gerekmektedir. Ancak ETABS programında bu tanımlama mevcut olmadığı için onarılmış durum modellemesi yapılmamıştır.

Modellemede öncelikle deneysel olarak belirlenen dayanım değerleri ve bunlar üzerinden TS500'e göre hesaplanan malzeme sabitleri kullanılarak malzemeler tanımlanmıştır. Devamında kolon ve kiriş çubuk elemanların enkesitleri, diğer elemanların boyutları, elemanların donatı adet ve düzenleri girilmiş ve tanımlanan malzemeler de kullanılarak sistemin elemanları tanımlanmıştır. Elemanlar hazırlandıktan sonra model çerçeveler çizilmiştir. Ayrıca 1. katta ve 2. katta ayrı ayrı rijit diyafram tanımlaması yapılmıştır.

Çerçeve model hazırlandıktan sonra yükleme durumuna geçilmiştir. Bu aşamada katlara konulan kütleler düşey yük olarak uygulanmıştır. Dinamik yüklemeler ise zaman geçmişi fonksiyonları şeklinde sisteme tanıtılmıştır. Burada zorlanmış titreşim deneylerinde tabla üzerinden ölçülen 4 farklı şiddetteki deprem yer hareketinin ivme verisi zaman tanım alanında kullanılmıştır. Örnek olarak Şekil 3.68'de zaman tanım alanında 0,54 g yüklemesi ve buna ait yük durumu tablosu gösterilmiştir.

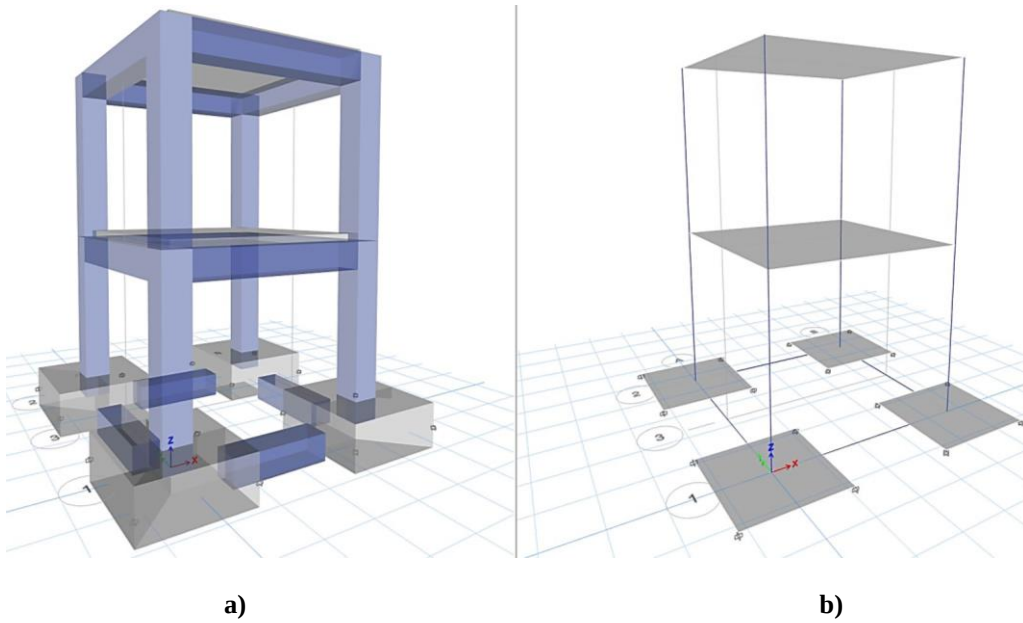


a)

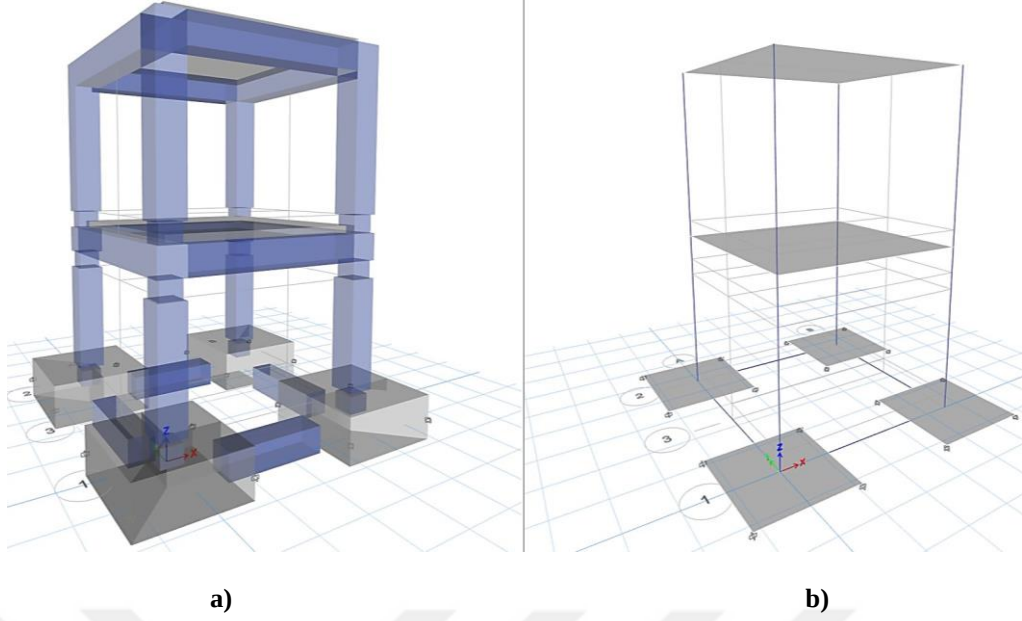
b)

Şekil 3.68. 0,54 g yüklemesi; **a)** Zaman geçmişi fonksiyonu, **b)** Yük durumu tablosu (ETABS, 2021)

Çerçeve numuneler deneysel aşamadaki halleriyle her açıdan özdeş şekilde modellenmiştir. Yüklemeler titreşim deneylerindeki ile aynı şekilde numunelere uygulanmıştır. Hasarsız durumda çerçevelerin sonlu elemanlar modeli Şekil 3.69'da, hasarlı durumda çerçevelerin sonlu elemanlar modeli Şekil 3.70'de gösterilmiştir.

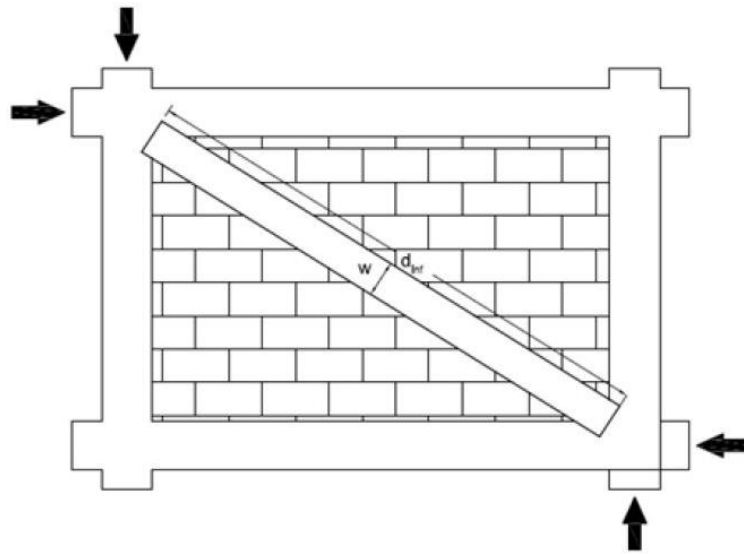


Şekil 3.69. Hasarsız durumda çerçeve modellerinin 3d görünüşleri; **a)** Dolu görünüş (extruded view), **b)** Çubuk eleman görünüşü (ETABS, 2021)



Şekil 3.70. Hasarlı durumda çerçeve modellerinin 3d görüşleri; **a)** Dolu görünüş (extruded view), **b)** Çubuk eleman görüşü (ETABS, 2021)

Yığma dolgu duvarlar eşdeğer diyagonal çubuklar veya kabuk elemanlar olarak modellenenbilmektedir. Tez çalışmasında dolgu duvarlar eşdeğer diyagonal basınç çubukları şeklinde modellenmiştir. Bu şekilde modelleme için literatürde çokça yöntem mevcuttur. Burada Holmes yöntemi kullanılmıştır. Buna göre modellemede, dolgu duvarlar Denklem (3.8)'e göre hesaplanan genişliğe sahip diyagonal basınç çubukları ile değiştirilir (Şekil 3.71). Çubuğun kalınlığı da dolgu duvar kalınlığına eşit kabul edilir. (Al-Hagri ve diğ., 2023, Amalia ve Iranata, 2017)

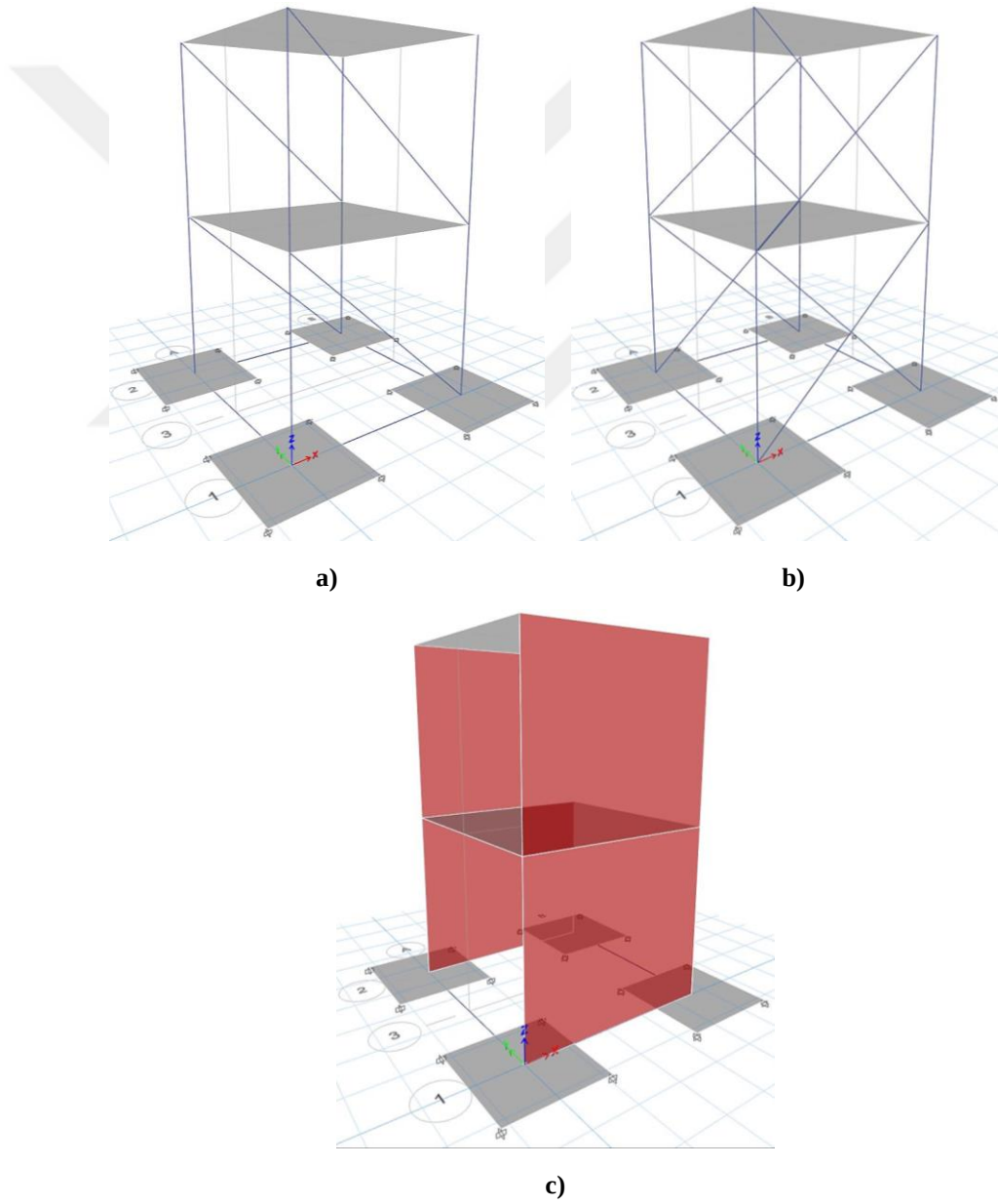


Şekil 3.71. Eşdeğer diyagonal basınç çubuk yöntemi ile dolgu duvarların modellenmesi (Al-Hagri ve diğ., 2023)

$$w = \frac{1}{3}d_{duv} \quad (3.8)$$

Denklemden (w) eşdeğer diyagonal basınç çubuğu genişliğini, (d_{duv}) ise dolgu duvarın diyagonal uzunluğunu göstermektedir. Tez çalışmasında kullanılan çerçeve numunelerinde dolgu duvar diyagonal uzunluğu 1524 mm olduğundan eşdeğer diyagonal basınç çubuğu genişliği $w=508$ mm olarak hesaplanmıştır. Kalınlık ise 10 mm'dir.

Güçlendirilmiş durumda çerçevelerin sonlu elemanlar modelleri Şekil 3.72'de gösterilmiştir.



Şekil 3.72. Güçlendirilmiş durumda çerçeve modellerinin çubuk eleman biçiminde 3d görüşleri; **a)** SI numunesi, **b)** SS numunesi, **c)** SC numunesi (ETABS, 2021)

Modellemeler tamamlanıp analizler yürütülerek sonlu elemanlar yöntemine (FEM) göre nümerik analiz sonlandırılmıştır. Sonuçta nümerik modal analiz ile çerçeve modellerin 1. ve 2. modlarında doğal titreşim frekansları, periyotları ve mod şekilleri belirlenmiştir. Ayrıca bu 4 farklı yükleme ve farklı durumlar için zaman tanım alanında deplasman grafikleri elde edilmiştir. Neticede nümerik analiz ve deneysel analiz ile belirlenen sonuçlar karşılaştırılıp yorumlanmıştır.



4. ARAŞTIRMA SONUÇLARI VE TARTIŞMA

Bu bölümde, 1/3 ölçekli 3 boyutlu 2 katlı ve tek açıklıklı betonarme çerçeve numunelerinde, hasarsız, hasarlı, onarılmış, dolgu duvarlarla iyileştirilmiş, çelik çaprazlarla güçlendirilmiş ve betonarme perdelerle güçlendirilmiş durumlarda 0,19 g, 0,36 g, 0,46 g ve 0,54 g en büyük yer ivmesi (PGA) değerlerine sahip 4 farklı yer hareketi etkisinde deneysel ve ETABS programında sonlu elemanlar yöntemi ile nümerik olarak yapılan testlerin/analizlerin sonuçlarına yer verilmiştir. Sonuçlar gözlemsel, modal analiz ve yük-deplasman analizleri adı altında 3 ana başlıkta toplanmıştır. Devamında karşılaştırma ve yorumlar yapılmıştır. Çerçeve numunelerde dinamik davranışların irdelenebilmesi, araştırma sonuçlarının daha net anlaşılabilmesi ve gerekli karşılaştırma ve yorumlamaların yapılabilmesi için şu parametre ve grafikler elde edilmiş ve bu bölümde sunulmuştur;

- 1) İvme tepki spektrum grafikleri,
- 2) Deplasman tepki spektrum grafikleri,
- 3) Tepki ivme-zaman grafikleri,
- 4) Etki ivme-frekans (FFT) grafikleri,
- 5) Tepki ivme-frekans (FFT) grafikleri,
- 6) Frekans davranış fonksiyonu (FRF) grafikleri,
- 7) Doğal titreşim frekansı değerleri,
- 8) Doğal titreşim periyodu değerleri,
- 9) Doğal sönüm oranı değerleri,
- 10) Mod şekilleri,
- 11) Tepe deplasmanı-zaman grafikleri,
- 12) Tepe deplasmanı oranı-zaman grafikleri,
- 13) Taban kesme kuvveti-zaman grafikleri,
- 14) Taban kesme kuvveti-tepe deplasmanı histerezis grafikleri,
- 15) Rijitlik-tepe deplasmanı grafikleri,
- 16) Taban devrilme momenti-zaman grafikleri,
- 17) Taban devrilme momenti-tepe deplasmanı oranı histerezis grafikleri.

Bütün bu parametre ve grafikler ışığında betonarme çerçeve numunelerinin farklı şiddetteki dinamik yüklemeler altında ve farklı hallerde dinamik davranışları deneysel ve

nümerik açıdan belirlenmiş ve her bir durumun davranışa etkisi irdelenmiştir. Deneysel ve nümerik bütün sonuçlar birbiriyle karşılaştırılıp dinamik davranışta oluşan değişimler yorumlanmıştır.

Numuneler hasarsız, hasarlı ve onarılmış hallerinde özdeş olduğundan deplasman, ivme gibi tepkileri birbirine çok yakın çıkmıştır. Bu yüzden bu durumlar için elde edilen zaman tanım alanındaki ivme, deplasman, taban kesme kuvveti, taban devrilme momenti grafikleri ayrı ayrı her bir numune için verilmemiş, bunun yerine numuneler için ortak tipik grafikler sunulmuştur.

Ayrıca bu bölümde, numunelerin durumlarında kısaltma şeklinde isimlendirmeler yapılmıştır. Bu bağlamda hasarsız (referans) durum HSZ, hasarlı durum HSL, onarılmış durum ONR, SI numunesinin dolgu duvarlarla iyileştirilmiş durumu GÜÇL-SI, SS numunesinin çelik çaprazlarla güçlendirilmiş durumu GÜÇL-SS ve SC numunesinin betonarme perdelerle güçlendirilmiş durumu GÜÇL-SC şeklinde kısaltılarak isimlendirilmiştir.

Genel olarak yapılan hesaplar ve analizlerde SeismoSignal v4.3.0, OriginPro 2021, Microsoft Excel, EasyTest Experimental Modal v2.1.5 ve ETABS Ultimate v19.1.0 yazılımları ve oluşturulan grafiklerde OriginPro 2021 yazılımı kullanılmıştır.

4.1. Gözlemsel Sonuçlar

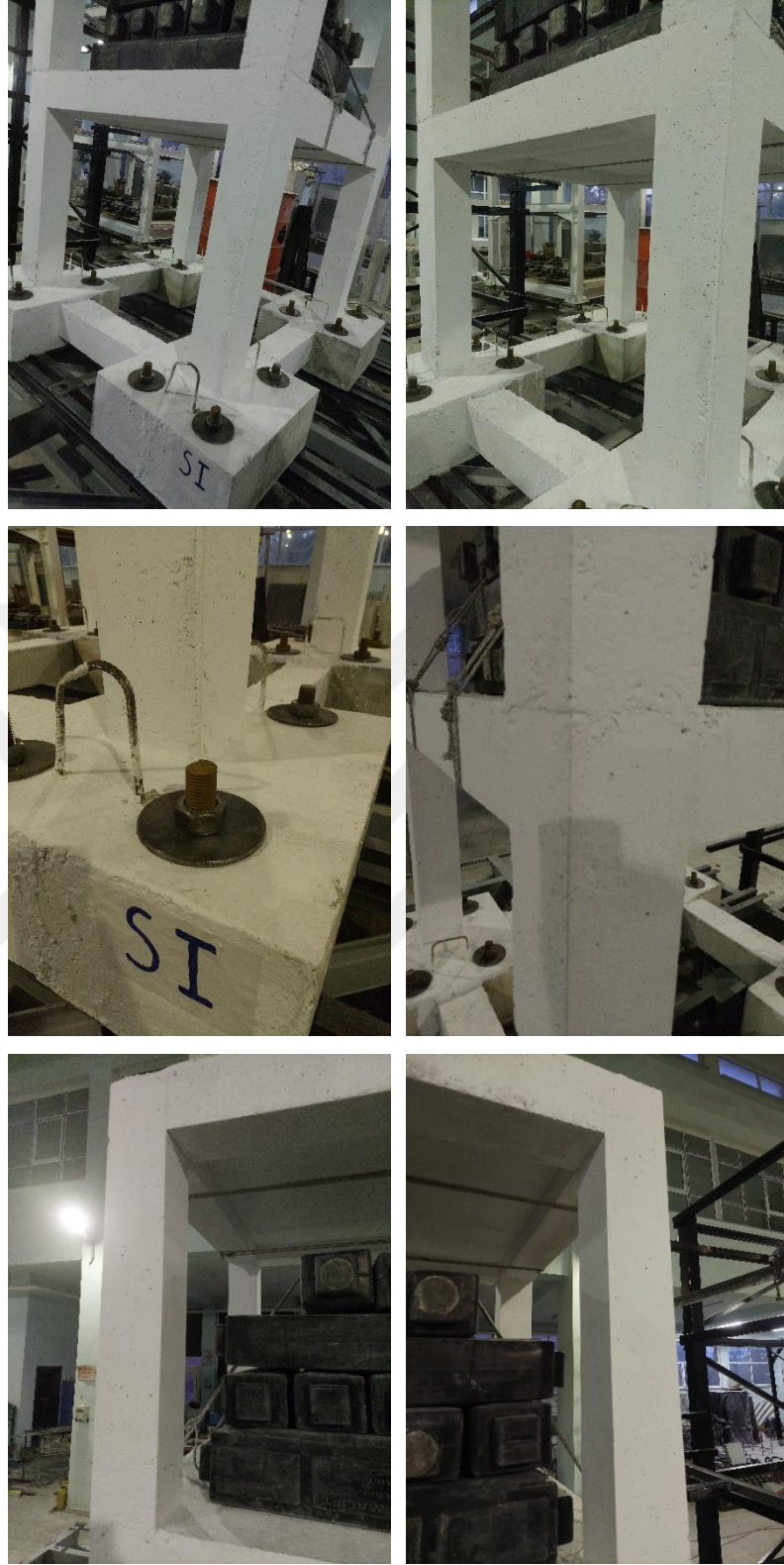
Deneysel aşamada sarsma tablasında yapılan toplam 228 adet zorlanmış titreşim deneyi sonucunda gözlemsel olarak elde edilen bulgular aşağıda sunulmuştur.

- Deneysel aşamada beklenildiği gibi hiçbir test esnasında numunelerde net gözle görülür hasar/çatlak gözlenmemiştir. Bu durumda numunelerin elastik bölgede kaldığı söylenebilir. Böylece modal analiz hesaplarını karıştırabilecek anlık rijitlik kayıpları meydana gelmemiştir.
- Deneylerde en net gözlemsel farklar hasarlı ve güçlendirilmiş durumlarda olmuştur. Bu deneylerde hasarsız (referans) duruma göre net bir şekilde gözle görülür farklar olmuştur. Hasarlı durumda deplasmanların çok fazla olduğu, güçlendirilmiş durumda ise oldukça azaldığı net bir şekilde gözlemlenmiştir.
- Onarılmış durumda görsel açıdan hasarlı durumdan çok fazla fark olmadığı gözlemlenmiştir. Tamir harcının etkisi görsel açıdan tahmin edilenden az olmuştur.

- Güçlendirilmiş durumda, dolgu duvarlı numunenin (SI) çelik çaprazlı numuneyle (SS) çok benzer salınım yaptığı, deplasmanların görsel açıdan yakın olduğu gözlemlenmiştir. Betonarme perdeli numunenin (SC) ise bu numunelere göre aynı yüklemeler altında biraz daha az deplasman yaptığı görülmüştür.
- Deneyler esnasında hasarlı ve güçlendirilmiş durumlarda gözlemlenen en net farklar, hasarın ve uygulanan güçlendirmelerin numunelerin mod şekilleri, doğal titreşim frekansları ve sönüm oranları gibi modal parametrelerini değiştirerek dinamik davranışlarını net bir şekilde etkilediğini göstermektedir.

4.1.1. SI Numunesinin Deneyleri Sonrası Gözlemsel Durumu

SI numunesinin hasarsız durum deneyleri sonrasına ait detay görünüşleri Şekil 4.1'de verilmiştir.



Şekil 4.1. SI numunesinin hasarsız durum deneyleri sonrası detay görüşleri

SI numunesinin hasarlı durum deneyleri sonucunda detay görüşleri Şekil 4.2’de gösterilmiştir.



Şekil 4.2. SI numunesinin hasarlı durum deneyleri sonrasında detay görüntüleri

SI numunesinin onarılmış durum deneyleri sonrasında ait detay görüntüleri de Şekil 4.3'te verilmiştir.



Şekil 4.3. SI numunesinin onarılmış durum deneyleri sonrasında detay görüşleri

Şekil 4.4'te SI numunesinin dolgu duvarlarla iyileştirilmiş durumu deneylerinden sonrasında ait detay görüşleri verilmiştir.



Şekil 4.4. SI numunesinin dolgu duvarlarla iyileştirilmiş durumu deneyleri sonrası detay görüşleri

4.1.2. SS Numunesinin Deneyleri Sonrası Gözlemsel Durumu

SS numunesinin hasarsız durum deneyleri sonrasına ait detay görünüşleri Şekil 4.5'te verilmiştir.



Şekil 4.5. SS numunesinin hasarsız durum deneyleri sonrası detay görünüşleri

SS numunesinin hasarlı durum deneyleri sonucunda detay görünüşleri Şekil 4.6'da gösterilmiştir.



Şekil 4.6. SS numunesinin hasarlı durum deneyleri sonrasında detay görünüşleri

SS numunesinin onarılmış durum deneyleri sonrasında ait detay görünüşleri de Şekil 4.7’de verilmiştir.



Şekil 4.7. SS numunesinin onarılmış durum deneyleri sonrasında detay görünüşleri

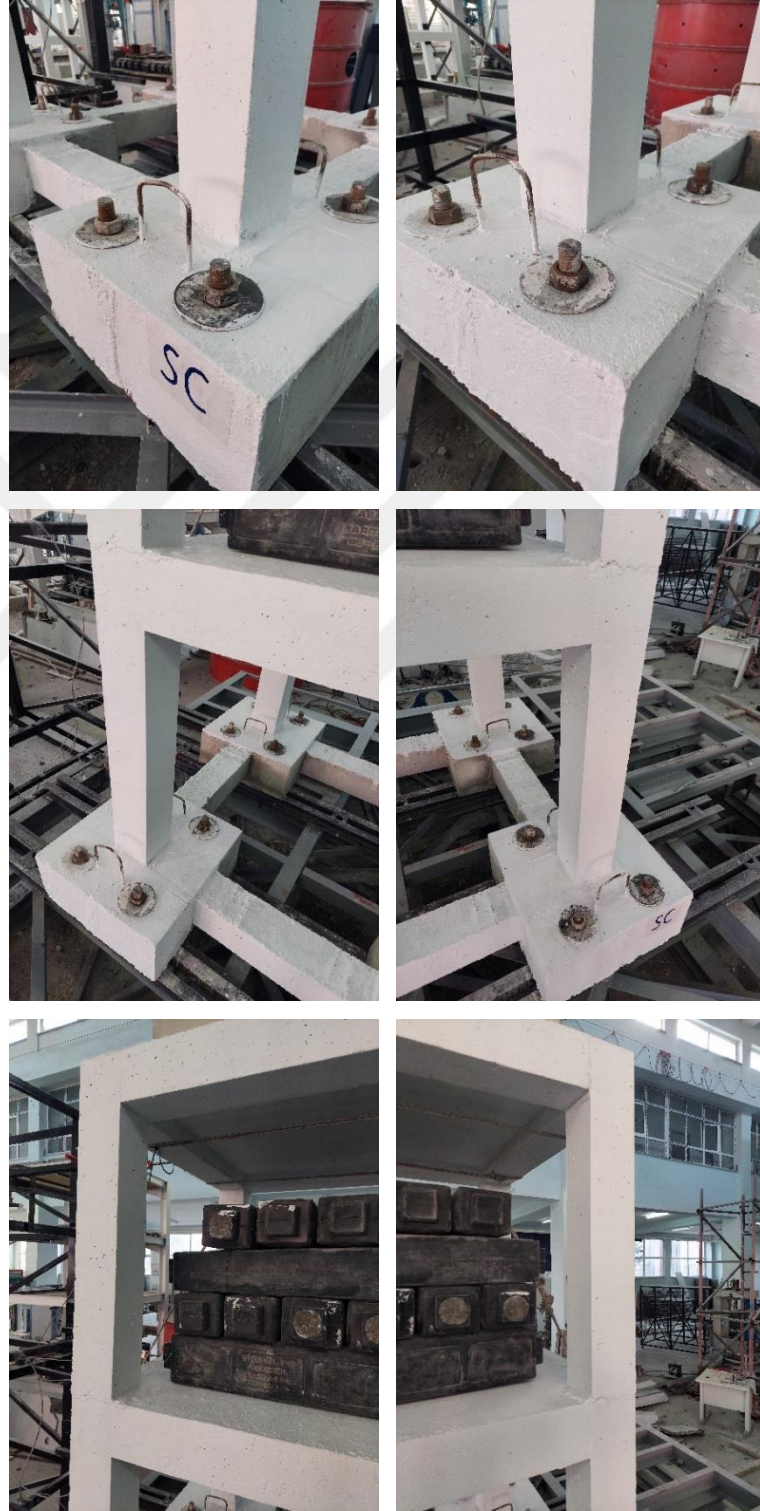
Şekil 4.8'de SS numunesinin çelik çaprazlarla güçlendirilmiş durumu deneylerinden sonrasına ait detay görüşleri verilmiştir.



Şekil 4.8. SS numunesinin çelik çaprazlarla güçlendirilmiş durumu deneyleri sonrası detay görüşleri

4.1.3. SC Numunesinin Deneyleri Sonrası Gözlemsel Durumu

SC numunesinin hasarsız durum deneyleri sonrasına ait detay görünüşleri Şekil 4.9’da verilmiştir.



Şekil 4.9. SC numunesinin hasarsız durum deneyleri sonrası detay görünüşleri

SC numunesinin hasarlı durum deneyleri sonucunda detay görünüşleri Şekil 4.10'da gösterilmiştir.



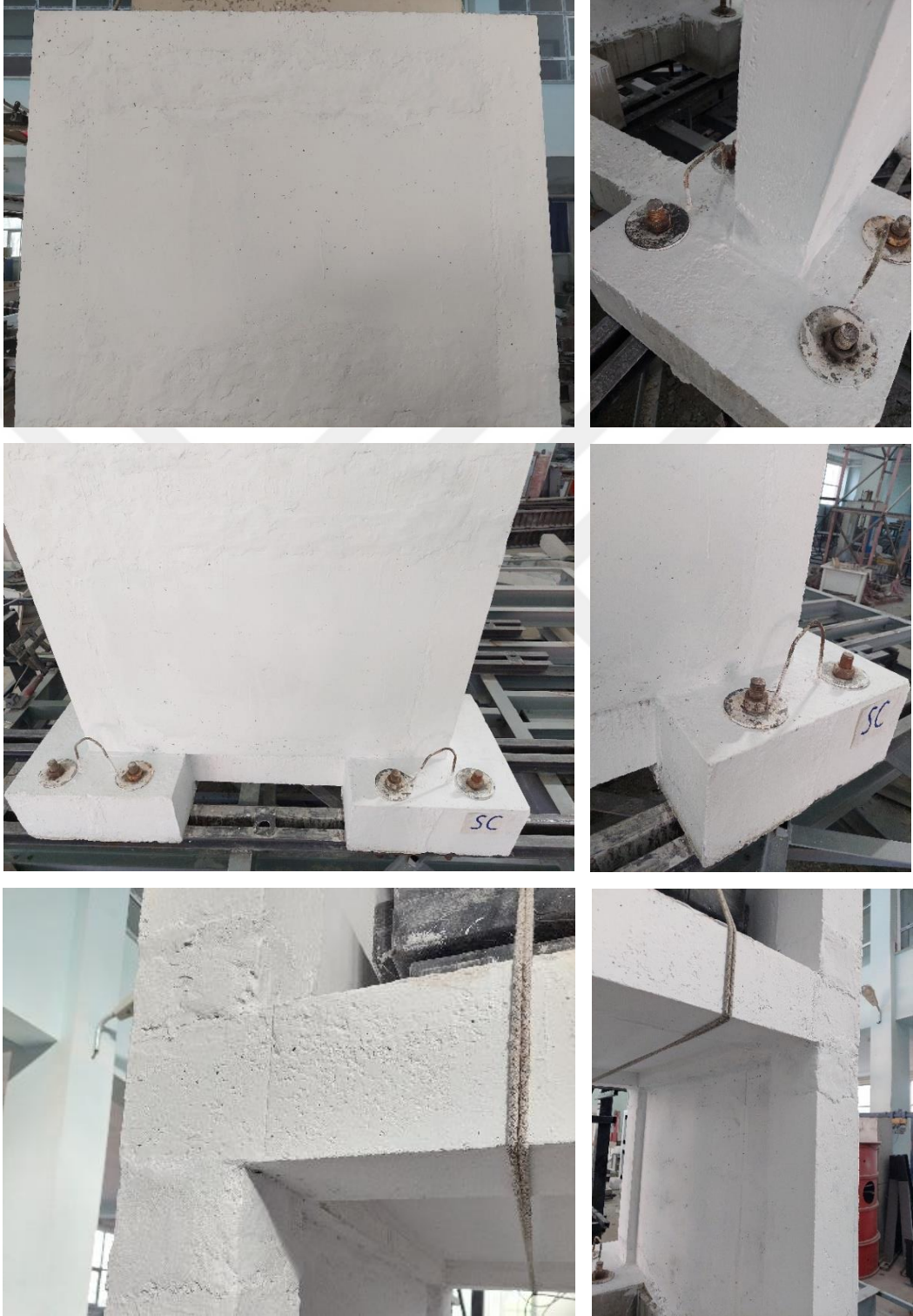
Şekil 4.10. SC numunesinin hasarlı durum deneyleri sonrasında detay görünüşleri

SC numunesinin onarılmış durum deneyleri sonrasında ait detay görünüşleri de Şekil 4.11’de verilmiştir.



Şekil 4.11. SC numunesinin onarılmış durum deneyleri sonrasında detay görünüşleri

Şekil 4.12'de SC numunesinin betonarme perdelerle güçlendirilmiş durumu deneylerinden sonrasına ait detay görüşleri verilmiştir.

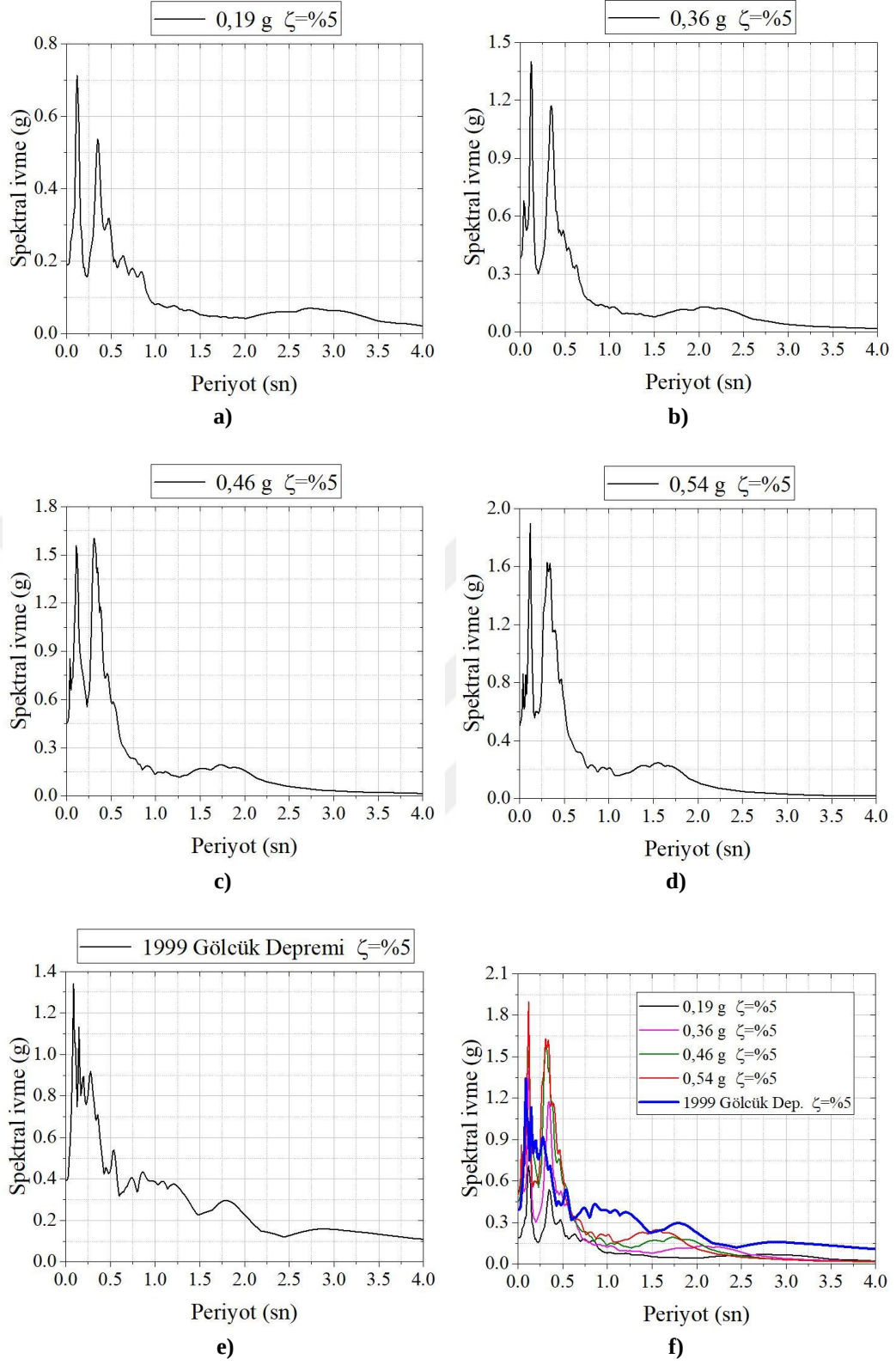


Şekil 4.12. SC numunesinin betonarme perdelerle güçlendirilmiş durumu deneyleri sonrası detay görüşleri

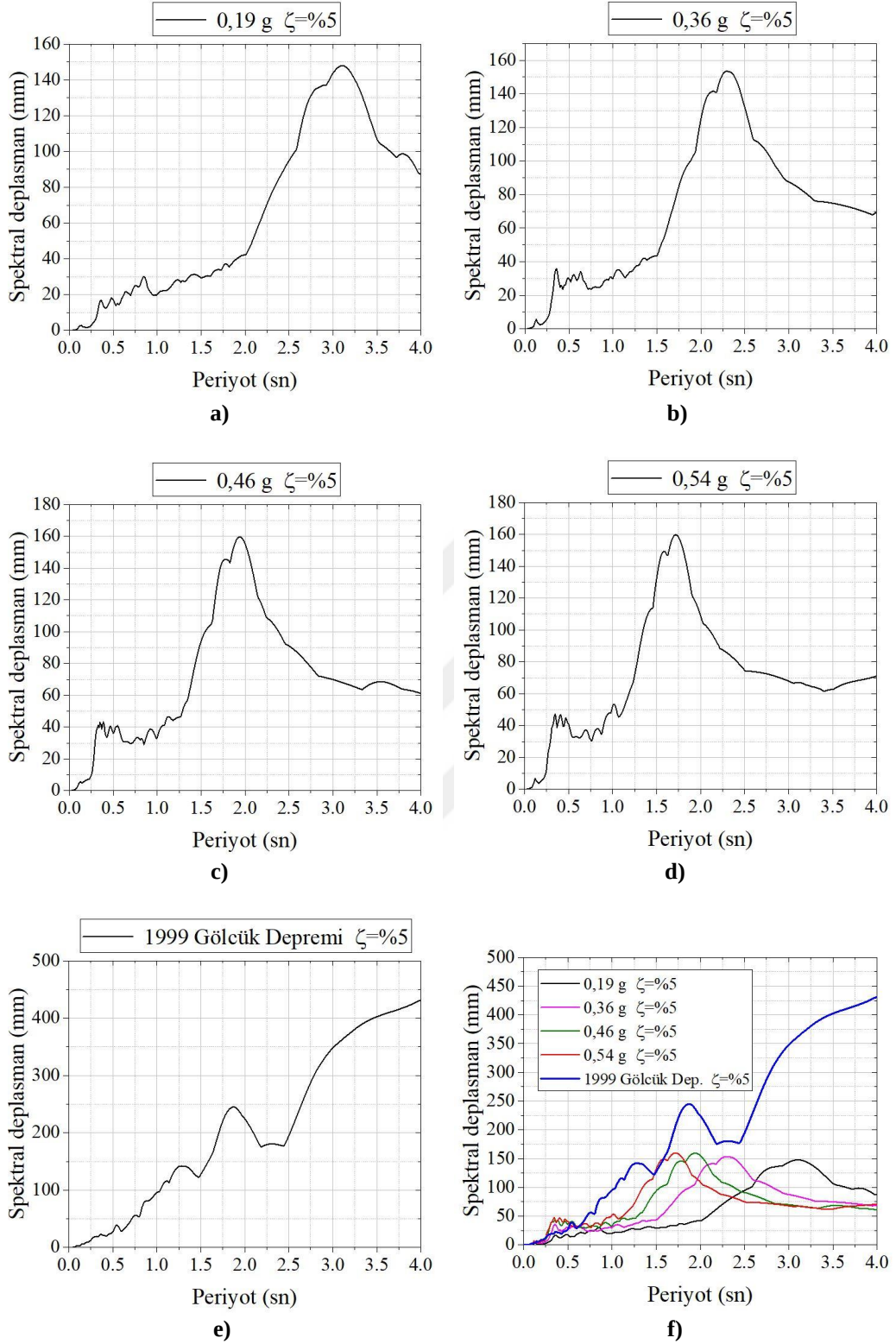
4.2. Modal Analiz Sonuçları

4.2.1. İvme ve Deplasman Tepki Spektrumları

Burada modal analiz sonuçlarına geçmeden önce her bir yükleme durumu için oluşturulan tepki spektrumlarına yer verilmiştir. Spektrumların elde edilmesinde Şekil 3.36 ve Şekil 3.37’te zaman tanım alanında grafiksel olarak gösterilmiş olan 4 farklı etki ivme verisi (0,19 g, 0,36 g, 0,46 g ve 0,54 g yüklemeleri) kullanılmıştır. Ayrıca yapay yer hareketleri ile karşılaştırma yapmak maksadıyla Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı (AFAD)’ın resmi internet sitesinden 17 Ağustos 1999 tarihinde 03:01 yerel saatinde meydana gelen Gölcük depreminde elde edilen en büyük PGA değerinin yer aldığı 5401 no’lu Sakarya Adapazarı istasyonunun doğu-batı doğrultusundaki ivme-zaman kaydı için de tepki spektrumları oluşturulmuştur. Bu depremde AFAD’a göre moment büyüklüğü $M_w=7,6$ ve derinlik 17 km olarak hesaplanmıştır. Bu kısımdaki tepki spektrumları betonarme binalar için öngörülen %5 sönüm oranı kullanılarak oluşturulmuştur. Numuneler için hesaplanan sönüm oranlarına göre elde edilen tepki spektrumlarına daha sonra yer verilecektir. Şekil 4.13’te 4 farklı yapay yer hareketinin ve 1999 Gölcük depreminin ivme tepki spektrumları gösterilmiştir. Şekil 4.13f’de ise ivme tepki spektrumlarının grafiksel karşılaştırması yapılmıştır. Yine Şekil 4.14’te yapay yer hareketleri için ve 1999 Gölcük depremi için oluşturulan deplasman tepki spektrumları gösterilmiştir. Aynı şekilde Şekil 4.14f’de de grafiksel olarak deplasman tepki spektrumları karşılaştırılmıştır.



Şekil 4.13. %5 sönüm oranı için ivme tepki spektrumları; **a)** 0,19 g yüklemesi, **b)** 0,36 g yüklemesi, **c)** 0,46 g yüklemesi, **d)** 0,54 g yüklemesi, **e)** 1999 Gölçük Depremi, **f)** Karşılaştırma



Şekil 4.14. %5 sönüm oranı için deplasman tepki spektrumları; **a)** 0,19 g yüklemesi, **b)** 0,36 g yüklemesi, **c)** 0,46 g yüklemesi, **d)** 0,54 g yüklemesi, **e)** 1999 Gölcük Depremi, **f)** Karşılaştırma

Şekil 4.13 incelendiğinde 0,19 g yüklemesi haricindeki diğer 3 yapay yer hareketinde elde edilen spektral ivme değerleri 1999 Gölcük depremi için elde edilen spektral ivme değerlerinden net bir şekilde daha yüksektir. Burada en büyük spektral

ivmeler; 0,19 g yüklemesi için 0,71 g, 0,36 g yüklemesi için 1,40 g, 0,46 g yüklemesi için 1,60 g, 0,54 g yüklemesi için 1,90 g ve 1999 Gölcük depremi için 1,34 g olarak belirlenmiştir.

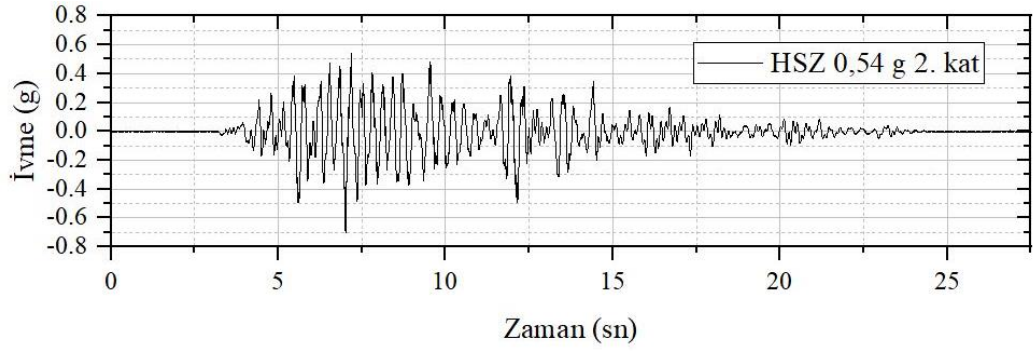
Şekil 4.14'te verilmiş olan deplasman tepki spektrumlarına göre 1999 Gölcük depremi için elde edilen spektral deplasman değerleri yapay yer hareketlerinden elde edilenlere göre gözle görülür farkla daha yüksektir. Ayrıca 4 farklı yapay yer hareketi için elde edilen spektral deplasman değerleri benzer olup etki şiddetlendikçe pik spektral deplasmanlar daha düşük periyotlara doğru kaymaktadır. Sayısal ifadelerle en büyük spektral deplasman değerleri; 0,19 g yüklemesi için 148,0 mm, 0,36 g yüklemesi için 153,5 mm, 0,46 g yüklemesi için 159,7 mm, 0,54 g yüklemesi için 159,8 mm ve 1999 Gölcük depremi için 431,8 mm'dir.

4.2.2. Katlarda Oluşan Zaman Tanım Alanında Tepki İvmeleri

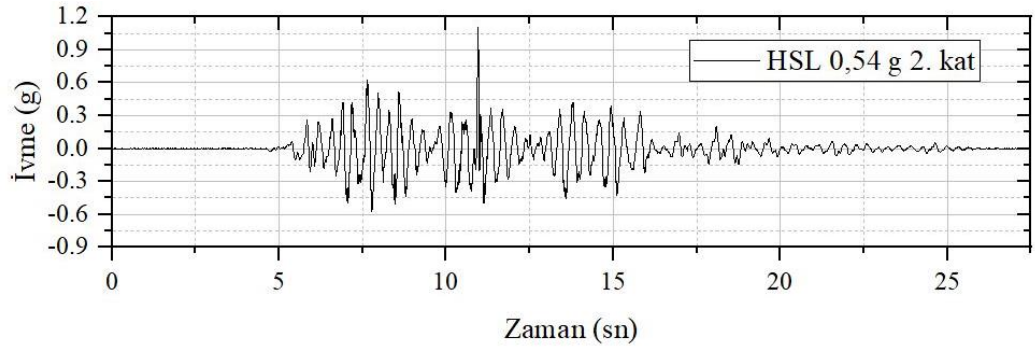
Bütün yüklemelerde ve numunelerin bütün durumlarında neredeyse bütün testlerde 2. kat tepki ivmeleri 1. kat tepki ivmelerinden daha yüksek çıkmıştır. Yükleme açısından da en yüksek tepki ivmeleri öngörüldüğü üzere en şiddetli yükleme olan 0,54 g yüklemesinde elde edilmiştir. Bu sebeplerden dolayı bu bölümde, bütün durumlar için yalnızca 0,54 g yüklemesi altında 2. katlarda oluşan kat tepki ivme grafikleri gösterilmiştir. Burada gösterilmemiş olan, bütün durumlarda 0,19 g, 0,36 g ve 0,46 g yüklemeleri altında 1. ve 2. katlarda oluşan tepki ivme-zaman grafikleri ve yine bütün durumlarda 0,54 g yüklemesi altında 2. katlarda oluşan tepki ivme-zaman grafikleri EK-1 kısmında verilmiştir.

Ayrıca daha önce de bahsedildiği gibi numunelerde HSZ, HSL ve ONR durumlar özdeş olduğundan bu durumlar için elde edilen tepki ivme-zaman grafikleri 3 numune için ayrı ayrı değil de numuneler için ortak bir şekilde tipik grafikler olarak verilmiştir.

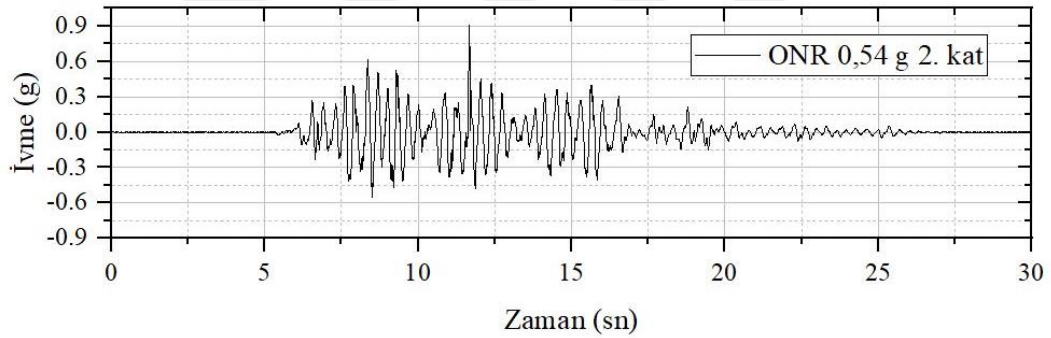
Buna göre 0,54 g yüklemesi altında oluşan 2. kat tepki ivme-zaman grafikleri Şekil 4.15'te HSZ, HSL ve ONR durumlar için, Şekil 4.16'da da GÜÇL durumlar için gösterilmiştir.



a)

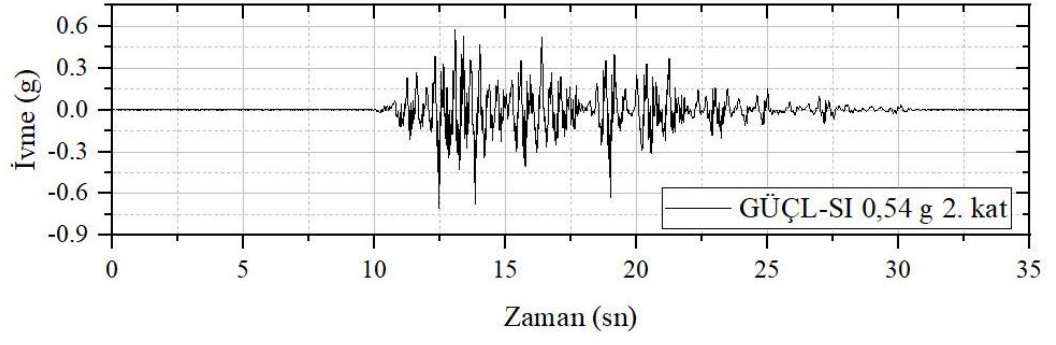


b)

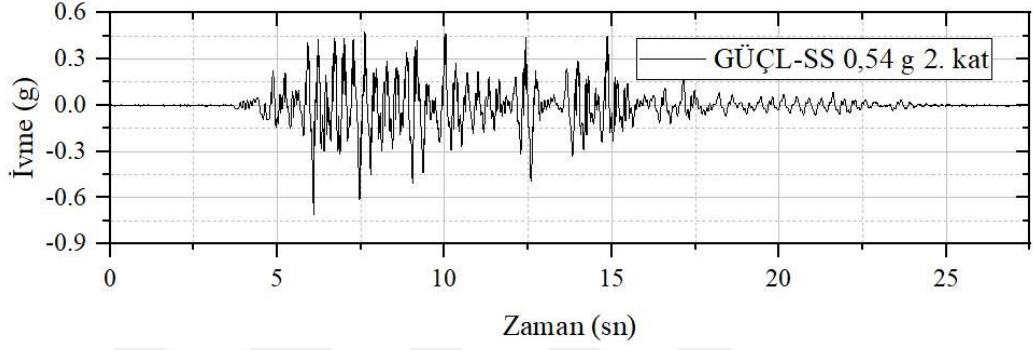


c)

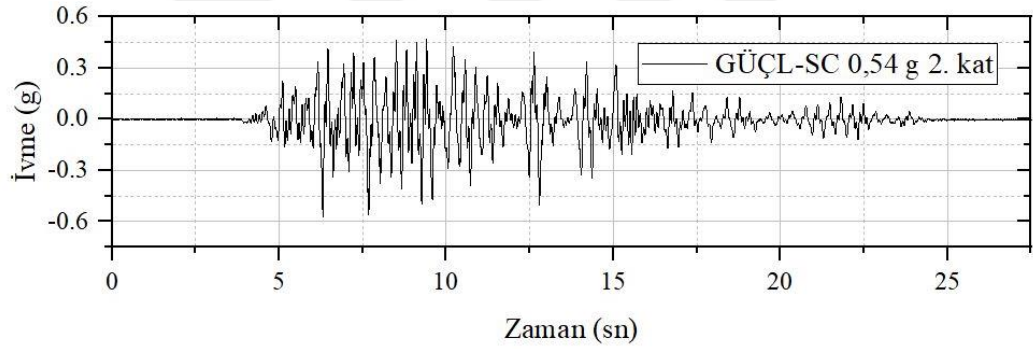
Şekil 4.15. 0,54 g yüklemede numunelerin 2. kat tepki ivme-zaman grafikleri; **a)** HSZ durum, **b)** HSL durum, **c)** ONR durum



a)



b)



c)

Şekil 4.16. 0,54 g yüklemesinde numunelerin 2. kat tepki ivme-zaman grafikleri; **a)** SI numunesinin GÜÇL durumu, **b)** SS numunesinin GÜÇL durumu, **c)** SC numunesinin GÜÇL durumu

Çizelge 4.1’de her bir durum ve yüklemde 1. ve 2. katlardan ölçülmüş olan mutlak maksimum tepki ivmeleri gösterilmiştir.

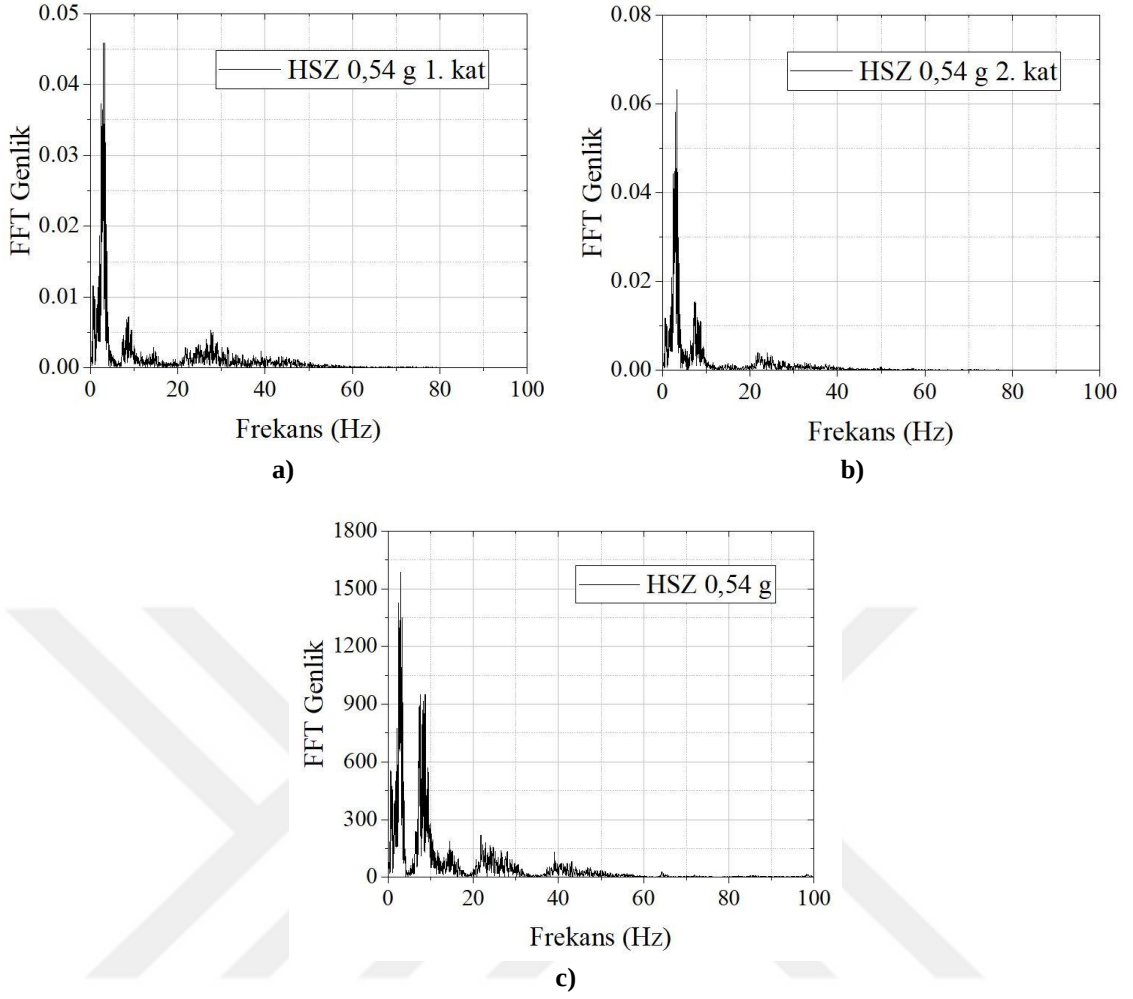
Çizelge 4.1. Her bir durum ve yüklemde katlardan ölçülen mutlak maksimum tepki ivmeleri

Yükleme	Kat	Mutlak maksimum kat ivmesi (g)					
		HSZ	HSL	ONR	GÜÇL SI	GÜÇL SS	GÜÇL SC
0,19 g	1.kat	0,145	0,153	0,149	0,138	0,156	0,115
	2.kat	0,246	0,205	0,169	0,195	0,220	0,157
0,36 g	1.kat	0,264	0,317	0,345	0,289	0,282	0,273
	2.kat	0,345	0,392	0,382	0,374	0,311	0,351
0,46 g	1.kat	0,554	0,527	0,462	0,403	0,501	0,416
	2.kat	0,504	0,487	0,476	0,522	0,517	0,517
0,54 g	1.kat	0,522	0,499	0,492	0,502	0,573	0,420
	2.kat	0,703	1,115	0,908	0,708	0,711	0,572

Çizelge 4.1’den de görüleceği üzere 0,46 g yüklemesinde HSZ ve HSL durum için elde edilen veriler haricindeki bütün yüklemelerde bütün durumlarda mutlak maksimum 2. kat tepki ivmeleri 1. kat tepki ivmelerinden daha büyüktür. Kat tepki ivmeleri açısından beklenen makul farkların en şiddetli yükleme olan 0,54 g yüklemesi altında 2. katlarda ölçüldüğü görülmüştür. Burada en büyük mutlak maksimum kat ivmeleri; HSZ durum için 0,703 g, HSL durum için 1,115 g, ONR durum için 0,908 g, SI numunesinin GÜÇL durumu için 0,708 g, SS numunesinin GÜÇL durumu için 0,711 g ve SC numunesinin GÜÇL durumu için 0,572 g’dir. HSL durumda elde edilen 1,115 g’lik tepki ivmesi betonarme perdelerle yapılan güçlendirme sonucunda aynı yükleme altında %50 civarında azalmış olup 0,572 g olarak kaydedilmiştir.

4.2.3. Frekans Tanım Alanında Etki ve Tepki FFT Genlik Grafikleri

Sarsma tablasından ölçülen ve ardından kuvvet-zaman formatına dönüştürülen etki verilerinin ve katlardan ölçülen tepki ivme-zaman verilerinde hızlı Fourier dönüşümü (FFT) yapılarak zaman tanım alanından frekans tanım alanına geçilmiştir. Bütün yükleme ve durumlar için elde edilen etki ile 1. ve 2. kat tepki FFT genlik-frekans grafiklerinden örnek olması maksadıyla 0,54 g yüklemesi altında hasarsız durum için elde edilen grafikler Şekil 4.17’de gösterilmiştir. Diğer bütün yükleme ve durumlar için etki FFT genlik-frekans grafikleri EK-2’de ve kat tepki FFT genlik-frekans grafikleri EK-3’te verilmiştir.



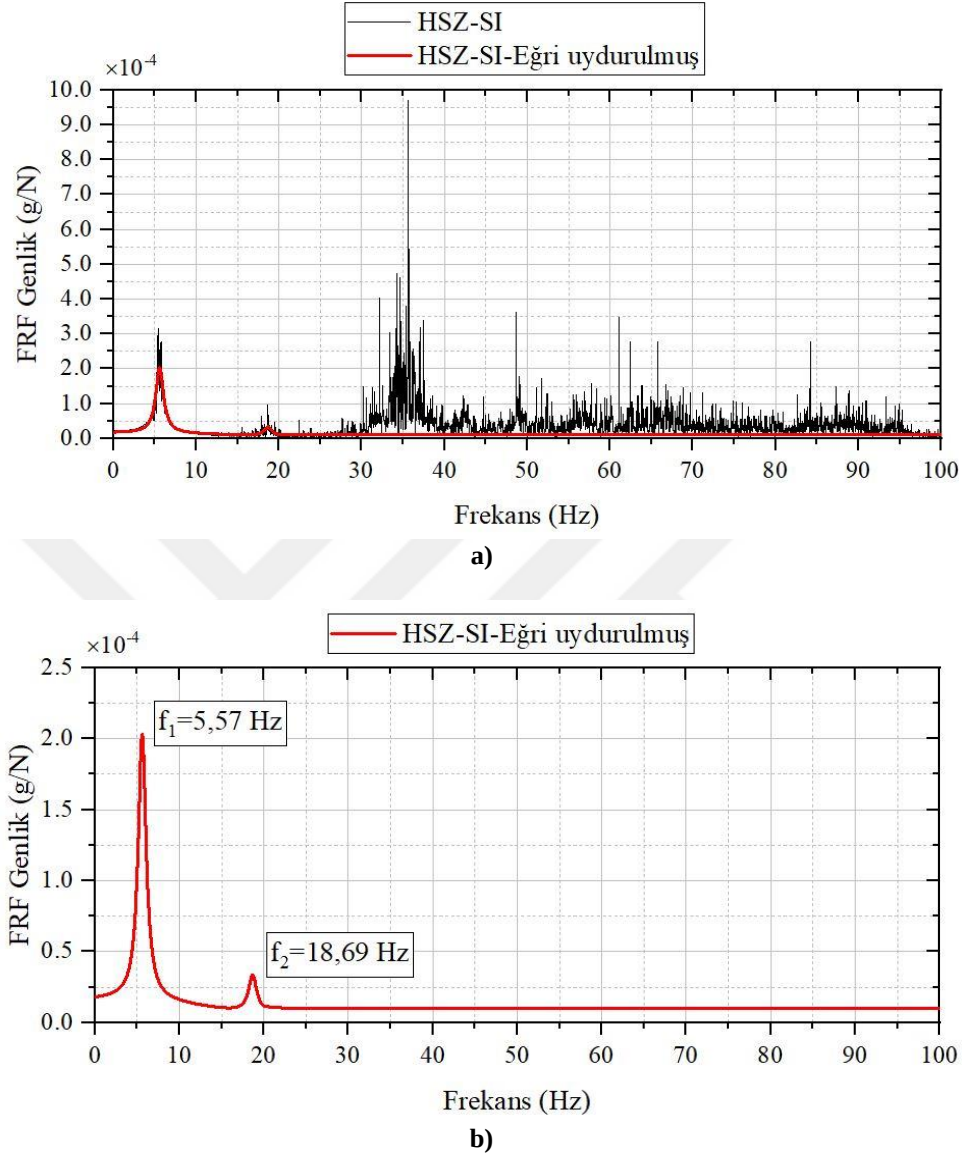
Şekil 4.17. HSZ durum 0,54 g yüklemede FFT genlik-frekans grafikleri; **a)** 1. kat tepki ivmesi için, **b)** 2. kat tepki ivmesi için, **c)** Etki ivmesi için

4.2.4. Frekans Tanım Alanında FRF Genlik Grafikleri ve Bu Grafikler Üzerinden Belirlenen Doğal Titreşim Frekansları

Her bir durum ve yükleme için FFT grafiklerinde tepki/etki oranı yapılmış ve 'g/N' biriminde FRF genlik fonksiyonları elde edilmiştir. FRF genlik grafiklerinde 1. ve 2. modların netleştirilebilmesi için Lorentz yöntemi kullanılarak çok serbestlik dereceli eğri uydurma yapılmıştır. Modal parametreler eğri uydurulmuş grafikler üzerinden belirlenmiştir.

Bu bölümde SI numunesinin HSZ durumu dışındaki diğer bütün durumları ile SS ve SC numunelerinin bütün durumları için yalnızca eğri uydurulmuş FRF genlik grafikleri gösterilmiş olup eğri uydurma öncesine ait FRF genlik grafikleri EK-4'te verilmiştir.

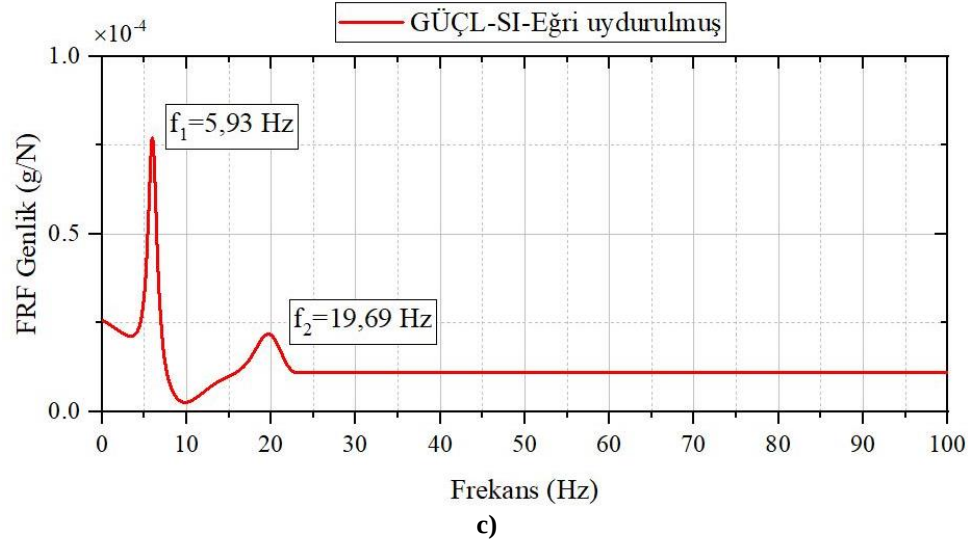
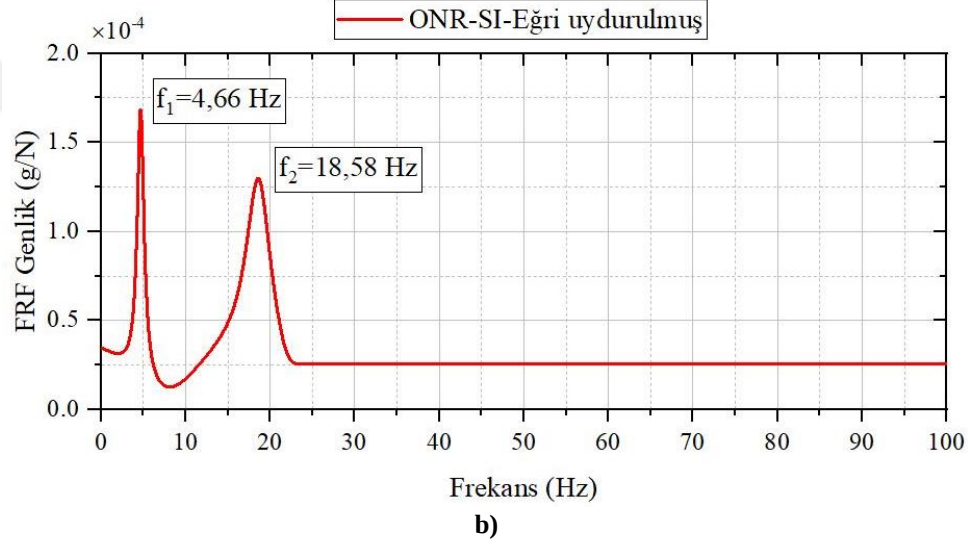
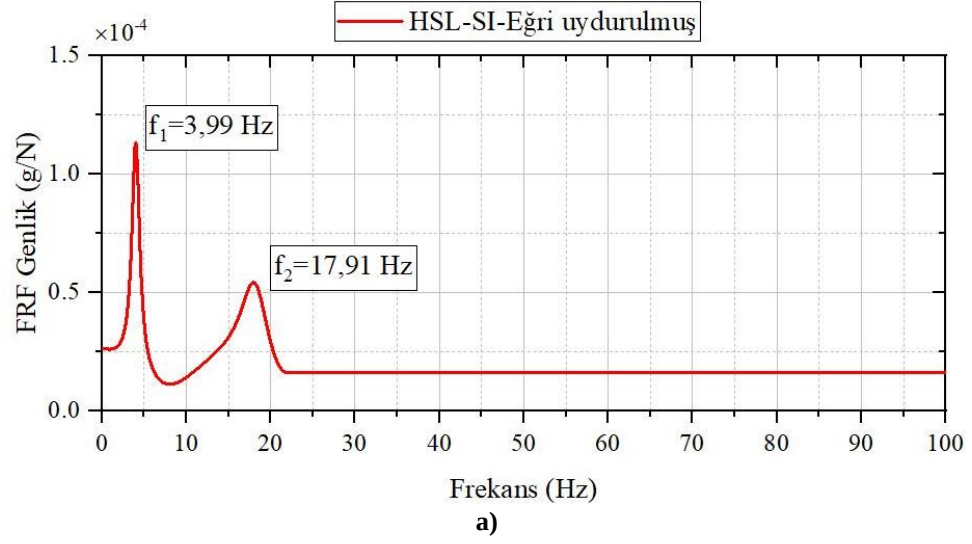
Şekil 4.18’de SI numunesinin HSZ durumu için elde edilen eğri uydurma öncesi FRF genlik ve eğri uydurulmuş FRF genlik grafikleri verilmiştir.



Şekil 4.18. SI numunesinin HSZ durumuna ait FRF genlik-frekans grafikleri; **a)** FRF ve eğri uydurulmuş FRF, **b)** Eğri uydurulmuş FRF

Şekil 4.18b’den de görüleceği üzere SI numunesinin HSZ durumunda 1. doğal titreşim frekansı 5,57 Hz, 2. doğal titreşim frekansı 18,69 Hz olarak belirlenmiştir.

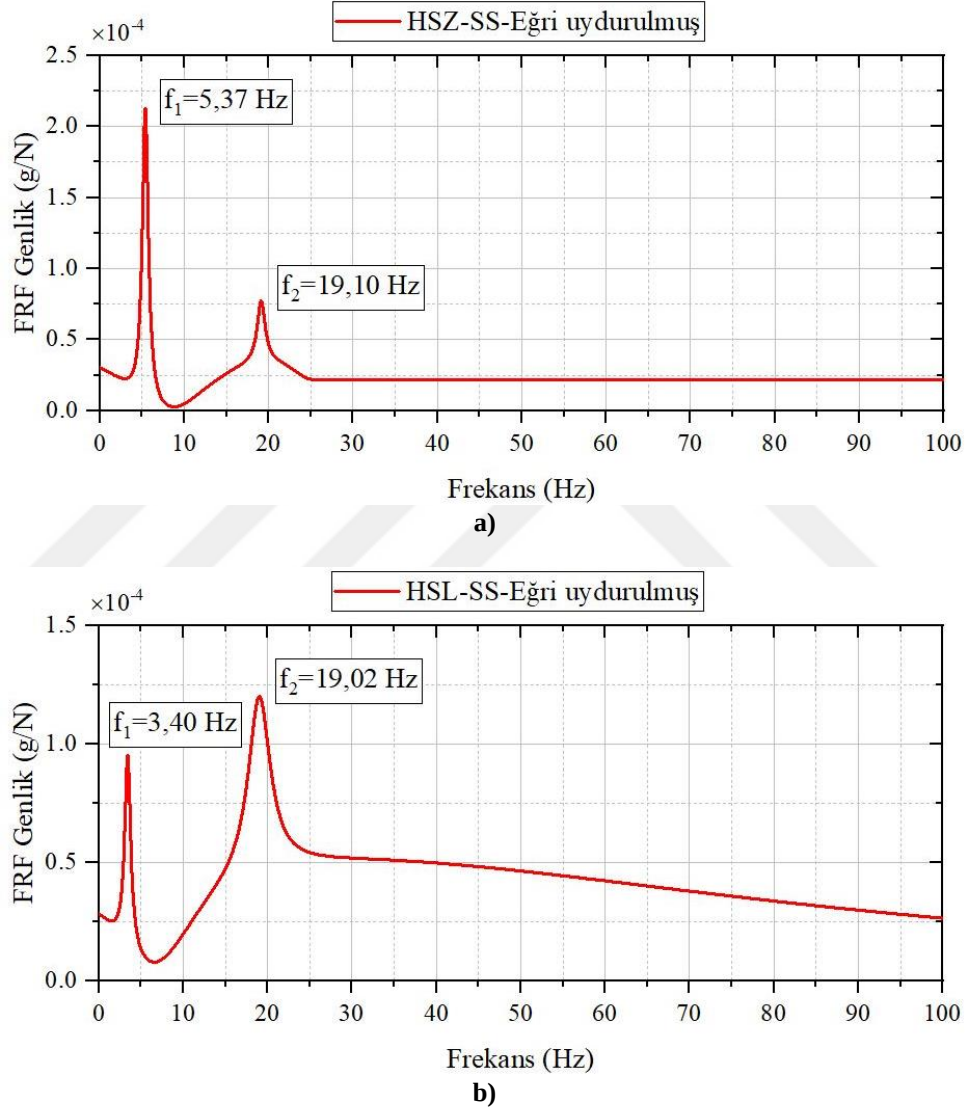
Şekil 4.19’da SI numunesinin HSL, ONR ve GÜÇL durumlarına ait eğri uydurulmuş FRF genlik-frekans grafikleri gösterilmiştir.



Şekil 4.19. SI numunesinin eğri uydurulmuş FRF genlik-frekans grafikleri; a) HSL durumda, b) ONR durumda, c) GÜÇL durumda

Şekil 4.19'dan da anlaşılacağı üzere SI numunesinin HSL, ONR ve GÜÇL durumlarında 1. doğal titreşim frekansları sırasıyla 3,99 Hz, 4,66 Hz, 5,93 Hz olarak ve 2. doğal titreşim frekansları yine sırasıyla 17,91 Hz, 18,58 Hz ve 19,69 Hz olarak belirlenmiştir.

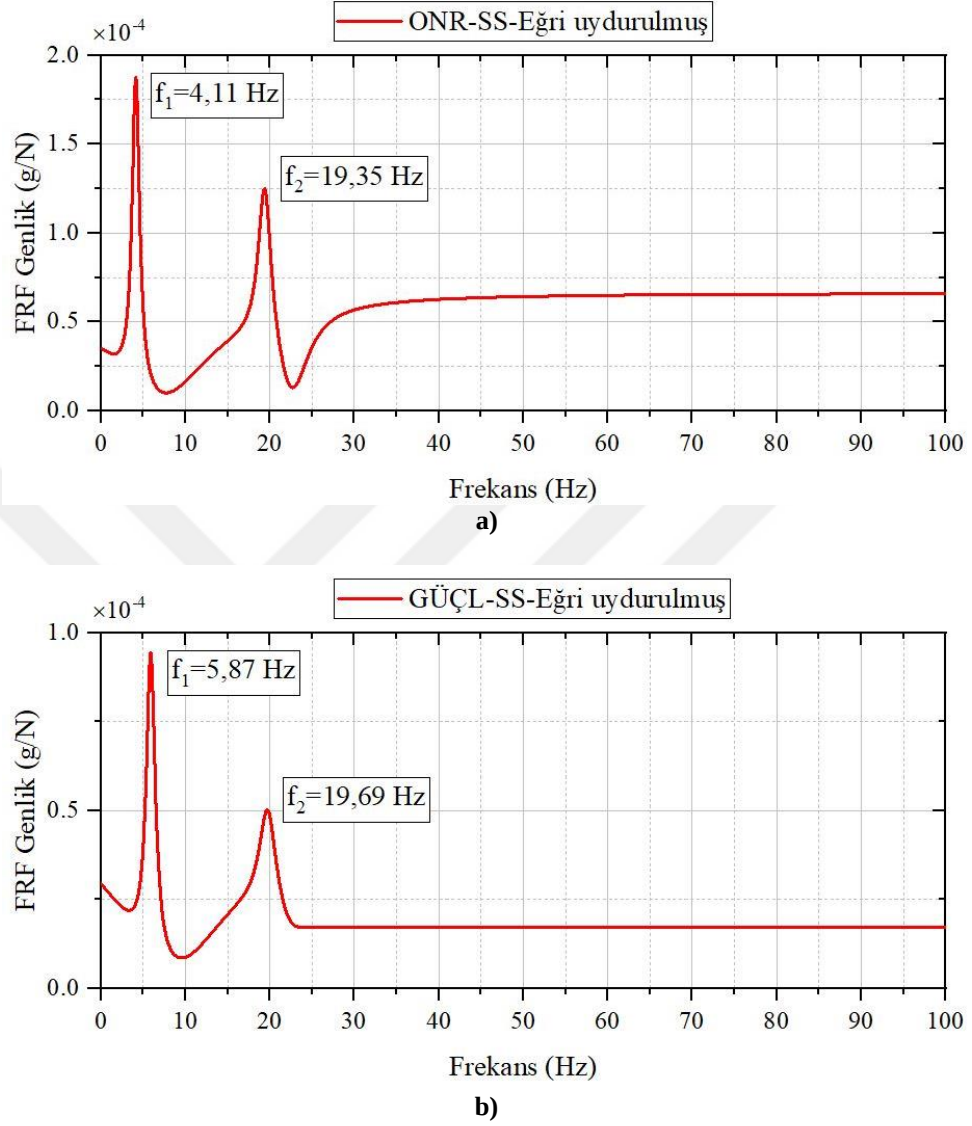
Şekil 4.20'de SS numunesinin HSZ ve HSL durumlarına ait eğri uydurulmuş FRF genlik grafikleri verilmiştir.



Şekil 4.20. SS numunesinin eğri uydurulmuş FRF genlik-frekans grafikleri; **a)** HSZ durumda, **b)** HSL durumda

SS numunesinin HSZ ve HSL durumlarında 1. doğal titreşim frekansları sırasıyla 5,37 Hz ve 3,40 Hz olarak 2. doğal titreşim frekansları da sırasıyla 19,10 Hz ve 19,02 Hz olarak belirlenmiştir. (Şekil 4.20)

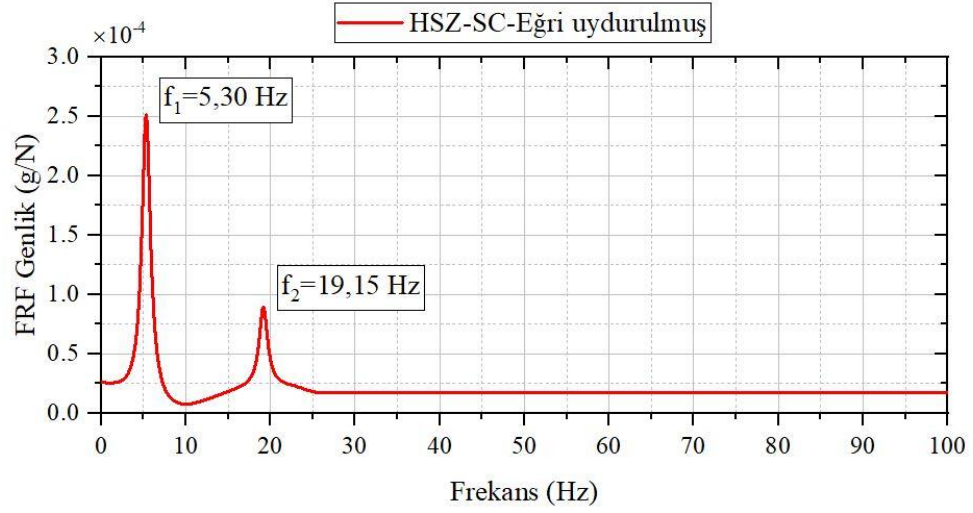
Şekil 4.21’de yine SS numunesinin ONR ve GÜÇL durumlarına ait eğri uydurulmuş FRF genlik grafikleri gösterilmiştir.



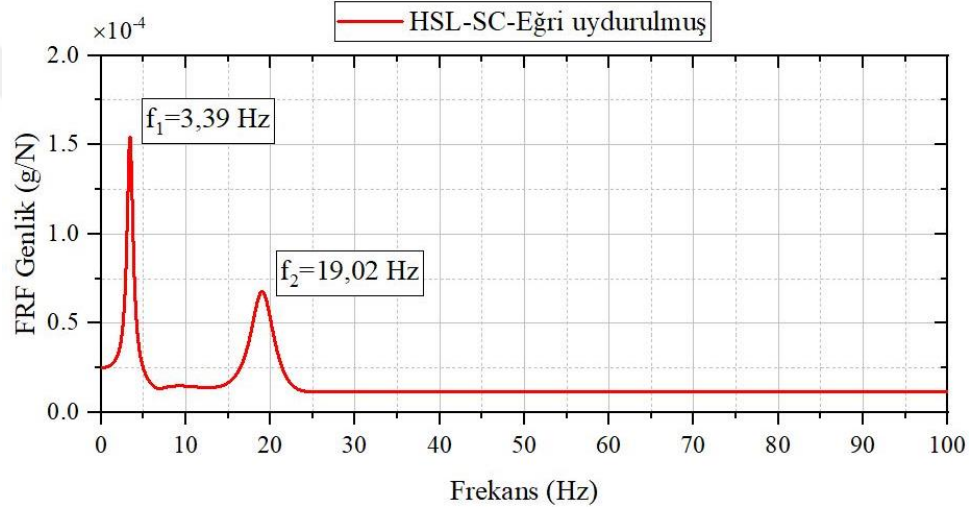
Şekil 4.21. SS numunesinin eğri uydurulmuş FRF genlik-frekans grafikleri; **a)** ONR durumda, **b)** GÜÇL durumda

Şekil 4.21’den de görüleceği üzere SS numunesinin 1. doğal titreşim frekansları ONR durumda 4,11 Hz ve GÜÇL durumda 5,87 Hz değerinde, 2. doğal titreşim frekansları ONR durumda 19,35 Hz ve GÜÇL durumda 19,69 Hz değerinde elde edilmiştir.

Şekil 4.22’de HSZ ve HSL durumdaki SC numunesi için oluşturulan eğri uydurulmuş FRF genlik-frekans grafikleri verilmiştir.



a)

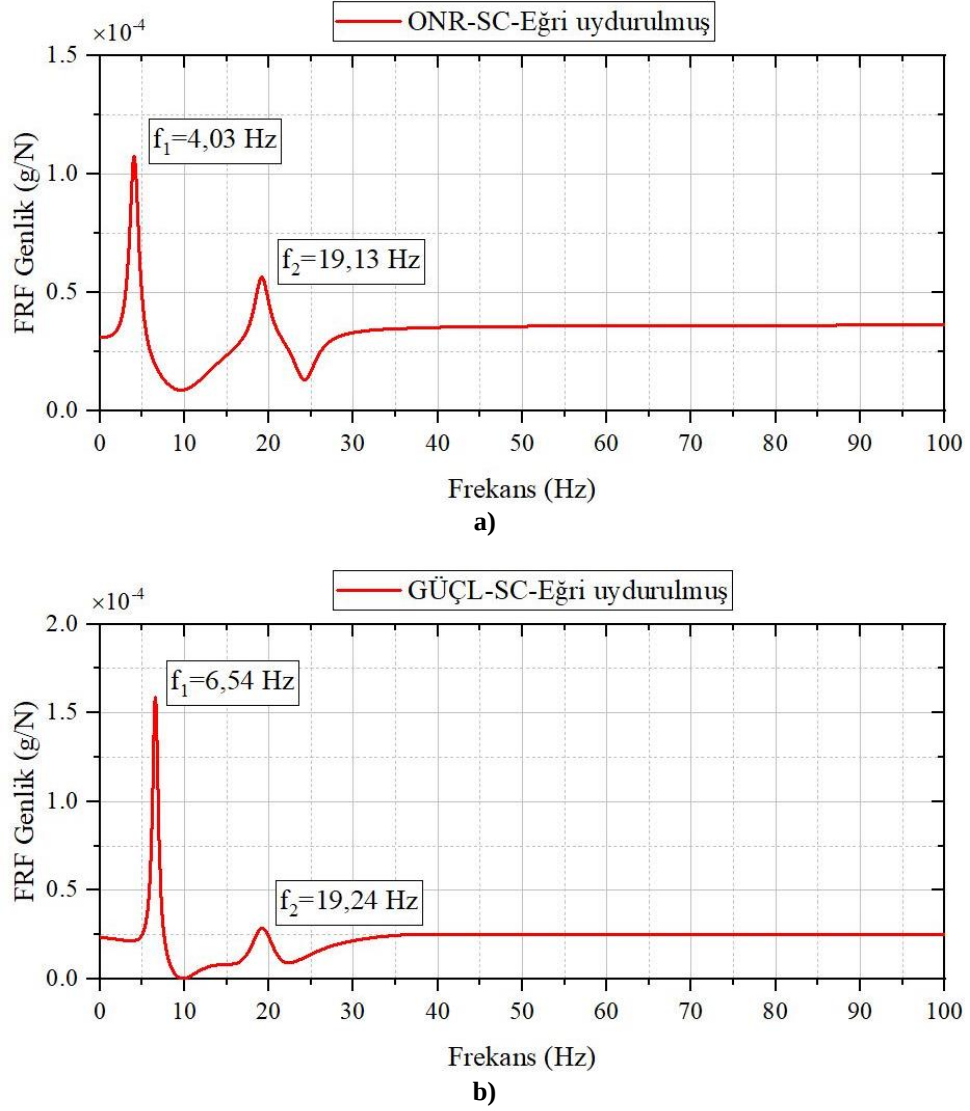


b)

Şekil 4.22. SC numunesinin eğri uydurulmuş FRF genlik-frekans grafikleri; **a)** HSZ durumda, **b)** HSL durumda

Şekil 4.22’den de anlaşıldığı gibi SC numunesinin 1. doğal titreşim frekansı HSZ durumda 5,30 Hz çıkmışken HSL durumda 3,39 Hz’e düşmüştür. Yine 2. doğal titreşim frekansı da HSZ durumda 19,15 Hz çıkmışken HSL durumda 19,02 Hz’e düşmüştür.

Şekil 4.23 SC numunesinin ONR ve GÜÇL durumlarında elde edilen eğri uydurulmuş FRF genlik grafiklerini göstermektedir.



Şekil 4.23. SC numunesinin eğri uydurulmuş FRF genlik-frekans grafikleri; **a)** ONR durumda, **b)** GÜÇL durumda

Şekil 4.23'ten de görüldüğü gibi SC numunesinde 1. doğal titreşim frekansları ONR durum için 4,03 Hz, GÜÇL durum için 6,54 Hz olarak, 2. doğal titreşim frekansları ONR durum için 19,13 Hz, GÜÇL durum için 19,24 Hz olarak belirlenmiştir.

Çizelge 4.2'de geleneksel deneysel modal analiz ile FRF genlik grafiklerinden ve ETABS programında sonlu elemanlar yöntemine (FEM) göre nümerik modal analiz ile belirlenen 1. ve 2. moda ait doğal titreşim frekansı değerleri gösterilmiştir. FEM'e göre analizde numunelerin ONR durumu, tamir harcının betonarme numune ile yapışma mukavemeti parametresinin ETABS programında tanımlanması mümkün olmadığından dolayı modellenememiş ve çizelgede bu kısımlar boş bırakılmıştır.

Çizelge 4.2. Geleneksel deneysel modal analiz ve FEM’e göre nümerik modal analiz ile belirlenen doğal titreşim frekansları

Numune-Durum	Doğal titreşim frekansı (Hz)					
	1. Mod (deneysel)	1. Mod (FEM)	Fark	2. Mod (deneysel)	2. Mod (FEM)	Fark
SI-HSZ	5,57	5,45	%2	18,69	18,43	%1
SI-HSL	3,99	3,54	%11	17,91	18,27	%2
SI-ONR	4,66	-	-	18,58	-	-
SI-GÜÇL	5,93	5,76	%3	19,69	18,54	%6
SS-HSZ	5,37	5,45	%2	19,10	18,43	%4
SS-HSL	3,40	3,54	%4	19,02	18,27	%4
SS-ONR	4,11	-	-	19,35	-	-
SS-GÜÇL	5,87	5,87	%0	19,69	18,71	%5
SC-HSZ	5,30	5,45	%3	19,15	18,43	%4
SC-HSL	3,39	3,54	%4	19,02	18,27	%4
SC-ONR	4,03	-	-	19,13	-	-
SC-GÜÇL	6,54	6,59	%1	19,24	19,01	%1

Çizelge 4.2 incelendiğinde, numunelerin farklı durumları için FEM ile belirlenen frekanslarla deneysel olarak belirlenen frekanslar kıyaslanırsa genel olarak değerlerin birbiri ile örtüştüğü görülmektedir. Doğal titreşim frekansları açısından deneysel ve nümerik analiz arasındaki en büyük fark %11 ile SI numunesinin HSL durumunda oluşmuştur. Farkların ortalaması alınırsa frekans bağlamında deneysel ve nümerik analiz arasında %3,4’lük bir fark mevcuttur.

Çizelge 4.3’te deneysel modal analiz ile belirlenen doğal titreşim frekanslarının durumlar arasında karşılaştırması yapılmıştır.

Çizelge 4.3. Doğal titreşim frekanslarının karşılaştırması

Numune-Mod	Doğal titreşim frekansı (Hz) (deneysel)						
	HSZ (Referans)	HSL	Referansa göre fark	ONR	Referansa göre fark	GÜÇL	Referansa göre fark
SI-1. mod	5,57	3,99	%-28	4,66	%-16	5,93	%+7
SI-2. mod	18,69	17,91	%-4	18,58	%-1	19,69	%+5
SS-1. mod	5,37	3,40	%-37	4,11	%-24	5,87	%+9
SS-2. mod	19,10	19,02	%-0,4	19,35	%+1	19,69	%+3
SC-1. mod	5,30	3,39	%-36	4,03	%-24	6,54	%+23
SC-2. mod	19,15	19,02	%-1	19,13	%-0,1	19,24	%+1

Çizelge 4.3'te deneysel modal analiz sonucunda numunelerin HSZ yani referans durumuna göre doğal titreşim frekansları arasında yapılan karşılaştırmalar incelendiğinde, SI, SS ve SC numunelerinin HSL durumdaki 1. modları için sırasıyla %28, %37 ve %36 oranında azalış, ONR durumdaki 1. modları için sırasıyla %16, %24 ve %24 oranında azalış ve GÜÇL durumdaki 1. modları için sırasıyla %7, %9 ve %23 oranında artış meydana gelmiştir. Ancak bu oranlar 2. modlarda oldukça azalmıştır. Yani 2. modlarda numunelerin farklı durumları için doğal titreşim frekansları arasında büyük farklar olmamış, değerler birbirine yakın çıkmıştır. Çizelge 4.2 incelenirse, FEM ile belirlenen 2. doğal titreşim frekansları için de benzer durumun olduğu ortadadır. FEM analizinde yapılan incelemeler neticesinde bu durumun sebebi, 2. doğal titreşim modlarında modal kütle katılım oranının ortalama %5 civarında çıkmasına bağlanmıştır.

Ayrıca özdeş olarak kabul edilen numunelerin HSZ, HSL ve ONR durumlarında frekans değerleri arasında oluşan küçük farkların hata ayıklama, filtreleme, sinyal işleme süreçlerinde ve yapılan eğri uydurmalarla meydana gelen farklardan kaynaklandığı düşünülmektedir. Bu sebepten dolayı Çizelge 4.4'te numunelerin HSZ, HSL ve ONR durumları için elde edilen modal frekans değerlerinin ortalaması alınmış ve bunlar GÜÇL durumları ile karşılaştırılmıştır.

Çizelge 4.4. Ortalama doğal titreşim frekansları

Mod	Doğal titreşim frekansı (Hz) (deneysel)					
	HSZ	HSL	ONR	GÜÇL	GÜÇL	GÜÇL
	SI+SS+SC	SI+SS+SC	SI+SS+SC	SI	SS	SC
	ortalaması	ortalaması	ortalaması			
1. mod	5,41	3,59	4,27	5,93	5,87	6,54
2. mod	18,98	18,65	19,02	19,69	19,69	19,24

Çizelge 4.4'ten de görüleceği üzere SI, SS ve SC numuneleri için belirlenen doğal titreşim frekansı değerlerinin ortalaması 1. modda HSZ durumda 5,41 Hz, HSL durumda 3,59 Hz ve ONR durumda 4,27 Hz olarak ve 2. modda HSZ durumda 18,98 Hz, HSL durumda 18,65 Hz ve ONR durumda 19,02 Hz olarak hesaplanmıştır. Buna göre 1. moda ait doğal titreşim frekansları, hasarlandırma sonrası HSZ duruma göre %34 oranında azalmış, onarım sonrası HSL duruma göre %19 oranında artmış, dolgu duvarlarla yapılan iyileştirme sonrası ONR duruma göre %39 oranında artmış, çelik çaprazlarla yapılan güçlendirme sonrası ONR duruma göre %37 oranında artmış ve betonarme perdelerle

güçlendirme sonrası ONR duruma göre %53 oranında artmıştır. Aynı şekilde 2. moda ait doğal titreşim frekansları da, hasarlandırma sonrası HSZ duruma göre %2 oranında azalmış, onarım sonrası HSL duruma göre %2 oranında artmış, dolgu duvarlarla yapılan iyileştirme sonrası ONR duruma göre %4 oranında artmış, çelik çaprazlarla yapılan güçlendirme sonrası ONR duruma göre %4 oranında artmış ve betonarme perdelerle güçlendirme sonrası ONR duruma göre %1 oranında artmıştır.

4.2.5. Doğal Titreşim Periyotları

Çizelge 4.5'te 1. ve 2. moda ait geleneksel deneysel modal analiz ile ve FEM'e göre nümerik modal analiz ile belirlenen doğal titreşim periyotları verilmiştir. Daha önce de bahsedildiği üzere FEM'e göre analizde numunelerin ONR durumu modellenememiş olduğundan periyot çizelgesinde de bu kısımlar boş bırakılmıştır.

Çizelge 4.5. Geleneksel deneysel modal analiz ve FEM'e göre nümerik modal analiz ile belirlenen doğal titreşim periyotları

Numune-Durum	Doğal titreşim periyodu (sn)					
	1. Mod (deneysel)	1. Mod (FEM)	Fark	2. Mod (deneysel)	2. Mod (FEM)	Fark
SI-HSZ	0,180	0,184	%2	0,054	0,054	%0
SI-HSL	0,251	0,283	%13	0,056	0,055	%2
SI-ONR	0,215	-	-	0,054	-	-
SI-GÜÇL	0,169	0,174	%3	0,051	0,052	%2
SS-HSZ	0,186	0,184	%1	0,052	0,054	%4
SS-HSL	0,294	0,283	%4	0,053	0,055	%4
SS-ONR	0,243	-	-	0,052	-	-
SS-GÜÇL	0,170	0,171	%1	0,051	0,053	%4
SC-HSZ	0,189	0,184	%3	0,052	0,054	%4
SC-HSL	0,295	0,283	%4	0,053	0,055	%4
SC-ONR	0,248	-	-	0,052	-	-
SC-GÜÇL	0,153	0,152	%1	0,052	0,053	%2

Çizelge 4.5 incelenirse, frekans değerlerinde olduğu gibi doğal titreşim periyodu değerlerinde de nümerik ve deneysel analiz sonuçlarının örtüştüğü ortadadır. Doğal titreşim periyotları bağlamında deneysel ve nümerik analiz arasında oluşan maksimum

fark %13 ile yine SI numunesinin HSL durumunda olmuştur. Deneyssel ve nümerik olarak belirlenen periyot değerleri arasındaki farkların ortalaması %3,2 olarak hesaplanmıştır.

Çizelge 4.6'da deneyssel olarak belirlenen doğal titreşim periyotlarının numunelerin durumları arasında karşılaştırması yapılmıştır.

Çizelge 4.6. Doğal titreşim periyotlarının karşılaştırması

Numune- Mod	Doğal titreşim periyodu (sn) (deneysel)						
	HSZ (Referans)	HSL	Referansa göre fark	ONR	Referansa göre fark	GÜÇL	Referansa göre fark
SI-1. mod	0,180	0,251	%+39	0,215	%+19	0,169	%-6
SI-2. mod	0,054	0,056	%+4	0,054	%0	0,051	%-6
SS-1. mod	0,186	0,294	%+58	0,243	%+31	0,170	%-9
SS-2. mod	0,052	0,053	%+2	0,052	%0	0,051	%-2
SC-1. mod	0,189	0,295	%+56	0,248	%+31	0,153	%-19
SC-2. mod	0,052	0,053	%+2	0,052	%0	0,052	%0

Çizelge 4.6'dan da anlaşılacağı üzere HSZ duruma göre, SI, SS ve SC numunelerinin doğal titreşim periyotlarında HSL durumda 1. mod için sırasıyla %39, %58 ve %56 oranında artış, ONR durumda 1. mod için sırasıyla %19, %31 ve %31 oranında artış ve GÜÇL durumda 1. mod için sırasıyla %6, %9 ve %19 oranında azalış gözlenmiştir. Ancak bu oranlar yine 2. modlarda düşmüştür. Yine Çizelge 4.5 incelenirse, FEM ile belirlenen 2. doğal titreşim periyotları da benzer durumdadır.

Frekanslarda olduğu gibi Çizelge 4.7'de doğal titreşim periyotları için de numunelerin HSZ, HSL ve ONR durumları için belirlenen periyot değerlerinin ortalaması alınarak GÜÇL durumlar ile karşılaştırma yapılmıştır.

Çizelge 4.7. Ortalama doğal titreşim periyotları

Mod	Doğal titreşim periyodu (sn) (deneysel)					
	HSZ	HSL	ONR	GÜÇL	GÜÇL	GÜÇL
	SI+SS+SC ortalaması	SI+SS+SC ortalaması	SI+SS+SC ortalaması	SI	SS	SC
1. mod	0,185	0,280	0,235	0,169	0,170	0,153
2. mod	0,053	0,054	0,053	0,051	0,051	0,052

Çizelge 4.7 incelendiğinde, SI, SS ve SC numuneleri için belirlenen ortalama doğal titreşim periyotları, 1. modda HSZ durum için 0,185 sn, HSL durum için 0,280 sn ve ONR durum için 0,235 sn ve 2. modda HSZ durum için 0,053 sn, HSL durum için 0,054 sn ve ONR durum için 0,053 sn'dir. Bu sonuçlara göre 1. moda ait doğal titreşim periyotları, hasarlandırma işlemiyle HSZ duruma göre %51 oranında artmış, onarım işlemiyle HSL duruma göre %16 oranında azalmış, dolgu duvarlarla yapılan iyileştirme işlemiyle ONR duruma göre %28 oranında azalmış, çelik çaprazlarla yapılan güçlendirme işlemiyle ONR duruma göre %28 oranında azalmış ve betonarme perdelerle güçlendirme işlemiyle ONR duruma göre %35 oranında azalmıştır. Yine aynı şekilde 2. moda ait doğal titreşim periyotları, hasarlandırma işlemiyle HSZ duruma göre %2 oranında artmış, onarım işlemiyle HSL duruma göre %2 oranında azalmış, dolgu duvarlarla yapılan iyileştirme işlemiyle ONR duruma göre %4 oranında azalmış, çelik çaprazlarla yapılan güçlendirme işlemiyle ONR duruma göre %4 oranında azalmış ve betonarme perdelerle güçlendirme işlemiyle ONR duruma göre %2 oranında azalmıştır.

4.2.6. Yarım Güç Bant Genişliği Yöntemi ile Belirlenen Doğal Sönüm Oranları

Deneysel modal analiz ile yarım güç bant genişliği yöntemi kullanılarak numunelerin her bir durumunda 1. ve 2. modlarına ait doğal sönüm oranları belirlenmiş olup bu değerler Çizelge 4.8'de gösterilmiştir.

Çizelge 4.8. Yarım güç bant genişliği yöntemi ile belirlenen sönüm oranları

Numune- Mod	Doğal sönüm oranı (%) (yarım güç bant genişliği)						
	HSZ	HSL	HSZ'a göre fark	ONR	HSL'ya göre fark	GÜÇL	HSL'ya göre fark
SI-1. mod	6,97	10,26	%+47	7,23	%-30	7,72	%-25
SI-2. mod	2,46	9,31	%+279	7,17	%-23	9,61	%+3
SS-1. mod	5,29	9,15	%+73	8,81	%-4	7,56	%-17
SS-2. mod	3,11	7,80	%+151	3,91	%-50	5,95	%-24
SC-1. mod	7,72	9,18	%+19	12,74	%+39	4,34	%-53
SC-2. mod	2,48	6,16	%+148	6,25	%+2	5,75	%-7

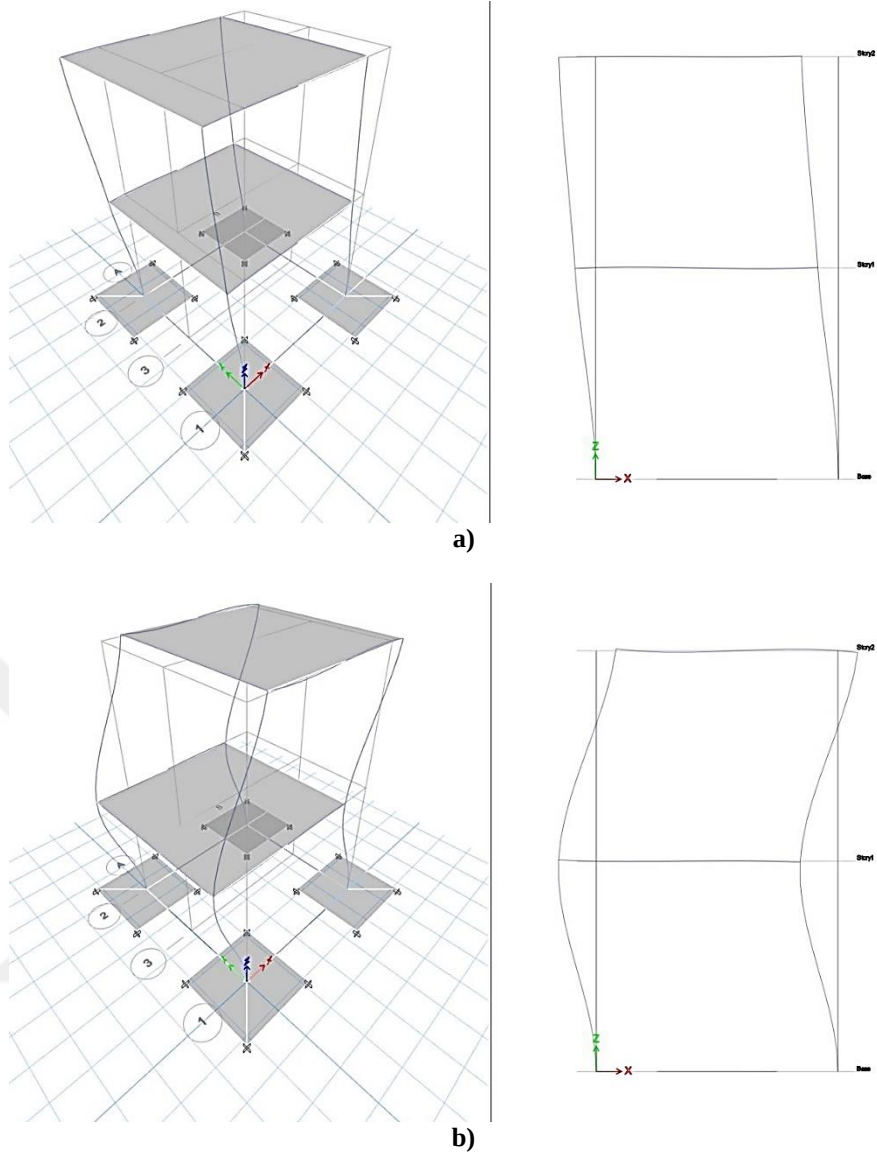
Çizelge 4.8 incelendiğinde, betonarme binalar için öngörülen %5 sönüm oranı değeri de düşünülürse belirlenen sönüm oranlarının genel olarak beklenilenin üzerinde olduğu görülmektedir. HSL durumda yani rijitlik azaldıkça sönüm oranları ciddi miktarda

artmış, özellikle GÜÇL durumda da yani rijitlik arttıkça sönüm oranlarının azaldığı görülmüştür. Sayısal olarak ifade edilecek olursa, yarım güç bant genişliği yöntemine göre yapılan hesaplamalar sonucunda numunelerde 1. mod için elde edilen doğal sönüm oranı değerleri hasarlandırma işlemi sonrasında ortalama %46 oranında artmıştır. Yine 1. doğal sönüm oranları HSL duruma göre dolgu duvarlarla yapılan iyileştirme neticesinde %25 oranında azalmış, çelik çaprazlarla yapılan güçlendirme neticesinde %17 oranında azalmış ve betonarme perdelerle yapılan güçlendirme neticesinde de %53 oranında azalmıştır.

Ancak yine de bazı sönüm değerlerinde beklenmeyen sonuçlar elde edilmiştir. Literatür incelendiğinde bu durumla sıklıkla karşılaşıldığı ve sönüm oranları için düzgün bir korelasyon elde etmenin oldukça zor olduğu görülmektedir. Çünkü sönüm oranı birçok parametreye bağlı olduğundan net bir şekilde belirlenmesi çok zordur. (Beskhyroun ve diğ., 2019; Altunışık ve diğ., 2018; Castellanos-Toro ve diğ., 2018; Hüsem ve diğ., 2018; Yousefianmoghadam ve diğ., 2015; Au ve diğ., 2012)

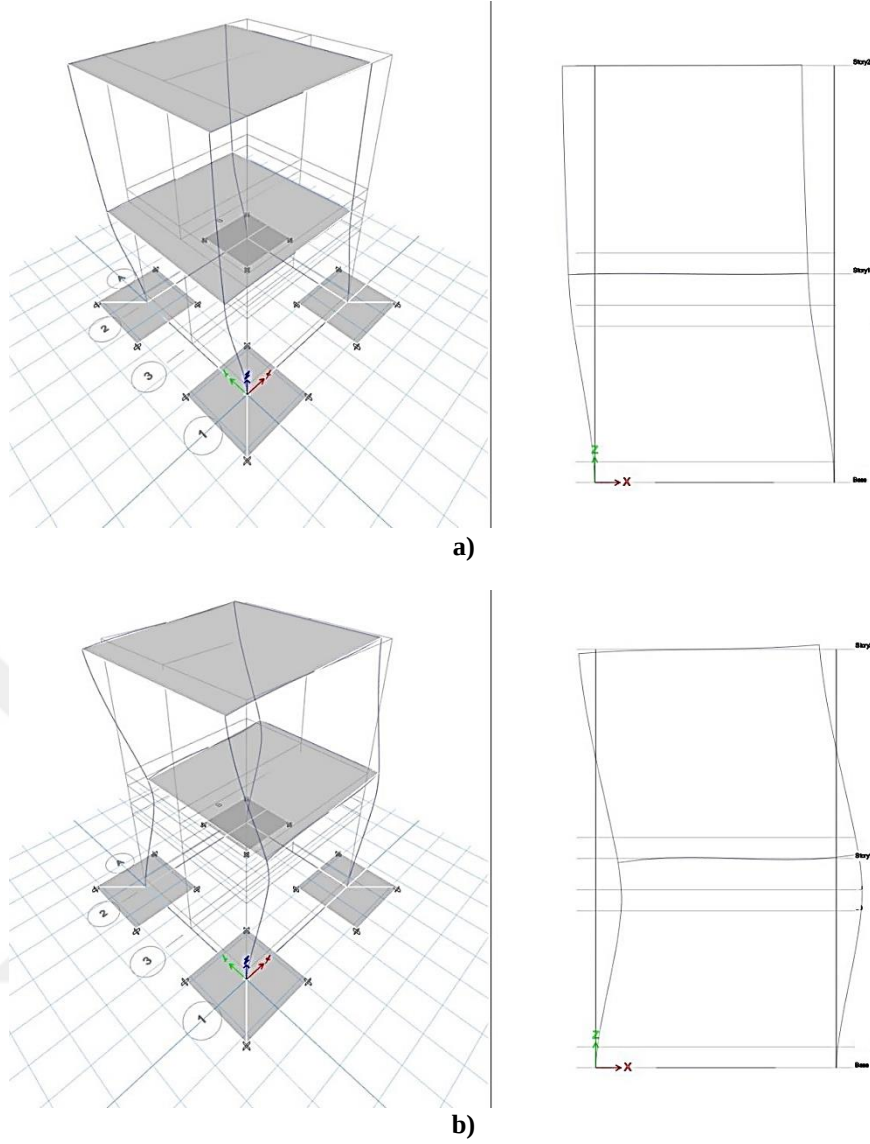
4.2.7. Mod şekilleri

Şekil 4.24'te FEM analizi ile belirlenen HSZ durumda x-x doğrultusu için 1. ve 2. yanal ötelenme mod şekli verilmiştir.



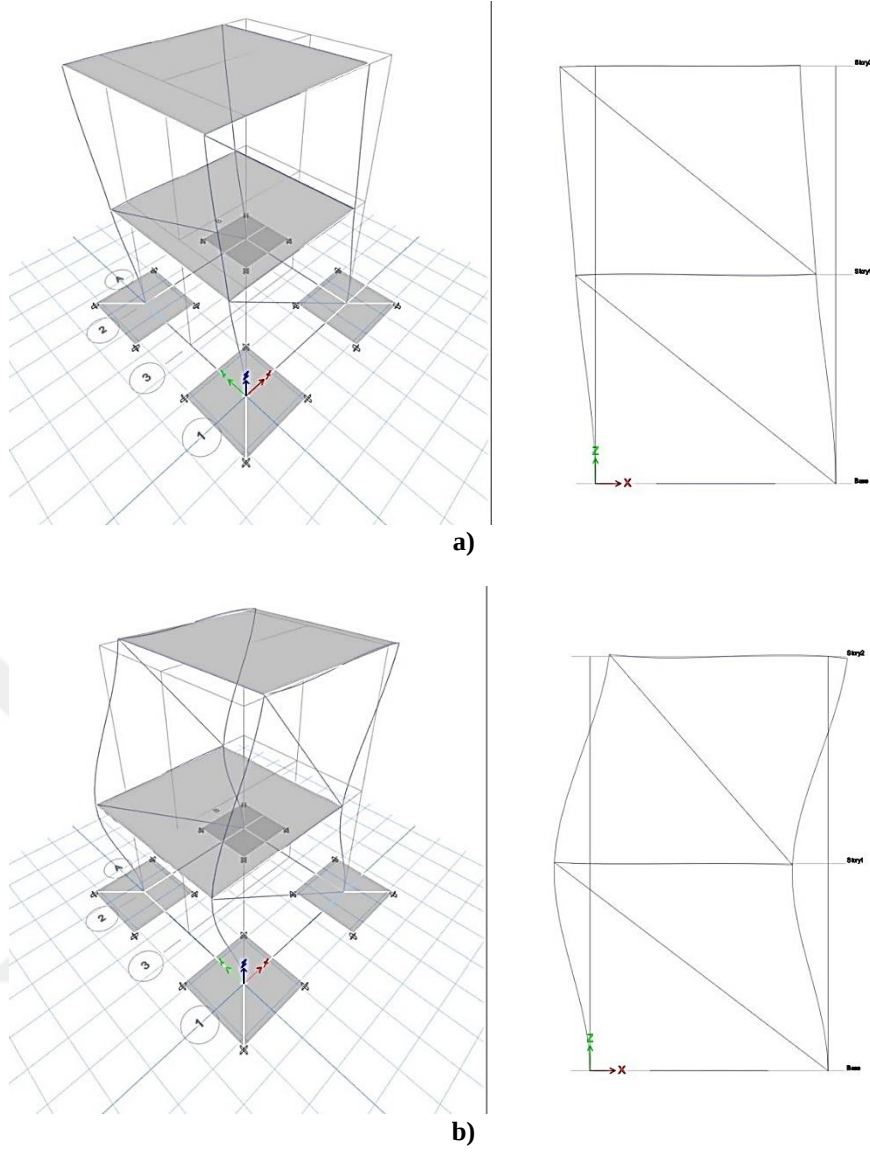
Şekil 4.24. HSZ durumunda FEM ile nümerik modal analiz sonucu elde edilen mod şekilleri; **a)** X doğrultusunda 1. yanal ötelenme mod şekli, **b)** X doğrultusunda 2. yanal ötelenme mod şekli

HSL durumda yine FEM analizi ile belirlenen mod şekilleri de Şekil 4.25'te gösterilmiştir. Modlar x-x doğrultusu için yanal ötelenme şeklindedir.



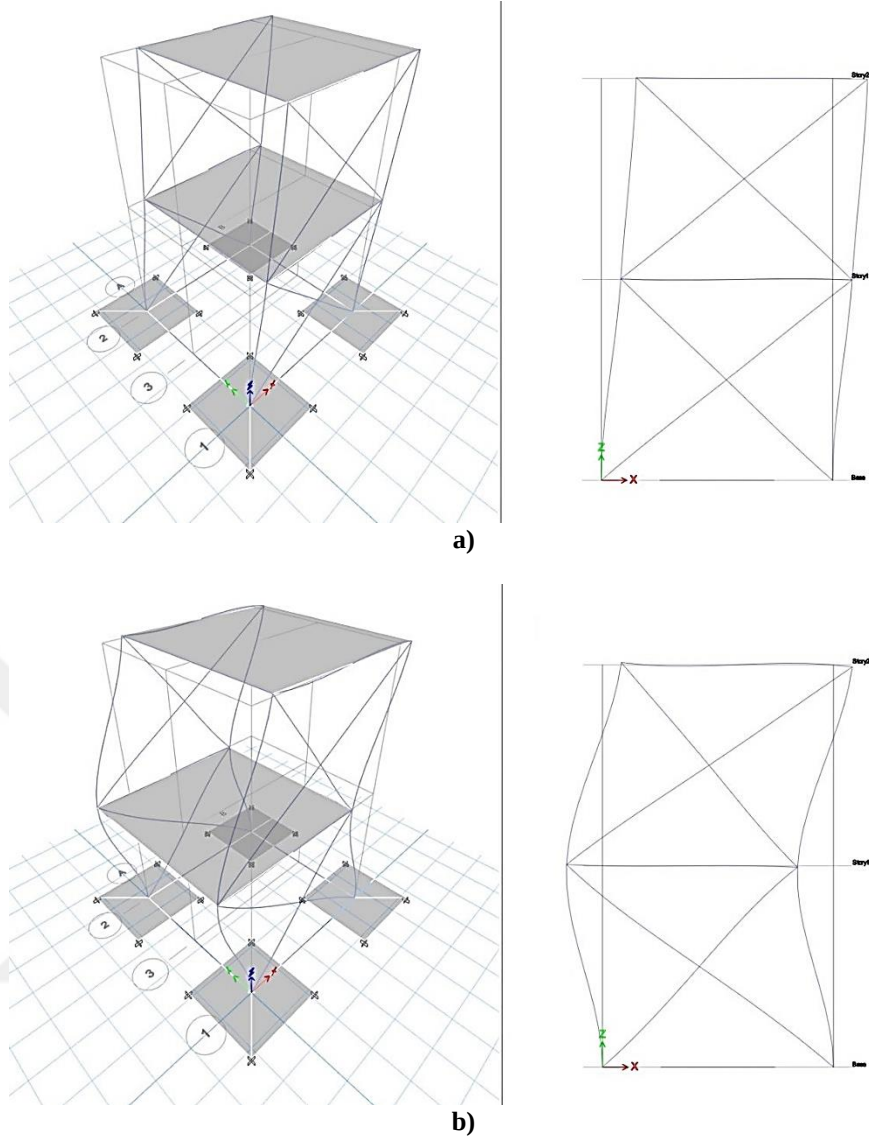
Şekil 4.25. HSL durumda FEM ile nümerik modal analiz sonucu elde edilen mod şekilleri; **a)** X doğrultusunda 1. yanal ötelenme mod şekli, **b)** X doğrultusunda 2. yanal ötelenme mod şekli

Şekil 4.26’da SI numunesinin dolgu duvarlarla iyileştirilmiş durumu için FEM analizi ile nümerik modal analiz sonucu elde edilen x-x doğrultusuna ait 1. ve 2. yanal ötelenme mod şekli verilmiştir.



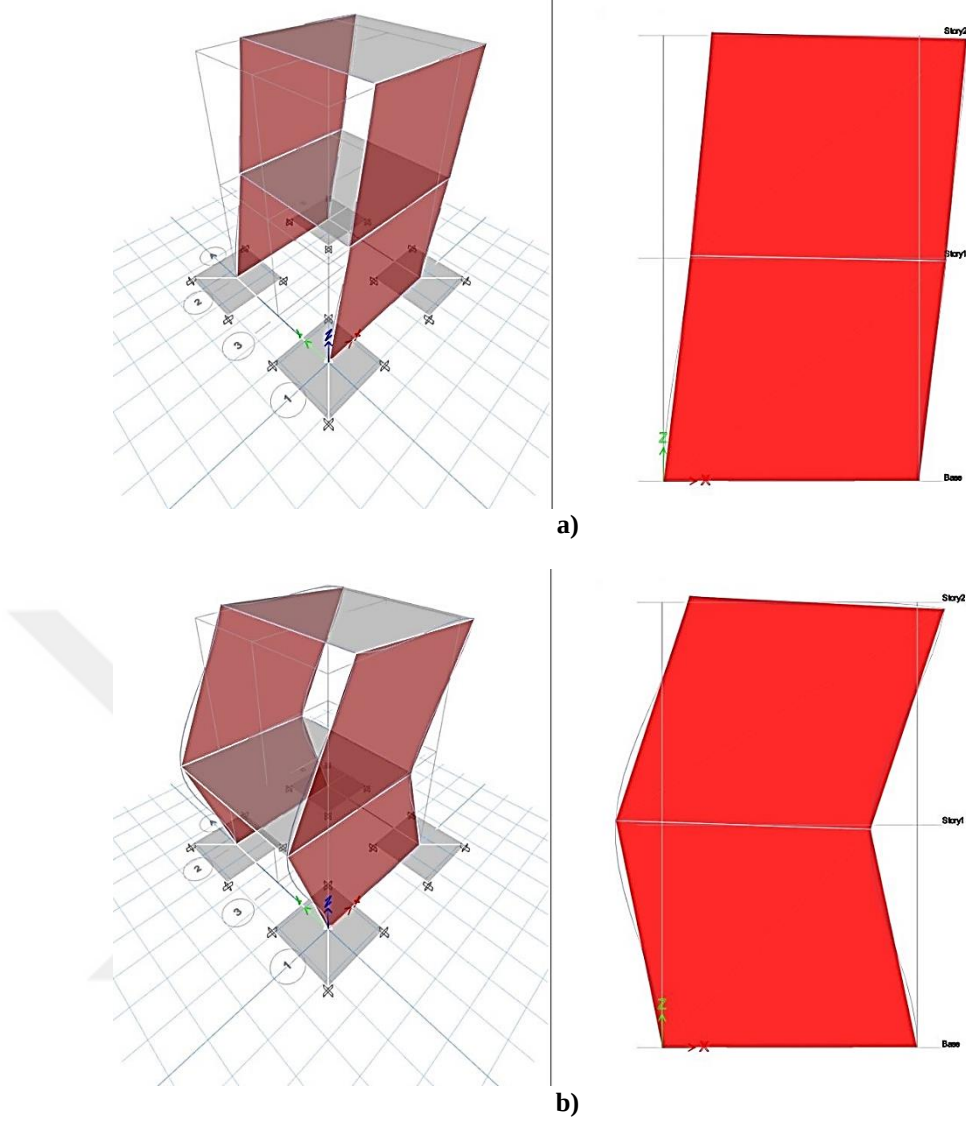
Şekil 4.26. SI numunesinin GÜÇL durumunda FEM ile nümerik modal analiz sonucu elde edilen mod şekilleri; **a)** X doğrultusunda 1. yanıl ötelenme mod şekli, **b)** X doğrultusunda 2. yanıl ötelenme mod şekli

SS numunesinin çelik çaprazlarla güçlendirilmiş durumunda FEM analizi ile belirlenen x-x doğrultusundaki 1. ve 2. yanıl ötelenme mod şekilleri de Şekil 4.27’de gösterildiği gibidir.



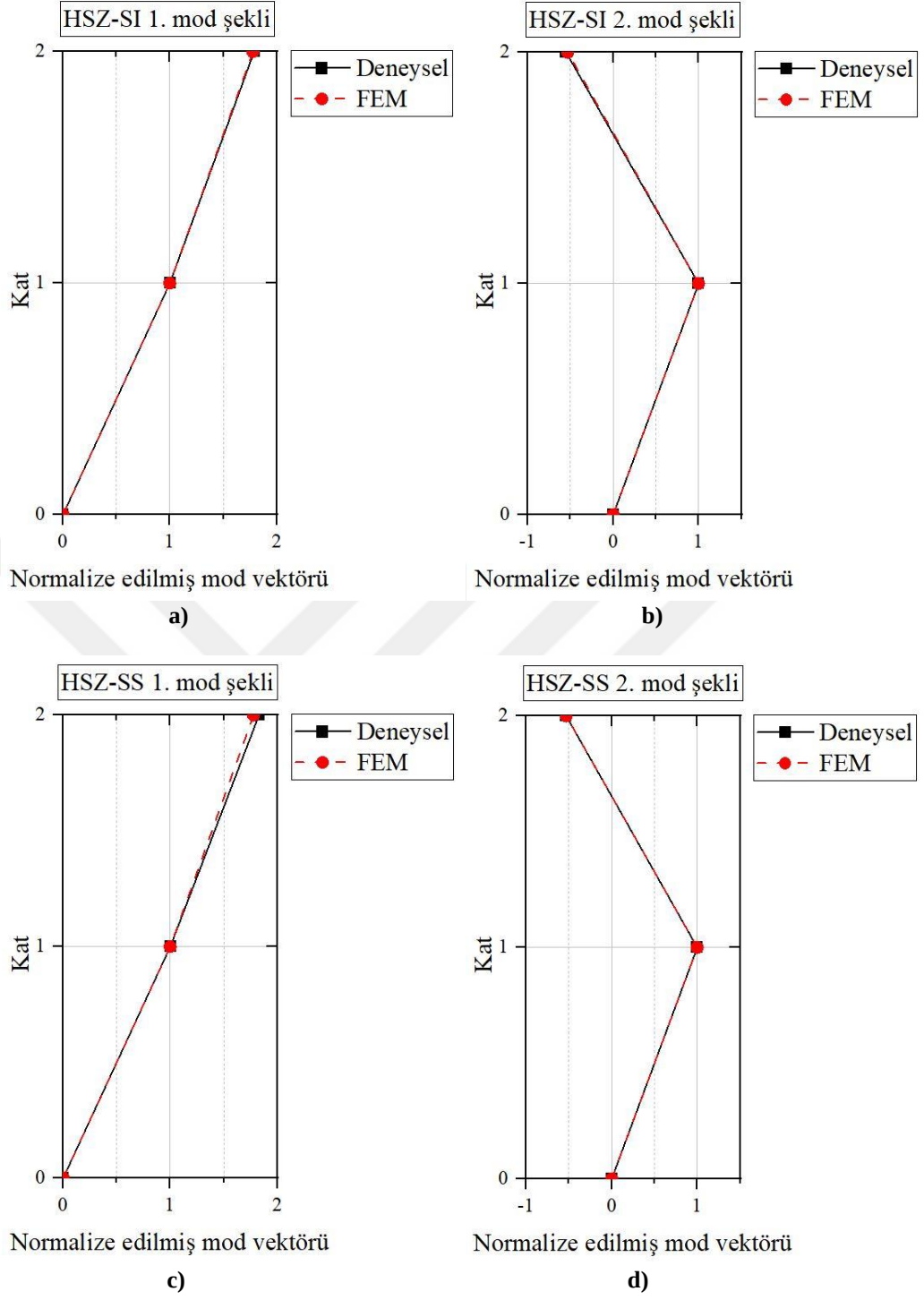
Şekil 4.27. SS numunesinin GÜÇL durumunda FEM ile nümerik modal analiz sonucu elde edilen mod şekilleri; **a)** X doğrultusunda 1. yanal ötelenme mod şekli, **b)** X doğrultusunda 2. yanal ötelenme mod şekli

Şekil 4.28’de de FEM analizi ile SC numunesinin betonarme perdelerle güçlendirilmiş durumu için elde edilen x-x doğrultusundaki 1. ve 2. yanal ötelenme mod şekilleri gösterilmiştir.

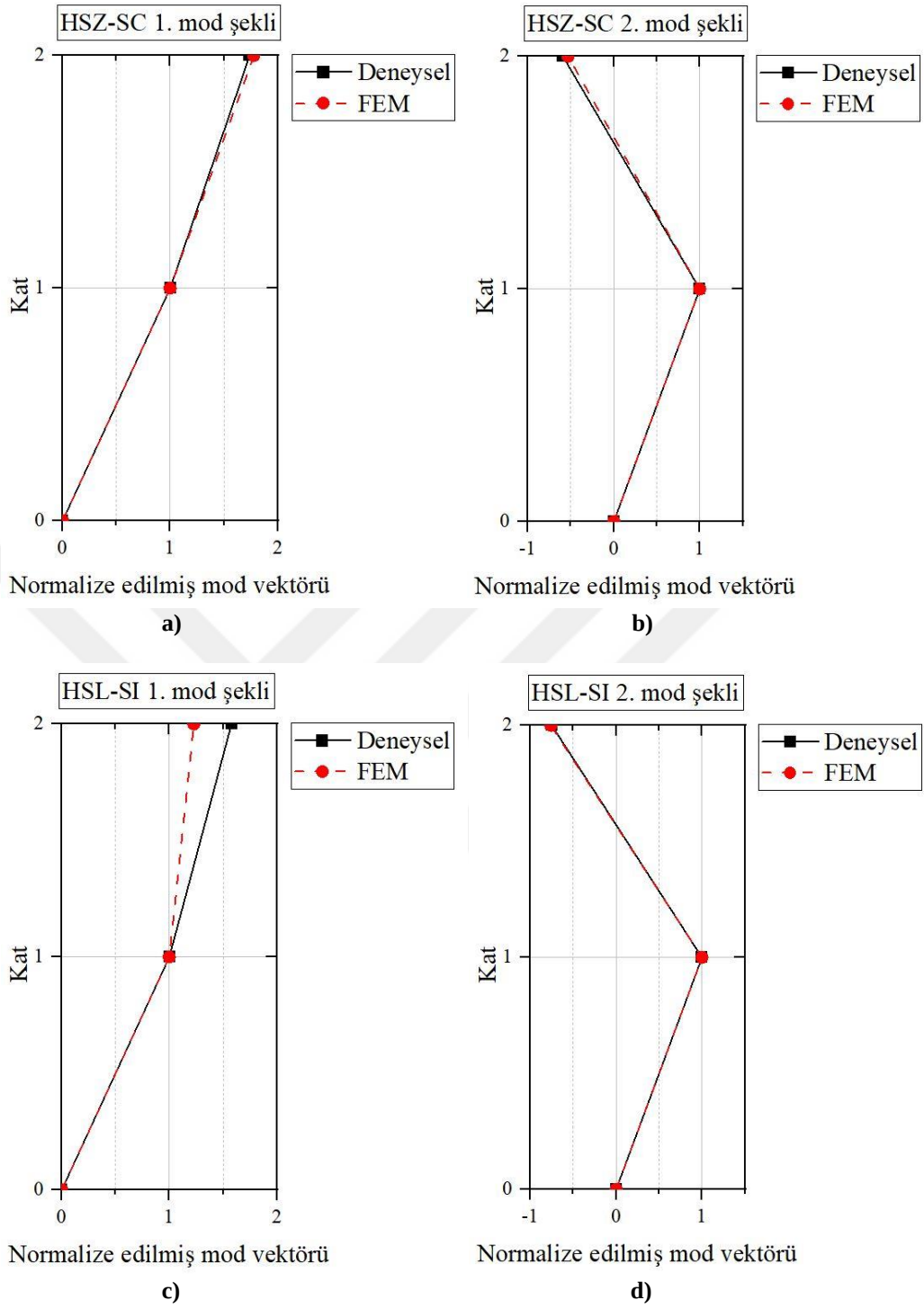


Şekil 4.28. SC numunesinin GÜÇL durumunda FEM ile nümerik modal analiz sonucu elde edilen mod şekilleri; **a)** X doğrultusunda 1. yanal ötelenme mod şekli, **b)** X doğrultusunda 2. yanal ötelenme mod şekli

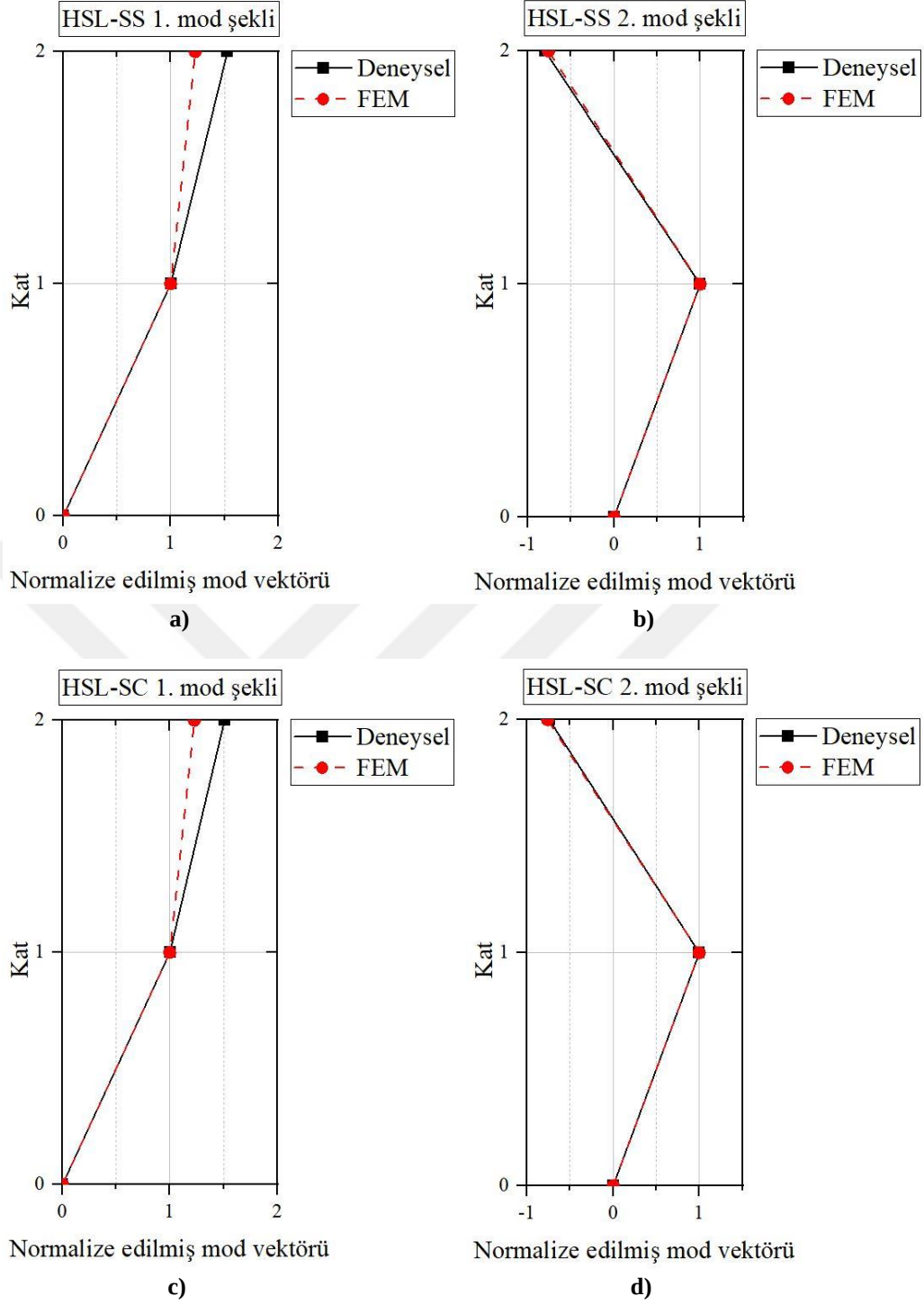
Şekil 4.29, Şekil 4.30, Şekil 4.31, Şekil 4.32, Şekil 4.33, Şekil 4.34 ve Şekil 4.35'te numunelerde x-x doğrultusu için her durumda deneysel yollarla ve FEM ile belirlenen 1. ve 2. yanal ötelenme mod şekilleri karşılaştırılmıştır. Grafiklerde düşey eksenler katları, yatay eksenler normalize edilmiş mod vektörlerini göstermektedir. Mod vektörlerinin normalizasyonu modal deplasmanlara göre yapılmış olup 2. kat mod vektörü 1. kat mod vektörüne oranlanmış ve bu değer 2. kat mod vektörü olarak belirlenmiştir. 1. kat mod vektörleri ise bu durumda '1' olarak alınmıştır. Şekiller incelendiğinde, FEM ile belirlenen mod şekillerinin genel olarak deneysel modal analiz ile belirlenen mod şekilleriyle uyumlu olduğu görülmektedir. Yalnızca HSL durumlardaki 1. modlarda bir miktar fark oluşmuştur.



Şekil 4.29. Numunelerde X doğrultusu için deneysel yollarla ve FEM ile belirlenen yanal ötelenme mod şekilleri; **a)** HSZ-SI 1. mod şekli, **b)** HSZ-SI 2. mod şekli, **c)** HSZ-SS 1. mod şekli, **d)** HSZ-SS 2. mod şekli



Şekil 4.30. Numunelerde X doğrultusu için deneysel yollarla ve FEM ile belirlenen yanıl ötelenme mod şekilleri; **a)** HSZ-SC 1. mod şekli, **b)** HSZ-SC 2. mod şekli, **c)** HSL-SI 1. mod şekli, **d)** HSL-SI 2. mod şekli

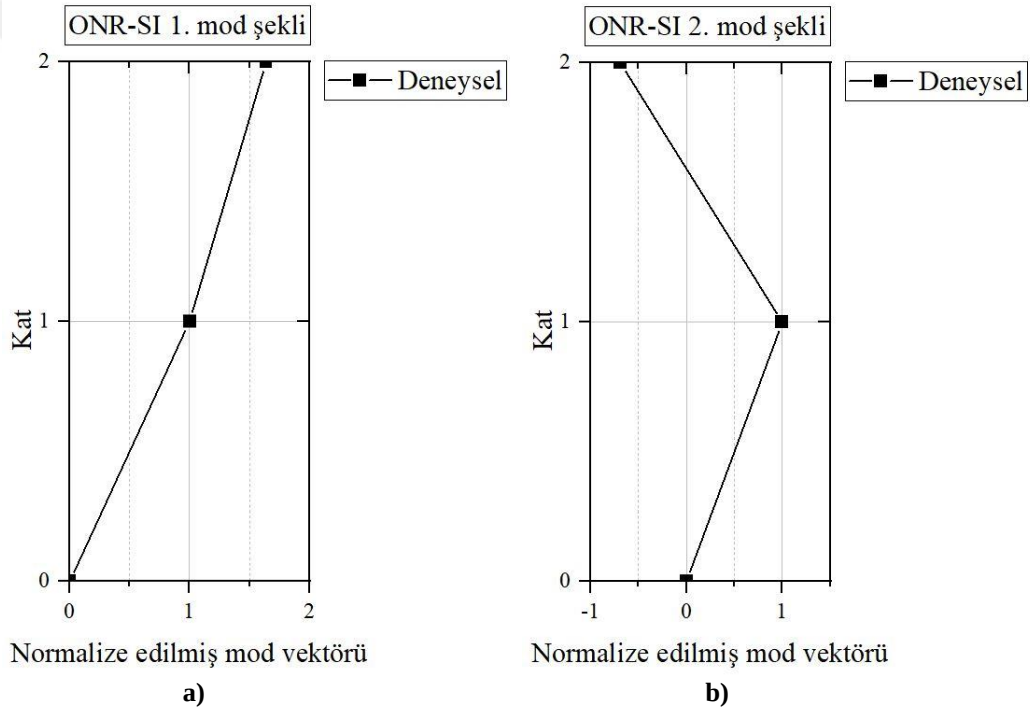


Şekil 4.31. Numunelerde X doğrultusu için deneysel yollarla ve FEM ile belirlenen yanıl ötelenme mod şekilleri; **a)** HSL-SS 1. mod şekli, **b)** HSL-SS 2. mod şekli, **c)** HSL-SC 1. mod şekli, **d)** HSL-SC 2. mod şekli

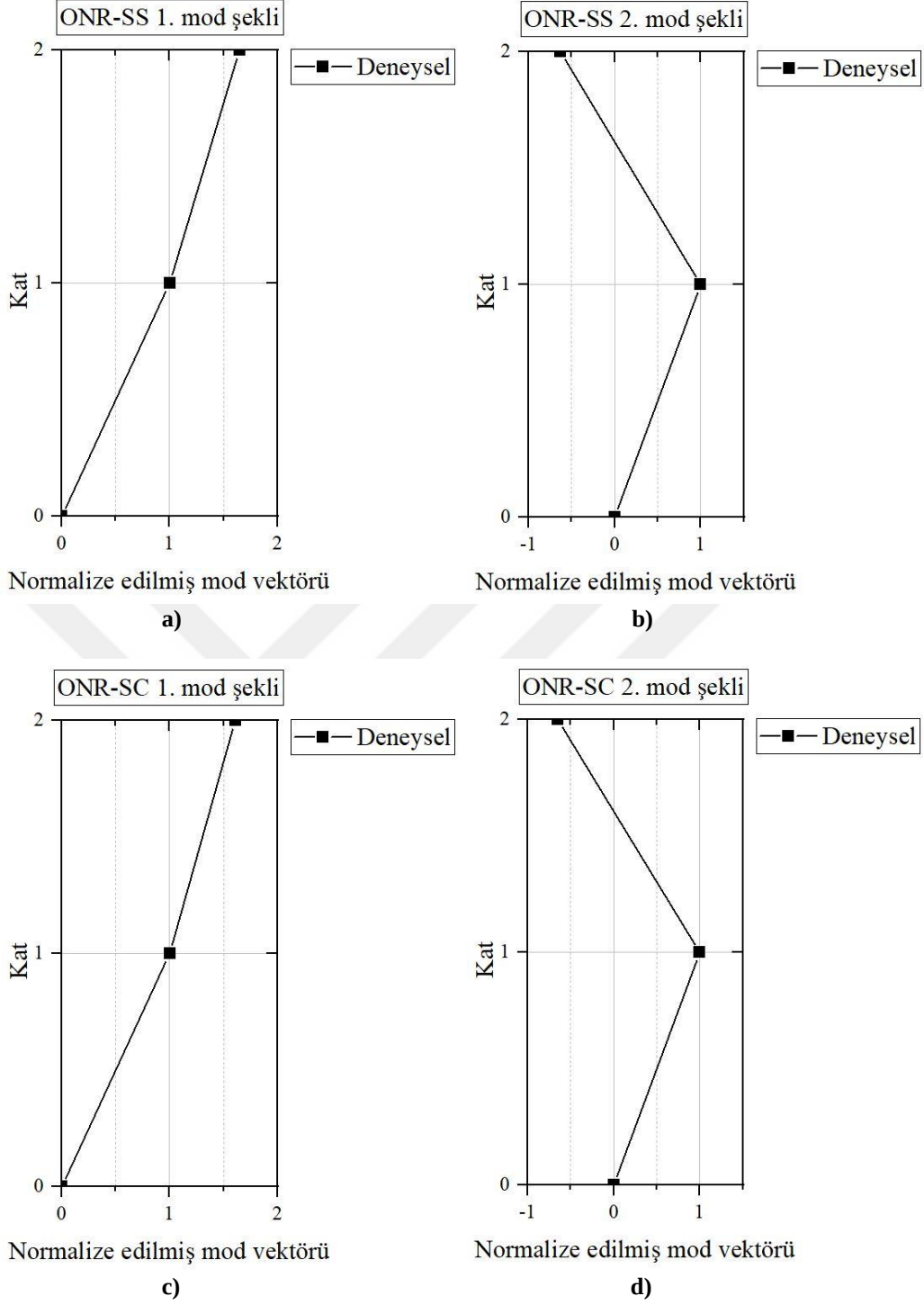
Şekil 4.29a, Şekil 4.29c, Şekil 4.30a’da verilmiş olan numunelerin HSZ durumdaki 1. mod şekillerinde 2. kat mod vektörü değerleri, deneysel analizle SI, SS, SC numuneleri için sırasıyla 1,79, 1,83, 1,74 olarak, nümerik analizle de tüm numuneler için 1,78 olarak hesaplanmıştır. Şekil 4.29b, Şekil 4.29d, Şekil 4.30b’ye göre de numunelerin

HSZ durumundaki 2. mod şekillerinde 2. kat mod vektörü değerleri, deneysel olarak SI, SS, SC için sırasıyla -0,55, -0,53, -0,59 olarak ve nümerik analizle tüm numuneler için -0,53 olarak belirlenmiştir.

HSL durumda, 1. mod şekli için Şekil 4.30c, Şekil 4.31a, Şekil 4.31c’de verilen grafiklere göre 2. kat mod vektörü değerleri, deneysel modal analiz sonucunda SI, SS, SC numunelerinde sırasıyla 1,58, 1,53, 1,51 olarak ve FEM ile yapılan analiz sonucunda tüm numuneler için 1,23 olarak hesaplanmıştır. Aynı durumda 2. mod için Şekil 4.30d, Şekil 4.31b, Şekil 4.31d’de verilmiş olan mod şekillerinde, 2. kat mod vektörü değerleri, deneysel analizle SI, SS, SC numuneleri için sırasıyla -0,75, -0,80, -0,74 olarak, nümerik analizle de bütün numuneler için -0,76 olarak hesaplanmıştır.

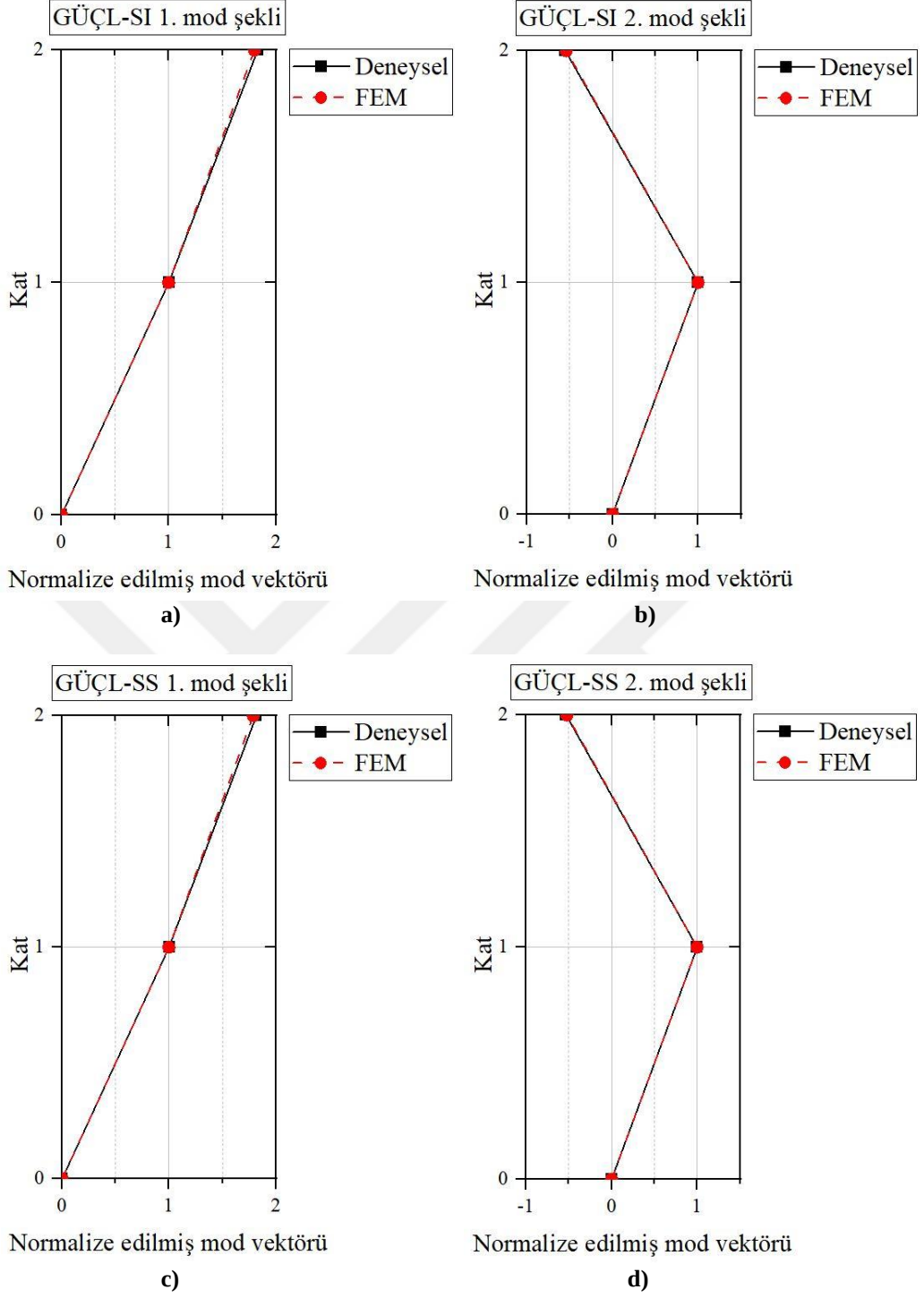


Şekil 4.32. Numunelerde X doğrultusu için deneysel yollarla belirlenen yanal ötelenme mod şekilleri; **a)** ONR-SI 1. mod şekli, **b)** ONR-SI 2. mod şekli

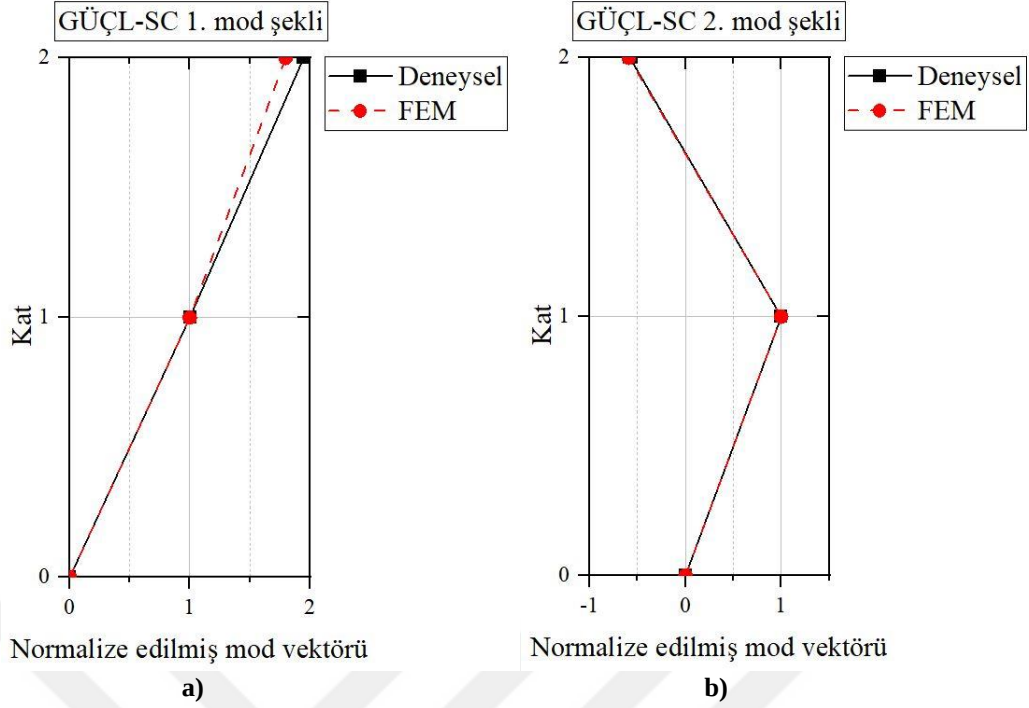


Şekil 4.33. Numunelerde X doğrultusu için deneysel yollarla belirlenen yanıl ötelenme mod şekilleri; **a)** ONR-SS 1. mod şekli, **b)** ONR-SS 2. mod şekli, **c)** ONR-SC 1. mod şekli, **d)** ONR-SC 2. mod şekli

Şekil 4.32a, Şekil 4.33a, Şekil 4.33c’de verilmiş olan ONR durumdaki numunelerin 1. modlarında 2. kat mod vektörü değeri, deneysel yollarla SI, SS, SC numuneleri için sırasıyla 1,64, 1,65, 1,61 olarak ve Şekil 4.32b, Şekil 4.33b, Şekil 4.33d’de ONR durum için verilen 2. mod şekillerinde 2. kat mod vektörü değeri, deneysel yollarla SI, SS, SC için sırasıyla -0,69, -0,63, -0,61 olarak elde edilmiştir.



Şekil 4.34. Numunelerde X doğrultusu için deneysel yollarla ve FEM ile belirlenen yanal ötelenme mod şekilleri; **a)** GÜÇL-SI 1. mod şekli, **b)** GÜÇL-SI 2. mod şekli, **c)** GÜÇL-SS 1. mod şekli, **d)** GÜÇL-SS 2. mod şekli



Şekil 4.35. Numunelerde X doğrultusu için deneysel yollarla ve FEM ile belirlenen yanal ötelenme mod şekilleri; **a)** GÜÇL-SC 1. mod şekli, **b)** GÜÇL-SC 2. mod şekli

GÜÇL durumunda, 1. mod şekli için Şekil 4.34a, Şekil 4.34c, Şekil 4.35a’da verilen grafiklere göre 2. kat mod vektörü değerleri, deneysel modal analiz neticesinde SI, SS, SC numunelerinde sırasıyla 1,83, 1,82, 1,95 olarak ve FEM ile yapılan analiz neticesinde yine sırasıyla 1,80, 1,79, 1,80 olarak belirlenmiştir. Numunelerin aynı durumunda 2. mod şekli için Şekil 4.34b, Şekil 4.34d, Şekil 4.35b’de verilmiş olan grafiklere göre, 2. kat mod vektörü değerleri, deneysel analizle SI, SS, SC numuneleri için sırasıyla -0,55, -0,53, -0,58 olarak, nümerik analizle de numuneler için sırası ile -0,54, -0,52, -0,59 olarak belirlenmiştir.

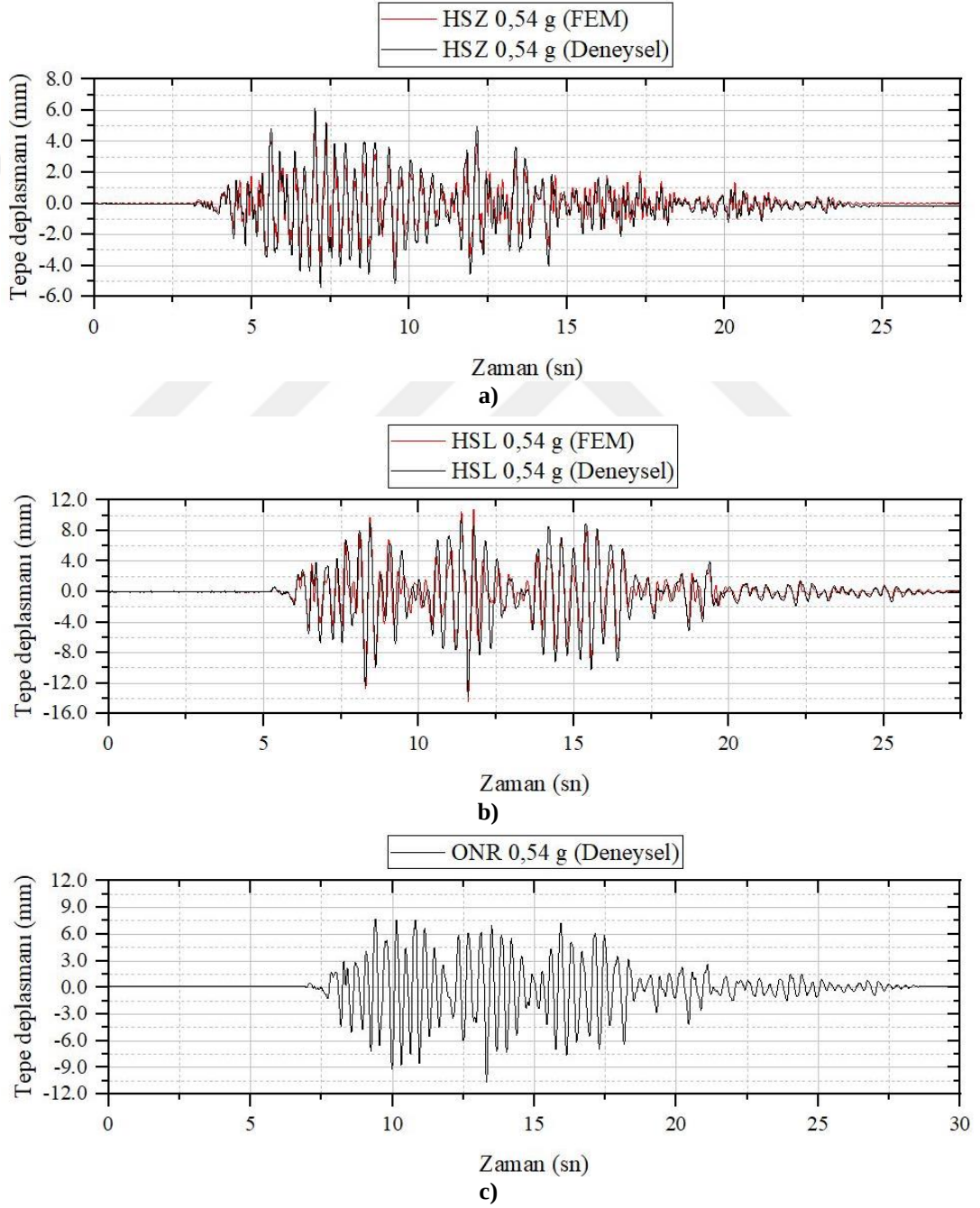
4.3. Yük-Deplasman Analizleri Sonuçları

4.3.1. Zaman Tanım Alanında Tepe Deplasmanları

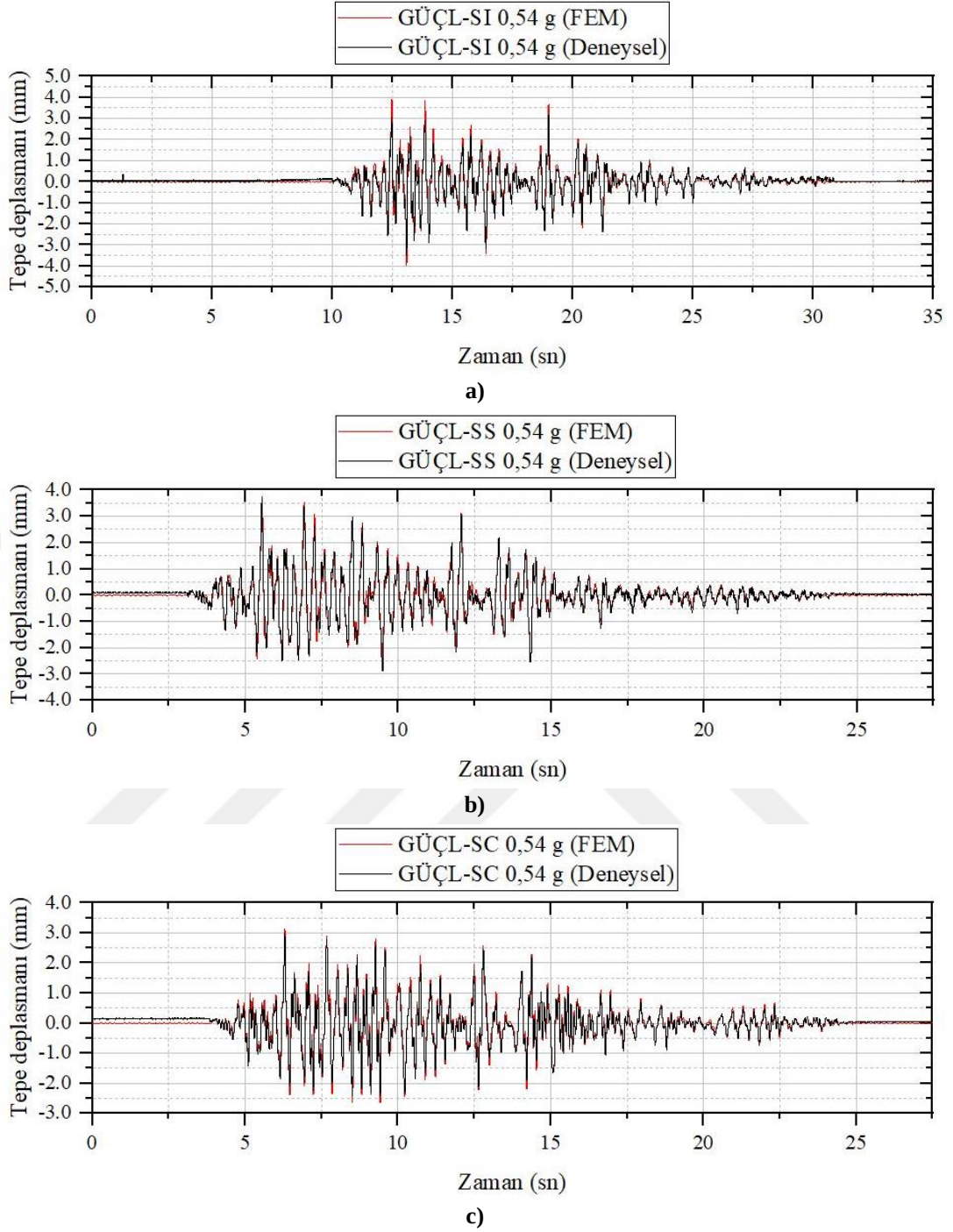
Bu bölümde, en yüksek tepe deplasmanı değerlerinin kaydedildiği en şiddetli yükleme olan 0,54 g yükleme altında bütün durumlar için deneysel olarak ve FEM analizi ile elde edilen tepe deplasmanı-zaman grafikleri gösterilmiştir. Burada gösterilmemiş olan, bütün durumlarda 0,19 g, 0,36 g ve 0,46 g yüklemeleri altında oluşan tepe deplasmanı-zaman grafikleri de EK-5 kısmında verilmiştir.

Ayrıca yine numunelerde HSZ, HSL ve ONR durumların özdeş olması sebebiyle benzer deplasman grafikleri elde edildiğinden bu durumlar için oluşturulan tepe deplasmanı-zaman grafikleri ayrı ayrı verilmemiş 3 numune için ortak olacak şekilde tipik grafikler olarak sunulmuştur.

Buna göre Şekil 4.36'da HSZ, HSL ve ONR durumlar için, Şekil 4.37'de de GÜÇL durumlar için 0,54 g yüklemesi altında deneysel olarak ve FEM analizi ile elde edilen tepe deplasmanı-zaman grafikleri gösterilmiştir.



Şekil 4.36. 0,54 g yüklemesinde elde edilen tepe deplasmanı-zaman grafikleri; **a)** HSZ durum (deneysel ve FEM), **b)** HSL durum (deneysel ve FEM), **c)** ONR durum (deneysel)



Şekil 4.37. Numunelerin GÜÇL durumunda 0,54 g yüklemesinde deneysel olarak ve FEM analizi ile elde edilen tepe deplasmanı-zaman grafikleri; **a)** SI numunesi, **b)** SS numunesi, **c)** SC numunesi

Şekil 4.36 ve Şekil 4.37’den de anlaşılacağı üzere deneysel ve nümerik analizlerle elde edilen zamana bağlı tepe deplasmanı grafikleri büyük oranda uyumludur.

Çizelge 4.9’da her bir durum ve yüklemde deneysel olarak ve FEM analizi ile elde edilen mutlak maksimum tepe deplasmanları verilmiş ve karşılaştırılmıştır.

Çizelge 4.9. Her bir durum ve yüklemde deneysel olarak ve FEM analizi ile elde edilen mutlak maksimum tepe deplasmanları

Yükleme	Mutlak maksimum tepe deplasmanı								
	HSZ	HSZ	Fark	HSL	HSL	Fark	ONR	ONR	Fark
	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	
	(deneysel)	(FEM)		(deneysel)	(FEM)		(deneysel)	(FEM)	
0,19 g	2,03	2,07	%2	3,86	3,13	%19	2,28	-	-
0,36 g	3,64	3,65	%0,3	7,23	7,08	%2	5,79	-	-
0,46 g	5,22	5,60	%7	8,76	8,44	%4	7,32	-	-
0,54 g	6,13	5,91	%4	13,69	14,37	%5	10,66	-	-

Yükleme	Mutlak maksimum tepe deplasmanı								
	GÜÇL	GÜÇL	Fark	GÜÇL	GÜÇL	Fark	GÜÇL	GÜÇL	Fark
	SI (mm)	SI (mm)		SS (mm)	SS (mm)		SC (mm)	SC (mm)	
	(deneysel)	(FEM)		(deneysel)	(FEM)		(deneysel)	(FEM)	
0,19 g	1,33	1,32	%1	1,32	1,31	%1	1,15	1,10	%4
0,36 g	2,41	2,40	%0,4	1,81	1,70	%6	1,77	1,72	%3
0,46 g	2,69	3,31	%23	3,24	3,24	%0	2,44	2,51	%3
0,54 g	3,52	3,97	%13	3,71	3,75	%1	2,97	3,14	%6

Çizelge 4.9 incelendiğinde, mutlak maksimum tepe deplasmanı değerleri için deneysel ve nümerik sonuçlara göre en büyük fark SI numunesinin GÜÇL durumunda 0,46 g yüklemesinde %23 oranında olmuştur. SS numunesinin GÜÇL durumunda ise 0,46 g yüklemesi altında aynı sonuçlar elde edilmiştir. Bütün değerler düşünüldüğünde deneysel ve nümerik sonuçlar arasında mutlak maksimum tepe deplasmanları açısından ortalama %5,2 oranında fark hesaplanmıştır.

Bunun dışında, deneysel olarak elde edilen mutlak maksimum tepe deplasmanı verilerinde 0,19 g ile 0,54 g yüklemeleri için kaydedilen değerler karşılaştırıldığında, deplasmanlar, HSZ durumda 2,03 mm'den %202 artışla 6,13 mm'ye, HSL durumda 3,86 mm'den %255 artışla 13,69 mm'ye, ONR durumda 2,28 mm'den %368 artışla 10,66 mm'ye, SI numunesinin GÜÇL durumunda 1,33 mm'den %165 artışla 3,52 mm'ye, SS numunesinin GÜÇL durumunda 1,32 mm'den %181 artışla 3,71 mm'ye, ve SC numunesinin GÜÇL durumunda da 1,15 mm'den %158 artışla 2,97 mm'ye çıkmıştır.

Deneysel olarak elde edilen mutlak maksimum tepe deplasmanlarının her bir yükleme için numunelerin durumlarına göre karşılaştırması da Çizelge 4.10'da yapılmıştır.

Çizelge 4.10. Deneysel olarak elde edilen mutlak maksimum tepe deplasmanlarının karşılaştırması

Yüklemeye	Mutlak maksimum tepe deplasmanı				
	HSZ	HSL	HSZ'a	ONR	HSL'ya
	(mm) (deneysel)	(mm) (deneysel)	göre fark	(mm) (deneysel)	göre fark
0,19 g	2,03	3,86	%+90	2,28	%-41
0,36 g	3,64	7,23	%+99	5,79	%-20
0,46 g	5,22	8,76	%+68	7,32	%-16
0,54 g	6,13	13,69	%+123	10,66	%-22

Yüklemeye	Mutlak maksimum tepe deplasmanı					
	GÜÇL	HSL'ya	GÜÇL	HSL'ya	GÜÇL	HSL'ya
	SI (mm) (deneysel)	göre fark	SS (mm) (deneysel)	göre fark	SC (mm) (deneysel)	göre fark
0,19 g	1,33	%-66	1,32	%-66	1,15	%-70
0,36 g	2,41	%-67	1,81	%-75	1,77	%-76
0,46 g	2,69	%-69	3,24	%-63	2,44	%-72
0,54 g	3,52	%-74	3,71	%-73	2,97	%-78

Çizelge 4.10'da deneysel sonuçlar üzerinden gösterilen ve 4 yükleme için hesaplanan farkların ortalaması alındığında, hasarlandırma işleminin numunelerde ölçülen mutlak maksimum tepe deplasmanı değerlerini %95 gibi büyük bir oranda arttırdığı, onarım işleminin HSL durumdaki değerleri %25 oranında azalttığı, dolgu duvarlarla yapılan iyileştirme işleminin HSL durum değerlerini %69 oranında azalttığı, çelik çaprazlarla yapılan güçlendirmenin HSL durumdaki deplasman değerlerini yine %69 oranında azalttığı ve son olarak betonarme perdelerle yapılan güçlendirme işleminin de aynı durumdaki değerleri %74 oranında azalttığı görülmüştür. Bu sonuçlara göre uygulanan güçlendirmelerin mutlak maksimum tepe deplasmanı değerlerini ciddi miktarda sınırlandırdığı ve onarım işleminin de numuneleri HSZ durumdaki değerlere yaklaştırdığı görülmüştür.

4.3.2. Logaritmik Azalım Yöntemi ile Belirlenen Doğal Sönüm Oranları

Çizelge 4.11'de deneysel olarak elde edilen tepe deplasmanı-zaman grafikleri üzerinden logaritmik azalım yöntemi vasıtasıyla numunelerin her bir durumu için belirlenen global sönüm oranları verilmiştir. Bu yöntemle doğal sönüm oranlarının belirlenmesinde zaman tanım alanındaki tepe deplasmanı grafiklerinde yüklemelerin

dolayısıyla zorlanmış titreşimin sonlandığı serbest titreşimin başladığı kısımlar kullanılmıştır.

Çizelge 4.11. Logaritmik azalım yöntemi ile belirlenen sönüm oranları

Numune	Doğal sönüm oranı (%) (logaritmik azalım)						
	HSZ	HSL	HSZ'a göre fark	ONR	HSL'ya göre fark	GÜÇL	HSL'ya göre fark
SI	4,92	6,19	%+26	5,76	%-7	4,10	%-34
SS	5,45	6,69	%+23	6,14	%-8	4,15	%-38
SC	5,70	6,78	%+19	6,20	%-9	3,86	%-43

Çizelge 4.11 incelendiğinde, numune rijitliği ile sönüm oranları arasında ters orantı olduğu görülmüştür. Numunelerde sönüm oranı değerlerinde, HSZ durumdan HSL duruma geçildiğinde ortalama %23 oranında bir artış, HSL durumdan ONR duruma geçildiğinde ortalama %8 azalış ve HSL duruma göre GÜÇL durumda ise ortalama %38 azalış meydana gelmiştir.

Çizelge 4.12'de de logaritmik azalım yöntemi ile belirlenen doğal sönüm oranlarının daha önceden yarım güç bant genişliği yöntemi ile belirlenenler ile karşılaştırması yapılmıştır.

Çizelge 4.12. Sönüm oranları-yöntemlerin karşılaştırması

Yöntem	Mod	Doğal sönüm oranı (%)					
		HSZ	HSL	ONR	GÜÇL	GÜÇL	GÜÇL
		SI+SS+SC	SI+SS+SC	SI+SS+SC	SI	SS	SC
		ortalaması	ortalaması	ortalaması			
Yarım güç bant genişliği	1. mod	6,66	9,53	9,59	7,72	7,56	4,34
	2. mod	2,68	7,76	5,78	9,61	5,95	5,75
Logaritmik azalım	Global	5,36	6,55	6,03	4,10	4,15	3,86

Çizelge 4.12'ye göre, logaritmik azalım ile belirlenen sönüm oranları beklenen %5 değerine daha yakın çıkmış ve numunelerin durumları arasında mantıklı bir eğilim göstermiştir. Bu sebepten dolayı daha önce de bahsedilmiş olan numunelerin gerçek sönüm oranlarına göre hazırlanan tepki spektrumları için burada gösterilmiş olan

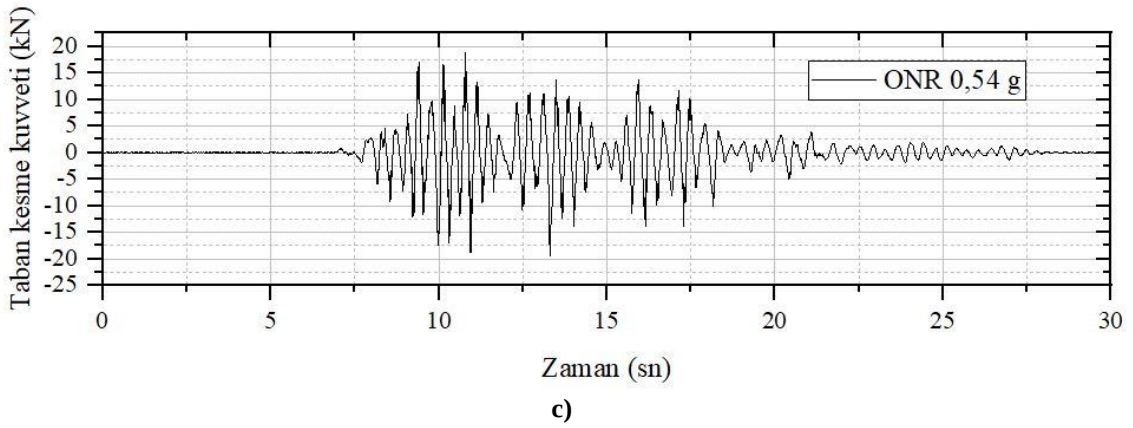
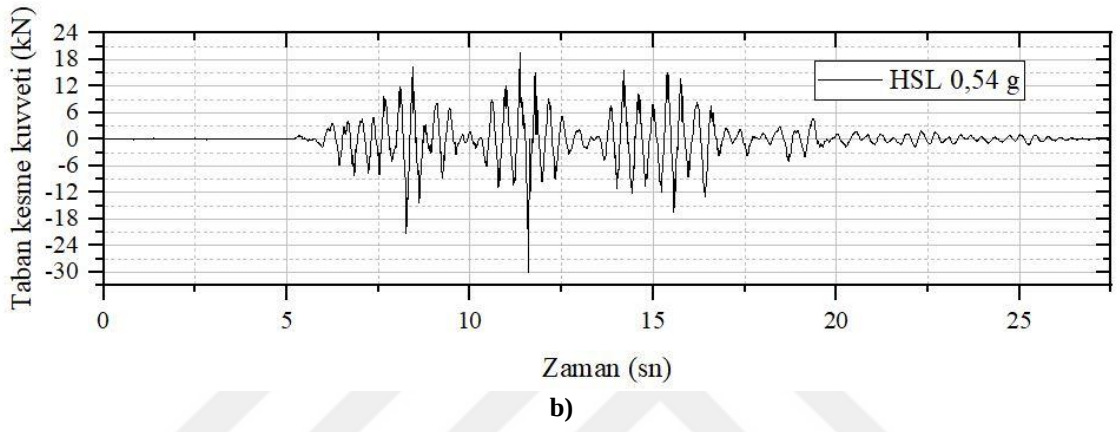
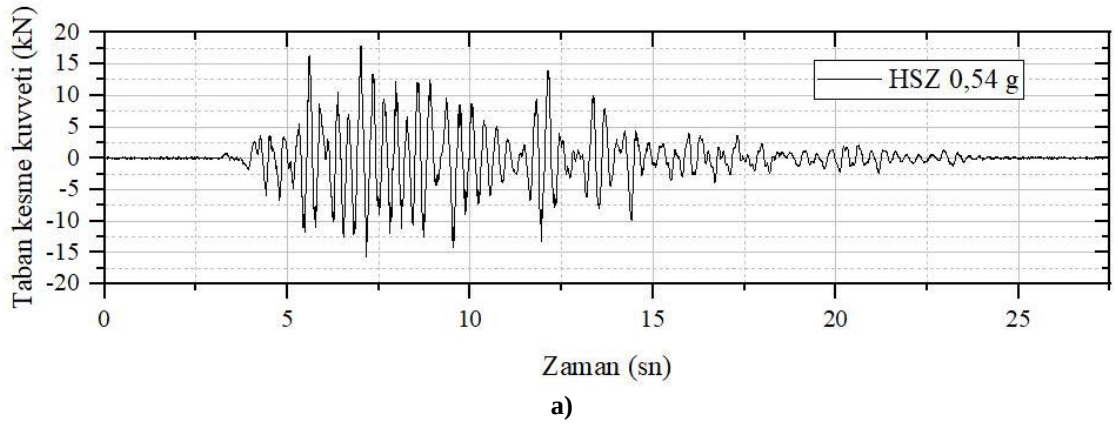
logaritmik azalım yönteminden elde edilmiş değerler kullanılmıştır. Bu ivme ve deplasman tepki spektrumları da EK-6'da verilmiştir. Logaritmik azalım yöntemine göre numunelerin HSZ durumunda ortalama %5,36, HSL durumunda ortalama %6,55, ONR durumunda ise ortalama %6,03 doğal sönüm oranı elde edilmiştir. Aynı şekilde GÜÇL durumlarda, SI, SS ve SC numuneleri için sırasıyla %4,10, %4,15, %3,86 doğal sönüm oranları hesaplanmıştır.

4.3.3. Zaman Tanım Alanında Taban Kesme Kuvvetleri

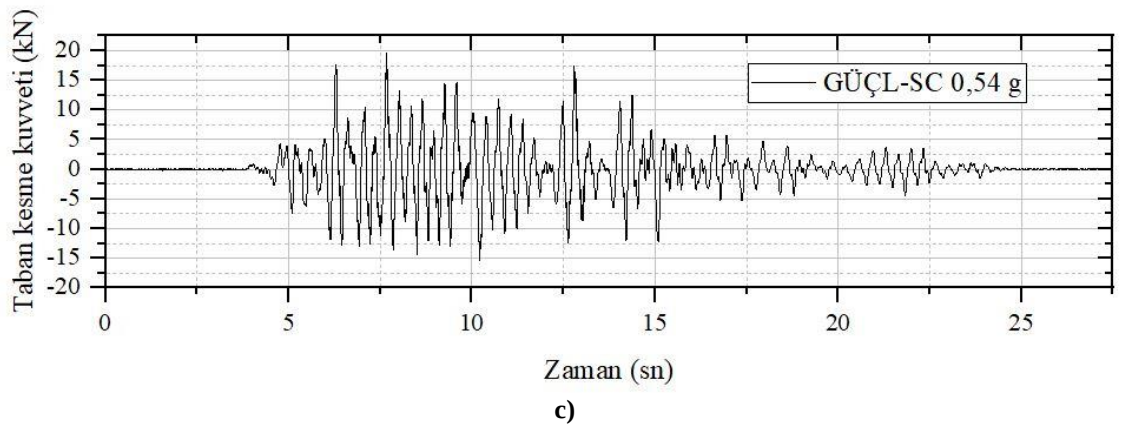
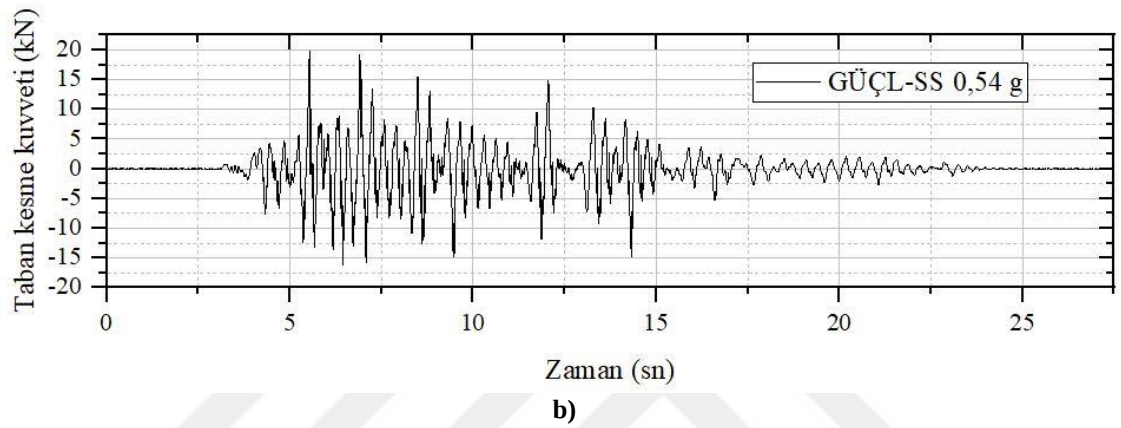
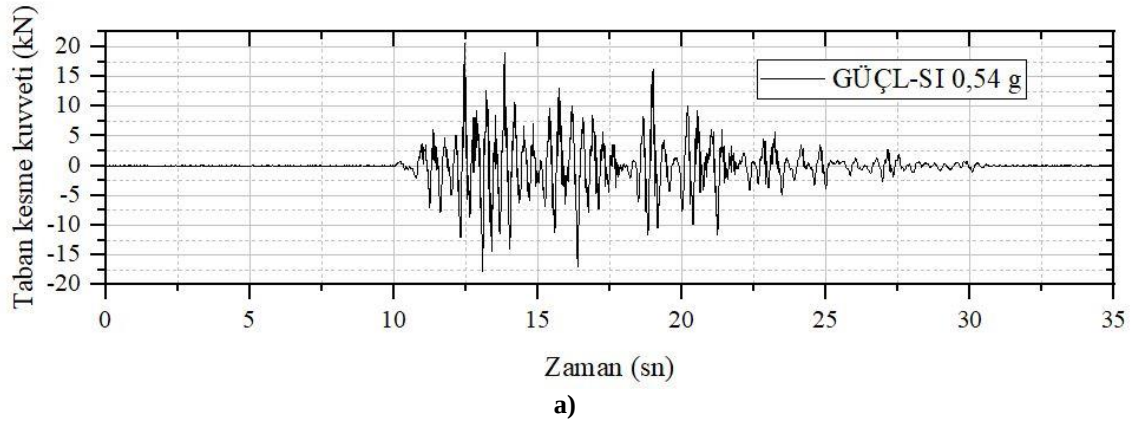
Bu bölümde, 0,54 g yüklemesi altında bütün durumlar için oluşan taban kesme kuvveti-zaman grafikleri gösterilmiştir. Bunun dışındaki burada verilmemiş olan, bütün durumlarda 0,19 g, 0,36 g ve 0,46 g yüklemeleri altında elde edilen taban kesme kuvveti-zaman grafikleri de EK-7 kısmında verilmiştir.

Benzer şekilde HSZ, HSL ve ONR durumların özdeş olması sebebiyle bu durumlar için çizilen taban kesme kuvveti-zaman grafikleri 3 numune için ortak tipik grafikler olarak verilmiştir.

Buna göre Şekil 4.38'de HSZ, HSL ve ONR durumlar için, Şekil 4.39'da da GÜÇL durumlar için 0,54 g yüklemesi altında oluşan taban kesme kuvveti-zaman grafikleri gösterilmiştir.



Şekil 4.38. 0,54 g yüklemesinde elde edilen taban kesme kuvveti-zaman grafikleri; a) HSZ durum, b) HSL durum, c) ONR durum



Şekil 4.39. Numunelerin GÜÇL durumunda 0,54 g yüklemesinde elde edilen taban kesme kuvveti-zaman grafikleri; **a)** SI numunesi, **b)** SS numunesi, **c)** SC numunesi

Her bir durum ve yükleme için oluşan mutlak maksimum taban kesme kuvveti değerleri 'kN' biriminde Çizelge 4.13'te tablolatırılmıştır.

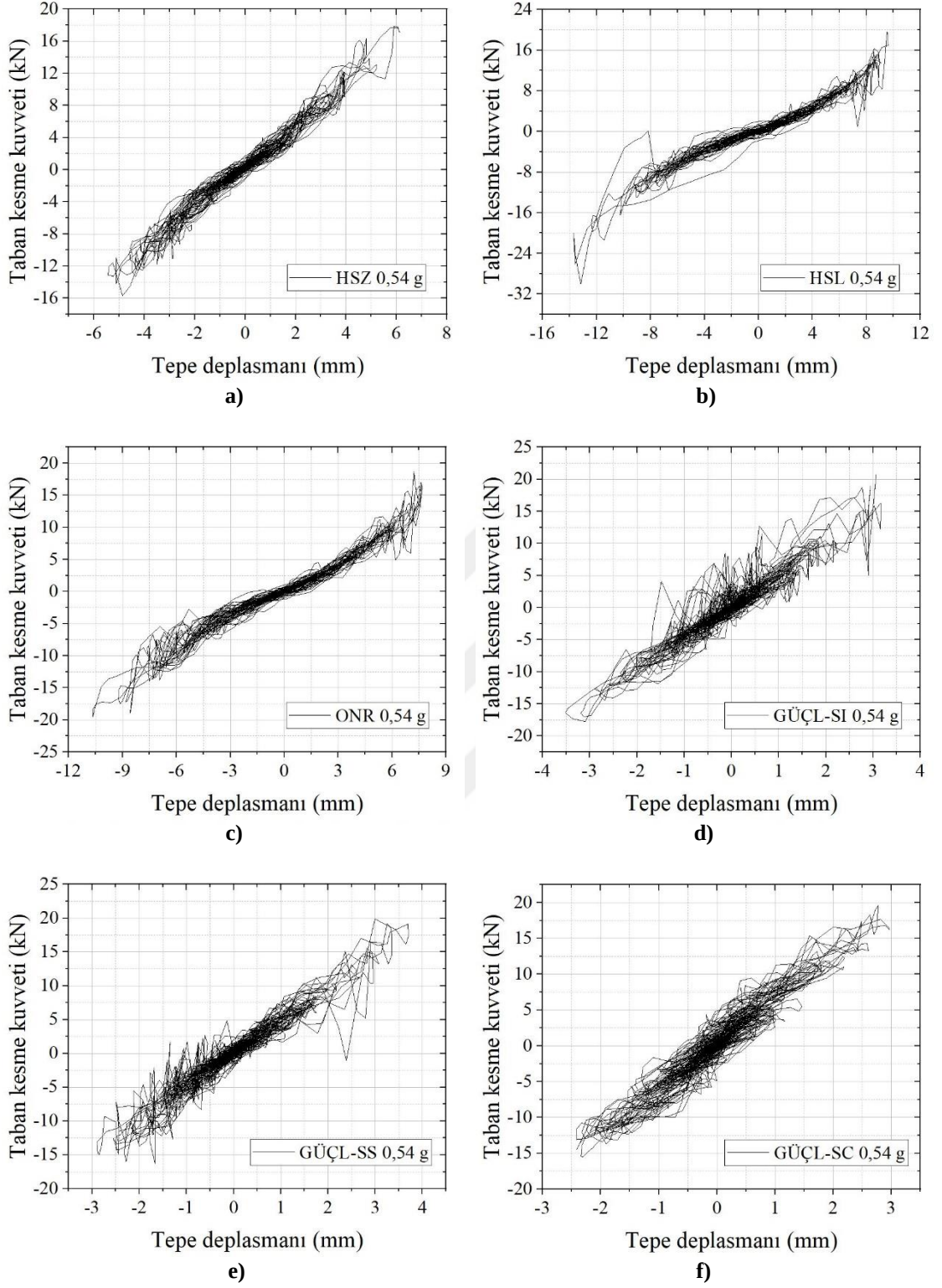
Çizelge 4.13. Her bir durum ve yükleme için belirlenen mutlak maksimum taban kesme kuvvetleri

Yükleme	Mutlak maksimum taban kesme kuvveti (kN)					
	HSZ	HSL	ONR	GÜÇL SI	GÜÇL SS	GÜÇL SC
0,19 g	5,06	5,11	5,14	5,67	6,20	5,80
0,36 g	10,17	11,91	11,03	11,61	8,81	11,04
0,46 g	14,79	15,71	17,08	15,33	16,35	15,74
0,54 g	17,87	30,08	19,51	20,75	19,86	19,64

Çizelge 4.13'e göre numunelerin her bir durumunda, 0,19 g yüklemesi altında 5 kN, 0,36 g yüklemesinde 10 kN, 0,46 g yüklemesinde 15 kN ve 0,54 g yüklemesinde 20 kN bandında taban kesme kuvveti oluşmuştur. En büyük taban kesme kuvveti HSL durumunda 0,54 g yüklemesi altında oluşmuş olup değeri 30,08 kN olarak hesaplanmıştır.

4.3.4. Taban Kesme Kuvveti-Tepe Deplasmanı Histerezis Eğrileri

Şekil 4.40'ta en şiddetli dinamik yükleme olan 0,54 g yüklemesi altında numunelerin bütün durumlarında elde edilen taban kesme kuvveti-tepe deplasmanı histerezis eğrilerine yer verilmiştir. Bu kısımda gösterilmemiş olan 0,19 g, 0,36 g ve 0,46 g yüklemelerinde tüm durumlar için oluşturulan taban kesme kuvveti-tepe deplasmanı histerezis grafikleri de EK-8 kısmında verilmiştir.



Şekil 4.40. 0,54 g yüklemede elde edilen taban kesme kuvveti-tepe deplasmanı histerezis eğrileri; **a)** HSZ durum, **b)** HSL durum, **c)** ONR durum, **d)** SI numunesinin GÜÇL durumu, **e)** SS numunesinin GÜÇL durumu, **f)** SC numunesinin GÜÇL durumu

Şekil 4.40'ta verilmiş olan histerezis eğrileri incelendiğinde, numunelerin en şiddetli yükleme altında hiçbir durumunda taban kesme kuvvetlerinde azalma eğilimi

oluşmadığı, yani dayanım kaybı olmadan yük almaya devam ettiği ve dolayısıyla elastik bölgede kaldığı görülmektedir.

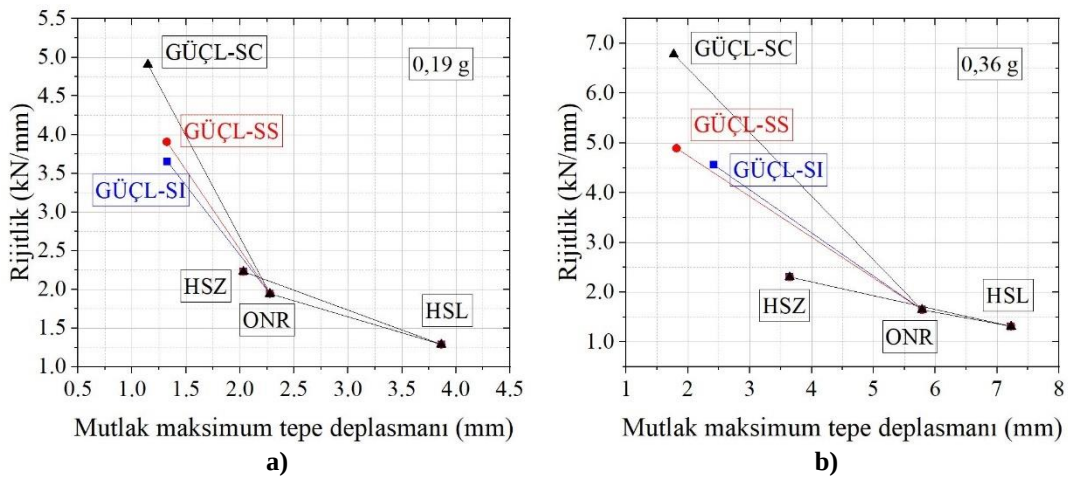
4.3.5. Başlangıç Yanal Ötelenme Rijitlikleri

Başlangıç yanal ötelenme rijitliği değerleri taban kesme kuvveti-tepe deplasmanı histerezis eğrilerinde yapılan doğrusal regresyon analizi sonucu elde edilen doğrusallaştırılmış eğrilerde kuvvet/deplasman hesabı yapılarak elde edilmiştir. Buna göre Çizelge 4.14'te 'kN/mm' biriminde yüklemelere ve durumlara göre belirlenen başlangıç yanal ötelenme rijitlikleri verilmiştir.

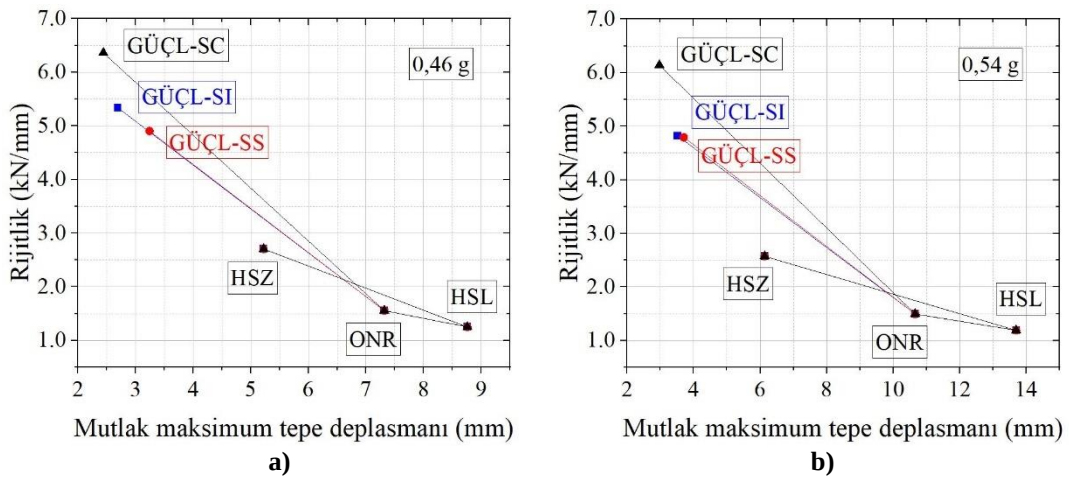
Çizelge 4.14. Başlangıç yanal ötelenme rijitliği

Yükleme	Rijitlik (kN/mm)					
	HSZ	HSL	ONR	GÜÇL SI	GÜÇL SS	GÜÇL SC
0,19 g	2,23	1,29	1,95	3,65	3,91	4,91
0,36 g	2,31	1,31	1,65	4,56	4,89	6,78
0,46 g	2,71	1,25	1,56	5,34	4,90	6,36
0,54 g	2,57	1,19	1,49	4,82	4,79	6,14

Şekil 4.41 ve Şekil 4.42'de de yüklemelere ve durumlara göre başlangıç yanal ötelenme rijitlikleri ve bunlara karşılık gelen mutlak maksimum tepe deplasmanları ile grafiksel olarak verilmiştir.



Şekil 4.41. Başlangıç yanal ötelenme rijitliği-mutlak maksimum tepe deplasmanı grafikleri; a) 0,19 g yüklemesi, b) 0,36 g yüklemesi



Şekil 4.42. Başlangıç yanal ötelenme rijitliği-mutlak maksimum tepe deplasmanı grafikleri; **a)** 0,46 g yüklemesi, **b)** 0,54 g yüklemesi

Çizelge 4.14 ve Şekil 4.42’den de anlaşılabacağı üzere yüklemeler arasında rijitlik değerleri arasında farklılıklar (artış veya azalış) oluşmuştur. Değişim eğilimine bakılırsa, yüklemeler şiddetlendikçe rijitliklerin azalması biçiminde bir eğilim olmayıp rastgele artış ve azalış şeklinde değişimler görüldüğünden burada yine deneyler esnasında oluşmuş olabilecek hasarlardan kaynaklı bir rijitlik değişimi durumu düşünülemez.

Hasar görmeyen numunelerde farklı şiddetlerdeki yüklemeler arasında rijitlik değerlerinde meydana gelen bu farklılık durumu aslında beklenmeyen bir sonuç olsa da literatür incelendiğinde rijitliğin yalnızca yapısal özelliklere bağlı olmadığını, zorlayıcı yükün frekansındaki değişimlerin rijitlik değerlerinde farklılıklara sebep olduğunun çokça çalışmada not edildiği görülmüştür. Burada uygulanan 4 farklı şiddetteki yüklemelerde de frekans içeriği açısından ufak farkların mevcut olduğu da bilinmektedir. Bundan dolayı yüklemeler arasında yaşanan bu rijitlik değişimi zorlayıcı yüklerin frekanslarının değişimine bağlanmıştır. (Wang ve diğ., 2022; Bao ve Shangguan, 2021; Rahnema ve diğ., 2013)

Bu sebepten dolayı numunelerin başlangıç yanal ötelenme rijitlikleri için 4 farklı şiddetteki yüklemeye altında hesaplanan değerlerin ortalaması alınmış ve bu değerler ile Çizelge 4.15 oluşturulmuştur.

Çizelge 4.15. Ortalama başlangıç yanal ötelenme rijitliği

	Durum					
	HSZ	HSL	ONR	GÜÇL SI	GÜÇL SS	GÜÇL SC
Ortalama rijitlik (kN/mm)	2,45	1,26	1,66	4,59	4,62	6,05
HSZ'a göre fark	-	%-49	%-32	%+87	%+89	%+147
HSL'ya göre fark	%+94	-	%+32	%+264	%+267	%+380
ONR'a göre fark	%+48	%-24	-	%+177	%+178	%+264

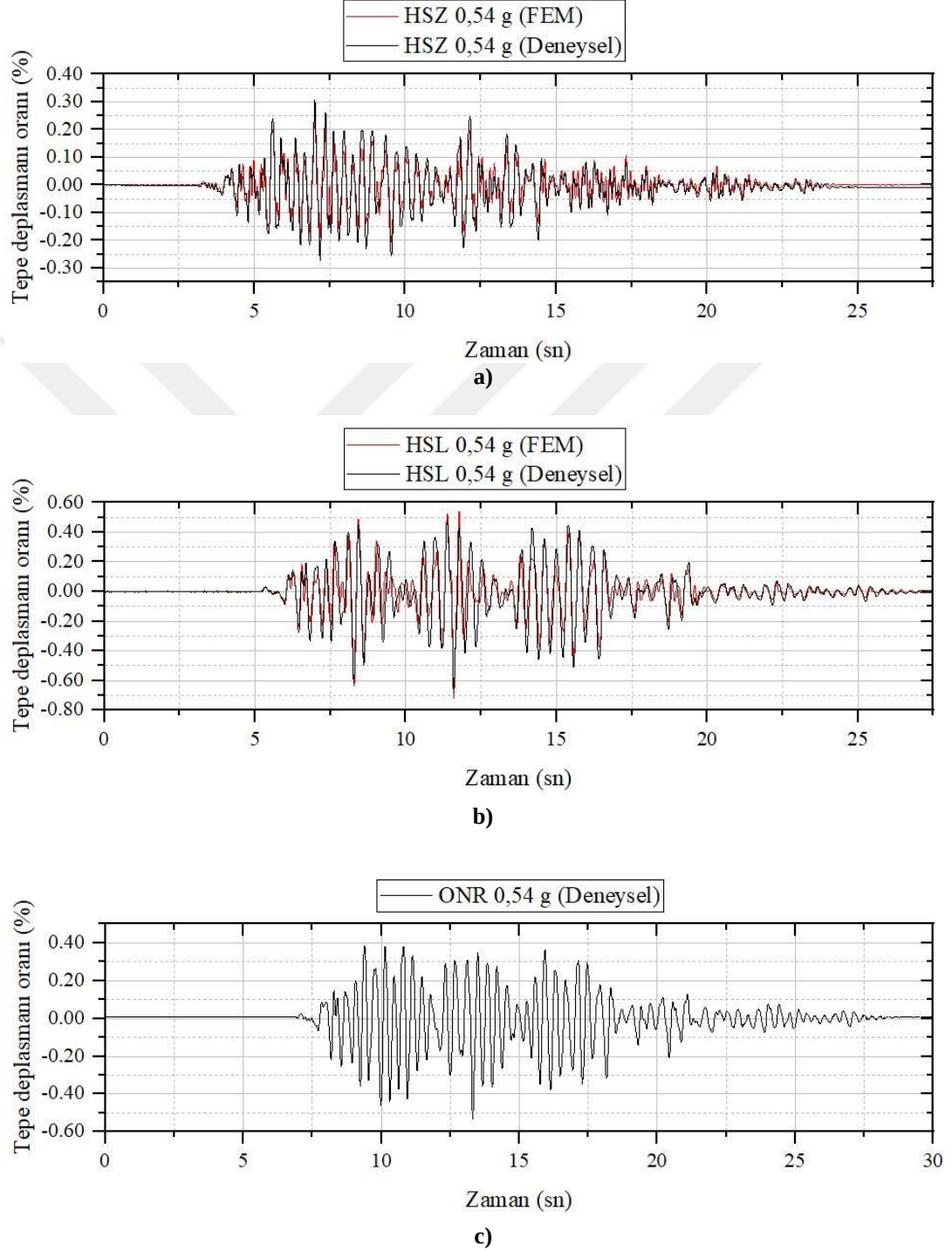
Çizelge 4.15'e göre, başlangıç yanal ötelenme rijitliği, hasarsız durumda 2,45 kN/mm, hasarlı durumda 1,26 kN/mm, onarılmış durumda 1,66 kN/mm, dolgu duvarlarla iyileştirilmiş durumda 4,59 kN/mm, çelik çaprazlarla güçlendirilmiş durumda 4,62 ve betonarme perdelerle güçlendirilmiş durumda da 6,05 kN/mm olarak belirlenmiştir. HSZ duruma göre HSL durumunda %49'luk bir rijitlik azalımı olmuş ve devamında HSL durumdan ONR duruma geçildiğinde rijitlik %32 oranında artmıştır. Yine de bu aşamada rijitlik değeri HSZ durumdan %32 oranında daha az olarak hesaplanmıştır. Ancak GÜÇL aşamasında ciddi rijitlik kazanımları görülmüştür. HSZ duruma göre SI numunesinin GÜÇL durumunda %87, SS numunesinin GÜÇL durumunda %89 ve SC numunesinin GÜÇL durumunda %147 oranında rijitlik artışı meydana gelmiştir. Benzer şekilde HSL duruma göre SI, SS ve SC numunelerinin GÜÇL durumlarında sırasıyla %264, %267 ve %380 oranlarında, ONR duruma göre ise yine sırasıyla %177, %178 ve %264 oranlarında rijitlik artışı görülmüştür.

4.3.6. Zaman Tanım Alanında Tepe Deplasmanı Oranları

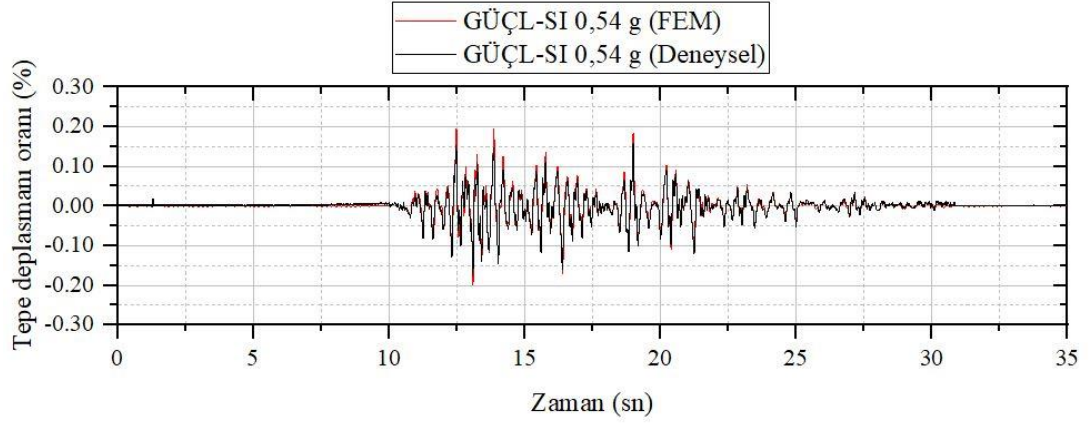
Bu bölümde, en yüksek tepe deplasmanı oranlarının meydana geldiği 0,54 g yüklemesi altında bütün durumlar için deneysel olarak ve FEM analizi sonucunda elde edilen tepe deplasmanı oranı-zaman grafikleri sunulmuştur. Bu kısımda verilmemiş olan, bütün durumlarda 0,19 g, 0,36 g ve 0,46 g yüklemeleri altında elde edilen zaman tanım alanındaki tepe deplasmanı oranı grafikleri de EK-9 kısmında verilmiştir.

Numunelerde HSZ, HSL ve ONR durumları için oluşturulan tepe deplasmanı oranı-zaman grafikleri 3 numune için ortak bir şekilde tipik grafikler olarak verilmiştir.

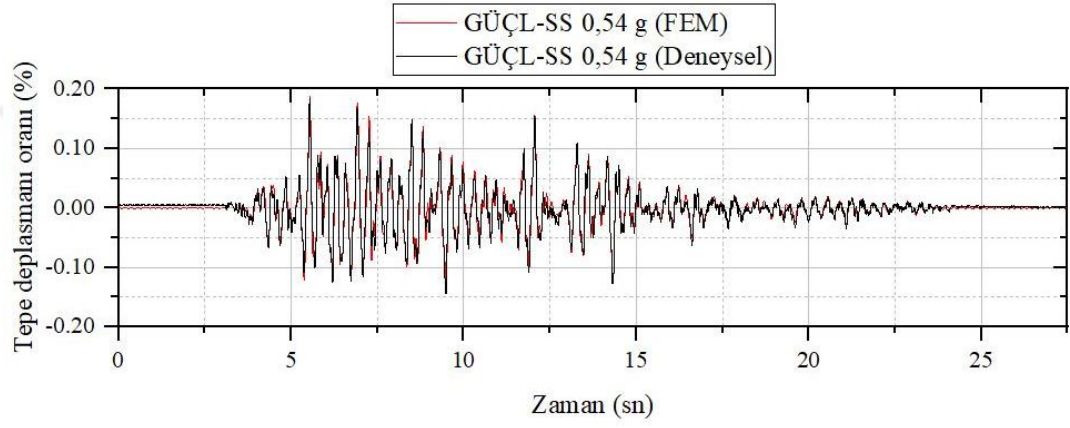
Buna göre Şekil 4.43'te HSZ, HSL ve ONR durumlarda, Şekil 4.44'te GÜÇL durumlarda 0,54 g yüklemesi altında deneysel olarak ve FEM analizi sonucunda elde edilen zamana bağlı tepe deplasmanı oranı grafikleri gösterilmiştir.



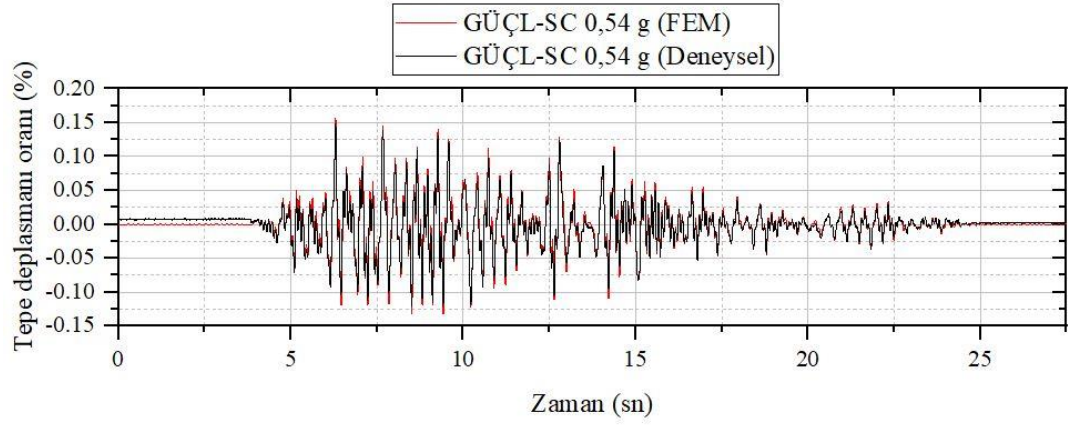
Şekil 4.43. 0,54 g yüklemesinde elde edilen tepe deplasmanı oranı-zaman grafikleri; **a)** HSZ durum (deneysel ve FEM), **b)** HSL durum (deneysel ve FEM), **c)** ONR durum (deneysel)



a)



b)



c)

Şekil 4.44. Numunelerin GÜÇL durumunda 0,54 g yüklemesinde deneysel olarak ve FEM analizi ile elde edilen tepe deplasmanı oranı-zaman grafikleri; **a)** SI numunesi, **b)** SS numunesi, **c)** SC numunesi

Şekil 4.43 ve Şekil 4.44'ten de görüleceği üzere deneysel yollarla ve FEM analizi sonucu elde edilen zaman tanım alanındaki tepe deplasmanı oranı grafikleri büyük oranda örtüşmektedir.

Her bir durum ve yükleme için deneysel ve nümerik olarak elde edilen mutlak maksimum tepe deplasmanı oranı değerleri Çizelge 4.16’da verildiği gibidir.

Çizelge 4.16. Her bir durum ve yüklemde deneysel olarak ve FEM analizi ile elde edilen mutlak maksimum tepe deplasmanı oranları

Yükleme	Mutlak maksimum tepe deplasmanı oranı (%)					
	HSZ	HSZ	HSL	HSL	ONR	ONR
	(deneysel)	(FEM)	(deneysel)	(FEM)	(deneysel)	(FEM)
0,19 g	0,102	0,103	0,193	0,157	0,114	-
0,36 g	0,182	0,183	0,361	0,354	0,289	-
0,46 g	0,261	0,280	0,438	0,422	0,366	-
0,54 g	0,307	0,295	0,685	0,718	0,533	-

Yükleme	Mutlak maksimum tepe deplasmanı oranı (%)					
	GÜÇL	GÜÇL	GÜÇL	GÜÇL	GÜÇL	GÜÇL
	SI	SI	SS	SS	SC	SC
	(deneysel)	(FEM)	(deneysel)	(FEM)	(deneysel)	(FEM)
0,19 g	0,066	0,066	0,066	0,066	0,057	0,055
0,36 g	0,121	0,120	0,091	0,085	0,088	0,086
0,46 g	0,135	0,166	0,162	0,162	0,122	0,126
0,54 g	0,176	0,198	0,185	0,187	0,148	0,157

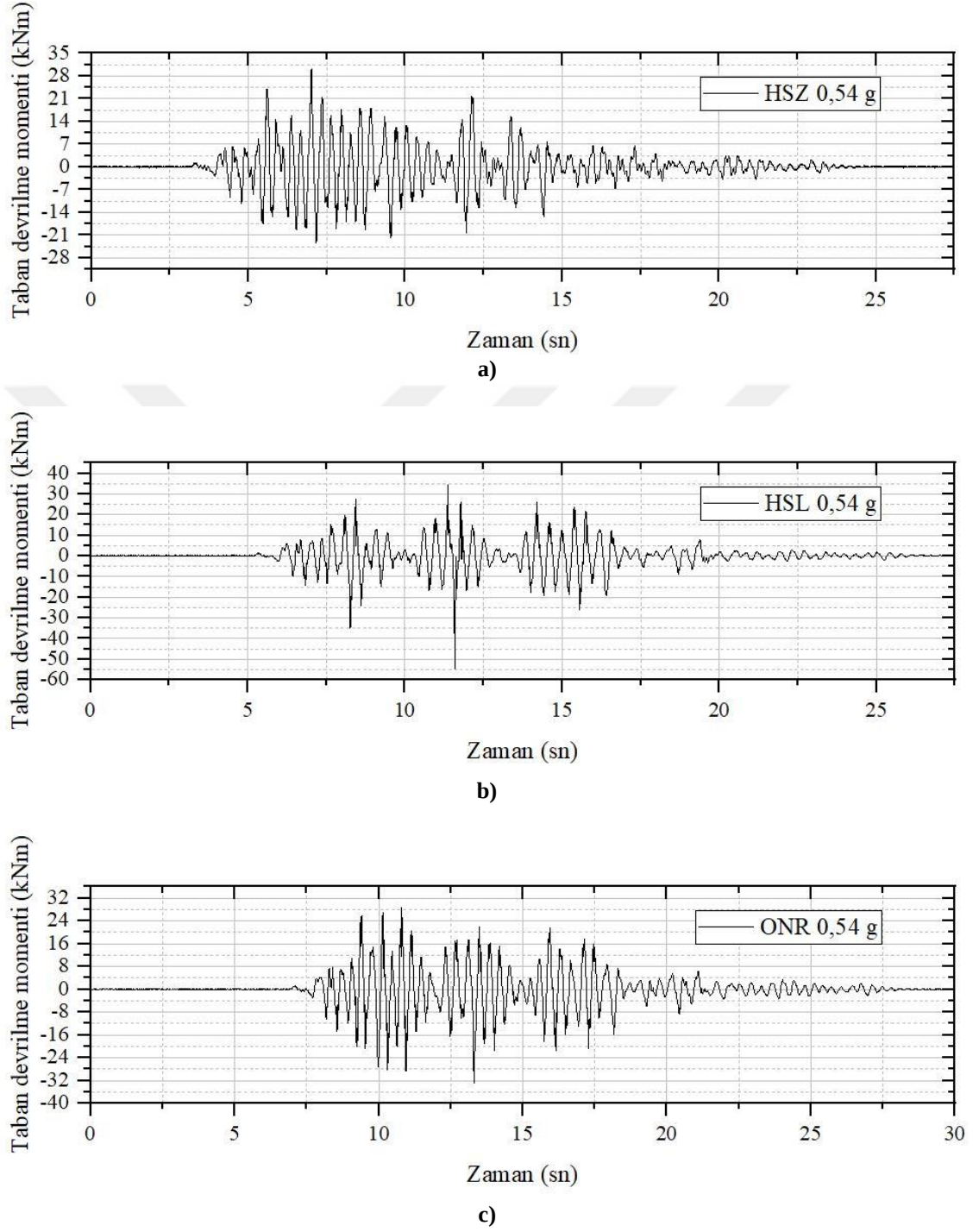
Deneysel olarak en büyük mutlak maksimum tepe deplasmanı oranı %0,685 değeri ile 0,54 g yüklemesi altında HSL durumunda oluşmuştur. En küçük değer ise SC numunesinin GÜÇL durumunda %0,057 olarak belirlenmiştir. Deneysel ve nümerik sonuçlar arasında ortalama %5 oranında fark hesaplanmıştır.

4.3.7. Zaman Tanım Alanında Taban Devrilme Momentleri

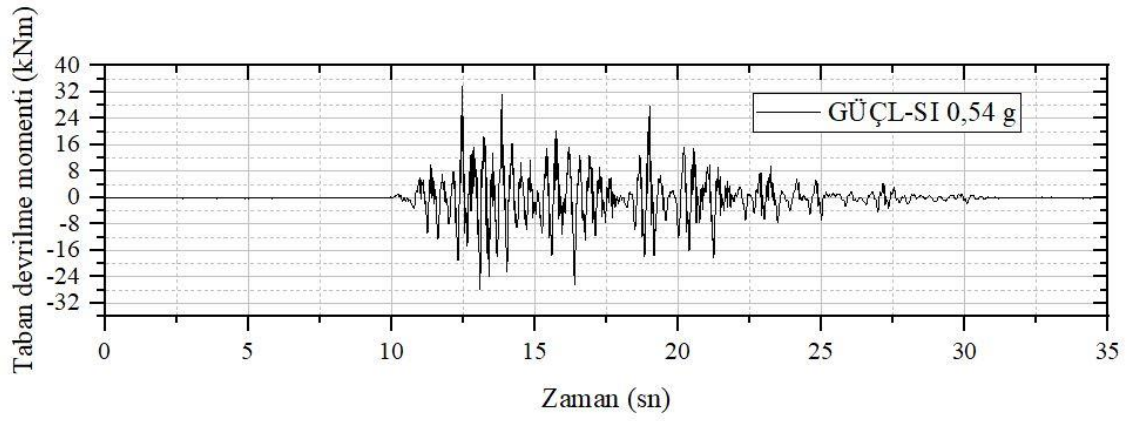
Bu bölümde, 0,54 g yüklemesi altında numunelerin tüm durumlarında oluşan taban devrilme momenti-zaman grafikleri gösterilmiştir. Bunun dışındaki burada verilmemiş olan, tüm durumlar için 0,19 g, 0,36 g ve 0,46 g yüklemeleri altında meydana gelen zaman tanım alanında taban devrilme momenti grafikleri de EK-10 kısmında verilmiştir.

Yine önceki grafiklerde olduğu gibi, HSZ, HSL ve ONR durumlar için oluşturulan taban devrilme momenti-zaman grafikleri 3 numune için ortak olacak şekilde tipik olarak verilmiştir.

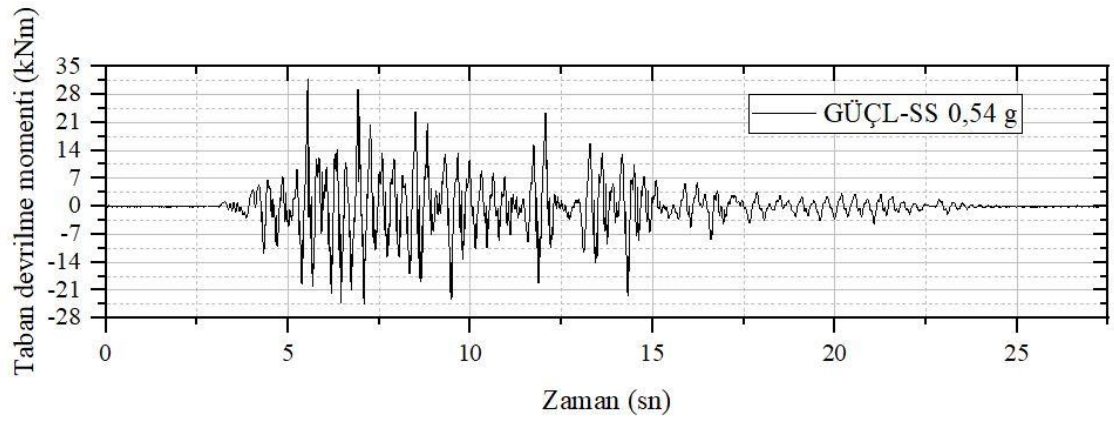
Buna göre 0,54 g yüklemesi için de numunelerin tüm durumlarında oluşan taban devrilme momenti-zaman grafikleri Şekil 4.45 ve Şekil 4.46'da gösterilmiştir.



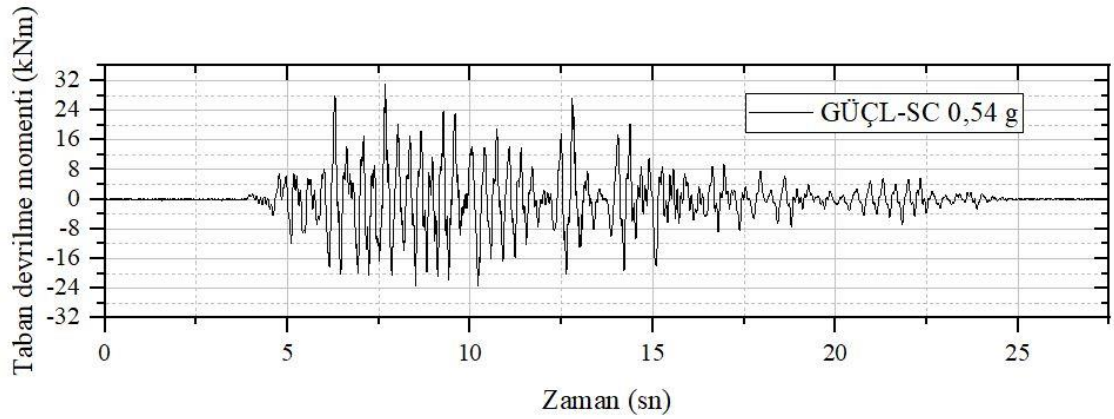
Şekil 4.45. 0,54 g yüklemesinde elde edilen taban devrilme momenti-zaman grafikleri; a) HSZ durum, b) HSL durum, c) ONR durum



a)



b)



c)

Şekil 4.46. Numunelerin GÜÇL durumunda 0,54 g yüklemesinde elde edilen taban devrilme momenti-zaman grafikleri; **a)** SI numunesi, **b)** SS numunesi, **c)** SC numunesi

Çizelge 4.17’de her bir durumda ve her bir yükleme altında belirlenen ‘kNm’ birimindeki mutlak maksimum taban devrilme momentleri gösterilmiştir.

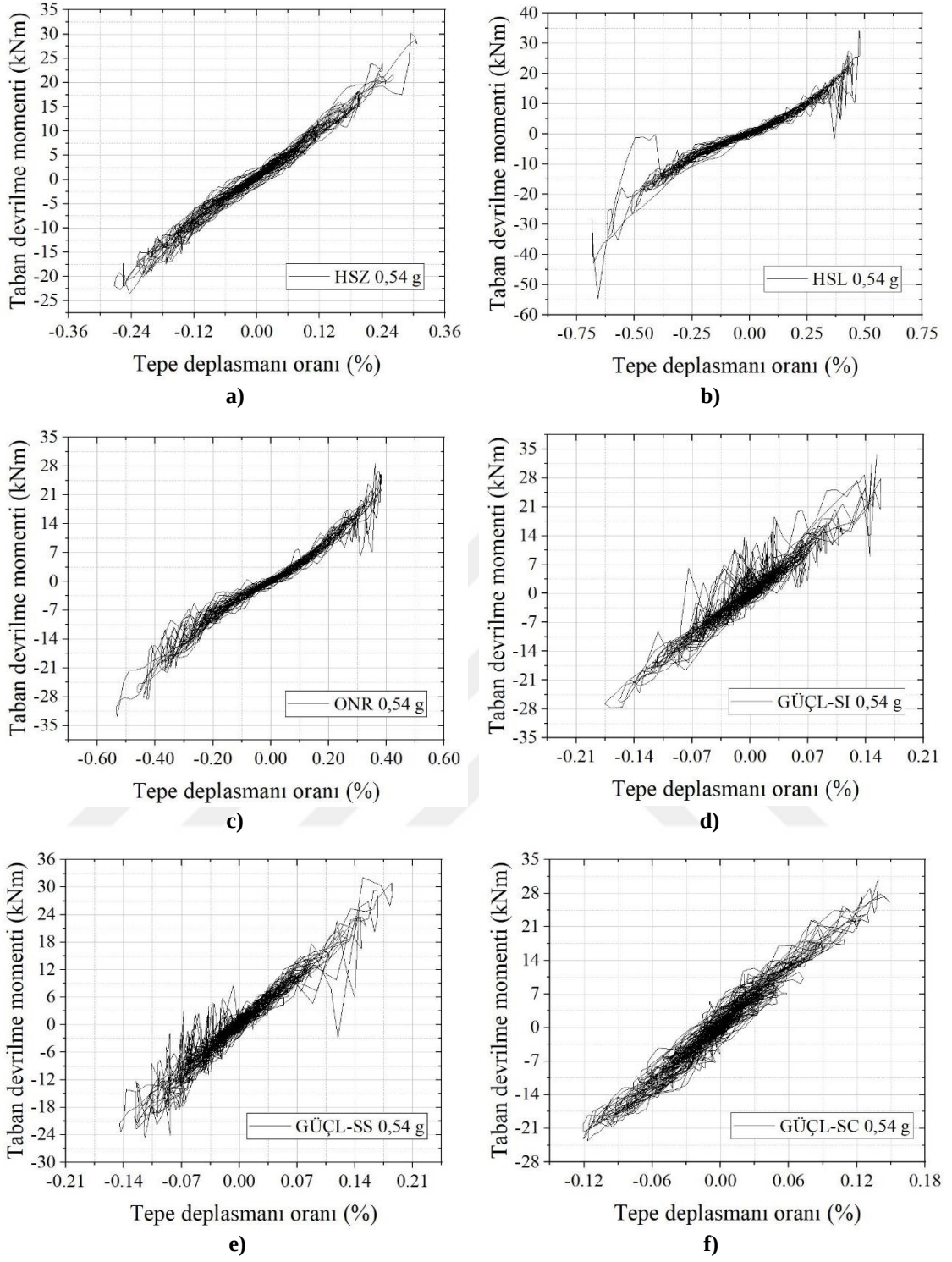
Çizelge 4.17. Her bir durum ve yükleme için belirlenen mutlak maksimum taban devrilme momentleri

Yükleme	Mutlak maksimum taban devrilme momenti (kNm)					
	HSZ	HSL	ONR	GÜÇL SI	GÜÇL SS	GÜÇL SC
0,19 g	7,87	8,50	7,78	9,19	10,04	9,42
0,36 g	15,49	18,96	17,31	18,50	13,68	16,94
0,46 g	23,43	24,36	26,60	24,18	25,09	24,75
0,54 g	30,19	54,51	32,76	33,69	32,08	30,95

Numunelerin her bir durumunda, Çizelge 4.17'ye göre, 0,19 g yüklemesi altında ortalama 5-10 kNm, 0,36 g yüklemesinde 15-20 kNm, 0,46 g yüklemesinde 20-25 kNm ve 0,54 g yüklemesinde 30-35 kNm aralığında taban devrilme momenti meydana gelmiştir. En büyük taban devrilme momenti 54,51 kNm olarak hesaplanmıştır. Bu değer HSL durumda 0,54 g yüklemesi altında oluşmuştur.

4.3.8. Taban Devrilme Momenti-Tepe Deplasmanı Oranı Histerezis Eğrileri

En şiddetli dinamik yük (0,54 g yüklemesi) altında numunelerin tüm farklı durumlarında elde edilen taban devrilme momenti-tepe deplasmanı oranı histerezis eğrileri Şekil 4.47'de gösterilmiştir. Ayrıca yine bu kısımda bulunmayan 0,19 g, 0,36 g ve 0,46 g yüklemeleri altında tüm farklı durumlar için çizilen taban devrilme momenti-tepe deplasmanı oranı histerezis grafikleri EK-11'de verilmiştir.



Şekil 4.47. 0,54 g yüklemesinde elde edilen taban devrilme momenti-tepe deplasmanı histerezis eğrileri; **a)** HSZ durum, **b)** HSL durum, **c)** ONR durum, **d)** SI numunesinin GÜÇL durumu, **e)** SS numunesinin GÜÇL durumu, **f)** SC numunesinin GÜÇL durumu

Şekil 4.40'taki taban kesme kuvvetlerinde olduğu gibi taban devrilme momentlerinde de Şekil 4.47'den anlaşılacağı üzere, numunelerin hiçbir durumunda en şiddetli yükleme altında dahi azalma eğilimi yoktur. Sistemler moment almaya devam etmektedir.

5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Konya Teknik Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim dalında yürütülmüş olan bu doktora tez çalışmasında betonarme yapılarda hasar, onarım ve güçlendirmelerin dinamik davranış üzerindeki etkisi deneysel ve nümerik olarak araştırılmıştır.

Çalışma kapsamında Konya Teknik Üniversitesi, Mühendislik ve Doğa Bilimleri Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı ve Deprem Laboratuvarında 3 adet 1/3 ölçeğinde 2 katlı ve tek açıklıklı 3 boyutlu betonarme çerçeve deney numunelerinin hasarsız, hasarlı, onarılmış, dolgu duvarlarla iyileştirilmiş, X şeklinde çelik çaprazlarla güçlendirilmiş ve düzlem içi betonarme perdelerle güçlendirilmiş durumlarında sarsma tablası üzerinde toplamda 228 adet zorlanmış titreşim deneyi yapılmıştır. Deneylerde numunelere PGA değerlerine göre 0,19 g, 0,36 g, 0,46 g ve en şiddetli olarak 0,54 g'lık zorlayıcı dinamik yüklemeler uygulanmıştır.

Deneyler esnasında ivmeölçerler ve potansiyometrik cetveller kullanılarak numunelerin katlarında ve sarsma tablasında zaman tanım alanında ivme ve deplasman verileri elde edilmiştir. Bu veriler üzerinden geleneksel deneysel modal analiz ile her bir durumda numunelerin dinamik karakteristikleri belirlenmiş ve her bir durum ve yükleme altında yük-deplasman analizleri yapılmıştır. Ayrıca, aynı durumlarda ve aynı yükleme koşulları altında ETABS yapısal analiz programı üzerinden de sonlu elemanlar yöntemi vasıtasıyla nümerik analiz gerçekleştirilmiştir.

Yapılan tüm analizler sonucunda dinamik davranışın irdelendiği, modal parametreler; doğal titreşim frekansları, doğal titreşim periyotları, mod şekilleri, doğal sönüm oranları, bunların dışında zaman tanım alanında; kat tepki ivmeleri, ivme ve deplasman tepki spektrumları, tepe deplasmanları ve tepe deplasmanı oranları, taban kesme kuvvetleri, taban kesme kuvveti-tepe deplasmanı histerezis eğrileri, başlangıç yanal ötelenme rijitlikleri, taban devrilme momentleri, taban devrilme momenti-tepe deplasmanı oranı, gibi parametre ve grafikler elde edilmiştir.

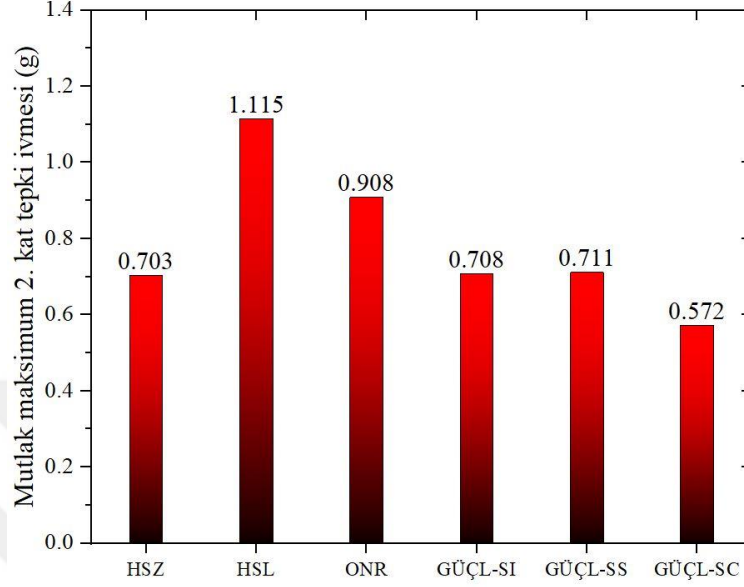
Tüm bu parametre ve grafikler uyarınca betonarme çerçevelerin farklı şiddetteki yer hareketleri altında ve farklı durumlardaki dinamik davranışları deneysel ve nümerik olarak belirlenmiş ve her bir durumun davranış üzerindeki etkileri incelenmiştir. Deneysel ve nümerik analizler neticesinde elde edilen tüm sonuçlar karşılaştırılmış ve dinamik davranışta meydana gelen değişiklikler değerlendirilmiştir.

5.1 Sonuçlar ve Genel Karşılaştırmalar

Bu çalışma kapsamında, gözlemsel incelemeler, modal analiz ve yük-deplasman analizleri neticesinde elde edilen sonuç ve karşılaştırmalar şu şekilde sıralanabilir:

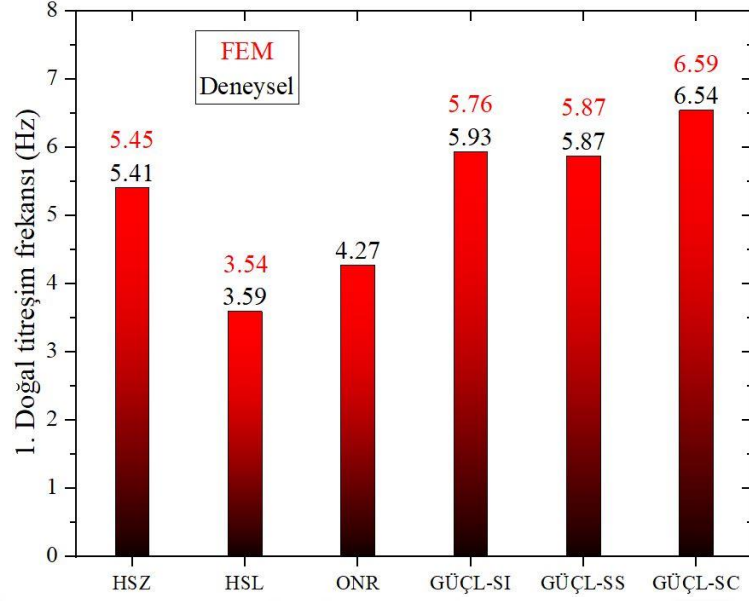
- Beklenildiği gibi hiçbir test esnasında numunelerde net hasar veya çatlak gözlemlenmemiştir. Dolayısıyla numunelerin elastik kaldığı söylenebilir. Neticede anlık rijitlik kayıpları olmamış ve modal analiz hesapları karışmamıştır.
- Titreşim deneylerinde görsel açıdan hasarsız duruma göre en net farklar hasarlı ve güçlendirilmiş durumlarda meydana gelmiştir.
- Hasarlı durumda çok büyük deplasmanlar olduğu, güçlendirilmiş durumlarda ise deplasmanların çok azaldığı net bir şekilde görülmüştür.
- Gözlemsel açıdan onarılmış durum ile hasarlı durum arasında fazla fark olmadığı görülmüştür. Kullanılan tamir harcının yapıyla aderansının düşük olması dolayısıyla hasarlı davranışı iyileştirmeye katkısı yine görsel açıdan tahmin edilenden az olmuştur.
- Güçlendirilmiş durum deneylerinde, betonarme perdeli numunenin diğer iki numuneye nazaran aynı yüklerde daha az deplasman yaptığı görülmüş ve ayrıca dolgu duvarlı ve çelik çaprazlı numunelerin birbirine çok benzer salınım yaptığı ve bu numunelerde meydana gelen deplasmanların görsel açıdan oldukça yakın olduğu gözlenmiştir.
- Deneyler sırasında gözlemlenen bu farklar, özellikle hasarlandırma ve güçlendirme işlemlerinin numunelerin modal parametrelerini değiştirerek dinamik davranışlarını net bir şekilde etkilediğini göstermektedir. Bu durum da hali hazırda deprem hasarı görmüş bir yapının onarım ve güçlendirme uygulaması öncesinde ve sonrasında meydana gelebilecek artçı bir sarsıntı altında davranışının değişimini ortaya koymaktadır.
- Zorlayıcı yük olarak uygulanan 0,19 g yükleme dışındaki 0,36 g, 0,46 g, 0,54 g'lik deprem yer hareketlerinde spektral ivme değerleri 1999 Gölcük depremi için elde edilenlere göre oldukça yüksektir.
- Deneylerin tamamına yakınında numunelerin 2. katlarından ölçülen tepki ivmeleri 1. katta kilerden yüksek çıkmıştır.
- En şiddetli yükleme altında numunelerin 2. katlarından ölçülen en büyük mutlak maksimum kat ivmesi değerleri HSZ, HSL, ONR, GÜÇL-SI, GÜÇL-SS ve GÜÇL-SC

için sırasıyla 0,703 g, 1,115 g, 0,908 g, 0,708 g, 0,711 g ve 0,572 g'dir. Bu sonuçlara göre, betonarme perdelerin etkisiyle GÜÇL-SC durumunda HSL duruma göre 2. kat tepki ivmesinde %50'ye yakın azalma meydana gelmiştir. (Şekil 5.1)



Şekil 5.1. 0,54 g yüklemesi altında numunelerin durumlarına göre mutlak maksimum 2. kat tepki ivmeleri

- Geleneksel deneysel modal analiz sonucunda ve ETABS programında FEM'e göre nümerik modal analiz sonucunda elde edilen 1. doğal titreşim frekansı değerleri Şekil 5.2'de numunelerin durumlarına göre karşılaştırılmıştır. Şekilde deneysel olarak HSZ, HSL ve ONR durumlar için verilen değerler 3 numunenin ortalama değerleridir.
- Numunelerin farklı durumları arasındaki frekans değişimleri 1. modlarda çok net olmuş, ancak 2. modlarda değerler birbirine yakın çıkmıştır. 2. doğal titreşim modlarında modal kütle katılım oranının yaklaşık %5 civarında olması bu durumun nedenidir.
- Numunelerin farklı durumları için FEM ile hesaplanan frekanslar ile deneysel olarak hesaplanan frekanslar karşılaştırıldığında, sonuçlar yaklaşık %3'lük bir ortalama ile birbirine oldukça yakın çıkmıştır.



Şekil 5.2. Deneyisel ve nümerik olarak elde edilen 1. doğal titreşim frekanslarının numunelerin durumlarına göre karşılaştırması

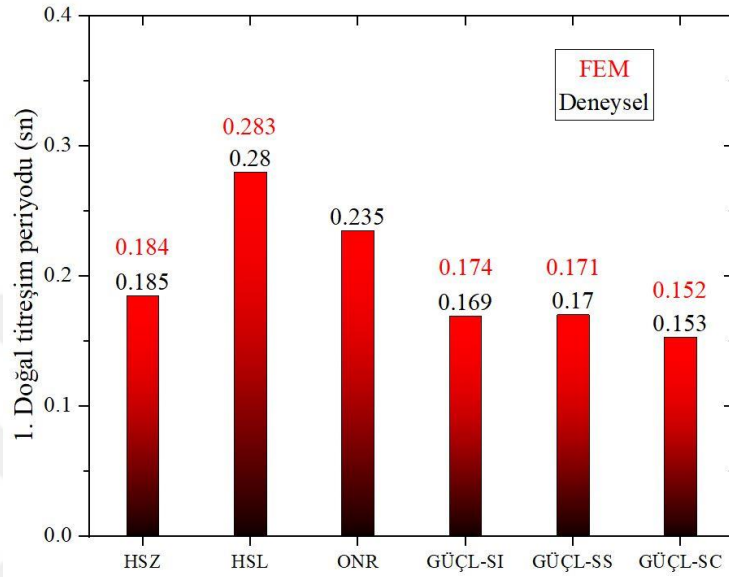
- Ayrıca, özdeş olarak kabul edilen numunelerin HSZ, HSL ve ONR durumlarında frekans değerleri arasında meydana gelen küçük farklılıkların, hata ayıklama, filtreleme, sinyal işleme ve eğri uydurma süreçlerinde meydana gelen değişikliklerden dolayı oluştuğu düşünülmektedir.
- Deneyisel olarak belirlenen 1. moda ait doğal titreşim frekansları arasında yapılan yüzde değişim karşılaştırması Çizelge 5.1’de verilmiştir. Çizelgede hasarlı ve onarılmış durumlar için Şekil 5.2’de verilmiş olan 3 numunenin ortalama değerleri kullanılarak hesap yapılmıştır.

Çizelge 5.1. Deneyisel olarak belirlenen 1. doğal titreşim frekanslarında durumlar arasında meydana gelen yüzde değişimler

Durum	Değişim
Hasarlı	Hasarsız göre %34 azalış
Onarılmış	Hasarlıya göre %19 artış
Dolgu duvarlı	Hasarlıya göre %65 artış
Çelik çaprazlı	Hasarlıya göre %64 artış
Betonarme perdeli	Hasarlıya göre %82 artış

- Geleneksel deneyel modal analiz ve nümerik modal analiz sonucunda 1. mod için belirlenen doğal titreşim periyotlarının numunelerin farklı durumları arasında

karşılaştırması Şekil 5.3'te gösterilmiştir. Şekilde HSZ, HSL ve ONR durumlar için verilen değerler numunelerin ortalamasıdır. Çizelge 5.2'de de yine 1. mod için deneysel olarak belirlenen doğal titreşim periyodu değerleri arasındaki yüzde değişimler gösterilmiştir. Aynı şekilde hasarlı ve onarılmış durumlar için ortalama değerler kullanılmıştır.



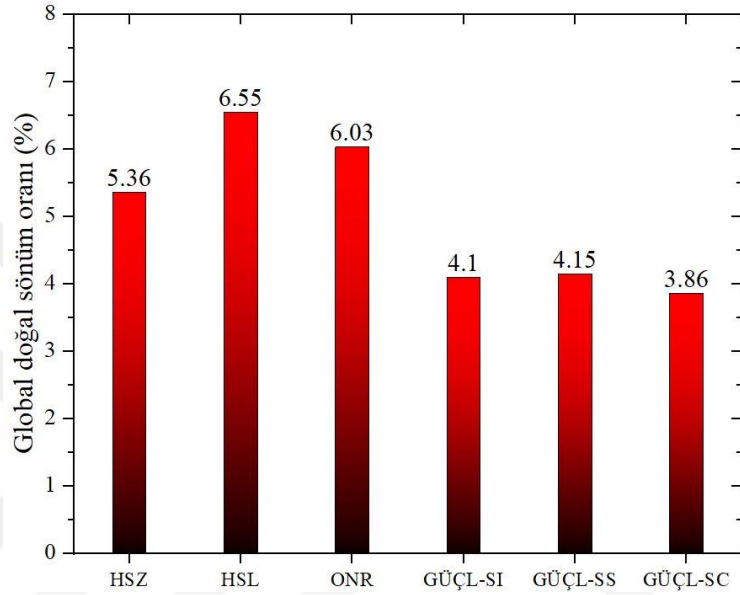
Şekil 5.3. Deneysel ve nümerik olarak elde edilen 1. doğal titreşim periyotlarının numunelerin durumlarına göre karşılaştırması

Çizelge 5.2. Deneysel olarak belirlenen 1. doğal titreşim periyotlarında durumlar arasında oluşan yüzde değişimler

Durum	Değişim
Hasarlı	Hasarsıza göre %51 artış
Onarılmış	Hasarlıya göre %16 azalış
Dolgu duvarlı	Hasarlıya göre %40 azalış
Çelik çaprazlı	Hasarlıya göre %39 azalış
Betonarme perdeli	Hasarlıya göre %45 azalış

- Ayrıca, nümerik ve deneysel analiz sonuçları incelendiğinde doğal titreşim frekanslarındaki gibi doğal titreşim periyotları da örtüşmektedir.
- Yarım güç bant genişliği yöntemine kıyasla logaritmik azalım ile belirlenen doğal sönüm oranları betonarme binalar için öngörülen %5 değerine daha yakın çıkmıştır. Yine aynı yöntem sonuçlarına göre numunelerin farklı durumları arasında sönüm değerleri açısından daha makul bir eğilim olduğu görülmüştür. Şekil 5.4'te

gösterildiği gibi, logaritmik azalım yöntemine göre numunelerin global sönüm oranı değerleri, hasarsız (referans) durumda ortalama %5,36, hasarlı durumda ortalama %6,55, onarılmış durumda ortalama %6,03, GÜÇL durumlarda, SI, SS ve SC numuneleri için de sırasıyla %4,10, %4,15, %3,86 olarak hesaplanmıştır. Çizelge 5.3'te bu sönüm oranları değerleri için durumlar arasında oluşan yüzde değişimler gösterilmiştir.



Şekil 5.4. Logaritmik azalım yöntemiyle belirlenmiş global sönüm oranlarının numunelerin durumlarına göre karşılaştırması

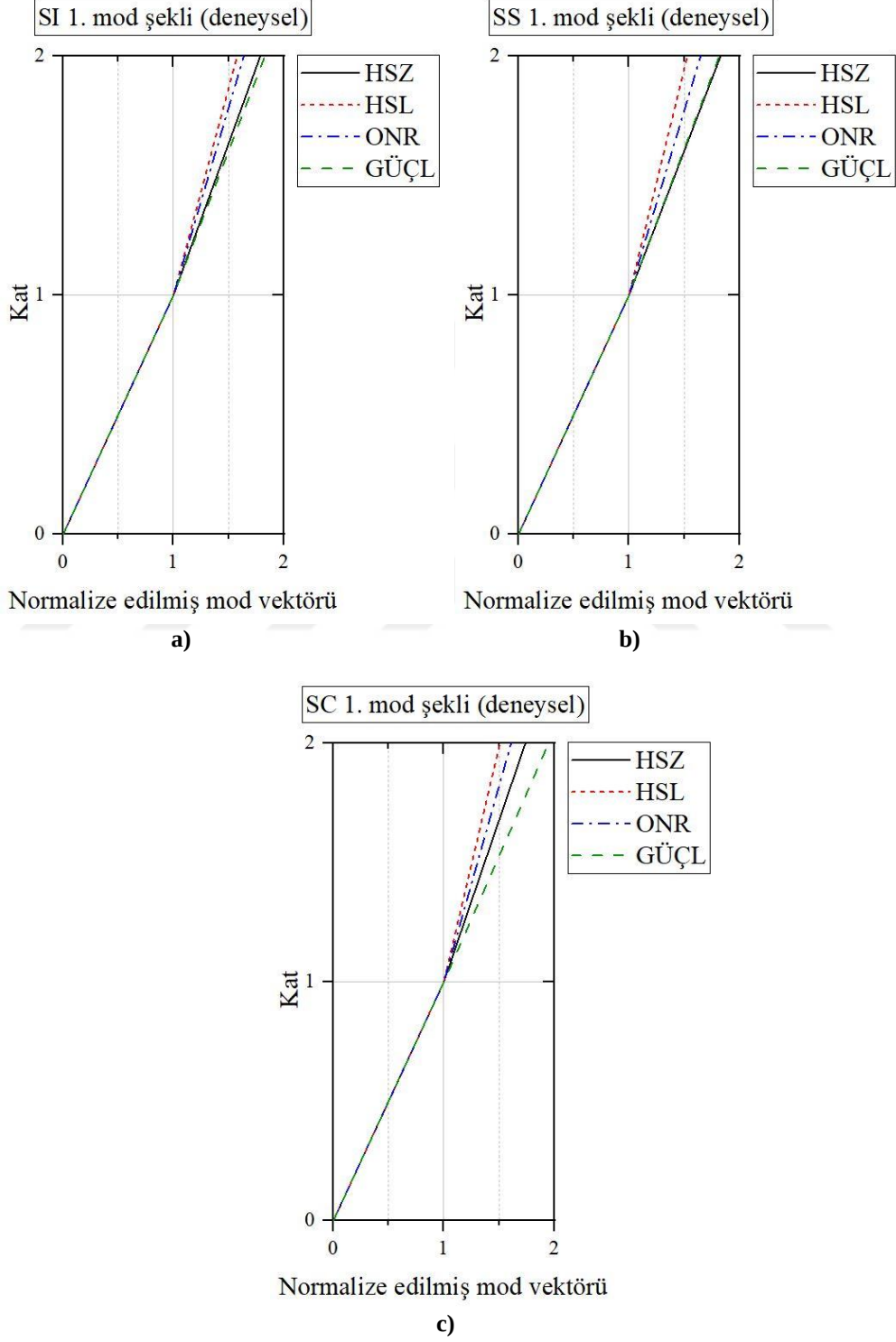
Çizelge 5.3. Global doğal sönüm oranlarında durumlar arasında oluşan yüzde değişimler

Durum	Değişim
Hasarlı	Hasarsıza göre %22 artış
Onarılmış	Hasarlıya göre %8 azalış
Dolgu duvarlı	Hasarlıya göre %37 azalış
Çelik çaprazlı	Hasarlıya göre %37 azalış
Betonarme perdeli	Hasarlıya göre %41 azalış

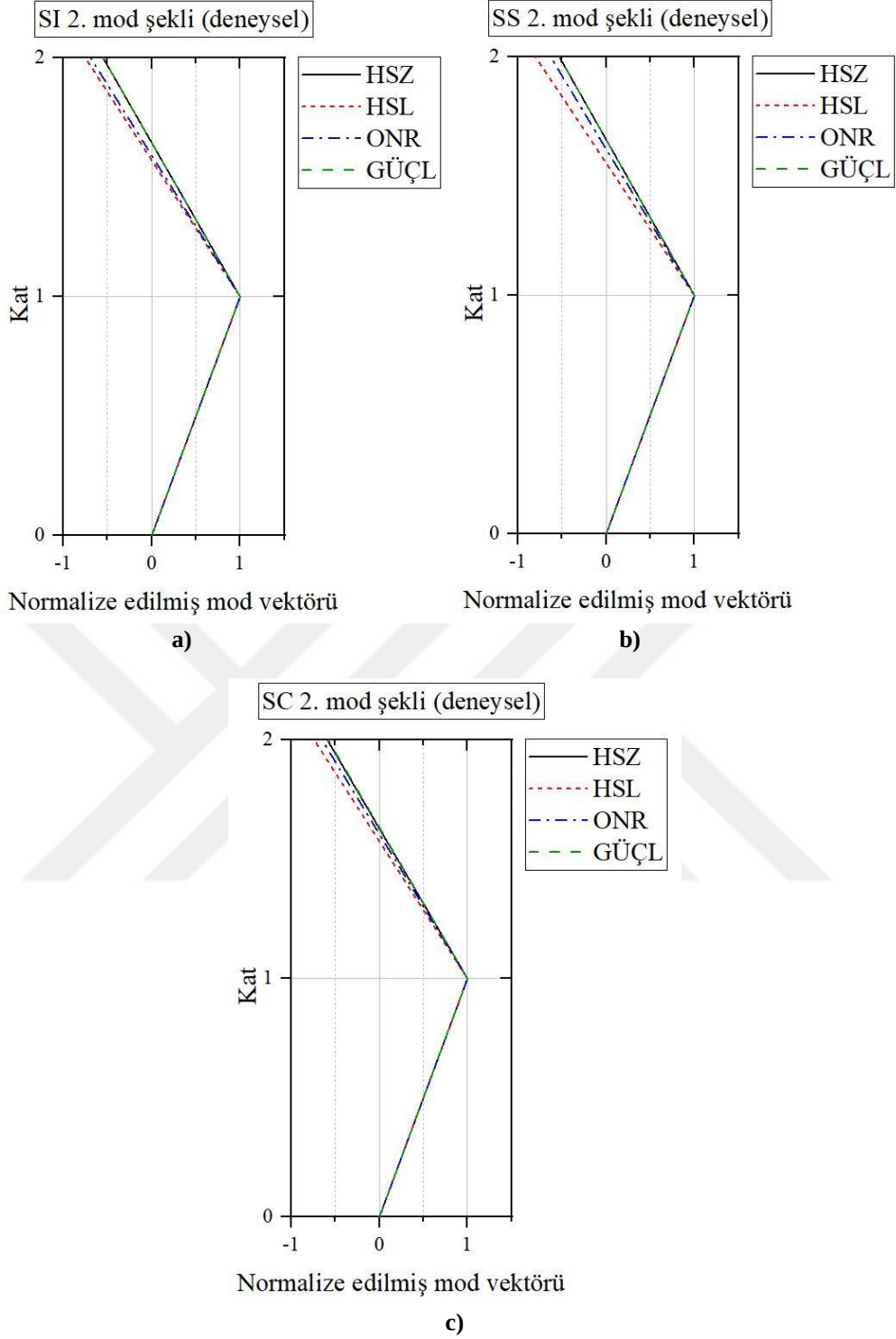
- Buna göre, numune rijitliği ile sönüm oranları arasında ters orantı olduğu, hasarlı durumda (düşük rijitlikte) sönüm oranlarının önemli ölçüde arttığı, güçlendirilmiş durumda (yüksek rijitlikte) ise azaldığı gözlenmiştir.
- Ayrıca literatürde de sıkça karşılaşıldığı gibi bazı sönüm değerleri öngörülene uzak çıkmıştır. Bu durum yine literatürde de bahsedildiği gibi yapılardaki sönüm oranlarının

birçok parametreye bağlı olması sebebiyle düzgün bir korelasyon elde etmenin oldukça zor olmasına bağlanmıştır.

- Şekil 5.5 ve Şekil 5.6’da numunelerde x-x doğrultusu için deneysel yollarla belirlenen 1. ve 2. yanal ötelenme mod şekilleri durumlar arasında karşılaştırılmıştır.



Şekil 5.5. Numunelerde x-x doğrultusu için deneysel yollarla belirlenen 1. yanal ötelenme mod şekillerinin karşılaştırması; a) SI, b) SS, c) SC



Şekil 5.6. Numunelerde x-x doğrultusu için deneysel yollarla belirlenen 2. yanal ötelenme mod şekillerinin karşılaştırması; **a)** SI, **b)** SS, **c)** SC

- Şekil 5.5 ve Şekil 5.6 incelendiğinde, numunelerde uygulanan hasar, onarım ve güçlendirmelerin biçimsel olarak mod şekilleri açısından büyük bir etki yaratmadığı görülmektedir. Ancak davranış açısından düşünüldüğünde, numunelerde rijitlik arttıkça (hasarlı durumdan güçlendirilmiş duruma doğru gidildikçe) 1. ve 2. katlar

arasındaki görelî modal deplasman değerleri birbirine yakınlaşmakta, rijitlik azaldıkça da katlar arasındaki fark (eksen kırılması) büyümektedir. Bu durum da katlar arası rijitlik farklılığından kaynaklanan yumuşak kat düzensizliği açısından büyük önem arz etmektedir. Davranış açısından yanal ötelenme durumunda en güvenli hal olarak katlar arasındaki eksen kırılmasının minimum seviyede olup binanın tamamıyla benzer bir eğimde deplase olması hali düşünöldüğünde, 1. mod şekillerinde, 1. katta ‘1’ değerinde olan normalize edilmiş mod vektörü değerinin 2. katta da 2’ye yakın olması gerekmektedir. Bu durumda 1. modda, 2. kat mod vektörleri için ‘2’ değerine en yakın ve en uzak değerler GÜÇL ve HSL durumlarda çıkmıştır. Buna göre Çizelge 5.4’te, deneysel modal analiz sonuçları kullanılarak, normalize edilmiş 2. kat mod vektörü değerleri üzerinden, uygulanan güçlendirme teknikleri neticesinde mod şekillerinde meydana gelen iyileşmeler sayısal olarak karşılaştırılmıştır.

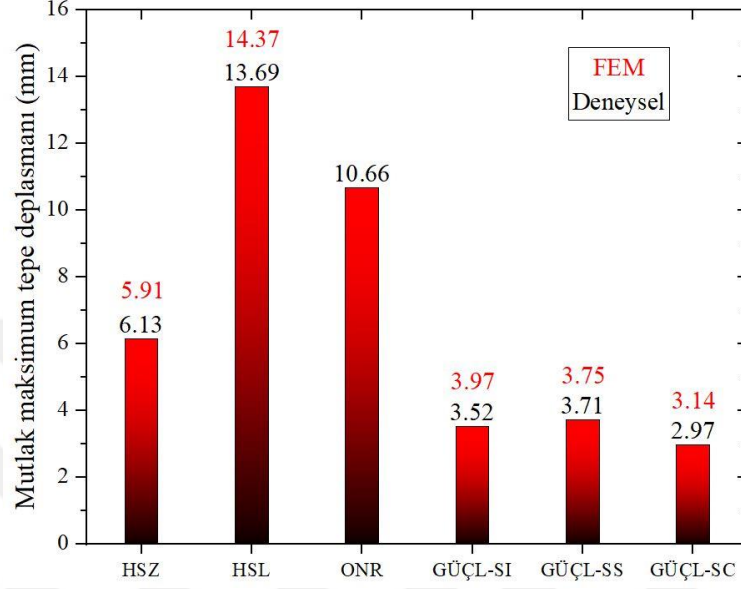
Çizelge 5.4. 2. kat mod vektörleri üzerinden belirlenen, uygulanan güçlendirmeler neticesinde mod şekillerinde oluşan iyileşme yüzdeleri

Durum	Mod	Değişim
Dolgu duvarlı	1	Hasarlıya göre %16 iyileşme
Çelik çaprazlı	1	Hasarlıya göre %19 iyileşme
Betonarme perdeli	1	Hasarlıya göre %29 iyileşme
Dolgu duvarlı	2	Hasarlıya göre %27 iyileşme
Çelik çaprazlı	2	Hasarlıya göre %34 iyileşme
Betonarme perdeli	2	Hasarlıya göre %22 iyileşme

- Ayrıca, deneysel olarak ve ETABS programında FEM’e göre nümerik olarak elde edilen mod şekilleri incelendiğinde genel olarak analizlerin uyumlu sonuç verdiği görölmüştür.
- Deneysel olarak 0,54 g yüklemesi için elde edilen mutlak maksimum tepe deplasmanı değerleri, hasarsız durumda 6,13 mm’den hasarlandırma neticesinde 13,69 mm’ye çıkmış, onarılmış durumda bu değerden 10,66 mm’ye düşmüş, dolgu duvarlı durumda 3,52 mm’ye düşmüş, çelik çaprazlı durumda, 3,71 mm’ye düşmüş ve betonarme perdeli durumda da yine 2,97 mm’ye düşmüştür. Bu sonuçlara göre, hasarlandırma işlemi deplasmanları ciddi miktarda arttırmış, güçlendirmeler deplasmanları büyük oranda sınırlandırmış ve onarım da numunelerde kaydedilen tepe deplasmanlarını hasarsız durumdaki değerlere yaklaştırmıştır. şekil 5.7’de deneysel yollarla ve

nümerik olarak 0,54 g yüklemesinde elde edilen mutlak maksimum tepe deplasmanı değerleri numunelerin durumlarına göre karşılaştırılmıştır.

- 0,54 g yüklemesi için deneysel olarak kaydedilen mutlak maksimum tepe deplasmanlarında durumlar arasındaki yüzde değişimler Çizelge 5.5'te gösterilmiştir.



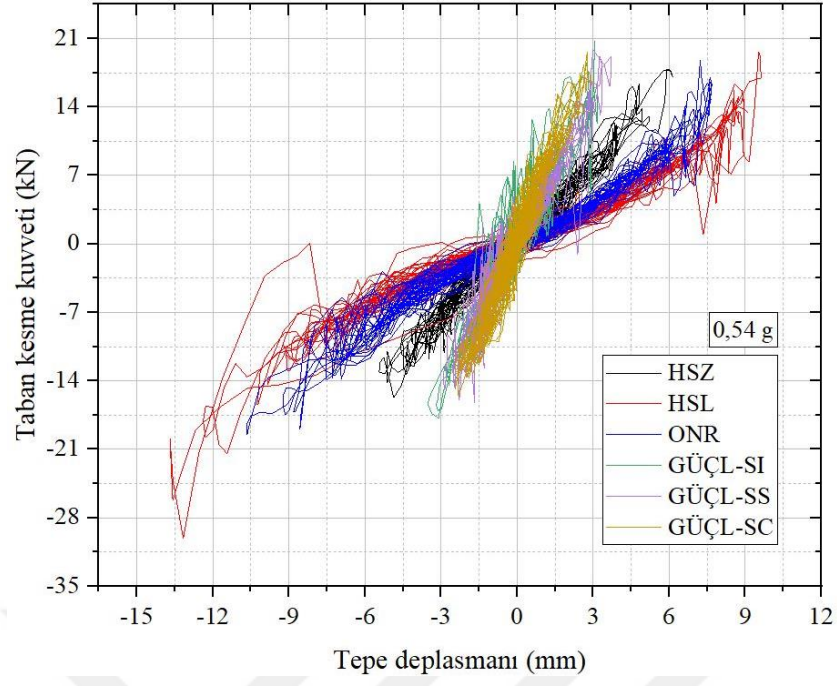
Şekil 5.7. 0,54 g yüklemesi altında deneysel ve nümerik olarak elde edilen mutlak maksimum tepe deplasmanlarının numunelerin durumlarına göre karşılaştırması

Çizelge 5.5. 0,54 g yüklemesi altında deneysel olarak elde edilen mutlak maksimum tepe deplasmanlarında durumlar arasında oluşan yüzde değişimler

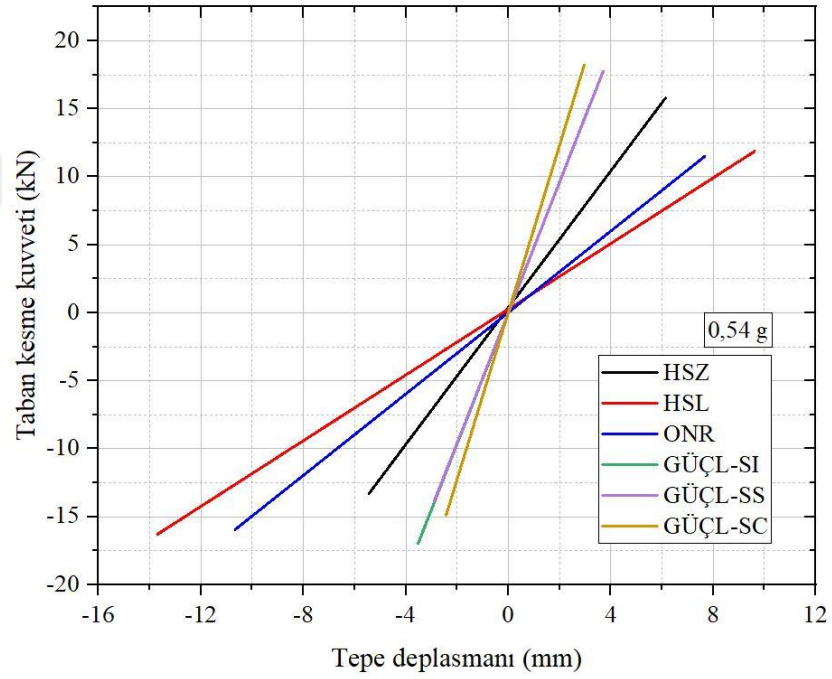
Durum	Değişim
Hasarlı	Hasarsıza göre %123 artış
Onarılmış	Hasarlıya göre %22 azalış
Dolgu duvarlı	Hasarlıya göre %74 azalış
Çelik çaprazlı	Hasarlıya göre %73 azalış
Betonarme perdeli	Hasarlıya göre %78 azalış

- Deneysel ve nümerik analizler neticesinde zamana tanım alanında çizilen tepe deplasmanı ve tepe deplasmanı oranı grafikleri birbirleriyle büyük oranda uyumlu çıkmıştır. Analizler arasında mutlak maksimum tepe deplasmanı ve tepe deplasmanı oranı değerleri açısından ortalama %5 bandında fark meydana gelmiştir.
- Hesaplanan en büyük mutlak maksimum tepe deplasmanı oranı değeri %0,685 olmuş ve bu değer 0,54 g yüklemesi altındaki hasarlı durum deneyinde elde edilmiştir.

- Taban kesme kuvveti değerleri, numunelerin her bir farklı durumunda, 0,19 g, 0,36 g, 0,46 g ve 0,54 g yüklemeleri için sırasıyla 5 kN, 10 kN, 15 kN ve 20 kN bandında çıkmıştır. En büyük taban kesme kuvveti 30,08 kN olarak 0,54 g yüklemesi altındaki hasarlı durumda meydana gelmiştir.
- Taban devrilme momentleri açısından da numunelerin her farklı durumu için 0,19 g, 0,36 g, 0,46 g ve en şiddetli yükleme olan 0,54 g dinamik yüklemeleri altında sırasıyla ortalama 5-10 kNm, 15-20 kNm, 20-25 kNm ve 30-35 kNm aralığında sonuçlar hesaplanmıştır. En büyük taban devrilme momenti yine aynı durum ve yükleme altında oluşmuş ve değeri de 54,51 kNm olarak belirlenmiştir.
- Taban kesme kuvveti-tepe deplasmanı değerleri için çizilen histerezis eğrileri irdelendiğinde, numunelerin en şiddetli yükleme altında dahi hiçbir durumunda taban kesme kuvveti değerlerinde azalma eğilimi olmadığı, yani herhangi bir dayanım kaybı yaşanmadan numunelerin yük almaya devam ettiği ve dolayısıyla elastik bölgede kaldığı görülmüştür.
- Şekil 5.8’de numunelerde en şiddetli yükleme olan 0,54 g yüklemesi altında bütün durumlar için elde edilen taban kesme kuvveti-tepe deplasmanı histerezis eğrileri ve aynı eğrilere doğrusal regresyon analizi ile elde edilen eğriler karşılaştırılmıştır. 0,19 g, 0,36 g ve 0,46 g yüklemeleri için oluşturulan aynı grafikler de EK-12 kısmında verilmiştir.
- Şekil 5.8’de verilmiş olan taban kesme kuvveti-tepe deplasmanı histerezis eğrileri için numunelerin farklı durumları arasında yapılan karşılaştırmada, eğrilerin eğimlerinde net farklar oluştuğu görülmektedir. Bu farklar histerezis eğrilerinde doğrusal regresyon analizi sonucunda çizilen eğrilere çok daha açıktır. Eğimlerin sıralaması düşükten yükseğe doğru HSL, ONR, HSZ, GÜÇL-SI, GÜÇL-SS ve GÜÇL-SC durumunda çıkmıştır. Ki bu eğimler kuvvet/deplasman oranını gösterdiğinden direkt manada yanal ötelenme rijitliğine karşılık gelmektedir. Yani burada, hasarlandırmanın neticesinde rijitliğin önemli oranda azaldığı ve güçlendirmeler sayesinde de büyük oranda rijitlik kazanımı gerçekleştiği açıktır.



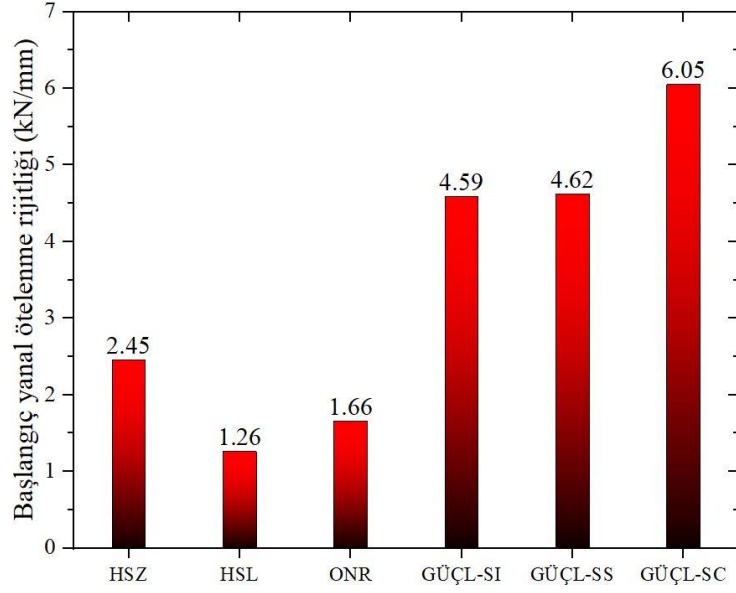
a)



b)

Şekil 5.8. a) 0,54 g yüklemesi altında numunelerin farklı durumlarında elde edilen taban kesme kuvveti-tepe deplasmanı eğrilerinin karşılaştırması, **b)** Histerezis eğrilerinde doğrusal regresyon analizi sonucu elde edilen eğrilerin karşılaştırması

- Ayrıca 4 farklı şiddetteki yüklemelerde benzer histerezis grafikleri oluşmuştur. 0,19 g ve 0,54 g yani iki uç yükleme altında çizilen histerezis grafiklerinin davranış bağlamında birbirine oldukça benzer olması yine numunelerde deneyler sırasında hasar oluşmadığına dair bir başka göstergedir.
- Yüklemeler arasında sayısal olarak rijitlik değerlerinde birbirinden yüksek veya düşük şeklinde farklar ortaya çıkmıştır. Farkların eğilimi incelendiğinde, yükün şiddetinin artmasıyla rijitliklerin azalması biçiminde bir eğilim olmadığı görüldüğünden ve farkların rastgele artış ve azalış şeklinde olmasından ötürü burada yine deneyler sırasında oluşmuş olabilecek hasarlardan doğan bir rijitlik değişimi durumundan söz edilemez. Dolayısıyla deneylerde hasar görmediği kesin olan numunelerde, farklı şiddetlerdeki dinamik yükler altında rijitliklerde meydana gelen bu farklar öngörülmeleyen bir sonuç olsa da literatür incelendiğinde rijitliğin yalnızca yapısal özelliklere bağlı olmadığı, zorlayıcı yükün frekansındaki değişimlerin rijitlik değerlerinde farklılıklara neden olduğu birçok araştırmada görülmüştür. Neticede deney numunelerine uygulanan 4 farklı şiddetteki yüklemelerde frekans içeriği açısından ufak farkların mevcut olduğu da bilindiğinden yüklemeler arasında meydana gelen bu rijitlik değişimi durumunun zorlayıcı yüklerin frekanslarının değişiminden kaynaklandığı düşünülmektedir.
- Bu nedenle, numunelerin başlangıç yanal ötelenme rijitlikleri için dört farklı yükleme düzeyinde bulunan değerlerin ortalaması alınmıştır. Değerler HSZ, HSL, ONR, GÜÇL-SI, GÜÇL-SS ve GÜÇL-SC durumlarında sırasıyla 2,45 kN/mm, 1,26 kN/mm, 1,66 kN/mm, 4,59 kN/mm, 4,62 kN/mm ve 6,05 kN/mm'dir (Şekil 5.9). Bu sonuçlara göre güçlendirilmiş durumlarda çok ciddi oranlarda rijitlik kazanımları meydana gelmiştir. Çizelge 5.6'da bu rijitlik değerleri arasında oluşan yüzde değişimler gösterilmiştir.

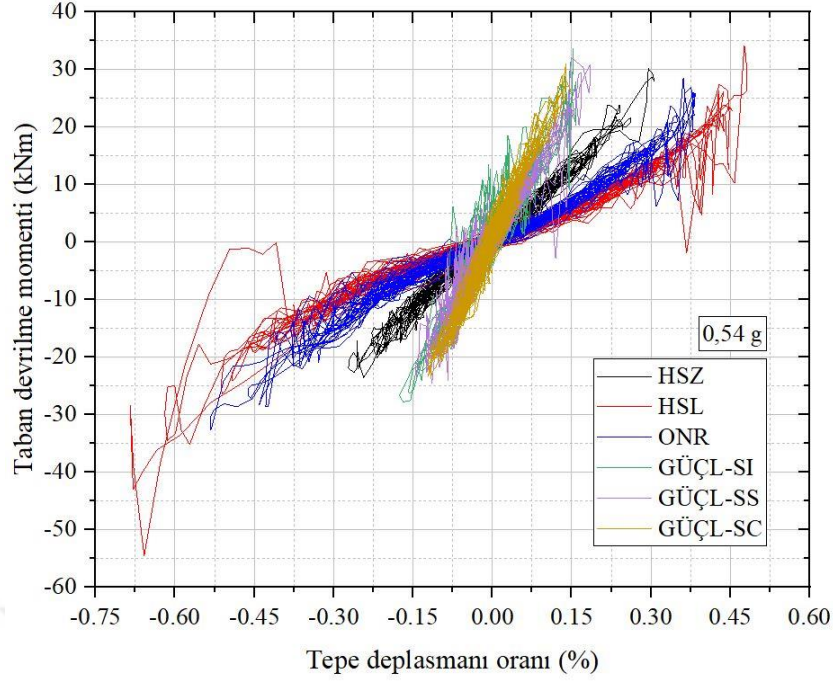


Şekil 5.9. Numunelerin durumlarına göre başlangıç yanal ötelenme rijitlikleri

Çizelge 5.6. Başlangıç yanal ötelenme rijitliklerinde durumlar arasında meydana gelen yüzde değişimler

Durum	Değişim
Hasarlı	Hasarsıza göre %49 azalış
Onarılmış	Hasarlıya göre %32 artış
Dolgu duvarlı	Hasarlıya göre %264 artış
Çelik çaprazlı	Hasarlıya göre %267 artış
Betonarme perdeli	Hasarlıya göre %380 artış

- Şekil 5.10’da numunelerde en şiddetli yükleme altında bütün durumlar için oluşturulan taban devrilme momenti-tepe deplasmanı oranı histerezis eğrileri karşılaştırılmıştır. Diğer yüklemeler için oluşturulan aynı grafikler de EK-13 kısmında verilmiştir.
- Taban devrilme momenti-tepe deplasmanı oranı histerezis eğrileri için de taban kesme kuvveti-tepe deplasmanı histerezis eğrileri için yapılan bütün yorumlar aynı şekilde yapılabilir. Bu grafikler açısından yine numuneler bütün durumlarında 0,54 g yüklemesi altında dahi moment değerlerinde azalma eğilimi olmadan moment almaya devam etmiştir. Histerezis eğrilerinin eğimleri yine aynı şekilde farklı durumlar için düşükten yükseğe doğru HSL, ONR, HSZ, GÜÇL-SI, GÜÇL-SS, GÜÇL-SC şeklinde sıralanmıştır. Bunun dışında yine aynı şekilde, 4 farklı şiddetteki yükleme altında histerezis grafikleri arasında davranış olarak net farkların oluşmadığı görülmüştür.



Şekil 5.10. 0,54 g yüklemesi altında numunelerin farklı durumlarında elde edilen taban devrilme momenti-tepe deplasmanı oranı eğrilerinin karşılaştırması

Bütün bu sonuçlar ışığında, betonarme çerçevelerde depremde meydana gelen olası hasarların ciddi rijitlik kaybına sebep olduğu ve hasarlı halde artçı sarsıntılar altında numunelerin deplasman miktarlarının çok yükseldiği görülmüştür. Bu durumda hali hazırda hasarlı olan yapılarda uygulanması planlanan onarım ve güçlendirmelerin olabildiğince hızlı yapılmasının ve bu geçiş sürecinde hasarlı yapılar için geçici güvenlik önlemleri alınmasının elzem olduğu görülmüştür. Piyasada sıkça kullanılan ve bu çalışmada uygulanmış olan tamir harcı ile sıvama şeklindeki onarım tekniğinin mevcut betonarme elemanlar ile yeterli yapışmayı sağlayamadığı, aderans anlamında meydana gelen bu eksiklikten dolayı iyileştirmenin sınırlı seviyede kaldığı görülmüştür. Yöntemine bakılmaksızın uygulanan güçlendirmelerin olası yumuşak kat davranışı gibi istenmeyen durumları büyük ölçüde sınırlandırma eğiliminde olduğu ve bu şekilde dinamik davranış üzerinde önemli etki yarattığı, başlangıç rijitliklerinde ciddi kazanımlar sağlayıp deplasman taleplerini büyük oranda sınırlandığı görülmüştür. Elastik bölgede yürütülmüş olan çalışmada hasar söz konusu olmadığından bu boyutlardaki çelik çaprazlarla yapılan güçlendirme ile dolgu duvarlarla yapılan iyileştirmenin frekanslar, sönüm oranları, mod şekilleri, başlangıç rijitlikleri ve diğer neredeyse bütün parametrelerde benzer sonuçlar verdiği ve benzer dinamik davranış sergilediği gözlenmiştir. Dolgu duvarlar da yapı gibi hasar almamış olduğundan elastik bölgede yapıya katkısı iyileştirmeden ziyade bir nevi güçlendirme seviyesinde olmuştur.

Betonarme perdelerle yapılan güçlendirme durumunda ise her açıdan en iyi performanslar elde edilmiştir. Buradan çıkarılan neticeler elbette güçlendirme elemanlarının uygulandığı boyutlara bağlı olup, boyut değişimleri ile sonuçlarda değişimler oluşacaktır. Ayrıca deneysel aşamada numunelerde hasarın kontrollü bir şekilde elle özdeş olarak verilmesiyle onarılmış durumlarda ve daha da önemlisi farklı yöntemlerle güçlendirilmiş durumlarda elde edilen sonuçlar arasındaki karşılaştırmalar mantıklı bir şekilde yapılabilmiştir. Aksi halde kontrollü bir şekilde yapılmayacak olan hasarlandırma uygulamalarında numunelerin hasarlı hallerindeki durumları özdeş olmayacak ve hasarın seviyesi ve yeri farklı olacağından, sonrasında uygulanacak olan onarım ve güçlendirmelerin yapı performansına etkisi doğru bir şekilde görülemeyecektir. Bunların dışında, sonlu elemanlar yöntemine göre yapılan nümerik analiz sonuçlarının deneysel analiz sonuçlarıyla neredeyse her bakımdan örtüştüğü ve bu şekilde yapılan modelleme ve analizlerin doğru olduğu görülmüştür.

5.2 Öneriler

Bu çalışmadan edinilen tecrübe ve bilgiler ışığında, gelecekte yapılması planlanan benzer çalışmalar için öneri olarak aşağıdaki maddeler sıralanabilir:

- Bu çalışmada numuneler elastik bölgede incelenmiştir. Mevcut sarsma tablasında motor kapasitelerinin arttırılarak dinamik yükler altında plastik durumdaki davranış üzerine gidilmesi daha detaylı bir çalışma konusu olacaktır.
- Mevcut sarsma tablasının düşey yük taşıma kapasitesinin arttırılması ile, numune katlarına konulan ilave kat kütlelerinin, kolonları minimum eksenel yük seviyesinin üzerine çıkaracak miktara getirilmesi önerilmektedir.
- Sarsma tablası ve benzeri sistemlerde, veya mevcut sisteme ilave motor eklemesiyle, sadece yanal tek doğrultuda değil iki doğrultuda, hatta düşey doğrultu da dahil 3 doğrultuda yer hareketi uygulaması deprem simülasyonu için çok daha gerçekçi bir yaklaşım olacaktır.
- Net bir şekilde belirlemenin oldukça zor olduğu sönüm oranı parametresi için daha net ve daha hassas hesap yöntemlerin geliştirilmeye çalışılmasının literatüre büyük katkılar sağlayacağı düşünülmektedir.

- Farklı numuneler arasında bir karşılaştırma yapılmayacak ise, tek bir numune üzerinde yapılan araştırmalarda hasar seviyesinin ve yerinin numuneler arasında özdeş olması gibi bir durum söz konusu olmadığından, hasarlandırma işleminin elle yapılmayıp tersinir-tekrarlanır yüklemelerin yapıldığı yatay yükleme duvarı sistemi vb. bir sistemde uygulanmasının gerçeğe daha yakın olacağı öngörülmektedir.
- Mevcut sarsma tablası sisteminde yapılacak güncellemelerle motorlarda ivme ve deplasman kapasitelerinin ve düşey yük taşıma kapasitesinin arttırılması sayesinde direkt olarak 1/1 ölçeğinde yani tam boyutlardaki gerçek yapılar üzerinde dinamik test olanağı oluşacaktır. Diğer bir taraftan, laboratuvar ortamında ölçekli bir şekilde hazırlanacak numune yapılar üzerinden yapılacak deneysel çalışmalarda ölçeklendirme işleminin olabildiğince hassas bir şekilde ve her açıdan yapılması gerçekçiliği arttıracaktır.
- Sarsma tablası vasıtasıyla, deprem etkisi altında yalnızca yapı üzerine değil zeminin de deney numunelerine entegre edilip yapı-zemin etkileşimi üzerine de yapılacak deneysel çalışmaların arttırılması literatür için önemli katkı olacaktır.
- Her an yeni bir deprem olacak mı korkusuyla yaşayan ülkemiz için, kentsel dönüşüm projelerinin de hızla arttığı şu dönemlerde, depremi gerçek haliyle zamana bağlı bir dinamik yük olarak ele alan bu ve benzeri deneysel çalışmalarda güçlendirme uygulamaları üzerine daha çok gidilmesi elzemdir.

6. KAYNAKLAR

- ACI 318-14, 2014, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, USA.
- ACI ITG-5.2-09, 2009, Requirements for Design of a Special Unbonded Post-Tensioned Precast Shear Wall Satisfying ACI ITG-5.1 & Commentary, American Concrete Institute, USA.
- AFAD, T. C. İçişleri Bakanlığı Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, <https://www.afad.gov.tr/> [Ziyaret Tarihi: 03 Ağustos 2023].
- Al-Hagri, M. G., Nakipoglu, A., Döndüren, M. S., 2023, Effect of arrangement of masonry infill walls, shear walls and steel bracings on the story drift and stiffness irregularity, *Advanced Engineering Science*, 3, 85-97.
- Altunışık, A. C., Karahasan, O. Ş., Genç, A. F., Okur, F. Y., Günaydın, M., Kalkan, E., Adanur, S., 2018, Modal parameter identification of RC frame under undamaged, damaged, repaired and strengthened conditions, *Measurement*, 124, 260-276, DOI: 10.1016/j.measurement.2018.04.037
- Altunışık, A. C., Okur, F. Y., Kahya, V., 2017, Modal parameter identification and vibration based damage detection of a multiple cracked cantilever beam, *Engineering Failure Analysis*, 79, 154-170, DOI: 10.1016/j.engfailanal.2017.04.026
- Amalia, A., Iranata, D., 2017, Comparative study on diagonal equivalent methods of masonry infill panel, *AIP Conference Proceedings*, 1855:1, 030011, DOI: 10.1063/1.4985481
- Aras, F., 2017, Laboratory tests and vibration surveys for the mechanical properties of infill walls, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 32:1, 04017117, DOI: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001115
- Ataç, V. İ., 2009, Antakya’da yer alan bazı betonarme yapıların dinamik karakteristik özelliklerinin titreşim deneyleri ile bulunması, Yüksek lisans tezi, *Mustafa Kemal Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Hatay.
- Au, S. K., Zhang, F. L., To, P., 2012, Field observations on modal properties of two tall buildings under strong wind, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 101, 12-23, DOI: 10.1016/j.jweia.2011.12.002
- Avitabile, P., 2018, Modal testing: A practitioner’s guide, *John Wiley & Sons Ltd*, ABD.
- Bahadır, F., 2020, Experimental study on three-dimensional reinforced concrete frames subjected to dynamic loading, *Structures*, 24, 835-850, DOI: 10.1016/j.istruc.2020.01.045
- Bahadır, F., Balık, F. S., 2021, Shaking table experiments on masonry building prototypes produced with different bond, *Konya Journal of Engineering Sciences*, 9:2, 343-358, DOI: 10.36306/konjes.837692

- Bao, B., Shangguan, W., 2021, Methods for estimating dynamic stiffness at high-frequency ranges of rubber mounts with second-stage isolators, *SAE WCX Digital Summit*, 2021-01-0670, DOI: 10.4271/2021-01-0670
- Bayraktar, A., Türker, T., Altunışık, A. C., Sevim, B., Şahin, A., Özcan, D. M., 2010, Binaların dinamik parametrelerinin operasyonel modal analiz yöntemiyle belirlenmesi, *İMO Teknik Dergi*, 21:104, 5185-5205.
- Bayülke, N., 1999, Depremlerde hasar gören yapıların onarım ve güçlendirilmesi, İMO İzmir Şubesi, İzmir.
- Beskhayroun, S., Navabian, N., Wotherspoon, L., Quincy, M., 2020, Dynamic behaviour of a 13-story reinforced concrete building under ambient vibration, forced vibration, and earthquake excitation, *Journal of Building Engineering*, 28, 101066, DOI: 10.1016/j.job.2019.101066
- Birdal, F., 2015, Betonarme yapıların sismik davranışlarının sarsma tablasında deneysel olarak incelenmesi ve analitik olarak modellenmesi, Doktora tezi, *Erciyes Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Kayseri.
- Bozorgnia, Y., Campbell, K.W., 2004, Engineering characterization of ground motion, Chapter 5, Earthquake engineering from engineering seismology to performance-based engineering, *CRC Press*, Berkeley.
- Braile, L., 2004, Seismic wave demonstrations and animations, Purdue University, USA.
- Brincker, R., Zhang, L., Andersen, P., 2000, Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition, *18th International Modal Analysis Conference*, San Antonio, USA, 625-630.
- Castellanos-Toro, S., Marmolejo, M., Marulanda, J., Cruz, A., Thomson, P., 2018, Frequencies and damping ratios of bridges through operational modal analysis using smartphones, *Construction and Building Materials*, 188, 490-504, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2018.08.089
- Celep, Z., 2011, Yapı dinamiği, Dördüncü baskı, *Beta Dağıtım*, İstanbul, 1-31.
- Celep, Z. ve Kumbasar, N., 2004, Deprem mühendisliğine giriş ve depreme dayanıklı yapı tasarımı, Üçüncü Baskı, *Beta Yayınevi*, İstanbul.
- Chopra, A. K., 2012, Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering, Fourth edition, *Pearson Education, Inc., publishing as Prentice Hall*, USA, 39-60.
- Ciupala, M. A., Pilakoutas, K., Papastergiou, P., Garcia, R., Hajirasouliha, I., Guadagnini, M., 2020, Full-scale shaking table tests on deficient rc buildings strengthened with FRP composites, *17th World Conference on Earthquake Engineering*, Sendai, Japan.
- Day, R. W., 2002, Geotechnical earthquake engineering handbook, *The McGraw-Hill Companies, Inc.*, USA.

- Döndüren, M. S., Nakipoğlu, A., 2019, Strengthening of reinforced concrete buildings with soft story irregularity, *Materials Testing*, 61:5, 485-494, DOI: 10.3139/120.111345
- EasyTest Experimental Modal v2.1.5, 2023, Deneysel modal analiz yazılımı, Teknik Destek Grubu Ltd., Ankara.
- El-Attar, A.G., White, R.N., Gergely, P., 1991, Shake table test of a 1/8 scale three-story lightly reinforced concrete building, Technical Report, National Center for Earthquake Engineering Research, NCEER-91-0018, Cornell Üniversitesi, ABD.
- ETABS Ultimate v19.1.0, 2021, Building analysis and design, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA.
- Ewins, D. J., 2000, Modal testing: Theory, practice and application, İkinci baskı, *John Wiley & Sons Ltd*, ABD.
- Gantasala, S., Luneno, J. C., Aidanpää, J. O., 2017, Investigating how an artificial neural network model can be used to detect added mass on a non-rotating beam using its natural frequencies: A possible application for wind turbine blade ice detection, *Energies*, 10:2, 184, DOI: 10.3390/en10020184
- Gavridou, S., Wallace, J. W., Nagae, T., Matsumori, T., Tahara, K., Fukuyama, K., 2017, Shake-table test of a full-scale 4-story precast concrete building. I: Overview and experimental results, *Journal of Structural Engineering*, 143:6, 04017034, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001755
- Ge, X., Dietz, M. S., Alexander, N. A., Kashani, M. M., 2020, Nonlinear dynamic behaviour of severely corroded reinforced concrete columns: Shaking table study, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18:4, 1417-1443, DOI: 10.1007/s10518-019-00749-3
- Goyal, A., Agarwal, P., 2017, Earthquake-resistant interlinked block masonry system with energy dissipator viscoelastic links, *Pract. Period. Struct. Des. Constr.*, 22:3, 04017001, DOI: 10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000319
- Grosel, J., Sawicki, W., Pakos, W., 2014, Application of classical and operational modal analysis for examination of engineering structures, *Procedia Engineering*, 91, 136-141, DOI: 10.1016/j.proeng.2014.12.035
- Hanks, T. C., Kanamori, H., 1979, A moment magnitude scale, *Journal of Geophysical Research*, 84, 2348–2350.
- Harris, H.G., Sabnis, G.M., 1999, Structural modelling and experimental techniques, 2nd edition, Bölüm: 2, *CRC Press LLC*, Boca Raton Florida, ABD.
- Hou, S., Zhang, H., Han, X., Ou, J., 2017, Damage monitoring of the RC frame shaking table test and comparison with FEM results, *Procedia Engineering*, 210, 393-400, DOI: 10.1016/j.proeng.2017.11.093

- Hussein, W. B., Hussein, M. A., Becker, T., 2009, Application of the signal processing technology in the detection of red palm weevil, *17th European Signal Processing Conference (EUSIPCO 2009)*, Glasgow, İskoçya.
- Hüsem, M., Nasery, M. M., Okur, F. Y., Altunışık, A. C., 2018, Experimental evaluation of damage effect on dynamic characteristics of concrete encased composite column-beam connections, *Engineering Failure Analysis*, 91, 129-150, DOI: 10.1016/j.engfailanal.2018.04.030
- Kamanli, M., Balik, F. S., 2010, The behaviour of roof gable walls under the effect of earthquake load, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 10, 251–263, DOI: 10.5194/nhess-10-251-2010
- Kanamori H., 1977, The energy release in great earthquakes, *Journal of Geophysical Research*, 82:20, 2981–2987, DOI: 10.1029/JB082i020p02981
- Kandilli Rasathanesi, Boğaziçi Üniversitesi, <http://www.koeri.boun.edu.tr/> [Ziyaret Tarihi: 19 Ekim 2023].
- Kaya, E., 2022, Betonarme kolonlarda etriye aralıklarının ve donatı sınıfının yapı dinamik davranışına etkisi, Yüksek Lisans Tezi, *Konya Teknik Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü*, Konya.
- Khan, I., Shahzada, K., Bibi, T., Ahmed, A., Ullah, H., 2021, Seismic performance evaluation of crumb rubber concrete frame structure using shake table test, *Structures*, 30, 41-49, DOI: 10.1016/j.istruc.2021.01.003
- Kihma, F., Langelierb, A., Munsonc, K., 2018, Influence of the modal damping on the estimated fatigue life, *Procedia Engineering*, 213, 270-281, DOI: 10.1016/j.proeng.2018.02.028
- Lee, C., Min, K., 2013, Effect of ground vibration on surface structures and human environments-Application of blasting vibration to induced seismicity in EGS hydraulic stimulation, *Tunnel & Underground Space*, 23:6, 521-537, DOI: 10.7474/TUS.2013.23.6.521
- Leylek, İ. E., 2005, Yapı dinamiği: Depreme dayanıklı yapılar, Birinci baskı, *Çağlayan Kitabevi*, İstanbul.
- Lu, X., Cui, Y., Liu, J., Gao, W., 2015, Shaking table test and numerical simulation of a 1/2-scale self-centering reinforced concrete frame, *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 44:12, 1899-1917, DOI: 10.1002/eqe.2560
- Lu, X., Mao, Y., Lu, W., Kang, L., 2013, Shaking table model test of Shanghai Tower, *International Journal of High-Rise Buildings*, 2:1, 79-83.
- Microsoft Excel, Microsoft Office 365, Microsoft Corporation.
- Musiał, M., 2012, Static and dynamic stiffness of reinforced concrete beams, *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 12, 186-191, DOI: 10.1016/j.acme.2012.04.005
- Musiał, M., Grosel, J., 2016, Determining the Young's modulus of concrete by measuring the eigenfrequencies of concrete and reinforced concrete beams, *Construction and Building Materials*, 121, 44-52, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2016.05.150

- Musial, M., Trapko, T., Grosel, J., 2021, Static and dynamic stiffness of reinforced concrete beams strengthened with externally bonded CFRP strips, *Materials*, 14, 910, DOI: 10.3390/ma14040910
- Nakipoğlu, A., 2018, Katlar arası rijitlik düzensizliği bulunan betonarme yapıların güçlendirilmesi üzerine deneysel bir çalışma, Yüksek Lisans Tezi, *Selçuk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Konya.
- Neitzel, F., Resnik, B., Weisbrich, S., Friedrich, A., 2011, Vibration monitoring of bridges, *Reports on Geodesy*, 90, 331-340.
- Nishida, H., Unjoh, S., 2004, Dynamic response characteristic of reinforced concrete column subjected to bilateral earthquake ground motions, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 576, Vancouver, B.C., Canada.
- OriginPro 2021, OriginLab Corporation, Northampton, MA, USA.
- Pierdicca, A., Clementi, F., Mezzapelle, P., Fortunati, A., Lenci, S., 2017, One-year monitoring of a reinforced concrete school building: Evolution of dynamic behavior during retrofitting works, *Procedia Engineering*, 199, 2238-2243, DOI: 10.1016/j.proeng.2017.09.206
- Piersol, A.G., Paez, T.L., 2009, Harris' shock and vibration handbook, 6th edition, *The McGraw-Hill Companies, Inc.*, ABD.
- Pinter, N., 2023, Department of Geology, Southern Illinois University, https://core.ac.uk/display/5208664?utm_source=pdf&utm_medium=banner&utm_campaign=pdf-decoration-v1 [Ziyaret Tarihi: 16 Ekim 2023].
- Qiao, Y. M., Lu, D. G., Yu, X. H., 2022, Shaking table tests of a reinforced concrete frame subjected to mainshock-aftershock sequences, *Journal of Earthquake Engineering*, 26:4, 1693-1722, DOI: 10.1080/13632469.2020.1733710
- Qi, S., 2016, Encyclopedia of engineering geology: Earthquake, *Springer International Publishing AG*, DOI: 10.1007/978-3-319-12127-7_100-1
- Rahnema, H., JavidSharifi, B., Makiabadi, M. H., 2013, The inspection of dimensions and geometry of ring foundations on their dynamic stiffness using the cone model, *7th National Congress on Civil Engineering*, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran.
- Ramos, J. L. F. S., 2007, Damage identification on masonry structures based on vibration signatures, Doktora tezi, *University of Minho*, Portekiz.
- Reid, H. F., 1910, The mechanics of the earthquake, the California earthquake of April 18, 1906, Report of the State Investigation Commission, Vol.2, Carnegie Institution of Washington, Washington, D.C.

- Rezaifar, O., Kabir, M. Z., Taribakhsh, M., Tehranian, A., Dynamic behaviour of 3D-panel single-storey system using shaking table testing, 2007, *Engineering Structures*, 30:2, 318-337, DOI:10.1016/j.engstruct.2007.03.019
- Rizwan, M., Naveed, A., Akhtar, N. K., Samiullah, Q., Junaid, A., Muhammad, F., 2020, Shake table investigations on code non-compliant reinforced concrete frames, *Alexandria Engineering Journal*, 59, 349-367, DOI: 10.1016/j.aej.2019.12.047
- Sayın, M. N., 2022, Betonarme yapılarda beton basınç dayanımının yapı dinamik davranışına etkisi, Yüksek Lisans Tezi, *Konya Teknik Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü*, Konya.
- Schwarz, B. J., Richardson, M. H., 1999, Experimental modal analysis, *CSI Reliability Week*, Orlando, ABD.
- SeismoSignal v4.3.0, 2011, A computer program for signal processing of time-histories Seismosoft Ltd.
- Shang, S., Wang, Z., 2020, Dynamic analysis of a spring-asphalt three-dimensional isolation system based on cyclic simple shear and shaking table tests, *Applied Sciences*, 10:18, 6530, DOI: 10.3390/app10186530
- Shin, J., Scott, D. W., Stewart, L. K., Yang, C. S., Wright, T. R., DesRoches, R., 2016, Dynamic response of a full-scale reinforced concrete building frame retrofitted with FRP column jackets, *Engineering Structures*, 125, 244-253, DOI: 10.1016/j.engstruct.2016.07.016
- Soyoz, S., Taciroglu, E., Orakcal, K., Nigbor, R., Skolnik, D., Lus, H., Safak, E., 2013, Ambient and forced vibration testing of a reinforced concrete building before and after its seismic retrofitting, *J. Struct. Eng.*, 139:10, 1741-1752, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000568
- Tarinejad, R., Ahmadi, M. T., Harichandran, R. S., 2014, Full-scale experimental modal analysis of an arch dam: The first experience in Iran, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 61-62, 188-196, DOI: 10.1016/j.soildyn.2014.01.020
- TBDY, 2018, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Deprem etkisi altında binaların tasarımı için esaslar, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Ankara.
- Thompson, J. K., Tree, D. R., 1980, Leakage error in Fast Fourier Analysis, *Journal of Sound and Vibration*, 71:4, 531-544, DOI: 10.1016/0022-460X(80)90725-7
- TS500, 2000, Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- Türker, T., 2011, Çevresel titreşim verileri kullanılarak yapıların hasar durumlarının tespiti ve değerlendirilmesi, Doktora tezi, *Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Trabzon.

- Türker, T., Bayraktar, A., 2014, Evaluation of damage effects on dynamic characteristics of RC buildings by ambient vibration test, *Journal of Testing and Evaluation*, 42:2, 398-411, DOI: 10.1520/JTE20130007
- Umudum, A., 2014, Yapı sistemlerinde özdeğer problemi ve çözüm yöntemleri, Yüksek lisans tezi, *Atatürk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Erzurum, 32-34.
- USGS, 2023, Amerika Birleşik Devletleri Jeoloji Araştırmaları Kurumu, Earthquake hazards program, earthquake magnitude, energy release, and shaking intensity, <https://www.usgs.gov/programs/earthquake-hazards/earthquake-magnitude-energy-release-and-shaking-intensity> [Ziyaret Tarihi: 17 Ekim 2023].
- Ünal, A., 2012, TDY 2007'ye göre tasarlanmamış betonarme çerçevelerin düzlem dışı perde duvarla güçlendirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, *Selçuk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Konya.
- Wang, Y., Ma, Y., Hong, J., 2022, Study on dynamic stiffness of supporting structure and its influence on vibration of rotors, *Chinese Journal of Aeronautics*, 35:11, 252-263, DOI: 10.1016/j.cja.2022.01.017
- Wójcickia, Z., Stanisław, K., Grosela, J., 2016, Operational modal analysis of weir on Odra river in Poland, *Procedia Engineering*, 153, 874-881, DOI: 10.1016/j.proeng.2016.08.205
- Wu, B., 2014, A correction of the half-power bandwidth method for estimating damping, *Archive of Applied Mechanics*, 85, 315-320, DOI: 10.1007/s00419-014-0908-0
- Yiğit, Y., 2002, Betonarme yapılarda onarım ve güçlendirme yöntemleri ve bir güçlendirme uygulaması, Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul.
- Yousefianmoghadam, S., Song, M., Stavridis, A., Moaveni, B., 2015, System identification of a two-story infilled RC building in different damage states, *ATC & SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures*, California, USA, 607-618, DOI: 10.1061/9780784479728.050
- Yön, B. ve Sayın, E., 2011, Betonarme perdeler ve çelik çaprazlarla yapılan güçlendirmelerin karşılaştırılması, *6th International Advanced Technologies Symposium, IATS'11*, Elazığ, 237-242.
- Yu, D. J., Ren, W. Z., 2005, EMD-based stochastic subspace identification of structures from operational vibration measurements, *Engineering Structures*, 27, 1741-1751, DOI: 10.1016/j.engstruct.2005.04.016
- Yu, K., Li, L., Yu, J., Xiao, J., Ye, J., Wang, Y., 2018, Feasibility of using ultra-high ductility cementitious composites for concrete structures without steel rebar, *Engineering Structures*, 170, 11-20, DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.05.037
- <https://afzir.com/tr/products/polymer-modified-repair-mortar/> [Ziyaret Tarihi: 30 Ekim 2023].

<https://aisys.com.my/product/syscom-mr3000c-vibration-motion-measurement-system/>, Hızölçer [Ziyaret Tarihi: 25 Ekim 2023].

<https://aksas.istanbul/category/genel/> [Ziyaret Tarihi: 30 Ekim 2023].

<https://ctech-llc.com/tr/wikitech/strengthening-of-structures> [Ziyaret Tarihi: 31 Ekim 2023].

<https://geologyscience.com/geology/fault-and-types-of-faults/> [Ziyaret Tarihi: 16 Ekim 2023].

https://sharetechnote.com/html/RF_Filter.bak [Ziyaret Tarihi: 26 Ekim 2023].

<https://tdg.com.tr/tr/urunler/sayisallastiricilar/testbox2010-rack>, Klasik dinamik veri toplama ünitesi [Ziyaret Tarihi: 25 Ekim 2023].

<https://tdg.com.tr/> [Ziyaret Tarihi: 21 Kasım 2023].

<http://testart.com.tr/235>, 3 eksenli kablolu ivmeölçer [Ziyaret Tarihi: 12 Kasım 2021].

<https://www.aspacelik.com.tr/hizmetler/celik-guclendirme/> [Ziyaret Tarihi: 02 Kasım 2023].

<https://www.bksv.com/en/products/transducers/vibration/Vibration-transducers/impact-hammers/8208>, Darbe çekici [Ziyaret Tarihi: 25 Ekim 2023].

<https://www.bosai.go.jp/e/facilities/edefense.html> [Ziyaret Tarihi: 09 Kasım 2023].

<https://www.homepages.ucl.ac.uk/~ucfbjxb/DynamicEarth/Figures/Earthquakes+Seismology/seismology.html> [Ziyaret Tarihi: 16 Ekim 2023].

<https://www.insaatim.com/guclendirme-nedir/> [Ziyaret Tarihi: 01 Kasım 2023].

<https://www.insaport.com/haberler/sektorel/epoksi-enjeksiyonu-ile-beton-catlak-tamiri/> [Ziyaret Tarihi: 30 Ekim 2023].

<https://www.karadenizteknikproje.com/karbon-fiber-ile-guclendirme/> [Ziyaret Tarihi: 30 Ekim 2023].

<https://www.kolonguclendirme.com.tr/> [Ziyaret Tarihi: 30 Ekim 2023].

<https://www.opkon.com.tr/> [Ziyaret Tarihi: 21 Kasım 2023].

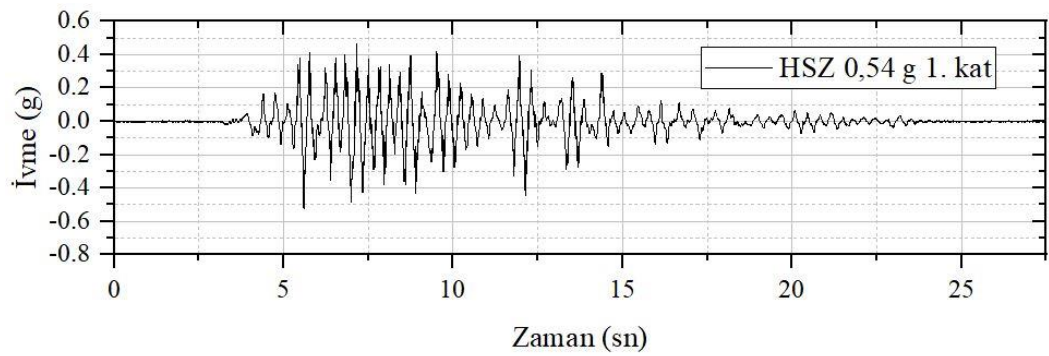
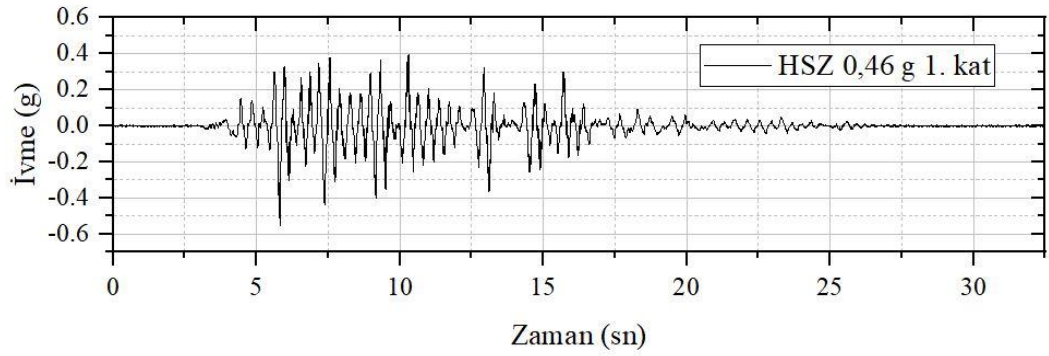
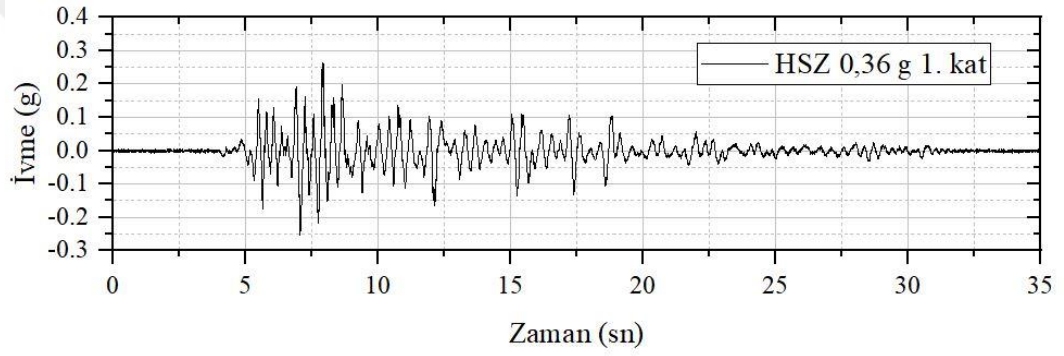
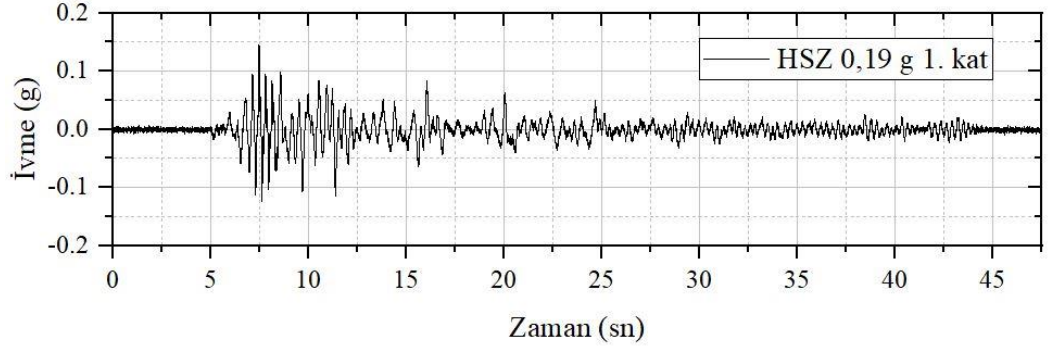
<https://www.quanser.com/products/shake-table-ii-xy/>, Sarsma tablası [Ziyaret Tarihi: 25 Ekim 2023].

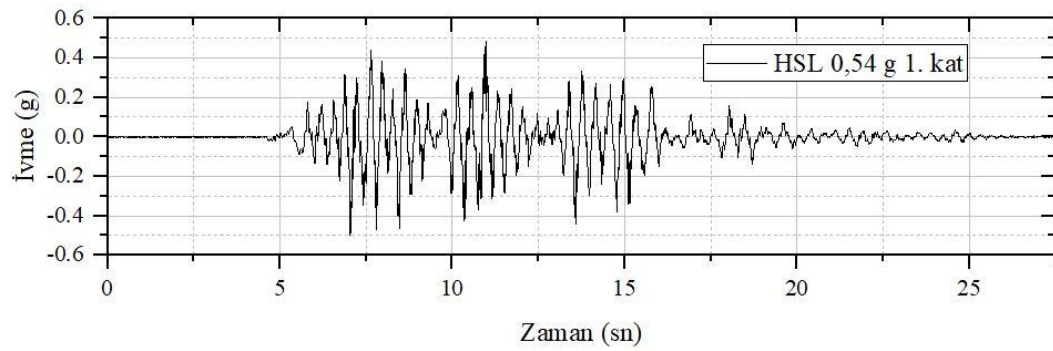
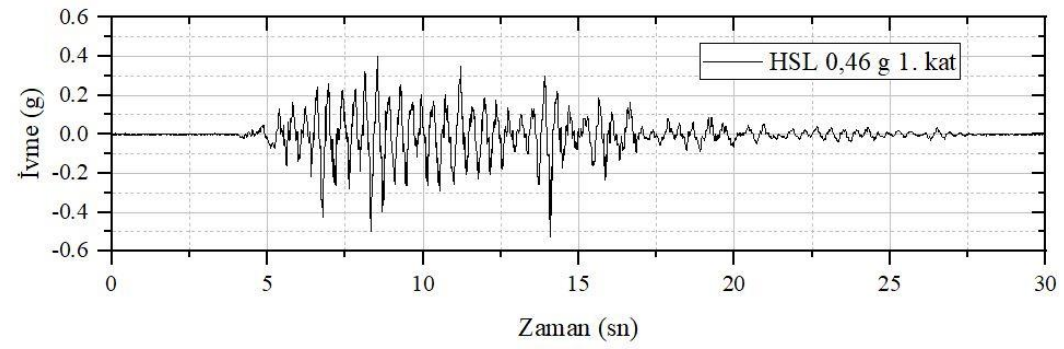
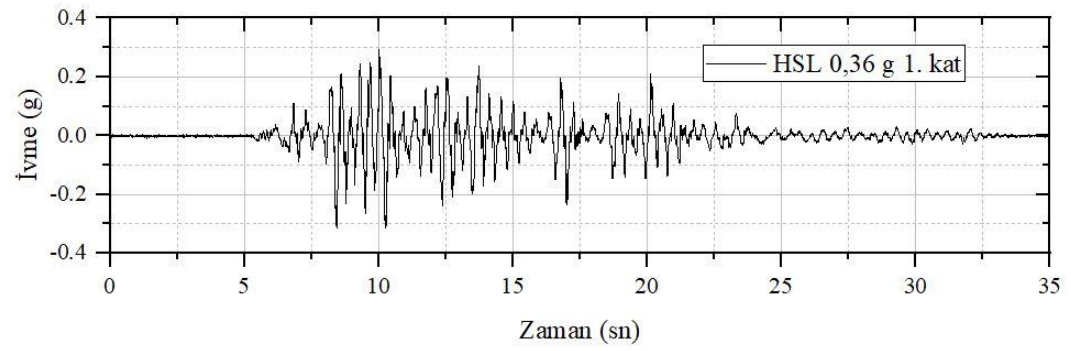
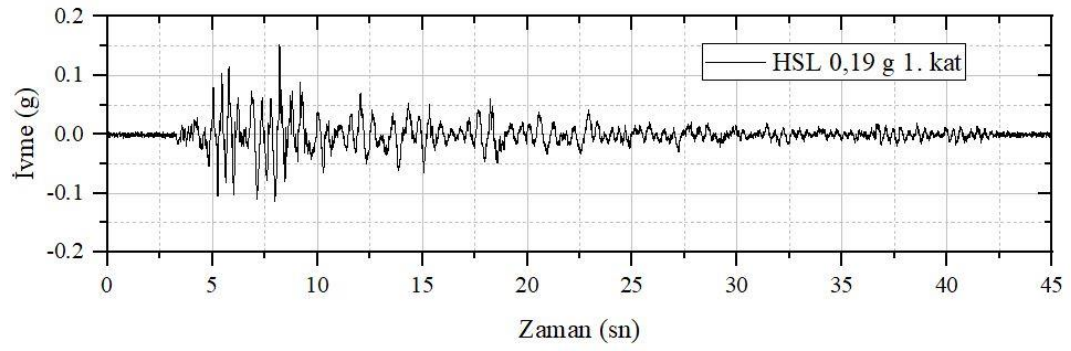
<https://www.sciencelearn.org.nz/images/353-earth-waves> [Ziyaret Tarihi: 13 Ekim 2023].

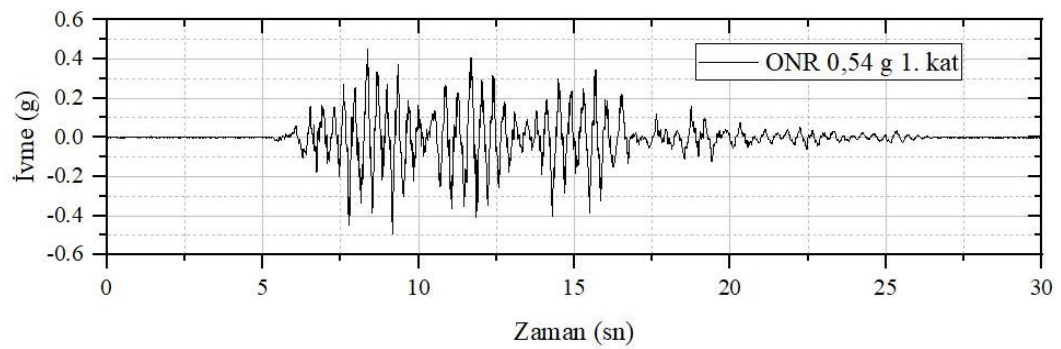
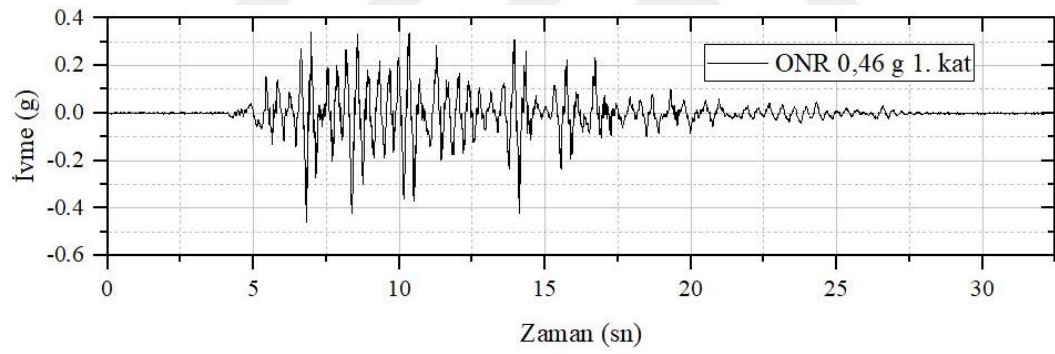
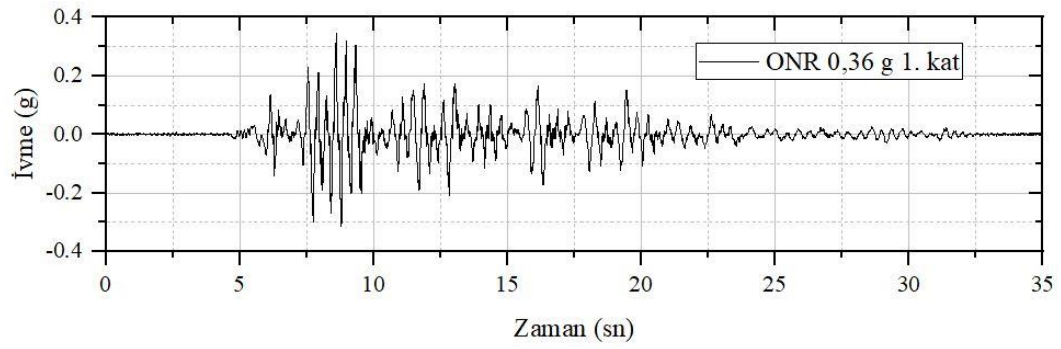
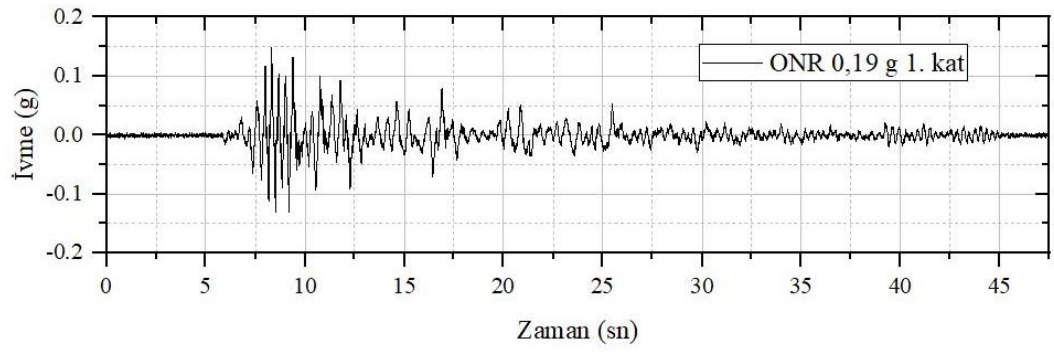
<https://www.sparkfun.com/datasheets/Sensors/Accelerometer/ADXL345.pdf>, 3 eksenli kablosuz ivmeölçer [Ziyaret Tarihi: 12 Kasım 2021].

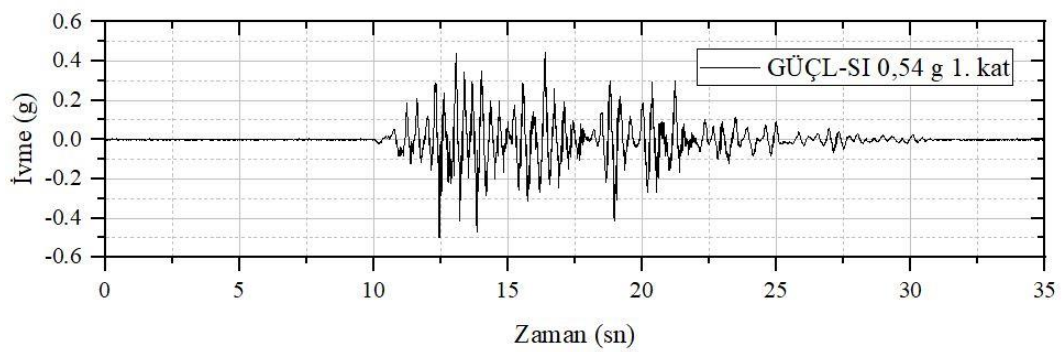
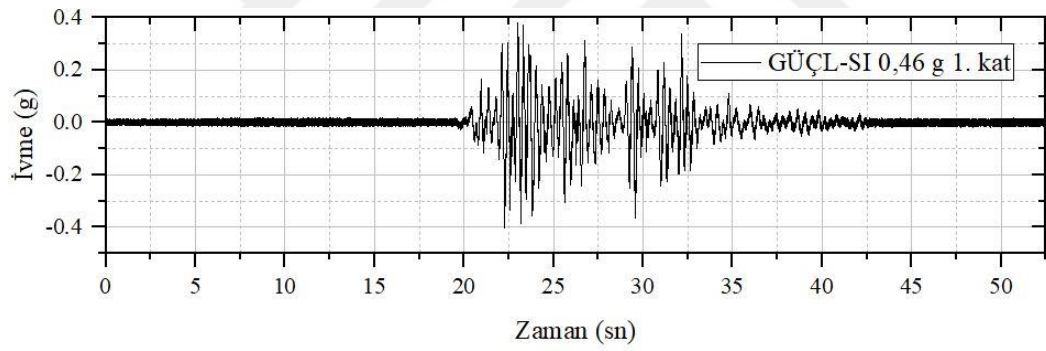
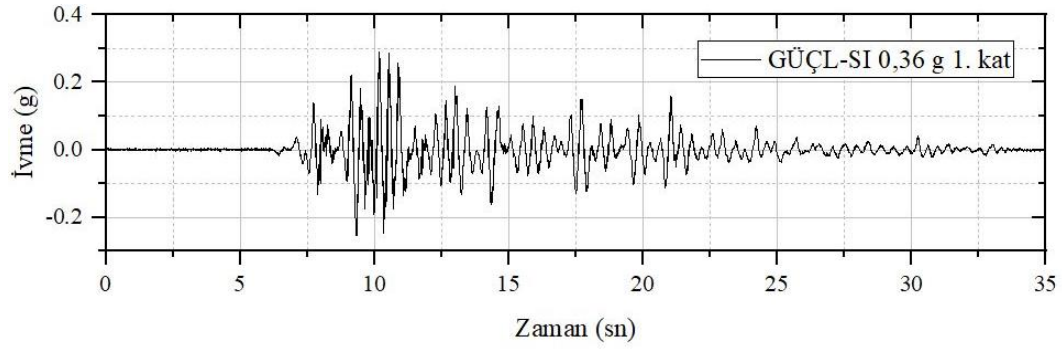
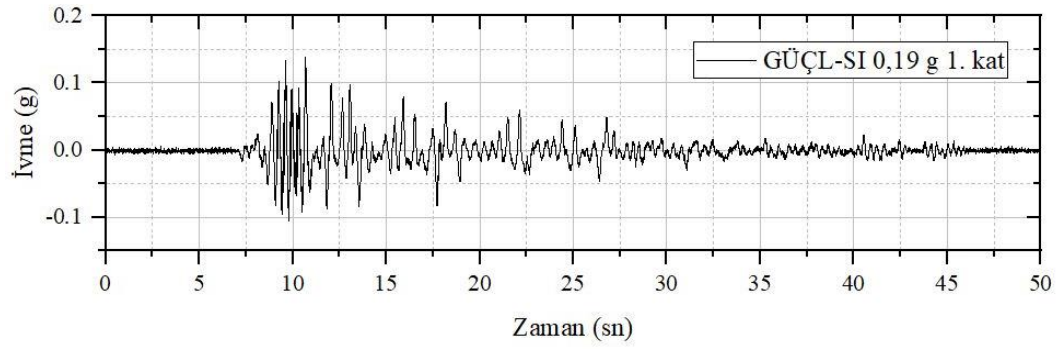
7. EKLER

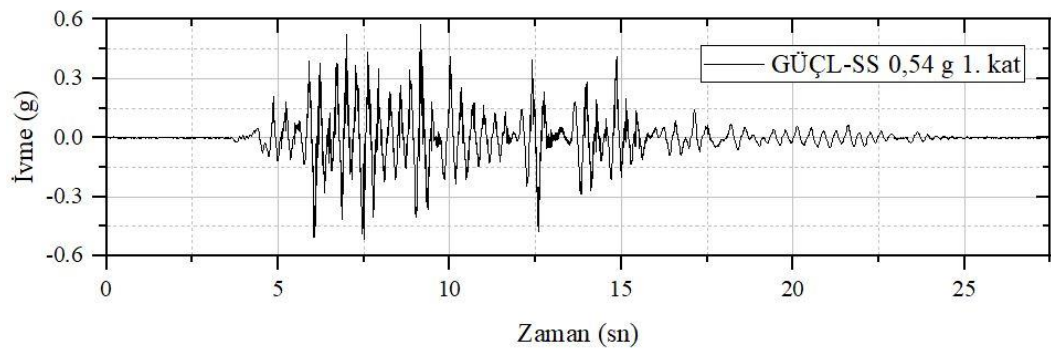
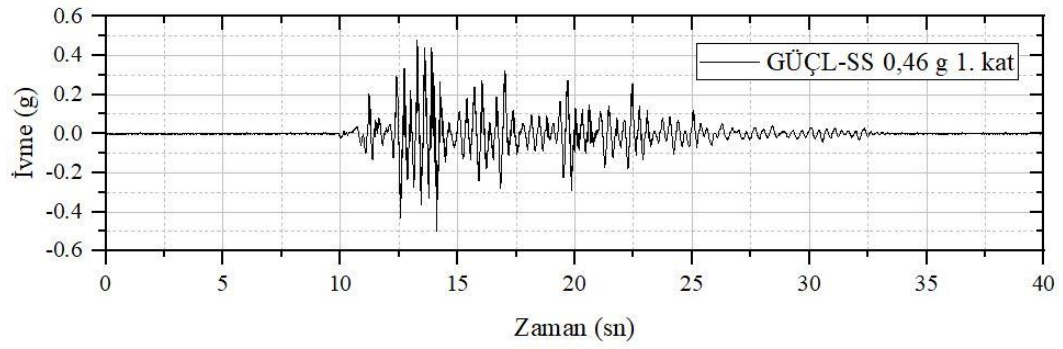
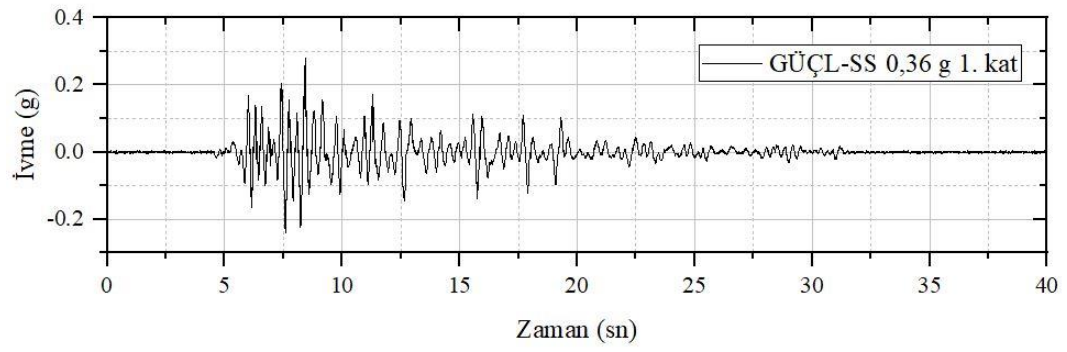
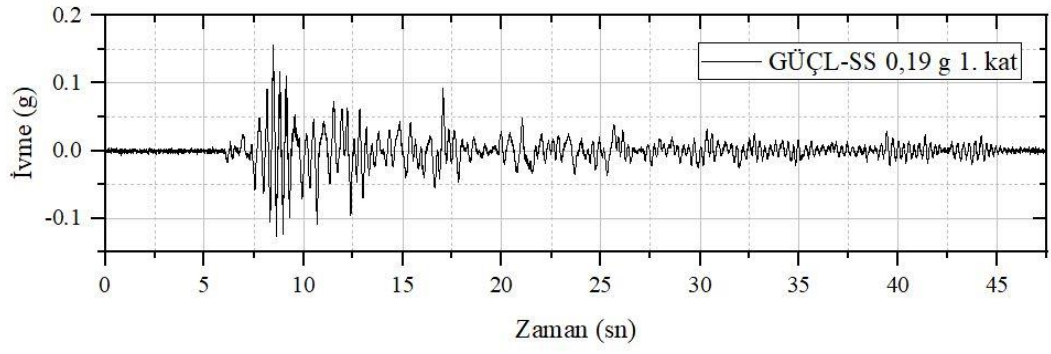
EK-1. Kat Tepki İvme-Zaman Grafikleri

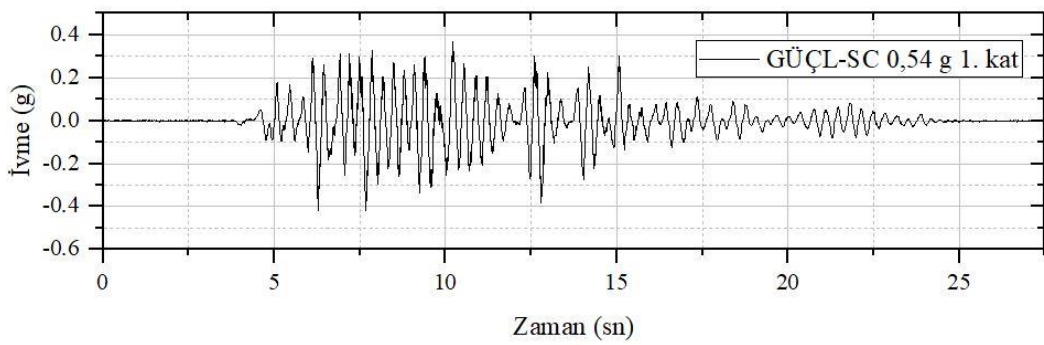
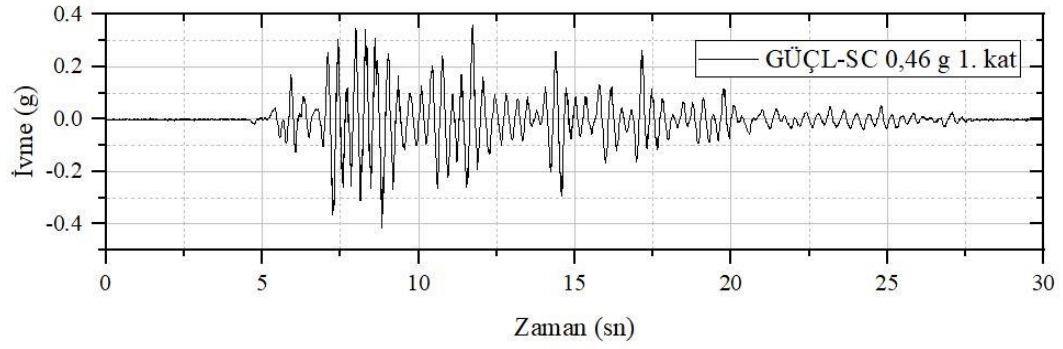
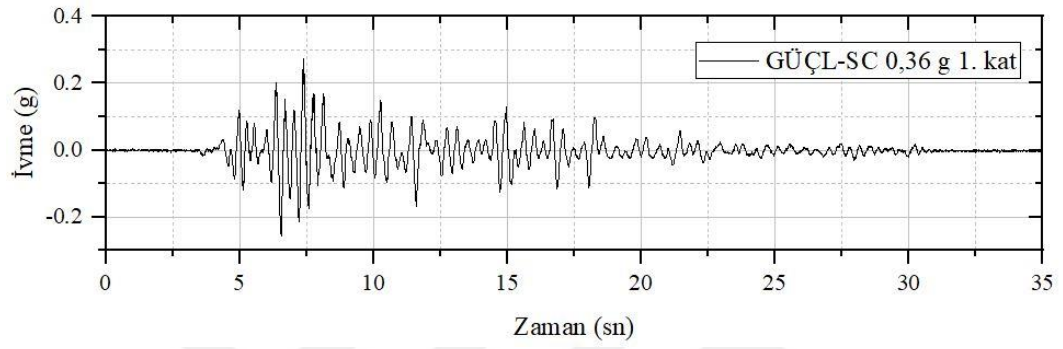
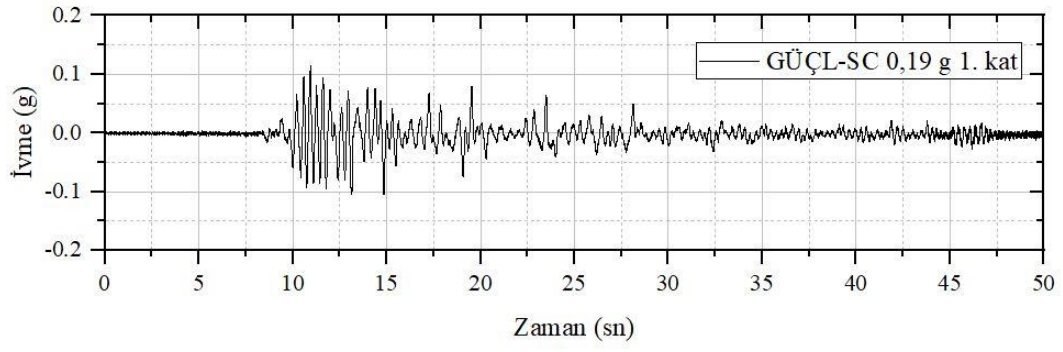


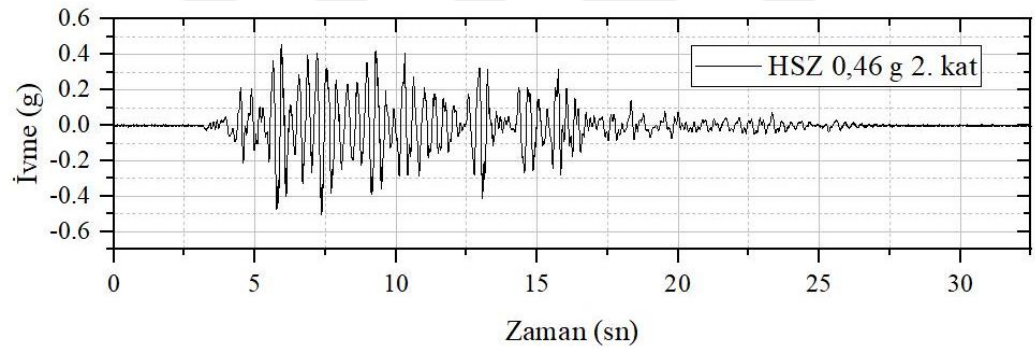
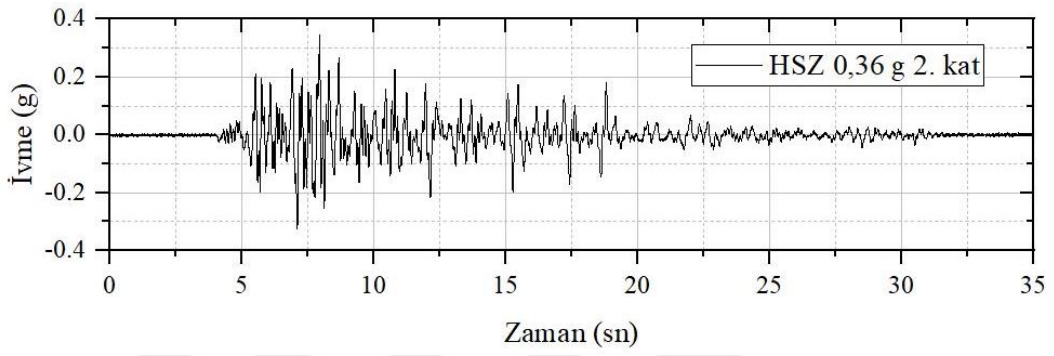
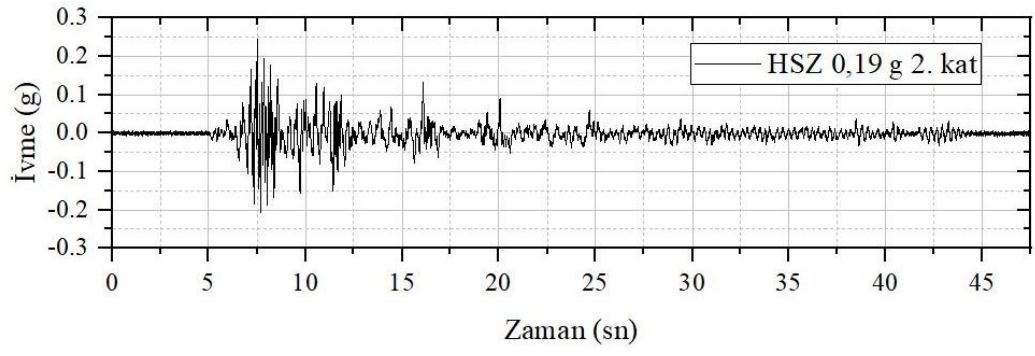


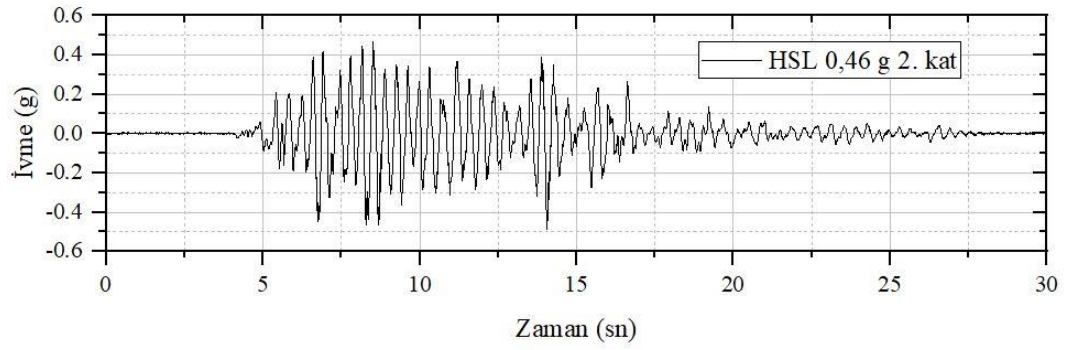
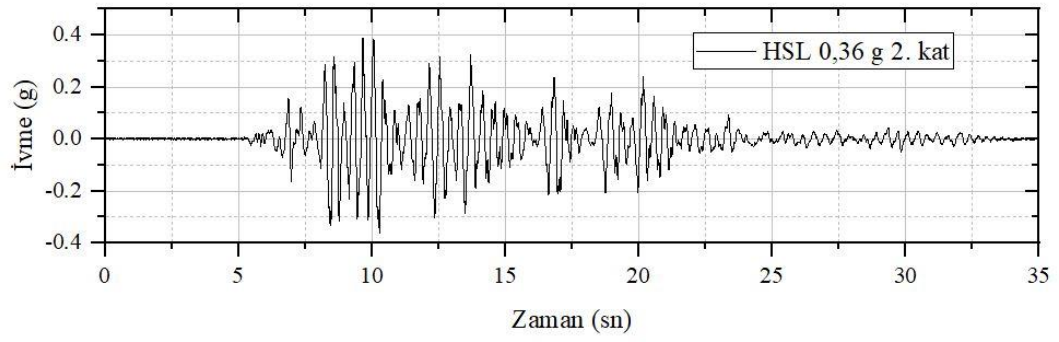
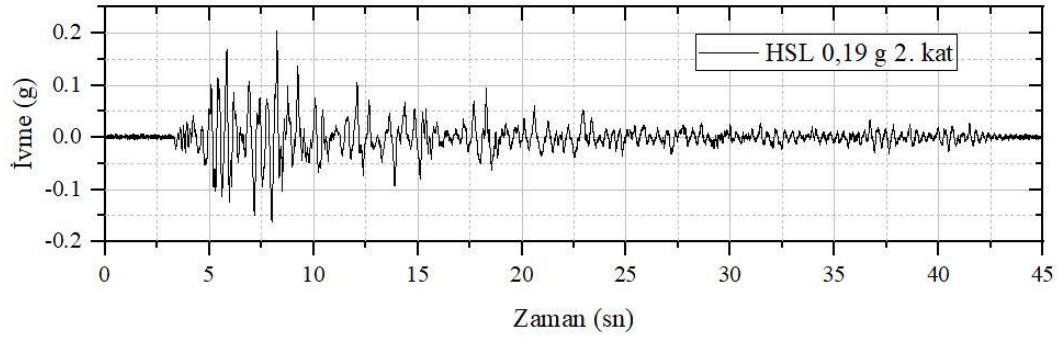


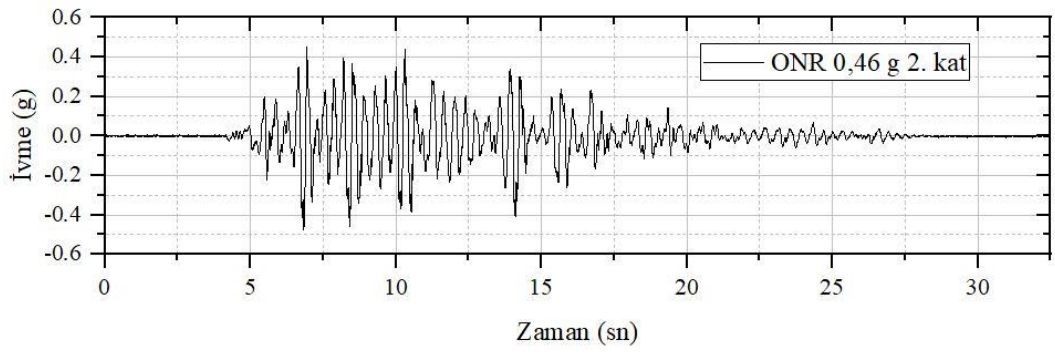
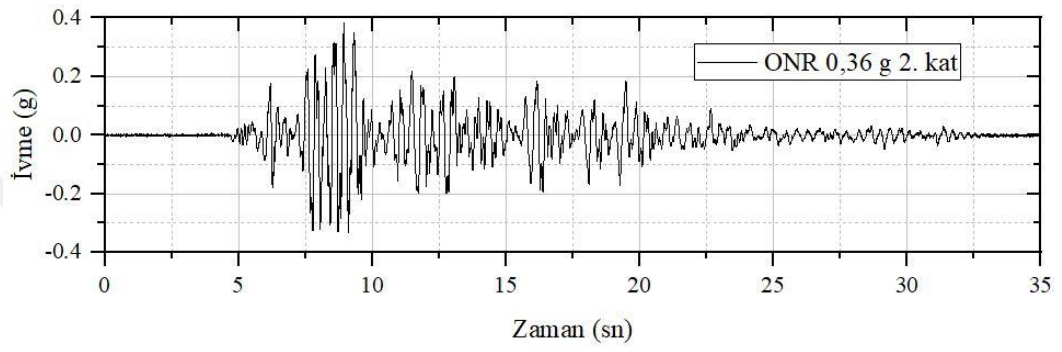
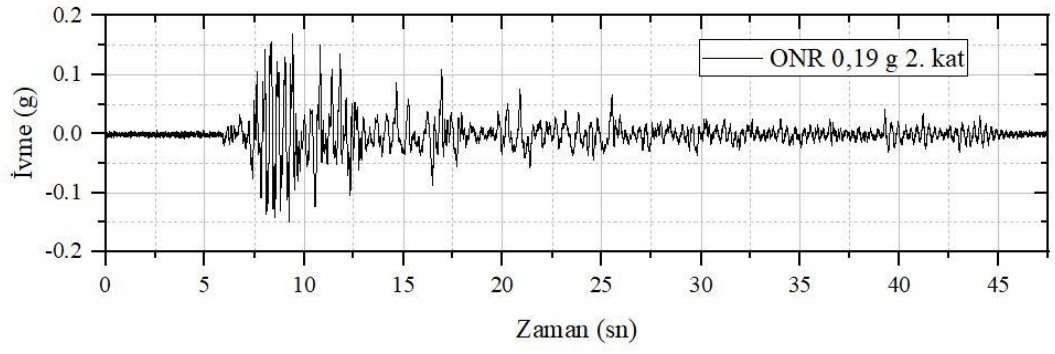


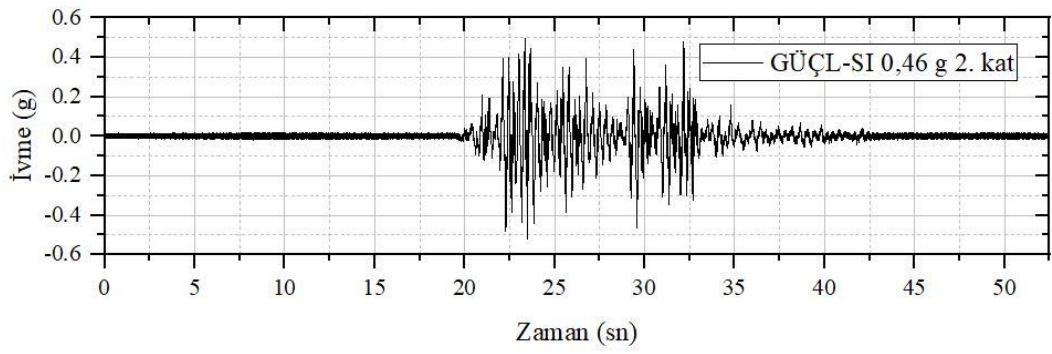
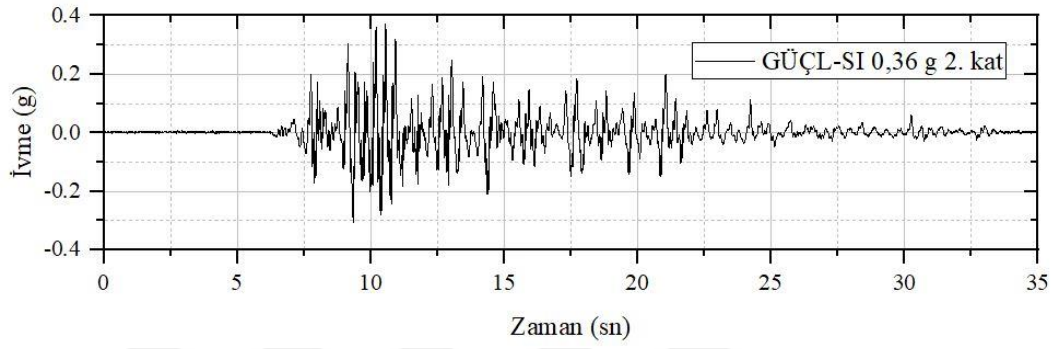
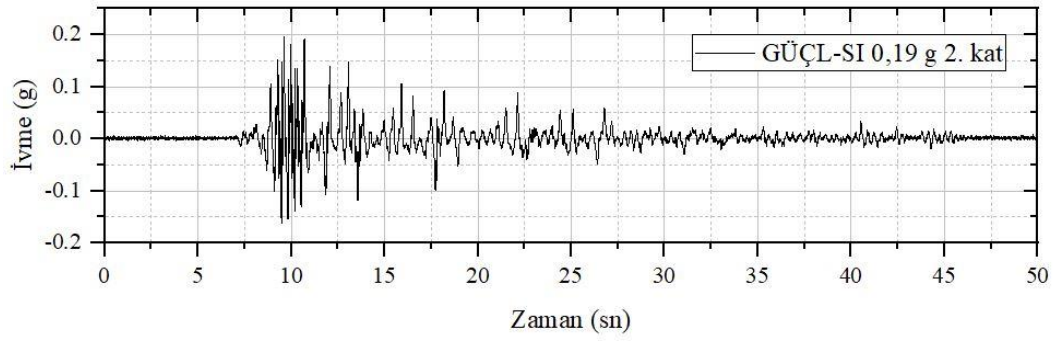


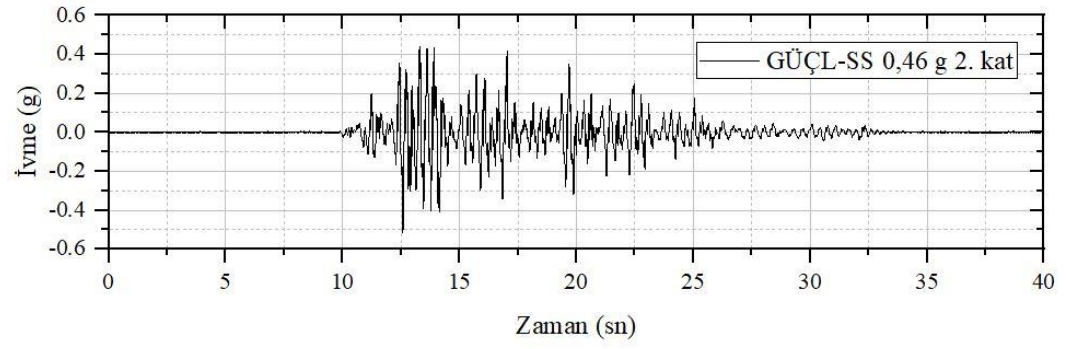
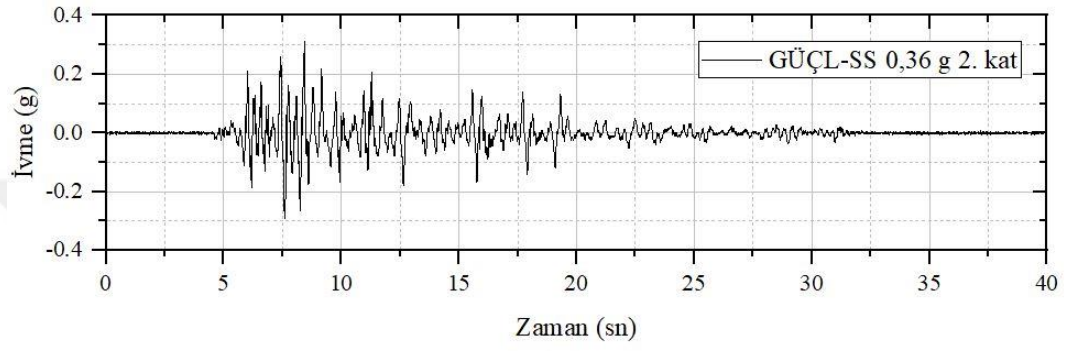
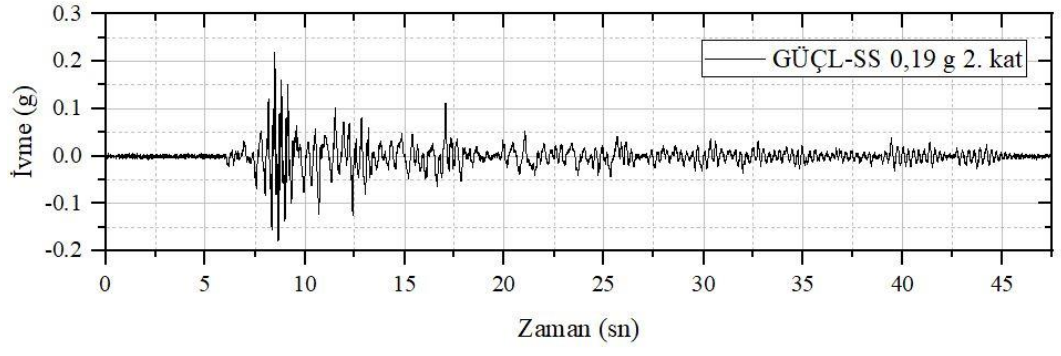


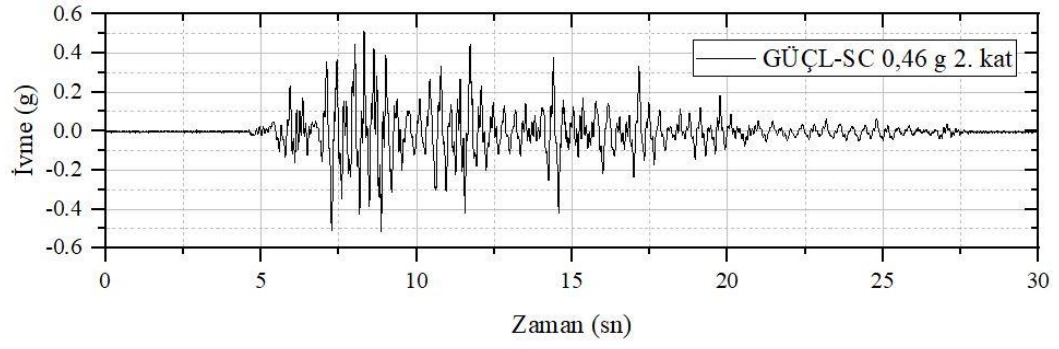
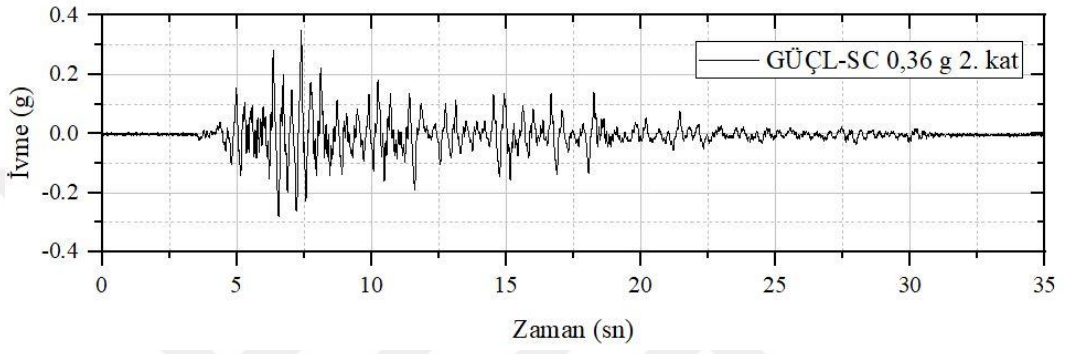
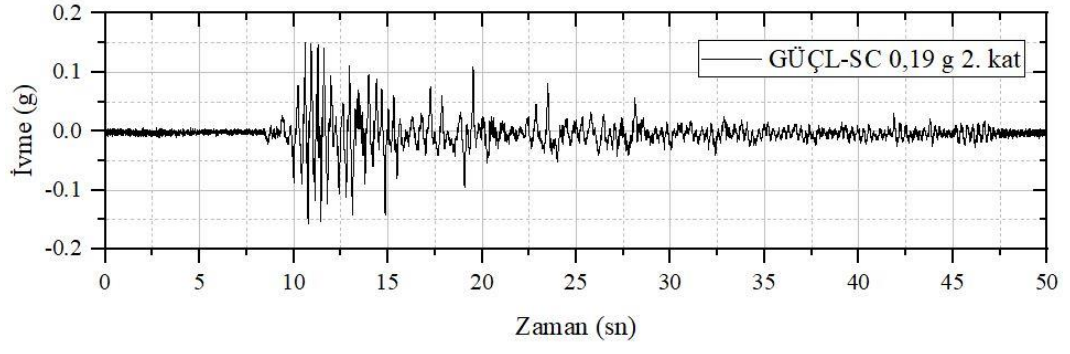




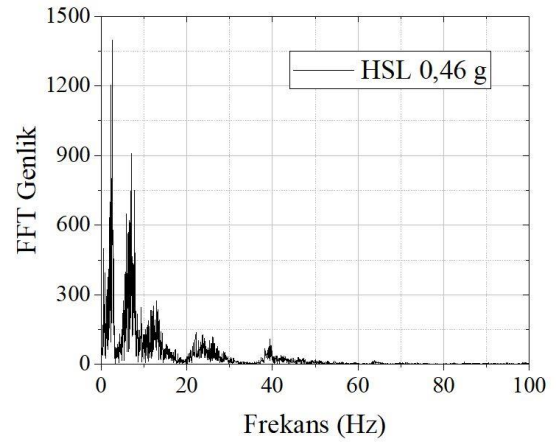
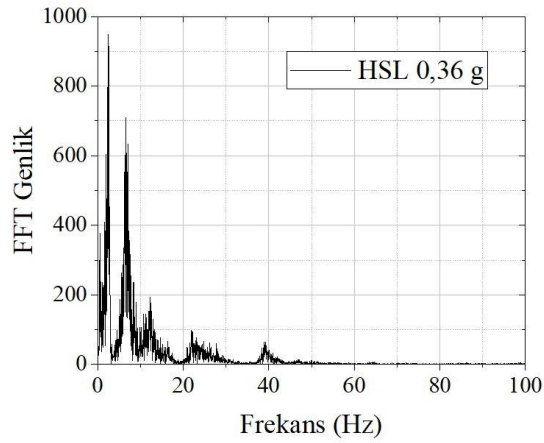
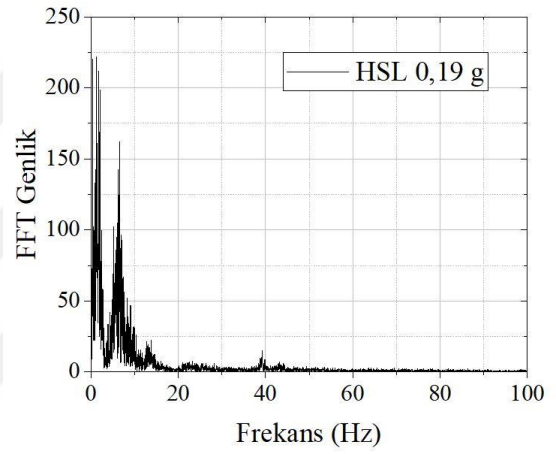
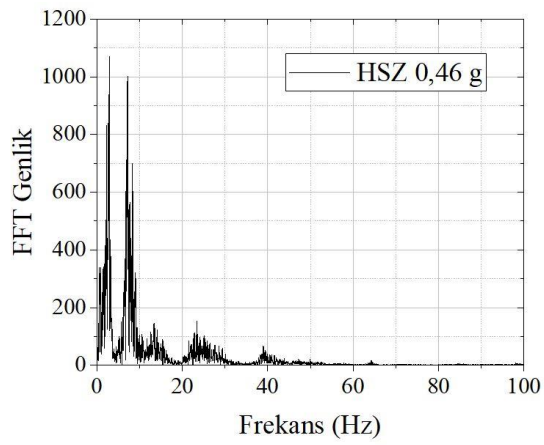
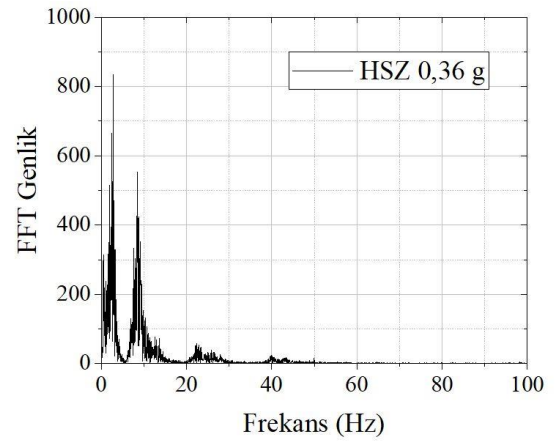
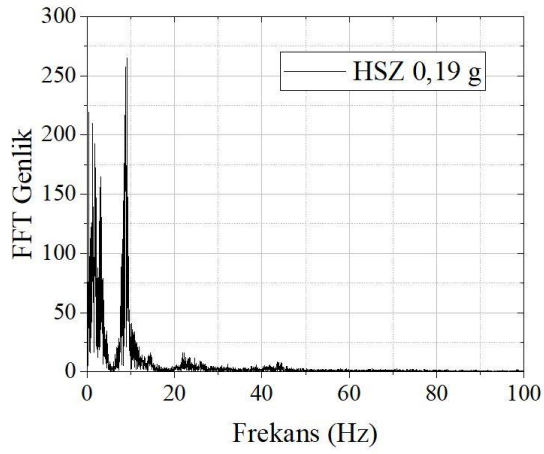


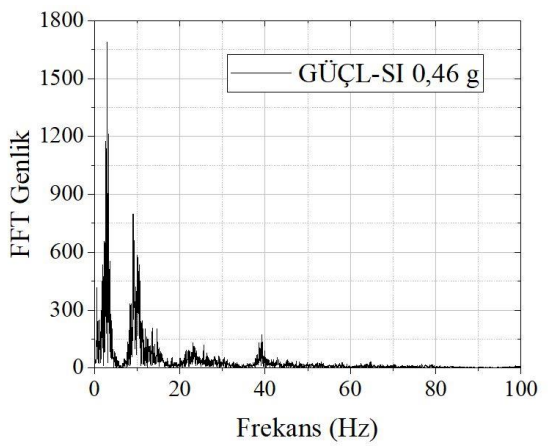
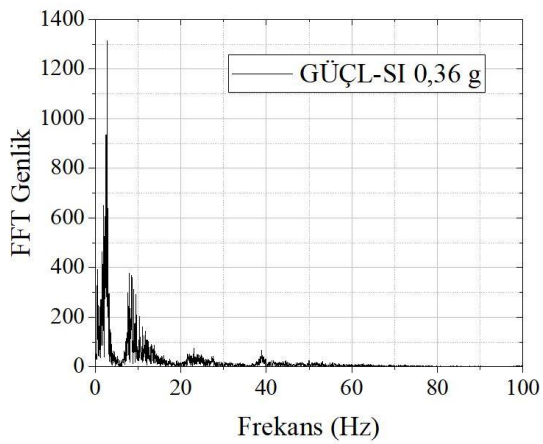
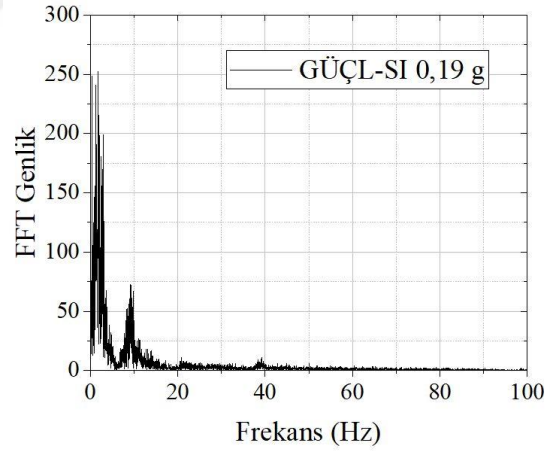
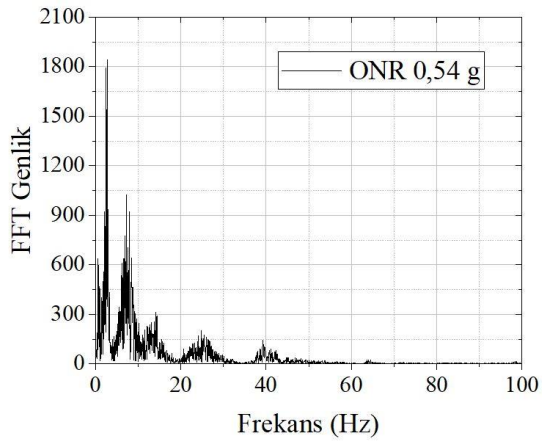
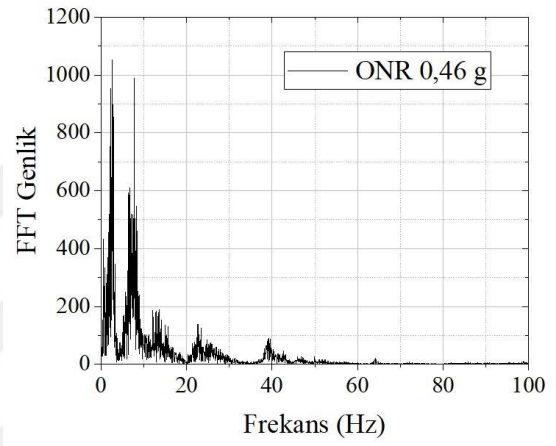
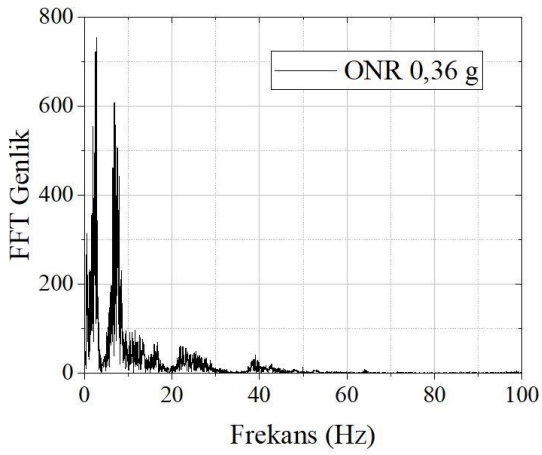
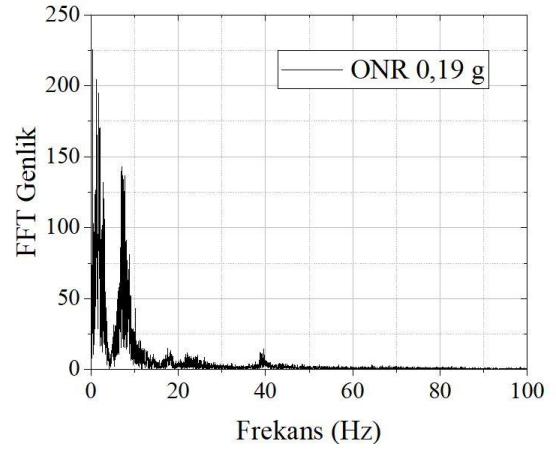
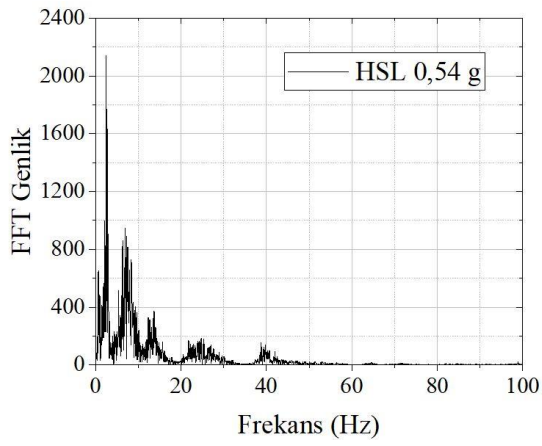


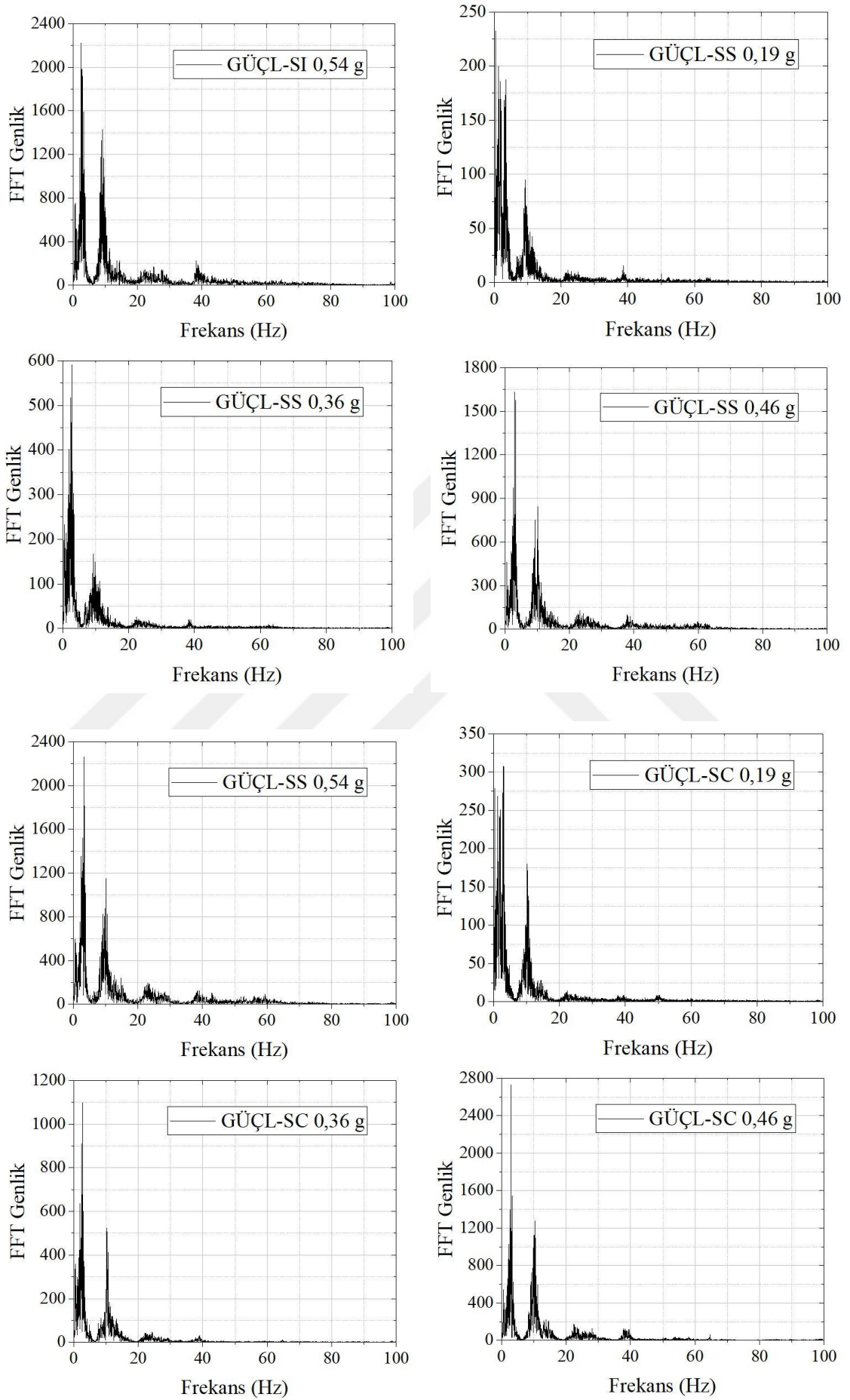


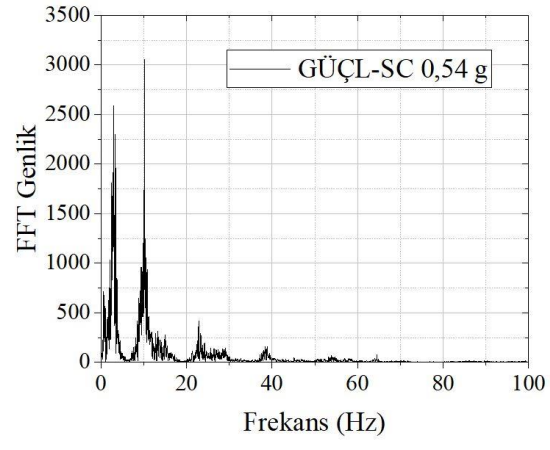


EK-2. Etki FFT Genlik-Frekans Grafikleri

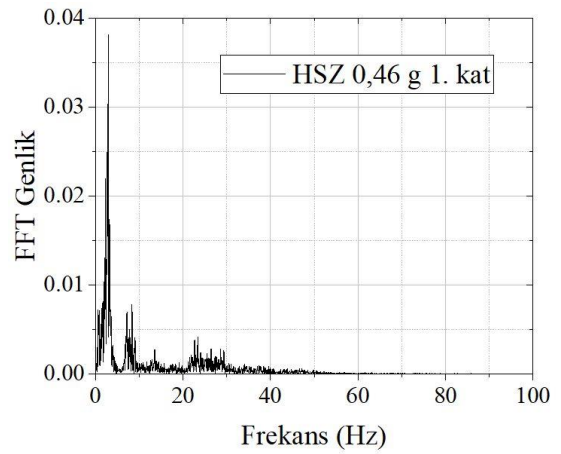
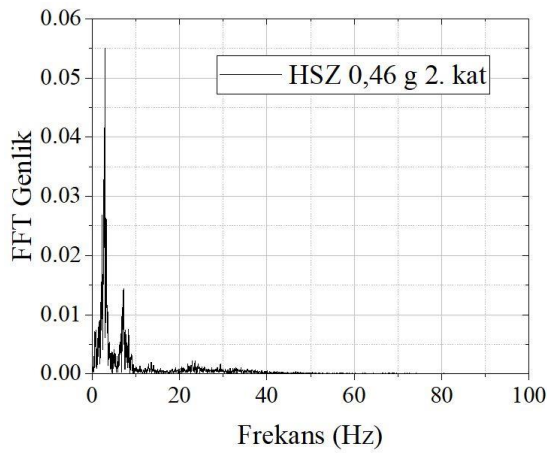
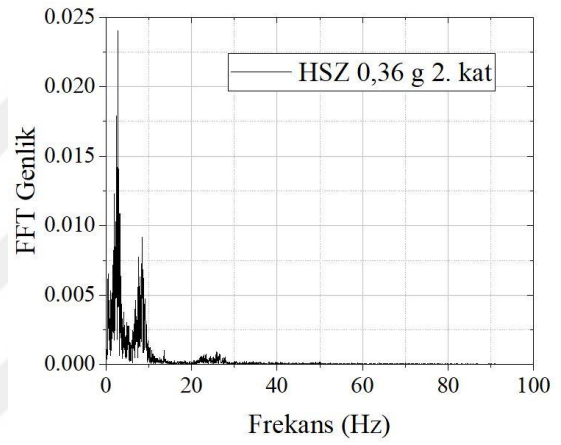
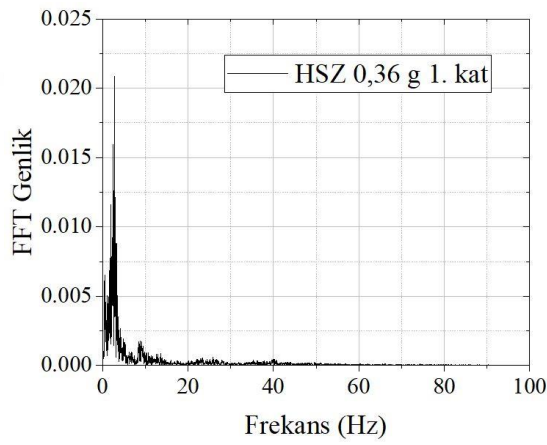
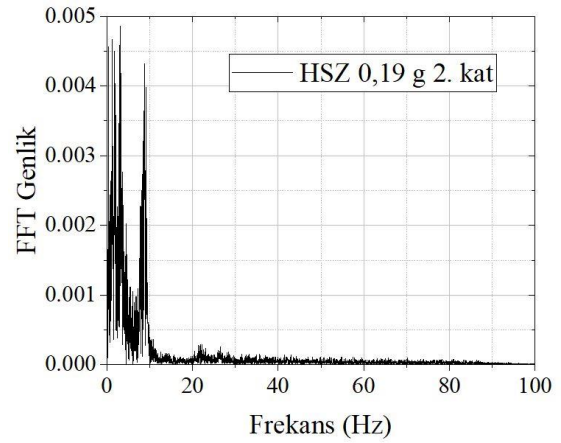
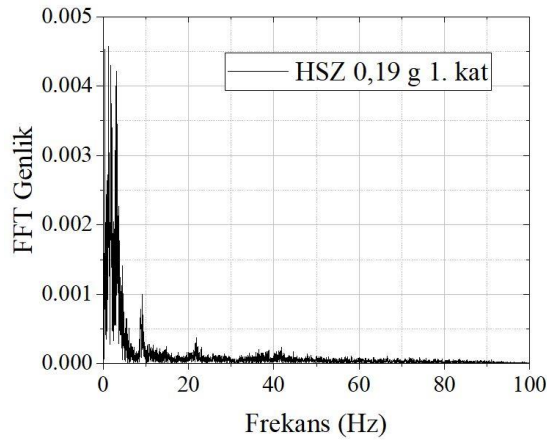


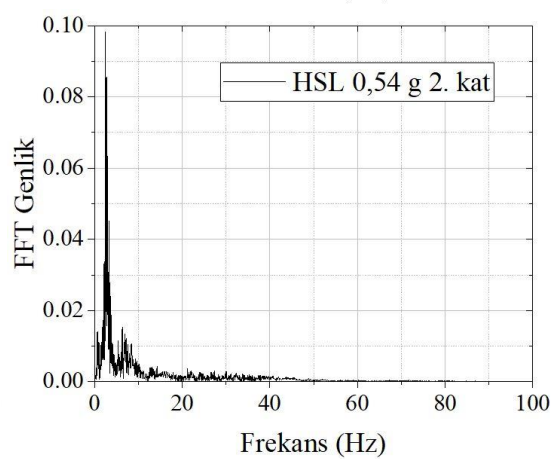
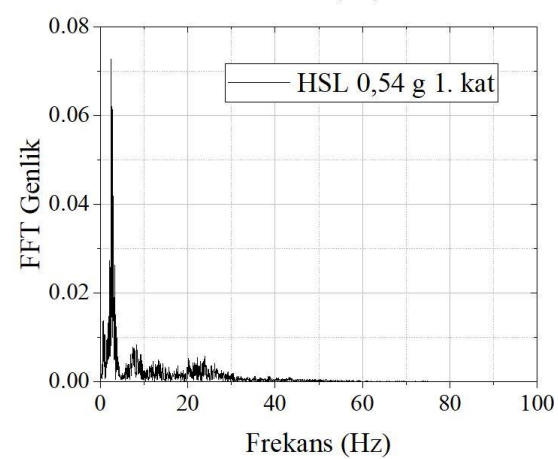
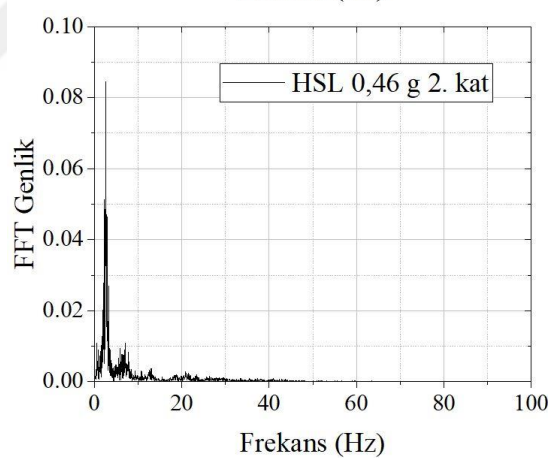
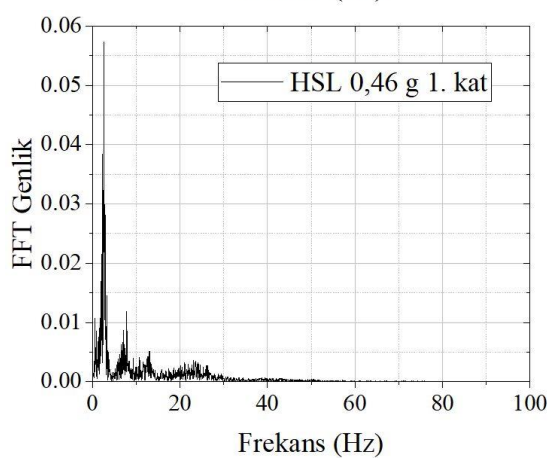
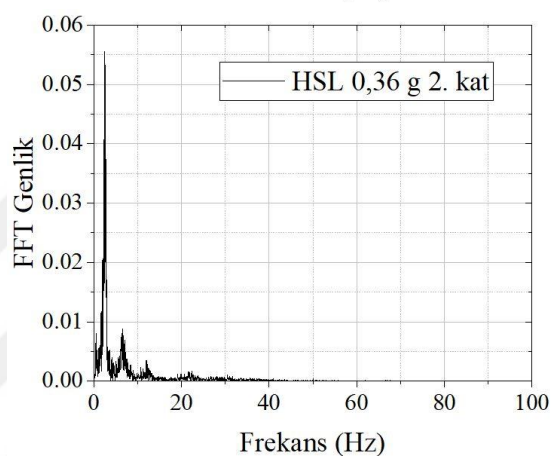
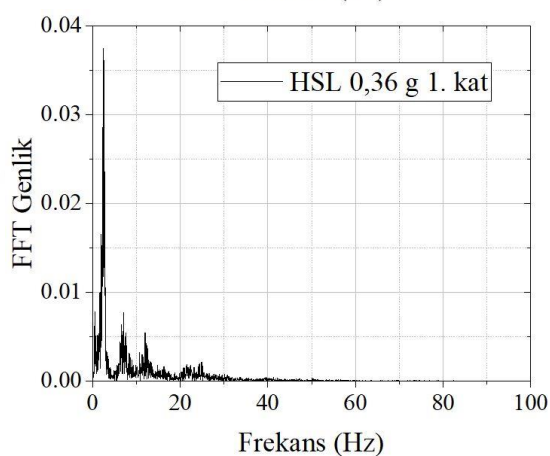
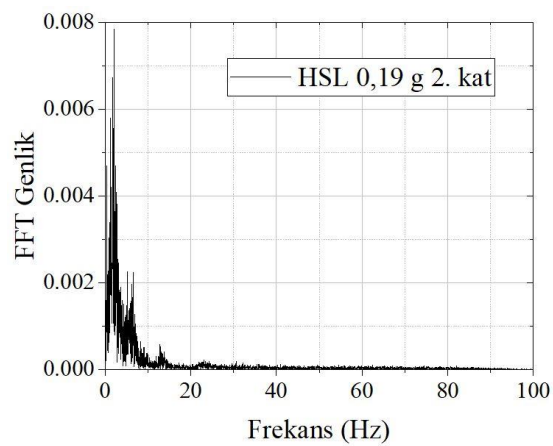
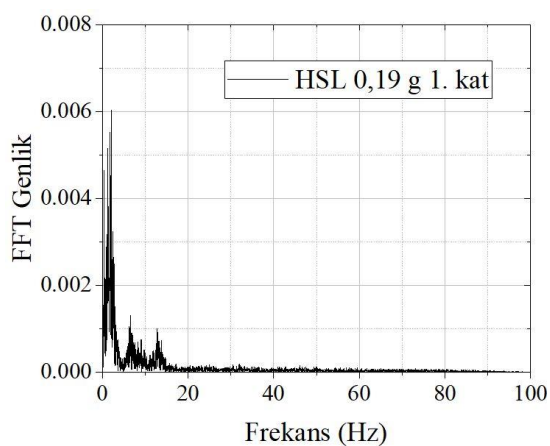


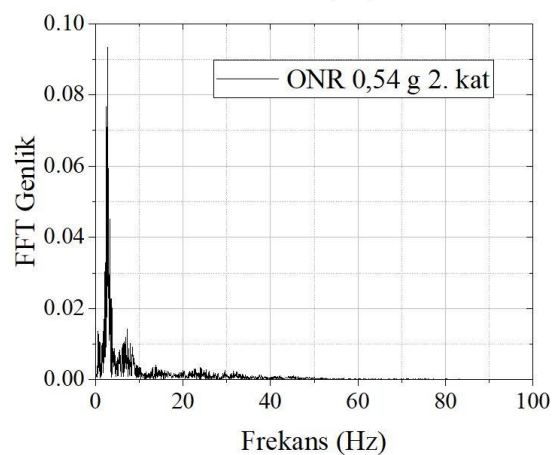
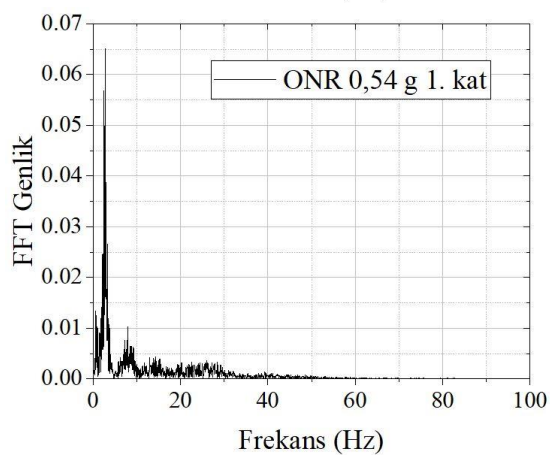
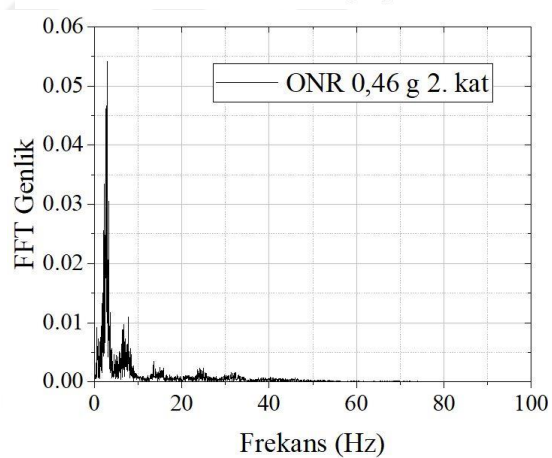
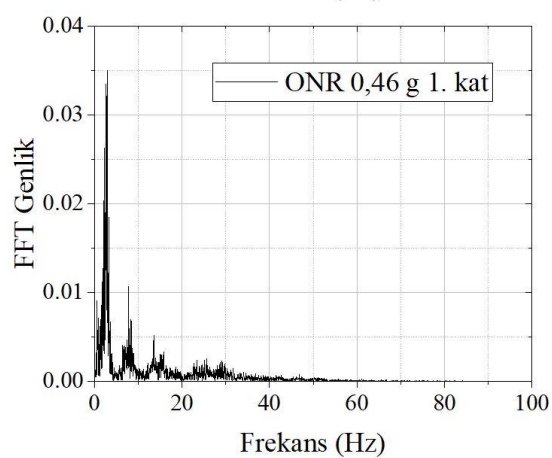
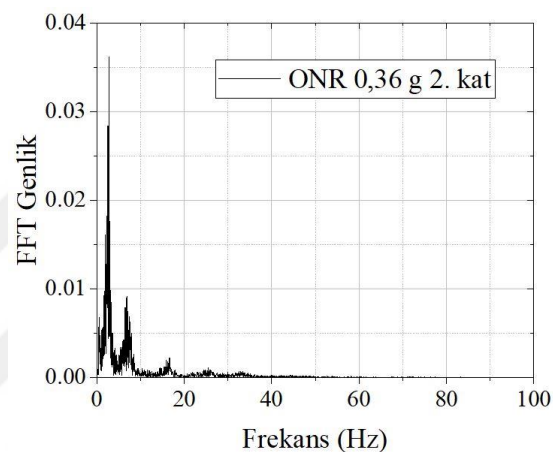
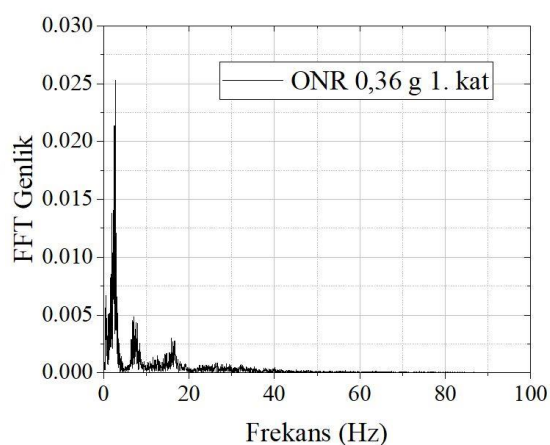
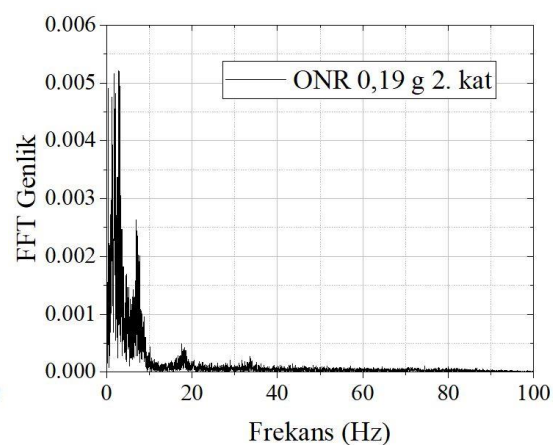
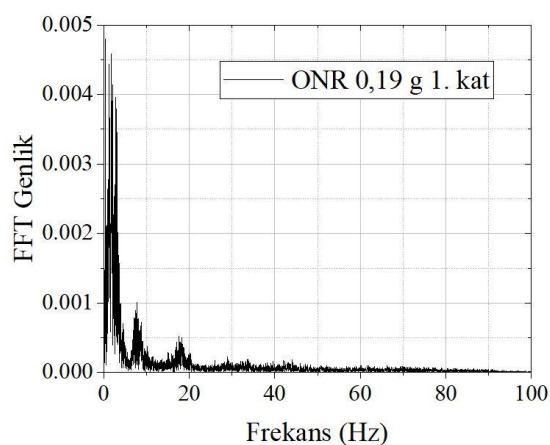


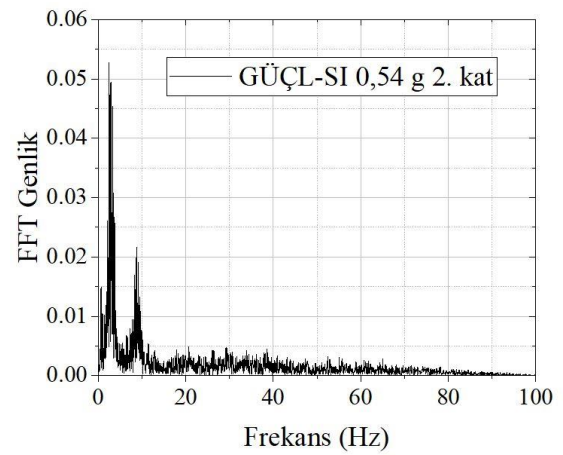
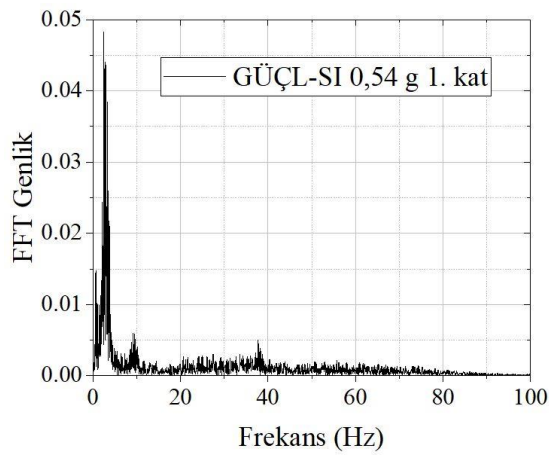
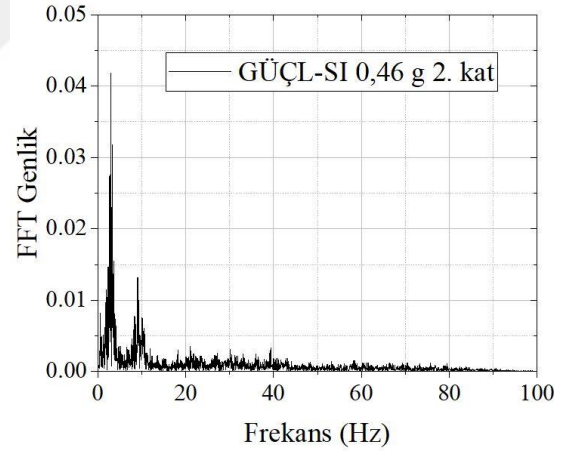
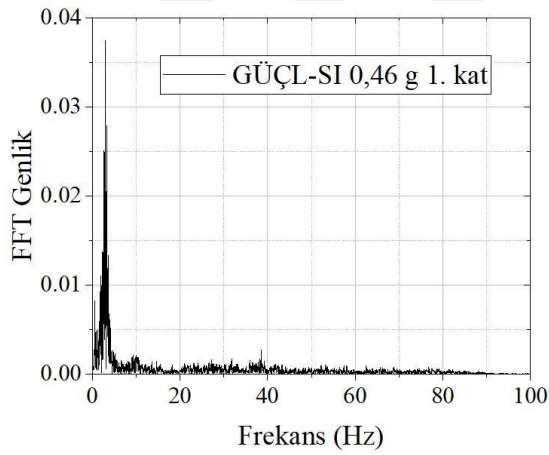
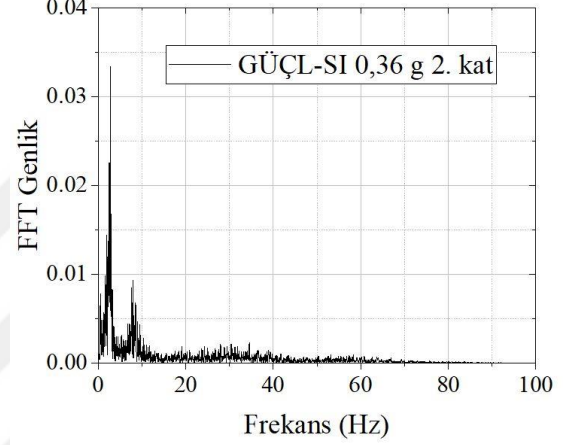
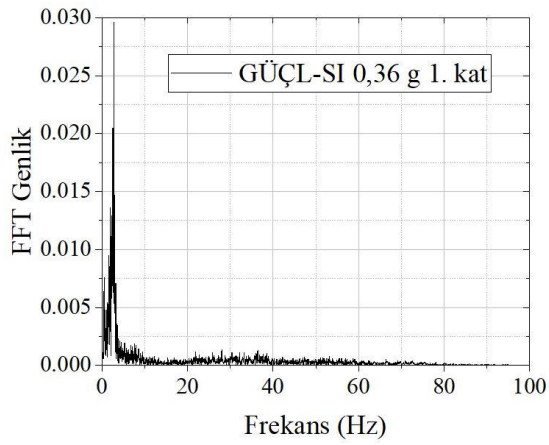
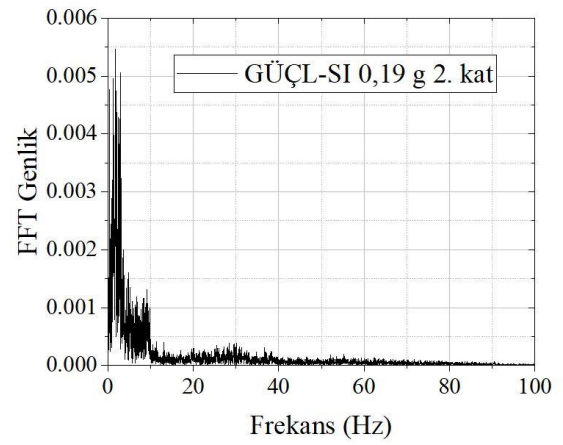
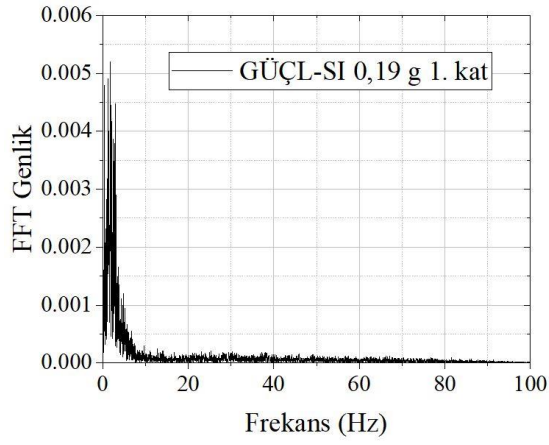


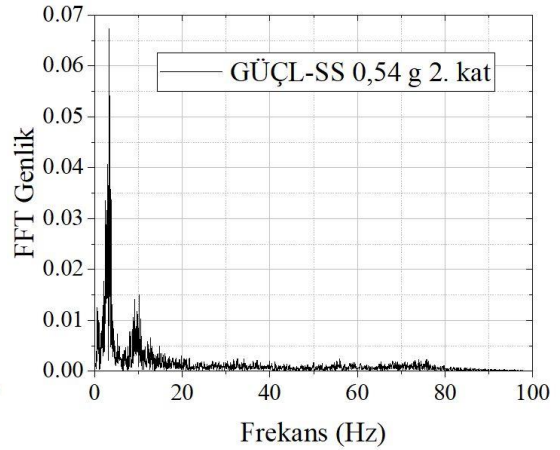
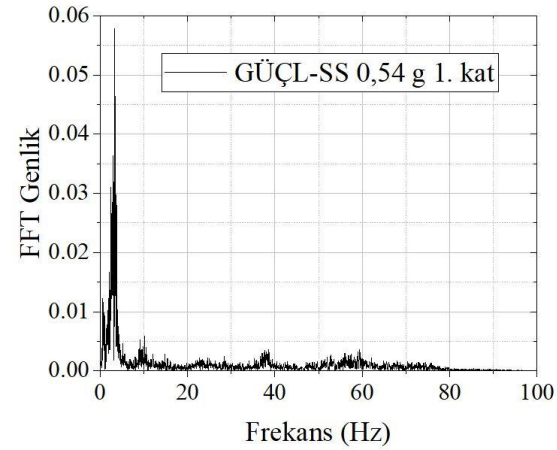
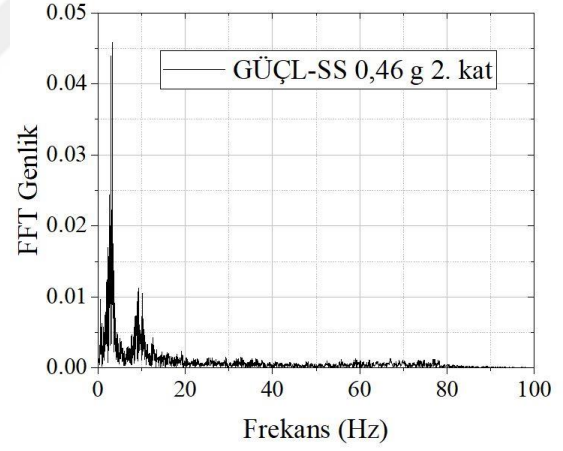
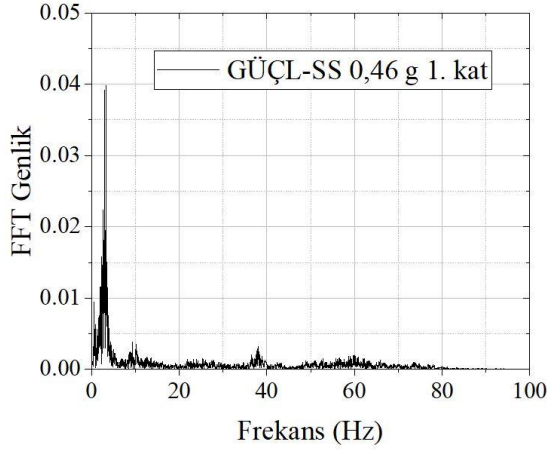
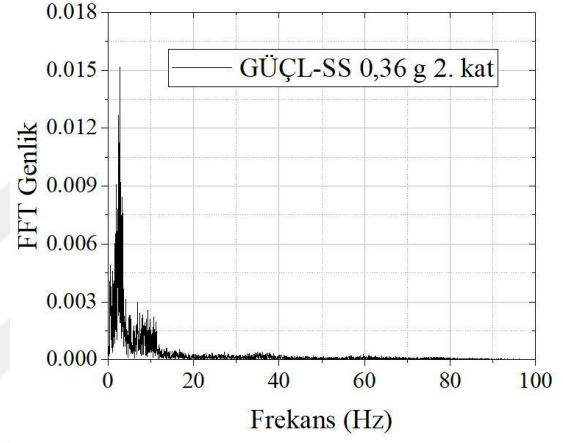
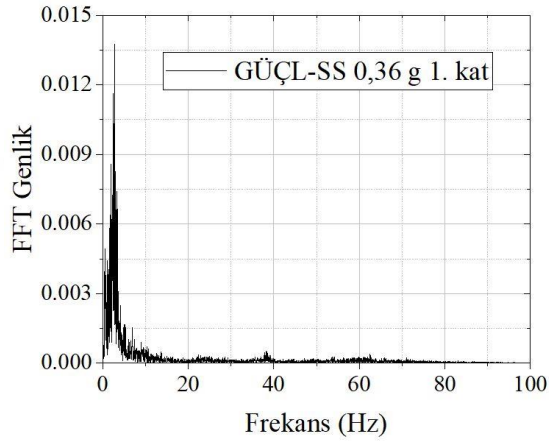
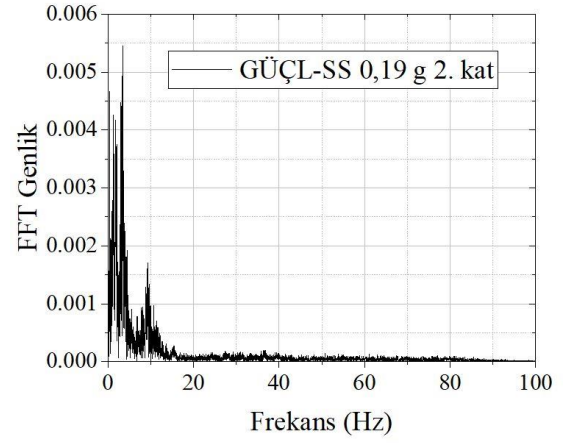
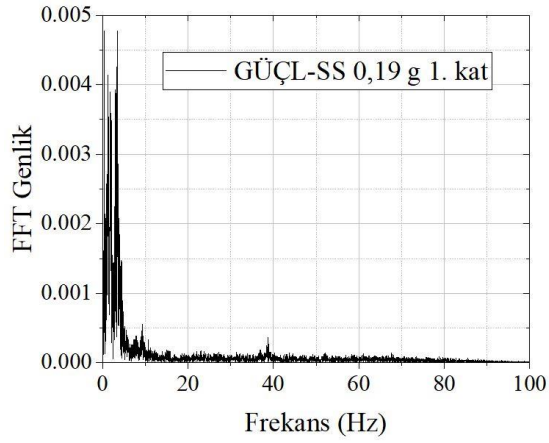
EK-3. Kat Tepki FFT Genlik-Frekans Grafikleri

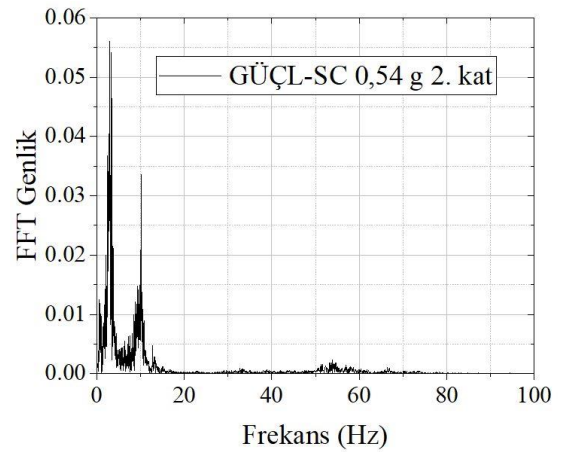
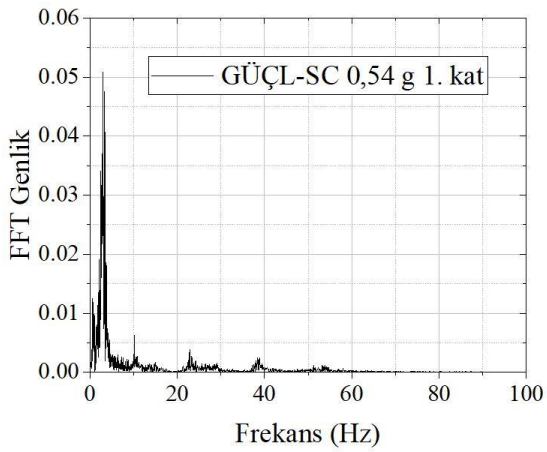
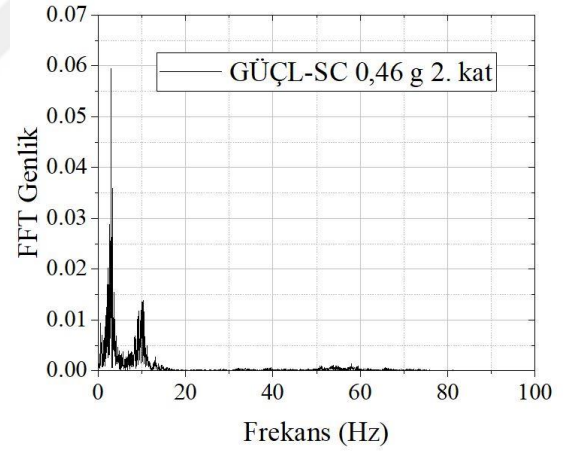
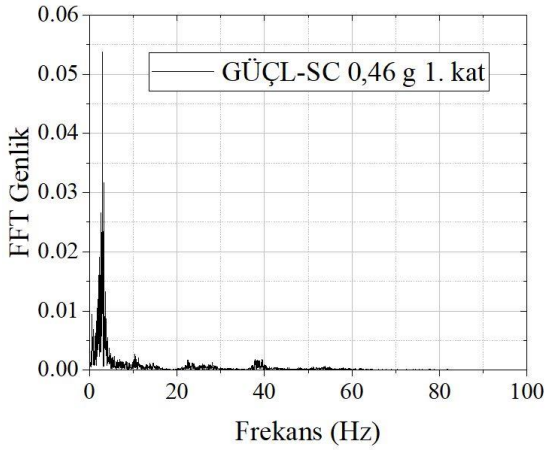
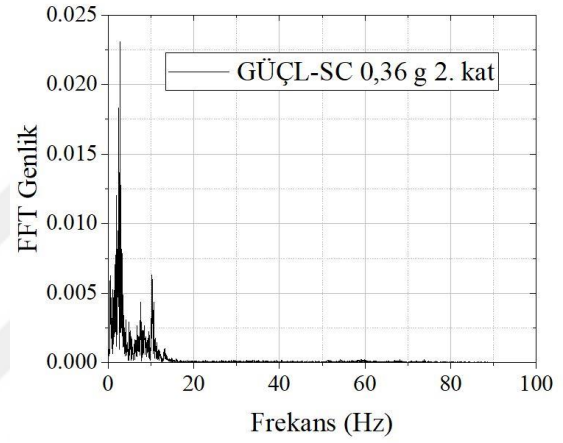
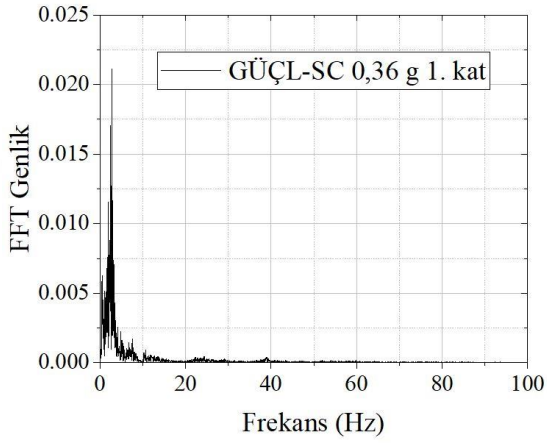
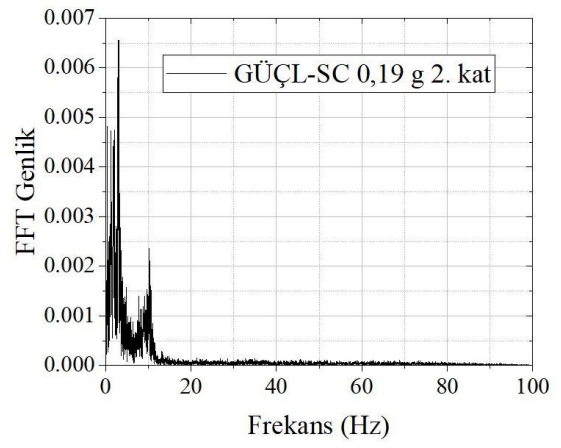
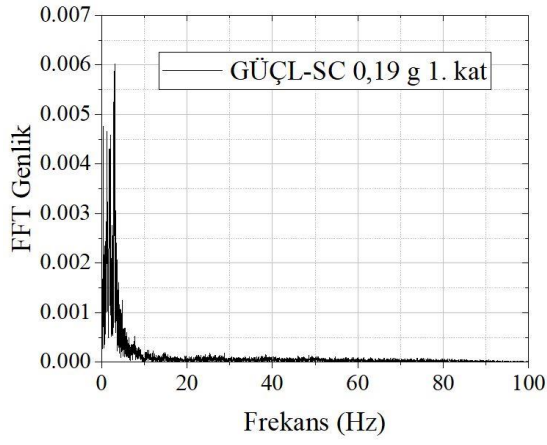




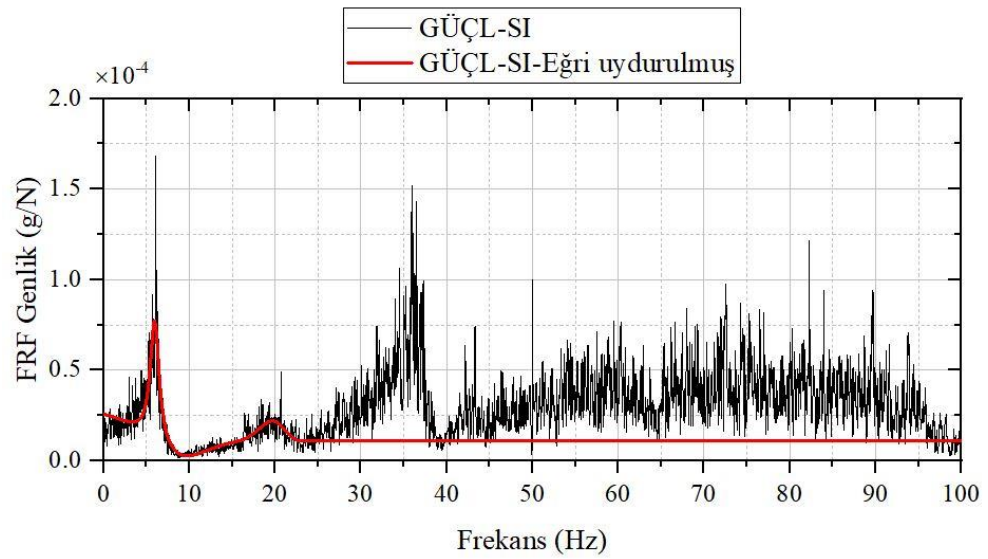
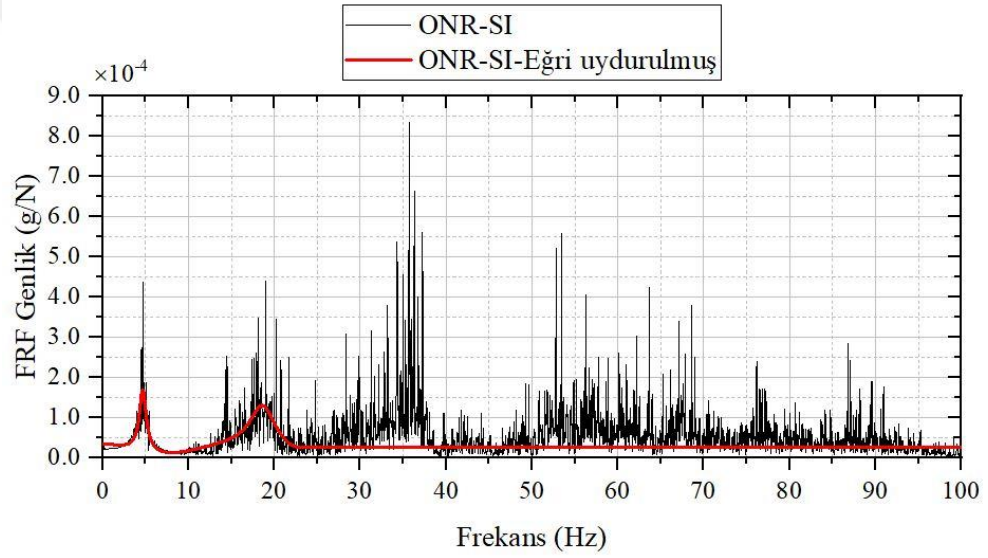
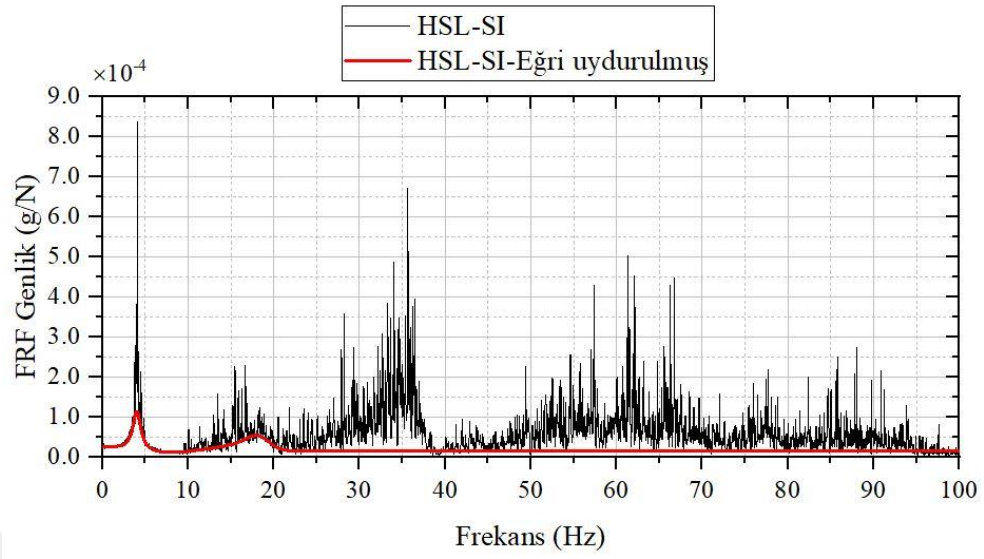


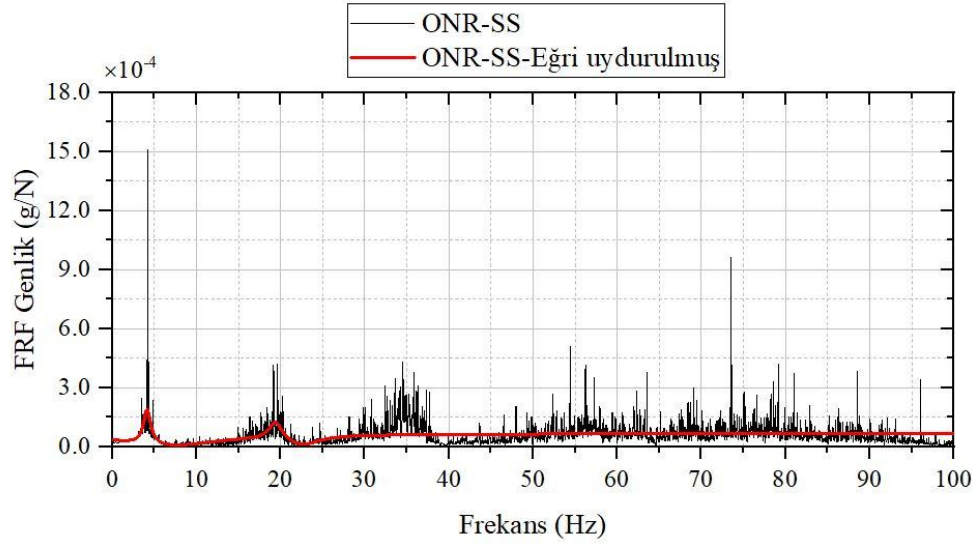
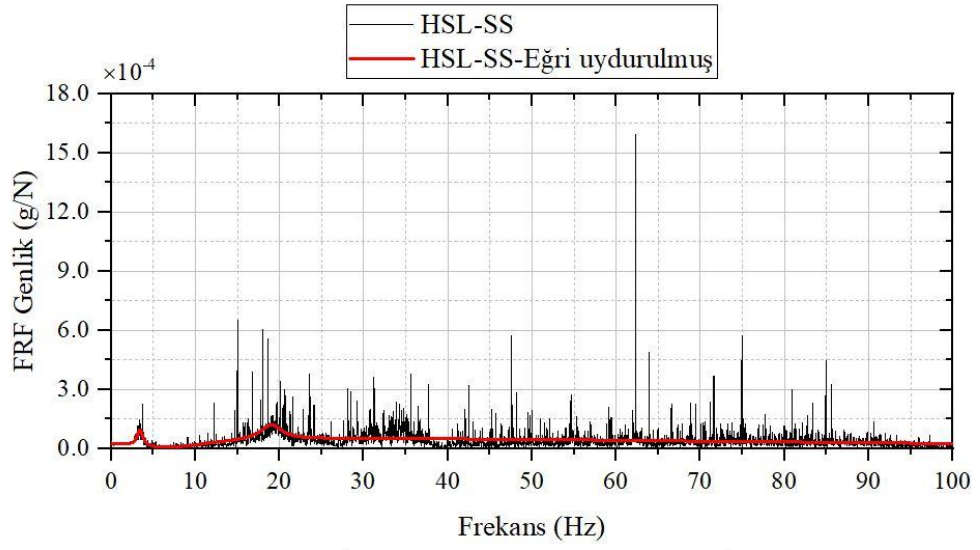
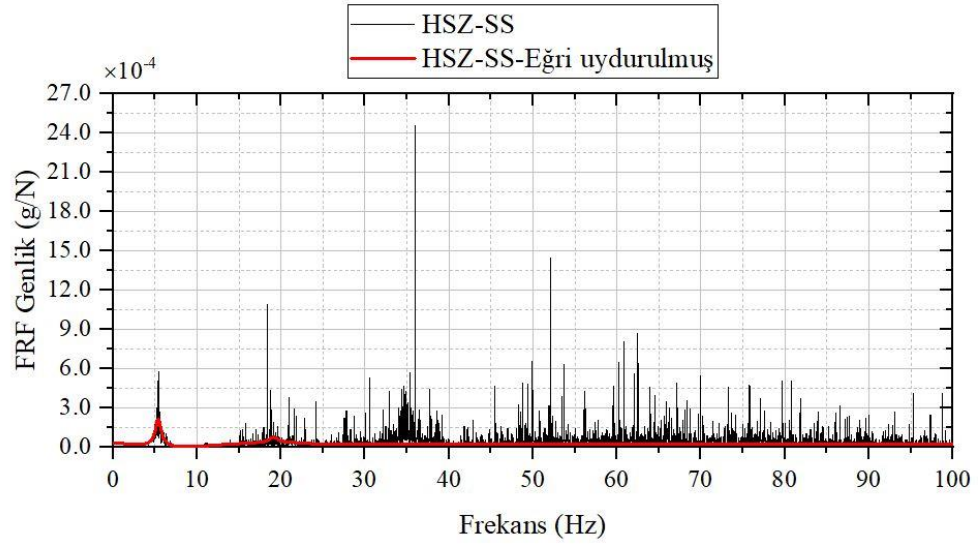


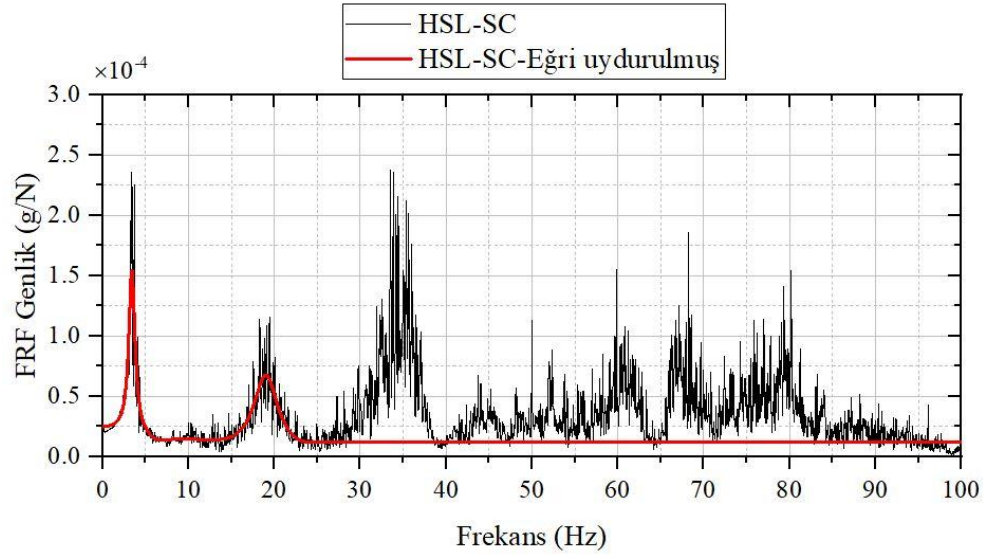
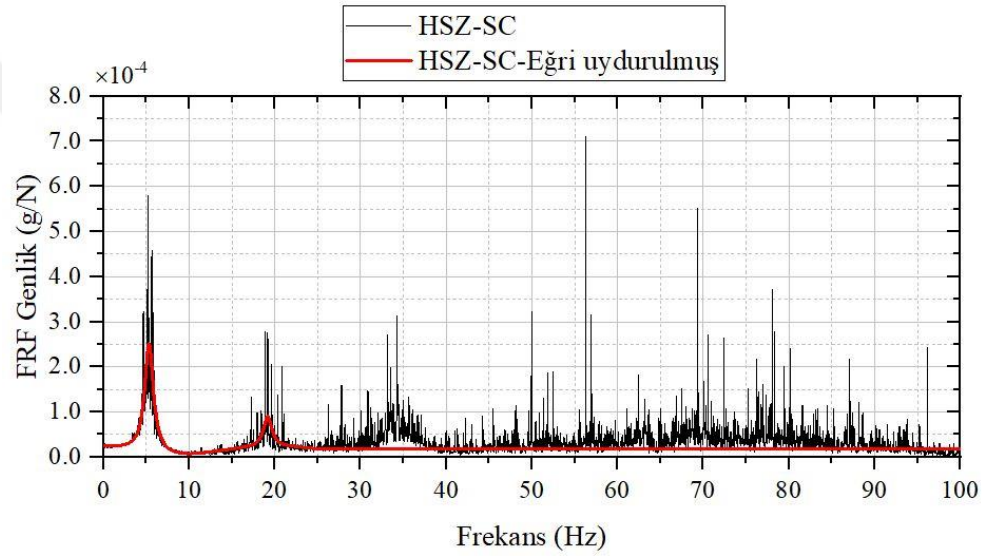
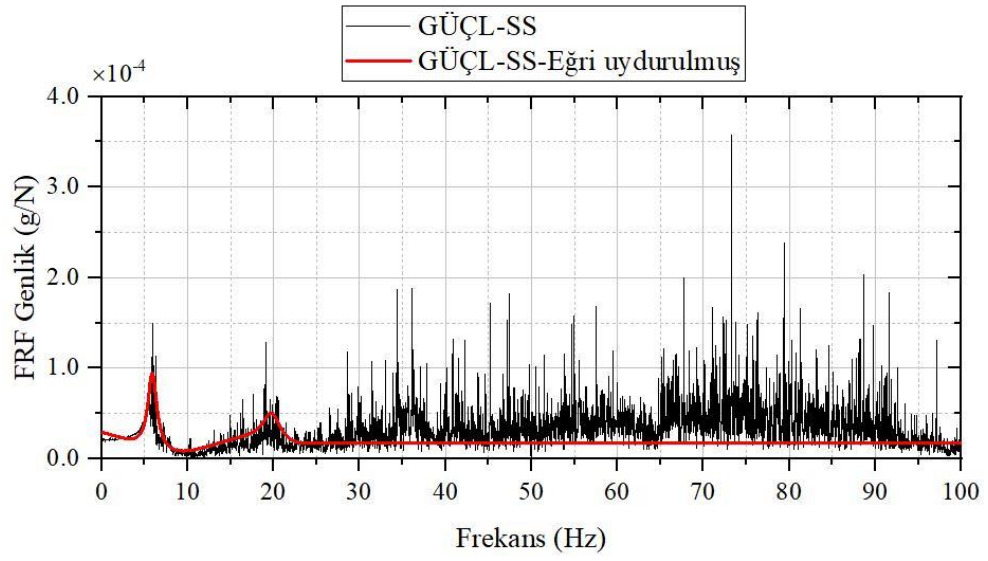


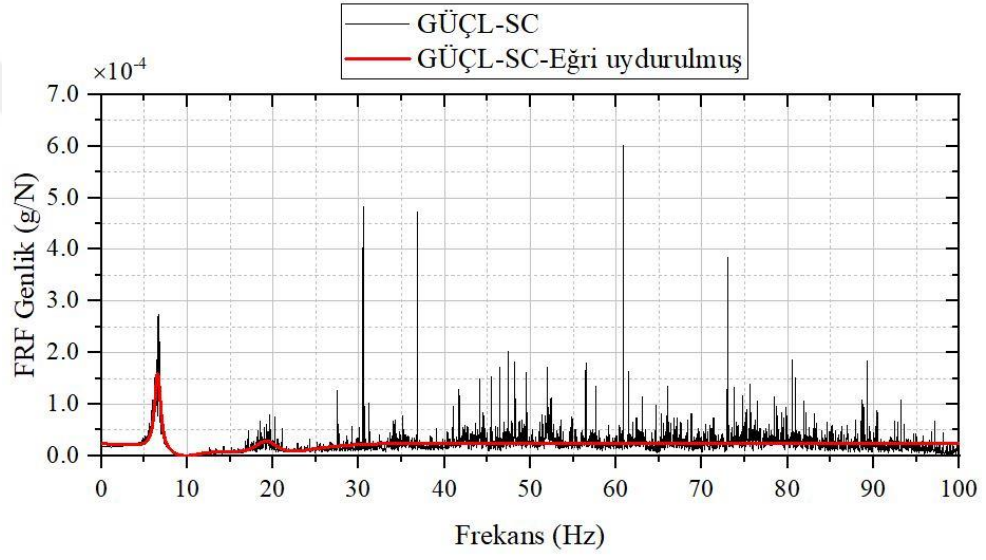
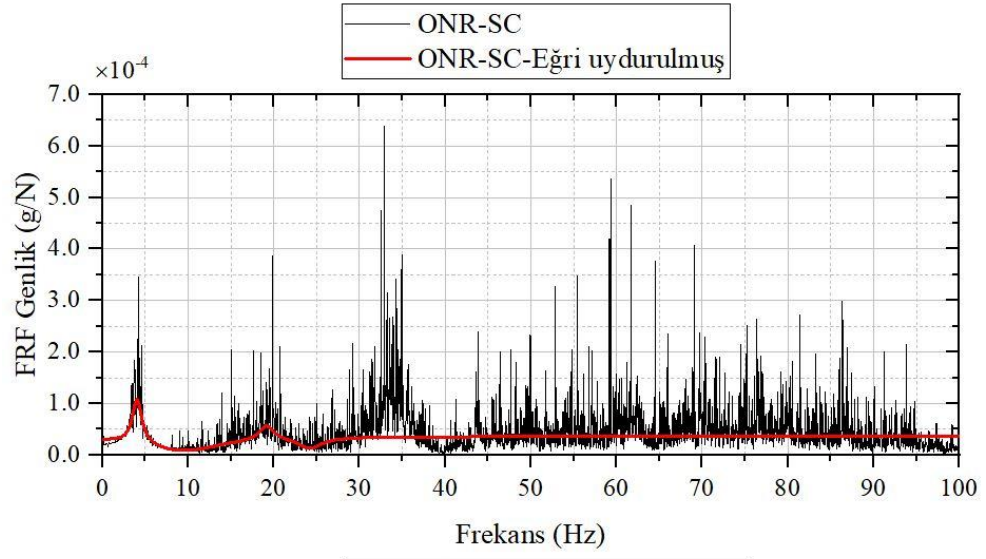


EK-4. FRF ve Eğri Uydurulmuş FRF Genlik Grafikleri

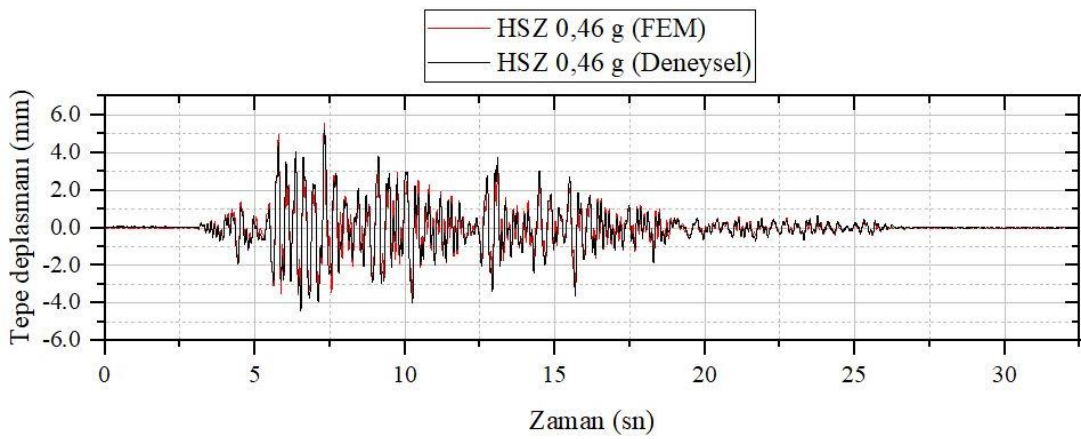
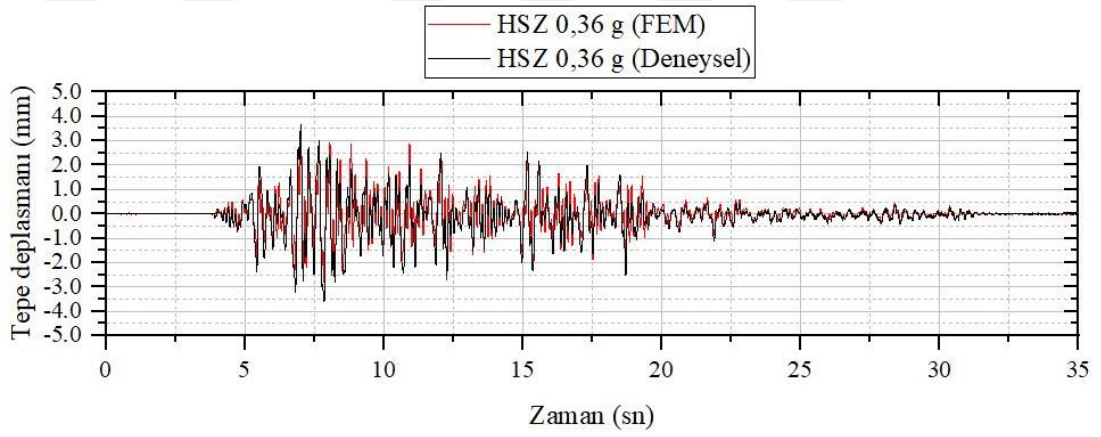
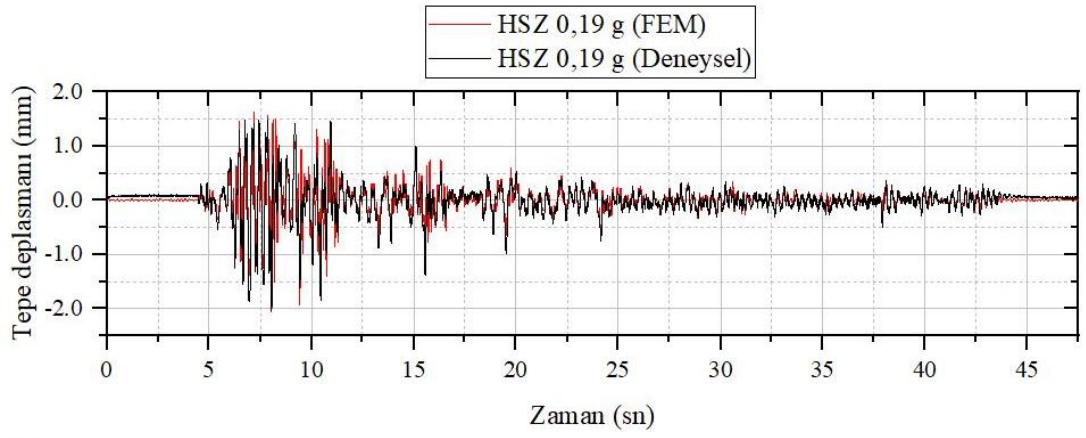


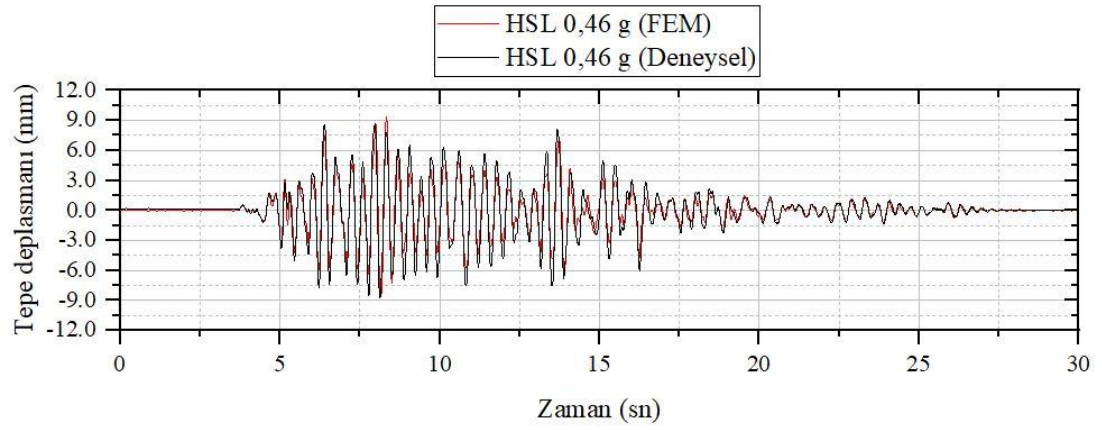
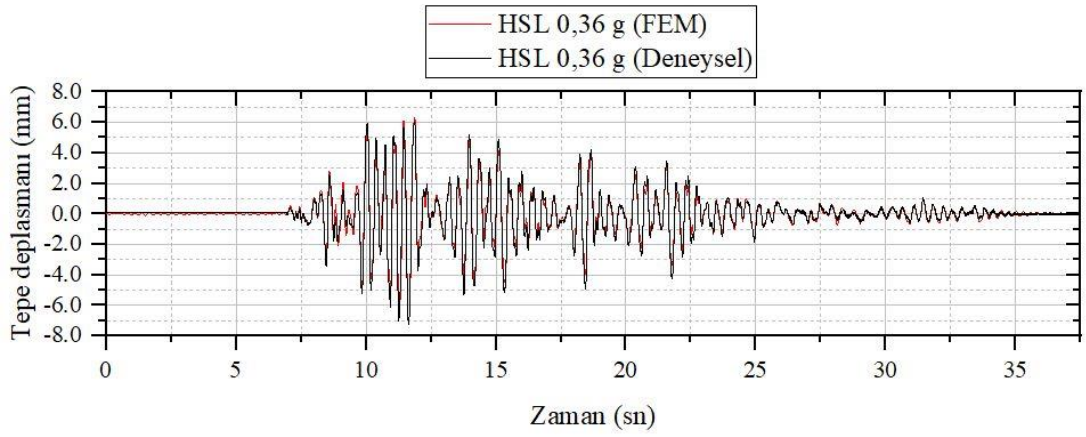
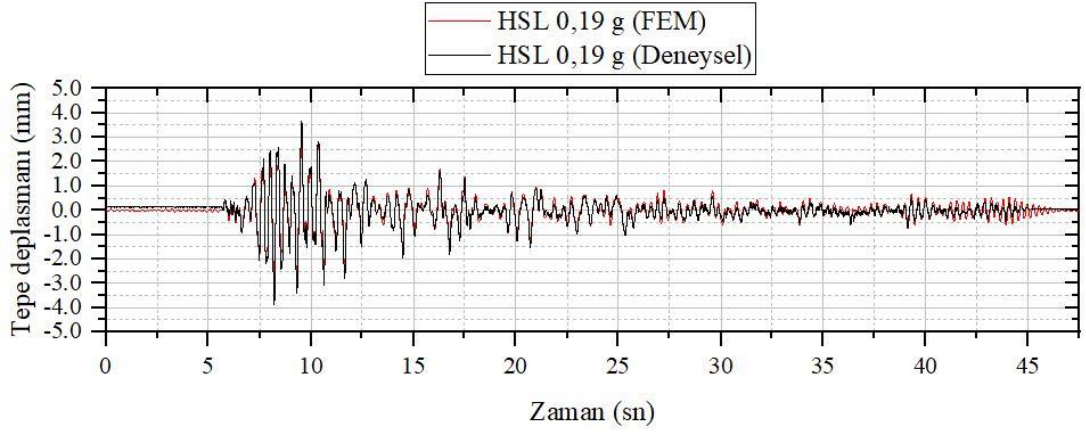


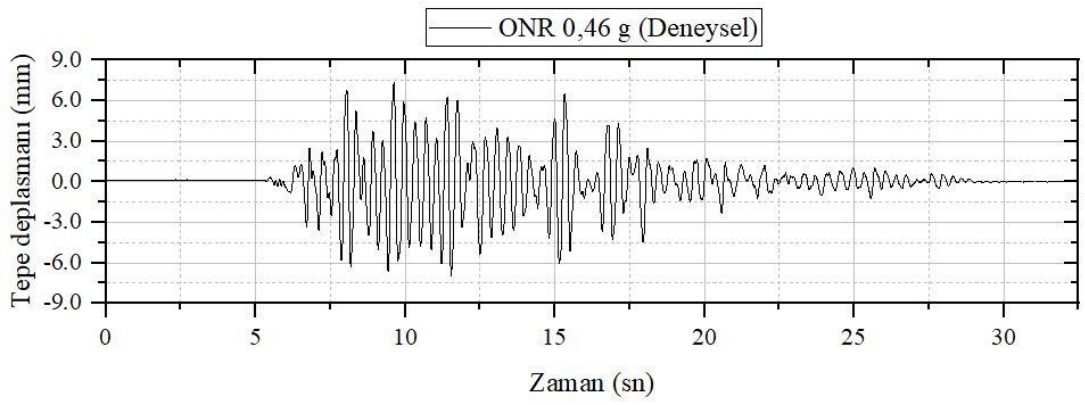
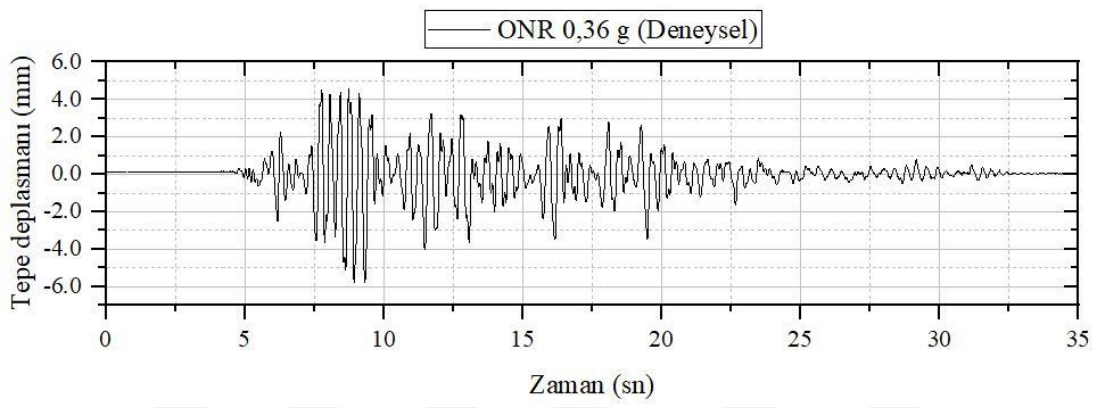
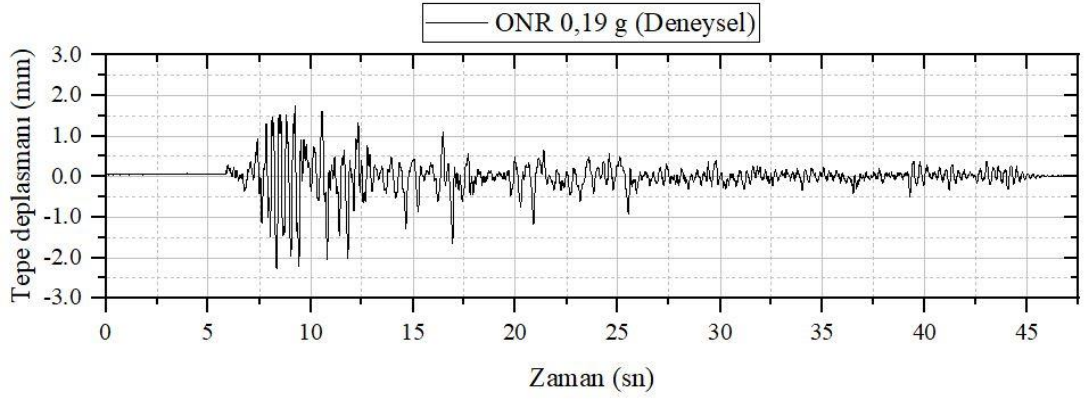


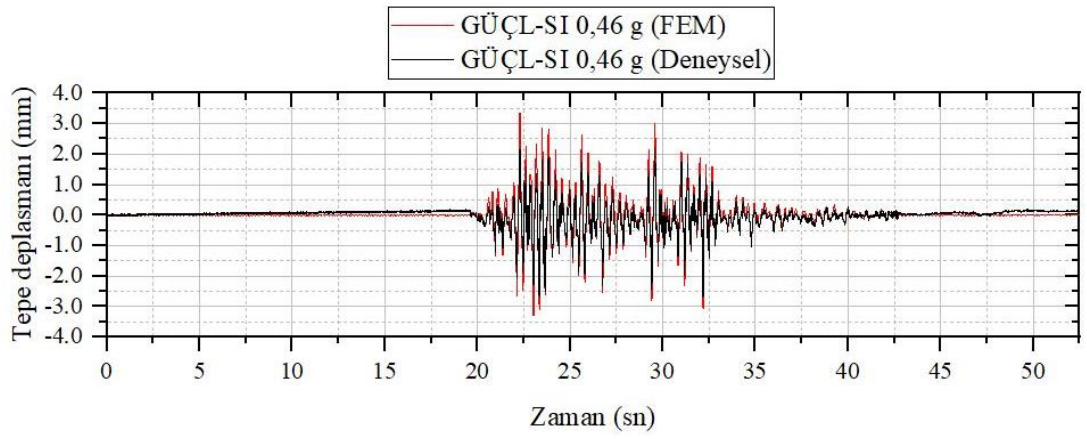
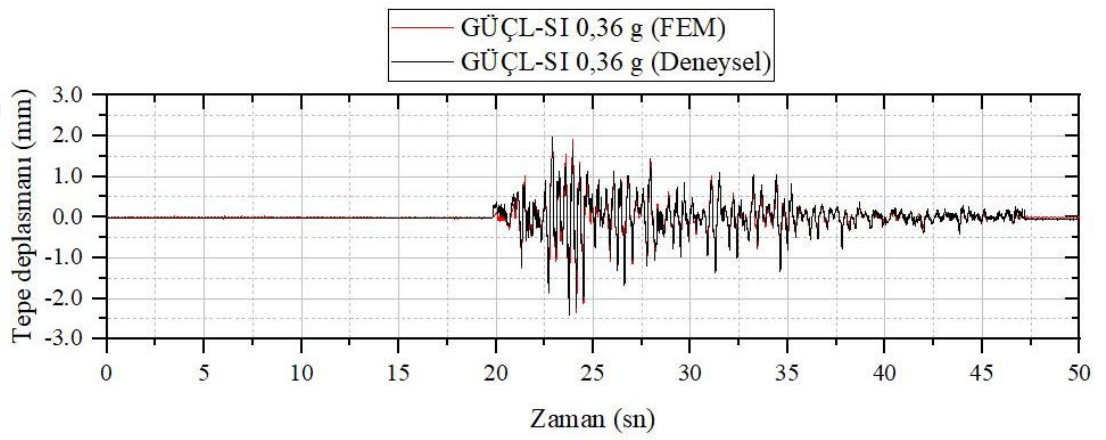
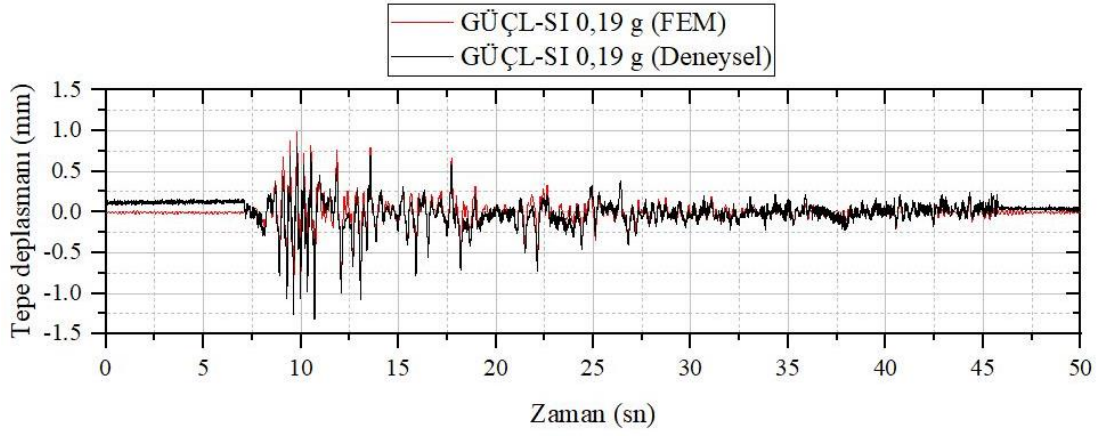


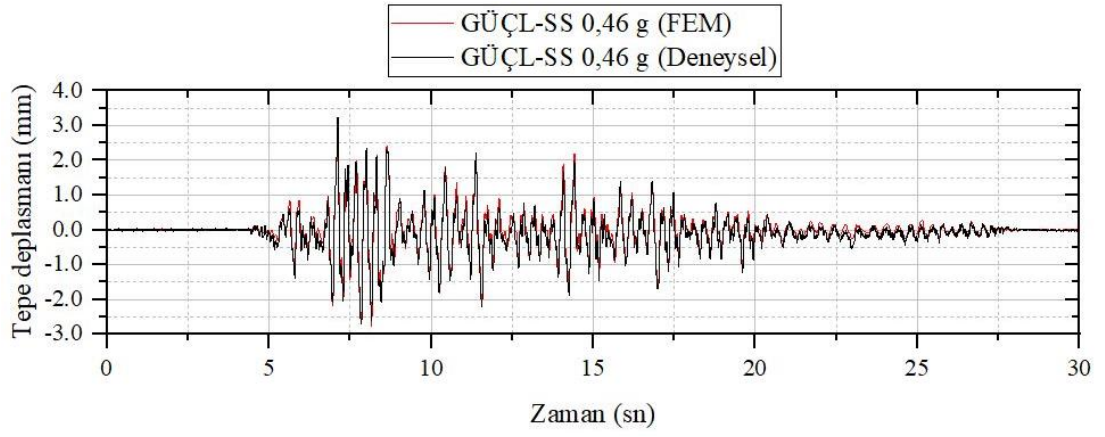
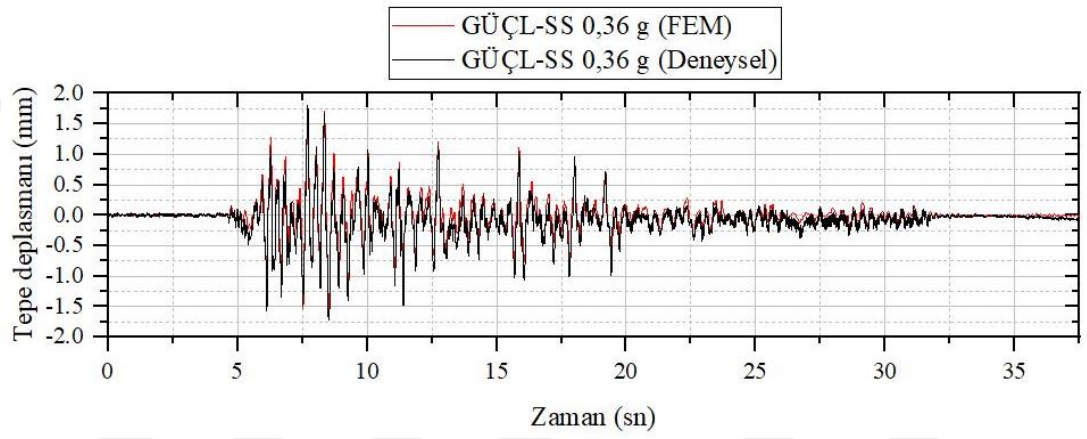
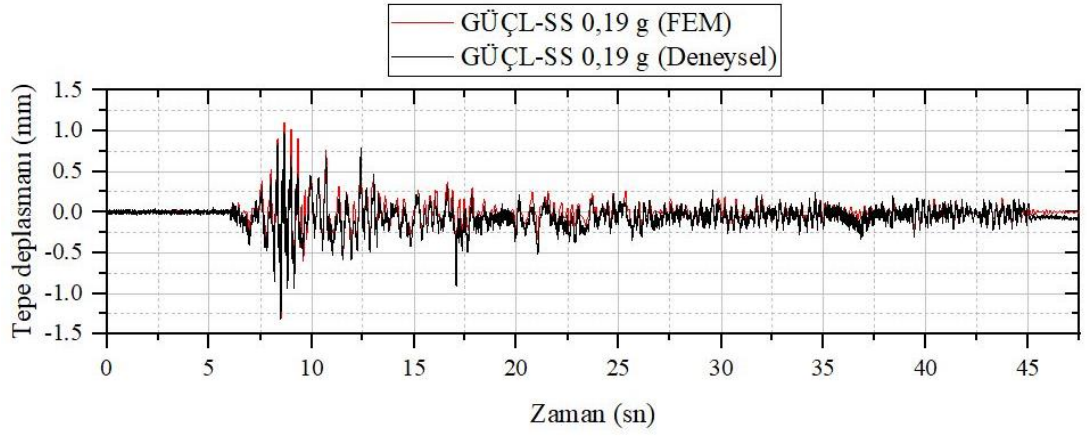
EK-5. Deneysel Olarak ve FEM Analizi ile Elde Edilen Tepe Deplasmanı-Zaman Grafikleri

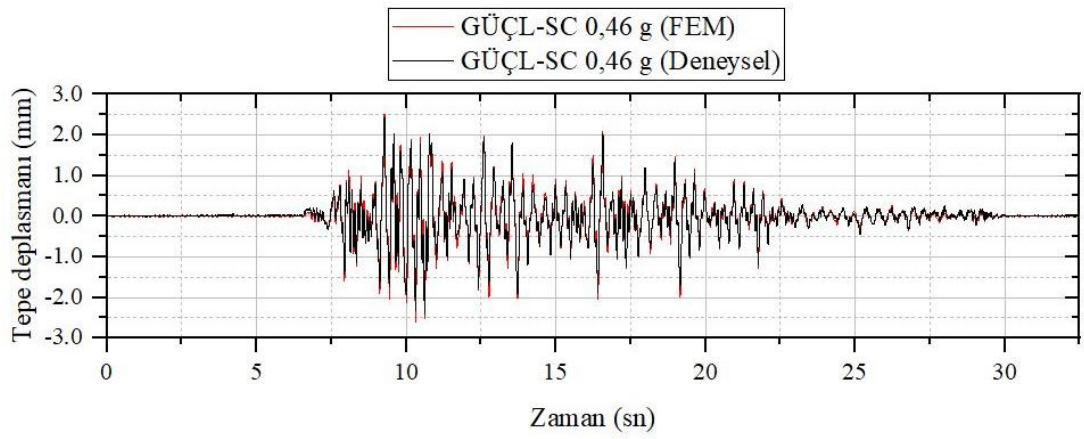
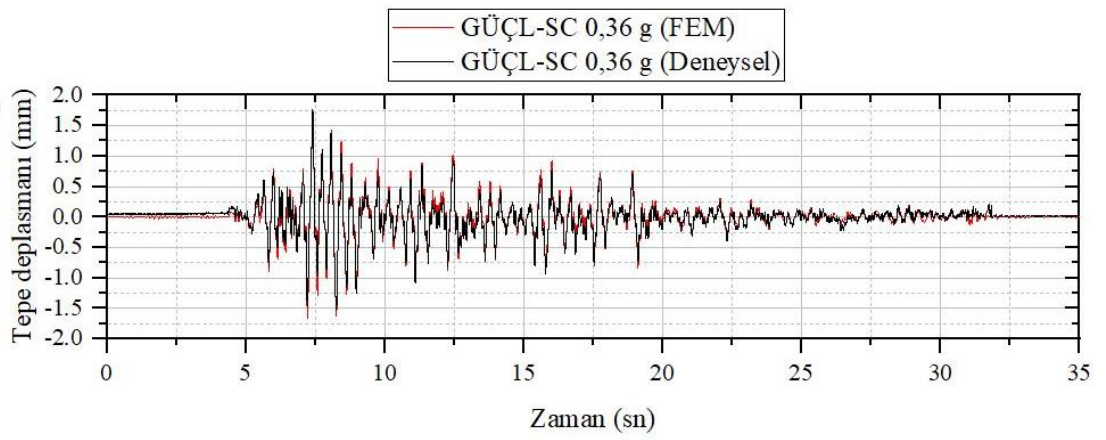
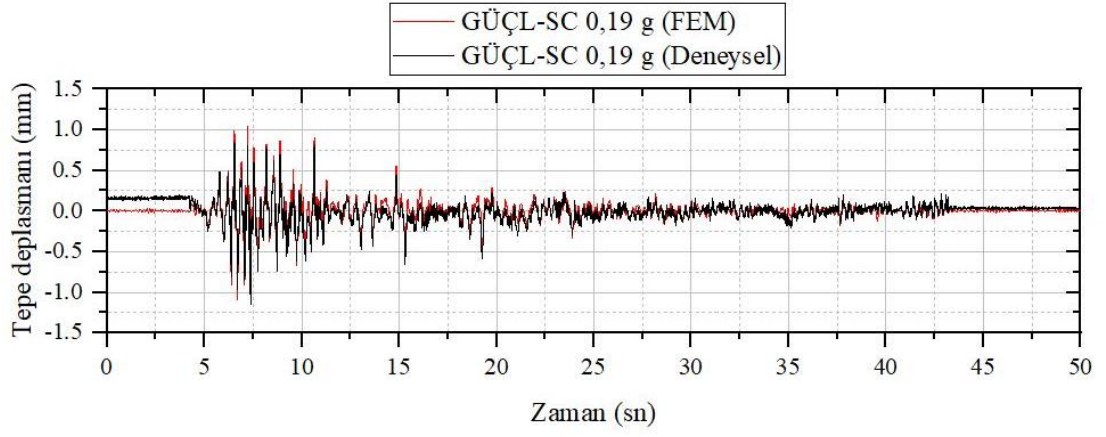




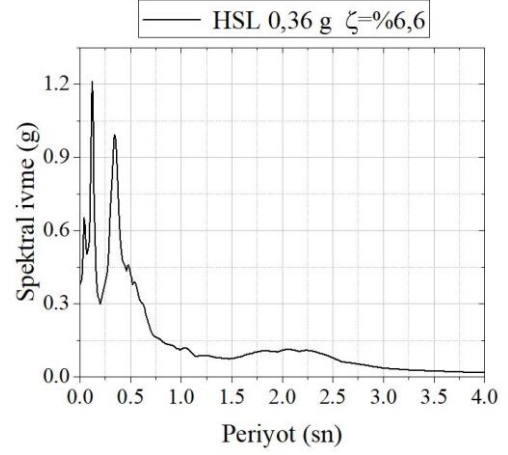
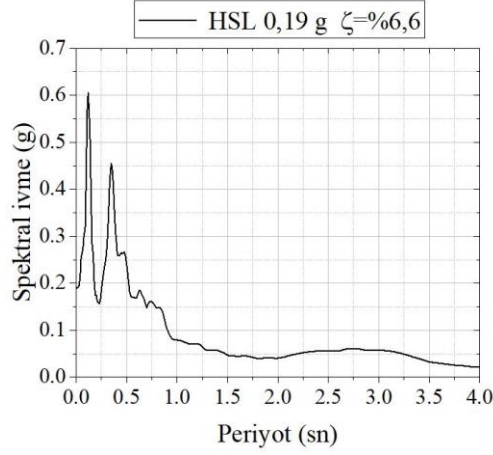
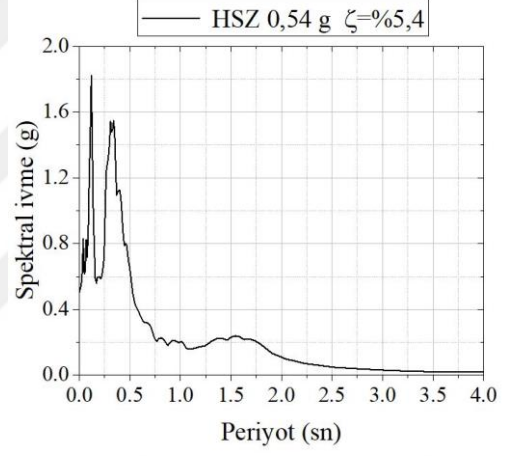
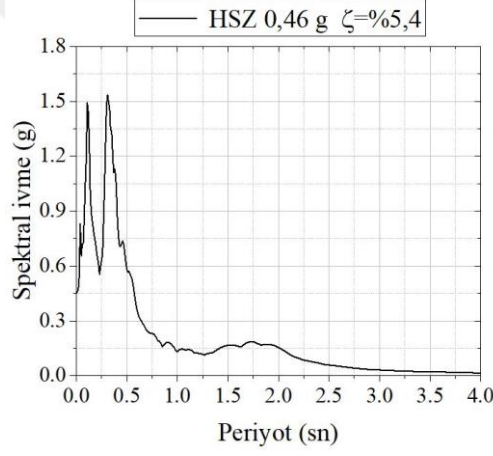
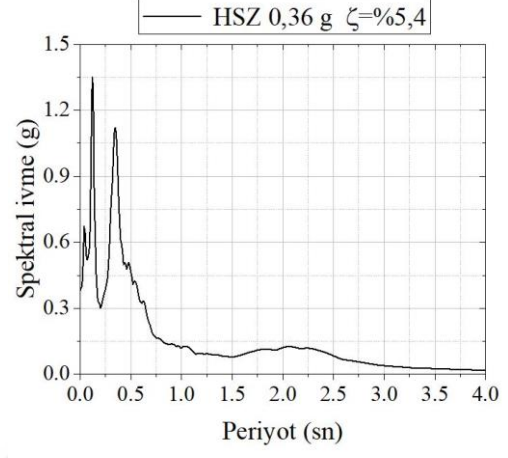
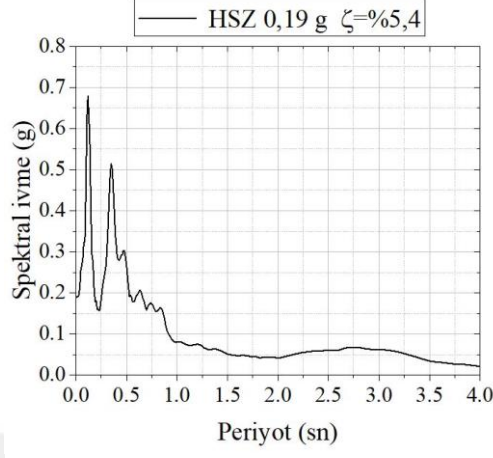


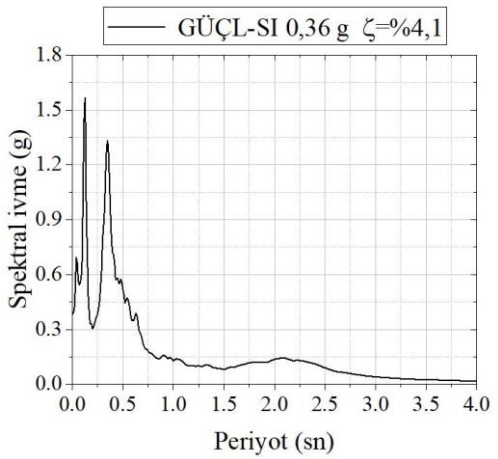
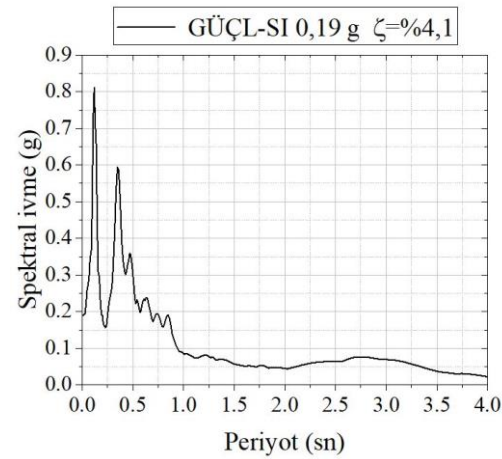
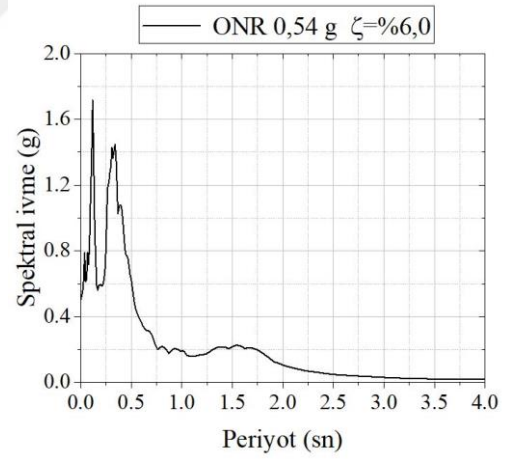
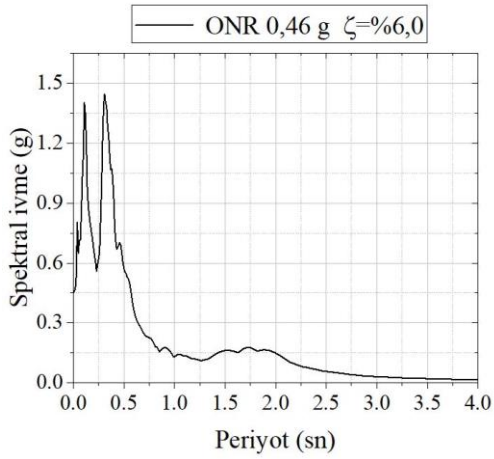
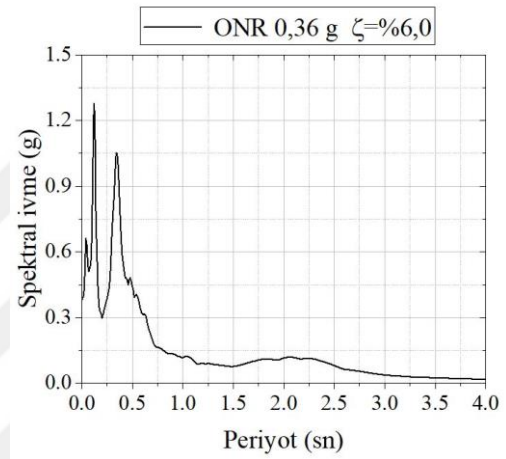
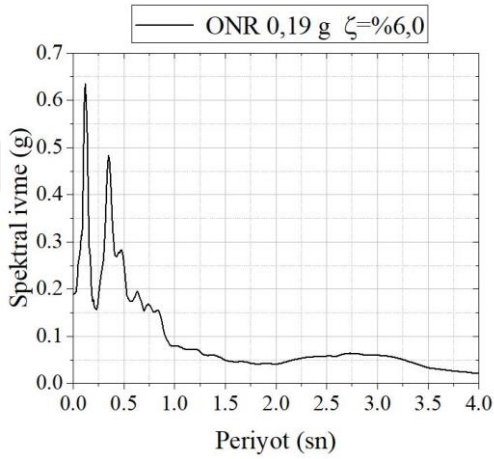
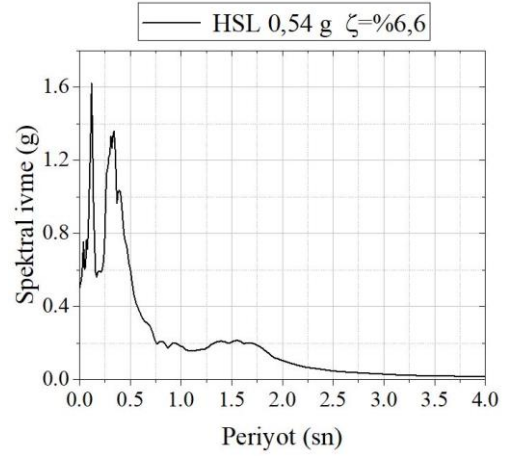
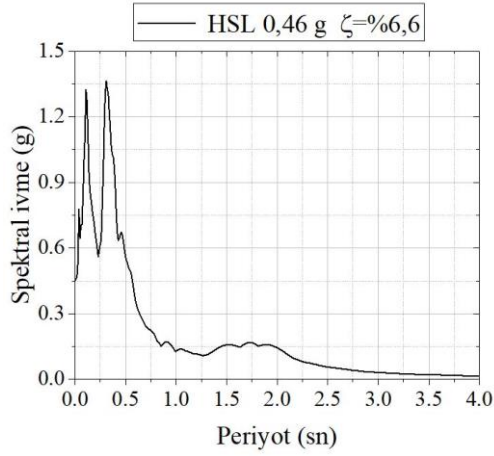


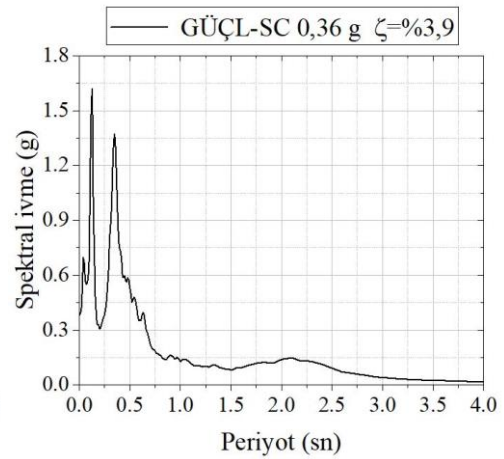
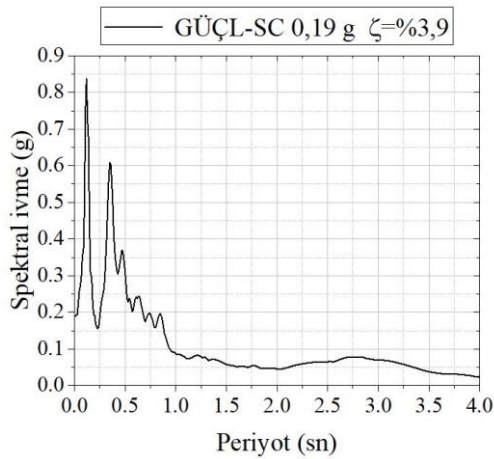
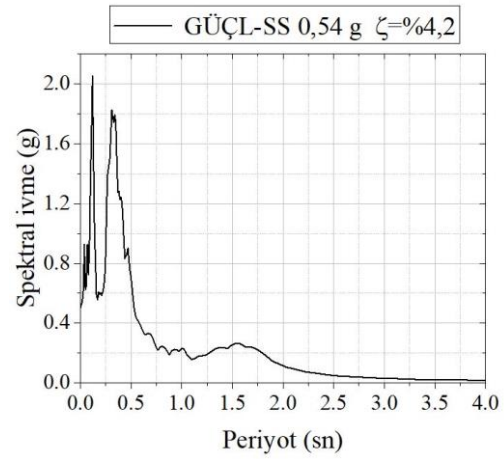
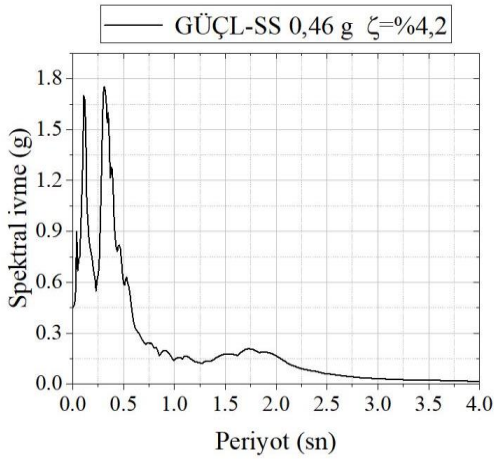
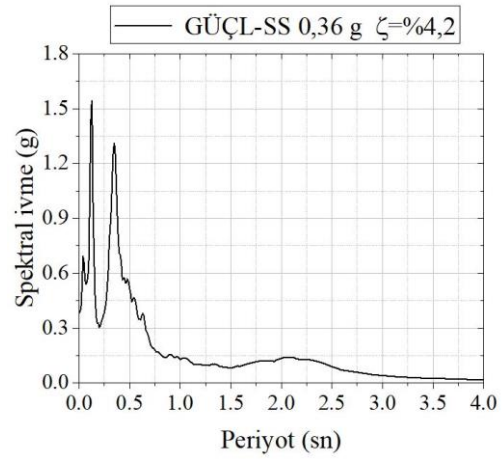
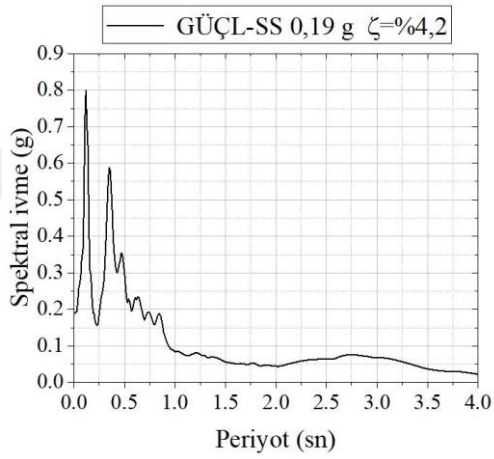
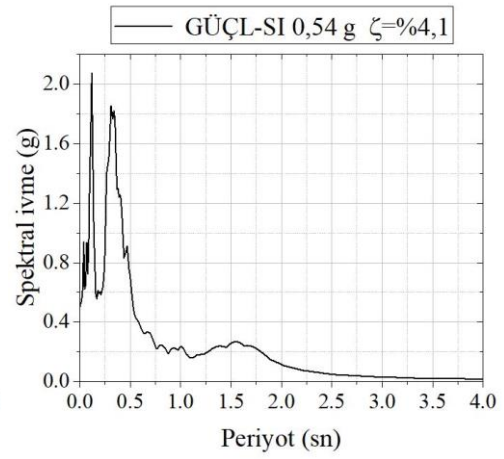
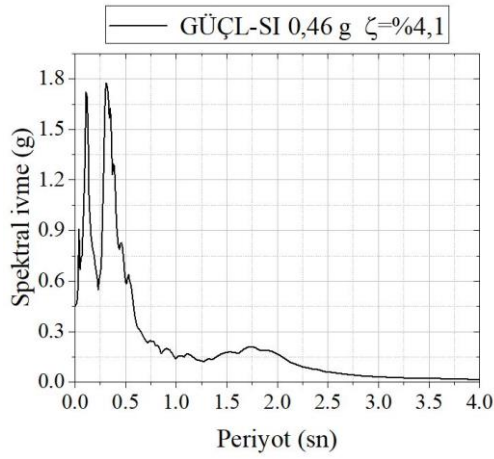


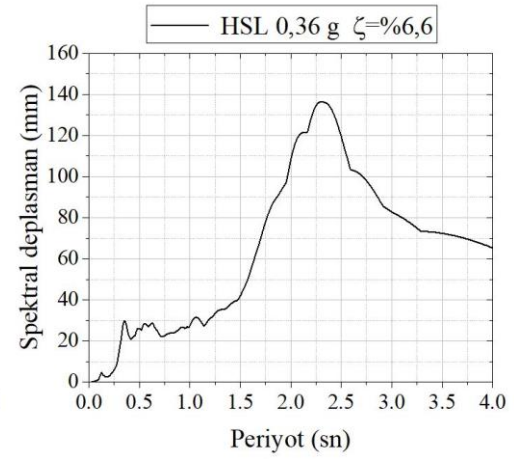
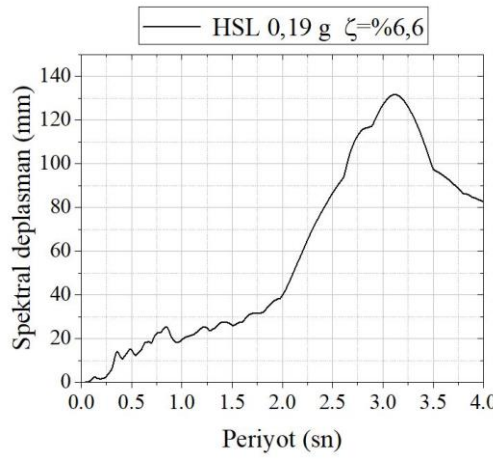
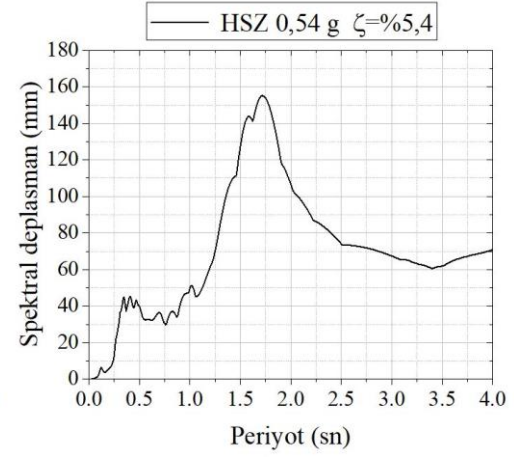
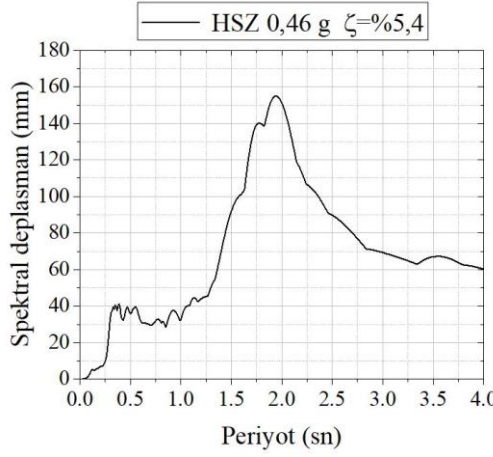
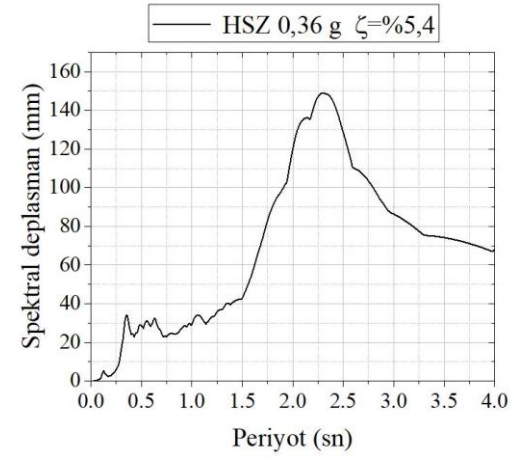
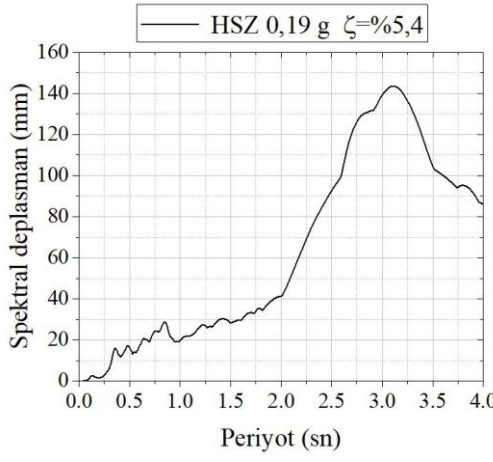
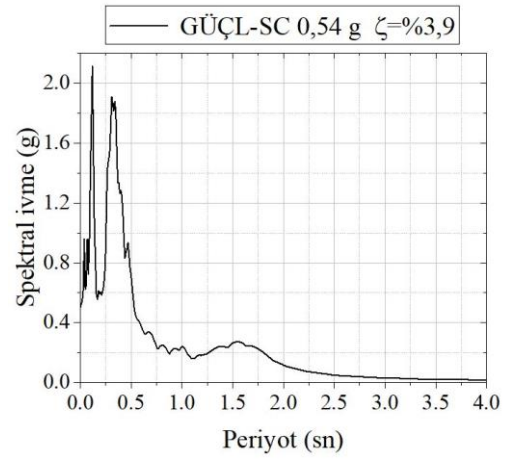
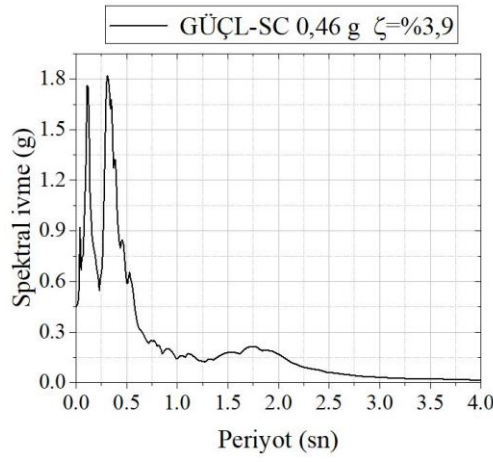


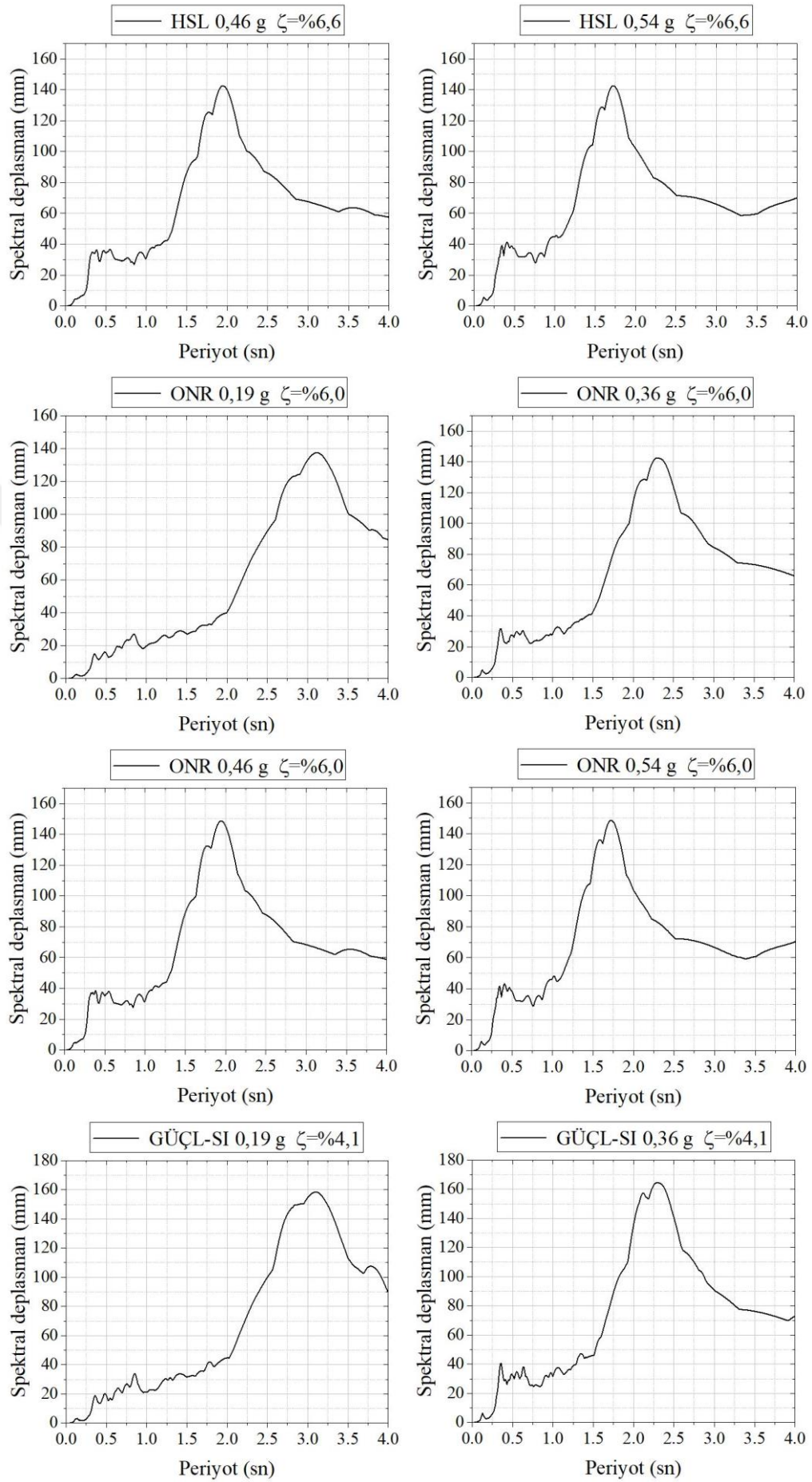
EK-6. Logaritmik Azalım Yöntemi ile Belirlenen Sönüm Oranlarına Göre İvme ve Deplasman Tepki Spektrumları

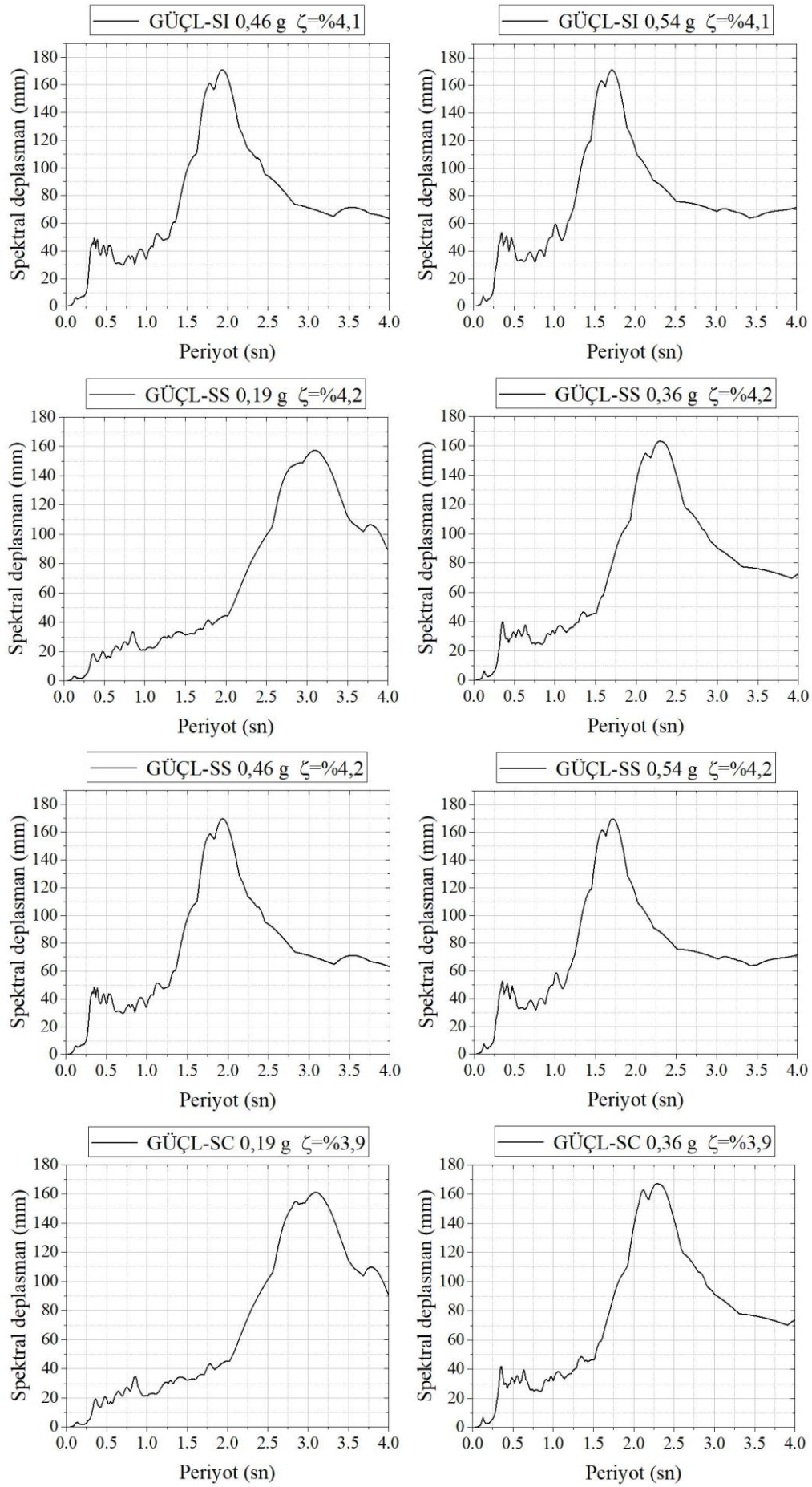


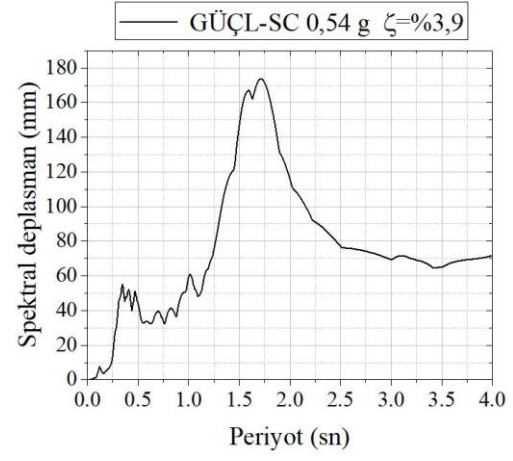
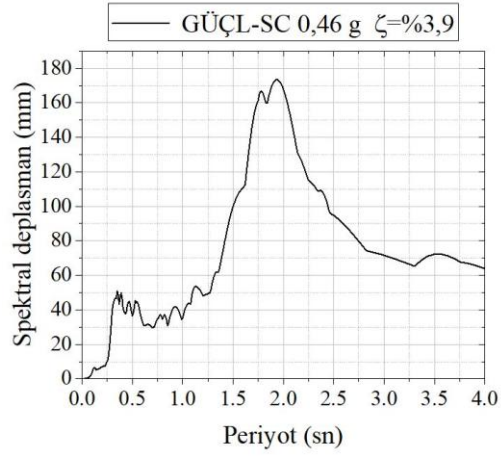




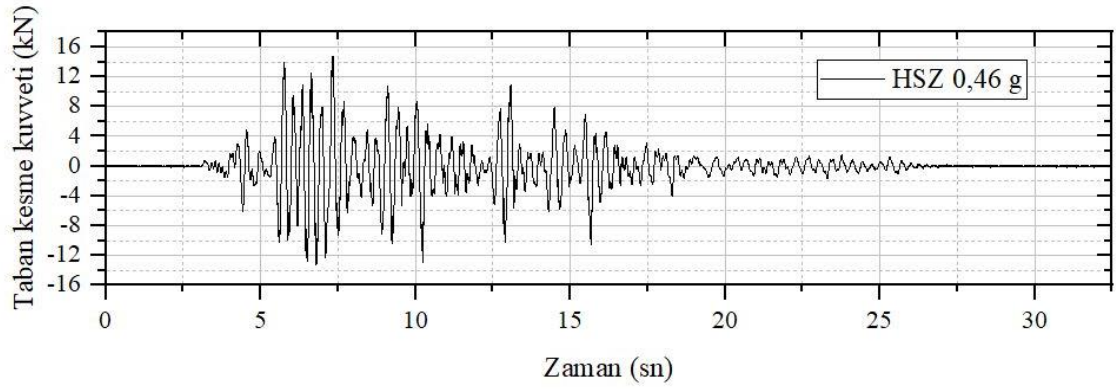
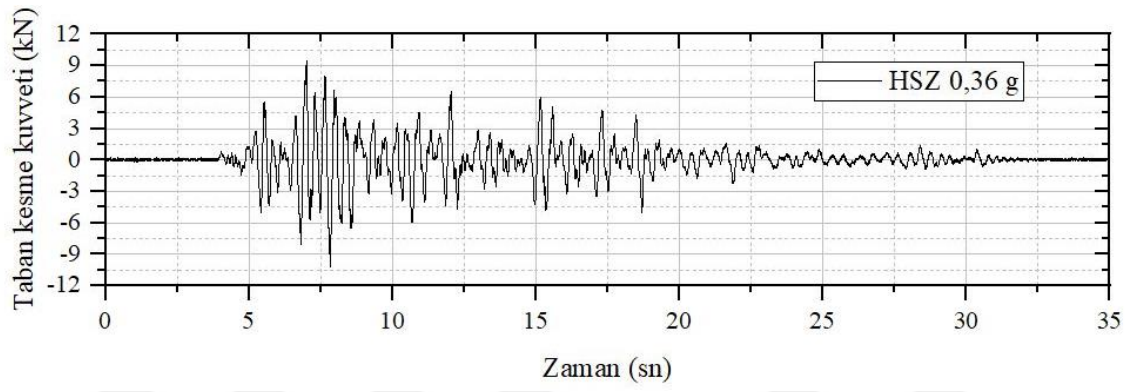
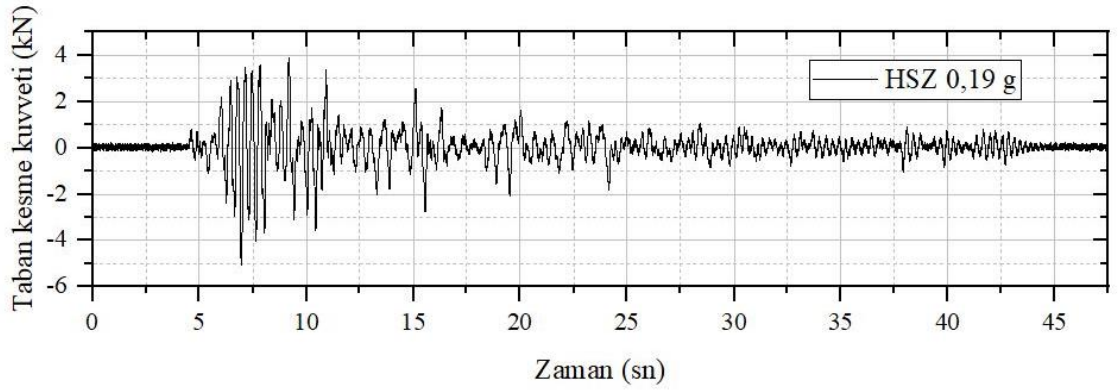


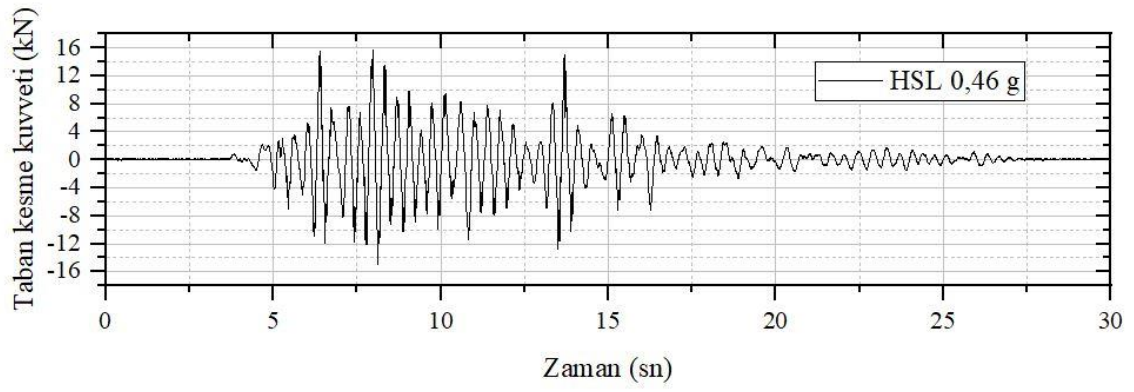
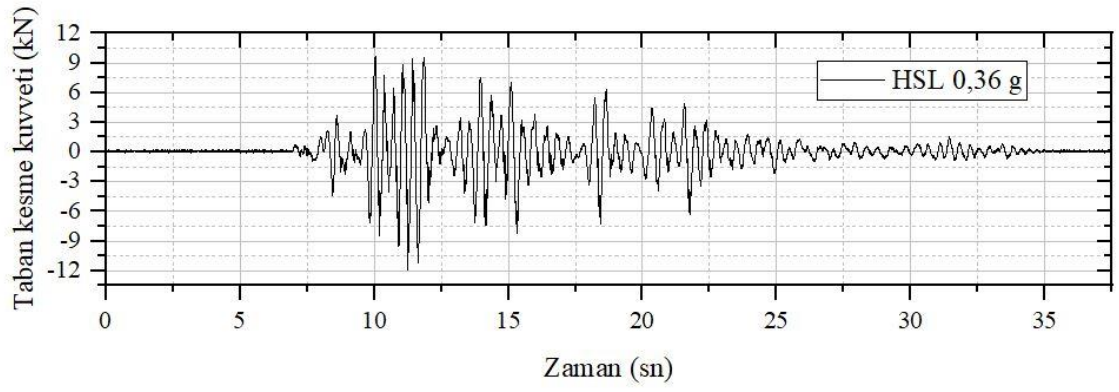
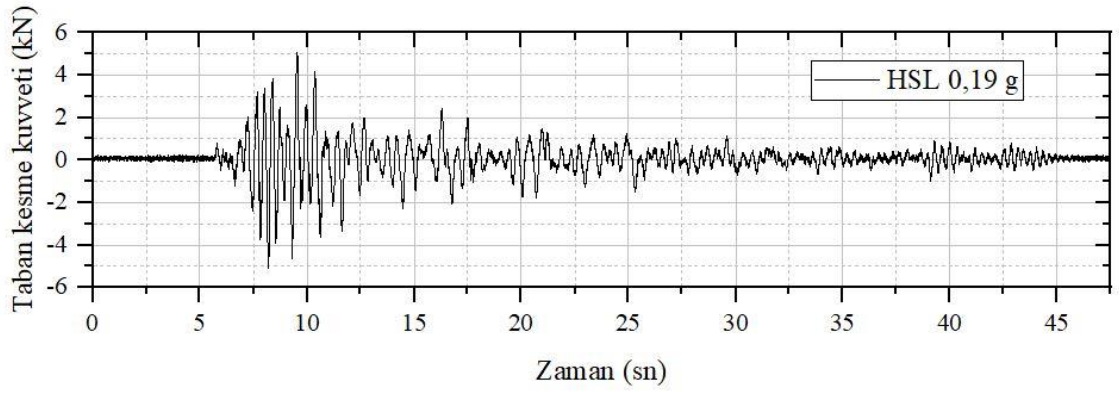


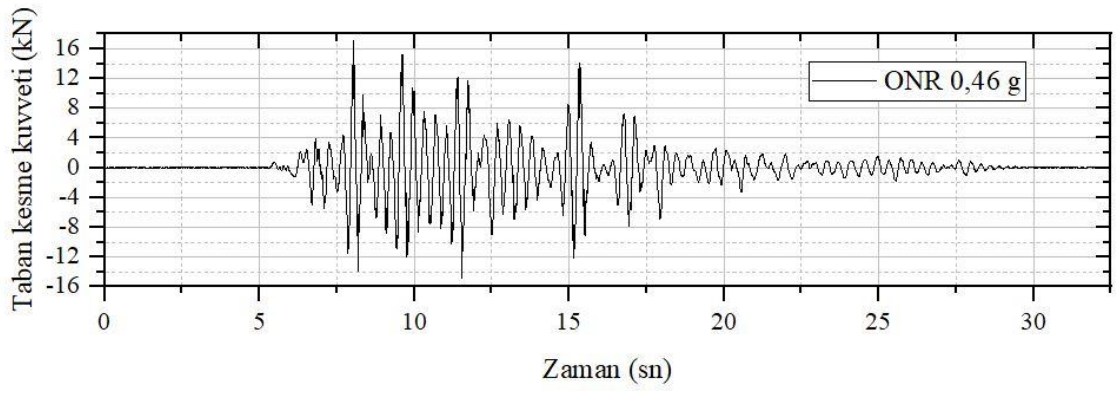
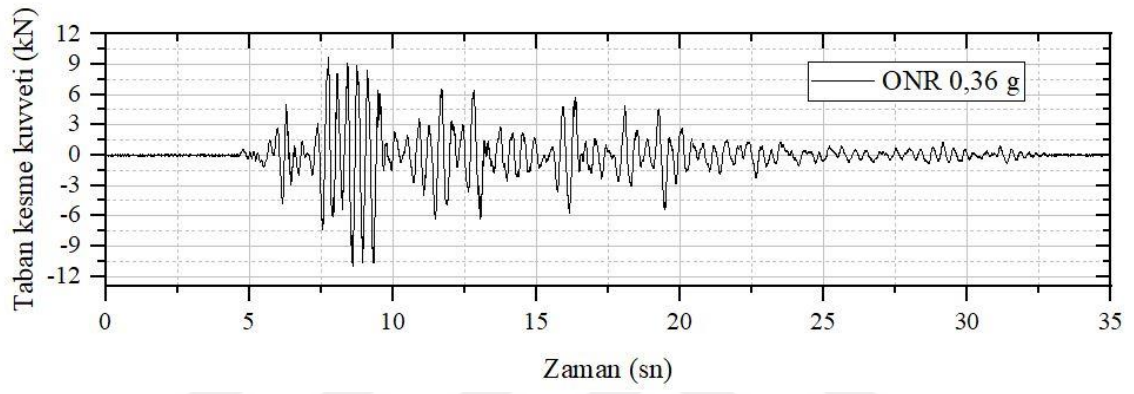
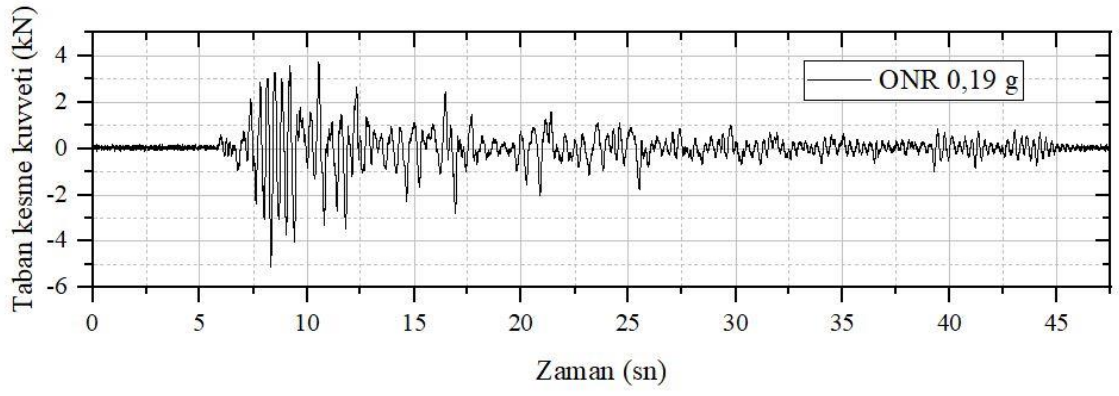


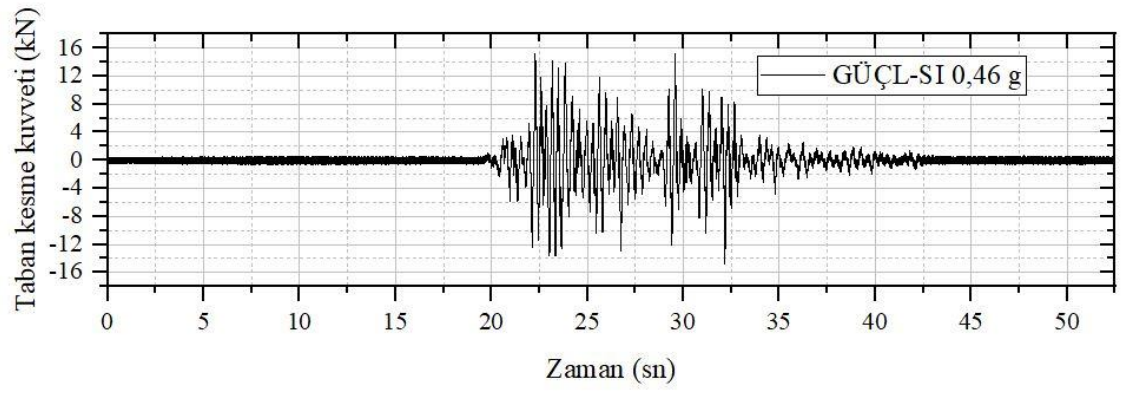
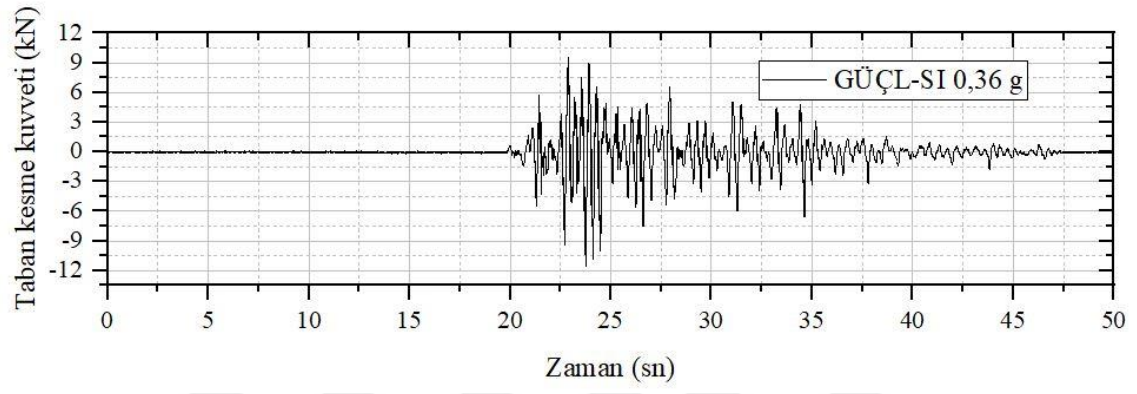
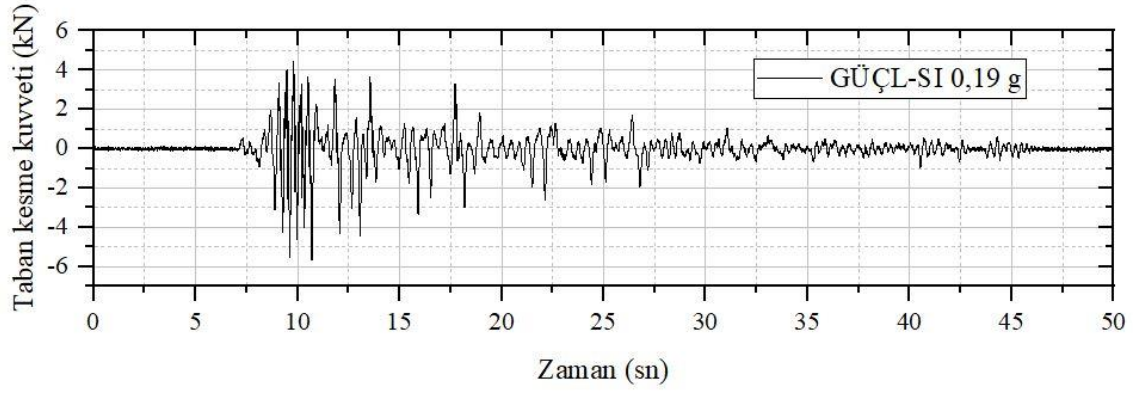


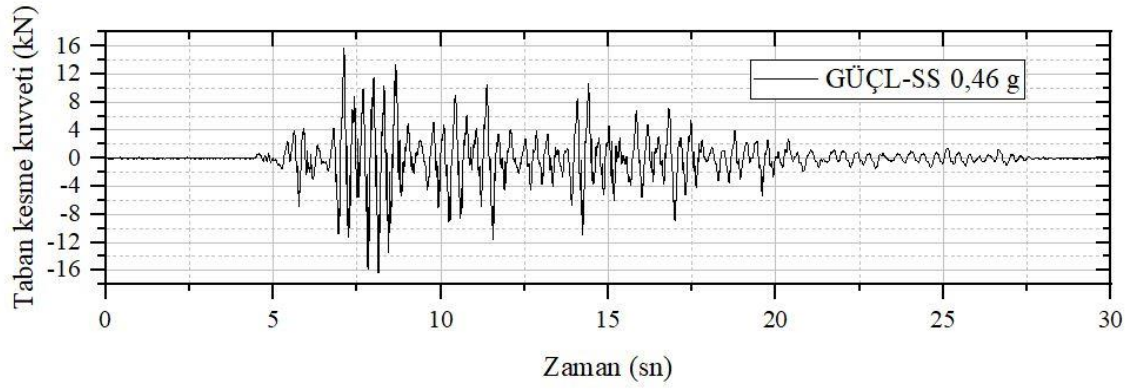
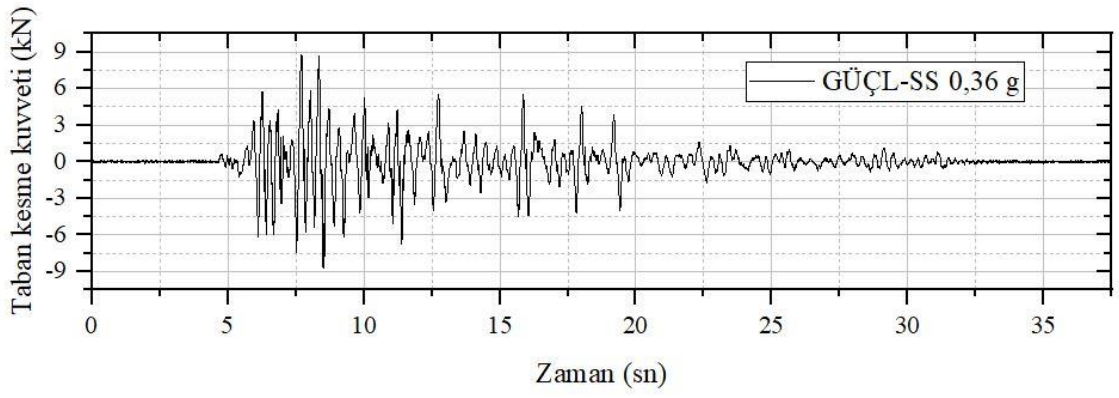
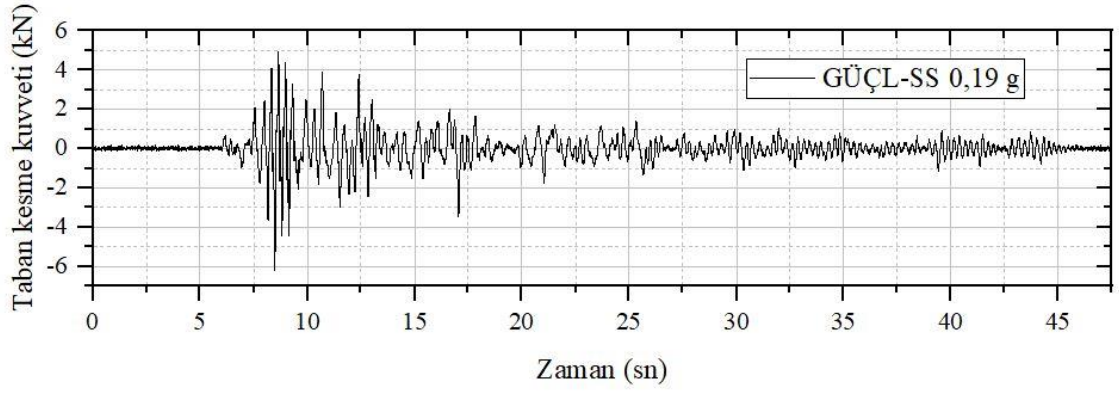
EK-7. Taban Kesme Kuvveti-Zaman Grafikleri

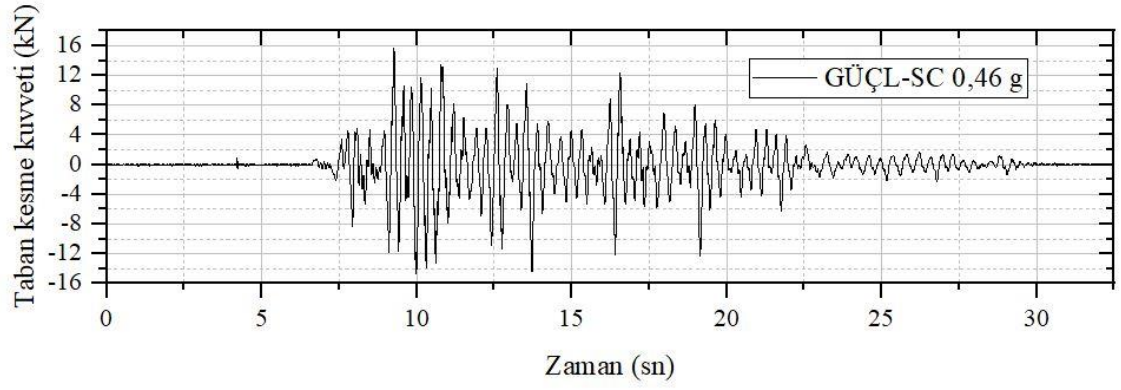
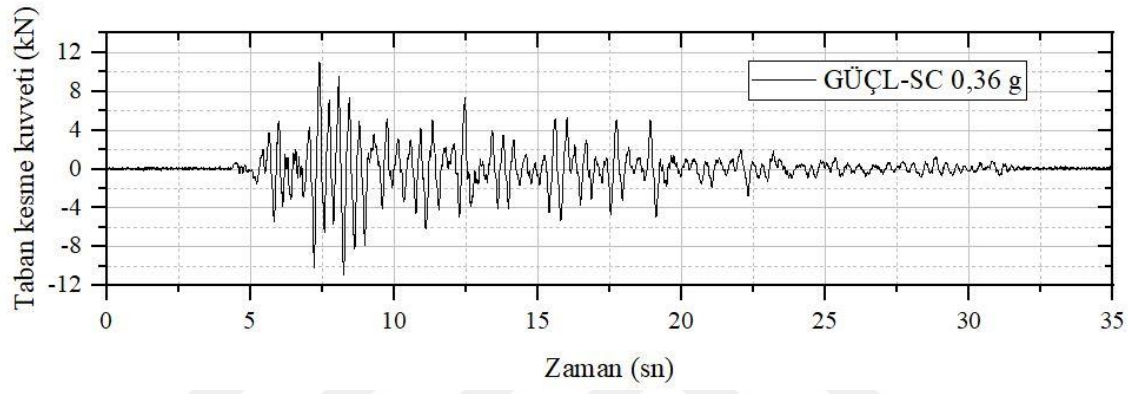
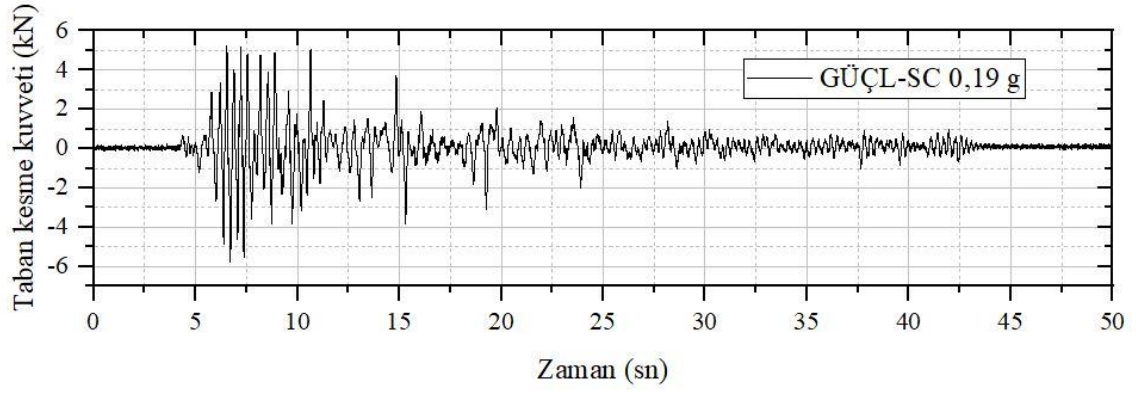




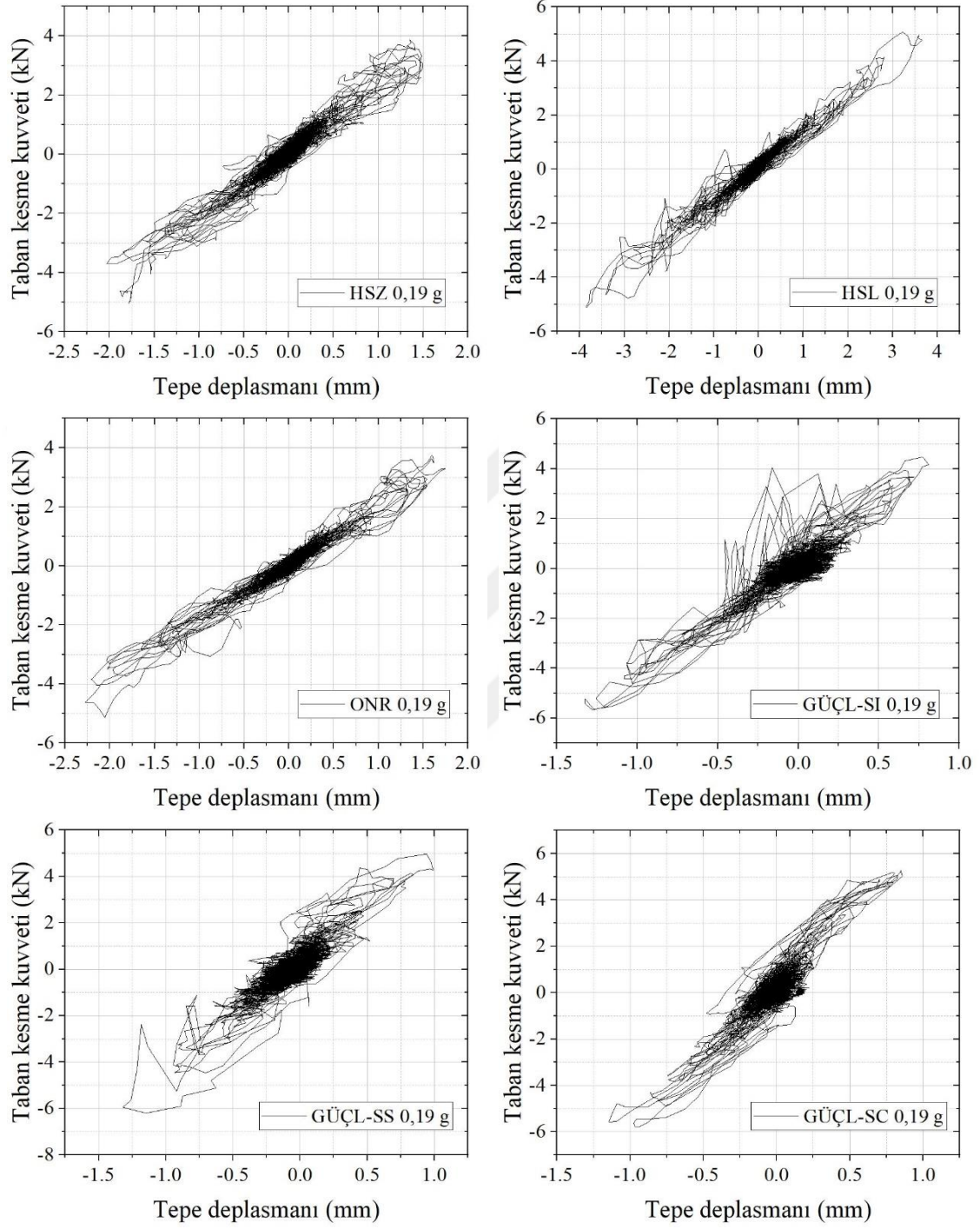


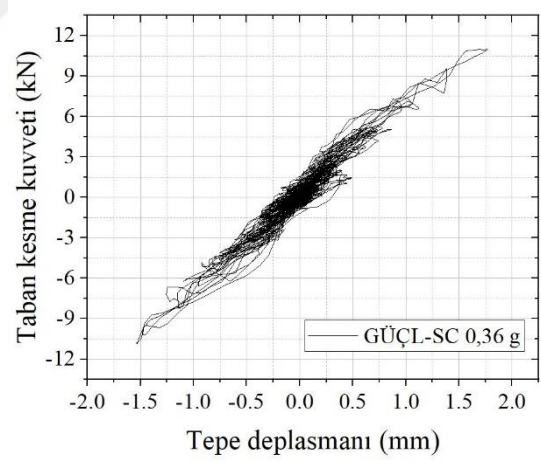
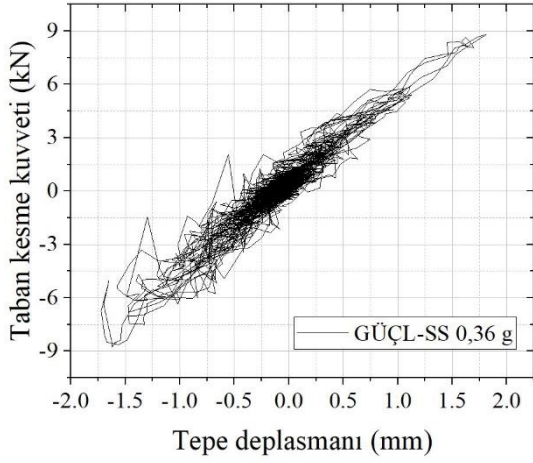
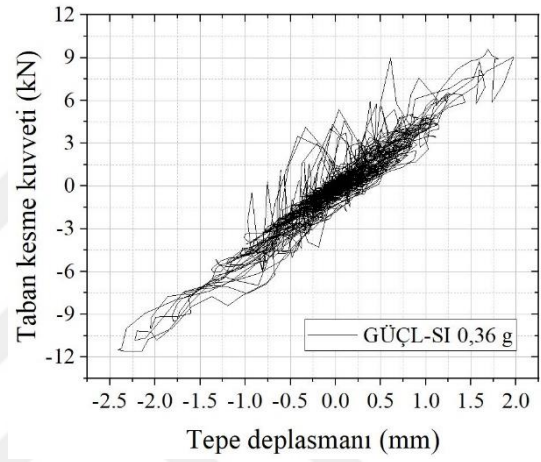
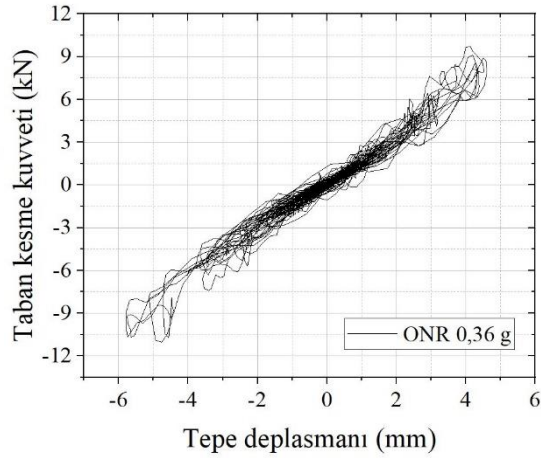
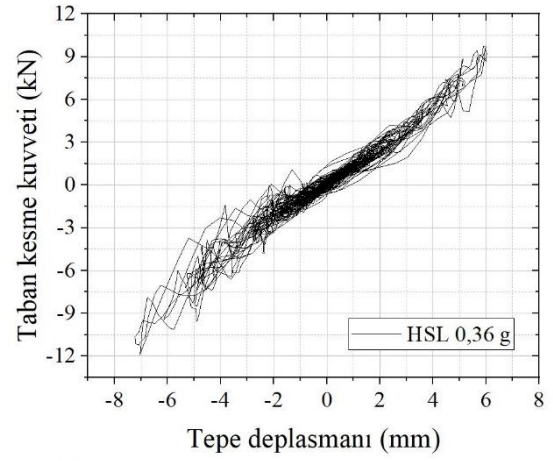
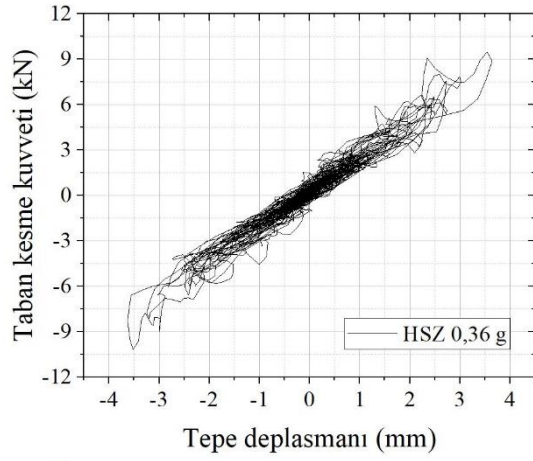


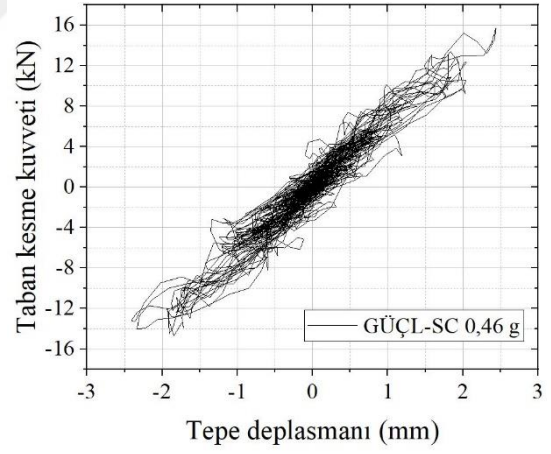
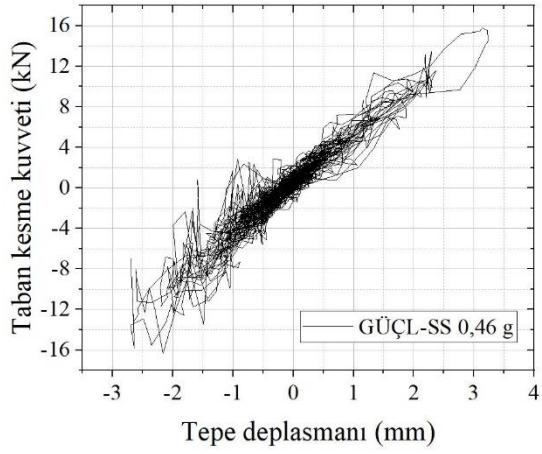
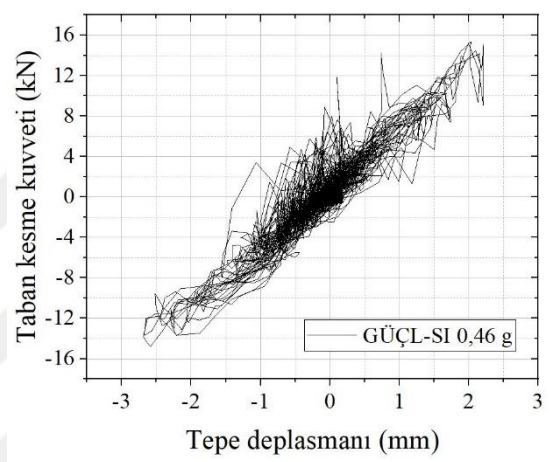
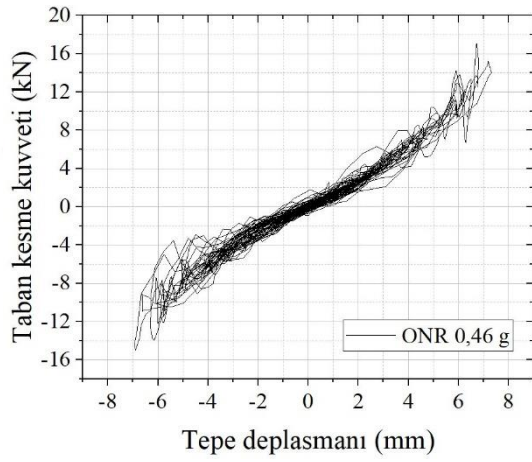
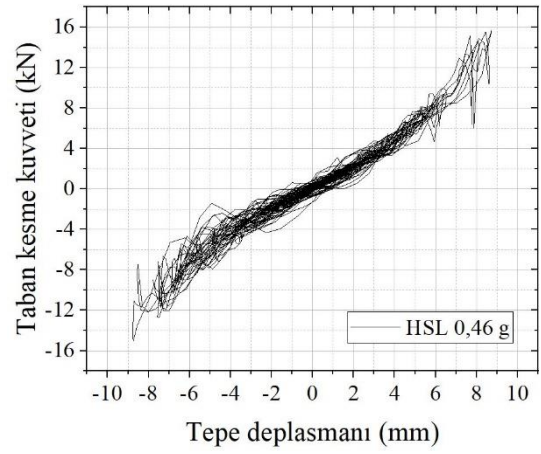
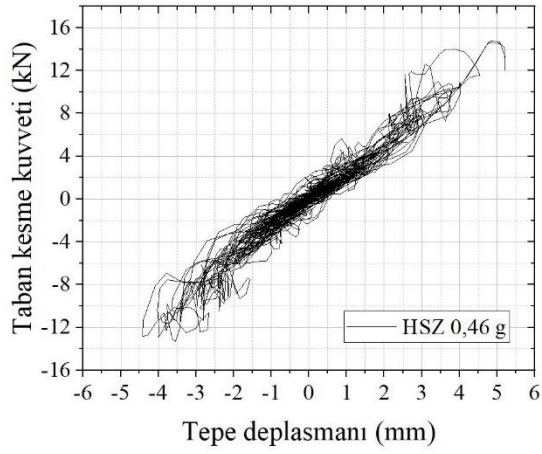




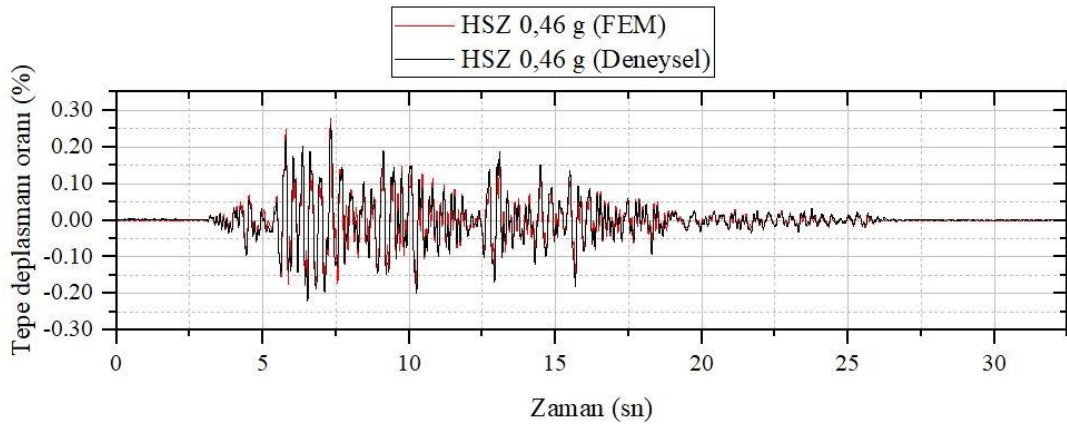
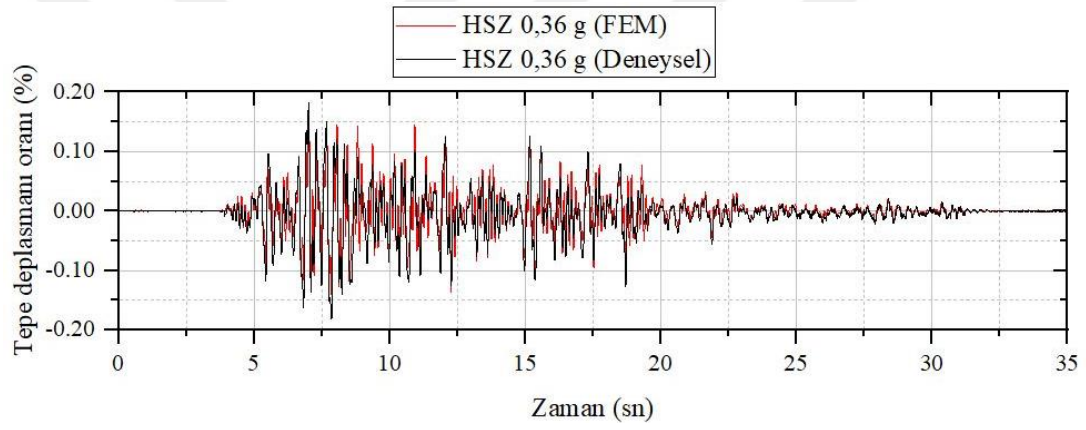
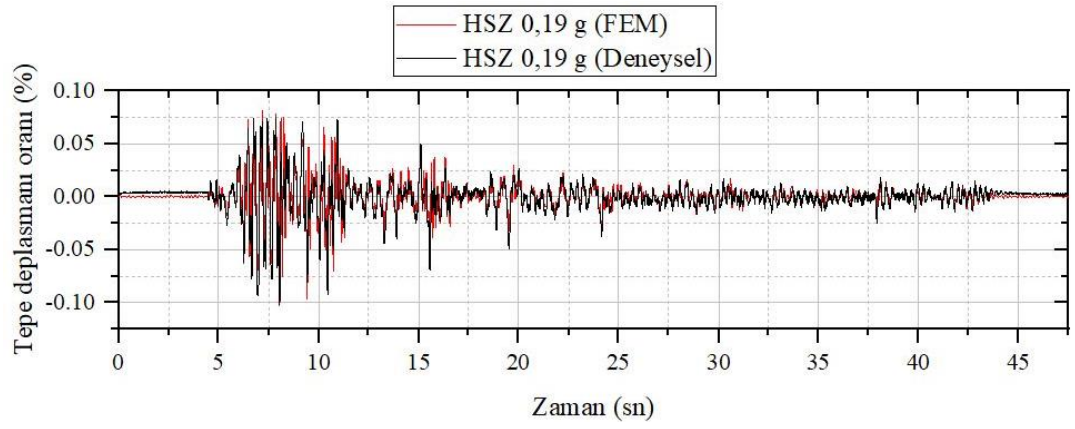
EK-8. Taban Kesme Kuvveti-Tepe Deplasmanı Histerezis Eğrileri

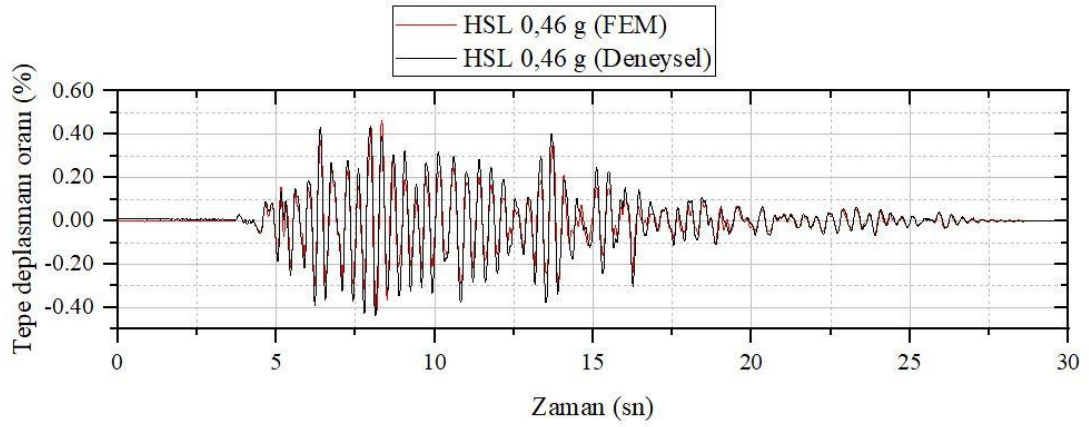
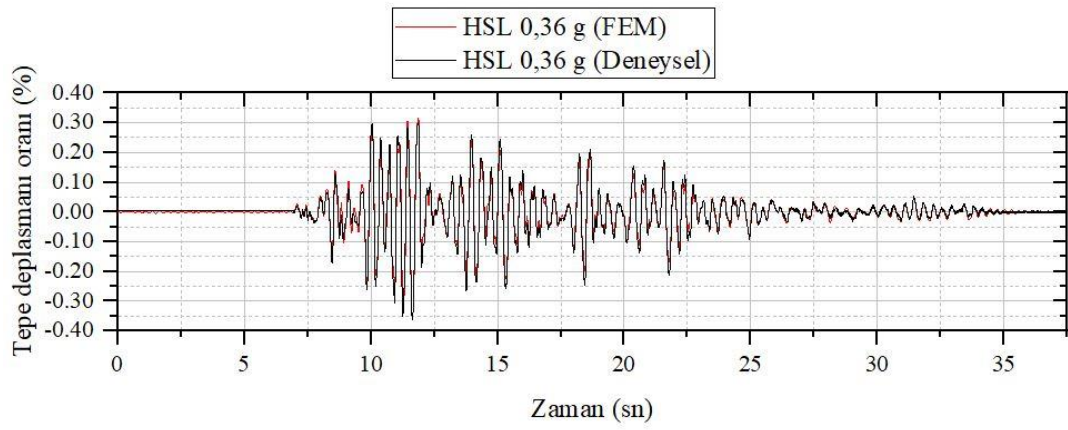
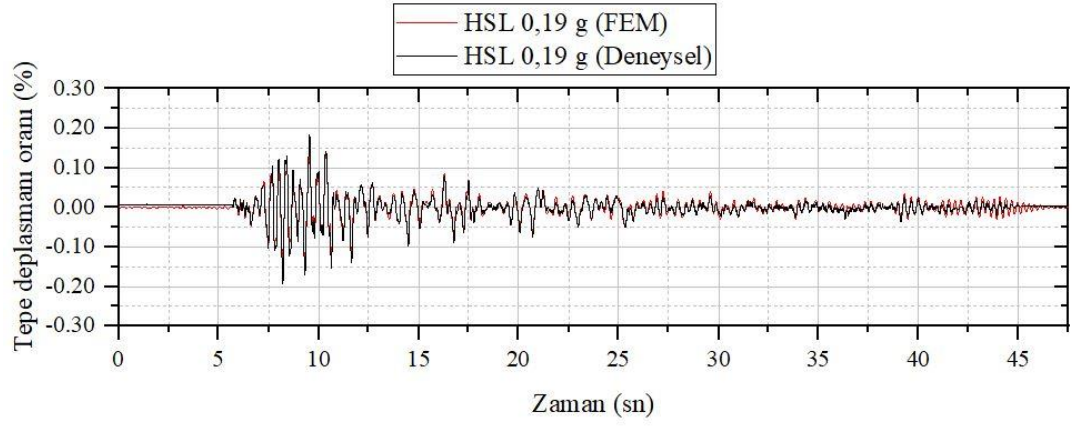


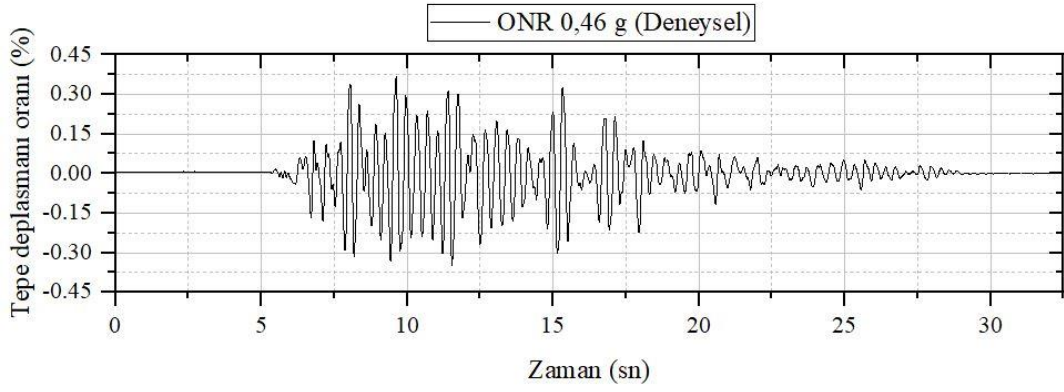
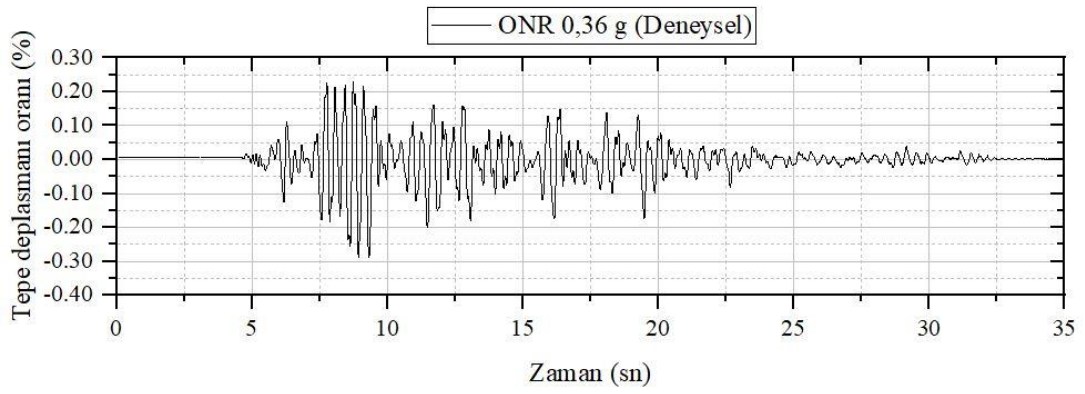
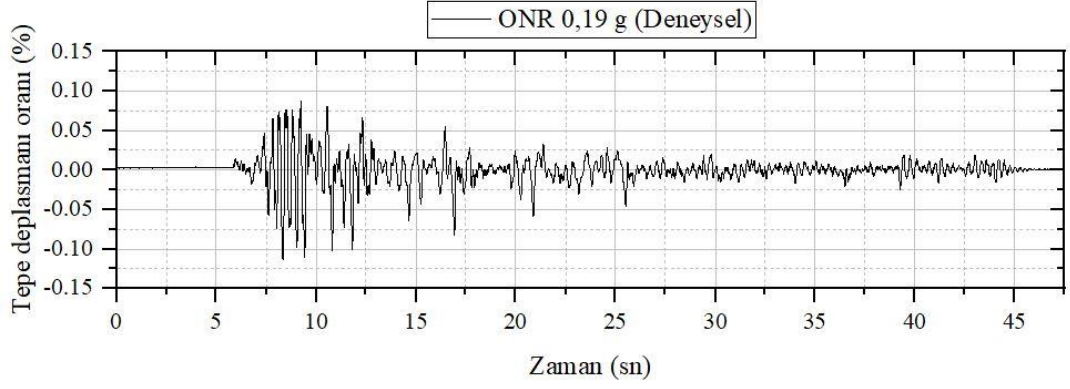


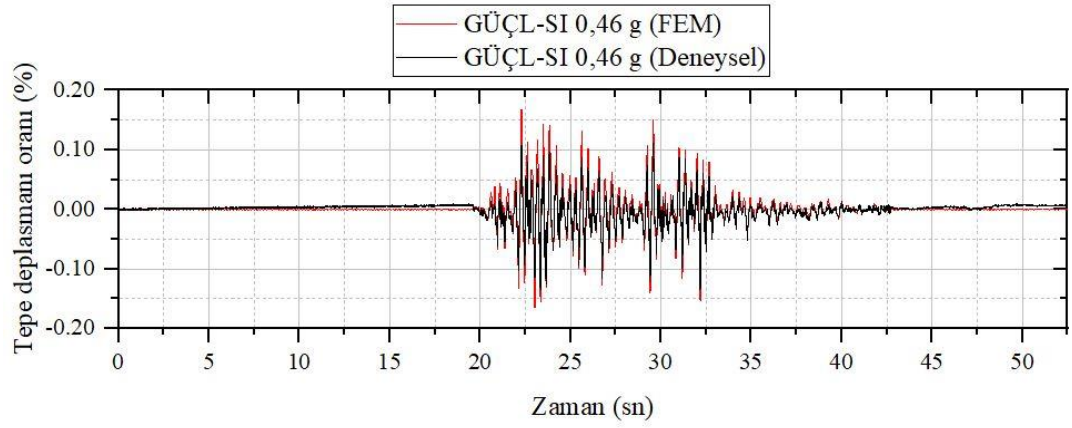
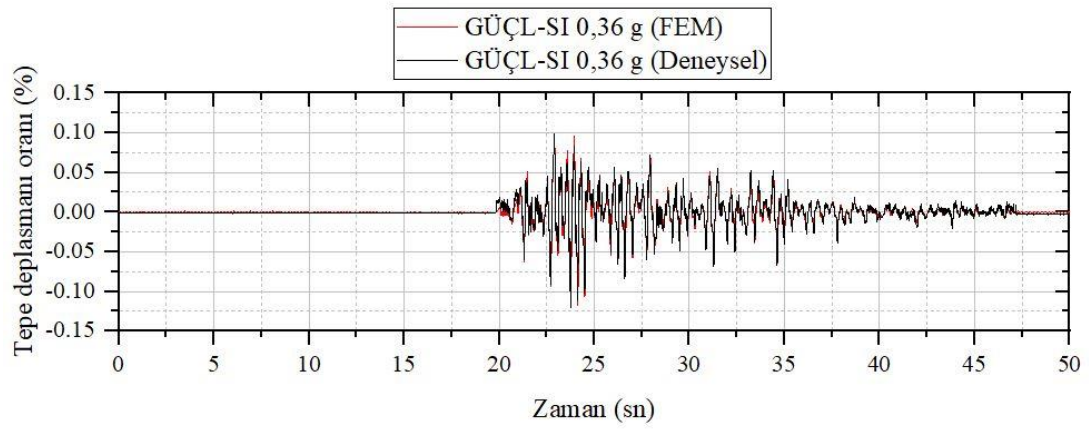
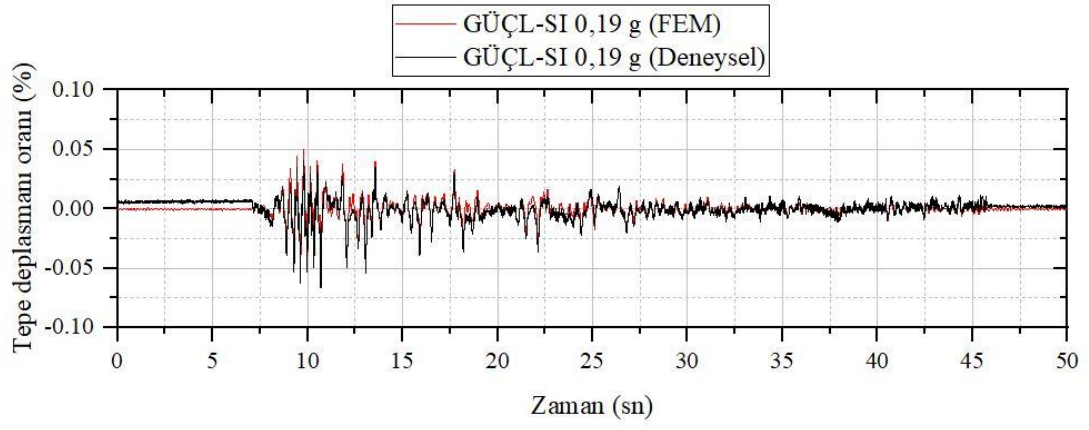


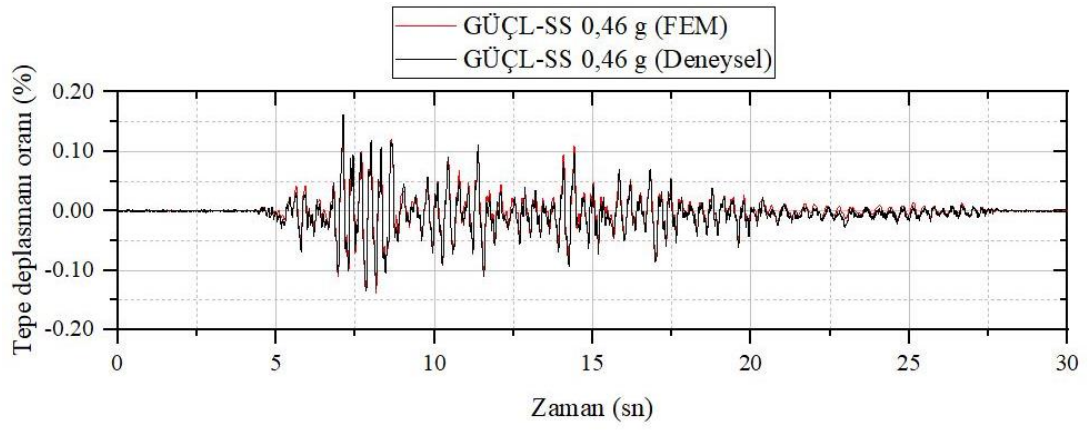
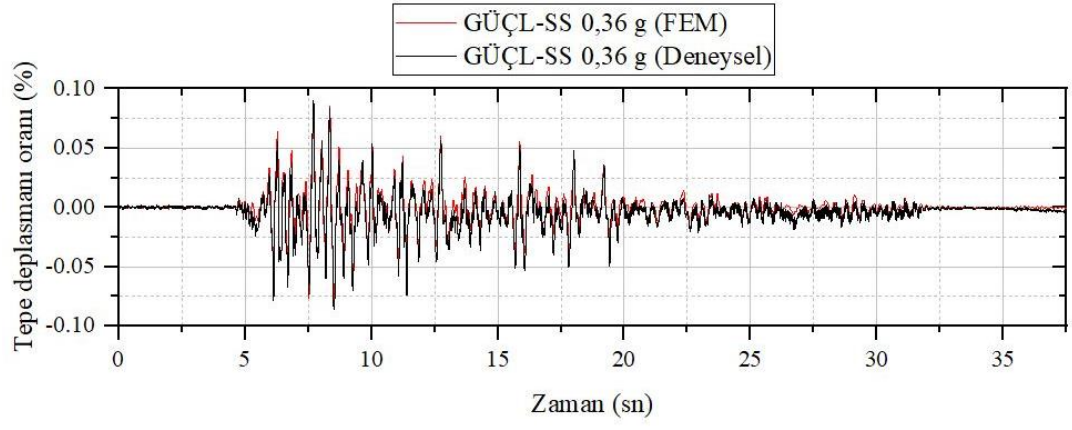
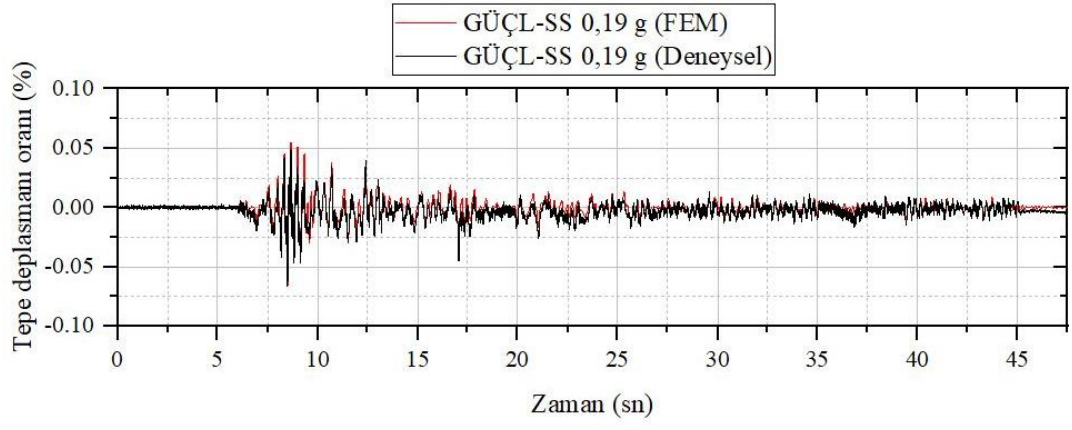
EK-9. Deneysel Olarak ve FEM Analizi ile Elde Edilen Tepe Deplasmanı Oranı- Zaman Grafikleri

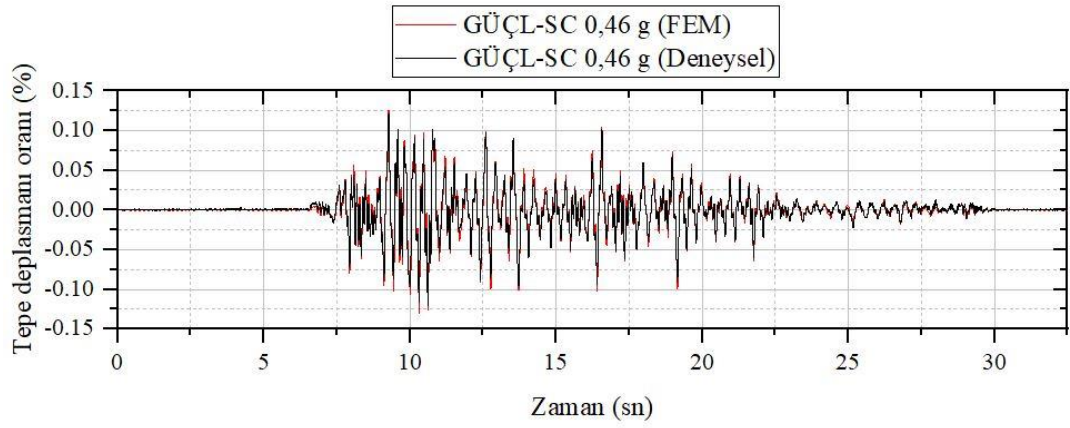
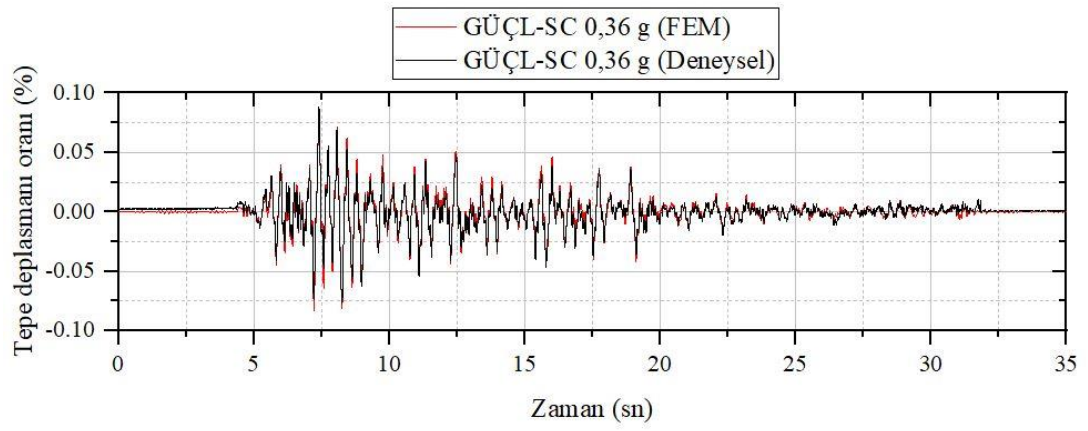
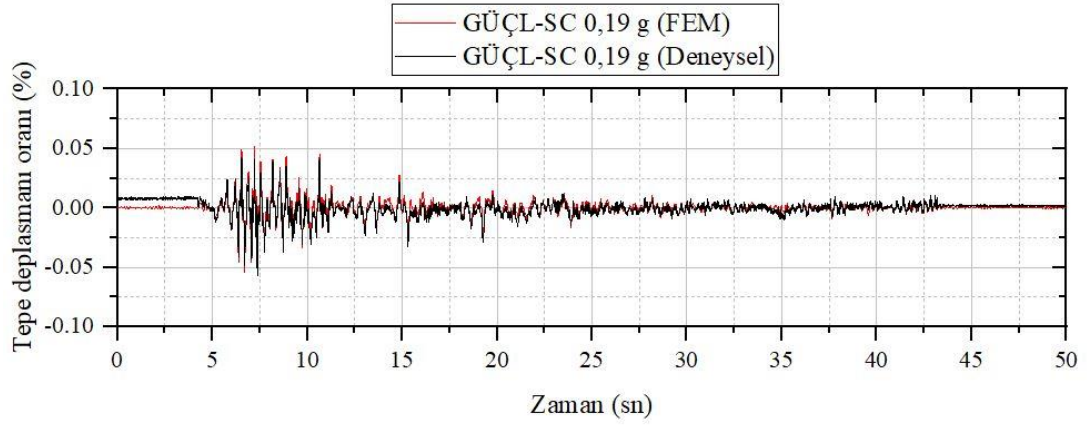




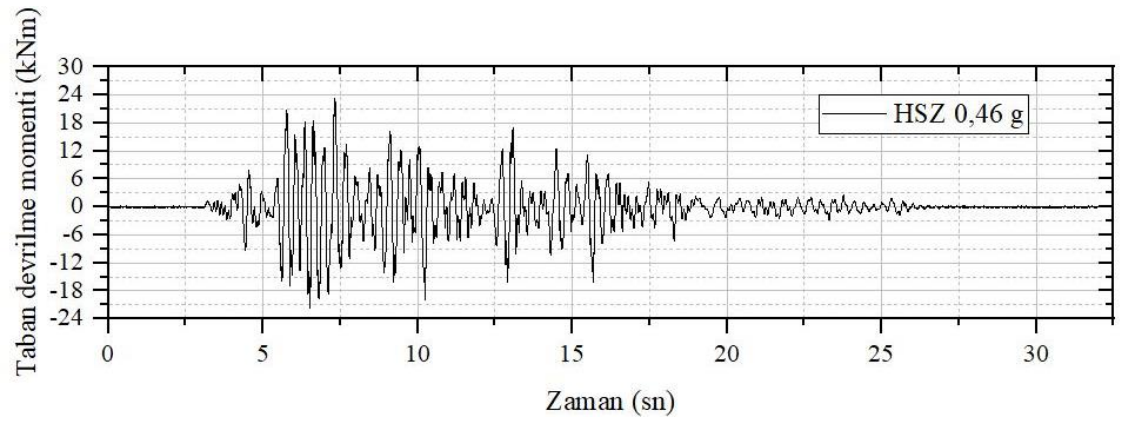
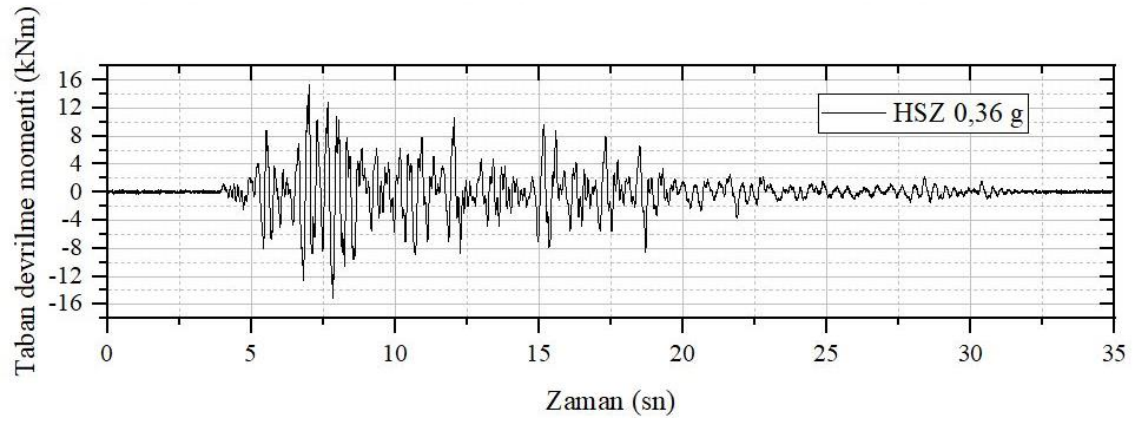
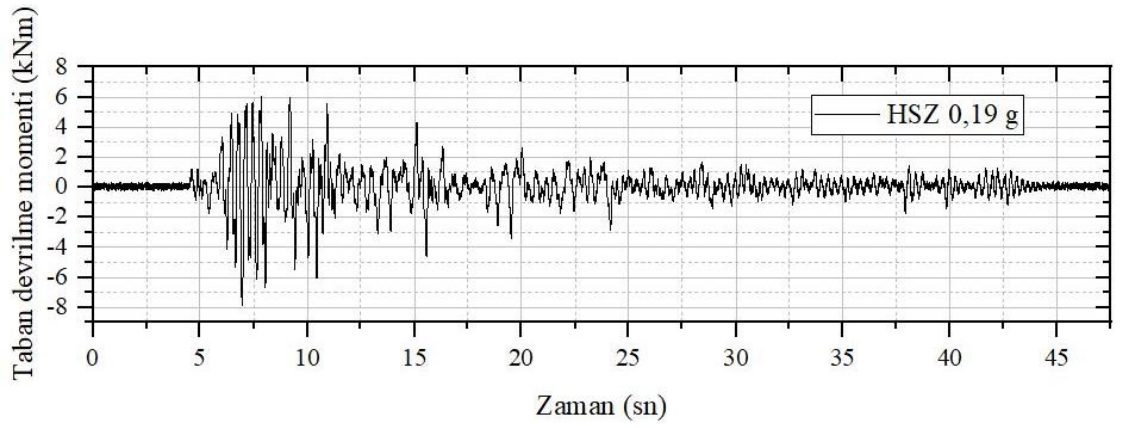


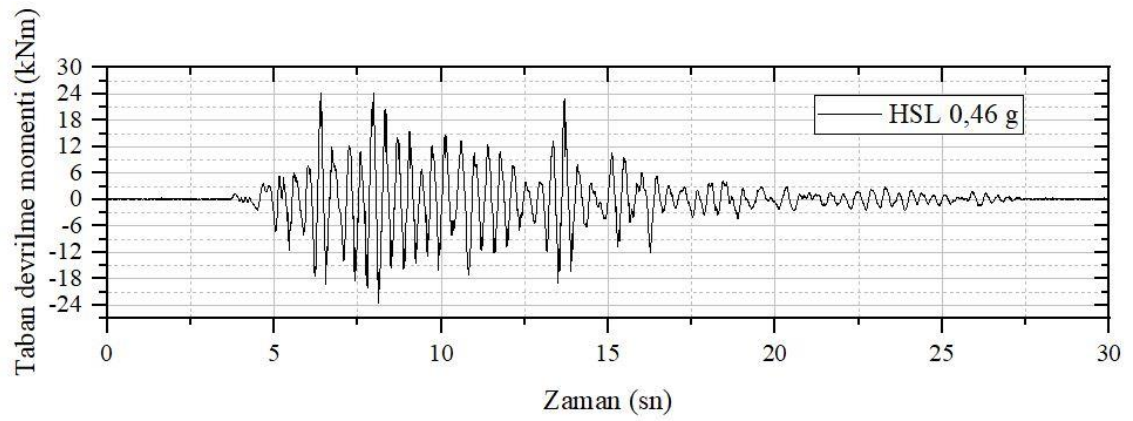
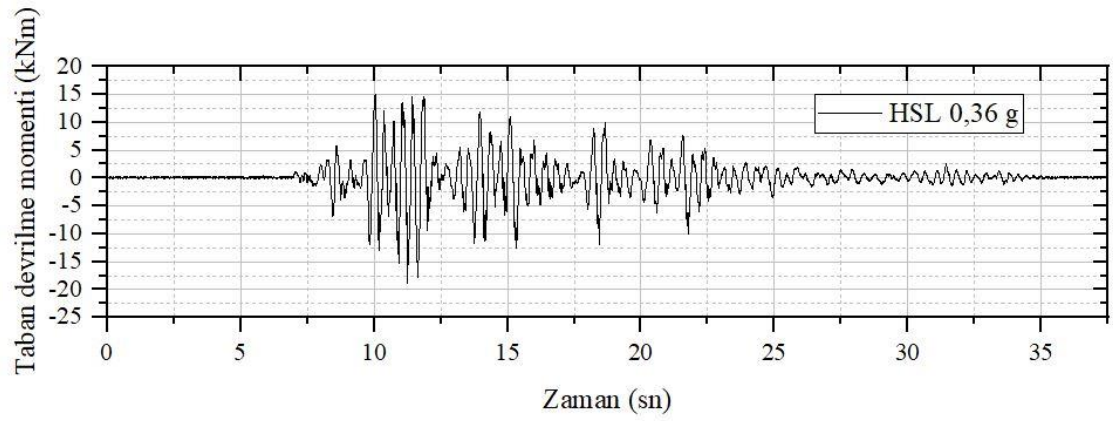
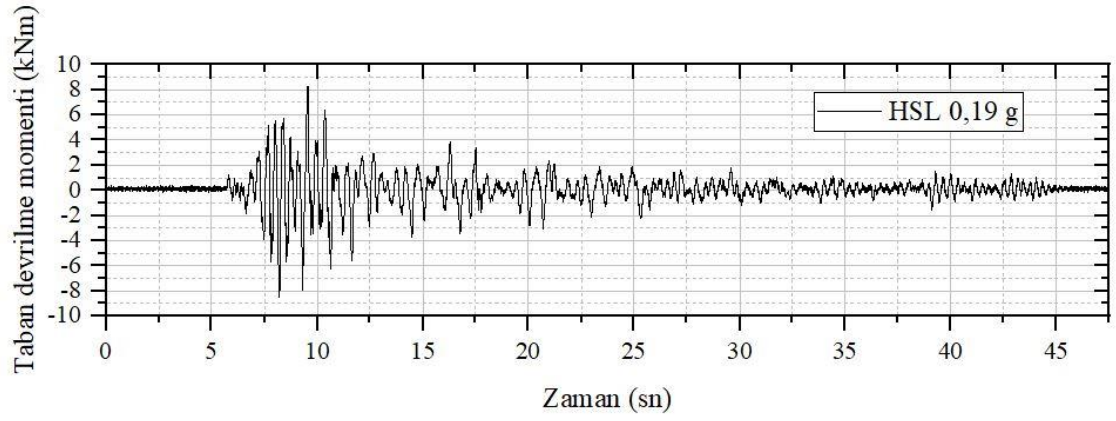


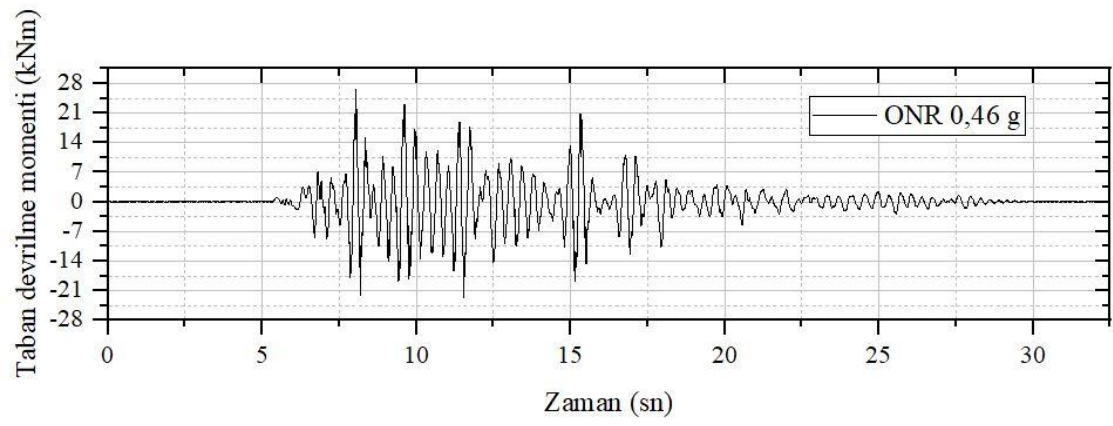
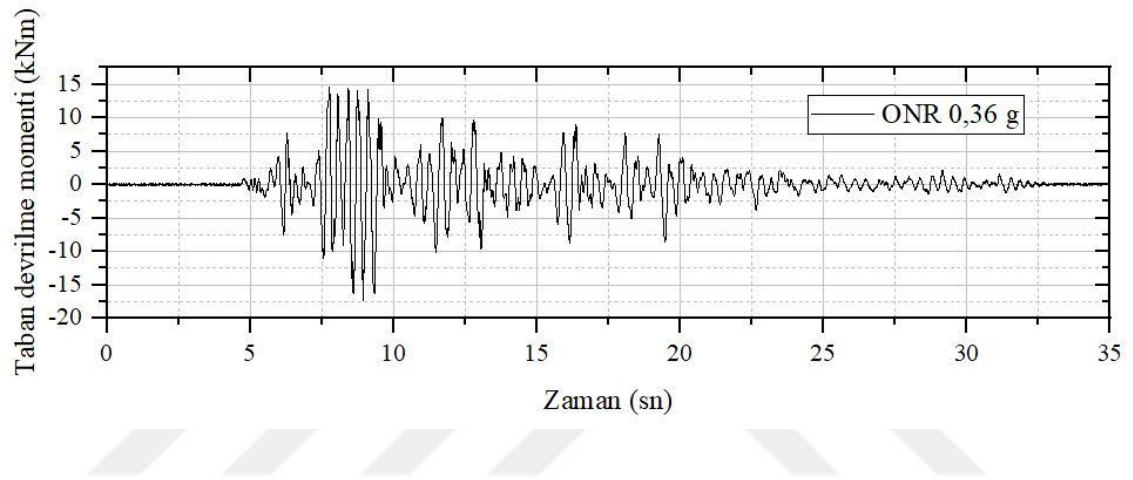
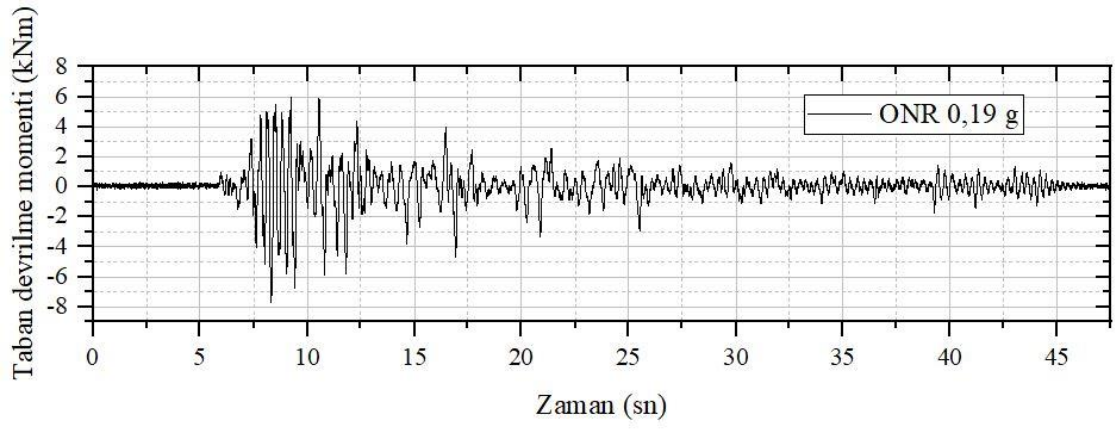


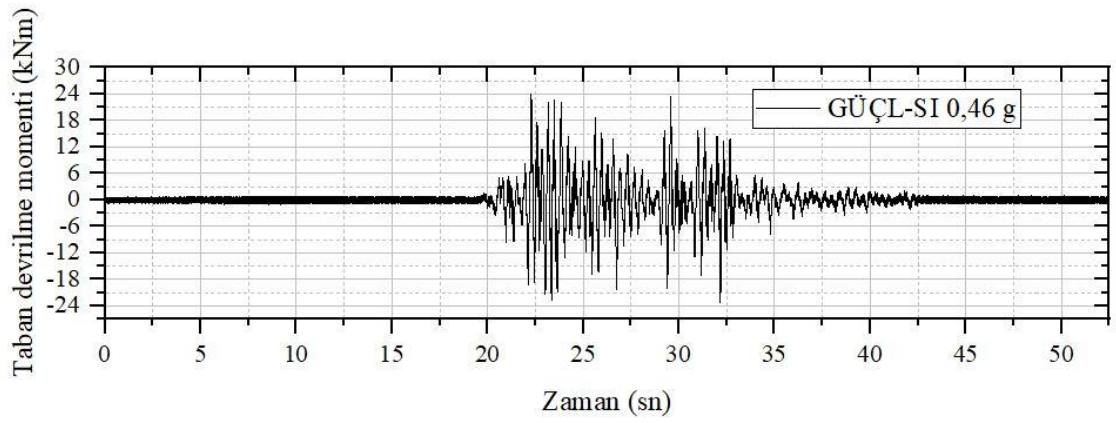
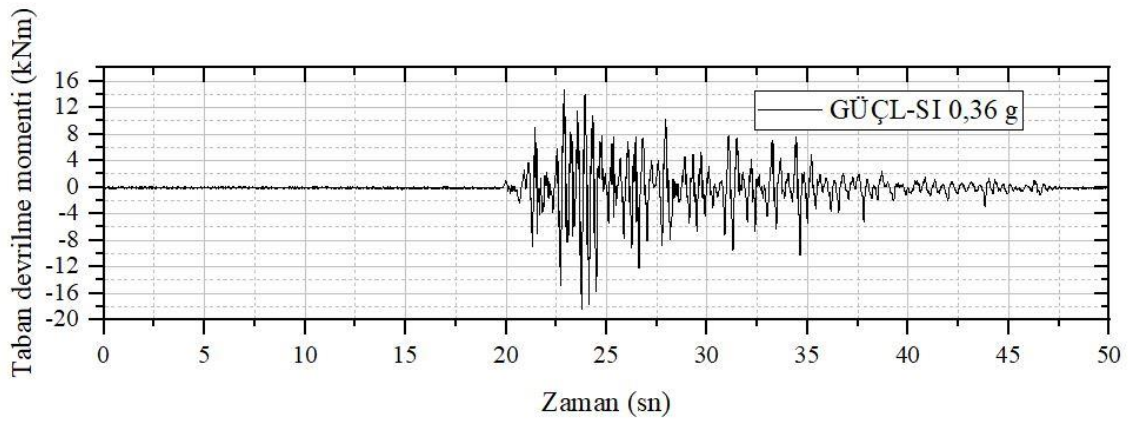
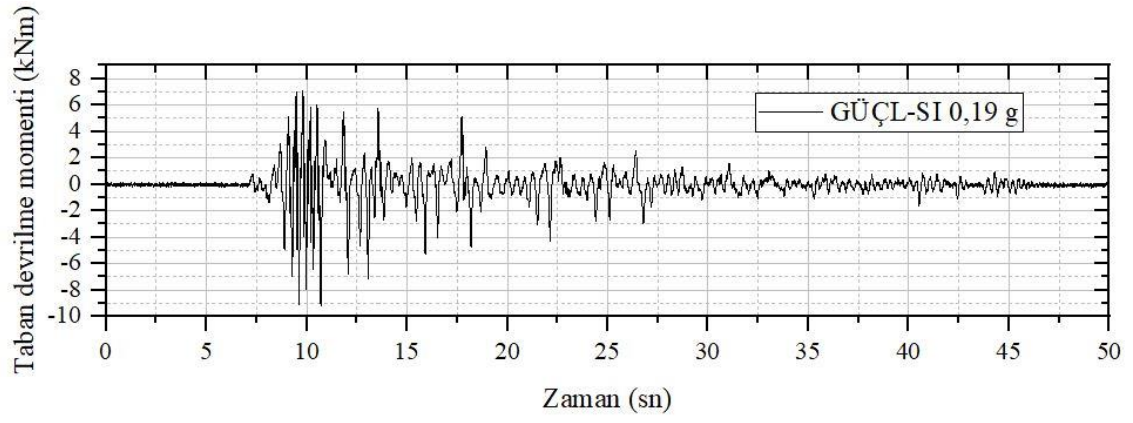


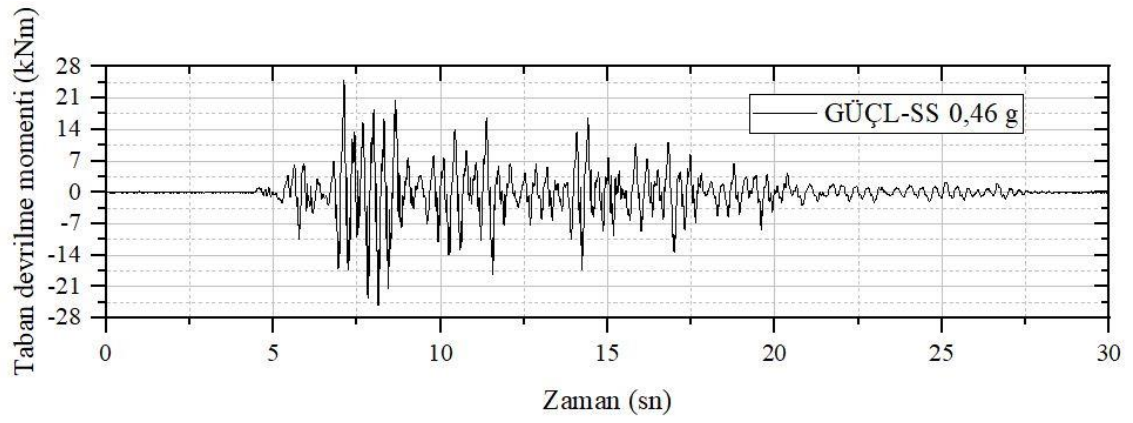
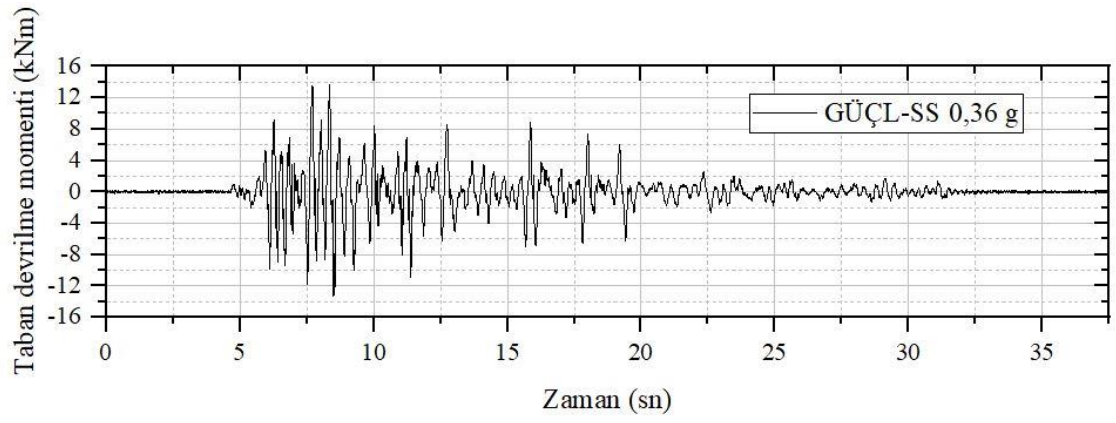
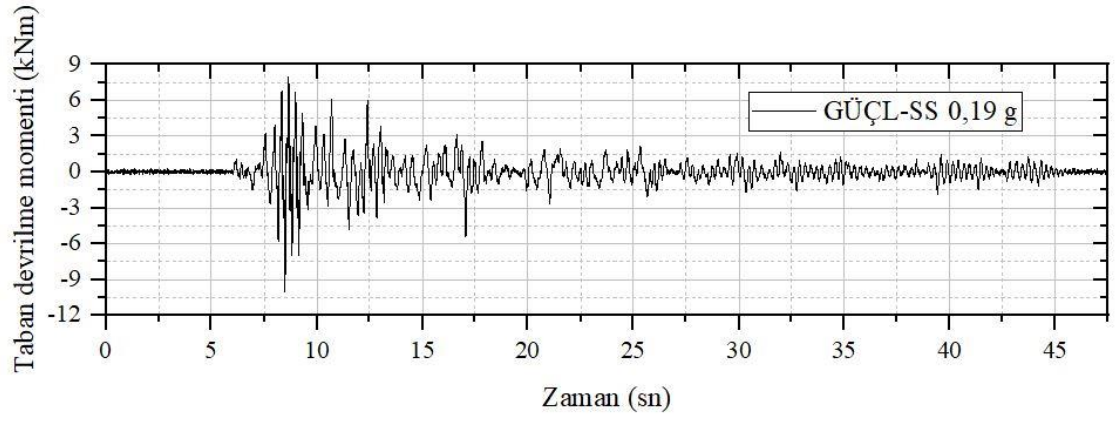
EK-10. Taban Devrilme Momenti-Zaman Grafikleri

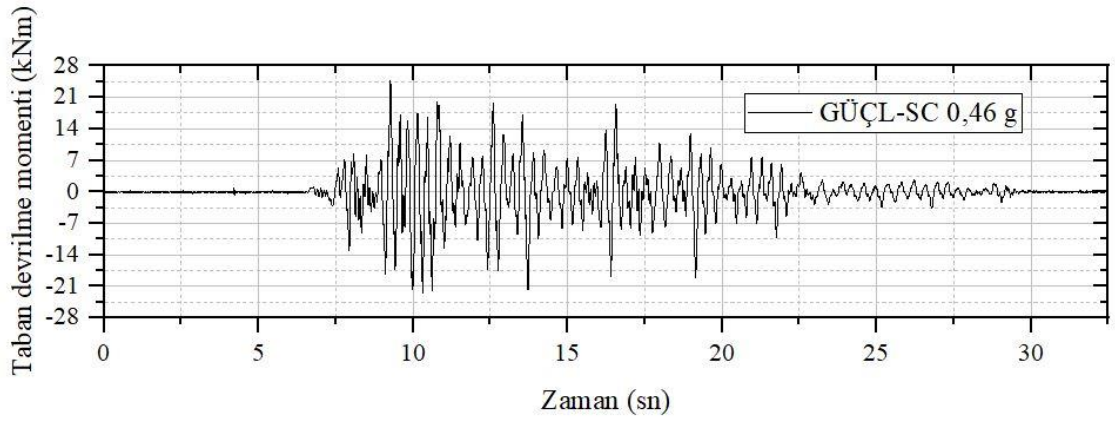
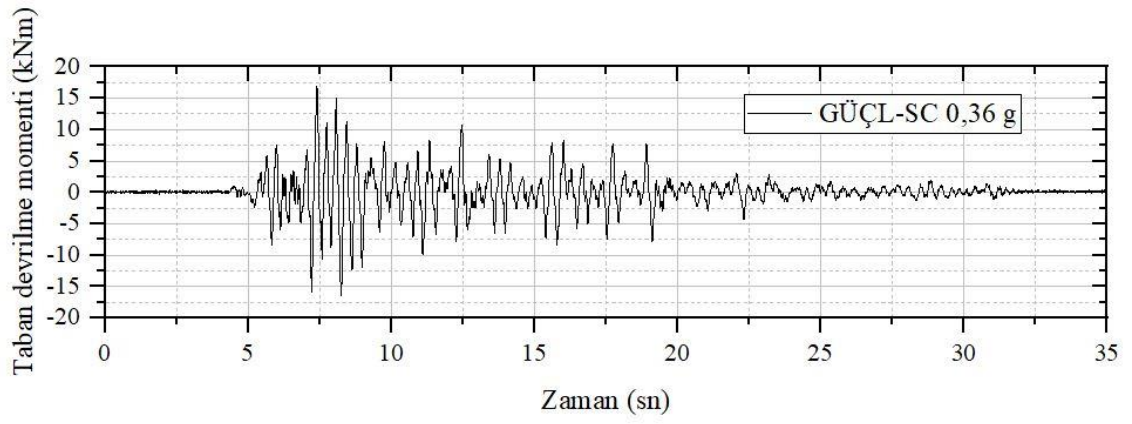
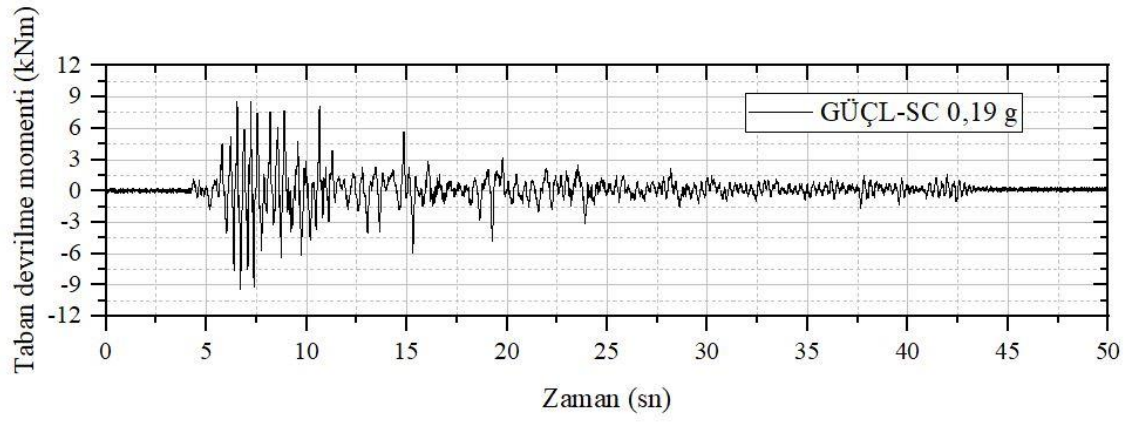




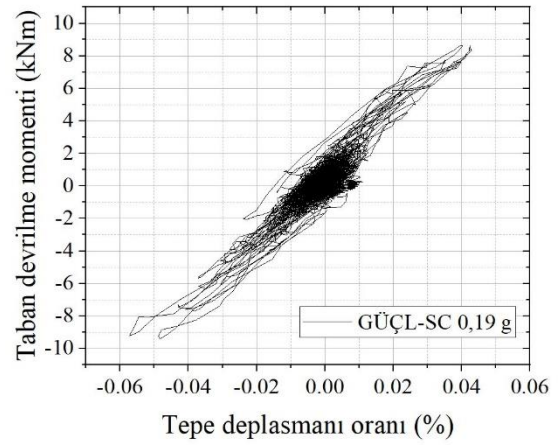
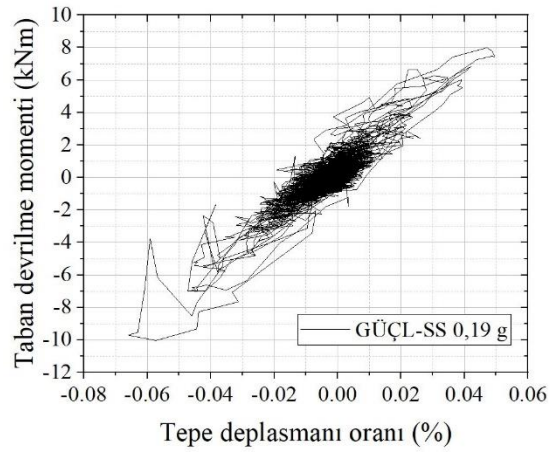
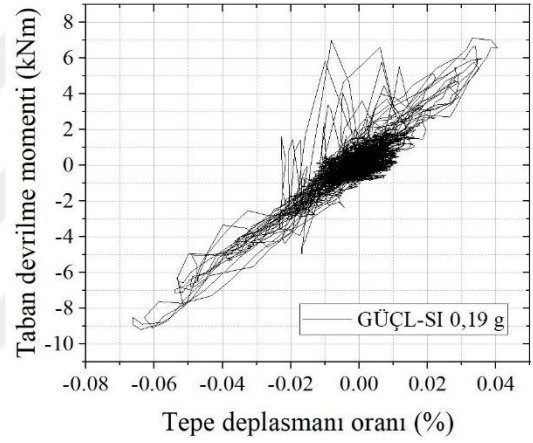
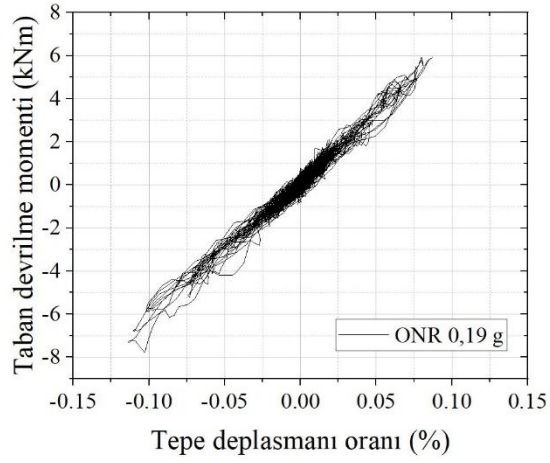
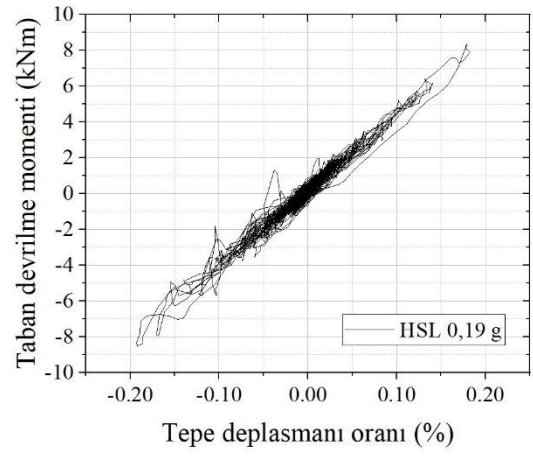
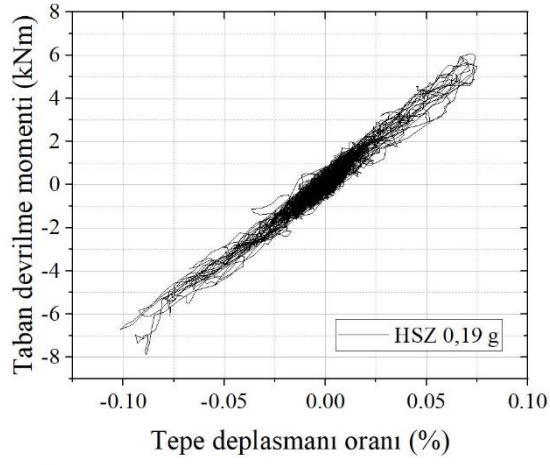


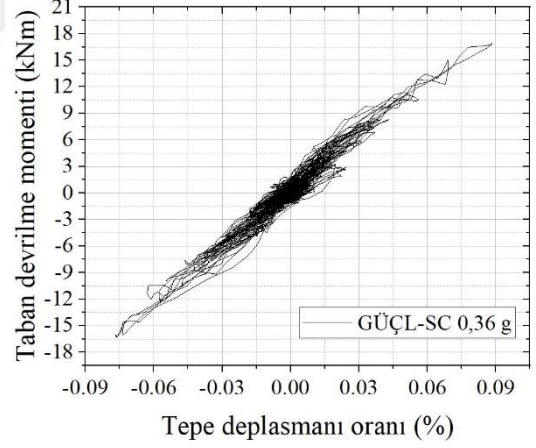
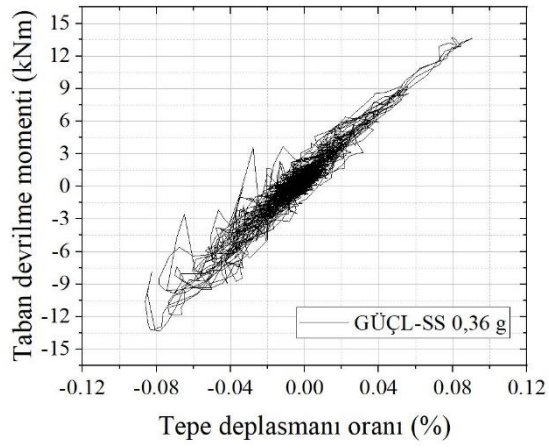
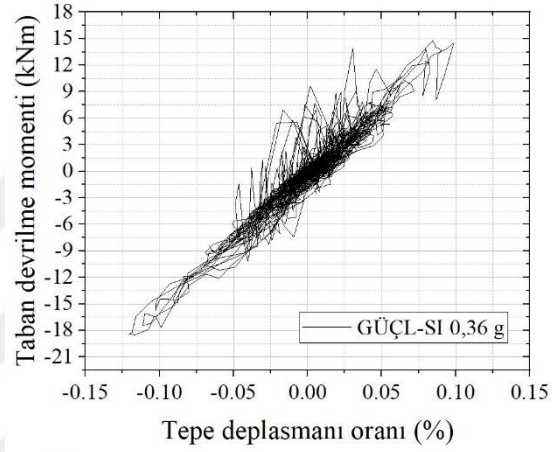
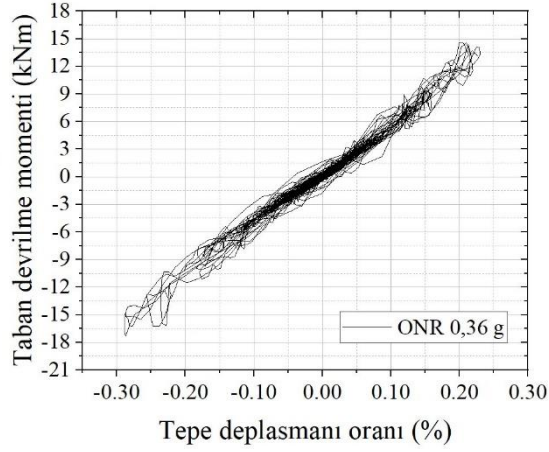
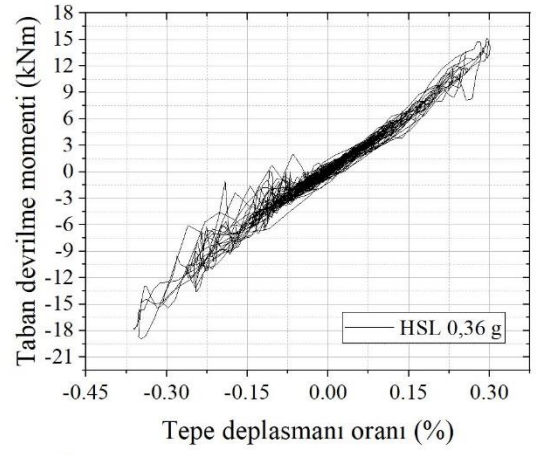
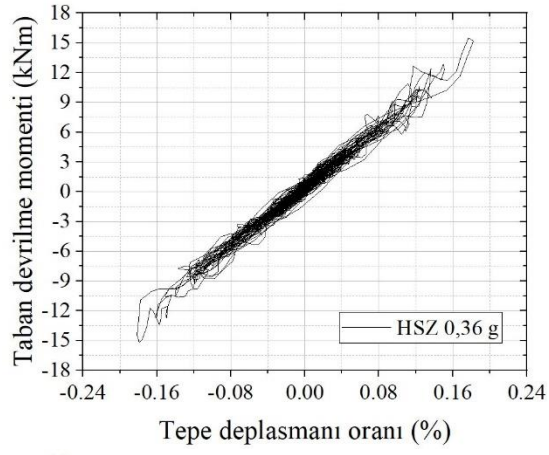


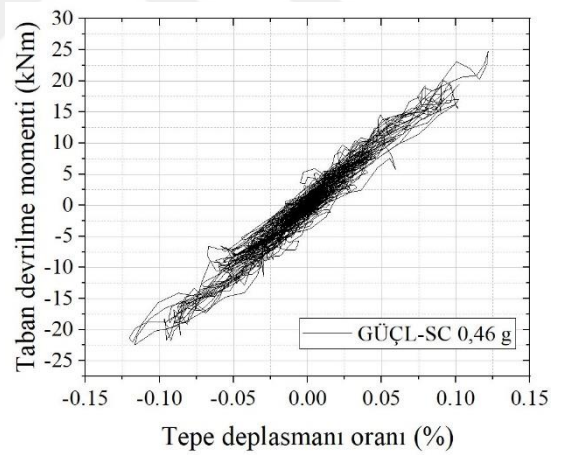
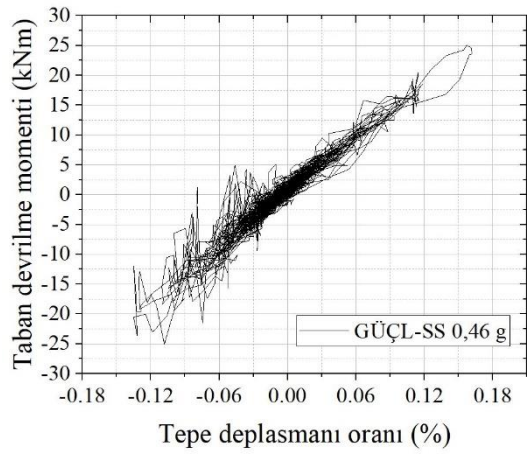
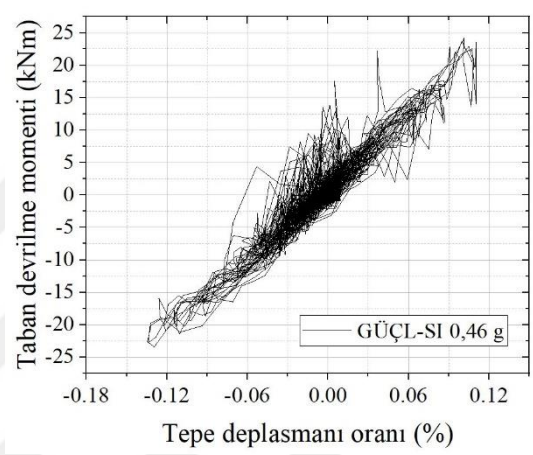
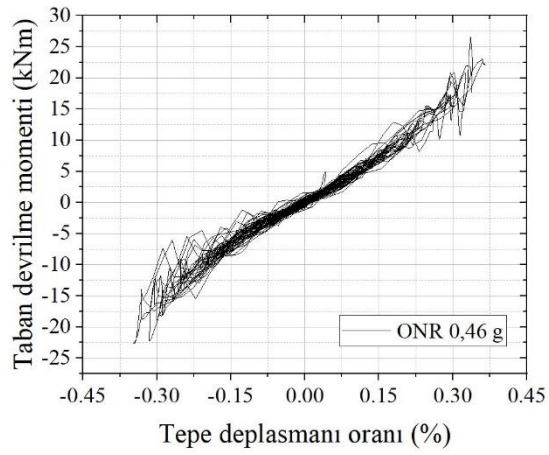
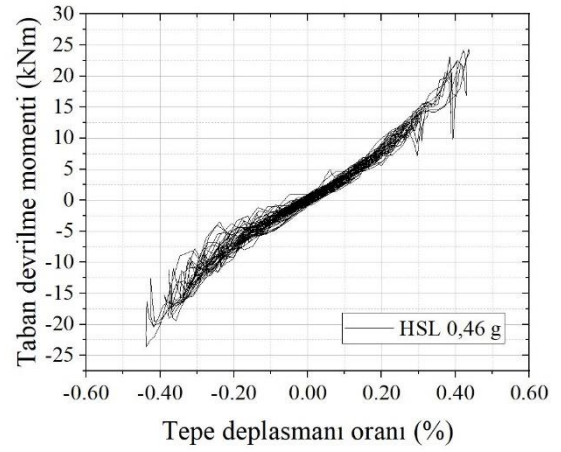
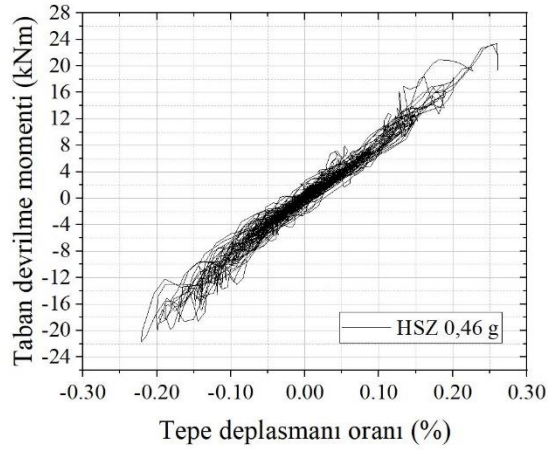




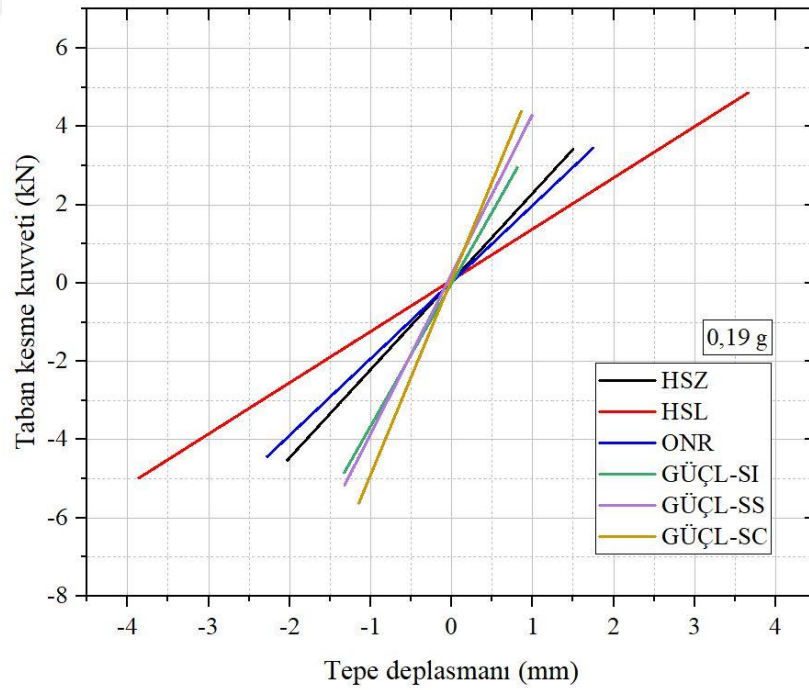
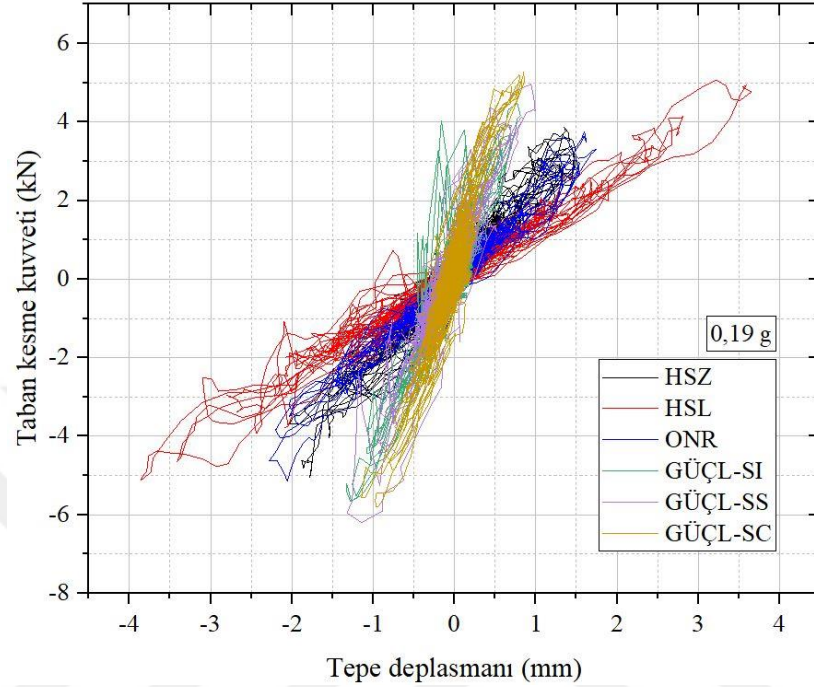
EK-11. Taban Devrilme Momenti-Tepe Deplasmanı Oranı Histerezis Eğrileri

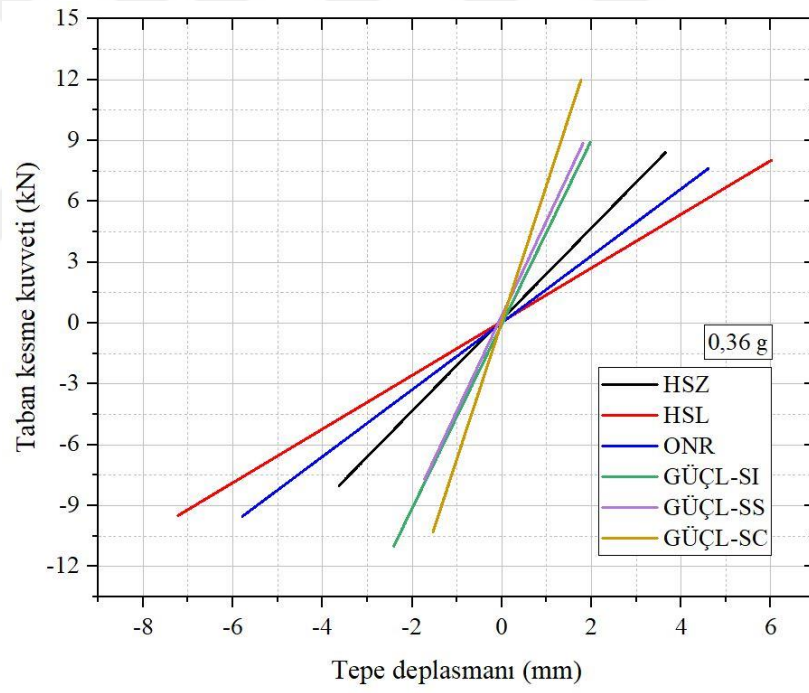
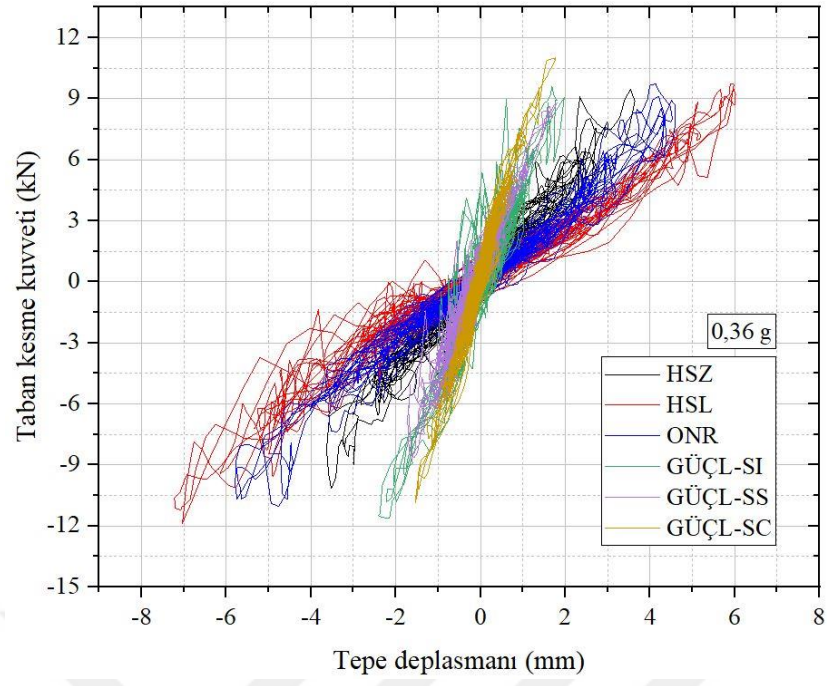


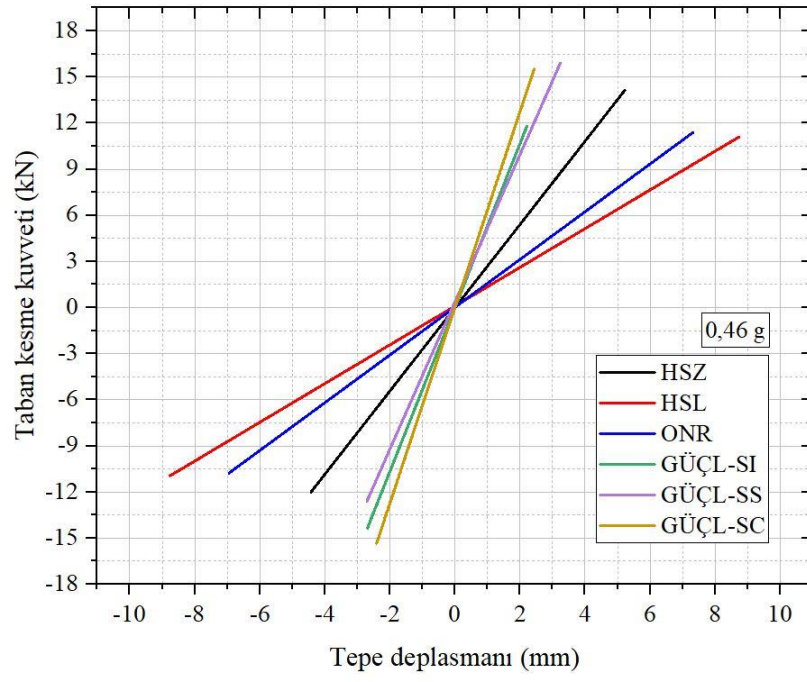
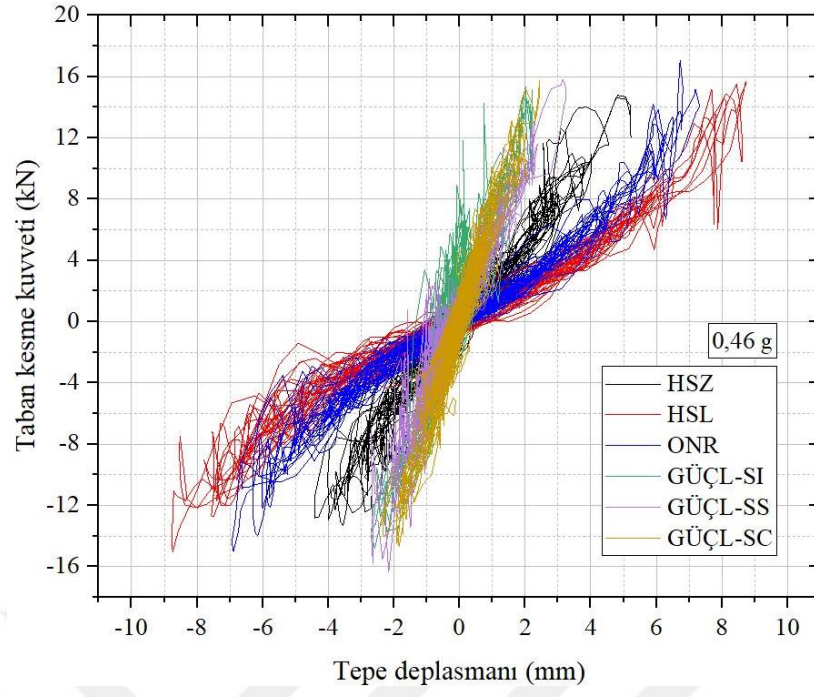




EK-12. Taban Kesme Kuvveti-Tepe Deplasmanı Histerezis Eğrilerinin ve Doğal Regresyon Analizi Sonucu Elde Edilen Eğrilerin Numunelerin Her Bir Durumu için Karşılaştırması







EK-13. Taban Devrilme Momenti-Tepe Deplasmanı Oranı Histerezis Eğrilerinin Numunelerin Her Bir Durumu için Karşılaştırması

