



# YAPI

Çift Cidarlı İçi Beton Dolu Çelik Tüplerin Eksenel Basınç Altında İnelastik Davranışı <i>Berika Ceren Cihan Yılmaz, Ebru Okşaksin, Oğuz Cem Çelik</i> .....	27
Bambu Donatılı Betonarme Kirişlerde Düşey Yükler Altında Göçmenin Deneysel İncelenmesi <i>Özlem Karakuş Zambak, Ergün Binbir, Furkan Çalım, Oğuz Cem Çelik</i> .....	43
Cam Lifi ile Güçlendirilmiş Alçı (CLGA) Panellerle Üretilen Döşeme Sisteminin İncelenmesi Döşeme Sisteminin İncelenmesi <i>Beyza Kapucu Güzelbulut, Oğuz Cem Çelik</i> .....	61
İtme Sürme Yöntemi ile Köprü ve Ayak Tasarımı <i>Alper Naycı, Kutlu Darılmaz</i> .....	71
Yanal Kuşatma Basıncı Etkisindeki Yüksek Dayanımlı Betonarme Elemanlar İçin Yeni Bir Modelleme Yaklaşımı <i>Atacan Erdoğan, Hasan Orhun Köksal</i> .....	85
Türkiye’de Kaydedilen Depremlerin Davranış Spektrumlarının Tasarım Spektrumları ile Karşılaştırması <i>H. Polat Gülkan, Vesile Hatun Akansel, Erol Kalkan</i> .....	97
Çayırhan Köprüsü Yapım Danışmanlığı ve Ters Sehim Hesapları <i>Tolga Cantürk</i> .....	115
Mevcut Betonarme Bir Binanın Basitleştirilmiş Yanal Mekanizma Analizi Yöntemi ile Sismik Risk Değerlendirmesi <i>Çağrı Çetik, Sadık Can Girgin, Esra Bengü Kenar</i> .....	129
Küresel Depolama Tanklarının Yakın Fay Yer Hareketlerinde Sismik Davranışları <i>Sezer Öztürk, Ali Sarı</i> .....	147
Makina Kütle Temellerinin Tasarımı Üzerine Bir Uygulama Çalışması <i>Mehmet Salih Ölmez, H. Hülya Kostak</i> .....	159
Eksenel Basınç Etkisindeki Çelik Elemanların Davranışında Geometrik Önkusurlar ve Artık Gerilmelerin Önemi <i>Haşim Çayır, Cüneyt Vatansever, Muhammed Şükrü Yavaş, Zekai Celep</i> .....	169
2.5MW Rüzgâr Türbininin Dinamik Özelliklerinin Titreşim Verileri Kullanılarak Belirlenmesi <i>Onur Öztürkoğlu, Veysel Yurtseven, Yaşar Taner, Özgür Özçelik, Serkan Günel</i> .....	179

Kırılganlık Eğrisi Kullanımının Elektrik Dağıtım Sistemlerinin Depremden Sonra Yeniden Ayağa Kaldırılmasına Etkisi <i>Merve Bayraktar, Burcu Güldür Erkal</i> .....	193
Tarihi Kesme Taş Binaların Düzlemdışı Sismik Performansının Değerlendirmesi İçin Deneysel Ötelenme Limitleri <i>İbrahim Serkan Mısıır, Fikret Kuran, Gökhan Yücel, Ali Cihan Demir, Ege Yeşilbaş, Cansu Beril Eser, Serap Topçu, Ömer Aldemir</i> .....	205
Betonarme Çerçevelede Yumuşak Kat Etkilerinin Yeni Nesil Dolgu Duvarlar ile Azaltılması <i>Prost Iverden Balenda Bakala, İbrahim Serkan Mısıır, Ömer Aldemir</i> .....	215
Deprem Dayanımı Yetersiz Riskli Binaların Hızlı Risk Tespit Yöntemi Kullanılarak Belirlenmesi: Elazığ İli Örneği <i>Rabia Nur Sağlam, Tuba Nur İmiş, Muhammed Ulucan, Nurbanu Demirbaş, Ayşe Ruşen Durucan, Hümeıra Şahin, Cengizhan Durucan, Kürşat Esat Alyamaç</i> .....	229
Taban İzolasyonlu Silo Yapısının Tasarımında Kullanılan İki Farklı Analiz Yönteminin Karşılaştırılması <i>Mert Hacıemiroğlu, Cenk Alhan</i> .....	241
Deprem Bölgelerinde Çapraz Lamine Ahşap (CLT) Panel Kullanımının Yapı Uygulamaları Üzerinden İncelenmesi <i>Aygül Ceylan, Z. Canan Girgin</i> .....	251
Betonarme Kirişlerde Çelik Halat Kullanımının Yapısal Davranışa Olan Etkisinin İrdelenmesi <i>Muzaffer Yazar, Beyza Taşkın, Metin Aydoğan</i> .....	265
Az Katlı Binalar İçin Çapraz Yay Gruplarından Oluşan Yeni Bir Sismik Yalıtım Sistemi <i>Varol Karayel, Ercan Yüksel, Tansu Gökçe, Fatih Şahin</i> .....	277
Mevcut Betonarme Binaların Deprem Risklerinin Hızlı Tayinine Yönelik Bir Yaklaşım <i>Ercan Yüksel, Mustafa Altıneller, Varol Karayel, Fatih Şahin</i> .....	301
GFRP Donatı ile Güçlendirilmiş Betonarme Döşemelerin Zımbalama Dayanımının Makine Öğrenmesi ile Belirlenmesi <i>Gamze Doğan, Musa Hakan Arslan</i> .....	317
Sismik İzolasyonlu Binalardaki Rafların En Üst Kat Yerdeğiştirmelerinin Sentetik Pulslar ile Değerlendirilmesi <i>Zafer Kanbir, Z. Metehan Karslıoğlu, Onur Çevik, Cenk Alhan</i> .....	327
Betonarme Kiriş Kesme Dayanımına GFRP Katkısının Değerlendirilmesi <i>Kadir Şengün, Güray Arslan</i> .....	335
Orta Yükseklikteki Bina Sınıfı İçin Uzak ve Yakın Deprem Davranışlarının Sayısal Ortamda İncelenmesi <i>Ahmet Berkay Mostura, Kemal Beyen</i> .....	347
Taban Yalıtımlı Bir Binanın Deprem Davranışının Zaman-Frekans Ortamında Araştırılması <i>Ahmet Özenir, Kemal Beyen</i> .....	359
İki Boyutlu Doğrusal Olmayan Analizlere Dayalı Topoğrafyanın Deprem Yer Büyütmelerine Etkisi ve Hasar Gözlemleri <i>Kemal Beyen</i> .....	379

## Çift Cidarlı İçi Beton Dolu Çelik Tüplerin Eksenel Basınç Altında İnelastik Davranışı

Berika Ceren CİHAN YILMAZ<sup>1</sup>, Ebru OKŞAKSİN<sup>2</sup>, Oğuz Cem ÇELİK<sup>3</sup>

### ÖZET

Deneyisel çalışma kapsamında 2'si referans içi boş çift cidarlı çelik tüp (DST), 6'sı içi beton dolu çift cidarlı çelik tüp (CFDST) olmak üzere toplamda 8 adet numune eksenel basınç altında göçmeye dek denenmiştir. Çalışmanın parametreleri çelik tüplerin arasının beton dolu/boş olması, doluluk-boşluk oranı ( $\chi=0.46\sim0.70$ ) ve beton türüdür (referans beton, polipropilen lif donatılı beton ve çelik lif donatılı beton). Numunelerden seçilen ikisi sonlu eleman analizi ile ABAQUS programında modellenmiş, elde edilen sonuçlar deneysel çalışma sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Numunelerin tahmini eksenel yük taşıma kapasiteleri AISC 360-16, EN 1994-1-1 (EC4) ve ÇYTHYE-2016 yönetmeliklerinde yer alan bağıntılar ile hesaplanmış, deneysel veriler ile karşılaştırılmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Çift cidarlı çelik tüp, Lif donatılı beton, Basınç dayanımı, Süneklik, Rijitlik, Sonlu eleman analizi.

### ABSTRACT

#### *Inelastic Behavior of Concrete-Filled Double Skin Steel Tubes Under Axial Compression*

Experimental and numerical investigations were performed on the inelastic behavior of circular concrete filled double skin steel tubes (CFDSTs). 8 circular tubes including 2 DSTs (double skin steel tubes without infill) and 6 CFDSTs (concrete-filled double skin steel tubes with various parameters) were tested until failure under axial compression to explore their potential structural performance. Impact of presence/absence of infill concrete, section's hollow ratio ( $\chi= 0.46 \sim 0.70$ ), and sandwiched concrete type (plain, polypropylene, and steel fibers added) are the parameters of this work. A finite element (FE) model was developed and verified by experimental results. Expected capacities obtained using the formulas given in AISC 360-16, EN 1994-1-1 (EC4) and ÇYTHYE-2016 (Turkish Code) were compared with the experimental ones to evaluate their applicability for the studied CFDST cross-sections.

**Keywords:** Concrete-filled Tubes, Ultimate Strength, Compression Behavior, Ductility, Finite Element Model.

---

1 Ankara - berikacerencihan@hotmail.com

2 İstanbul - ebruoksaksin@gmail.com

3 İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul - celikoguz@itu.edu.tr

## 1. GİRİŞ

Çerçeve sistemlerde kolonlar düşey ve yatay yüklere karşı direnç gösteren en önemli yapı elemanları olmalarından dolayı göçme güvenliklerinin doğru olarak belirlenebilmesi büyük önem taşımaktadır. Özellikle çok katlı yapılar ve köprü ayaklarında, yüksek dayanım sağlaması, kesit boyutlarını sınırlandırarak daha hafif bir taşıyıcı sistem oluşturması, yük taşıma kapasitesi yüksek ve sünek yapısal elemanlar olması, deprem yükleri altında üst düzey davranış göstermesi, yangın problemlerine iyi bir çözüm getirmesi gibi üstün yapısal davranışları nedeniyle içi beton/betonarme dolu çelik tüp (kompozit) kolonların kullanımı ve bu konuda yapılan kuramsal ve deneysel araştırmalar gün geçtikçe artmaktadır.

Çelik-betonarme kompozit kolonlar, içi beton dolu çelik tüpler (CFST) ve betona gömülü çelik profiller olarak iki ana gruba ayrılmaktadır. Özellikle çelik tüpün çekirdek beton üzerinde oluşturduğu sargılama etkisi ve eksenel basınç altında çekirdek betonun çelik tüpün burkulmasını geciktirmesi CFST'lerin dayanımını önemli derecede arttırmaktadır. CFST'ler yalın betonarme ve çelik kolonlara göre yüksek basınç dayanımı, yangın dayanımı, süneklik gibi üstün yapısal özelliklere sahip olsalar da dayanım/ağırlık oranı özellikle deprem bölgesinde tasarlanan yapılar için ciddi olumsuzluklar oluşturmaktadır. CFST kolonların yapısal performanslarını iyileştirmek, daha küçük kesitler ile daha yüksek dayanım sunan kolonlar tasarlamak amacıyla CFST'lerde bulunan çekirdek betonun içine ikinci bir çelik tüp konularak yeni nesil kompozit kolonlar olarak adlandırılan içi beton dolu çift cidarlı çelik tüpler (CFDST) tasarlanmıştır. CFDST'ler içi boş çift cidarlı çelik tüpler (DST) ile karşılaştırıldıklarında çelik tüplerin arasına dökülen sandviç betonun kolonun taşıma kapasitesi ve sünekliğini önemli derecede arttırdığı bilinmektedir [1]. CFDST'lerde bulunan iç ve dış çelik tüpler betona iki kat sargılama etkisi sağlamakta ve çelik tüplerin arasında bulunan sandviç beton yangın sırasında iç çelik tüpü koruyarak kolonun yangın dayanımı iyileştirilmektedir. Dayanım/ağırlık oranı, basınç dayanımı, eğilme rijitliği ve burkulma kapasitesi göz önünde bulundurulduğunda CFDST'lerin CFST'lere göre daha iyi performans gösterdiği görülmüştür [2].

CFDST kolonlar ile ilgili bugüne kadar birçok deneysel ve sayısal çalışma yapılmış, CFDST'lerin yapısal performansını etkileyen beton dayanımı, kesit geometrisi, doluluk-boşluk oranı, çelik tüp dayanımı, D/t oranı gibi birçok parametre olduğu görülmüştür. CFDST'lerin geometrik formlarının yapısal performanslarına etkisini araştıran birçok çalışma bulunmaktadır. Çalışmalar sonucunda kare/dikdörtgen kesitli CFDST kolonlar tasarım süreci ve diğer yapı elemanları ile bağlantılarının üretimindeki kolaylık nedeniyle daha çok tercih edilseler de, dairesel kesitli CFDST kolonlara göre burkulmaya daha yatkın oldukları sonucuna ulaşılmıştır. Ayrıca, dairesel CFST kolonlarda çelik tüplerin sandviç beton üzerinde oluşturduğu sargılama etkisinin kare/dikdörtgen kesitli olanlara göre daha fazla olduğu bilinmektedir [3,4,5,6,7].

CFDST'lerin yapısal performansını etkileyen bir diğer önemli parametrenin doluluk-boşluk oranı olmasına karşın, literatürde yapılan deneysel ve sayısal çalışmalar incelendiğinde ortak bir sonuca ulaşılamadığı görülmüştür. Bazı çalışmalar doluluk-boşluk oranındaki artışın CFDST kolonların eksenel basınç dayanımını arttırdığı sonucuna ulaşırken [9,10], bazıları azalttığı yönünde sonuçlar elde etmiş [11,12,13,14,15], bazıları ise hiç etkisi olmadığı sonucuna ulaşmıştır [16]. Benzer şekilde beton dayanımının CFDST kolonların performansına etkisini incelemek amacıyla normal beton ve yüksek dayanımlı betonun CFDST'lerin eksenel basınç dayanımına olan etkisini inceleyen birçok çalışma yapılmış olup CFDST'lerde lif donatılı sandviç beton etkisini inceleyen herhangi bir çalışmaya rastlanmamıştır. Lif donatılı betonlar normal betonlar ile karşılaştırıldıklarında yüksek donma-çözülme dayanımı, büyük yangınlarda yüksek kavrama direnci, betonun plastik çatlaklarını azaltması, süneklik, yüksek eğilme ve çekme dayanımı gibi birçok yapısal üstünlüğe sahip oldukları bilinmektedir [17,18,19]. CFST'lerde lif donatılı beton kullanımına ilişkin yapılan çalışmalar incelendiğinde lif donatılı beton dolu çelik tüplerin eksenel basınç dayanımı ve süneklik açısından önemli avantajlara sahip oldukları görülmüştür [17,20].

Bu bağlamda, bu çalışma kapsamında doluluk boşluk oranı, çelik tüplerin arasının beton dolu/boş olması ve lif donatılı beton kullanımının CFDST'lerin aksel yük altındaki davranışlarına olan etkisi deneysel olarak incelenmiş, güncel yönetmeliklerde verilen bağıntıların geçerliliği kontrol edilmiştir. Numunelerden seçilenler sonlu eleman analizi ile ABAQUS [21] programında modellenmiş, elde edilen sonuçlar deneysel çalışma sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Sonlu eleman analizinde beton malzeme modeli olarak Mander malzeme modeli, çelik için deneysel çalışma kapsamında yapılan çelik çekme deneyi sonuçları kullanılmıştır. Elde edilen verilerin sonucunda deneysel çalışma ile sayısal çalışma sonuçlarının tutarlı olduğu gözlemlenmiştir.

## 2. AMAÇ VE KAPSAM

Bu çalışmada içi beton dolu çift cidarlı çelik tüplerin yapısal performansları artırılarak daha yüksek kapasiteli taşıyıcı sistem özelliğinde, daha hafif ve daha küçük kesitli yapısal elemanlar tasarlanması amaçlanmıştır.

Çalışma kapsamında, çift cidarlı çelik tüplerin iç ve dış cidarlarının arasına beton doldurulmasının, doluluk/boşluk oranının ve polipropilen lif / çelik tel donatılı betonların CFDST'lerin aksel basınç dayanımı ve sünekliğine etkisi incelenmiştir. Parametrelerin karşılaştırmalı incelenmesi amacı ile 8 farklı tip numune üretilmesi, laboratuvar ortamında artan aksel yük altında monotonik olarak denenmesi ve böylece davranış eğrilerinin elde edilmesi hedeflenmiştir. Konu ile ilgili çalışmalar hızlanmakla birlikte bu çalışma kapsamında ele alındığı biçimde deneysel bir çalışmaya ulaşılamamıştır. Toplamda 8 adet numune yapısal performanslarının karşılaştırılması amacıyla 4 alt gruba ayrılmıştır: 1. grupta içi boş çift cidarlı çelik tüpler (DST), 2. grupta referans beton dolu çift cidarlı çelik tüpler (CFDST-R), 3. grupta içi polipropilen lif donatılı beton dolu çift cidarlı çelik tüpler (CFDST-P) ve 4. grupta içi çelik tel donatılı beton dolu çift cidarlı çelik tüpler (CFDST-D) bulunmaktadır. Her grup 2 adet numune içermekte olup numunelerden birinin doluluk/ boşluk oranı 0.46, diğerinin 0.70'tir. Numunelerin doluluk-boşluk oranı hesaplanırken;

$$\chi = D_i / (D_o - 2t_o) \quad (2.1)$$

bağıntısından yararlanılmıştır. Burada  $\chi$  doluluk-boşluk oranını,  $D_i$  iç çelik tüp çapını,  $D_o$  dış çelik tüp çapını ve  $t_o$  dış çelik tüp kalınlığını belirtmektedir.

Numunelerin üretilmesinden önce kullanılacak çelik tüplerin mekanik özelliklerini belirlemek amacıyla çelik çekme testleri yapılmıştır. Numune parametreleri kapsamında referans beton, çelik tel donatılı beton ve polipropilen lif donatılı beton olmak üzere 3 farklı beton üretimi yapılmıştır. Beton karışımları, çelik tüplerin arasında kalan, beton dökülecek alanların dışarıdan müdahale ile yerleştirmeye elverişli olmaması nedeniyle kendiliğinden yerleşen beton olarak tasarlanmıştır. Polipropilen lif ve çelik tel donatılı betonlar, referans beton karışımına gerekli miktarlarda eklenerek oluşturulmuş ve numuneler haricinde dökülen silindirik beton numunelerine basınç testleri yapılarak beton dayanımları belirlenmiştir. Referans betonun C30 beton dayanımı vermesi hedeflenmiştir. Numunelerin hazırlanmasının ardından her bir numuneye düşey yük altında monotonik basınç deneyi uygulanmıştır. Ayrıca, tüm numuneler sonlu eleman analizi ile ABAQUS programında modellenmiş ve elde edilen sonuçlar deneysel çalışma sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

## 3. DENEYSEL ÇALIŞMA

### 3.1. Ön Hazırlıklar

Tüm numuneler 300 mm uzunluğunda olup dış çelik tüp çapları 170 mm'dir. Her grupta 2 adet numune bulunmakta olup numunelerden biri 0.46, diğeri 0.70 doluluk boşluk oranına sahiptir.

Numunelerin geometrik ve malzeme özellikleri Çizelge 3.1’de verilmiştir. Numune isimlendirilmeleri numunelerin tasarım parametrelerine göre yapılmıştır. Örneğin, “DST-70” olarak isimlendirilen numunede “DST” harfleri numunenin içi boş çift cidarlı çelik tüp numune olduğunu ifade etmekte, 70 ise numunenin doluluk boşluk oranının 0.70 olduğunu belirtmektedir. Benzer şekilde, “CFDST-R-46” olarak isimlendirilen numunede “CFDST” harfleri numunenin içi beton dolu çelik tüp numune olduğunu, “R” harfi çelik tüplerin arasında bulunan sandviç betonun referans beton olduğunu ifade etmekte ve 46 ise numunenin doluluk boşluk oranının 0.46 olduğunu belirtmektedir. “CFDST-D” isimlendirmesinde “D” harfi sandviç betonun çelik lif donatılı olduğunu, “CFDST-P” isimlendirmesinde “P” harfi ise sandviç betonun polipropilen lif donatılı olduğunu ifade etmektedir.

Çizelge 3.1 - Numunelerin genel özellikleri

Numune Adı	L (mm)	D <sub>o</sub> (mm)	t <sub>o</sub> (mm)	D <sub>i</sub> (mm)	t <sub>i</sub> (mm)	$\chi$	Sandviç Beton Türü	f <sub>yo</sub> (MPa)	f <sub>yi</sub> (MPa)	f <sub>c</sub> (MPa)
DST-70	300	170	3.58	114.1	3.58	0.70	-	365	380	-
DST-46	300	170	3.58	76.1	3.58	0.46	-	365	320	-
CFDST-R-70	300	170	3.58	114.1	3.58	0.70	Referans Beton	365	380	35
CFDST-R-46	300	170	3.58	76.1	3.58	0.46	Referans Beton	365	320	35
CFDST-D-70	300	170	3.58	114.1	3.58	0.70	Çelik Lif Donatılı Beton	365	380	41
CFDST-D-46	300	170	3.58	76.1	3.58	0.46	Çelik Lif Donatılı Beton	365	320	41
CFDST-P-70	300	170	3.58	114.1	3.58	0.70	Polipropilen Lif Donatılı Beton	365	380	49
CFDST-P-46	300	170	3.58	76.1	3.58	0.46	Polipropilen Lif Donatılı Beton	365	320	49

### 3.2. Malzeme Deneyleri

Çelik tüplerin genişlik(çap)/kalınlık oranları belirlenirken AISC 360-16 (AISC 360-16, 2016a) [22] ve Eurocode 4 (EN 1994-1-1, 2004) [23] yönetmeliklerindeki kısıtlamalar esas alınmıştır. Buna göre, 170 mm, 114.1 mm ve 76.1 mm çaplarındaki çelik tüplerin D/t oranları sırası ile 47.5, 31.9 ve 21.3’tür. Numunelerde kullanılan çelik tüplerin malzeme özelliklerinin belirlenmesi amacıyla ASTM A370-08 [24] standardına göre her bir çelik tüpten çekme numunesi alınmış ve çekme deneyleri yapılmıştır. Toplamda 3 adet çekme (kupon) numunesi deneyi yapılmıştır. Gerilme ve birim uzama değerlerinin belirlenmesinde 0.002 kalıcı plastik deformasyona (ya da gerinim) karşılık gelen standart %0.2 offset metodu kullanılmıştır. Çekme testleri sonucunda, çelik tüplerin akma ve çekme mukavemetlerinin sırasıyla (320~380)MPa ve (400~460)MPa aralığında olduğu belirlenmiştir. Ayrıca elastisite modülü değerleri (174~200)GPa’dır.

Referans beton, çelik tel donatılı beton ve polipropilen lif donatılı beton olmak üzere 3 farklı beton üretimi yapılmıştır. Kendiliğinden yerleşen beton tercih edilmiştir [25,26]. Polipropilen lif ve çelik tel donatılı betonlar, referans beton karışımına gerekli miktarlarda eklenerek oluşturulmuş ve numuneler haricinde dökülen silindirik basınç dayanımı beton numunelerinin

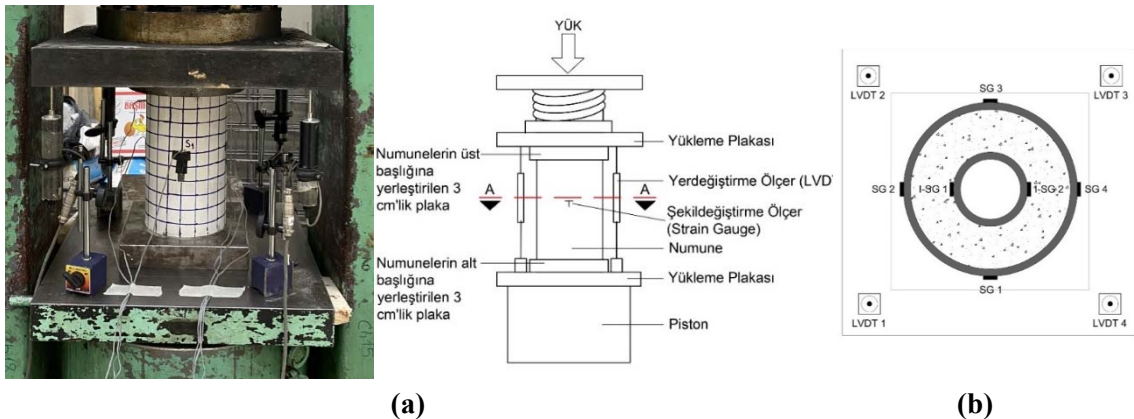
basınç testleri yardımı ile dayanımları belirlenmiştir. Referans betonun C30 beton dayanımı vermesi hedeflenmiştir. Çelik tel donatılı betonların üretilmesinde Dramix marka çelik teller kullanılmıştır. C30/37 beton sınıfı için önerilen karışım dozajı  $25 \text{ kg/m}^3$ 'tür. Polipropilen lif donatılı betonların üretilmesinde Polytwist PT54 olarak isimlendirilen polipropilen lif kullanılmıştır. Çelik tel donatı ve polipropilen lif donatı malzeme özellikleri Çizelge 3.3'de görülmektedir. Betonlar döküldükten 21 gün sonra istenilen dayanıma ulaşıldığından tüm numunelerin aksel basınç deneylerine başlanmıştır.

**Çizelge 3.3 - Çelik tel donatı ve polipropilen lif donatı malzeme özellikleri**

Tür	Uzunluk (mm)	Çekme Dayanımı (MPa)	Lif Sayısı/kg	Özgül Ağırlık ( $\text{g/cm}^3$ )	Elastisite Modülü (GPa)
Çelik Tel Donatı (Dramix)	60	1600	3109	7.85	200
Polipropilen Lif Donatı (Polytwist PT54)	54	600	37000	0.91	7.2~8.5

### 3.3. Deney Düzenegi

Deneylerde TML marka akma sonrası ölçüm yapabilen şekildeğiştirme ölçerler kullanılmıştır. Her bir iç çelik tüpe 2 adet, dış çelik tüpe ise 4 adet olmak üzere her bir numune için toplam 6 adet şekildeğiştirme ölçer kullanılmıştır. Her numunenin dış tüpü üzerinde, numune boyunun  $\frac{1}{2}$ 'sinde olmak üzere tüp yüzeyinin 4 eşit noktasından şekildeğiştirme ölçümü yapılmıştır. Her numunenin iç tüpü üzerinde ise, numune boyunun  $\frac{1}{2}$ 'sinde olmak üzere tüp yüzeyinin karşılıklı 2 noktasından şekildeğiştirme ölçümü yapılmıştır. Beton dökümünden önce çelik tüpler kalıplara yerleştirilirken iç ve dış çelik tüplere yapıştırılan şekildeğiştirme ölçerlerin aynı doğrultuda olacak şekilde yerleştirilmesine özen gösterilmiştir. Bu sistem tüm numune üzerindeki gerilme ve şekildeğiştirme dağılımını uygun biçimde vermektedir [29].



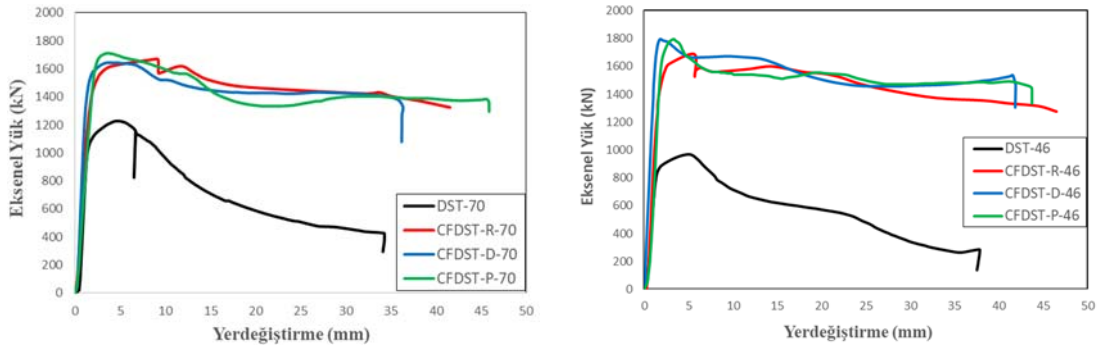
**Şekil 3.2 - (a) Deney düzeneginin genel görünüşü (b) Şekildeğiştirme ve yerdeğiştirme ölçerlerin A-A kesiti üzerinde yerleşimi.**

Numunelerde eksenel kısaltmaları ölçmek amacıyla 4 adet doğrusal yerdeğiştirme ölçer kullanılmıştır. Yerdeğiştirme ölçerler makinanın yükleme plakalarının arasına, 4 köşeye yerleştirilmiştir. Deney düzeneğinin genel görünüşü Şekil 3.2a'da şekildegıştırme ve yerdeğiştirme ölçerlerin konumlandırılması Şekil 3.2-b'de verilen A-A kesitinde görülmektedir.

## 4. DENEY SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMASI

### 4.1. Sandviç Beton Etkisi

Sandviç betonun içi beton dolu çift cidarlı çelik tüplerin eksenel basınç dayanımına etkisini gözlemlenmek amacıyla aynı doluluk boşluk oranına sahip numuneler karşılaştırılmıştır. Numunelerin eksenel yük(kN)-yerdeğiştirme(mm) eğrileri ise Şekil 4.1'de verilmiştir. Eğriler karşılaştırıldığında, doluluk boşluk oranı ve sandviç beton türü farketmeksizin, içi beton dolu çift cidarlı çelik tüp (CFDST) numunelerin içi beton dolu olmayan çelik tüp (DST) numunelere göre, beklendiği üzere, çok daha yüksek düşey yük dayanımına sahip olduğu görülmektedir. Çelik tüplerin arasında yer alan sandviç beton numunelerin eksenel basınç dayanımında %35~85.5 oranında artış sağlamıştır. Benzer şekilde, CFDST numunelerin DST numunelere göre %306~342 oranında daha sünek davranış sergilediği görülmektedir. Bu olumlu durum sandviç beton ile sağlanan sargı/sınırlama etkisi ve böylece yerel burkulmanın gecikmesi ile açıklanabilir.

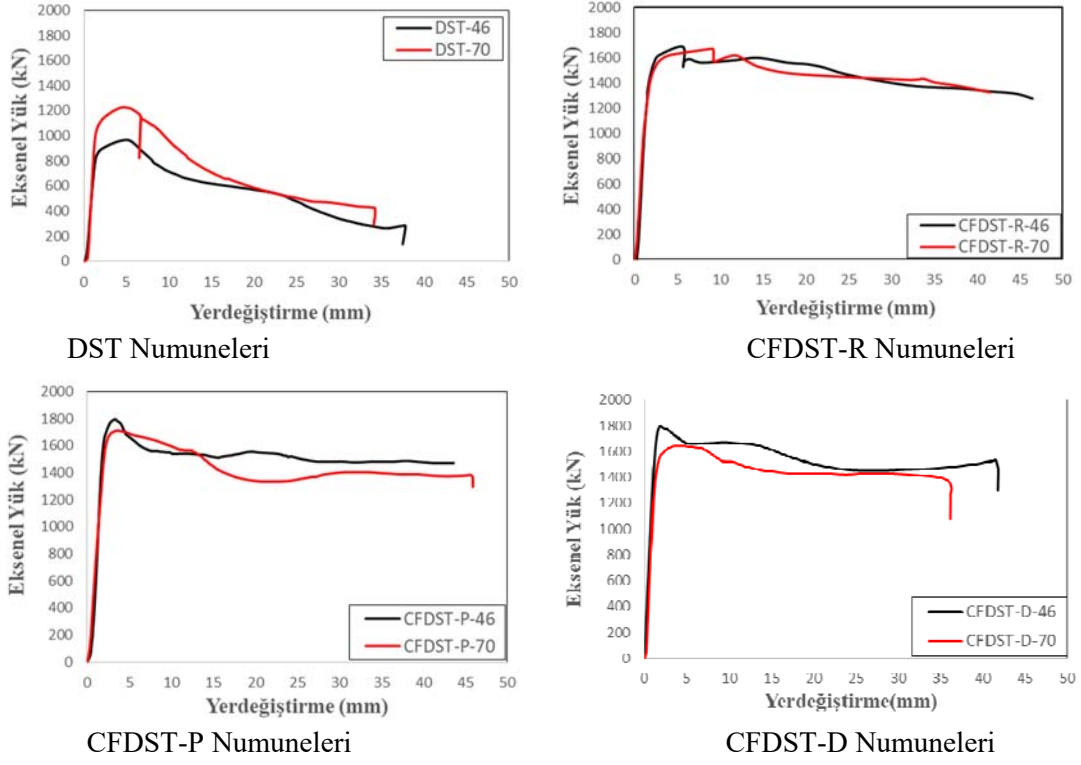


Şekil 4.1 - Doluluk-boşluk oranı 0.70 ve 0.46 olan numunelerin eksenel yük(kN)-yerdeğiştirme(mm) eğrileri.

### 4.2. Doluluk-Boşluk Oranı Etkisi

Doluluk-boşluk oranının 0.46'dan 0.70'e artmasıyla iç çelik tüp çapı 76.1'den 114.1'e çıkmış, numunenin çelik tüp enkesit alanı %15.93 oranında artmıştır. Çelik tüp kesit alanındaki bu artışa bağlı olarak, doluluk-boşluk oranının artmasıyla çift cidarlı içi boş çelik tüp numunelerin eksenel basınç dayanımının %26.9 ve süneklik oranının %19.2 oranında arttığı görülmüştür. Çift cidarlı içi beton dolu numunelerde ise, doluluk-boşluk oranının 0.46'dan 0.70'e artmasıyla çelik tüp kesit alanı %15.93 oranında artmış, ancak sandviç beton kesit alanı %34.9 azalmıştır. Beton kesit alanındaki azalmaya bağlı olarak, doluluk-boşluk oranındaki artışın beton karışımı farketmeksizin, tüm içi beton dolu çift cidarlı çelik tüp numunelerin eksenel basınç dayanımını %1.2~%8.9 aralığında azalttığı sonucuna ulaşılmıştır. Numunelerin genel akma yöntemine göre hesaplanan süneklik oranları Bölüm 4.4'te detaylı olarak açıklanmıştır. Numunelerinin eksenel yük(kN)-yerdeğiştirme(mm) grafikleri Şekil 4.2'de verilmiştir.

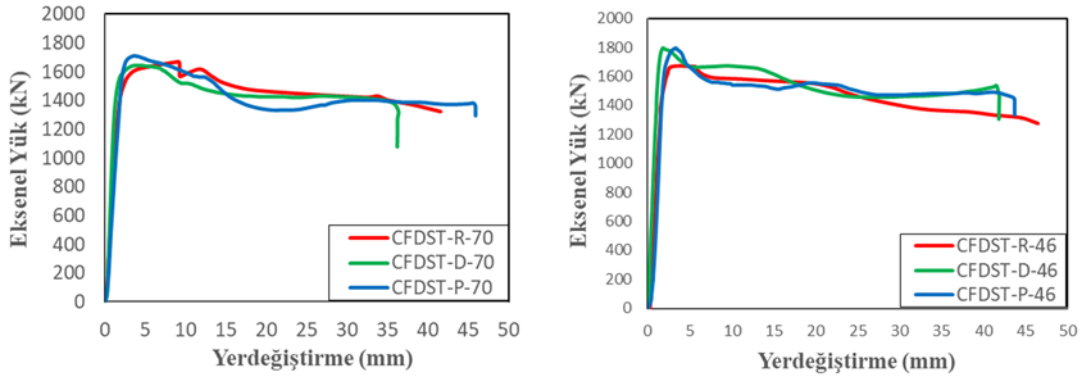




Şekil 4.2 - Numunelerinin aksenal yük(kN)-yerdeğiştirme(mm) grafikleri

### 4.3. Lif Donatılı Beton Etkisi

Doluluk-boşluk oranı 0.70 olan numunelerin eğrileri karşılaştırıldığında, numunelerin aksenal basınç dayanımlarında küçük miktarlarda artış/azalış olduğu, ancak süneklik oranının ise önemli miktarda değiştiği görülmüştür. CFDST-R-70 numunesinin maksimum aksenal basınç dayanımının CFDST-D-70 numunesine göre %1.18 daha fazla olduğu, CFDST-P-70 numunesinin ise CFDST-R-70 ve CFDST-D-70 numunelerine göre sırası ile %2.65 ve %3.72 daha yüksek aksenal basınç dayanımına sahip olduğu görülmektedir. Numunelerin süneklik oranları karşılaştırıldığında ise CFDST-R-70 numunesinin CFDST-P-70 numunesine göre %60.3 daha sünek davranış sergilediği görülmüştür. CFDST-P-70 numunesi ile CFDST-D-70



Şekil 4.3 - Beton türüne ve doluluk-boşluk oranına bağlı aksenal yük(kN)-yerdeğiştirme(mm) eğrileri

numunelerinin süneklik oranları karşılaştırıldığında ise CFDST-D-70 numunesinin süneklik oranının %67.1 daha yüksek olduğu görülmüştür. Doluluk-boşluk oranı 0.70 ve 0.46 olan içi beton dolu numunelerin eksenel yük(kN)-yerdeğiştirme(mm) eğrileri Şekil 4.3'te verilmiştir.

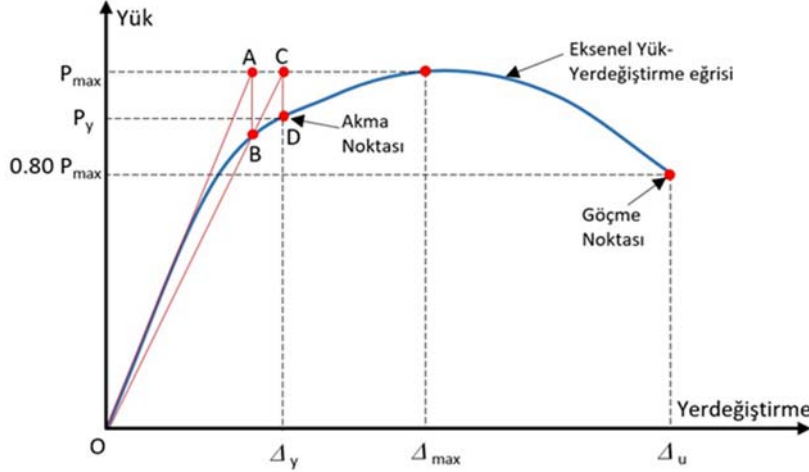
CFDST-D-46 ve CFDST-P-46 numuneleri CFDST-R-46 numunesine göre %7.65 daha yüksek eksenel basınç dayanımına sahiptir. Buna karşın, CFDST-R-46 numunesinin CFDST-P-46 ve CFDST-D-46 numunelerine göre sırası ile %27.1 ve %12.5 daha sünek davranış sergiledikleri görülmektedir. Doluluk-boşluk oranı farketmeksizin CFDST-P numunelerinin CFDST-R ve CFDST-D numunelerine göre, CFDST-R numunelerinin ise CFDST-D numunelerine göre daha sünek davranış sergilediği görülmektedir. Ayrıca, lif donatılı beton dolu DST'lerin eksenel basınç dayanımlarının düşük doluluk-boşluk oranına sahip numunelerde daha yüksek olduğu görülmektedir. Bu durum, beton hacmi arttıkça lif donatılı beton etkisinin artması ile açıklanabilir.

#### 4.4. Süneklik Oranı ve Enerji Yutma Kapasitesi

Numunelerin yerdeğiştirme-süneklik oranlarının hesaplanmasında aşağıdaki bağıntıdan yararlanılmıştır:

$$DI = \mu = \Delta_u / \Delta_y \quad (4.1)$$

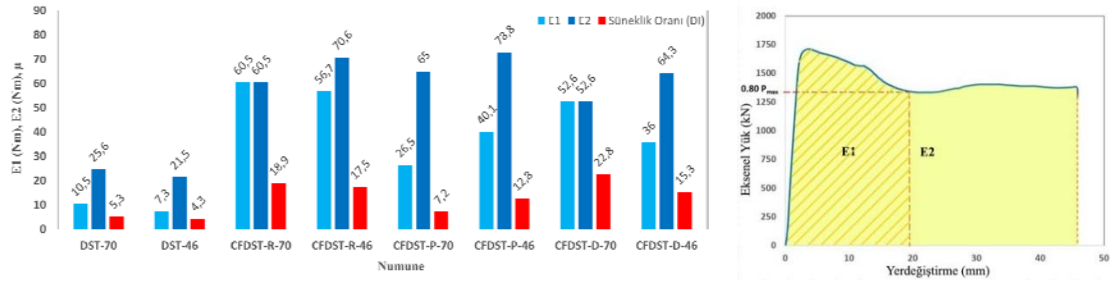
Burada  $DI=\mu$  yerdeğiştirme sünekliğini (hasar indeksi),  $\Delta_u$  nihai/son yerdeğiştirmeyi,  $\Delta_y$  ise akma yerdeğiştirmesini belirtmektedir. Numunelerin son yerdeğiştirmeleri (ya da yerdeğiştirme kapasiteleri) ve akma yerdeğiştirmeleri hesaplanırken Şekil 4.4'deki genel akma yönteminden yararlanılmıştır.



Şekil 4.4 - Genel akma yöntemi ile akma noktasının tanımı [27]

Genel akma yöntemine göre lif donatılı beton dolu DST numunelerin süneklik oranları hesaplanırken eksenel yük-yerdeğiştirme eğrilerinde görülen ani iniş/çıkışlar  $0.80P_{max}$  değerine karşılık gelen  $\Delta_u$  değerinin küçük çıkmasına, dolayısı ile süneklik oranının düşmesine neden olmaktadır. Bu nedenle, numunelerin eksenel yük-yerdeğiştirme eğrilerinin altında kalan alan hesaplanarak enerji yutma kapasiteleri belirlenmiştir. E1 ve E2 olmak üzere iki adet enerji yutma kapasitesi hesaplanmıştır. E1, eksenel yük-yerdeğiştirme eğrisinde  $0.80P_{max}$  değerine kadar olan kısmın altında kalan alanı, E2 değeri ise tüm eğrinin altında kalan alanı belirtmektedir (Şekil 4.5). Numunelerin E1, E2 değerleri ve süneklik oranları da bu şekil üzerinde verilmiştir. Doluluk-

boşluk oranı farketmeksizin tüm CFDST numunelerin DST numunelere göre daha yüksek süneklik oranına sahip oldukları görülmektedir (%306~342). Bu durum, çelik tüplerin sandviç beton üzerinde oluşturduğu sargılama etkisi ve böylece yerel burkulmanın gecikmesi ile açıklanabilir. Doluluk-boşluk oranı azaldıkça, azalan çelik tüp enkesit alanına bağlı olarak, DST numunelerin enerji yutma kapasitelerinin %13~30.5 oranında azaldığı görülmektedir. CFDST numuneler karşılaştırıldığında, CFDST-R-70 ve CFDST-D-70 numunelerinin süneklik oranlarının CFDST-R-46 ve CFDST-D-46 numunelerine göre sırası ile %7.4 ve %32.9 daha yüksek olduğu görülmektedir. Benzer şekilde, CFDST-R-70 ve CFDST-D-70 numunelerinin E1 değerlerinin CFDST-R-46 ve CFDST-D-46 numunelerine göre sırası ile %6.3 ve %31.6 daha yüksek olduğu görülmektedir. Buna karşın, CFDST-P-46 numunesi CFDST-P-70 numunesine göre %43.75 daha yüksek süneklik oranı ve %83.8 daha yüksek E1 değerine sahiptir. E2 değerleri incelendiğinde ise doluluk-boşluk oranı arttıkça tüm CFDST numunelerinin E2 değerinin %12.1~22.1 azaldığı görülmektedir. Ayrıca, en yüksek E2 değerine sahip numunenin 0.46 doluluk-boşluk oranına sahip içi polipropilen lif katkılı beton dolu çift cidarlı çelik tüp numune (CFDST-P-46) olduğu görülmektedir.



Şekil 4.5 - Numunelerin E1, E2 değerleri ve süneklik oranları

#### 4.5. Göçme Modları

İç çelik tüp ve sandviç betonda oluşan deformasyonların/hasarların en gerçekçi biçimde anlaşılabilmesi ve çelik tüpler ile beton arasındaki ilişki hakkında bilgi edinmek amacıyla numuneler deney sonrası ikiye kesilmiştir. DST ve CFDST numunelerinin göçme modları karşılaştırıldığında ise dış çelik tüplerin göçme modlarında farklılık görülmemekte olup DST numunelerin iç çelik tüplerinde dışa doğru burkulma görülürken CFDST numunelerin iç çelik tüplerinde içe doğru burkulma gerçekleşmiştir. Bu durum eksenel basınç etkisindeki sandviç betonun yanal genişlemesinin sonucudur [30]. CFDST numunelerin dış çelik tüplerinin göçme modları karşılaştırıldığında, doluluk-boşluk oranı 0.70 olan numunelerin dış çelik tüplerinde burkulmalar h numune boyu olmak üzere genel olarak üst başlıkta yoğunlaşırken (20~30% h) doluluk-boşluk oranı 0.46 olan numunelerde ise burkulmaların numunelerin orta kısımlarında (40~60% h) meydana geldiği görülmüştür. Doluluk-boşluk oranı azaldıkça iç çelik tüp çapı küçülerek D/t oranı azalmakta, artan beton hacmi ile betonun çelik tüpler üzerinde oluşturduğu basınç artmakta, çapı küçülerek D/t oranı azalan iç çelik tüpün burkulması zorlaşmakta ve daha narin olan dış çelik tüpte yerel burkulmalar artmaktadır. 0.70 ve 0.46 doluluk-boşluk oranına sahip numunelerin yerel burkulma bölgelerindeki farklılığın bu durumdan kaynaklandığı düşünülmektedir. Betonun yanal genişlemesi iç ve dış çelik tüplerde yanal basınç oluşturmakta ve iç çelik tüpün içe doğru burkulmasına neden olmaktadır. Doluluk-boşluk oranı farketmeksizin referans beton dolu DST'lerin eksenel yük altında polipropilen ve çelik lif donatılı DST'lere göre daha fazla deplasman yaptığı görülmektedir. Sonuç olarak, sandviç betona eklenen lif donatılar eksenel yük altında betonun yanal genişlemesini kısıtlamakta ve CFDST'lerin rijitliğini arttırmaktadır. Seçilen numunelerdeki göçme modlarına ilişkin fotoğraflar ileriki bölümlerde sonlu eleman sonuçlarıyla birlikte verilecektir.

## 5. CFDST'LER İLE İLGİLİ TASARIM YÖNETMELİKLERİ

Deney numunelerinin tasarlanmasında ve deney sonuçlarının değerlendirilmesinde yararlı olacağı düşüncesiyle AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings (2016) [22], EN 1994-1-1, Eurocode 4 [23] ve Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esasları (2017)'nda [28] beton dolgulu tek cidarlı boru kesitli kompozit elemanlar ile ilgili verilen koşullar incelenmiş, [29]'da tüm detaylar verilmiştir.

Özetle, AISC 360-16, EC4 ve ÇYTHYE'de yer alan beton dolgulu boru kesitli kompozit elemanlara ilişkin sınırlandırmalar Çizelge 5.1'de topluca verilmiştir.

**Çizelge 5.1 - Tasarım yönetmeliklerindeki malzeme sınırlandırmaları**

Parametre	AISC 360-16	EC4	ÇYTHYE
$f_y$ (MPa)	$f_y \leq 525$	$235 \leq f_y \leq 460$	$f_y \leq 460$
$f_c$ (MPa)	$21 \leq f'_c \leq 70$	$20 \leq f_c \leq 60$	$20 \leq f_{ck} \leq 70$
D/t	$\leq 0.31 (E_s/f_y)$	$\leq 90 (235/f_y)$	$\leq 0.31 (E_s/f_y)$
Çelik miktarı	$\geq$ tüm kesit alanının %1'i	$0.2 \leq \delta \leq 0.9$	$\geq$ tüm kesit alanının %1'i
Narinlik	$KL/r \leq 200$	$\lambda \leq 2$	$KL/r \leq 200$

**Çizelge 5.2 - Numunelerin yönetmelik tarafından önerilen/öngörülen bağıntılar ile hesaplanan ve deneysel sonuçlardan elde edilen eksenel basınç kapasiteleri**

Numune	$P_{u,deney}$ (kN)	$P_{AISC}$ (kN)	$P_{EC4}$ (kN)	$P_{AISC}/P_{u,deney}$	$P_{EC4}/P_{u,deney}$
DST-70	1226.25	1155.2	1155.62	0.94	0.94
DST-46	966.285	944.08	944.08	0.98	0.97
CFDST-R-70	1667.7	1498.93	1567.87	0.90	0.94
CFDST-R-46	1687.7	1471.24	1639.0	0.87	0.97
CFDST-D-70	1648.08	1570.77	1610.07	0.95	0.98
CFDST-D-46	1795.23	1581.56	1744.59	0.88	0.97
CFDST-P-70	1711.85	1652.50	1696.04	0.97	0.99
CFDST-P-46	1795.23	1707.05	1887.23	0.95	1.05
Ortalama				0.93	0.98
Standart Sapma				0.04	0.03

Yönetmelik bağıntılarıyla hesaplanan ve bu çalışma kapsamında yapılan deneyler sonucunda elde edilen eksenel basınç değerleri Çizelge 5.2'de sunulmuştur. AISC 360-16 ve EC4 yönetmeliklerinde çift cidarlı içi beton dolu çelik tüplerin eksenel basınç kapasitelerine ilişkin bir bağıntı bulunmamaktadır. Çizelge 5.2 incelendiğinde, tek cidarlı (dışta tek tüp) içi beton dolu kesitler için EC4 yönetmeliğine göre hesaplanan numune kapasitelerinin deney sonuçları ile en yakın değerleri verdiği görülmektedir. AISC 360-16 ve EC4 sonuçlarının deney sonuçlarından küçük kalmasının önemli bir nedeni de önerilen bağıntıda içteki çelik tüpün sargı etkisinin dikkate alınmamasıdır. Böylece bu test programında dikkate alınan numuneler için EC4'de önerilen bağıntının güvenli tarafta kalan sonuçlar verdiği anlaşılmaktadır. Tüm sonuçlar birlikte

düşünüldüğünde aksnel kapasitenin her bir yönetmelikte verilen/öngörülen bağıntılar yardımıyla yeterli doğrulukta hesaplanabildiği görülmüştür; maksimum fark %13 ile AISC 360-16 bağıntısında ortaya çıkmaktadır.

## 6. SONLU ELEMAN MODELİ (FEM) VE DENEYSEL SONUÇLAR İLE KARŞILAŞTIRMA

### 6.1. Varsayımlar

CFDST'lerin aksnel basınç altında yapısal davranışını incelemek amacıyla numunelerden seçilenler (DST-46 ve CFDST-R-46) sonlu eleman analizi (FE) ile ABAQUS [21] programında modellenmiş ve deneysel sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Yükler, sınır koşulları ve CFDST'lerin yapısal özellikleri radyal simetrik olduğundan simetrik aksnel model kullanılmıştır. CFDST'nin tüm bileşenlerini ayrıklaştırmak için azaltılmış entegrasyona sahip 4 düğümlü dörtgen aksnel simetrik eleman tipi CAX4R kullanılmıştır. İç ve dış çelik tüpler ile sandviç betonu ayırmak için üç ve beş ağ katmanı kullanılmıştır. CFDST'lerin alt yüzeyi tüm serbestlik derecelerinde sabitlenmiş ve deneysel sınır koşullarını temsil etmek için CFDST'lerin üst yüzeyinde yalnızca X akseni boyunca öteleme izin verilmiştir.

Sandviç beton ve çelik tüpler arasındaki etkileşim, yüzeyden yüzeye temas kullanılarak tanımlanmıştır. Sürtünme katsayısı 0,3[31] olarak kabul edilmiştir. Beton ve çelik boruların temas yüzeyleri bağımlı ve ana yüzeyler olarak alınmıştır. Elastisite modülü, Poisson oranı ve iç ve dış çelik tüplerin akma dayanımı sırası ile 200 GPa, 0.3 ve 365 MPa'dır. Çeliğin plastik davranışının, akma dayanımından sonra doğrusal ve %1 rijitlik ile olduğu varsayılmıştır [32]. Sandviç betonun çelik tüpler arasındaki davranışı, sargılama etkisinden dolayı normal betondan farklıdır. Sargılanmış betonun gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi  $\sigma$  ve  $\epsilon$ . [33] çalışmasına göre elde edilmiştir. Drucker-Prager malzeme modeli kullanılmıştır. Sürtünme açısı, akma gerilme oranı ve genişleme açısı, önceki çalışmalara dayanarak sırasıyla 20, 0.8 ve 30 olarak seçilmiştir [31].

### 6.2. Karşılaştırma

Deneysel çalışma sonuçları ve DST-46 ile CFDST-R-46 numuneleri için geliştirilen sonlu eleman analiz modeli sonuçları maksimum aksnel basınç dayanımı, aksnel yük-yerdeğiştirme ve göçme modları olmak üzere 3 parametre kapsamında karşılaştırılmıştır. Modelleme için seçilen numunelerin deney sonucu ve sonlu eleman (FE) analizinden elde edilen aksnel basınç kapasiteleri ve bunların birbirine oranları Çizelge 6.1'de verilmiştir. Şekil 6.1'de DST ve CFDST numunelerinin deneysel çalışma ve sonlu eleman analizi modelinden elde edilen aksnel yük-yerdeğiştirme eğrileri ve göçme modları karşılaştırılmıştır. Sonlu eleman modelinde numunelerin pik (aksnel yük-yerdeğiştirme eğrisinde numunenin göçmeden önce dayanabildiği maksimum/nihai yük değerine ( $P_{max}$ ) karşılık gelen noktayı ifade etmektedir.) sonrası davranışlarının deneysel sonuçlar ile bir miktar farklı olması, sonlu eleman analizinde nihai yüke ulaşıldıktan sonra malzeme davranış değişikliklerinin rastgeleliği ile ilişkilendirilebilir. Genel olarak, sonlu eleman analizi modelinin DST ve CFDST'lerin aksnel basınç altındaki davranışını iyi derecede öngördüğü söylenebilir.

**Çizelge 6.1** - Numunelerin deneysel sonuçlardan ve sonlu eleman analizinden elde edilen aksnel basınç kapasiteleri

Numune	$P_{u,deny}$ (kN)	$P_{u,FEM}$ (kN)	$P_{u,FEM}/ P_{u,deny}$
DST-46	966.29	1110	1.15
CFDST-R-46	1687.70	1870	1.11



Numunelerin sonlu eleman analizi modelinde meydana gelen göçme modları ile deneysel gözlemler karşılaştırıldığında, genel olarak, iç ve dış çelik boruların göçme modlarının benzer olduğu görülmektedir.

## 7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Çalışma kapsamında, çift cidarlı içi beton dolu çelik tüplerin (CFDST) aksel basınç altındaki davranışlarını incelemek amacıyla dış çelik tüp çapları 170 mm ve yükseklikleri 300 mm olan toplamda 8 adet numune üretilmiş ve monotonik olarak artan aksel basınç kuvveti altında göçmeye kadar zorlanmıştır. Deney sonuçlarından elde edilen verilerle numunelerin akma sınır değerleri, aksel yük taşıma kapasiteleri ve süneklik oranları elde edilmiştir. Numunelerden seçilen ikisi sonlu eleman analizi ile ABAQUS programında modellenmiş, elde edilen verilerle deneysel numunelerin davranışları karşılaştırılmıştır. Deneysel ve nümerik çalışma sonucunda elde edilen sonuçlar aşağıda sunulmuştur.

- Doluluk-boşluk oranı ve sandviç beton türü farketmeksizin, içi beton dolu çift cidarlı çelik tüp (CFDST) numunelerin içi beton dolu olmayan çelik tüp (DST) numunelere göre, beklendiği üzere, çok daha yüksek düşey yük dayanımına sahip olduğu ve daha sünek davranış sergilediği saptanmıştır. Çelik tüplerin arasına dökülen sandviç beton çift cidarlı çelik tüplerin aksel basınç dayanımını %35~85.5 oranında, süneklik oranını ise %306~333 oranında arttırmıştır.
- Doluluk-boşluk oranındaki artışın, çelik tüp kesit alanının artmasına bağlı olarak, içi boş çift cidarlı çelik tüp numunelerin (DST) aksel basınç dayanımını %26.9 oranında ve sünekliğini %19.2 oranında arttırdığı görülmüştür.
- Doluluk-boşluk oranındaki artışın, beton kesit alanının azalmasına bağlı olarak, beton karışımı farketmeksizin (lifli ya da lifsiz), tüm içi beton dolu çift cidarlı çelik tüp numunelerin (CFDST) aksel basınç dayanımını %1.8~8.9 aralığında azalttığı görülmüştür. Süneklik oranları karşılaştırıldığında ise, doluluk-boşluk oranındaki artışın içi referans beton ve çelik lif katkılı beton dolu çift cidarlı çelik tüplerin (CFDST-R, CFDST-D) süneklik oranını sırası ile %8 ve %49 arttırdığı, ancak içi polypropylene lif katkılı beton dolu numunelerin süneklik oranını %43.5 azalttığı görülmektedir. En yüksek enerji yutma kapasitesine sahip numunenin 0.46 doluluk-boşluk oranına sahip polipropilen lif donatılı beton dolu çift cidarlı çelik tüp numune (CFDST-P-46) olduğu tespit edilmiştir.
- Doluluk-boşluk oranı farketmeksizin, lif katkılı beton ile doldurulmuş çelik tüp numunelerin referans beton dolu olanlara göre bir miktar daha yüksek düşey basınç dayanımına sahip oldukları saptanmıştır.
- Numunelerin sonlu eleman analizi modelinde meydana gelen göçme modları ile deneysel gözlemler karşılaştırıldığında, genel olarak, iç ve dış çelik boruların göçme modlarının benzer olduğu görülmüştür. Dolayısı ile modelleme varsayımlarının tutarlı olduğu belirlenmiştir.

### Semboller

$\chi$	: Doluluk-boşluk oranı
$D_i$	: İç çelik tüp çapı
$D_o$	: Dış çelik tüp çapı
$t_i$	: İç çelik tüp kalınlığı
$t_o$	: Dış çelik tüp kalınlığı

L	: Numune boyu
$f_{yo}$	: Dış çelik tüp akma dayanımı
$f_{yi}$	: İç çelik tüp akma dayanımı
$f_c$	: Beton karakteristik basınç dayanımı (Eurocode 4, AIJ)
$f'_c$	: Beton karakteristik basınç dayanımı (AISC 360-16)
$f_{ck}$	: Beton karakteristik basınç dayanımı (ÇYTHYE)
$f_y$	: Çelik akma dayanımı
D/t	: Boru profiller için yerel narinlik
DI	: Süneklik oranı
$\mu$	: Süneklik oranı
$\Delta_u$	: Nihai yerdeğiştirme
$\Delta_y$	: Akma yerdeğiştirmesi
$\Delta_{max}$	: Maksimum yerdeğiştirme
0.80 P <sub>max</sub>	: Göçme sınır değeri
P <sub>y</sub>	: Akma sınır değeri
P <sub>u,deney</sub>	: Deney sonuçlarından elde edilen maksimum eksenel basınç dayanımı
P <sub>u,FEM</sub>	: Nümerik çalışma sonuçlarından elde edilen maksimum eksenel basınç dayanımı
P <sub>AISC</sub>	: AISC yönetmelik bağıntısı ile hesaplanan eksenel basınç dayanımı
P <sub>EC4</sub>	: EC4 yönetmelik bağıntısı ile hesaplanan eksenel basınç dayanımı
E1	: Enerji yutma kapasitesi (Eksenel yük-yerdeğiştirme eğrisinde 0.80P <sub>max</sub> değerine kadar olan kısmın altında kalan alan)
E2	: Enerji yutma kapasitesi (Eksenel yük-yerdeğiştirme eğrisinin altında kalan tüm alan)
h	: Numune boyu
$\delta$	: Çelik katılım oranı $\lambda_p$
$\lambda$	: Narinlik sınır değeri (EC4)
KL/r	: Narinlik sınır değeri (AISC, ÇYTHYE)

### **Teşekkür**

Bu çalışma, İTÜ-BAP Birimi tarafından MYL-2019-42065 No'lu proje kapsamında finansal olarak desteklenmiştir. Deneyler İTÜ İnşaat Fakültesi, Yapı Malzemesi Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiş olup teknik personelin yardımları için yazarlar teşekkür ederler. Beton üretimi Doç.Dr.Hasan Yıldırım'ın önerileri doğrultusunda yapılmıştır. Modellemedeki katkıları için Cem Güzelbulut'a yazarlar teşekkür ederler.

### **Kaynaklar**

1. Ayough, P., Sulong, N. H. R. and Ibrahim, Z., "Analysis and review of concrete-filled double skin steel tubes under compression", Thin-Walled Structures, 2020, 148, 160495.
2. Tao, Z. and Han, L.-H., "Behaviour of concrete-filled double skin rectangular steel tubular beam-columns", Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62, 631-646.



3. Gayathri, V., Shanmugam, N.E. and Choo, Y.S., “Concrete-filled tubular columns part 1- cross section analysis”, *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 2004, 4, 459-478.
4. Huang, H., Han, L.-H., Tao, Z. and Zhao, X.-L., “Analytical behaviour of concrete-filled double skin steel tubular (CFDST) stub columns”, *Journal of Constructional Steel Research*, 2010, 66, 542-555.
5. Han, L.-H., Ren, Q.-X. and Li, W., “Tests on stub stainless steel-concrete-carbon steel double skin tubular (DST) columns”, *Journal of Constructional Steel Research*, 2010, 67, 437-452.
6. Yuan, W.B. and Yang J.J., “Experimental and numerical studies of short concrete-filled double skin composite tube columns under axially compressive loads”, *Journal of Constructional Steel Research*, 2013, 80, 23-31.
7. Zhao, X.L. and Packer J.A., “Tests and design of concrete-filled elliptical hollow section stub columns”, *Thin-Walled Structures*, 2009, 47, 617-628.
8. Huang, H., Han, L.-H., Tao, Z. and Zhao, X.-L., “Analytical behaviour of concrete-filled double skin steel tubular (CFDST) stub columns”, *Journal of Constructional Steel Research*, 2010, 66, 542-555.
9. Hassanein, M.F. and Kharoob O.F., “Analysis of circular concrete-filled double skin tubular slender columns with external stainless steel tubes”, *Thin-Walled Structures*, 2014, 79, 23-37.
10. Zhao, H., Wang, R., Lam, D., Hou, C.-C. and Zhang, R., “Behaviours of circular CFDST with stainless steel external tube: Slender columns and beams”, *Thin-Walled Structures*, 2021, 158, 107172.
11. Han, T. H., Stallings, J. M. and Kang, Y. J., “Nonlinear concrete model for double-skinned composite tubular columns”, *Construction and Building Materials*, 2010, 24, 2542-2553.
12. Hassein, M.F., Kharoob, O.F. and Liang, Q.Q., “Circular concrete-filled double skin tubular short columns with external stainless steel tubes under axial compression”, *Thin-Walled Structures*, 2013, 73, 252-263.
13. Li, W. and Cai, Y.-X., “Performance of CFDST stub columns using high-strength steel subjected to axial compression”, *Thin-Walled Structures*, 2019, 141, 411-422.
14. Li, W., Wang, D. and Han, L.-H., “Behaviour of grout-filled double skin steel tubes under compression and bending: Experiments”, *Thin-Walled Structures*, 2017, 116, 307-319.
15. Pagoulatou, M., Sheehan, T., Dai, X.H. and Lam, D., “Finite element analysis on the capacity of circular concrete-filled double-skin steel tubular (CFDST) stub columns”, *Engineering Structures*, 2014, 172, 211-228.
16. Tao, Z., Han, L.-H. and Zhao, X.-L., “Behaviour of concrete-filled double skin (CHS inner and CHS outer) steel tubular stub columns and beam-columns”, *Journal of Constructional Steel Research*, 2004, 60, 1129-1158.
17. Ellobody, E. and Ghazy, M.F., “Experimental investigation of eccentrically loaded fibre reinforced concrete-filled stainless steel tubular columns”, *Journal of Constructional Steel Research*, 2012, 76, 167-176.
18. Badogiannis, E.G., Christidis, K.I. and Tzanetatos, G.E., “Evaluation of the mechanical behavior of pumice lightweight concrete reinforced with steel and polpropylene fibers”, *Construction and Building Materials*, 2019, 196, 443-456.

19. Fantilli, A. P., Vallini, P. and Chiaia, B., “Ductility of fiber-reinforced self-consolidating concrete under multi axial compression”, *Cement & Concrete Composites*, 2011, 33, 520-527.
20. Gopal, S.R. and Manoharan, P.D., “Experimental behaviour of eccentrically loaded slender circular hollow steel columns in-filled with fibre reinforced concrete”, *Journal of Constructional Steel Research*, 2006, 62, 513-520.
21. ABAQUS, Standard User's Manual The Abaqus Software is a product of Dassault Systèmes Simulia Corp. Providence, 2014, RI, USA: Dassault Systèmes, USA; 2008.
22. AISC 360-16 (2016a), Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, 2016, Chicago, IL.
23. EN 1994-1-1: Eurocode 4, Design of Composite Steel and Concrete Structures, 2004, European Committee for Standardization, Brussels.
24. ASTM 370-8a, Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products, 2008, West Conshohocken, PA: American Society for Testing and Materials.
25. Yildirim, H., Sertbas, B., Berberil, V. and Naaman, A., “Effect of polypropylene and steel fibers on properties of self-compacting concrete”, *The Third North American Conference on the Design and Use of Self Consolidating Concrete, Challenges and Barriers to Application*, 2008, Chicago.
26. Ekmekyapar, T., Alwan, O. H., Hasan, H. G., Shehab, B. A. and Al-Eliwi, B. J. M., “Comparison of classical, double skin and double section CFST stub columns: Experiment and design formulations”, *Journal of Constructional Steel Research*, 2019, 155, 192-204.
27. Le, D. D., Nguyen, X.-H. and Nguyen, Q.-H., “Cyclic testing of a composite joint between a reinforced concrete column and a steel beam”, *Applied Science*, 2020, 10, 2385.
28. ÇYTHYE, Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esasları, Türk Yapısal Çelik Derneği, İstanbul.
29. Yılmaz Cihan B. C., “İçi beton dolu çift cidarlı çelik tüplerin (CFDST) aksel basınç altında deneysel olarak incelenmesi”, (Yüksek Lisans Tezi), İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 2022, 189 sayfa.
30. Cihan, B.C., Binbir, E., Yıldırım, H. and Celik O.C., “Compression tests on circular polypropylene and steel fiber reinforced concrete-filled double skin steel tubes, The 11th International Symposium on Steel Structures (ISSS-2021), November 3-6 2021, Jeju, Korea.
31. Patel V.I., Hassanein, M.F., Thai, H.-T., Al Abadi H., Elchalakani, M. and Bai Y., “Ultra-high strength circular short CFST columns: Axisymmetric analysis, behaviour and design”, *Engineering Structures*, 2019, 179, 268–83. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.10.081>
32. Pagoulatou, M., Sheehan, T., Dai, X.H. and Lam, D., “Finite element analysis on the capacity of circular concrete-filled double-skin steel tubular (CFDST) stub columns”, *Engineering Structures*, 2014, 172, 211-228.
33. Le, T.T., Patel, V.I., Liang, Q.Q. and Huynh P., “Axisymmetric simulation of circular concrete-filled double-skin steel tubular short columns incorporating outer stainless-steel tube”, *Engineering Structures*, 2021, 227, 111416.

## Bambu Donatılı Betonarme Kirişlerde Düşey Yükler Altında Göçmenin Deneysel İncelenmesi

Özlem KARAKUŞ ZAMBAK<sup>1</sup>, Ergün BİNİR<sup>2</sup>, Furkan ÇALIM<sup>3</sup>, Oğuz Cem ÇELİK<sup>4</sup>

### ÖZET

Türkiye'ye Endonezya'dan getirilen bambu türünün betonarme kirişlerdeki performansının deneysel olarak incelenmesi amaçlanmıştır. Bu doğrultuda, tüm donatıları yüzeyi işlem görmemiş bambu olan betonarme kiriş (BBRC), tüm donatıları çelik olan betonarme kiriş (SRC), ana donatıları bambu, ancak etriyeleri çelik olan betonarme kiriş (BRC) ve donatısız betonarme referans kiriş (PCC) olmak üzere 4 adet numune üretilmiştir. Tüm kiriş numunelerine monotonik olarak artan düşey yük altında ( $L/3$ 'de) dört nokta eğilme testi uygulanmıştır. Kirişlerin ulaştıkları maksimum yükler her bir numunede BBRC=83.96 kN, BRC=101.60 kN, SRC=127.07 kN ve PCC=34.50 kN'dur. Deneyler, bambunun donatı elemanı olarak kullanılmasının referans kirişe göre yük kapasitelerini ortalama %269 oranında arttırdığını göstermiştir. Rijitlik ve süneklik, çelik donatılı klasik kirişe göre daha az etkin olmakla birlikte sınırlı süneklikte elemanların yeterli olabileceği durumlarda bambunun donatı olarak kullanılabilmesi sonucuna varılmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Bambu, Çelik, Çekme dayanımı, Kiriş, Eğilme kapasitesi, Kesme/kayma kapasitesi, Çatlak yayılımı, Sürdürülebilirlik.

### ABSTRACT

#### **Experimental Collapse Investigation of Bamboo Reinforced Concrete Beams under Vertical Loads**

It is aimed to experimentally investigate the structural performance of bamboo species brought to Turkey from Indonesia in reinforced concrete (RC) beams. In this direction, 4 types of reinforced beam specimens were produced as follows; RC beam with all reinforcements of untreated bamboo (BBRC), RC beam with all deformed steel reinforcements (SRC), RC beam with bamboo main reinforcements and steel rebar stirrups (BRC), unreinforced concrete reference beam (PCC). Four-point flexural/bending tests were applied to all beam specimens under monotonically increasing vertical load (at  $L/3$ ). The maximum capacities of the beams are obtained to be BBRC=83.96 kN, BRC=101.60 kN, SRC=127.07 kN, and PCC=34.50 kN.

---

1 Uşak Üniversitesi - ozlem.karakus@usak.edu.tr

2 İstanbul Teknik Üniversitesi - binbirergun@gmail.com

3 İstanbul Teknik Üniversitesi - calimf@itu.edu.tr

4 İstanbul Teknik Üniversitesi - celikoguz@itu.edu.tr

*Experiments have shown that the use of bamboo as a reinforcement component in RC beams increases the load capacity by an average of 269% compared to the reference beam. Although the stiffness and displacement ductility values were observed to be less effective when compared to classical steel RC beam, it was deemed that bamboo RC beams could be preferred in structural members when limited ductility is sufficient.*

**Keywords:** *Bamboo, Steel, Tensile strength, Beam, Flexural capacity, Crack propagation, Sustainability, Testing.*

## **1. GİRİŞ**

Çoğu ülkede beton, yüksek basınç dayanım özelliklerine sahip olması, kolay ulaşılabilir olması ve ekonomik nedenlerle yaygın olarak kullanılan taşıyıcı sistem malzemelerinden biridir. Düşük çekme dayanımı nedeniyle çelik ile güçlendirilmiş şekli olan betonarme uzun süredir kullanılmaktadır. Genellikle çelik donatılı betonarmeye, özellikle gelişmekte olan ülkelerin çeliğe erişiminin yüksek maliyetler sonucu zor olması nedeniyle, alternatif malzeme arayışı yoluna gidilmiştir.

Alternatif malzeme kapsamında günümüze dek doğal olarak temin edilen bir çok lif betonla birlikte kullanılmıştır [1-4]. Bu tür malzemelerin kullanılmasının amacı betonun mekanik özelliklerini iyileştirmektir/arttırmaktır. Son zamanlarda, içerdiği yüksek dayanım özellikleri sayesinde betonun düşük çekme dayanımını gidermek amacıyla betonda çelik donatı yerine bambu kullanılması için yoğun araştırmalar özellikle uzak doğu ülkelerinde yapılmıştır. Yapılan araştırmalarda, bambu ile güçlendirilmiş yapısal elemanların (kullanılan bambu tipine çok bağlı olmakla birlikte) çelik ile güçlendirilmiş yapısal elemanlarınkine benzer yük taşıdığı sonuçlarına ulaşılmıştır [5].

Benzer kapasitelere ulaşılmasının yanısıra, bambunun çelik donatıya göre en büyük üstünlüğü korozyon sorunu bulunmaması ve sürdürülebilir olmasıdır. Yaşlı betonarme yapılarının en büyük sorunlarının başında donatı korozyonu gelmektedir [6-8]. Çelik donatının zamanla korozyonu betonarme yapıların düşey ve yatay (deprem) yükler etkisinde performansını olumsuz düzeyde etkilemektedir. Bu türden eski betonarme yapıların belki de deprem performansından daha öncelikli olarak sorgulanması gereken konu budur. Yapılan araştırmalarda bambunun üretimi için harcanan enerjinin, çelik için harcanan enerjiden 50 kat daha az olduğu sonucuna ulaşılmıştır [5]. Bunun yanısıra bambu, hemen hemen her tropikal ve subtropikal bölgede hızlı bir şekilde büyüdüğü ve kısa sürede olgunlaştığı için, kolayca erişilebilir durumdadır; bu sayede inşaat maliyetini de düşürebilmektedir.

Özetle, bambunun çeliğe göre ekonomik olması, gelişmekte olan ülkeler için erişiminin kolay olması, sürdürülebilir (sustainable) bir malzeme olması, yüksek dayanım özellikleri barındırmasından dolayı çeliğe alternatif çevre dostu bir malzeme konumunda olması, ülkemizde ise Doğu Karadeniz Bölgesi'nde yetiştirilmeye başlanması ve bu konuda yapılan araştırmaların nadir olması bu çalışmanın ana motivasyonunu oluşturmaktadır. Bu çalışmayla, ülkemizde ilk defa bambunun donatı olarak betonda kullanımını deneysel yöntemlerle ele alınmış olacaktır.

## **2. AMAÇ VE KAPSAM**

### **2.1. Çalışmanın Amaçları**

Bambu malzemesi kullanılarak farklı özelliklerde üretilen bambu donatılı betonarme kiriş davranışlarının çelik donatılı referans betonarme kiriş ve donatısız beton kiriş ile karşılaştırmalı olarak incelenmesi amaçlanmaktadır. Türkiye'de ilk defa deneysel olarak gerçekleştirilecek bu çalışma ile bambu hakkındaki sınırlı literatüre katkı sağlanacaktır.

Çelik donatılı betonarme kirişlerin mekanik özellikleri ve davranışları detaylı bir şekilde incelenmiş ve iyi belgelenmiş olmasına karşın, bambu donatılı betonarme kirişler için kapsamlı/güvenilir veri bulmak güçtür. Bu deneysel çalışmada, çelik donatılı betonarme kirişler için Türkiye’de geçerli olan yönetmelikler kullanılarak bambu donatılı betonarme kirişler tasarlanmış ve üretilmiştir. Ayrıca, yapılan araştırmalardan yola çıkarak, bambunun etriye olarak kullanımıyla ilgili çalışmaların da sınırlı kaldığı görülmüştür. Etriyeleri dahil tüm donatıları bambu olan bir kiriş de üretilerek davranışa olan etkileri incelenecektir.

Bambunun bir çok üstünlüğünün yanısıra su emme kapasitesinin yüksek olması önemli bir sorundur [9]. İşlem görmeden donatı olarak kullanımı bambunun şişmesi ve daha sonra büzülüp betondan sıyrılmasına neden olabilir. Bu nedenle, bu çalışmada bu sorunu ortadan kaldırmak amacıyla bambu donatıların tümüne epoksi esaslı yapıştırma malzemesi (Sikadur 32 Gel) sürülerek betonda bulunan suyu emmesi önlenmiştir [10]. Bunun yanısıra, epoksi esaslı koruma malzemesi uygulanmasıyla, bambunun beton ile arasındaki bağ dayanımının artırılması ve aderans kaybı sonucu erken göçmenin oluşumunun engellenmesi hedeflenmektedir.

Üretilen toplam 4 adet kiriş numunelerine monotonik olarak artan düşey yükler altında dört nokta eğilme testleri gerçekleştirilmiştir; böylece, bu tür kirişlerin hem eğilme hem de kesme/kayma davranışı birarada incelenebilmiştir. Yapılan dört nokta eğilme deneyleri sonucunda kiriş numunelerinin ilk çatlak yükleri, yük-yerdeğiştirme eğrileri, yük-şekildeğiştirme eğrileri, yük taşıma kapasiteleri, davranış biçimleri, çatlak dağılımı ve göçme modları elde edilmiştir.

## 2.2. Çalışmanın Kapsamı

Çalışma, bambunun betonda kullanımının deneysel olarak araştırılmasını ve deney sonuçlarından elde edilen verilerin donatısız (beton) ve çelik donatılı (betonarme) kirişlerle karşılaştırmalı olarak incelenmesini içermektedir. Bu doğrultuda, tüm donatıları yüzeyi işlem görmemiş bambu olan betonarme kiriş (BBRC), tüm donatıları çelik olan betonarme kiriş (SRC), ana donatıları bambu, ancak etriyeleri çelik olan betonarme kiriş (BRC) ve donatısız beton referans kiriş (PCC) olmak üzere 4 adet numune üretilmiştir.

Kiriş numunelerinin üretilmesinden önce kullanılacak malzemelerin mekanik özelliklerini belirlemek amacıyla bambu ve beton malzemelerine sırasıyla çekme ve basınç testleri yapılmıştır. Malzeme özelliklerinin belirlenmesinin ardından aynı beton kalitesine sahip, hazır beton kullanılarak oluşturulan kiriş numunelerine monotonik artan düşey yük altında dört nokta eğilme deneyi uygulanmıştır.

## 3. DENEYSEL ÇALIŞMA PROGRAMI

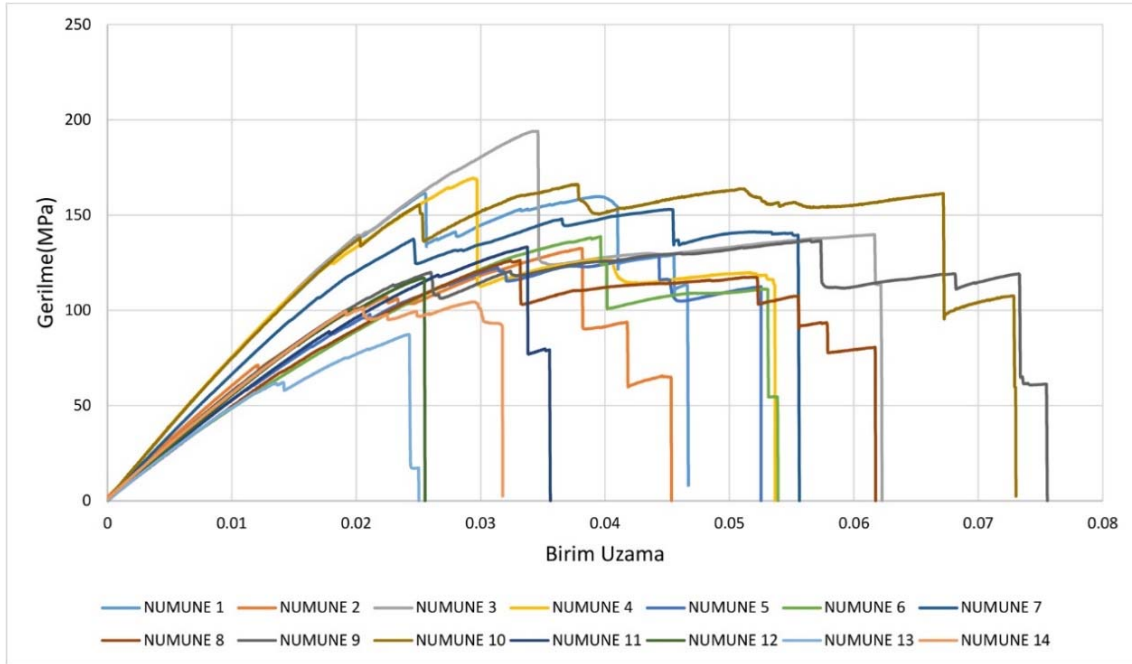
### 3.1. Bambu Çekme Testleri

Bambu donatılı betonarme kiriş numuneleri üzerinde eğilme deneyleri gerçekleştirileceğinden, bu deneyler öncesinde bambunun mekanik özelliklerini belirlemek amacı ile bir dizi çekme testleri yapılmıştır. Çenelerde 4 cm kavrama kısımları ile toplamda 14 cm uzunluğunda köpek kemiği şeklinde oluşturulan bambu numuneleri ve test sırasındaki görselleri Şekil 3.1’de verilmiştir [11]. Literatürde bambu kültürlerinde bulunan düğümlerin genel olarak bambu malzemesi için göçme noktası olduğu gözlemlendiğinden, düğümsüz numunelerle karşılaştırmak amacı ile 14 numuneden 4 tanesi orta noktasında düğüm olacak şekilde boyutlandırılmıştır.



Şekil 3.1. - Bambu çekme numuneleri ve çekme testi

Bilgisayar kontrollü çekme testi cihazından (MTS Criterion-Model43) elde edilen kuvvet ve uzama verileri Excel programına yüklenerek gerilme ve birim uzama değerleri elde edilmiş ve grafikleri oluşturulmuştur (Şekil 3.2). Gerilme-birim uzama grafiklerinden bambunun belirgin bir akma noktasına sahip olmadığı gözlemlenmiştir. Bu durumda, literatürde genellikle çelik için önerilen %0,2'lik plastik uzamaya ( $\epsilon_{plastik} = 0,002$ ) karşılık gelen çekme dayanımı akma dayanımı olarak alındığından, bu çalışmada da bambu numunelerin akma dayanımlarının belirlenmesinde %0,2 offset metodu kullanılmıştır [12].



Şekil 3.2. - Bambu numunelerin gerilme-birim uzama eğrileri\*

\*Numune 1~10 arası düğümsüz, Numune 11~14 arası düğümlüdür.

Sonuç olarak, betonarme kirişlerde donatı olarak kullanılacak olan bambu malzemesinin dayanım özelliklerini belirlemek amacıyla yapılan çekme testlerinde, tüm bambu çekme numunelerinin

ortalama çekme dayanımı, akma dayanımı ve elastisite modülü sırasıyla 139.29 MPa, 109.43 MPa ve 6.1 GPa olarak hesaplanmıştır.

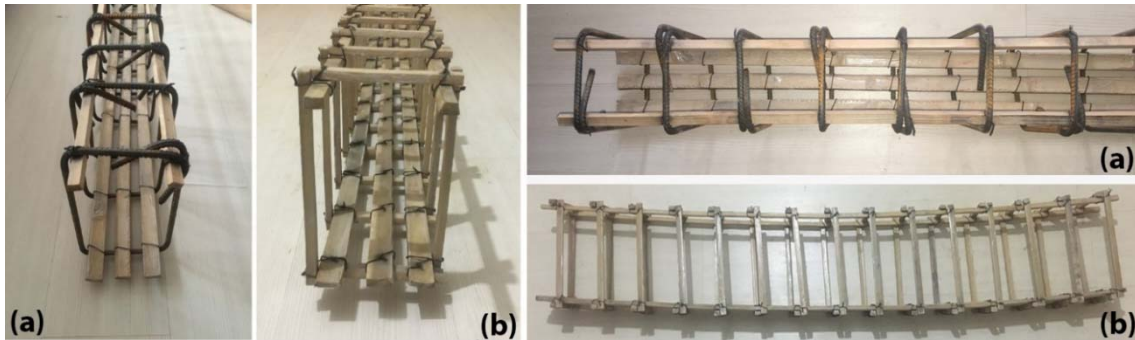
### 3.2. Beton Basınç Testleri

Bambu ve çelik donatılı betonarme kiriş numunelerinin hazırlanmasında Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY, 2018)'nde önerildiği gibi minimum beton sınıfı olan C25 hazır beton kullanılmıştır [13]. Beton basınç dayanım testlerinin kiriş eğilme deneyleriyle aynı günde yapılmasına özen gösterilmiştir. Beton numunelerinin basınç testi sonuçları birlikte değerlendirildiğinde ortalama basınç dayanımı ve elastisite modülü sırasıyla 31.3MPa ve 22967MPa olarak elde edilmiştir. Kapasite hesapları bu değerlere göre revize edilmiştir.

### 3.3. Bambu ve Çelik Donatılı Betonarme Kirişlerin Eğilme Testleri

Çalışma kapsamında üretilecek kirişler yaklaşık aynı kapasitede ve denge altı donatılı kiriş olarak tasarlanmıştır. Kirişlerin tasarım sürecinde, laboratuvar koşulları da göz önünde bulundurularak, deney yapımının pratikliğine izin verecek boyutlar olan  $L_0=170$  cm uzunluk,  $h=30$  cm yükseklik ve  $b=20$  cm genişlik seçilmiştir; mesnetler arası açıklık  $L=150$  cm'dir. Çelik donatılı betonarme kirişlerde 2 adet 12 mm çapında asal çekme donatısı, 2 adet 10 mm çapında montaj donatısı ve 10 cm aralıklarda 14 adet 8 mm çapında kayma donatısı kullanılmıştır. Kullanılan donatı, TS708 standardı uyarınca S420 (B420C) nervürlü çelik donatıdır [14]. Kesitteki çekme/ana çelik donatı oranı %0.43'tür.

Bambu donatılı betonarme kirişlerin hazırlanması aşamasında asal çekme donatıları 10x30x1650 mm, montaj donatıları 10x10x1650 mm ve kayma donatıları (etriye) ise farklı uzunluklarda olmak üzere 10x10x150 mm ve 10x10x250 mm şeklinde düzenlenmiştir; kesitteki çekme/ana bambu donatı oranı %1.7'dir. Kesim yapıldıktan sonra bambu donatıların yüzeylerinde bulunan düğüm noktalarını düzleştirmek, mümkün olduğunca homojen bir kalınlık elde etmek ve epoksi esaslı yapıştırma malzemesinin donatı yüzeyine iyi yapışmasını sağlamak amacıyla zımpara işlemi uygulanmıştır. Bambu, suyu emen bir malzeme olduğundan beton içerisinde bulunan suyun emilimini önlemesi amacıyla bambu donatı yüzeylerine, yapılan literatür taraması sonucu en iyi performansı gösteren, Sikadur 32 Gel epoksi esaslı malzeme uygulanmıştır [12,15,16]. Yapılan bu işlem ile bambunun beton ile olan bağ dayanımını arttırmak da amaçlanmıştır.

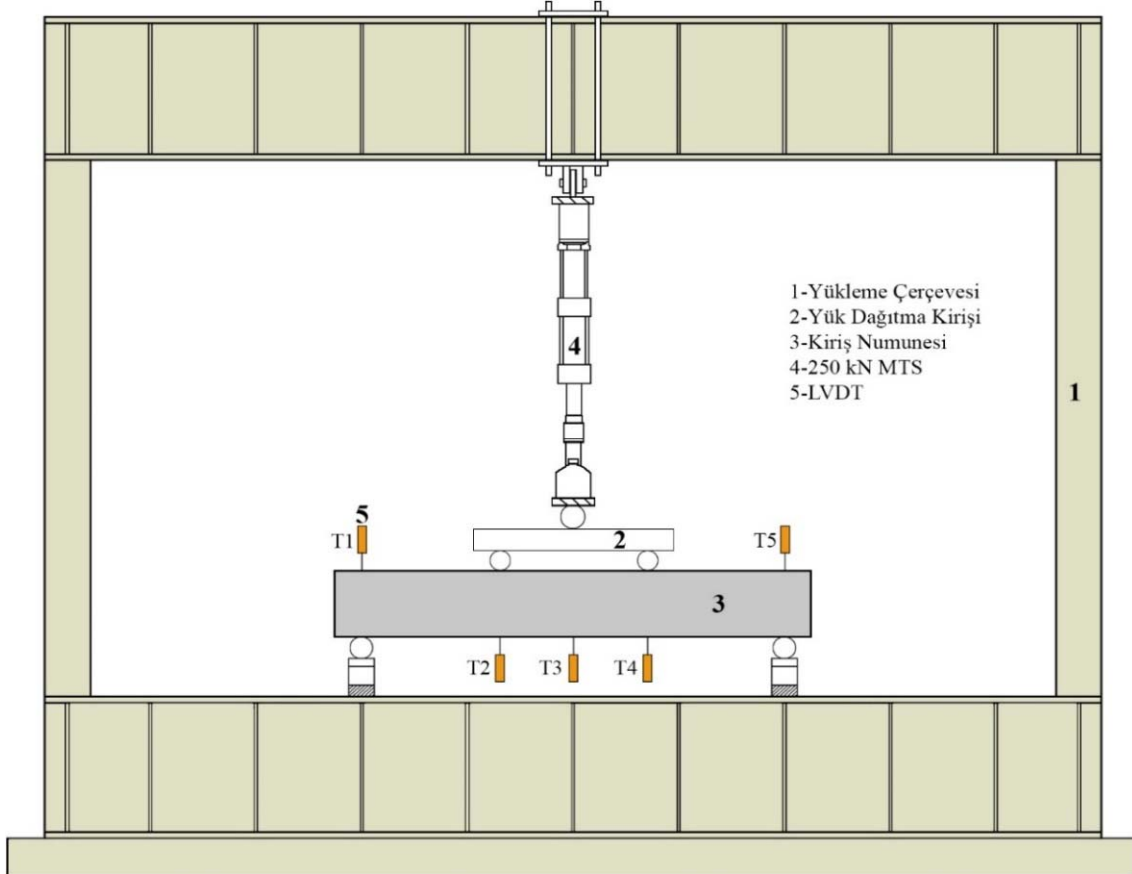


Şekil 3.3. - BRC (a) ve BBRC (b) kiriş numuneleri

Yukarıda da belirtildiği gibi çelik ve bambu donatılı kirişlerin performansı karşılaştırılacağından, moment taşıma gücü ve dolayısı ile sistem taşıma gücünün birbirine yakın değerler olmasına dikkat edilmiştir. Yapılan hesaplarda çelik donatılı betonarme kirişlerin moment taşıma gücü

23,62 kNm ve taşıma yükü 94,48 kN iken, bambu donatılı betonarme kirişlerde bu değerler sırasıyla 24,46 kNm ve 97,84 kN olarak bulunmuştur; bunların yeterince yakın olduğu düşünülmektedir [17,18,19].

Tüm kiriş numunelerine dört nokta eğilme deneyi yapılmıştır. Deneyin, monotonik artan düşey yük altında ilk çatlak oluşana kadar 0.005 mm/sn hızda, ilk çatlak oluşuktan sonra ise 0.01 mm/sn hızda gerçekleştirilmesi planlanmıştır. Kiriş testlerinin yapıldığı deney düzeneğinin şematik gösterimi Şekil 3.4’de verilmiştir.

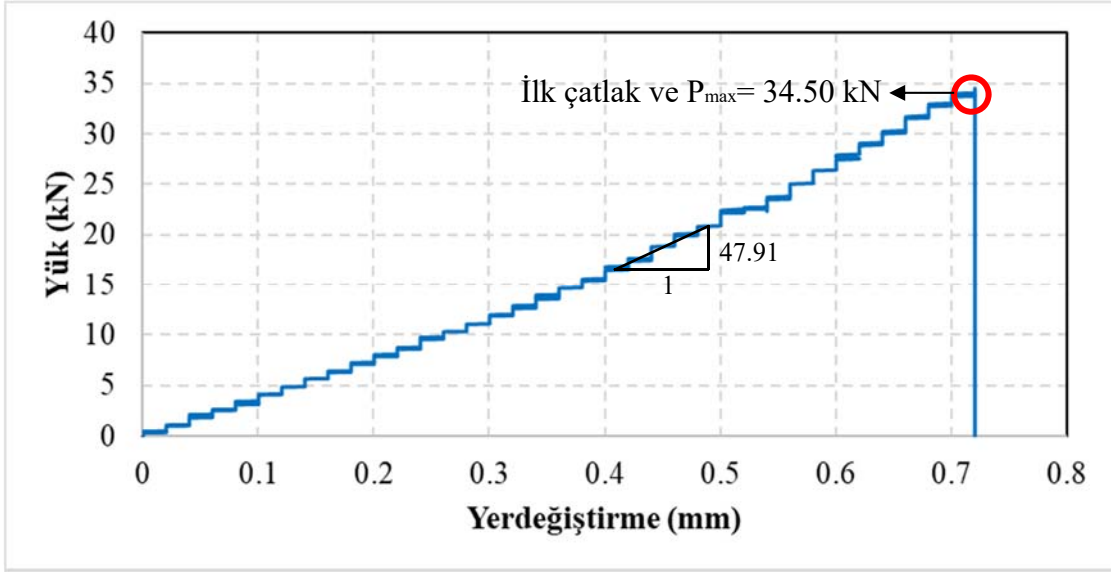


Şekil 3.4. - Kiriş numunesinin deney düzeneğindeki şematik görünümü

### 3.3.1. Donatısız, beton kiriş (PCC)

Bambu ve çelik donatıların betondaki durumunun donatı içermeyen kirişin davranışlarıyla karşılaştırılarak daha iyi anlaşılabilmesi için 1 adet donatısız, beton kiriş üretilmiştir. Dört nokta eğilme deneyi gerçekleştirilen kirişte ilk çatlak gözlemlenmeden 34.5 kN yükte (P) ve 0.72 mm yerdeğiştirmede ( $\delta$ ) beklendiği üzere eğilmeden kaynaklı çok ani (gevrek) göçme gerçekleşmiştir; kırılma, kirişin sağ kenarından 67 cm uzaklıkta oluşmuştur (Şekil 3.6).





Şekil 3.5. - PCC kiriş numunesi yük-yerdeğiştirme grafiği

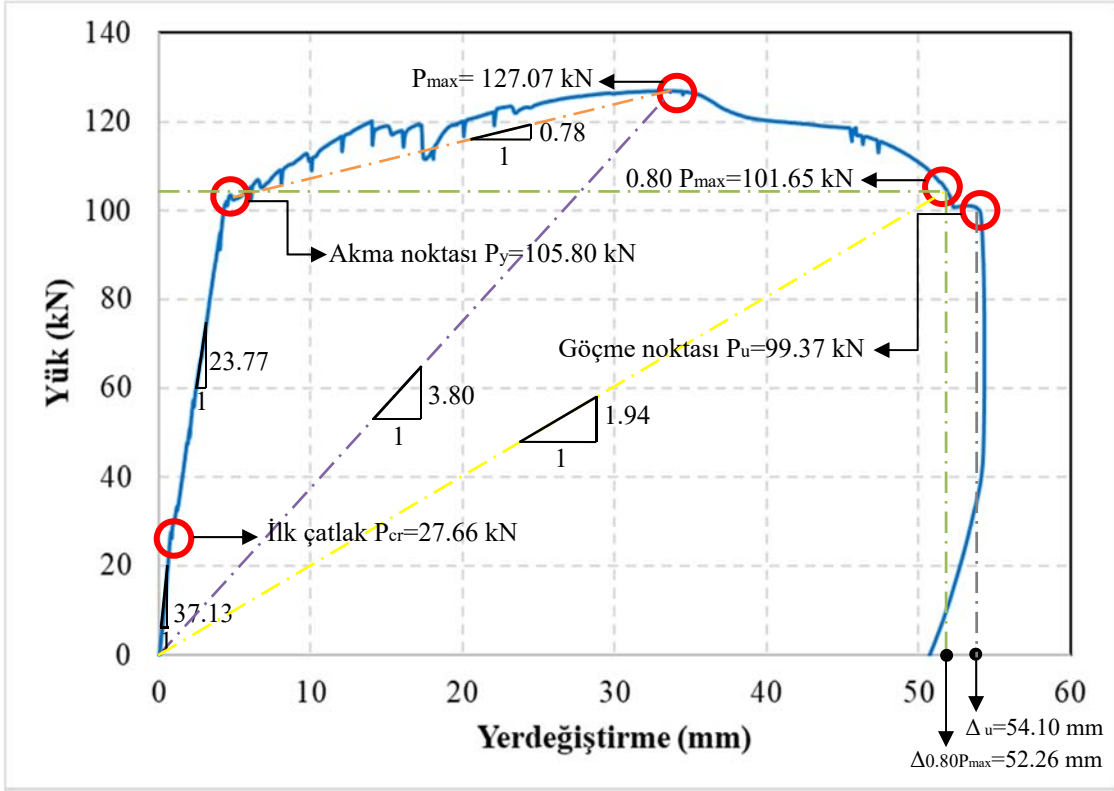


Şekil 3.6. - PCC kiriş deneyi; P=34.5 kN,  $\delta=0.72$  mm

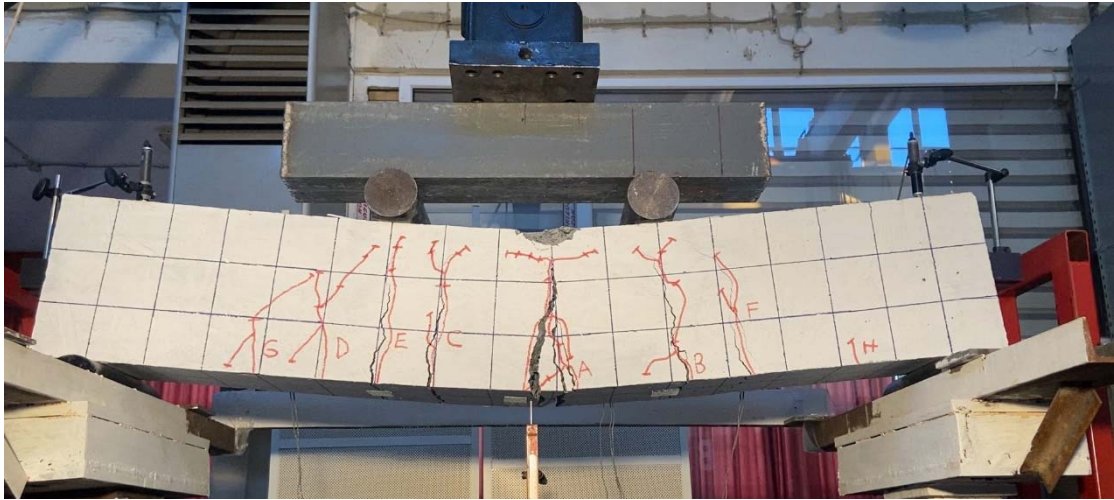
### 3.3.2. Çelik donatılı betonarme kiriş (SRC)

Çelik donatılı betonarme kiriş, bambunun betonda kullanımının görelî etkinliğini karşılaştırmalı olarak incelemek üzere tasarlanmıştır. Dört nokta eğilme deneyi sırasında elde edilen maksimum yük 127.07 kN, maksimum düşey yerdeğiştirme ise 54.3 mm'ye ulaşmıştır. Deney sonunda A çatlağının genişliği 8mm ye kadar çıkmıştır (Şekil 3.8).

SRC kirişinde yük-yerdeğiştirme grafiği oluşturulmuş ve Şekil 3.7'de verilmiştir. Bu şekil üzerinde kritik noktalar altında kalan bölümlerin doğru parçalar ile birleştirilmesi sonucu elde edilen eğim (rijitlik) değerleri de gösterilmiştir. Beklendiği üzere, oldukça sünek bir davranış elde edilmiş, kirişte tasarlandığı gibi eğilme göçmesi oluşmuştur.



Şekil 3.7. - SRC kiriş numunesi yük-yerdeğiştirme grafiği

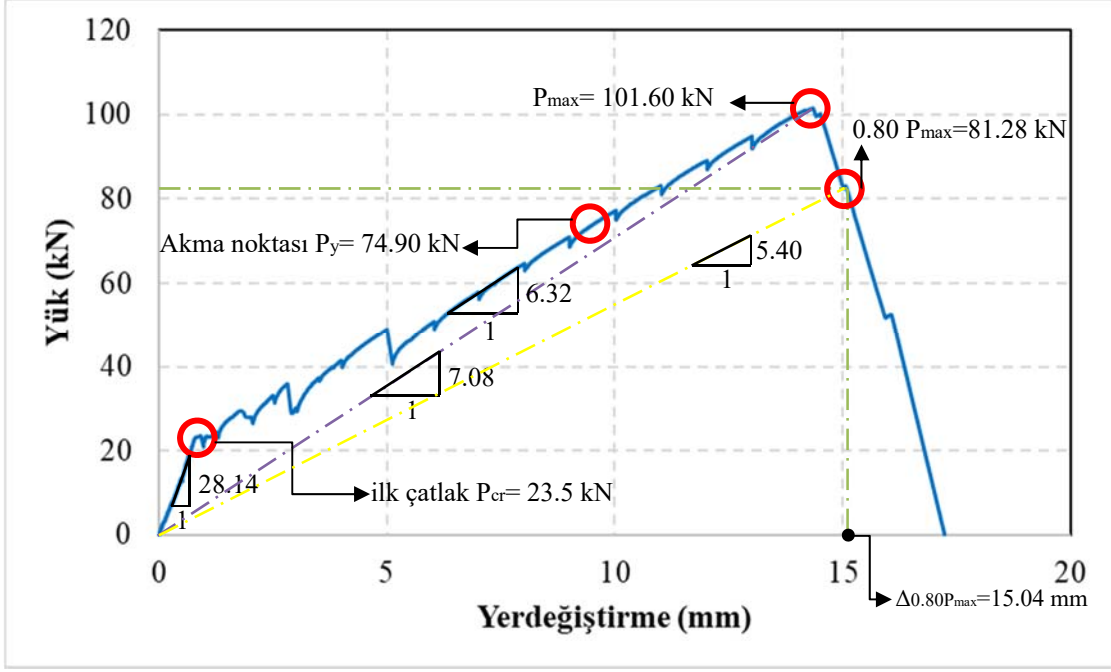


Şekil 3.8. - SRC kirişi dört nokta eğilme deneyi, göçme anı

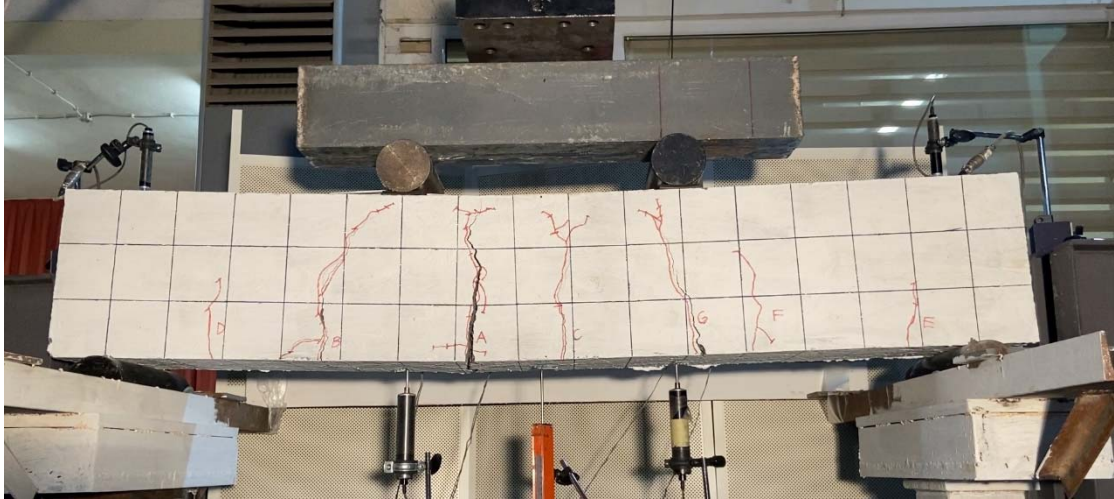
### 3.3.3. Bambu donatılı betonarme kiriş (BRC)

Bambunun betondaki davranışını gözlemlemek amacıyla 1 adet yalnızca ana ve montaj donatıları bambu olan betonarme kiriş üretilmiştir; etriyeler çelik donatıdır. Bambu donatıya beton içerisinde bulunan suyu emmesini önlemeye ve betonla aderansını arttırmaya yönelik epoksi esaslı yapıştırma malzemesi dışında herhangi bir işlem uygulanmadan sistem düz donatılarla oluşturulmuştur.

Kiriş A çatlağının bulunduğu noktada eğilmeden dolayı göçmüş ve deney sonlandırılmıştır. Deney sırasında elde edilen maksimum yük değeri 101.60 kN, maksimum düşey yerdeğiştirme miktarı ise 17.00 mm'ye ulaşmıştır. Yerdeğiştirme ölçerlerden yararlanılarak çizilen yük-yerdeğiştirme (açıklık ortasında) grafiği Şekil 3.9'da verilmiştir. Göçmenin, sınırlı da olsa, sünek bir biçimde gerçekleştiği söylenebilir.



Şekil 3.9. - BRC kiriş numunesi yük-yerdeğiştirme grafiği

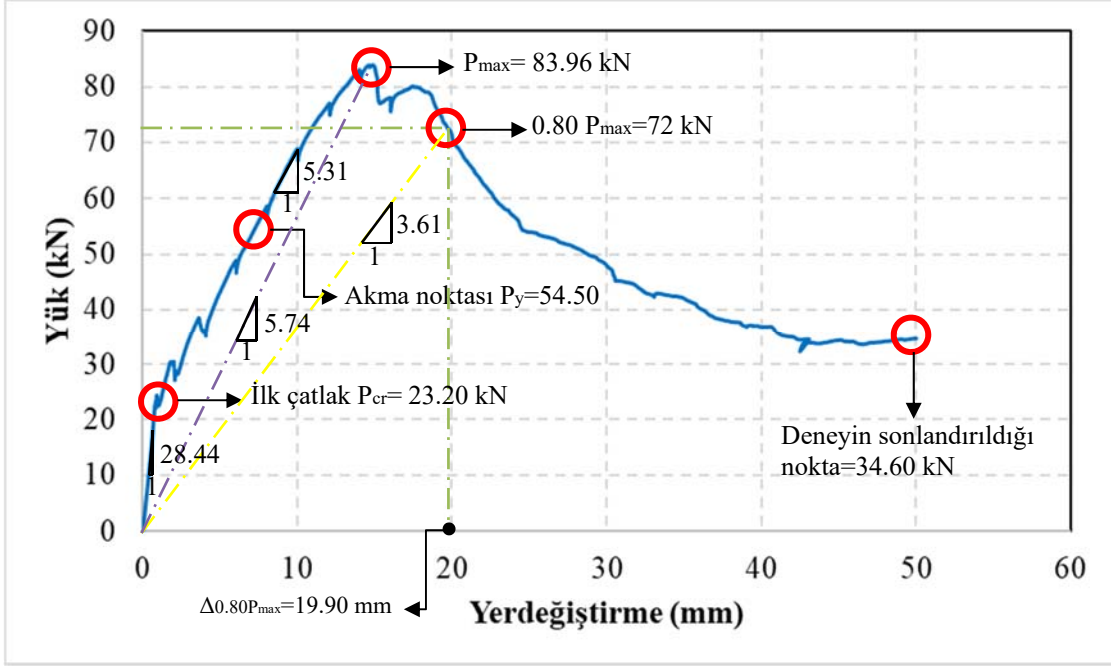


Şekil 3.10. - BRC kirişi dört nokta eğilme deneyi, göçme anı

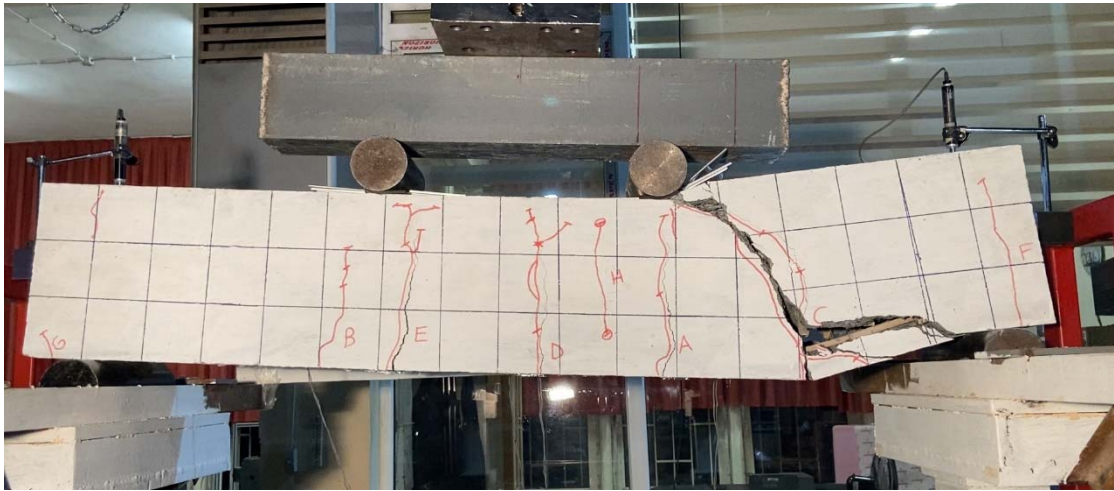
### 3.3.4. Bambu etriyeli bambu donatılı betonarme kiriş (BBRC)

Bambunun eğilme performansının yanında kesme kapasitesini de incelemek amacıyla tüm donatıları bambu olan bir kiriş de üretilmiştir. BBRC olarak adlandırılan bambu etriyeli, bambu ana donatılı betonarme kirişe dört nokta eğilme deneyi uygulanmıştır.

Deney sırasında elde edilen maksimum yük miktarı 83.96 kN olmuştur. Yüklemeye devam edildiğinde maksimum kapasitesi olan 83.96 kN'dan sonra numunenin yükü düşmeye başlamış, yük 34.60 kN değerine düştüğünde yükleme durdurulmuş ve deney sonlandırılmıştır. Deney sırasında elde edilen maksimum yerdeğiştirme miktarı 50 mm'dir. Deney sonunda, yük-yerdeğiştirme grafiği oluşturulmuş ve Şekil 3.11 'de verilmiştir. Kirişte ilk çatlaklar açıklık ortasında oluşmasına karşın, ilerleyen adımlarda C ile gösterilen kayma çatlağının gelişimi daha da hızlanmış, bu çatlak, sistemin bu noktadan göçmesine neden olmuştur. Eğilme çatlaklarının gelişim hızının kayma çatlağının hızından geride kalması kirişi kayma göçmesine götürmüştür, ancak göçme dayanım azalmasına karşın gevrek/ani bir biçimde olmamıştır.



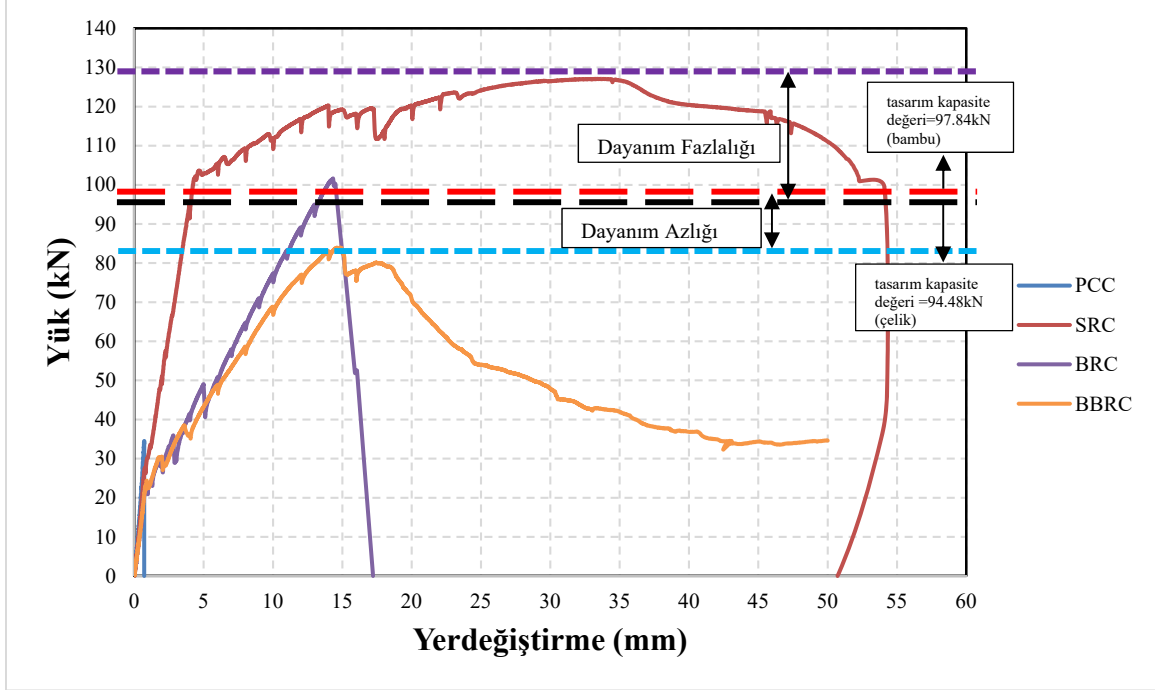
Şekil 3.11. - BBRC kiriş numunesi yük-yerdeğiştirme grafiği



Şekil 3.12. - BBRC kirişi dört nokta eğilme deneyi, göçme anı

### 3.4. Deney Sonuçlarının Karşılaştırmalı Olarak İncelenmesi

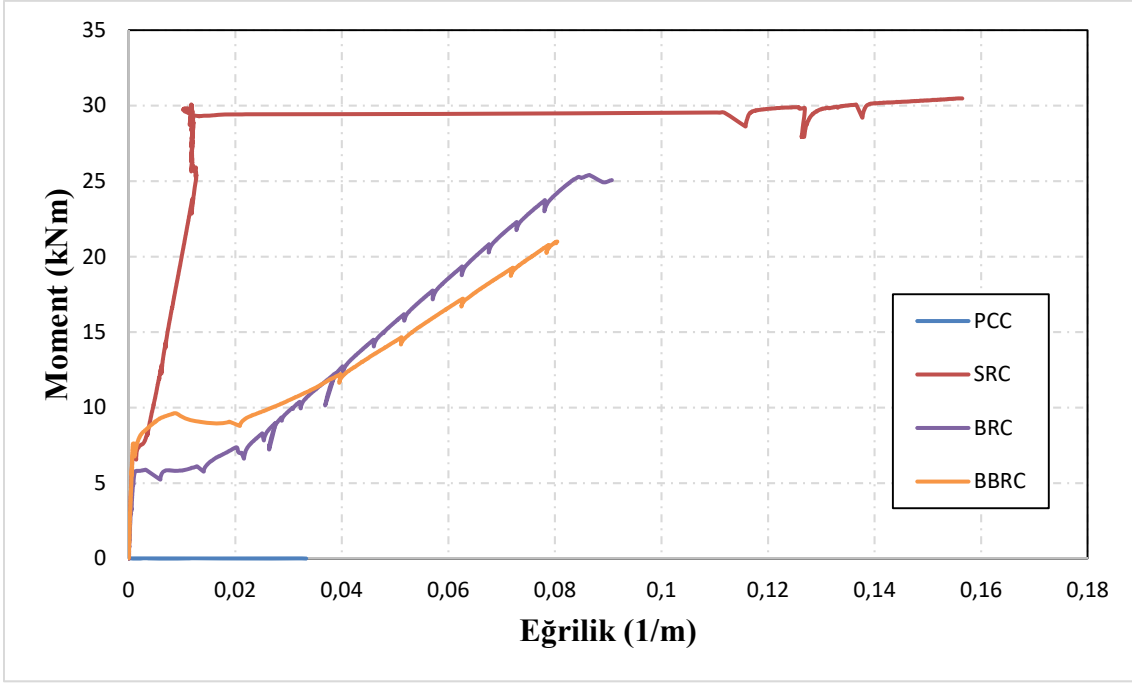
Farklı özellikteki kiriş numunelerinin performanslarını karşılaştırabilmek amacıyla tüm eğriler tek bir yük-yerdeğiştirme grafiğinde topluca verilmiş ve Şekil 3.13'de gösterilmiştir.



Şekil 3.13. - Tüm kiriş numunelerinin yük-yerdeğiştirme eğrileri

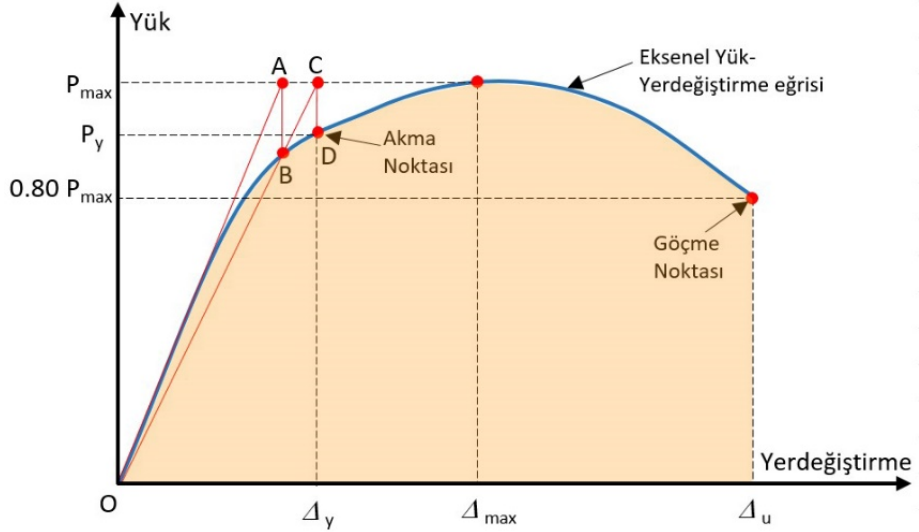
Şekil 3.13'de görüldüğü gibi tüm numuneler birlikte değerlendirildiğinde tasarım yüküne göre dayanım fazlalığı ve dayanım azlığı bantlarına giren numuneler ile karşılaşılmıştır. Dayanım fazlalığı olan çelik donatılı numunede beton dayanımındaki artışa ek olarak çelik donatının elastik ötesi davranışı (özellikle pekleşme) önemli rol oynamaktadır. Benzer şekilde, dayanım fazlalığı olan bambu donatılı numunelerde de aynı faktörler (bu kez bambu donatı) etkindir. Buna karşın, dayanım azlığı olan bambu donatılı betonarme numunelerde beton kalitesindeki olası yerel düşüklükler ve aderans kaybı sonucu bambu donatının kapasitesinden tam olarak yararlanılamaması (başka bir deyişle, gerilme-şekildeğiştirme diyagramında pik noktalara ulaşamaması) ve bunun sonucu kesme kuvvetlerinin yüksek olduğu mesnete yakın bölgelerde eğik kayma çatlaklarının açıklıkta meydana gelen eğilme çatlaklarından daha hızlı genişlemesi kirişin eğilme kapasitesine erişmeden, kayma nedeniyle düşük yüklerde göçmesine neden olmuştur. Buna karşın, kayma göçmesinin olduğu numunede daha yüksek deplasman kapasitesine ulaşılmıştır; bu da, bu kiriş özelinde, olumlu bir davranış biçimi olarak değerlendirilmiştir.

DeneySEL verilerden hareketle, tüm kiriş numunelerinin maksimum eğilme momenti-eğrilik grafikleri deney sonuna kadar kopma olmayan donatılar üzerindeki yerdeğiştirme ölçerlerden alınan veriler kullanılarak oluşturulmuş ve Şekil 3.14'de verilmiştir. Bambu donatılı numunelerin gerek çatlama sonrası rijitlik değerleri gerekse süneklik bakımından çelik donatılıya göre daha az etkin olduğu anlaşılmaktadır; buna karşın, her iki numune de donatısız olana göre çok etkindir.



Şekil 3.14. - Tüm kiriş numunelerinin moment-eğrilik grafiği

Kiriş numunelerinin süneklik oranları, numunenin göçme yükündeki yerdeğiştirme miktarının ( $\Delta_u$ ) akma yükündeki yerdeğiştirme miktarına ( $\Delta_y$ ) oranıyla bulunmuştur. Akma dayanımı ve yerdeğiştirme miktarı Genel Akma Yöntemi yardımıyla [20, 21] Şekil 3.15'den, her bir numunede yutulan toplam enerji miktarı ise diagram altındaki alan hesaplanarak Tablo 3.1'e eklenmiştir.

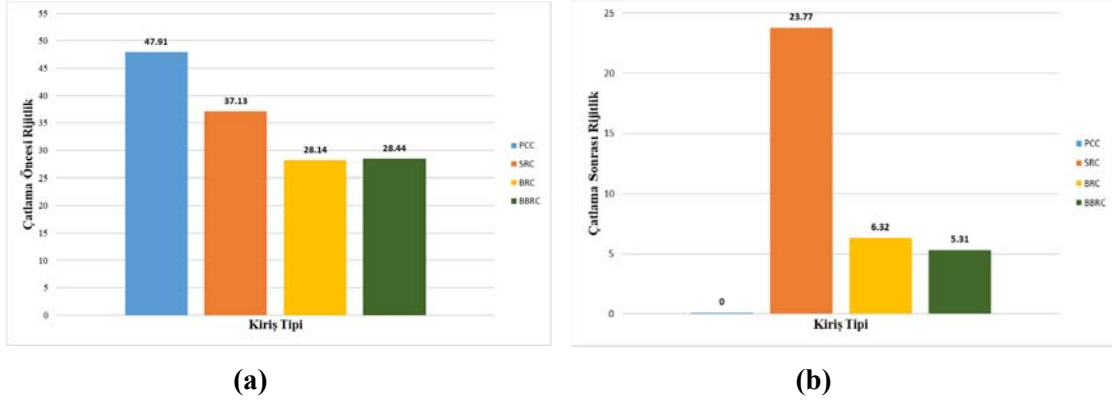


Şekil 3.15. - Genel akma yöntemi ile akma noktasının tanımı [20,21]

**Tablo 3.1.** - Kiriş numunelerinin süneklik ve enerji yutma kapasitelerinin karşılaştırılması

Kiriş Tipi	Kiriş No.	Pmax (kN)	Py (kN)	$\Delta y$ (mm)	0.80Pmax (kN)	$\Delta u$ (mm)	Süneklik Oranı ( $\mu$ )	Yutulan Enerji (E) (kNm)
PCC	1	34.50	-	-	-	-	-	11.08
SRC	1	127.07	105.18	6.5	101.65	52.2	8.03	5926.58
BRC	1	101.60	74.90	9.6	81.28	15.1	1.60	909.06
BBRC	1	83.96	54.50	7.1	72.00	19.9	2.80	1204.19

Tüm kiriş numunelerinin çatlama öncesi ve sonrası rijitlik değerleri de hesaplanmış ve Şekil 3.16'da verilmiştir.



**Şekil 3.16.** - Kiriş numunelerinin çatlama öncesi (a) ve çatlama sonrası (b) rijitlik değerleri

Kiriş numunelerinde süneklik düzeyi değerlendirmesi için AS 1170.4'ten yararlanılmış olup [22] betonarme yapılar için alt sınır değerler olarak Sünek Olmayan  $\mu = 1.0$ , Sınırlı Sünek  $\mu = 2.0$ , Orta Derecede Sünek  $\mu = 3.0$  ve Sünek  $\mu = 4.0$  olmak üzere dört süneklik sınıfı tanımlanmıştır. Bu doğrultuda, çalışma kapsamında gerçekleştirilen deneyler sonucu çelik donatılı betonarme kiriş numunesi (SRC) sünek davranış sergilerken, bambu donatılı betonarme kirişlerden etriyesi çelik olan kiriş numunesi (BRC) sünek olmayan, etriyesi bambu olan kiriş numunesi (BBRC) ise sınırlı sünek davranış sergilemiştir.

**Tablo 3.2.** - Çatlama sonrası rijitliğin çatlama öncesi rijitliğe oranı

Numune Tipi	Çatlama Öncesi Rijitlik	Çatlama Sonrası Rijitlik	Oran
PCC	47.91	0	0
SRC	37.13	23.77	0.64
BRC	28.14	6.32	0.22
BBRC	28.44	5.31	0.18

Ayrıca, kirişlerin çatlama sonrası rijitlik değerlerinin çatlama öncesi rijitlik değerlerine oranları hesaplanmış ve Tablo 3.2’de verilmiştir. Bilindiği üzere, bu oran özellikle betonarme yapıların modellenmesinde elastik ötesi doğrusal olmayan davranışın gerçekçi bir biçimde belirlenmesinde kullanılmaktadır.

Kiriş numunelerinin deney sonucu ilk çatlama yükü, maksimum düşey yük kapasitesi, maksimum düşey yerdeğiştirme miktarı (açıklık ortasında), davranış biçimi ve göçme modu Tablo 3.3’te özetlenmiştir.

Tabloda sunulan veriler doğrultusunda tüm kiriş numunelerine ilk çatlak oluşana kadar aynı hızda yük uygulanmasına karşın en büyük ilk çatlak yüküne donatısız beton kiriş olan PCC kirişinin sahip olduğu anlaşılmaktadır. Ancak, en yüksek maksimum yük kapasitesine sahip kiriş ise çelik donatılı betonarme kiriş olmuştur. En yüksek maksimum yerdeğiştirme miktarına sahip olan kirişler ise SRC ve BBRC kiriş numuneleridir.

**Tablo 3.3.** - Kiriş numunelerinin dört nokta eğilme deneyi sonuçları

Kiriş Adı	Kiriş No.	Donatı Oranı (%)	Yükleme Protokolü	İlk Çatlama Yüğü (kN)	En büyük ilk çatlama yüke göre oranlar	Maksimum Yük (kN)	Maksimum yüke göre oranlar	Maksimum Yerdeğiştirme (mm)	Maksimum yerdeğiştirmeye göre oranlar	Davranış Biçimi	Göçme Modu
PCC	1	0	M	34.50	1.00	34.50	0.26	0.72	0.013	Gevrek	Beton kırılması
SRC	1	0.43	M	27.66	0.80	127.07	0.95	54.28	1.00	Sünek	Donatı kopması
BRC	1	1.7	M	13.50	0.39	101.60	0.77	17.00	0.313	S.O.	Donatı kopması
BBRC	1	1.7	M	23.20	0.67	83.96	0.63	50.00	0.921	S. Sünek	Göçme yok

M: Monotonik Yükleme S.O.: Sünek Olmayan S. Sünek: Sınırlı Sünek O.D.S.:Orta Derecede Sünek

Yük-yerdeğiştirme eğrilerinden, kiriş davranış biçimlerinden, göçme modlarından ve deney sırasındaki gözlemlerden yola çıkarak aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır:

- Üzerinde düğüm bulunduran ve bulundurmayan toplam 14 adet bambu numunesinin çekme testleri sonucu ortalama çekme dayanımı 139.29 MPa, ortalama akma dayanımı 109.43 MPa ve ortalama elastisite modülü 6.1 GPa olarak hesaplanmıştır.
- SRC tipi kiriş en yüksek yük taşıma kapasitesine sahip kiriş olmuştur. Yük taşıma kapasitesi donatısız beton kirişin yük taşıma kapasitesinden yaklaşık 3.7 kat daha fazladır.
- PCC kiriş numunesi, beklendiği üzere, en düşük yük taşıma kapasitesine sahiptir. Ancak, bu kirişte en yüksek ilk çatlama dayanımı sonucuna ulaşılmıştır.
- En yüksek düşey yerdeğiştirme miktarına yaklaşık 50 mm (L/30) ile SRC ve BBRC kiriş numuneleri ulaşmıştır. En düşük düşey yerdeğiştirme kapasitesine ise 0.72 mm ile donatısız beton kiriş tipi olan PCC kiriş numunesi sahiptir.
- Monotonik yük uygulanan bambu donatılı betonarme kirişlerde, dayanım açısından 101.60 kN yük ile BRC kiriş numunesi BBRC kiriş numunesine göre daha yüksek bir kapasite göstermiş olmasına karşın bambu donatıların erken kopması ile yerdeğiştirme sünekliği düşük kalmıştır. BBRC kiriş numunesi 83.96 kN dayanıma sahiptir.



- Donatısız beton kiriş (PCC) dışındaki kiriş numuneleri sınırlı düzeyden yüksek düzeye kadar sünek bir davranış sergilemiştir. PCC kiriş numunesi ilk çatlak oluşur oluşmaz aniden kırılarak gevrek davranış biçimi sergilemiştir.
- Yükleme sırasında oluşan ilk çatlaklar, genellikle kiriş açıklığının orta bölgesine yakın ve nokta yükler arasındaki eğilme çatlaklarıdır. Bambu donatılı betonarme kirişlerin eğilme çatlakları çelik donatılı betonarme kirişe göre daha hızlı ilerlemiştir.
- Bambu donatısı, donatısız beton kirişlerin kapasitesini %269 oranında arttırmıştır. Bu değer, bambu donatılı kiriş numunelerinin ortalama yük kapasitelerinin donatısız beton kiriş numunesinin (PCC) yük kapasitesine oranıyla bulunmuştur.
- Çelik donatılı betonarme kiriş tipi (SRC) donatısız kiriş yük kapasitesini %376 oranında arttırmıştır. SRC kiriş tipinin yük kapasitesi bambu donatılı betonarme kirişlerin ortalama yük kapasitesine oranı yaklaşık %136'dır.
- Deney sonrasında bambu donatılı betonarme kirişlerin göçme noktalarının sağ ve sol kenarlarından yaklaşık 25 cm olmak üzere toplam 50 cm'lik donatı etrafındaki beton sıyrılarak temizlenmiştir. Gözle yapılan inceleme sonucunda, bambu donatıların betondaki suyu emerek şişmediği gözlemlenmiştir; epoksi ile alınan önlem yeterlidir.

#### 4. SONUÇ VE ÖNERİLER

Sınırlı sayıda üretilen kiriş numunelerine dört nokta eğilme deneyi uygulanmıştır. Deney sonuçları, donatı olarak kullanılan doğal biçimli bambunun kirişin yük kapasitesini önemli düzeyde arttırdığını, yayılı çatlak oluşumlarına izin verdiğini, sınırlı da olsa süneklik sağladığını ve göçme öncesi çatlayarak haberli göçmeye neden olduğunu ortaya koymuştur. Bambunun betonarme elemanlarda çelik donatıya uygun bir alternatif malzeme olduğu, benzer yükleme ve çevre koşulları ile düşük maliyetli ve az katlı betonarme yapılarda “sınırlı süneklik düzeyi”nin yeterli olabileceği durumlarda bu tür kirişlerin yeterli performansı sağlayabileceği anlaşılmaktadır.

Bu çalışma, bambu malzemesinin betonarme kirişlerde enine ve boyuna donatı olarak kullanımının uygunluğunu araştırmak amacıyla yapılan deneysel çalışmaları içermektedir; bu yönüyle çalışma, Türkiye’de yapılan ilk deneysel çalışmalardan biridir.

Ulaşılan ana sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

- SRC tipi kiriş en yüksek yük taşıma kapasitesine sahip kiriş olmuştur. Yük taşıma kapasitesi donatısız beton kirişin yük taşıma kapasitesinden yaklaşık 3.7 kat daha fazladır. PCC kiriş numunesi, beklendiği üzere, en düşük yük taşıma kapasitesine sahiptir. Ancak, bu kirişte en yüksek ilk çatlama dayanımı sonucuna ulaşılmıştır.
- En yüksek düşey yerdeğiştirme miktarına yaklaşık 50 mm (L/30) ile SRC ve BBRC kiriş numuneleri ulaşmıştır. En düşük düşey yerdeğiştirme kapasitesine ise 0.72 mm ile donatısız beton kiriş tipi olan PCC kiriş numunesi sahiptir.
- Donatılı numunelerin ilk yüklenme aşamalarında benzer çatlak oluşumları izlenirken, bambu donatılı betonarme kirişlerin eğilme çatlakları çelik donatılı betonarme kirişe göre daha hızlı ilerlemiştir.
- Bambu donatısı, donatısız beton kirişin kapasitesini %269 oranında, çelik donatı ise donatısız kirişin yük kapasitesini %376 oranında arttırmıştır. SRC kiriş tipinin yük kapasitesi bambu donatılı betonarme kirişlerin ortalama yük kapasitesine oranı ise yaklaşık %136'dır.

- Bambu donatılı kirişlerin çatlama öncesi ve sonrası rijitlikleri çelik donatılıya göre sırasıyla %25 ve %75 civarında daha düşüktür. Yutulan enerji ise  $0.80P_{max}$  'a karşı gelen yerdeğiştirme düzeyinde çelik donatılı kirişin %15~20'si civarındadır.
- Bu çalışma esas alınarak farklı bambu donatı oranlarına ve yüzeylerine sahip kiriş deneyleri gerçekleştirilebilir. Zamana karşı performansın incelenmesi uygun olabilir. Doğu Karadeniz Bölgesi'nde son zamanlarda yetişen bambu türünün fiziksel ve mekanik özelliklerinin araştırılması için çalışmalar yapılması da önerilir.

### **Semboller**

$A_s$  : Basınç-Çekme Donatısı Kesit Alanı

$b_w$  : Kiriş Gövde Genişliği

$d$  : Eğilme Elemanlarında Faydalı Yükseklik

$E_s$  : Çelik Donatı Elastisite Modülü

$F$  : Kuvvet

$h$  : Kiriş Toplam Yüksekliği

$L$  : Açıklık

$s$  : Etriye Aralığı

$\varepsilon$  : Şekildeğiştirme

$\sigma$  : Gerilme

$\delta$  : Yerdeğiştirme

### **Teşekkür**

Bu çalışma finansal olarak kısmen İTÜ-BAP Birimi tarafından 42514 No'lu proje kapsamında desteklenmiştir. Deneyler İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiş olup laboratuvar personelinin her türlü desteği için yazarlar teşekkürlerini sunarlar.

### **Kaynaklar**

1. Kundu, S. P., "Jute Fibre Reinforced Cement Concrete for Structural Applications" 2015.
2. Tan, H., Yan, L., Huang, L., Wang, Y., Li, H., Chen, J.Y., "Behavior of sisal fiber concrete cylinders externally wrapped with jute FRP," Polym. Composite, 2015.
3. Ardanuy, M., Claramunt, J., Toledo Filho, R.D., "Cellulosic fiber reinforced cement based composites: a review of recent research," Construction and Building Materials, 79, 2015, pp 115–128.
4. Ali, M., Liu, A., Sou, H., Chouw, N., "Mechanical and dynamic properties of coconut fibre reinforced concrete," Construction and Building Materials, 30, 2012, pp 814–825.
5. Ghavami, K., "Bamboo as Reinforcement in Structural Concrete Elements," Cement & Concrete Composites, Vol 27, 2005, pp 637–649.

6. Çelik, O. C., Çılı, F., Özgen, K., “ 17 Ağustos 1999 Kocaeli (İzmit) Depremi’nden Gözlemler”, Yapı, 218, 2000, pp 65-76.
7. Çelik, O. C., Özgen, K., Çılı, F., “ Cantilevers in Reinforced Concrete Structures” 11th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, 1998.
8. Akbas, T. T., Celik, O. C., Yalcin, C., “Experimental Bond Behaviour of Deformed CFRP Rebars in High Strength Concrete,” Concrete–Innovation and Design, FIB Symposium, Copenhagen, 2015.
9. Correal, J. F., “Bamboo design and construction,” Nonconventional and Vernacular Construction Materials, 2016, pp 393-431, Elsevier.
10. Sika Türkiye, “Sikadur 32 Epoksi Yapıştırma Harcı ve Sika MonoTop Çimento Esaslı Tamir Harcıyla Beton Tamiri”, 2019.
11. GB/T 15780, Testing methods for physical and mechanical properties of bamboo, 1995.
12. Agarwal, A., Nanda, B., & Maity, D., “Experimental investigation on chemically treated bamboo reinforced concrete beams and columns,” Construction and Building Materials, 2014, pp. 610-617, Elsevier.
13. TS EN 12350, “Beton-TazeBeton Deneyleri- Bölüm 2: Çökme (Slump) Deneyi”, 2002.
14. TS 708, “Çelik- Betonarme İçin – Donatı Çeliği”, 2010.
15. Shastry, A., & Unnikrishnan, S., “Investigation on Elastic Properties of Bamboo and Behavior of Bamboo Reinforced Concrete Beams,” International Journal of Earth Sciences and Engineering, 10(02), 2017, pp 304-312.
16. Ikponmwoşa, E., Falade, F., Fapohunda, C., Okosun, J., “Flexural Performance of Bamboo Reinforced Foamed Aerated Concrete Beams with and without Compression Reinforcement,” International Journal of Scientific & Engineering Research, Volume 5, Issue 3, March-2014.
17. Aka, İ., Keskinel, F., Çılı, F., Çelik, O. C., “Betonarme-Betonarmeye Giriş, Betonarme Yapı Elemanları, Betonarme Taşıyıcı Sistemler,” Birsen Yayınevi, İstanbul, Türkiye, 2001.
18. Doğangün, A., “Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarımı,” Birsen Yayınevi, İstanbul, Türkiye, 2019.
19. Celep, Z., “Betonarme Yapılar”, İstanbul, Türkiye, 2018.
20. Cihan Yılmaz, B.C., “İçi Beton Dolu Çift Cidarlı Çelik Tüplerin (CFDSTS) Eksenel Basınç Altında Deneysel Olarak İncelenmesi,” Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü, 2022.
21. Le, D. D., Nguyen, X., Nguyen, Q., “Cyclic Testing of a Composite Joint between a Reinforced Concrete Column and a Steel Beam,” Applied Sciences, 2020, pp 2-17.
22. AS 1170.4, “Structural Design Actions, Part 4: Earthquake Actions in Australia”, 2007.



## Cam Lifi ile Güçlendirilmiş Alçı (CLGA) Panellerle Üretilen Döşeme Sisteminin İncelenmesi

Beyza KAPUCU GÜZELBULUT<sup>1</sup>, Oğuz Cem ÇELİK<sup>2</sup>

### ÖZET

Cam lifi ile güçlendirilmiş alçı paneller (CLGA) modüler olarak üretilen, ince cidarlar arasında hücreler/boşluklar bulunan yarı-prefabrike kompozit sistemlerdir. Hücreler gerektiğinde beton ya da donatılı beton (betonarme) ile doldurulmakta, yalıtım katmanları ve servis (donanım) sistemlerinin kullanılmasına da olanak tanımaktadır. Avusturalya, Çin, Hindistan gibi konut ihtiyacının çok fazla olduğu ülkelerde az katlı binalarda tercih edilen bir yapı/yapım sistemi haline gelen CLGA paneller taşıyıcı duvarlarda, bölme duvarlarında, döşemelerde ve çatıda kullanılmaktadır. Bu deneysel çalışmada, döşemelerde yalnızca kalıp olarak kullanılan bu panellerin, kompozit/karma davranış nedeniyle, sistemin taşıma gücüne olan katkısı deneysel olarak incelenmiştir. Üretilen tam ölçekli kiriş artan düşey yükler altında göçmeye dek denenmiş ve sistemin elastik ötesi davranışı değerlendirilmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Alçı panel, kompozit kiriş/döşeme, taşıma gücü, deneysel çalışma, süneklik.

### ABSTRACT

#### **Investigation of A Beam/Slab System Manufactured with Glass Fiber Reinforced Gypsum (GFRG) Panels**

Glass fiber reinforced gypsum (GFRG) panels are modular and semi-prefabricated composite systems that contain empty cells between the ribs. Depending on the application needs, empty cells can be filled with plain concrete, reinforced concrete (RC), insulation materials, or building service equipments. GFRG panels widely preferred in Australia, China, and India in which affordable housing need is huge, can be used as load-carrying walls, non-load carrying/architectural walls, beams/slabs, and roofs. In this experimental study, the effect of GFRG panels, which are generally used as formwork in construction, on the structural characteristics of the beam/slab system is investigated. A nearly full-scale beam/slab system has been tested to failure in a three-point bending test apparatus. Behavioral values (especially beyond the elastic limit) of the system are evaluated.

**Keywords:** Gypsum panel, composite beam/slab, load capacity, experimental study, ductility

---

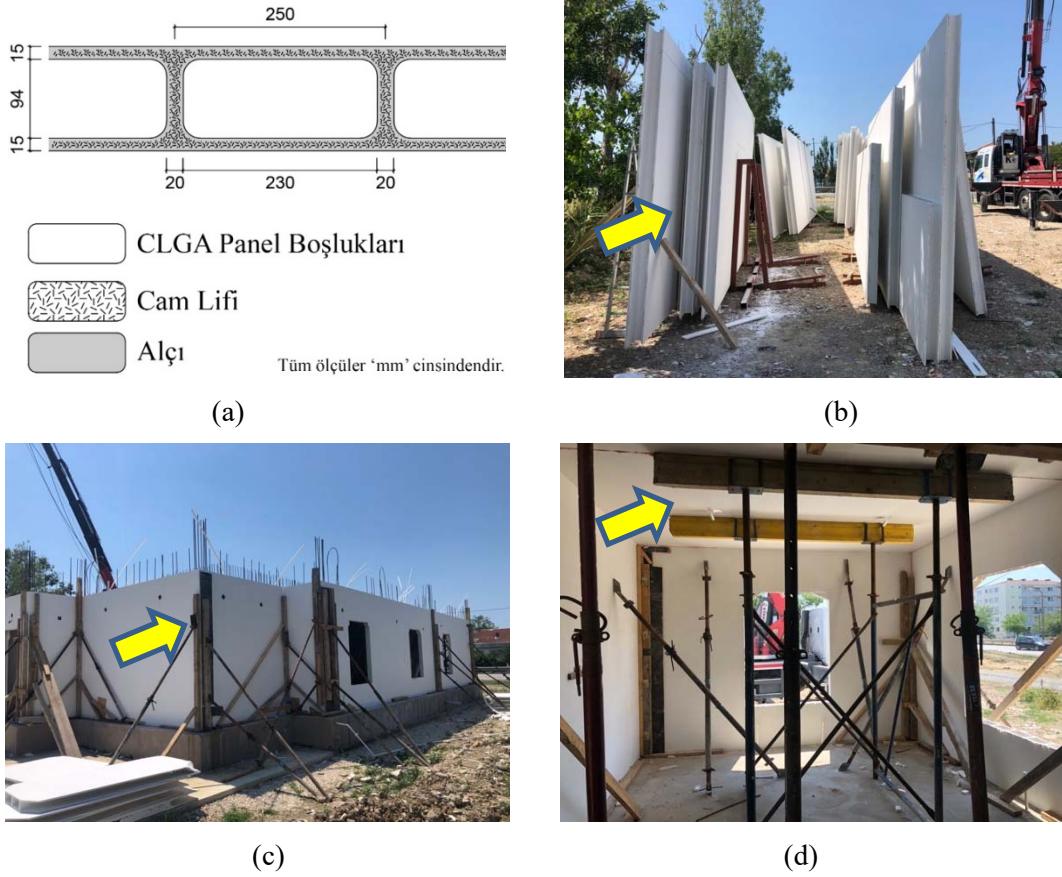
<sup>1</sup> İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul - kapucubeyza@gmail.com

<sup>2</sup> İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul - celikoguz@itu.edu.tr

## GİRİŞ

Cam lifi ile güçlendirilmiş alçı (CLGA) paneller hızlı yapım tekniklerinden biri olup tüm dünyada özellikle az katlı yapıların üretiminde yaygınlaşmaktadır. Diğer bir adıyla hızlı duvar (RapidWall) olarak da bilinen bu paneller modüler olarak üretilmektedir. Standart olarak 12 m uzunluğunda, 3 m yüksekliğinde 124 mm kalınlığında olan içi boşluklu paneller, istenilen boyutlarda çok kolay bir şekilde kesilebilmekte [1] olup gerektiğinde üretim aşamasında tasarım koşullarına uygun farklı enkesitlerin de geliştirilmesi mümkündür. Yarı-prefabrike bu yapım sistemiyle üretilen panellerle yapılan tasarımlarda yapısal ve mimari açıdan bazı kısıtlamalar mevcuttur. Bu nedenle, eğer sistem bu tür elemanlarla oluşturulacaksa mimari tasarımın ilk aşamalarından itibaren sistemin tüm özellikleri dikkate alınmalıdır. Buna karşın, hızlı ve ekonomik olması, düşük maliyet ve yüksek performans göstermesinden dolayı konut ihtiyacının fazla olduğu Çin, Hindistan gibi ülkelerde özellikle tercih edilen yapım sistemlerinden biri olmuştur [2]. Genellikle konut ve ticari/endüstriyel yapılarda kullanılan bir yapım sistemidir [3].

CLGA panellerle oluşturulan sisteme ilişkin tipik geometrik özellikler ve Türkiye'deki ilk uygulaması Şekil 1'de verilmiştir.



**Şekil 1** - Sistemin genel geometrik özellikleri ve Türkiye'deki ilk uygulaması a) Tipik kesit b) CLGA paneller c) Örnek bina d) Döşeme sisteminin betonlama öncesi durumu (iç mekân görünüşü)

Bu panellerin, tuğla ya da beton blokların yerini alabilecek alternatif bir yapı malzemesi ve sistemi olmasındaki en önemli etkenler, az insan gücü gerektirmesi, hızlı inşa edilebilir olması, ekonomik olması, hafif olması, neme, sese, ısıya dayanıklı olması, panel boşluklarının etkili kullanımı sonucunda yapısal ve yalıtımsal olarak uygun olması, atık malzemeden üretilmesi, üretim

sırasında CO<sub>2</sub> salınımının ve enerji tüketiminin diğer geleneksel malzemelere (tuğla vs) göre daha az olmasıdır [4][5]. Geri dönüştürülebilir alçı ile üretildiğinden “sürdürülebilir” bir yapı sistemi alternatifidir. Aynı zamanda, kendiliğinden kalıp olarak da kullanılabilen bu yapım sistemi inşa edildikten sonra önemli düzeyde ince işçilik gerektirmemektedir.

Hızlı, depreme/rüzgâra dayanıklı ve ekonomik konut arayışı sonucu ortaya çıkan CLGA paneller, çok olmasa da, diğer araştırmacılar tarafından incelenmiştir. İlk çalışmalar malzemenin mekanik özelliklerini anlamak için basınç deneyleri üzerine yapılmıştır. Elde edilen sonuçlara göre CLGA panellerin taşıyıcı ya da bölme duvarlarda kullanılabilceği ve beton, tuğla gibi malzemelere alternatif olabileceği görülmüştür [6]. CLGA panellerle tuğlalar aynı alan için değerlendirildiğinde paneller neredeyse tuğla duvarlara göre üçte bir ağırlığındadır [4]. Panellerin içerisindeki cam lifler malzeme dayanımını önemli ölçüde arttırmaktadır. Bu sayede hafif CLGA paneller elde edilirken, aynı zamanda yüksek basınç, kesme ve eğilme dayanımlarına ve yeterli süneklığe ulaşılmaktadır [2]. Alçı sıvanın içerisine %10 oranında e-tipi cam lifi eklenmesi ile kompozit malzemenin eğilme dayanımının 2.5~3 kat, çekme dayanımının ise 3~4 kat arttığı gözlenmektedir [7]. E-tipi cam lifler fiziksel, elektriksel ve kimyasal özelliklerin iyi birleşiminden dolayı güçlendirme uygulamaları için yaygın olarak üretilmektedir [8]. Panellerin içerisinde bulunan boşluklar/hücreler farklı amaçlara göre beton ya da yalıtım malzemesiyle de doldurulabilir. Böylece hem duvarların dayanımı artırılabilir hem de ısı ve ses yalıtımı iyileştirilebilir [3].

## AMAÇ

CLGA panellerle yapılan önceki çalışmalarda genellikle eksenel ve/ya da yanal yükler altında duvar davranışı incelenmiştir. Diyagonal kayma (baklava) deneyleri ile panellerin doluluk oranları, hangi bölgelerdeki dolguların davranışa ne şekilde etkideği, dolgu malzemesi olarak yalnızca beton ve betona ek olarak çelik donatı bulunması durumu, kullanılan çelik donatı sayısının başlangıç rijitliği ve kayma dayanımına etkisi incelenmiştir [9][10]. Aynı zamanda, yön değiştiren tekrarlı yatay yerdeğiştirmeler altında (benzetilmiş deprem etkileri) yapı sisteminin histeretik davranışı araştırılmıştır [10]. Bu çalışmada, önceki çalışmalardan farklı olarak, CLGA panellerin kiriş/döşeme sisteminde kullanımı ve bu türden panellerin düşey yükler altında göçmeye dek davranışı deneysel olarak incelenmiştir.

## DENEYSEL ÇALIŞMA

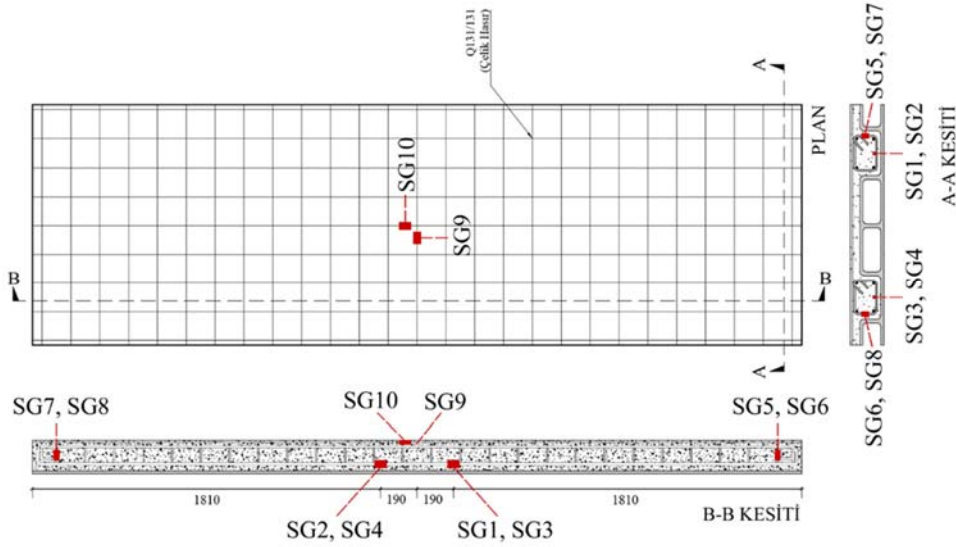
### Deney Düzeneği ve Numune Detayları

Üç noktalı eğilme deneyi (açıklık ortasında tekil yük durumu) yapılarak kiriş/döşeme sisteminin eğilme davranışı gözlemlenmiştir. Yük kontrollü olarak uygulanan düşey yükler bir adet MTS hidrolik veren ile yapılmıştır. Yük kapasitesi  $\pm 250$  kN ve yerdeğiştirme kapasitesi  $\pm 300$  mm olan hidrolik veren ile 3 kere tahmini akma dayanımının yaklaşık %10'u olan 4 kN'luk değerde yükleme ve boşaltma yapılmış, daha sonra 8 kN'luk yükleme adımlarıyla deneye devam edilmiştir. Deney İTÜ Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiş olup deney düzeneği Şekil 2'de verilmiştir.

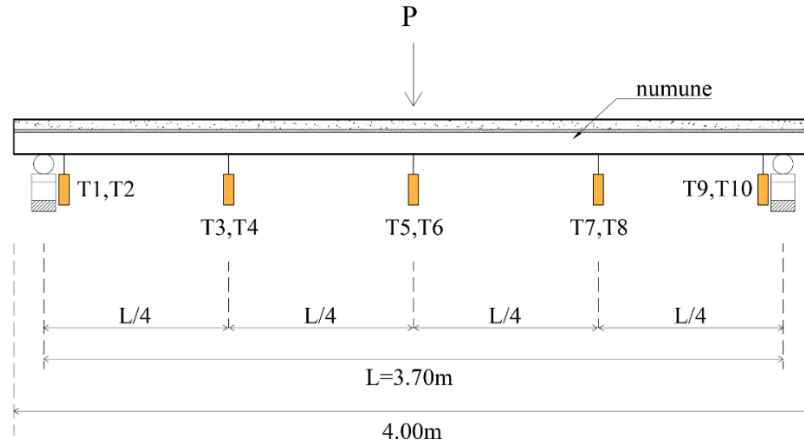
Numune, 1250 mm genişliğinde, 174 mm yüksekliğinde ve toplam 4000 mm uzunluğundadır; mesnetler arası açıklık ise  $L=3700$ mm alınmıştır. Numune kesitleri Şekil 3'te verilmiştir. Öncelikle, kiriş/döşeme sistemine panel boyutları gözetilerek 2 adet mikro betonarme kiriş tasarlanmıştır. Döşeme yüksekliği TS500 [11] standartının verdiği minimum boyutlardadır (üst tabliye kalınlığı 50 mm'dir). Sistemde C25 sınıfı beton, S420 (B420C) sınıfı çelik donatı kullanılmıştır. Numune üretimi sırasında beton ve çelik donatılardan yeterli sayıda örnekler alınmıştır. İTÜ Yapı Malzemesi Laboratuvarı'nda beton örneklere basınç dayanım testi,







Şekil 4 - Şekildeğiştirme ölçerlerin numune üzerindeki konumları



Şekil 5 - Yerdeğiştirme ölçerlerin numune üzerindeki konumları

### Deney Sonuçları

Yapılan deney sonucunda, numuneye uygulanan düşey yük ile numunenin orta noktasındaki (T5, T6) ortalama düşey yerdeğiştirme grafiği Şekil 6'daki gibi elde edilmiş, davranışa ilişkin parametreler hesaplanmıştır. Artan yüklerle beraber numune üzerinde ince denebilecek çatlaklar oluşmuş ve yük arttıkça bu çatlaklar genişlemiştir. Çatlakların oluşup genişlemesine karşın, cam lifler alt başlıkta oluşan çekme etkilerini taşımaya devam etmiştir. Genel olarak sünek bir davranış gösteren numunenin yerdeğiştirme süneklik katsayısı  $\mu=4.5$  olarak hesaplanmıştır. Süneklik katsayısı, sistemin taşıdığı maksimum yükün %80'ine karşılık gelen yerdeğiştirme miktarı ile akma yükündeki yerdeğiştirme miktarının oranı olarak belirlenmiştir.

Mikro kirişli döşeme sisteminde görülen deformasyonlar ve hasarlar deney boyunca adım adım izlenmiştir. Artan yüklerle birlikte ilk olarak kiriş döşeme sisteminin orta bölgesinde çatlaklar oluşmaya başlamış ve çatlak yoğunluğu artmıştır. Daha sonra ilk olarak çekme bölgesindeki donatılarda akma deformasyonuna ulaşılmıştır. Sistemin davranışı  $P=69.4$  kN'a kadar lineer olarak devam etmiş, bu değerden sonra sistemde davranış doğrusallıktan uzaklaşmaya başlanmıştır. Devam eden yükleme sonrasında basınç bölgesindeki çelik hasarlarda da yüksek





**Şekil 7** - Numunenin (a) deney öncesi ( $P=0$  kN,  $\delta=0$  mm), (b) deney sonu ( $P=66.5$  kN,  $\delta=155.3$  mm) görünüşleri, (c) deney sonu panel sisteminin orta bölgesindeki çatlak, (d) panel ve içindeki beton çatlaklarının yakından görünüşü

## DEĞERLENDİRME

CLGA panelin sisteme olan katkısını araştırmak amacıyla, CLGA panel olmaksızın yalnızca betonarme mikro kirişlerin yük taşıma kapasiteleri taşıma gücü hesabının bilinen bağıntılarıyla tahmin edilmiştir [örneğin 12]. Buna göre, öncelikle çatlama kesit atalet momenti ( $I_{cr}$ ) ve kesitte çatlama oluşturan eğilme momenti ( $M_{cr}$ ) değerleri hesaplanmıştır. Daha sonra deneysel verilerden numunenin elastik bölgedeki maksimum eğilme momenti ( $M_{max}$ ) aşağıdaki bağıntılarla hesaplanmıştır.

Çelik ve betonun elastisite modülleri oranı  $\eta=E_s/E_c=7$  olup  $c=k_x d=57.6$  mm elde edilmiştir.

Çatlama kesit atalet momenti ise

$$I_{cr}=(1/3) b_w x^3 + (\eta-1) A'_s (x-d)^2 + \eta A_s (d-x)^2 = 6006 \text{ cm}^4 \quad (1)$$

şeklinde yazılabilir. Eğilme momentinin çatlama yüküne ulaştığı ve elastik bölgenin bittiği sınırdaki değerleri sırası ile

$$M_{cr} = 2.5 f_{ctd} (I_c/y_{max}) = 1.9 \text{ kNm} \quad (2)$$

$$M_{max} = PL/4 = 62.5 \text{ kNm} \quad (3)$$

olarak hesaplanır. Buna göre sistemin ilk çatlama anındaki ve elastik bölgenin bittiği andaki maksimum yükleri  $P_{cr}=2.0$  kN ve  $P=67.5$  kN elde edilir.

Betonarme kirişin efektif (etkin) atalet momenti ( $I_{eff}$ ) değerinin hesaplanması gerekmektedir. Aynı yük düzeyinde yalnızca betonarme kirişin özellikleri kullanılarak yerdeğiştirme miktarı tahmin edilmiştir. Yalnızca betonarme mikro kirişlerin olması durumunda yerdeğiştirme miktarı  $\delta=43.3$  mm olarak hesaplanmıştır. CLGA panelin kullanıldığı kiriş döşeme sistemi ise aynı yük düzeyinde  $\delta=33.0$  mm yerdeğiştirme yapmıştır. Bu durumda, CLGA panel ve betonarmenin toplam sistem eğilme rijitliğinin yalnızca betonarme kiriş/döşeme sistemine göre yaklaşık %31 daha fazla olduğu ortaya çıkmaktadır.

Efektif/etkin rijitlik ve bu rijitlik hesaba katılarak hesaplanan yerdeğiştirme (4) ve (5) bağıntılarında verilmiştir:

$$I_{eff}=(M_{cr}/M_{max})^3 I_c + (1 - M_{cr}/M_{max})^3 I_{cr} =5482 \text{ cm}^4 \quad (4)$$

$$\delta_{ba} = (P L^3)/(48 E I)=43.3 \text{ mm} \quad (5)$$

Yukarıda da belirtildiği üzere deneysel verilere göre elastik bölgedeki maksimum yerdeğiştirme miktarı  $\delta=33.0$  mm olarak bulunmuştur. Bu yerdeğiştirmeye karşı gelen yük seviyesinde betonarme kirişin taşıyacağı momentin 47.7 kNm olacağı (6) bağıntısıyla hesaplanmıştır. CLGA paneller ile oluşturulan kiriş döşeme sisteminin toplam eğilme momenti kapasitesi 62.5 kNm olduğundan dolayı toplam momentin %76'sı betonarme kiriş/döşeme sistemine, %24'ü CLGA panellere aktarılmaktadır; buna ilişkin hesap özeti (7),(8) ve (9) bağıntılarında verilmiştir:

$$M_{ba} = (12 \delta E I)/ L^2 =47.7 \text{ kNm} \quad (6)$$

$$M_{max}=M_{ba}+ M_{CLGA} \quad (7)$$

$$\epsilon_{ba}=M_{ba}/M_{max}=0.76 \quad (8)$$

$$\epsilon_{CLGA}=M_{CLGA}/M_{max}=0.24 \quad (9)$$

Böylece, CLGA panellerin varlığı ile ortaya çıkan kompozit davranışın döşeme sisteminin taşıma gücüne, rijitliğine ve sünekliğine olan katkısının önemli denebilecek düzeylere ulaştığı görülmektedir. Bu oranı belirlemek için gerçekte yalın panel ile bir deneyin yapılması ve aradaki farkın verilmesi daha uygun olabilirdi; yurt dışından temin edilen numunelerdeki eksiklikten dolayı bu yapılamamıştır. Buna karşın, bir fikir vermesi bakımından basitleştirici olan bu şekildeki bir yaklaşım sunulmuştur.

## SONUÇ

Birçok ülkede hızlı konut ihtiyacını karşılamak için kullanılan CLGA panellerle inşa edilen az katlı binalarda, bu panellerin kiriş/döşeme sistemi olarak kullanılması durumunda panelin eğilme davranışına katkısı deneysel olarak incelenmiştir. Gerçek ölçülere yakın bir kiriş/döşeme sistemi üzerinde yapılan deneyden elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:

- Döşeme sistemi bir çeşit sık kirişli, bir doğrultuda çalışan dişli betonarme döşeme sistemine benzer olmasına karşın standart panel boyutlarının getirdiği kısıtlamalarla kiriş boyutları yönetmeliklerde verilen minimum değerlerin altında kalmaktadır. Buna karşın, olağan açıklıklarda yeterli kapasite elde edilebilmekte olup davranış sünektir.
- CLGA panel ile üretilen kiriş döşeme sisteminin yerdeğiştirme sünekliği katsayısı  $\mu=4.5$  olarak bulunmuştur.
- Sistemin yalın betonarme sisteme göre başlangıç rijitliği %31 oranında daha fazladır; bu durum yerdeğiştirme koşulları bakımından olumlu bir durumdur.
- Toplam eğilme momentinin, basitleştirici bir yaklaşım sonucu, %76'sının betonarme mikro kirişlerce, %24'ünün ise CLGA panellerle taşındığı anlaşılmaktadır. Uygulamada CLGA panellerinin katkısı, yapısal hesaplarda bu oranda dikkate alınabilir ya da güvenlik tarafında kalınarak terkedilebilir.
- CLGA panel içinde bulunan cam lifler, sistem hasar alsa dahi, çatlakları sınırlayarak sünek davranışa yol açmıştır.

### Semboller

$b_w$	: Kesitin gövde genişliği
$c$	: Tarafsız eksen yüksekliği
$d$	: Faydalı yükseklik
$E$	: Elastisite modülü
$EI$	: Eğilme rijitliği
$E_c$	: Betonun elastisite modülü
$E_s$	: Donatının elastisite modülü
$f_{ctd}$	: Beton tasarım çekme dayanımı
$I_c$	: Brüt beton kesitin atalet momenti
$I_{cr}$	: Çatlama kesit atalet momenti
$I_{eff}$	: Efektif atalet momenti
$k_x$	: Beton basınç blok derinliğinin tarafsız eksen derinliğine oranı
$L$	: Numune uzunluğu
$M_{cr}$	: Kesitte çatlama oluşturan eğilme momenti
$M_{max}$	: Maksimum eğilme momenti
$P$	: Yük
$P_{max}$	: Maksimum yük
$\delta$	: Yerdeğiştirme
$\Phi$	: Donatı çapı
$\eta$	: Elastisite modüllerinin oranı
$\mu$	: Süneklik
$\epsilon_{CLGA}$	: CLGA bölümün eğilme momenti taşıma oranı
$\epsilon_{ba}$	: Betonarme bölümün eğilme momenti taşıma oranı

### Teşekkür

Bu çalışmadaki deney numunesinin üretimi Rapid Building Construction Co. Ltd (Hamann® GBS - Gypcrete Building System) desteğiyle yapılmıştır. Deney, İTÜ İnşaat Fakültesi, Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiş olup yazarlar her türlü yardım için laboratuvar personeline ve İnş.Yük.Müh. Ergun Binbir'e teşekkürlerini sunarlar.

### Kaynaklar

1. IITM (2011) GFRG/RAPIDWALL BUILDING STRUCTURAL DESIGN MANUAL. Structural Engineering Division, Department of Civil Engineering, IIT Madras.
2. Manjummekudiyil, E. M. et al. (2015) 'Study of GFRG Panel and Its Strengthening', International Journal of Civil and Structural Engineering Research, 2(2), pp. 161–165.

3. Wu (2004) ‘The effect of longitudinal reinforcement on the cyclic shear behavior of glass fiber reinforced gypsum wall panels: Tests’, *Engineering Structures*, 26(11). doi: 10.1016/j.engstruct.2004.06.009.
4. Omahen, R. (2002) *Ecologically Sustainable Development: Approaches in the Construction Industry*. (PhD Thesis). University of Regensburg, Faculty of Economics, Germany.
5. Bandgar, G. S. and Kumthekar, M. B. (2016) ‘A Study on Feasibility of Rapid Wall Panel for Building Construction’, *International Research Journal of Engineering and Technology*, 3(6).
6. Alagusankareswari, K., Jenitha, G. and Pandi, S. S. A. (2018) ‘Experimental study on empty glass fibre reinforced gypsum panel’, *Indian Journal of Scientific Research*.
7. Ali, M. A. and Grimer, F. J. (1969) ‘Mechanical properties of glass fibre-reinforced gypsum’, *Journal of Materials Science*, 4(5), pp. 389–395. doi: 10.1007/BF00549703.
8. Cameron, N. M. and Rapp, C. F. (2001) ‘Fiberglass’, in Buschow, K. H. J. et al. (eds). Oxford: Elsevier, pp. 3142–3146. doi: <https://doi.org/10.1016/B0-08-043152-6/00558-1>.
9. Kapucu Guzelbulut, B., Binbir, E. and Celik, O. C. (2022) *Diagonal Shear Tests for Glass Fiber Reinforced Gypsum (GFRG) Panels with and without Concrete Filled Cells*, *Lecture Notes in Civil Engineering*. Springer International Publishing. doi: 10.1007/978-3-030-88166-5\_147.
10. Kapucu Güzelbulut, B. (2021). *Cam Lifi İle Güçlendirilmiş Alçı (CLGA) Panellerden Oluşan Yarı-Prefabrike Yapısal Bileşenlerin Deneysel İncelenmesi*. (Yüksek Lisans Tezi). İstanbul Teknik Üniversitesi, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü, İstanbul
11. Türk Standartları, *Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları (TS 500)*, Türk Standartları Enstitüsü, Şubat, 2000.
12. Aka İ., Keskinel F., Çılı F., Çelik O.C. (2001). *Betonarme-Betonarmeye Giriş*, *Betonarme Yapı Elemanları*, *Betonarme Taşıyıcı Sistemler*, Birsen Yayınevi, İstanbul, Türkiye

# İtme Sürme Yöntemi ile Köprü ve Ayak Tasarımı

Alper NAYCI<sup>1</sup>, Kutlu DARILMAZ<sup>2</sup>

## ÖZET

*Dünya çapında birçok uygulamaları bulunan itme sürme yöntemi ülkemizde de kullanılmaya başlanmış bir köprü yapım metodudur. Bu çalışma kapsamında itme sürme yöntemi ile yapılan bir köprünün yapısal analizi, ayak tasarımı ve hesap adımları anlatılmaktadır. Örnek köprü modeli, 35m uzunluğunda iki adet kenar açıklık ve 55m uzunluğunda üç adet ana açıklıktan oluşmakta olup, köprünün toplam uzunluğu 235m'dir. Köprü plan ve boykesiti düz olmak ile birlikte 12m genişliğinde bir kutu kesit tabliyeden oluşmaktadır.*

**Anahtar Kelimeler:** İtme sürme yöntemi, ardgermeli köprü, ayak tasarımı.

## ABSTRACT

### **Incrementally Launched Bridge and Pier Design**

*The incremental launching method (ILM), which has many applications around the world, is a bridge construction method that has also been used in Turkey. In this study, the basic steps of the analysis, design of an incrementally launched bridge, and design of piers are explained on a sample bridge. The sample bridge model consists of two 35m long side spans and three 55m long main spans, and the total length of the bridge is 235m. The bridge is straight in plan and elevation and also consists of a 12m wide prestressed concrete box girder section.*

**Keywords:** Incremental launching method, post-tensioned bridge, pier design.

## GİRİŞ

Dünya çapında birçok uygulamaları bulunan itme sürme yöntemi ülkemizde de kullanılmaya başlanmış bir köprü yapım metodudur. Malzeme teknolojisindeki gelişmeler ile birlikte kullanımı yaygınlaşan bu yöntem ile kenar ayaklardan birinin arkasındaki prekast sahada köprü tabliyesi segmentler halinde oluşturulmaktadır. Prekast sahadaki segment kalıbı içerisine donatılar ve tendon kılıfları yerleştirilir. Kalıp tamamen beton ile doldurulur ve beton germe için yeterli dayanıma gelir. Ardgerme halatları önceden beton içerisinde bırakılan kılıflara yerleştirilir ve kılıflar harç (grout) ile doldurulur. Ardgermeli tendonların krikolar ile germe işlemi gerçekleştirilir. Bu şekilde önceki segmentler ile yeni yapılan segmentin bağlantısı

---

<sup>1</sup> İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul - alper.nayci@itu.edu.tr

<sup>2</sup> İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul - darilmazk@itu.edu.tr

gerçekleştirilmiş olur. Ardından tüm köprü özel ekipmanlar yardımıyla itilmektedir ve döngü benzer şekilde devam etmektedir.

İtme sürme yöntemi yapım ve inşaat aşamasında birçok avantaj sağlamaktadır. Tüm köprünün inşaatı sırasında aynı kalıp sisteminin kullanılması segmentlerin daha hızlı üretilebilmesini ve toplam inşaat süresinin kısalmasını sağlamaktadır. Bununla birlikte çalışanlar sürekli aynı bölgede çalıştıkları için hem daha pratik olmakta hem de olası iş kazaları minimize edilmektedir. Ayrıca inşaat sahasının tek bir bölgede konumlandırılması sebebiyle inşaat sahası içindeki ulaşım ve saha kurulumu maliyetleri azalmaktadır.

Statik sistemi sürekli kiriş olan itme sürme yöntemi ile yapılan köprüler prekast kirişli köprülere göre daha uzun açıklıklar geçebilmektedir. Bu yöntem ile yapılan köprülerde tabliye açıklıkları genelde 40m – 60m arasında değişmekte ve toplam köprü uzunlukları 700m – 800m'ye varan sürekli tabliyeler oluşturulabilmektedir.

Bu yöntemin sağladığı en büyük ekonomik avantajlar malzeme miktarındaki azalma, inşaat süresindeki azalma, mesnet miktarındaki azalma ve genişleme derzi miktarındaki azalma olarak gösterilebilir. Bunlara ek olarak kesişen güzergahlardaki diğer yolların kullanıma kapatılmadan köprü inşaatının üst kotta devam edebilmesi standart köprü yapım yöntemlerine göre önemli avantajları arasında sayılabilir.

Literatürde itme sürme yöntemi ile tasarımın farklı değişkenlerini inceleyen birçok çalışma bulunmaktadır. Örneğin Rosignoli (1997, 1999) ve Sétra (2007) itme sürme yöntemi ile yapılan köprülerin ön boyutlandırması alanında çalışmalar yapmışlardır. Rosignoli (1998a, 2014), Fontán ve diğ. (2011), Fontán ve diğ. (2014), Hirmand ve diğ. (2013), Wei ve diğ. (2021), Hernandez ve Fontan (2014) ve Wang ve diğ. (2010) itme sürme yöntemi ile yapılan öngerilmeli köprülerde gaga-tabliye etkileşimi ve optimizasyonu incelemişlerdir. Rosignoli (1998b, 2000, 2014), Zellner ve Svensson, (1983), Özel ve diğ. (2021), Scotto ve diğ. (2017) tarafından itme sürme yöntemi ile yapılan köprülerde kullanılan ekipmanlar, saha uygulamaları ve uygulama alanları ile ilgili çalışmalar yapmışlardır. Özkul ve diğ. (2015) tarafından itme sürme yöntemi ile inşa edilmiş sürekli ardgermeli köprülerin deprem tasarımı incelenmiştir. Scotto ve diğ. (2017), Combescure ve diğ. (2016) tarafından itme sürme yöntemi ile yapılan Kuzey Marmara Otoyolu köprüleri ile ilgili çalışmalar gerçekleştirilmiştir.

## **TABLİYE TASARIMI**

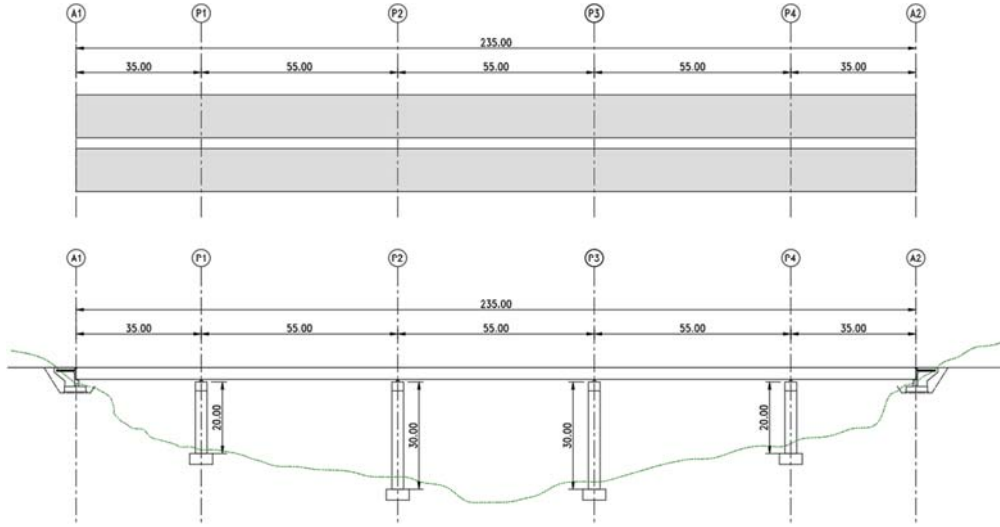
Bu bölüm kapsamında itme sürme yöntemi ile yapılan örnek bir köprü modeli üzerinden tabliye kesitinin ön boyutlandırması, tanımlanması gereken yükler ve yük kombinasyonları, itme sürme analizi, itme sürme tendonlarının tespiti ve gerilme kontrolleri gerçekleştirilmektedir.

### **Genel Yerleşim**

İtme sürme yöntemi ile yapılan örnek köprü modeli, 35m uzunluğunda iki adet kenar açıklık ve 55m uzunluğunda üç adet ana açıklıktan oluşmakta olup, köprünün toplam uzunluğu 235m'dir. Köprü plan ve boykesiti düz olarak tasarlanmıştır ve köprünün yerleşimi Şekil 1'de gösterildiği gibidir. Segmentler kenar ayağın arkasında kurulan prekast sahada yerinde dökülür ve A2 aksından A1 aksına doğru itme işlemi gerçekleştirilmektedir. Köprü tabliyesi, her iki yön için düzenlenmiş iki tabliyeden oluşmaktadır. Tabliye genişliği 12m olup, her yön için üç şeritli anayol ve bakım yürüyüş yolunu barındırmaktadır. Her bir tabliye 1.5m genişliğinde iki yaya yolu, 3.0m genişliğinde üç araç şeridinden oluşmaktadır.

Bu çalışma kapsamında incelenen ve itme sürme yöntemi ile yapılan örnek köprü modelinin yapısal taşıyıcı sistemi sürekli kiriştir.

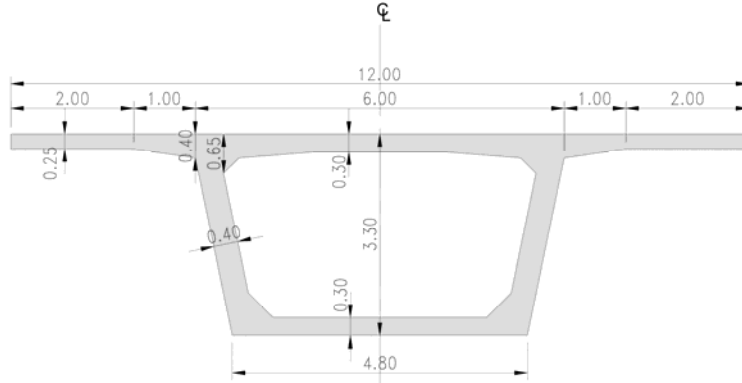




Şekil 1 - Köprü plan ve görünüşü.

### Ön Boyutlandırma ve Tabliye Geometrisi

Tabliye boyutları ön tasarım aşamasında Sétra (2007) Bölüm 2.4’de verilen basitleştirilmiş formülasyonlar kullanılarak oluşturulmuştur ve tasarımın ilerleyen aşamalarında seçilen kesit geometrisinin uygunluğu kontrol edilmiştir. Tipik tabliye kesiti Şekil 2’de gösterildiği gibidir.



Şekil 2 - Tipik tabliye kesiti.

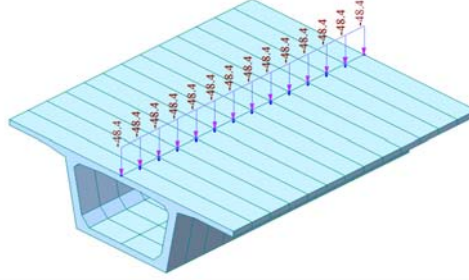
### Malzemeler

Örnek köprü modelinde tabliye betonu C50 ( $f'_c = 50MPa$ ), ayak ve başlık kirişleri için C35 ( $f'_c = 35MPa$ ), yumuşak donatı B500C ( $f_y = 500MPa$ ) ve ardgerme çeliği 7 telli düşük gevşemeli 15.7mm çapında ve  $150mm^2$  alana sahip halatlar ( $f_{pu} = 1860MPa$ ) kullanılarak hesaplara dahil edilmiştir.

### Yükler ve Yük Kombinasyonları

Yükler, AASHTO LRFD (2017) Bölüm 3’de belirtildiği şekilde tanımlanmıştır. Sürekli yükler, yapısal elemanların zati ağırlıklarına (DC) ek olarak yol kaplamasının zati ağırlığı (DW)  $48.4kN/m$  olarak matematiksel modele dahil edilmiştir (Şekil 3). Hareketli yükler ise tasarım

hareketli taşıt yükleri, dinamik yük etki katsayısı, fren kuvveti ve yaya yükü olarak hesaplamalara dahil edilmiştir. Bu yük durumlarına ek olarak sıcaklık, sünme ve büzülme, diferansiyel oturma, sürtünme yükleri, rüzgar gibi AASHTO LRFD (2017)'de tanımlanan yük durumları da matematiksel modelde tanımlanmış ve hesaplamalara dahil edilmiştir. Köprünün tabliye ön tasarımında inşaat sırasındaki deprem durumu bu çalışma kapsamında değerlendirilmemiş olup rüzgar yükleri hesaplara köprünün boş olmasına karşı gelen durum için dahil edilmiştir.

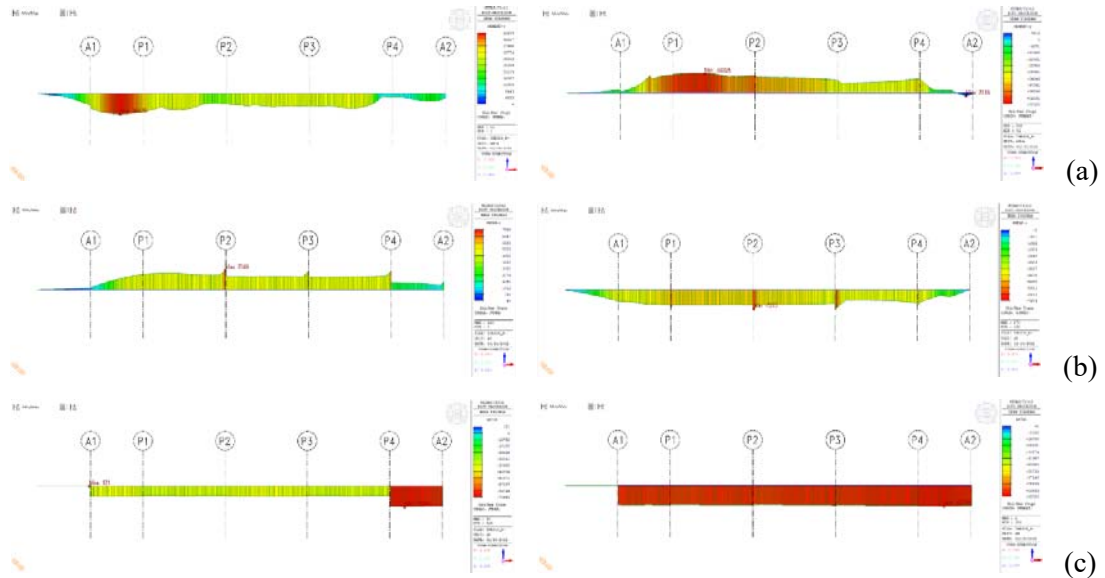


Şekil 3 - Yol kaplamasının ve hizmet hatlarının zati ağırlığının modelde tanımlanması.

Yük kombinasyonları AASHTO LRFD (2017) Tablo 3.4.1-1'de belirtildiği gibi servis sınır durumu (SLS), dayanım sınır durumu (ULS) ve ekstrem durum olarak üç farklı sınır durumu altında değerlendirilmiştir. Bunlara ek olarak itme sürme işlemi sırasındaki servis ve dayanım sınır durumları için uluslararası yönetmeliklerde belirtilen kombinasyonlardan faydalanılarak gerilme kontrolleri gerçekleştirilmiştir.

### İtme Sürme Analizi

İtme sürme analizi için uluslararası geçerliliği bulunan köprü tasarım programı kullanılarak 1m aralıklar ile köprünün itme sırasındaki oluşan iç kuvvetler göz önüne alınmış ve inşaat sonrası durumlar için de üstyapı kontrolleri gerçekleştirilmiştir. İtme sürme analizi sonucunda elde edilen zarf kuvvetleri Şekil 4'de gösterilmiştir ve maksimum - minimum zarf kuvvetleri Tablo 1'de özetlenmiştir.



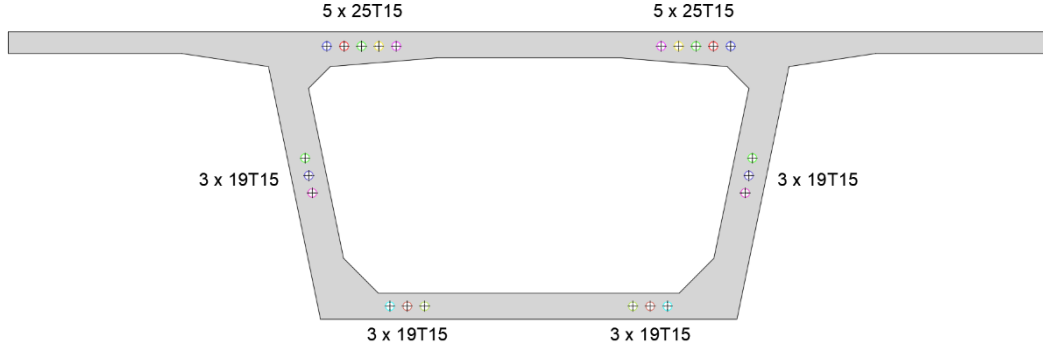
Şekil 4 - İtme sürme analizi maksimum ve minimum zarf kuvvetleri: (a) Eğilme momenti. (b) Kesme kuvveti. (c) Normal kuvvet.

**Tablo 1 - İtme sürme zarf kuvvetleri.**

İtme Sürme Analizi Zarf Kuvvetleri	Eğilme Momenti (M, kNm)	Kesme Kuvveti (V, kN)	Normal Kuvvet (N, kN)
Maksimum	46,439	7,549	-70,680
Minimum	-58,325	-7,273	-92,326

### İtme Sürme Tendonlarının Tespiti

İtme sürme analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum momentler doğrultusunda ardgerme tendonlarının miktarı ve konumları belirlenmiştir. İtme sürme tendonları yapının inşaatı sırasında oluşacak pozitif ve negatif momentleri dengelemek adına eksantrisite oluşturmadan kesitin ağırlık merkezinden geçecek şekilde konumlandırılmıştır. İtme sürme halatları üst döşemede 2 x 5 x 25T15 ve alt döşemede 2 x 3 x 19T15 olacak şekilde yerleştirilmiştir (Şekil 5). Servis tendonları ise yapının servis ömrü boyunca oluşacak kuvvetleri dengelemek üzere gövde içerisinde 2 x 3 x 19T15 olacak şekilde konumlandırılmıştır. Servis tendonları oluşacak kuvvetleri dengelemek amacıyla açıklıkta gövdenin alt tarafından geçerken mesnette gövdenin üst tarafından geçmektedir. İtme sürme tendonları ve servis tendonlarının konumlarının belirlenmesi sonucunda iç kuvvetler elde edilmiş ve kesit gerilme değerleri hesaplanmıştır. Tabliye boyunca hesaplanan kesit gerilme değerlerinin basınç ve çekme sınır durumları altında kontrolleri gerçekleştirilmiştir. Gerçekleştirilen kontrollerde mesnet ve açıklık kesitleri için AASHTO LRFD (2017) Bölüm 4.6.2.6'da belirtilen hususlar doğrultusunda etkili tabla genişlikleri hesaplanıp, kesit mukavemet momenti olarak etkili kesit geometrileri esas alınmıştır.

**Şekil 5 - Tipik tabliye tendon yerleşimi.**

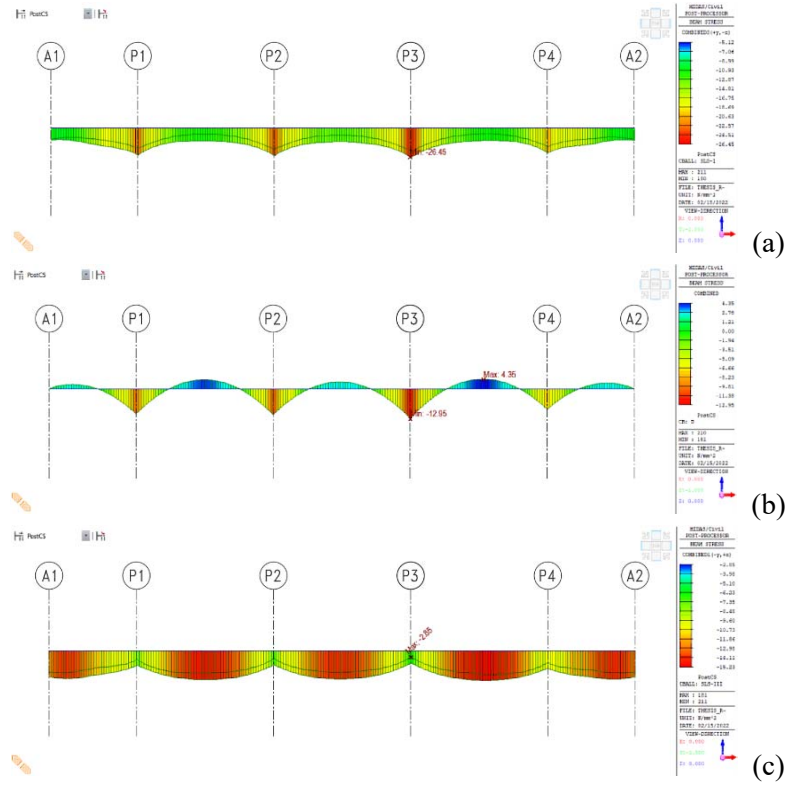
### Gerilme Kontrolleri

SLS-I kombinasyonu minimum basınç gerilmesi, sürekli yükler altında minimum basınç gerilmesi ve SLS-III kombinasyonu maksimum çekme gerilmesi değerleri Şekil 6'da gösterildiği gibi elde edilmiştir.

Elde edilen ekstrem tabliye gerilme değerleri Tablo 2'de belirtilen kontroller sonucunda AASHTO LRFD (2017)'de tanımlanan sınırlar dahilinde kaldığı gözlemlenmiştir.

**Tablo 2 - Gerilme kontrolleri.**

SLS-I minimum basınç gerilmesi	$ -26.45MPa  <  -30.00MPa $	OK
Sürekli yükler altında minimum basınç gerilmesi	$ -12.95MPa  <  -22.50MPa $	OK
SLS-III maksimum çekme gerilmesi	$-2.85MPa < 3.54MPa$	OK



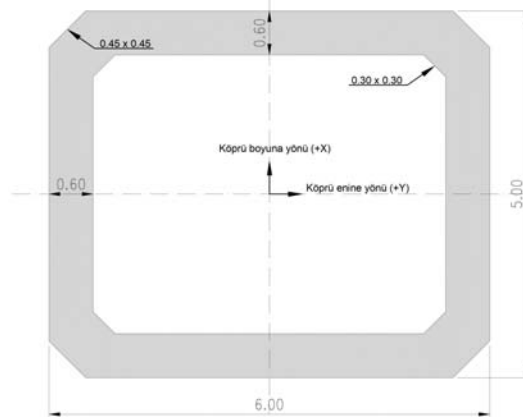
Şekil 6 - Gerilme zarf değerleri: (a) SLS-I minimum basınç gerilmesi. (b) Sürekli yükler altında minimum basınç gerilmesi. (c) SLS-III maksimum çekme gerilmesi.

## KÖPRÜ AYAK TASARIMI

Bu bölüm kapsamında köprü ayaklarındaki deprem etkileri, analiz yöntemleri, eğilme tasarımı, kesme tasarımı, narinlik kontrolü ve P- Δ gereklilikleri anlatılmaktadır.

### Köprü Ayak Geometrisi

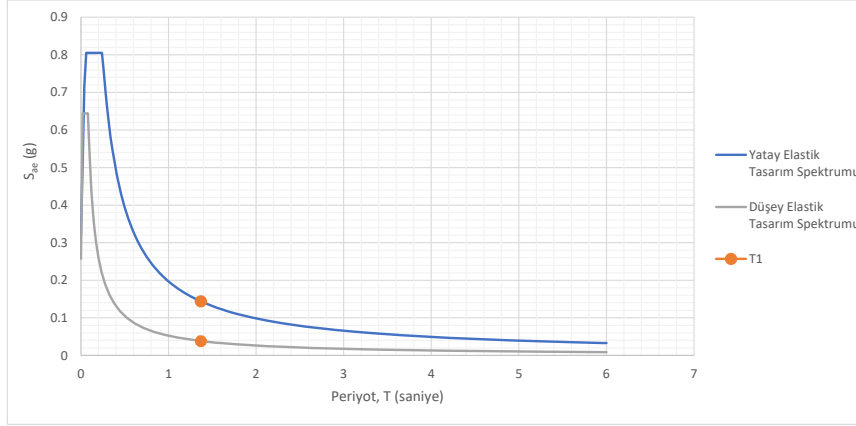
Köprü ayakları içi boş kutu kesit olarak tasarlanmıştır. Köprü orta ayakları köprü boyuna yönünde 5m ve enine yönünde 6m olarak Şekil 7’de gösterildiği gibidir. Köprü ayakları başlık kirişi uzunluğu ise 1.5m olarak matematiksel modele dahil edilmiştir.



Şekil 7 - Köprü ayak geometrisi.

## Deprem Etkileri

“<https://tdth.afad.gov.tr>” web sayfasından elde edilen, deprem yer hareketi düzeyi DD-1, yerel zemin sınıfı ZB olan yüzde beş sönümlenmiş yatay ve düşey elastik tasarım spektrumları Şekil 8’de belirtildiği gibi matematiksel modele dahil edilmiştir. Köprü 1. modunda elde edilen  $T=1.371s$  değeri yatay ve düşey elastik tasarım spektrumları üzerinde işaretlenmiştir.



Şekil 8 - Yatay ve düşey elastik tasarım spektrumu.

Köprüler operasyonel olarak AASHTO LRFD (2017) Bölüm 3.10.5’e göre aşağıdaki şekilde üç gruba ayrılmaktadır: kritik köprüler, önemli köprüler, diğer köprüler.

Önemli köprüler, tasarım depreminden hemen sonra acil durum araçlarına ve güvenlik/savunma amaçlarıyla kullanılabilir olmalıdır ve bu köprüler tekrarlanma periyodu minimum 1000 yıl olan depreme göre tasarlanmalıdır. Kritik köprüler, tasarım depreminden hemen sonra acil durum araçları, güvenlik/savunma amaçlarıyla birlikte tüm araçlar için kullanılabilir durumda olmalıdır ve bu köprüler minimum tekrarlanma periyodu 2500 yıl olan depreme göre tasarlanmalıdır. Örnek köprü modeli önemli köprüler grubunda yer almaktadır ve 50 yılda aşılma olasılığı %2 (tekrarlanma periyodu 2475 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi esas alınmıştır.

Köprüler, AASHTO LRFD (2017) Bölüm 3.10.6’ya göre  $S_{D1}$  değerleri doğrultusunda Tablo 3’de belirtilmiş olan dört farklı sismik bölge kategorisinden birinde yer alması gerekmektedir. Örnek köprü modeli için  $S_{D1} = 0.197$  olması sebebiyle köprü depremsel davranış kategorisi 2 olarak belirlenmiştir.

Tablo 3 - Depremsel davranış kategorileri.

İvme Katsayısı, $S_{D1}$	Depremsel Davranış Kategorisi
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

Köprü altyapısı ve AASHTO LRFD (2017) Tablo 3.10.7.1-2’de belirtilen köprü elemanları arasındaki bağlantıların sismik tasarım iç kuvvetlerinin, elastik hesap sonucu bulunan iç

kuvvetlerin sırasıyla AASHTO LRFD (2017) Tablo 3.10.7.1-1 ve Tablo 3.10.7.1-2’de verilmiş olan uygun R karşı davranış katsayılarına bölünmesi ile bulunacaktır. Deprem yüklerinin herhangi bir yanal doğrultuda etkiyeceği kabul edilecektir ve uygun R katsayısı altyapının her iki ortogonal eksenini için kullanılacaktır. Örnek köprü modeli önemli köprüler grubunda olması ve ayak geometrisi olarak tek kolondan oluşması sebebiyle R=2 olarak hesaplara dahil edilecektir.

Deprem kategorisi 2’de yer alan köprüler, AASHTO LRFD (2017) Bölüm 4.7.4.1 ve Bölüm 4.7.4.3’deki minimum koşullara göre analiz edilecektir.

### Deprem Yükleri Analizi

Deprem etkisi için minimum analiz koşulları AASHTO LRFD (2017) Tablo 4.7.4.3.1-1’de tanımlandığı gibi gerçekleştirilecektir (Tablo 4).

**Tablo 4 - Sismik etkiler için minimum analiz gereklilikleri.**

Sismik Bölge	Tek Açıklıklı Köprüler	Çok Açıklıklı Köprüler					
		Diğer Köprüler		Önemli Köprüler		Kritik Köprüler	
		Düzenli	Düzensiz	Düzenli	Düzensiz	Düzenli	Düzensiz
1		*	*	*	*	*	*
2	Sismik analiz gerekli değildir	SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Burada, (\*) deprem analizine gerek yoktur, (UL) düzgün yayılı yük elastik yöntemi, (SM) tek modlu elastik yöntem, (MM) çok modlu elastik yöntem ve (TH) zaman tanım alanı yöntemi olarak tanımlanmaktadır.

Örnek köprü modelinin çok açıklıklı köprüler altında önemli köprüler ve düzensiz grubuna girmesi sebebiyle minimum analiz koşulu çok modlu elastik yöntem (MM) olarak tespit edilmiştir. Sismik analiz sonucunda matematiksel köprü modelinden elde edilen iç kuvvetler P2 / P3 ve P1 / P4 ayakları için Tablo 5’de özetlenmiştir.

**Tablo 5 - En elverişsiz iç kuvvetler.**

		P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
P2 /	Max	-8,171	2,314	1,958	9,339	54,255	62,208
P3	Min	-24,162	-2,296	-1,961	-9,275	-54,345	-62,164
P1 /	Max	-6,664	1,728	1,863	0	38,809	25,865
P4	Min	-19,708	-1,728	-1,864	0	-38,817	-25,865

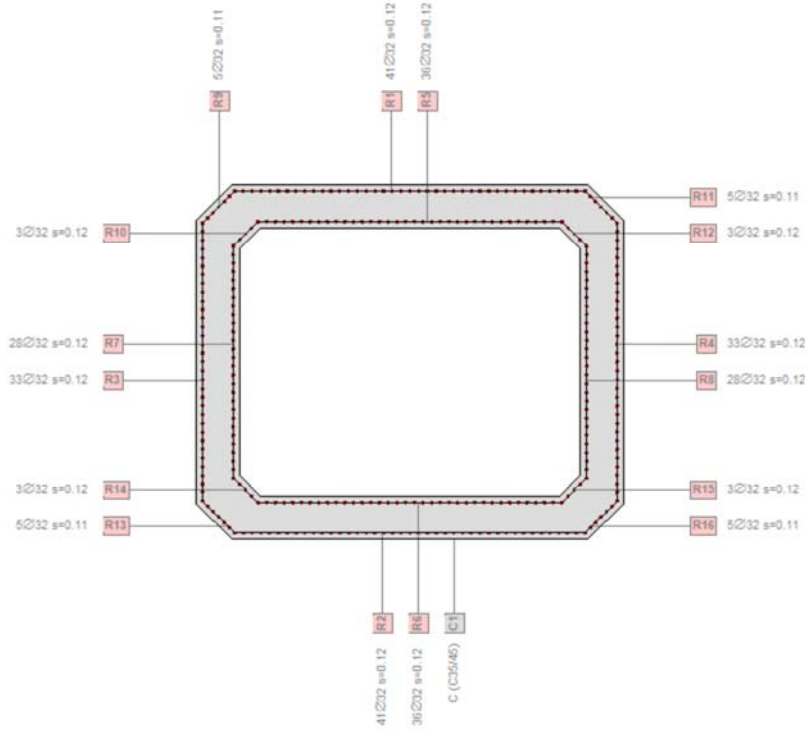
İtme sürme yönteminden elde edilen kuvvetler ise P2 / P3 aksındaki ayakların alt uç noktalarında  $P = -24,750kN$ ,  $M = 31,605kNm$  ve  $V = 704kN$ ’dur. İç kuvvetlerin zarfı alındığında depremleri kombinasyonlardan elde edilen kuvvetler daha elverişsiz olduğu için hesaplamalarda esas alınmışlardır.

## Eğilme Tasarımı

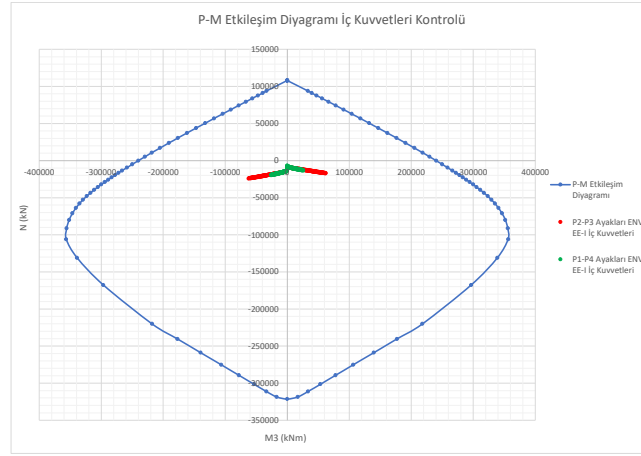
Matematiksek modelden alınan eğilme momenti ve aksel yükler doğrultusunda ayak kesitinin uygunluğu kontrol edilmiştir. Köprü ayak kesitlerinde toplamda 308 D32/125 donatı yerleştirilmiştir ve karşılıklı etki diyagramı %2.17 donatı oranı kullanılarak hesaplanmıştır (Şekil 9). AASHTO LRFD (2017) Bölüm 5.6.4’de izin verilen maksimum ve minimum donatı oranları, aşağıdaki denklemde verilmiştir.

$$0.135 f'_c / f_y \leq A_s / A_g \leq 0.08$$

Burada, ( $A_s$ ) boyuna donatıların toplam alanını, ( $A_g$ ) kolon brüt kesit alanını temsil etmektedir. İlgili kontroller yapıldığında kolonun minimum ve maksimum donatı oranlarını sağladığı gösterilmiştir.

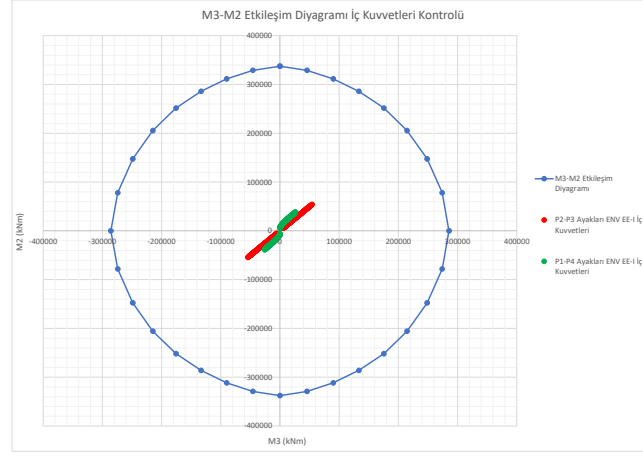


Şekil 9 - : Köprü ayağı boyuna donatı yerleşimi.



(a)

Şekil 10 - Karşılıklı etkileşim diyagramı: (a) M-N. (b) M3-M2.



(b)

Şekil 10 - Karşılıklı etkileşim diyagramı: (a) M-N. (b) M3-M2. (devam)

Köprü modelinden her iki köprü ayağı tipi için de “Ekstrem Durum I” kombinasyondaki normal kuvvet (P) ve moment (M3) değerleri karşılıklı etki diyagramının sınırları dahilinde kaldığı Şekil 10’da gösterilmiştir. Deprem etkisinde köprü ayaklarında boyuna doğrultudaki moment ile birlikte enine doğrultuda da moment kuvvetleri oluşmaktadır. Bu iki doğrultulu moment etkileşimini incelemek amacıyla  $N = -24,162kN$  olduğu durumda M3-M2 karşılıklı etkileşim diyagramı çizdirilmiştir. Köprü modelinden elde edilen iç kuvvetlerin etkileşim diyagramının içerisinde kaldığı Şekil 10’da gösterilmiştir.

### Kesme Tasarımı

Kolona gelen kesme kuvvetini, beton ve enine donatılar beraber karşılamaktadır. Bu yüzden, öncelikle kesitin nominal kesme kuvveti kapasitesi hesaplanacaktır ve ardından ihtiyaç olması halinde enine donatı hesabı yapılacaktır. Kolonun kesme kuvveti kapasitesi AASHTO LRFD (2017) Bölüm 5.7.3.3’e göre yapılacaktır. Şartnamede verilen bağıntılar aşağıdaki şekildedir.

$$V_c = 0.0316 \cdot \beta \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{s}$$

$$V_{n1} = V_c + V_s$$

$$V_{n2} = 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_n = \min(V_{n1}, V_{n2})$$

$$\phi V_n > V_u$$

Her doğrultu için seçilen 4 kollu D20/150 donatı ile kesme kuvvetleri altında ayak kesitinin uygun olduğu gözlemlenmiştir.

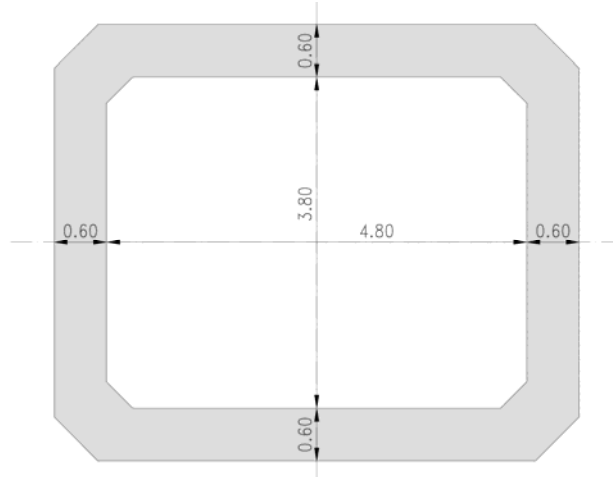


### Narinlik Kontrolü

Kutu kesitli dikdörtgen elemanlarda her bir cidarın narinlik oranı AASHTO LRFD (2017) Bölüm 5.6.4.7.1’de belirtildiği gibi aşağıdaki şekilde alınmaktadır.

$$\lambda_w = \frac{X_u}{t}$$

Burada, ( $X_u$ ) her bir cidarın kendisine dik cidarlar veya guseler arasında kalan sabit et kalınlıkları bölümünün uzunluğu, ( $t$ ) cidar kalınlığı, ( $\lambda_w$ ) boşluklu kolonların cidar narinlik oranı olarak tanımlanmaktadır. Narinlik kontrol parametreleri Şekil 11’de gösterildiği şekildedir.



Şekil 11 - Narinlik kontrol parametreleri.

$$X_u = 4.8m \quad t = 0.6m \quad \lambda_w = 8.0 < 35.0$$

### P- Δ Gereklilikleri

AASHTO LRFD (2017) Bölüm 4.7.4.5’e göre herhangi bir ayağın enine veya boyuna deplasmanı aşağıdaki şartı sağlamalıdır.

$$\Delta P_u < 0.25\phi M_n \quad \text{Burada, } \Delta = R_d \cdot \Delta_e$$

$$\text{Eğer } T < 1.25T_s \text{ ise } R_d = \left(1 - \frac{1}{R}\right) \cdot \frac{1.25T_s}{T} + \frac{1}{R}$$

$$\text{Eğer } T \geq 1.25T_s \text{ ise } R_d = 1$$

Burada, ( $\Delta$ ) ayak rölatif deplasmanı, ( $\Delta_e$ ) elastik sismik analizden hesaplanan deplasman, ( $T$ ) esas mod periyodu, ( $T_s$ ) köşe periyodu, ( $R$ ) karşı davranış değiştirme katsayısı, ( $P_u$ ) ayaktaki normal kuvvet, ( $\phi$ ) eğilme dayanım faktörü, ( $M_n$ ) ayak eğilme moment kapasitesi olarak tanımlanmaktadır.

$$\Delta P_u < 0.25\phi M_n \rightarrow OK$$

## SONUÇ

Bu çalışma kapsamında itme sürme yöntemi ile yapılan bir köprünün yapısal analizi, hesap adımları ve ayak tasarımı anlatılmaktadır. Örnek bir köprü modeli üzerinden üstyapı hesapları kapsamında tabliye kesitinin ön boyutlandırması, tanımlanması gereken yükler ve kombinasyonlar, itme sürme analizi, itme sürme tendonlarının tespiti ve gerilme kontrolleri gerçekleştirilmiştir. İtme sürme analizi için uluslararası geçerliliği bulunan köprü tasarım programı kullanılarak 1m aralıklar ile köprünün itme sırasındaki oluşan iç kuvvetler göz önüne alınmış ve inşaat sonrası durumlar için de üstyapı kontrolleri gerçekleştirilmiştir. Köprü ayak tasarımı AASHTO LRFD (2017) yönetmeliğine göre gerçekleştirilmiştir ve itme sürme işleminden dolayı ayaklara gelen kuvvetler ve sismik etkilerden dolayı oluşan kuvvetler incelenip en elverişsiz iç kuvvetler elde edilmiştir. Ayak tasarımı kapsamında eğilme tasarımı, kesme tasarımı, narinlik kontrolü ve P- Δ gereklilikleri gerçekleştirilmiştir.

## Kaynaklar

1. AASHTO LRFD. (2017). *Bridge Design Specifications*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
2. Combescure, E., Karayiğit, H., Özkul, Ö., Erdoğan, J. E., Güzel, Ö., & Scotto, G. M. (2016). Incrementally Launched Viaducts of the Northern Marmara Highway: Design and Construction in High Seismic Areas. *Istanbul Bridge Conference*.
3. Fontán, A. N., Diaz, J. M., Baldomir, A., & Hernandez, S. (2011). Improved Optimization Formulations for Launching Nose of Incrementally Launched Prestressed Concrete Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 16(3), 461–470. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.19435592.0000169](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.19435592.0000169)
4. Fontán, A. N., Santiago, H., & Baldomir, A. (2014). Simultaneous Cross Section and Launching Nose Optimization of Incrementally Launched Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 19(3), 04013002. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.19435592.0000523](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.19435592.0000523)
5. Hernandez, S., & Fontan, A. N. (2014). Cost optimization in bridge construction. Application to launched bridges. *Structures Congress 2014*, 28012812. <https://doi.org/doi:10.1061/9780784413357.245>
6. Hirmand, M. R., Rahimi, E., Moghadam, A., & Riahi, H. T. (2013). A Mathematical Investigation on the Optimum Design of the Nose-Deck System in Incrementally Launched Bridges. *European Journal of Scientific Research*, 108, 38–52.
7. Özel, C. N., Özkul, Ö., & Karayiğit, H. (2021). Incremental Launching by Lag-Casting: İhsaniye Viaduct. In P. Gülkan, A. Caner, & Memisoglu Apaydin, Nurdan (Eds.), *Developments in International Bridge Engineering: Selected Papers from Istanbul Bridge Conference 2018* (pp. 183–191). Springer International Publishing. [https://doi.org/10.1007/9783030591694\\_15](https://doi.org/10.1007/9783030591694_15)
8. Özkul, Ö., Karayiğit, H., & Erdoğan, J. E. (2015). İtme Sürme Yöntemi ile İnşa Edilmiş Sürekli Ardgermeli Köprülerin Deprem Tasarımı. *3.Köprüler Viyadükler Sempozyumu*, 488–499. [https://www.imo.org.tr/Eklenti/4634,175825429pdf.pdf?0&\\_tag1=F9BB3E029ACFC05912DE355E9AEF9C20926A920C](https://www.imo.org.tr/Eklenti/4634,175825429pdf.pdf?0&_tag1=F9BB3E029ACFC05912DE355E9AEF9C20926A920C)
9. Rosignoli, M. (1997). Influences of the Incremental Launching Construction Method on the Sizing of Prestressed Concrete Bridge Decks. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 122(3), 316–325. <https://doi.org/10.1680/istbu.1997.29802>

10. Rosignoli, M. (1998a). Nose-Deck Interaction in Launched Prestressed Concrete Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 3(1), 21–27. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)10840702\(1998\)3:1\(21\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)10840702(1998)3:1(21))
11. Rosignoli, M. (1998b). Site Restrictions Challenge Bridge Design. *Concrete International*, 20(8).
12. Rosignoli, M. (1999). Presizing of Prestressed Concrete Launched Bridges. *ACI Structural Journal*, 96(5). <https://doi.org/10.14359/723>
13. Rosignoli, M. (2000). Thrust and Guide Devices for Launched Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 5(1), 75–83. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)10840702\(2000\)5:1\(75\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)10840702(2000)5:1(75))
14. Rosignoli, M. (2014). *Bridge Launching* (Second edition). ICE Publishing. <https://www.icevirtuallibrary.com/isbn/9780727759979>
15. Scotto, G. M., Grandi, A., Erdoğan, J.-E., Alpman, A., Yayım, Ç., & Özkul, Ö. (2017). Incremental launching method for bridges of Northern Marmara Motorway, Turkey. *IABSE*, 3206–3213. <https://doi.org/10.2749/222137817822208816>
16. Sétra. (2007). Prestressed concrete bridges built using the cantilever method. In *Cerema*. Cerema. <https://www.cerema.fr/en/centre-ressources/boutique/prestressed-concrete-bridges-bruilt-using-cantilever-method>
17. Wang, W., Zheng, H., & Zeng, X. (2010). Optimum Design of Launching Nose During Incremental Launching Construction of Same-Span Continuous Bridge. *International Journal of Structural and Construction Engineering*, 4, 419–425. <https://publications.waset.org/pdf/10469>
18. Wei, J., Shao, T., & Haifeng, Y. (2021). Optimizing Double Launching Noses for Incrementally Launched Equal-Span Continuous Girder Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 26(7), 06021006. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.19435592.0001746](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.19435592.0001746)
19. Zellner, W., & Svensson, H. (1983). Incremental Launching of Structures. *Journal of Structural Engineering*, 109(2), 520–537. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)07339445\(1983\)109:2\(520\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)07339445(1983)109:2(520))



# Yanal Kuşatma Basıncı Etkisindeki Yüksek Dayanımlı Betonarme Elemanlar İçin Yeni Bir Modelleme Yaklaşımı

Atacan ERDOĞAN<sup>1</sup>, H. Orhun KÖKSAL<sup>2</sup>

## ÖZET

TBDY 2018'de başkaca geçerli bir modelin seçilmediği durumlarda gerilme-birim şekildeğiştirme ilişkisi için Mander modelinin kullanımı önerilmektedir. Ancak, 35 MPa'ın üzerinde basınç dayanımına sahip betonda bünyesel davranış değişikliği gerçekleşmekte ve giderek artan gevrek davranışın bu modellere yansıtılmasına ihtiyaç duyulmaktadır. Köksal ve Erdoğan tarafından önceki bir çalışmada geliştirilmiş olan yeni bir kuşatma yaklaşımının kullanılması sonucunda, yüksek dayanımlı beton için etkili ve basit bir kuşatılmış beton dayanımı bağıntısı öne sürülmüştür. Bu bildirinin başlıca amacı bu modelde önerilen kuşatma yaklaşımını irdelemek ve iki iyi bilinen deneysel çalışma sonuçları temelinde Mander ve önerilen modeli karşılaştırmaktır.

**Anahtar Kelimeler:** Yüksek Dayanımlı Beton, Yanal Kuşatma Basıncı, Kuşatılmış Beton Dayanımı

## ABSTRACT

### **A New Modeling Approach for High Strength Reinforced Concrete Elements Subjected to Lateral Confinement Pressure**

TBDY 2018 recommends to use the Mander model for the stress-strain relationship when no other valid model is selected. However, a change in structural behavior of concrete is expected due to the increasing compressive strength above 35 MPa, and increasingly brittle behavior needs to be reflected into the analytical models. Employing a previously developed new confinement approach in a previous work of Köksal and Erdoğan, an effective and simple confined concrete strength equation for high strength concrete has been proposed. The primary aim of this paper is to evaluate the confinement approach in the new model and to compare the Mander and the proposed model on the basis of the results of two well-known experimental studies.

**Keywords:** High Strength Concrete, Lateral Confinement Pressure, Confined Concrete Strength

---

1 Çanakkale Onsekiz Mart Üniversitesi, Çanakkale - 20414957001@ogr.comu.edu.tr

2 Çanakkale Onsekiz Mart Üniversitesi, Çanakkale - hokksal@comu.edu.tr

## **GİRİŞ**

### **1. Önceki Çalışmalar**

Betonun basınç altındaki doğrusal olmayan davranışını betonarme kolonların tasarım aşamasına yansıtmak amacıyla Richart vd. [1] tarafından 1928 yılında gerçekleştirilmiş olan öncü çalışmadan günümüze kadar birçok araştırmacı tarafından çeşitli analitik yaklaşımlar ve sayısal modeller geliştirilmiştir. Bu modellerin kuşatılmamış beton için en bilineni, Hognestad tarafından 1951 yılında önerilmiş olanıdır [2]. TBDY 2018'de [3] kullanılan bu modelde silindirik basınç mukavemetine karşılık gelen birim kısalma değeri 0.002 olarak alınmış ve en büyük birim kısalma değeri ise 0.005 ile sınırlandırılmıştır. Bu modelin geliştirildiği yıllarda 30 MPa ile 50 MPa arası basınç mukavemetine sahip olan betonlar yüksek dayanımlı beton (YDB) olarak düşünülmektedir. Buna paralel olarak ileri sürülen modeller yaygın kullanımda olan normal dayanımlı betonları temel almaktadır. 1960'lı yıllara gelindiğinde ise 50 MPa basınç mukavemetine sahip beton yüksek dayanımlı olarak nitelendirilmekteydi. 1990'lı yıllara kadar olan süre içerisinde bazı kaynaklarda normal dayanımlı beton için 40 MPa bir sınır değer olarak alınırken bazıları 35 MPa değerini önermekteydi [4-6]. Günümüzde teknolojik açıdan ileri ülkelerde 50 MPa ile 70 MPa arası dayanımına sahip betonların ticari kullanımlarındaki artışlarıyla birlikte beton sınıflandırılması da değişmiştir. 35 MPa ve üzerinde beton basınç dayanımına sahip betonarme elemanlarda artan çimento pastası dayanımı betonda bünyesel davranış değişikliğine neden olmaktadır. Beton dayanımının yükselmesiyle birlikte giderek artan gevrek davranışı dikkate alan yeni yaklaşım ve modellere ihtiyaç vardır. Ancak bu çalışmada irdelenmek istenilen nokta, özellikle 35 MPa ve üzerinde basınç dayanımına sahip betonların gerilme-birim şekildeğiştirme eğrilerinde oluşan ve giderek artan gevrek davranışın analitik modellere gerçekçi bir şekilde yansıtılmasıdır.

Etriyelerle kuşatılmış betonarme kolonlar için analitik çalışma ve sayısal modeller 1970'li yıllardan itibaren literatürde yerini almaya başlamıştır. Bu çalışmalardan en bilinenleri; Kent ve Park modeli [7], Geliştirilmiş Kent ve Park modeli [8], Sheikh ve Uzumeri [9] modelleridir. Richart vd. tarafından yapılan deneylerde [1] üç eksenli basınç gerilmesi altındaki beton numuneler, iki yöndeki basınç gerilmeleri ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) eşit tutularak ve eksenel basınç gerilmesi ( $\sigma_1$ ) artırılarak kırılma durumuna getirilmiştir. Diğer bir ifadeyle yanal kuşatma gerilmeleri, düzgün ve eşit yayılı sıvı basıncı olarak beton silindirlere uygulanmıştır. Betonarme kolonlardaki etriyelerin işletme yükleri altında hemen hemen hiç gerilme almadığı ve bu nedenle kuşatılan çekirdek betonun davranışını etkilemediği hem deneysel olarak hem de teorik açıdan rahatlıkla görülebilir. Yüklemelerin artmasıyla ve eksenel gerilmelerin betonun tek eksenli basınç mukavemetine yaklaşması sonucunda gelişen içsel çatlaklar betonda bir hacim artışına neden olmaktadır. Bu durum kolon kesitlerinde etriyelere doğru yanal bir genişleme ve itme oluşturacaktır. Bu türden pasif kuşatma mekanizmalarında büyüyen yanal deformasyonlar sonucu yanal donatı bu deformasyonları önlemeye yönelik ters yönde bir etki yaparken, çekirdek beton giderek artan basınç gerilmelerine maruz kalacaktır. Tam olarak ölçülmesi mümkün olmayan ve etriyeler tarafından uygulanan bu basıncın sayısal modellere yansıtılma biçimi, önerilen modelin hassasiyetini belirleyen en önemli etkenlerdendir. Richart vd. [1] yaptıkları deneyler sonucunda betonun eksenel basınç dayanımı üzerinde, yanal kuşatma basıncının yaklaşık dört katı kadar bir artışın olduğunu gözlemlemişlerdir. Yine bu deneylerde dayanım artışından çok daha fazlasının betonun basınç altındaki şekil değiştirme kapasitesi üzerinde olduğunu da saptamışlardır. Kent ve Park modelinde [7] kuşatılmış beton için sadece şekil değiştirme kapasitesindeki artış dikkate alınmıştır. Geliştirilmiş Kent ve Park modelinde [8] ise sargılı beton dayanımının da donatı miktarına ve şekil değiştirmedeki bu artışa bağlı olarak belirli bir katsayı ile artırıldığı görülmektedir. İlk olarak, Sheikh ve Uzumeri [9] tarafından etriyelerin çekirdek beton üzerinde oluşturdukları kuşatma basıncı için bir analitik yaklaşım geliştirilmiştir. Bu analitik modelde dayanım yine belirli bir katsayı ile artırılırken, çekirdek beton için etriyeler tarafından etkin olarak kuşatılmış bir alan ve hacim varsayımı yapılmış ve etriyelerin doğrudan beton kesite

uyguladığı gerilmeler bir katsayı ile azaltılarak dikkate alınmıştır. Bu çalışmadan sonra, Mander vd. [10] benzeri bir efektif yanal kuşatma yaklaşımı ile William-Warnke [11] tarafından beton için önerilmiş beş parametrelilik kırılma kriterini kullanarak kuşatılmış betonun eksenel basınç dayanımı için yeni bir bağıntı önermişlerdir. Modelde kuşatılmamış betonun gerilme-birim şekildeğiştirme eğrisi için Hognestad modeli [2] kullanılırken, kuşatılmış betonda Popovics tarafından öne sürülen bağıntı [12] temel alınmıştır. Mander modeli, TBDY 2018 [3] yönetmeliğinde tasarım amaçlı olarak kullanılması önerilen modeldir. 1992 yılında normal dayanımlı betonlar için kuşatma etkisini irdeledikleri bir çalışma yayımlayan Saatçioğlu ve Razvi [13] ise 1990'lı yıllardan itibaren kullanımı yaygınlaşan YDB davranışı için modellerini 1999 yılında yeniden düzenlemişlerdir [14]. Modellerinde beton çekirdek üzerinde düzgün yayılı ortalama bir kuşatma basıncı tanımlamışlardır. Bu basınç değerini, kesit boyutları ve donatı aralıklarına bağlı bir katsayı ile azaltarak eşdeğer düzgün yayılı kuşatma basıncına dönüştürmüşlerdir. YDB için ise bu azaltma katsayısını değiştirerek yeni bir bağıntı önermişlerdir [14]. YDB için yapılan başlıca yayınlardan biri de Cusson ve Paultre'nin 1995 yılında yapmış oldukları çalışmadır [15]. Bu çalışmada Cusson ve Paultre etriyeler tarafından uygulanacak kuşatma etkisi için 30 adet betonarme kolon üzerinde yapılan deneyler sonucunda bir indeks değer tanımlamaktadırlar. İndekse bağlı olarak düşük, orta ve yüksek kuşatma seviyeleri önerilmekte ve kuşatılmış beton dayanımının bu seviyelere göre değerlendirilmesi gerektiği vurgulanmaktadır.

## AMAC

Çok eksenli basınç altındaki beton davranışını modellemek için etriyeler tarafından uygulanan yanal kuşatma mekanizması birçok araştırmacı tarafından 1970'li yıllardan beri araştırılmaktadır [4-9]. Bu çalışmalarda önerilen bağıntılardan bazıları yönetmeliklerde kendilerine yer bulmuştur. Ancak zaman içinde giderek artan sıklıkta kullanılan YDB için mevcut model ve bağıntılarda Razvi ve Saatçioğlu modeli [13-14] dışında düzenlemeye gidilmemiştir. Yüksek dayanımlı betonun yanal genişemesinin önlenmesi ve buna bağlı olarak eksenel dayanımında ve şekildeğiştirme kapasitesindeki artış, normal dayanımlı betonlara göre daha büyük yanal kuşatma gerilmelerinin elde edilebilmesini gerektirmektedir. Sürekli olmayan, düşeyde belirli aralıklarla lokal olarak uygulanan kuşatma mekanizması ile YDB için beklenen büyüklükte kuşatma gerilmelerinin oluşumu sorgulanması gereken bir durumdur. Bu durum Razvi ve Saatçioğlu [14] tarafından dikkate alınmış, kuşatılmış beton dayanımına karşılık gelen yanal kuşatma gerilmesi için doğrudan çeliğin akma dayanımını kullanmak yerine donatıdaki gerilme için ayrı bir bağıntı önerilmiştir:

$$f_s = E_s \left( 0.0025 + 0.04 \sqrt[3]{\frac{k_2 \rho_s}{f'_{co}}} \right) \leq f_{yw} \quad (1)$$

Bağıntı (1)'de yer alan  $E_s$  donatı çeliğinin elastisite modülünü,  $\rho_s$  hacimsel oranı,  $f'_{co}$  beton karakteristik basınç dayanımını,  $f_{yw}$  ise yanal donatının akma dayanımını ifade etmektedir.  $k_2$  değişkeni ise kolon kesit boyutu  $b_c$  ile düşey ve yatay donatı aralıkları  $s_1$  ve  $s_2$ 'e bağlı olarak tanımlanmıştır:

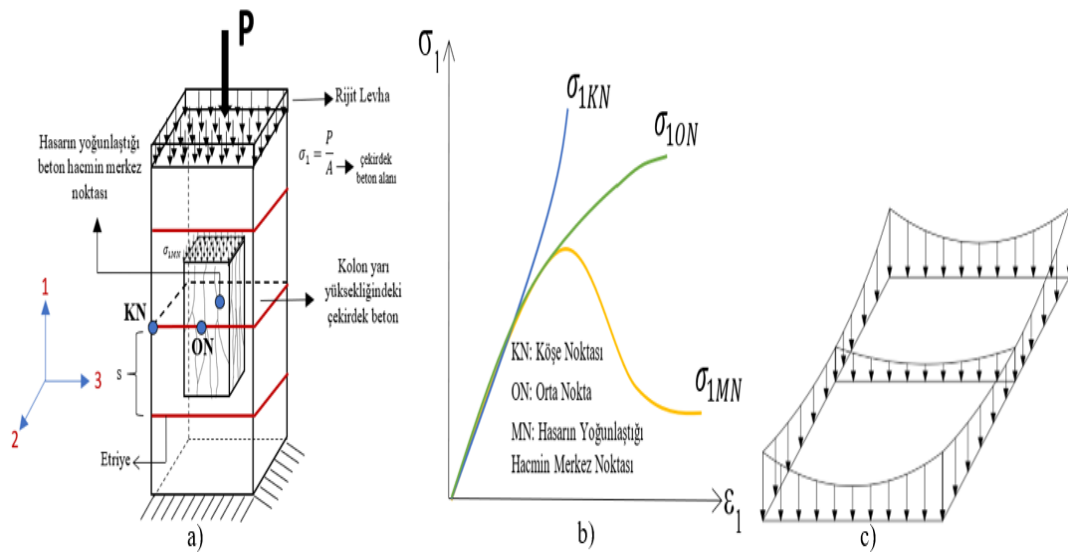
$$k_2 = 0,15 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s_1}\right) \left(\frac{b_c}{s_2}\right)} \leq 1.0 \quad (2)$$

Mevcut modellerdeki yanal kuşatma basıncı değerlerinin YDB için değiştirilmeden kullanılması durumunda kuşatılmış beton dayanımlarının güvensiz tarafta kalacak şekilde hesaplanması olasıdır. Nitekim TBDY 2018 yönetmeliğinde [3] kullanılması önerilen Mander bağıntısının

kuşatılmış betonun basınç dayanımı için yüksek değerler verdiği ve deneysel sonuçlarla uyumlu olmadığı bazı araştırmalarda gösterilmiştir [15-18].

Köksal ve Erdoğan tarafından 2021 yılında yayımlanan çalışmada etriyeler tarafından uygulanan kuşatma basıncının hesaplanması için gerçekçi bir analitik yaklaşım geliştirilerek mühendislik açısından kolay ve uygulanabilir bir model ortaya konulmuştur [18]. Bu modeldeki kuşatma basıncı yaklaşımının irdelenmesi ve modelden elde edilen kuşatma basıncı ve kuşatılmış beton dayanımı değerlerinin literatürde yer alan yüksek dayanımlı betonarme kolon deneyleri kapsamında [14, 19] Mander modeli [10] ile karşılaştırmalı olarak incelenmesi bu çalışmanın başlıca amacıdır.

## 2. Analitik Çalışma

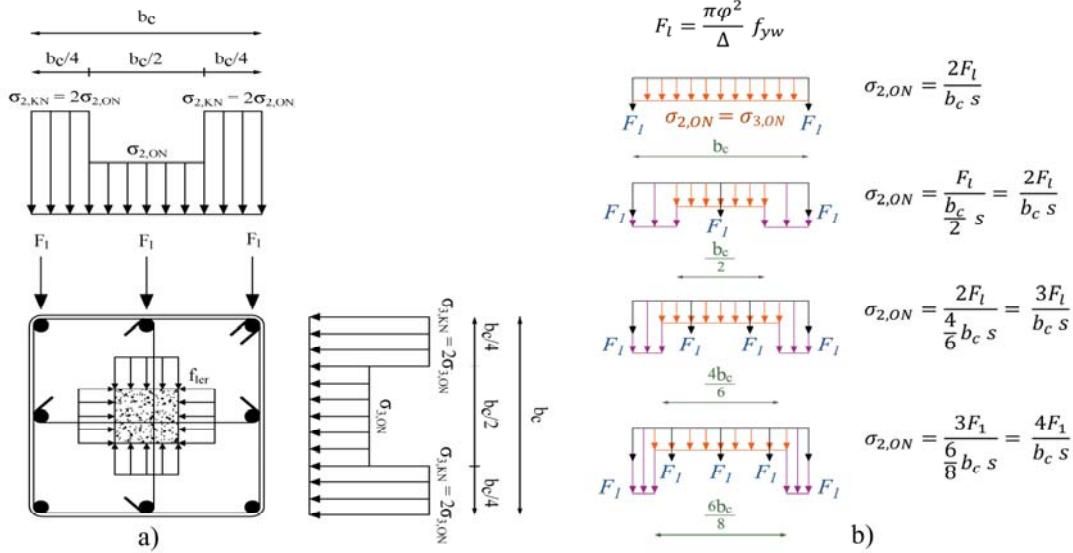


Şekil 2.1 - a) Hasarın yoğunlaştığı beton hacim konsepti, b) Kolon orta bölgesindeki beton kesit üzerinde varsayılan kuşatma gerilmeleri dağılımı, c) Kuşatma etkisi altında çekirdek betonda oluşan aksenal gerilmeler

Köksal ve Erdoğan tarafından önerilen modelin [18] en önemli özelliği kuşatma basıncına getirdiği farklı yaklaşımdır. Kuşatma basıncının çekirdek betonun karakteristik noktalarındaki değişen değerleri için çeşitli varsayımlar yapılması bu yaklaşımın en önemli farkıdır. Kuşatma basıncı, diğer bilinen modellerde [9-10,14] çekirdek betonu çevreleyen yüzey ve kenarlar üzerinde ortalama bir değer olarak hesaplanmaktadır. Gerçekte ise, bu gerilmeler sadece çekirdek beton çevresinde değil bütün beton hacmi içerisinde değişkenlik göstermektedir. Çekirdek beton hacmi içerisinde oluşabilecek en küçük yanal kuşatma değerinin kuşatılmış beton dayanımını belirleyeceğini beklemek en doğru yaklaşım olacaktır. Kolon deneylerinde ise aksenal davranışa temel olan kısalmalar genellikle kolon yarı yüksekliğinde karşılıklı iki kenar orta noktalarına yerleştirilen LVDT'ler ile okunmaktadır. Ancak Şekil 2.1a'da gösterildiği üzere, kolon köşe noktasında (KN) ve kısalmaların kaydedildiği kolon kenar orta noktasındaki (ON) kuşatma basıncının kolon merkezinde yer alan herhangi bir MN noktasına göre etriyelerle olan doğrudan etkileşim nedeniyle daha büyük değerlere ulaşacağı açıktır. Bu durumda kolon kenar orta noktasına karşılık gelen kuşatma basıncının kullanıldığı, özellikle Mander modeli [10] gibi beton için bir kırılma kriterini temel alan yaklaşımlarda kuşatılmış beton dayanımı için güvensiz tarafta kalan yüksek sonuçlar elde edilmesi olasılığı yüksektir. YDB söz konusu olduğunda bu durum daha da belirgin hale gelebilmektedir.



Kolonun köşe noktalarında oluşan kuşatma gerilmelerinin en büyük değerlere ulaştığı ve beton çekirdeğin orta bölgesine doğru bu değerlerin giderek azalacağını düşünmek gerçekçi bir varsayım olacaktır [18,20]. Şekil 2.1c'de, kolon yarı yüksekliğinde beton kesit üzerindeki kuşatma gerilmelerinin varsayılan dağılımı ve bu gerilmelerden en az etkilendiği düşünülen çekirdek kısmının ortasına karşılık gelen bölgenin temsili bir çizimi görülebilir. Yanal kuşatma gerilmelerindeki dağılımın betonun aksel gerilme-birim kısalma davranışına olan etkisi Şekil 2.1b'de KN, ON ve MN noktaları için gerilme-birim kısalma eğrileri üzerinde gösterilmiştir. Azalan kuşatma gerilmeleri ile birlikte en fazla hasar görmesi beklenen ve en düşük aksel gerilme değerlerini alacak olan çekirdek orta bölge davranışının güvenli tarafta kalacak şekilde bütün kolon için kullanımı tasarım güvenliği açısından en uygun seçim olacaktır. Şekil 2.2a'da modelde önerilen kuşatma gerilmeleri çekirdek betonun farklı bölgeleri için gösterilmiştir. Etriyeler tarafından uygulanan kuşatma kuvvetlerinin boyuna donatılar arasındaki açıklığın ortasına kadar ve düzgün yayılı olarak etki ettiği varsayılmıştır [9,18]. Bu varsayım kapsamında, KN noktasında bulunan etriyedeki kuvvetin dağıldığı alanın, orta bölgede yer alan etriyeler için öngörülen alanın yarısına eşit ve bu nedenle KN noktasındaki gerilmelerin ON noktasında oluşan yanal kuşatma basıncı değerlerinin iki katı olduğu Şekil 2.2b'de görülebilir.



Şekil 2.2 - a) Köksal ve Erdoğan modelinde [18] önerilen kuşatma gerilmeleri dağılımı, b) Çekirdek beton üzerindeki yaklaşık kuşatma kuvvet ve gerilmeleri

Çekirdek beton üzerindeki kuşatma etkisi Şekil 2.2b'de görüldüğü üzere etriye kolu sayısı ve konumuna göre farklılaşacaktır. Köşe bölgelerdeki kuşatma basıncı daha büyük olacağı için hesaplamalarda orta bölge üzerine yayılan gerilmelerin temel alınması mühendislik açısından daha güvenli olarak kabul edilmektedir [10]. Çekirdek betonun iç bölgelerine doğru azalan kuşatma etkisi sonucunda Şekil 2.1c'de gösterilen MN noktasına karşılık gelen beton davranışının daha sünek ve zayıf olacağı bu yeni yaklaşımda kabul edilmektedir [18]. Bu modelde kuşatma etkisinin azaldığı çekirdek beton orta bölgesindeki betonun aksel gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi temel alınmıştır. Beton çekirdek çevresi üzerindeki ON noktasında oluşacak yanal kuşatma basıncı değerleri Şekil 2.2a ve 2.2b'den görüleceği üzere kare kolonlar için aşağıdaki bağıntı yardımıyla hesaplanabilir:

$$\sigma_{2,ON} = \sigma_{3,ON} = \frac{N\pi\phi^2 f_{yw}}{4b_c s};$$

$$N = 2, n = 2; N = (n - 1), n > 2 \quad (3)$$

Bu bağıntılarda yer alan  $n$  bir doğrultudaki etriye kolu sayısını,  $N$  bir doğrultudaki etriye kolu sayısına bağlı bir katsayıyı,  $\varphi$  etriye çapını,  $s$  yanal donatı ağırlık merkezlerindeki arasındaki mesafeyi göstermektedir. Bağıntı (3) ile bulunan kuşatma gerilmeleri, Sheikh ve Uzumeri [9] tarafından geliştirilen etkin kuşatılmış alan kavramından yola çıkılarak hesaplanan ve TBDY 2018'de [3] yer verilen  $k_e$  değişkeni kullanılarak azaltılacaktır:

$$k_e = \left(1 - \frac{\sum w_i^2}{6 b_c h_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2 b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2 h_c}\right) \left(1 - \frac{A_{st}}{b_c h_c}\right)^{-1} \quad (4)$$

Bağıntı (4) 'de yer alan  $w_i$  düşey donatılar arası net mesafeyi,  $s'$  yanal donatılar arasındaki net mesafeyi,  $A_{st}$  toplam boyuna donatı alanını,  $b_c$  ve  $h_c$  ise kolon kesit boyutlarını ifade etmektedir. Bağıntı (3) 'de hesaplanan kuşatma gerilmeleri kesit ortasındaki MN noktasına doğru aktarılrken belirli bir miktarda azalacaktır. Bu azaltma  $k_r$  katsayısı ile dikkate alınmaktadır. Etriye kolu sayısı arttıkça beton kesit üzerindeki yanal kuşatma etkisinin düzgün yayılı gerilme davranışına yaklaşacağı beklenen bir durumdur. Bu durumda  $k_r$  katsayısı etriye kolu sayısı ile ters orantılı olacak şekilde giderek daha küçük değerler alacaktır.  $k_r$  katsayısı için etriye kolu sayısını dikkate alan farklı bağıntılar ileri sürülebilir. Köksal ve Erdoğan [18] tarafından yayınlanan çalışmada ise aşağıda verilen değerler kullanılmaktadır:

$$k_r = 4; n = 2, k_r = 3; n = 3 \quad \text{ve} \quad k_r = 2; n = 4 \quad (5)$$

Sonuç olarak kuşatılmış beton dayanımının gerçekçi bir şekilde elde edilmesi için kullanılacak olan azaltılmış yanal kuşatma basıncı

$$f_{1er} = \frac{k_e (\sigma_{2,ON} = \sigma_{3,ON})}{k_r} \quad (6)$$

bağıntısı ile hesaplanabilir. Tüm beton sınıfları için kuşatılmış beton maksimum basınç dayanımı aşağıdaki bağıntı ile hesaplanabilir:

$$f'_{cc} = 7.84 f_{1er} + f'_{co} \quad (7)$$

Köksal ve Erdoğan [18] tarafından yapılan çalışmada  $f'_{co}$  'nun hesaplanmasında, betonun eksenel yük kapasitesinde donatının çok yüksek mukavemetli ve beton basınç dayanımının 60 MPa'nın üzerinde olduğu durumlar için %15'lik bir azalma öngörülmüştür:

$$f'_{co} = 0.85 f'_c \quad \text{eğer} \quad f'_{co} > 60 \text{ MPa}$$
$$f'_{co} = f'_c \quad \text{eğer} \quad 35 \text{ MPa} \leq f'_{co} \leq 60 \text{ MPa} \text{ ve } f_{yw} \leq 1000 \text{ MPa} \quad (8)$$

$$f'_{co} = 0.85 f'_c \quad \text{eğer} \quad 35 \text{ MPa} \leq f'_{co} \leq 60 \text{ MPa} \text{ ve } f_{yw} > 1000 \text{ MPa}$$

Bağıntı (8)'de yer alan  $f'_c$  betonun karakteristik silindir dayanımıdır. TBDY 2018'de [3] kullanılması önerilen Mander modelinde [10] kuşatılmış beton basınç dayanımının hesaplanması için yer alan bağıntılar aşağıda belirtilmiştir:

$$f_{cc} = \lambda_c f'_{co}; \quad \lambda_c = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f_l}{f'_{co}} - 1.254 \quad (9)$$

$$f_{lx} = k_e \rho_x f_{yw} \quad ; \quad f_{ly} = k_e \rho_y f_{yw} \quad (10)$$

Bağıntı (9) 'da yer alan  $f_l$  kuşatma basıncını, Bağıntı (10) 'da yer alan  $\rho_{x,y}$  enine donatının hacimsel oranını,  $f_{yw}$  ise enine donatının akma dayanımını ifade etmektedir. Burada dikkat edilmesi gereken nokta modelin tüm koşullarda enine donatının aktığı varsayımına dayanmasıdır.

### 3. Sayısal Çalışma

Kuşatılmış beton basınç dayanımı için önerilen Mander modeli [10] ile öncelikli olarak yüksek dayanımlı betonları dikkate alan Köksal-Erdoğan modeli [18], literatürde yer alan Nagashima vd.

**Tablo 3.1** - Modellerin 46 kare YDB kolonun maksimum basınç dayanımı tahminlerine ilişkin istatistikler

Kolon Numunesi/ Donatı Dizilimi/ Kolon Boyutları	$f'_{co}$ (MPa)	$f_{yw}$ (MPa)	$f'_{cc}$ DeneySEL (MPa)	Analitik/Deneysel	
				$f'_{cc}$ Köksal ve Erdoğan [18]	Mander vd. [10]
HH08LA/III/225	98.8	1387	120.8	0.97	1.14
HH10LA/III/225	98.8	1387	121.6	1.02	1.23
HH13LA/III/225	98.8	1387	129.1	1.03	1.26
HH15LA/III/225	98.8	1367	123.4	1.11	1.37
HH20LA/III/225	100.4	1367	122.5	1.06	1.32
HL06LA/III/225	100.4	807	115.7	0.98	1.11
HL08LA/III/225	100.4	807	115.0	0.91	1.06
LL05LA/III/225	51.3	807	117.8	1.04	1.08
LL08LA/III/225	51.3	807	134.2	1.03	1.12
LH08LA/III/225	51.3	1387	93.9	1.01	1.25
LH13LA/III/225	51.3	1387	82.1	1.02	1.26
HH13MA/III/225	100.4	1387	85.9	1.04	1.27
HH13HA/III/225	100.4	1387	94.3	1.06	1.30
LL08MA/III/225	51.3	807	95.5	1.01	1.11
LL08HA/III/225	51.3	807	95.2	1.03	1.13
LH15LA/III/225	52.4	1367	75.2	1.05	1.31
HH13MSA/III/225	100.4	1387	76.4	1.05	1.29
HH13HSA/III/225	100.4	1387	104.2	1.01	1.24
LL08MSA/III/225	52.4	807	106.3	1.04	1.13
LL08HSA/III/225	52.4	807	68.0	1.02	1.11

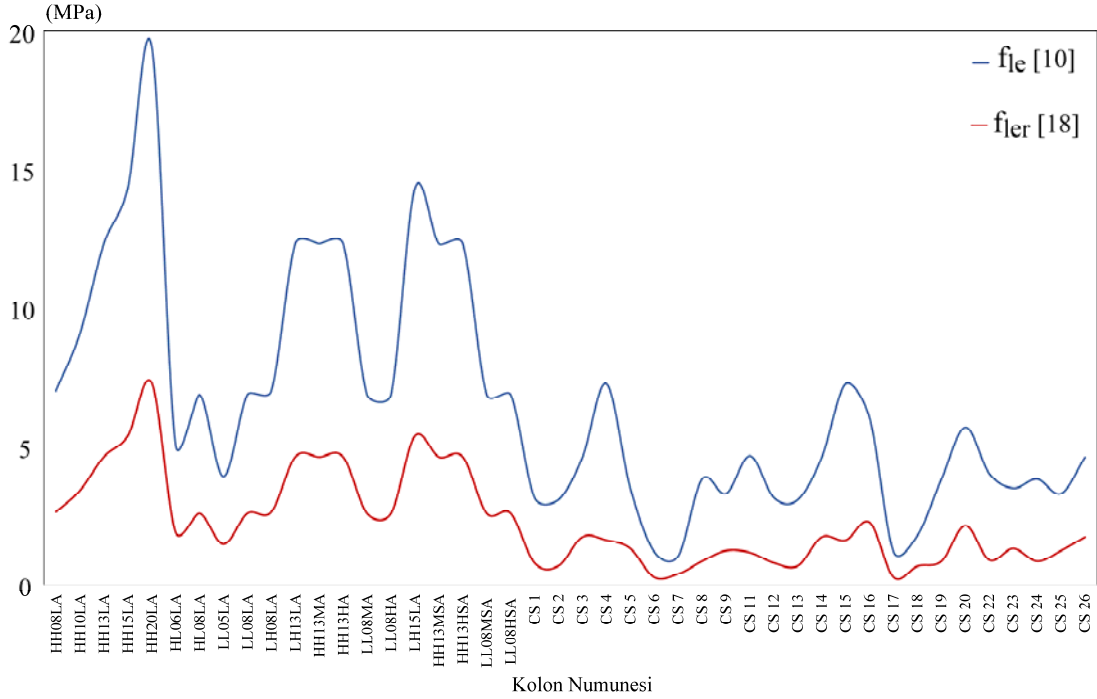
Nagashima et al. [19]

**Tablo 3.1** - Modellerin 46 kare YDB kolonun maksimum basınç dayanımı tahminlerine ilişkin istatistikler (devam)

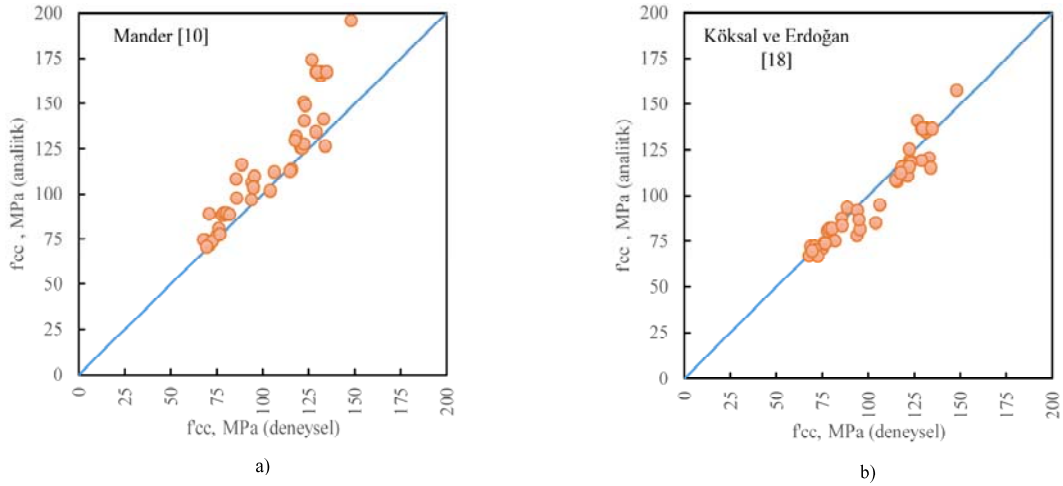
Kolun Numunesi/ Donatı Dizilimi/ Kolun Boyutları	$f'_{co}$ (MPa)	$f_{yw}$ (MPa)	$f'_{cc}$ DeneySEL (MPa)	Analitik/Deneysel	
				$f'_{cc}$ Köksal ve Erdoğan [18]	Mander vd. [10]
CS1/I/250	105.4	400	71.3	0.92	1.04
CS2/II/250	105.4	570	72.6	0.91	1.03
CS3/III/250	105.4	570	69.7	0.92	1.04
CS4/II/250	105.4	1000	76.7	0.96	1.21
CS5/III/250	105.4	1000	122.8	0.94	1.04
CS6/II/250	105.4	400	122.5	0.93	0.98
CS7/III/250	105.4	400	131.5	0.94	0.98
CS8/II/250	105.4	400	127.0	0.95	1.10
CS9/III/250	105.4	400	148.2	0.86	0.94
CS11/I/250	68.9	400	118.2	0.83	1.03
CS12/I/250	68.9	400	133.2	0.91	1.08
CS13/II/250	78.2	570	68.8	0.97	1.14
CS14/III/250	78.2	570	79.3	0.97	1.13
CS15/II/250	68.9	1000	70.9	0.85	1.15
CS16/III/250	68.9	1000	85.6	0.91	1.09
CS17/II/250	68.9	400	131.8	0.94	1.02
CS18/III/250	68.9	400	129.2	0.97	1.05
CS19/II/250	78.2	400	79.6	0.81	0.98
CS20/III/250	78.2	400	77.9	0.89	1.05
CS22/II/250	51.0	1000	88.7	0.99	1.10
CS23/III/250	51.0	1000	129.7	0.99	1.01
CS24/II/250	51.0	400	134.8	0.92	1.01
CS25/III/250	51.0	400	78.9	1.00	1.02
CS26/III/250	51.0	570	80.5	0.96	1.01
		Ortalama		0.97	1.15
		Standart Sapma		0.066	0.075

tarafından 1999 yılında [19] ve Saatçioğlu ve Razvi [14] tarafından yapılan deneysel çalışmalar aracılığıyla karşılaştırmalı olarak incelenmiştir. İncelemede kuşatılmamış beton basınç dayanımları 51 MPa ile 105.4 MPa arasında değişen, boyutları 225x225 mm ile 250x250 mm olan, çeşitli donatı konfigürasyonuna sahip kare kolon numunelerin, deneylerden ve modellerden elde edilen kuşatılmış beton maksimum basınç dayanımları ayrıntılı olarak Tablo 3.1'de gösterilmiştir. Ayrıca modellerin önerdiği kuşatma basıncı bağıntılarından elde edilen değerler

Şekil 3.1’de karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Beklendiği üzere Mander modelinin [10] özellikle etriyelerin her durumda aktığı varsayımını kullanması ve etriyelerle doğrudan komşu olan beton çekirdek üzerindeki basıncı temel almasından dolayı tüm kolonlar için daha yüksek değerler verdiği görülmektedir.



Şekil 3.1 - 46 kolon için iki model kullanılarak hesaplanan kuşatma basıncı değerleri



Şekil 3.2 - a) Mander modelinden [10] elde edilen maksimum basınç dayanımı tahminleri, b) Köksal ve Erdoğan modelinden [18] elde edilen maksimum basınç dayanımı tahminleri

Şekil 3.2a’da görüldüğü üzere beton mukavemeti arttıkça kuşatılmış beton dayanımı için Mander modelinin [10] verdiği daha yüksek ve güvensiz sonuçların Şekil 3.1’de gösterilen yüksek kuşatma basıncı değerlerinden kaynaklandığı anlaşılmaktadır. Şekil 3.2b’de ise Köksal-Erdoğan modelinin [18] beton mukavemetine bağlı olmadan, kuşatılmış beton dayanımı için güvenli

sonuçlar verdiği, bunun nedeninin kuşatılmış beton basıncının hesaplanmasına getirdiği yaklaşım olduğu görülmektedir.

## **SONUÇ**

Kuşatılmamış beton basınç dayanımları 51 MPa ile 105.4 MPa arasında değişen iki farklı deney seti yapılan karşılaştırmalı çalışma neticesinde Köksal-Erdoğan modelinin [18] Mander modelinden [10] daha iyi sonuçlar verdiği görülmektedir. Köksal-Erdoğan modelinde [18], kuşatma basıncına getirilen yeni yaklaşımın yüksek dayanımlı betonların kuşatılmış basınç dayanımlarının hesaplanmasında etkili olduğu anlaşılmaktadır. Bunun başlıca nedeni, modelin etriyelerin hemen bitişiğinde yer alan beton çekirdek üzerindeki kuşatma basıncı yerine üç eksenli basınç durumunun daha güvensiz dayanım değerleri oluşturduğu çekirdek merkezindeki yanal kuşatma gerilmelerini kullanmasıdır. Bir diğer farklılık ise modelin etriyelerdeki basınç kuvvetini çekirdek beton üzerine düzgün yayılı alanlar halinde dağıtırken, köşe bölgelerde oluşan yüksek yanal kuşatma değerlerini dikkate almamasıdır. Mander modelinde [10], etriyelerin her durumda aktığı varsayımının kullanılması ve etriyelerle doğrudan komşu olan beton çekirdek üzerindeki basıncın temel alınmasından dolayı modelin daha yüksek değerler verdiği görülmektedir. Mander modeli [10] kuşatılmış beton basınç dayanımlarının hesaplanmasında kullanılmaya devam edilecek ise özellikle yüksek dayanımlı betonlar için yeniden gözden geçirilmelidir.

## **Kaynaklar**

1. Richart, FE., Brandtzaeg, A., Brown, R.L., “A study of the failure of concrete under combined compressive stresses,” Vol. XXVI Bull. No. 185. University of Illinois. Engineering Experimental Station. Urbana. III. 1928;104. No. 121928
2. Hognestad, E., “A study on combined bending and axial load in reinforced concrete members,” Univ of Illinois Engineering Experiment Station. Univ of Illinois at Urbana Champaign. II. 1951;43-46.
3. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, 2018, 395 sayfa.
4. Ghosh, S.K., “Limits on Strength of Normal Weight Concrete,” PCI Journal, Vol. 46, 2001, pp 112-117
5. Antonius, A., Imran, I., “Experimental Study of Confined Low-, Medium- and High-Strength Concrete Subjected to Concentric Compression,” ITB Journal of Engineering Science, Vol. 44, November 2012, pp 252-269
6. Yu-Chen OU “Reinforced Concrete Columns with High-Strength Concrete and Steel Reinforcement, Part 2,” ACI Fall 2012 Convention
7. Kent, D.C, Park, R., “Flexural Members with Confined Concrete”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, ST7, January 1971, pp 1969-1990.
8. Park, R., Priestley, M.J.N., Gill, W.D., “Ductility of square-confined concrete columns,” Journal of the Structural Division, Vol. 108, 1982, pp 929-950
9. Sheikh, S.A., Uzumeri S.M., “Strength and ductility of tied concrete columns,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 106, ST5, 1980, pp 1079–1102.
10. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R. “Theoretical stress–strain model for confined concrete,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, September 1988, pp 1804–1826.

11. William, K.J., Warnke E.P., “Constitutive model for the triaxial behavior of concrete,” Proceedings of IABSE, Structural Engineering Report 19, 1975; pp 1–30.
12. Popovics S., “A numerical approach to the complete stress-strain curves for concrete,” Cement and Concrete Research, Vol. 3, September 1973, pp 583-599.
13. Saatcioglu M., Razvi S.R., “Strength and ductility of confined concrete,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, June 1992, pp 1590–1607.
14. Razvi S., Saatcioglu M., “Confinement model for high-strength concrete,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 125, March 1999, pp 281–289.
15. Cusson D., Paultre P., “High-strength concrete columns confined by rectangular ties,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 120, March 1994, pp 783–804.
16. Somma G., Pieretto A., “Confinement effects on high-strength concrete under axial load: evaluation of International Standards prescriptions,” Materials and Structures, Vol. 49, January 2016, pp 57–69
17. Suzuki M., Akiyama M., Hong K.N., Cameron I.D., Wang W.L., “Stress-strain model of high-strength concrete confined by rectangular ties,” 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver. B.C. Canada, August 2004, pp 3330.
18. Köksal H.O., Erdoğan A., “Stress–strain model for high-strength concrete tied columns under concentric compression,” Structures, Vol. 32, August 2021, pp 216-227
19. Nagashima. T., Sugano. S., Kimura H., Ichikawa. A., “Monotonic axial compression test on ultra-high-strength concrete tied columns,” Proc. 10th World Conf. on Earthquake Engineering., Vol. 5, 1992, pp 2983–2988
20. Köksal H.O., Doran B., Turgay T.A., “A practical approach for modeling FRP wrapped concrete columns,” Construction and Building Materials, Vol. 23, 2009, pp 1429-1437





# Türkiye'de Kaydedilen Depremlerin Davranış Spektrumlarının Tasarım Spektrumları ile Karşılaştırması

H. Polat GÜLKAN<sup>1</sup>, Vesile Hatun AKANSEL<sup>2</sup>, Erol KALKAN<sup>3</sup>

## ÖZET

Halen, deprem tasarımına yönelik birçok standart ve yönetmelikte tasarım spektrumu şekli,  $T_{s,(-0.2s)}$  ve  $T_{1,(-1s)}$  periyotlar için hesaplanmış spektral ivmelerle tanımlanmaktadır. Bu tehlike kaynaklı değerlerin her ikisi de ilgili yerdeki kaya için belirlenir ve daha sonra yer hareketi seviyesine ve üst 30 m katmanın jeolojik özelliklerine bağlı faktörlerle tasarım hesaplarında kullanılmak üzere değiştirilir. Bu bildiri, ulusal sismik tehlike haritası yardımıyla çıkartılmış tasarım spektrumları ile AFAD tarafından işletilen Türkiye ulusal kuvvetli yer hareketi ölçüm ağının bazı istasyonlarındaki gerçek kayıtlardan elde edilen davranış spektrumları arasındaki uyumsuzluklara dikkat çekmektedir. Bu amaçla, ulusal kuvvetli yer hareketi ağının istasyonlarında kaydedilen gerçek yer hareketleri kullanılmış ve aynı konum ve zemin özellikleri için oraya ait tasarım spektrumları ile karşılaştırılmıştır. Yeni Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'ndeki tasarım spektrumunun, geçmiş depremlerin temsil ettiği sabit hız kırılmasındaki uzun periyot talebini tutarlı bir şekilde tanımadığı ve yumuşak zemin profilleri için artan periyot değerlerine taşımadığı görülmüştür.

**Anahtar Kelimeler:** Deprem, Köşe Periyotları, Sahaya Özel Tasarım Spektrumu, Kuvvetli Yer Hareketi Verisi, Sismik Tasarım.

## ABSTRACT

### **Response Spectrum Shapes Implied by Earthquakes in Turkey: Comparisons with Design Spectra**

Design spectrum shape in many recent standards and codes is defined by spectral accelerations for two periods ( $T_{s,(-0.2s)}$  and  $T_{1,(-1s)}$ ), modified by multiplicative factors that account for the site class and intensity of the ground shaking. This article draws attention to apparent discord between response spectra of actual recordings at a number of seismic stations of the national strong motion network of Turkey with the design spectra for the same location and site

---

1 Başkent Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara - hpgulkan@baskent.edu.tr

2 Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Muğla - vesileakansel@mu.edu.tr

3 QuakeLogic Inc. - Roseville, CA, Amerika Birleşmiş Devletleri - erol@quakelogic.net

*characteristics as given by the national seismic hazard map. While the nature of the two sets of spectra are not the same, we found that, for deep basins with Site Class-D or E profiles the design spectrum seems not to recognize consistently the constant velocity, longer period demand. This may lead to erroneous building designs in practice, and establish misleading record sets in spectrum-matching applications for nonlinear response history analyses.*

**Keywords:** *Earthquake, Response Spectrum, Corner Periods, Site Specific Design Spectrum, Strong Motion Database, Seismic Design.*

## **GİRİŞ**

Deprem mühendisliğinin temel aracı, 1930'larda geliştirilmesinden itibaren davranış spektrumu olmuştur (Trifunac, 2003; Chopra, 2007). Tasarım spektrumu, davranış spektruma dayalı, fakat onun sert iniş ve çıkış noktalarının bulunmadığı, lineer sistemlerin azami tepkilerinin tahmini için hazırlanmış bir grafikdir. Tasarımcılara lineer bir taşıyıcı sistemdeki gerilmeleri ve şekil değiştirmeleri tahmin etmede rehberlik eder. İlerideki bir deprem sırasında performansı kabul edilebilir doğrulukta ve resmi yol gösterici belgelerin aradığı şartların yerine gelip gelmediğini denetlemek üzere kullanılan bir araçtır. Son 50 yıl boyunca mühendislik sismolojisinin ana odak noktası, tasarım spektrumunu şekillendirecek, bir sahada beklenen güçlü zemin hareketinin özelliklerini tanımlamak için bir araya gelen çeşitli parametrelerin makul bir şekilde doğru tahminini elde etmek olmuştur. Gerçekten de, Housner (1959) veya Newmark ve ortak araştırmacıları (her ikisi de Housner ve Jennings, 1982 ve Newmark ve Hall, 1973, 1982'de özetlenmiştir) tarafından, yapısal sistemlerin tasarımında kullanılmak üzere henüz oluşmamış depremlerin etkilerine direnen o parametreye odaklanan ve tasarım spektrumu tanımlamak için yapılan ilk çalışmalardır. Davranış spektrumunun sağladığı kolaylık lineer sınırlar içinde kalan sistemler için azami tepkinin zaman tanım alanındaki uzun ve zahmetli hesaplara girmeksizin mühendisçe bir çırpıda hesaplanmasıdır. Üstelik mod birleştirmelerine dayalı usullerde hesapta kullanılacak parametrik eleman etkileri tahmin edilebilir. Spektrumun dezavantajı zaman boyutuna sahip olmaması, dolayısıyla 5 s uzunluğundaki bir depremle 50 s süreli bir depremin etkilerini ayırt edememesidir.

İlk uygulamalar, tasarım mühendislerinin çalışmalarında kullanabileceği ortalama sonuçlara varmak için çok yetersiz kalan bir kuvvetli hareket kayıtları kütüphanesine dayanmaktaydı. Bunlar sayıca az olmalarının yanısıra şu anda neredeyse tüm yer hareketi tahmin modellerinde (GMM'ler) yeralan ek değişkenler kümesini göz ardı etmekteydi. Bu ilave parametreler kümesinde uzun periyotlu yakın saha etkileri, yırtılmanın ortaya çıkardığı yönlendirme ve yer hareketinin ihtiva ettiği frekans dağılımı ile havza rezonansı hususlarını içerir. Çok geniş bir aralıktaki büyüklükler, mesafeler, faylanma tarzları ve kayıt alanı zemin şartlarındaki yer hareketi kayıtlarının hızla çoğalmasıyla, bu modelleri ayrıntılı olarak incelemek mümkün hale gelmiştir. Ancak, yer hareketi veri tabanındaki sayıca büyük artış, bu veri tabanını kullanan kişilere daha hassas öngörme yeteneği kazandırmış değildir. Her yeni deprem, mevcut modellerden farklı olan yer hareketleri üretir, çünkü bu hareket kaynak, yol ve saha özelliklerinin karmaşık bir kombinasyonundan etkilenir (Douglas, 2019; Kaklamanos ve diğerleri, 2021). Birinci nesil yer hareketi tahmin denklemlerinin (GMME) performansı, gözleme dayalı gerçeklik ile denkleme tahmin edilen yer sarsıntısı arasındaki boşluğu daraltmaya yönelik ilerleme uzun çalışmalar ile elde edilmiştir (Boore v.d., 2014). Ölçümler ve tahminler arasındaki uyumsuzluğun azaltılması, kuvvetli yer hareketi sismolojisi için aşılması gereken bir engel olmaya devam etmektedir.

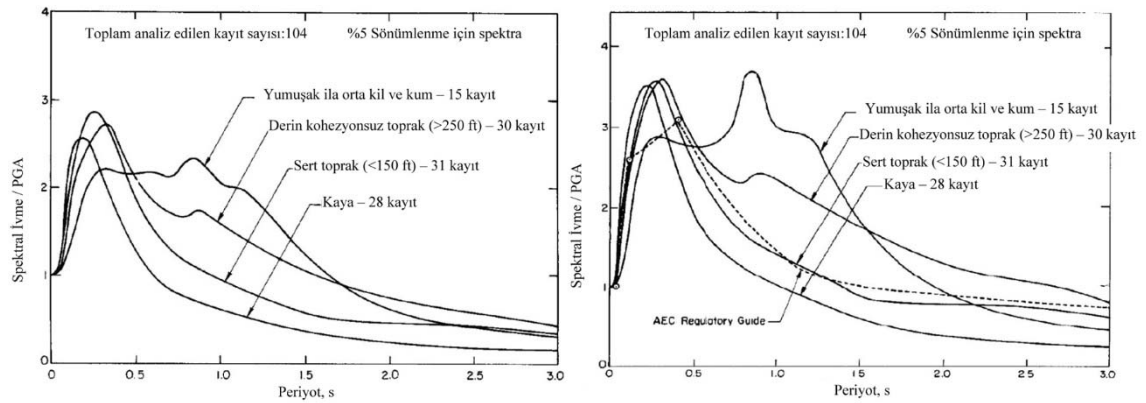
Sahaya özel tasarım spektrumları ve bunlarla eşleşen yer hareketi kayıtları üretme motivasyonu, hem statik hem de dinamik karakterli doğrusal olmayan yapısal analiz prosedürlerinin çoğalan uygulamalarından kaynaklanmaktadır (Kalkan ve Chopra, 2010). Buradaki çalışmamızın esas motivasyonu, ABD'deki araştırma bulgularının ve şartname tadilatlarının aralarında Türkiye'nin de bulunduğu ülkelerdeki deprem tasarım uygulamalarına ilave tamamlayıcı parametreler

(malzeme standartları, izin verilen yer değiştirme sınırları, statik yükler v.b.) ve tecrübe dikkate alınmadan doğrudan ithal edilen hükümlerle sonuçları bilinmeyen etkiler yaratmasıdır. ASCE7-10'u andıran özelliklere sahip zorunlu bir bina tasarımı yönetmeliğinin 2019'da yürürlüğe girdiği ülkemizdeki durumun böyle olduğu görüşündeyiz. Yönetmelikle aynı zamanda yürürlüğe giren Türkiye Deprem Tehlike Haritası, hesapta kullanılacak spektrumun temelini temsil etmektedir. ASCE7'de USGS tarafından hazırlanan ve 2475 senelik tasarım spektrumunu şekillendirmeye yardımcı olan yer hareketi etkilerini kullanan hükümlerin aksine, ülkemizdeki yönetmelik tasarım ölçüsü olarak 475 yıllık tekerrür periyodu esas almaktadır. Muhakkak olan husus davranış spektrumunun hesap spektrumu ile aynı şey olmadığı gerçeğidir. Bu yazıda dile getirdiğimiz nokta herhangi bir coğrafi nokta için o nokta için tarif edilmiş tasarım spektrumu ile aynı koordinatta kaydı alınmış yer hareketlerinin davranış spektrumları arasındaki benzerliklerin veya aykırılıkların irdelenmesidir.

Aşağıdaki yorumlar, yalnızca tasarım yelpazesine atıfta bulunan yeni Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğinin tasarım özellikleri ile ilgilidir. Bu spektrumun şekilsel görünümü, 2022'den önceki tüm ASCE7 belgelerindeki benzerleriyle aynıdır. Biri 0.2 s ( $S_S$ ) "kısa" periyot aralığında ve diğeri  $T = 1$  s ( $S_1$ ) 'de olmak üzere iki periyottaki spektral ivmelerle tanımlanır. Zemin etkisi faktörleri tarafından değiştirilmeden önce bu iki değişken, herhangi bir yer için tasarım spektrumunun temelini tanımlayan temel bileşenlerdir.

## DAVRANIŞTAN TASARIM SPEKTRUMUNA GEÇİŞ

Sismik güvenlik için tatmin edici bir tasarım temeline ulaşmak, yalnızca anakayadaki hareketi tahmin etmek için güvenilir bir araç değil, aynı zamanda derindeki bu hareketin, alttaki daha yumuşak zemin katmanlarının çeşitli dilimleri boyunca ilerlerken nasıl değişeceğini tahmin etmek için ek bir araç gerektirir. Saha davranışı hesabı, derinlikteki dalgaların zemin üstündeki yapıya doğru ilerlerken nasıl değiştiklerini hesaplama sürecidir. Bu sırada zemin malzemelerinde doğrusallıktan sapma mevcuttur ve asıl ilgilenilen nokta, temel seviyesine girdi olan nihai yer hareketi üzerinde ne kadar bir değişime uğrayacağını belirlemektir (Guéguen v.d., 2018).



**Şekil 1 - (a) Ortalama ivme spektrumları, (b) Farklı saha koşulları için yüzde 84'lük ivme spektrumları (Seed v.d. (1976'den alınmıştır) (Spectral Acceleration: Spektral ivme, Maximum Ground Accelerations:En büyük yer ivmesi),**

Yer hareketlerinin sahaya bağımlılığının incelenmesinde çığır açan değerlendirme Seed v.d., (1976) tarafından ifade edilmiştir. Çoğunlukla batı ABD'deki depremlerden toparlanan 100'ü aşkın kuvvetli yer hareketi zaman serisinden oluşan bir koleksiyonu kullanan bu çalışma Şekil 1'de görüldüğü gibi "farklı zemin ve jeolojik şartlar için" spektral eğrilerdeki farklılıkları bariz olarak resmetmiş ve bu etkilerin depreme dayanıklı yapı tasarım kriterleri seçiminde dikkate

alınması gerektiğini göstermiştir. Bu tür farklılıklar elbette daha önce de gözlemlenmiş bulunuyordu (Kaklamanos v.d, 2021). En üstteki 30 m'lik örtünün ortalama kayma dalgası hızıyla belirlenen jeolojik tabakaların sınıflandırılmış özellikleri, rijitlik azaldıkça spektrumun sabit hıza geçiş periyodunun uzadığını, sabit ivmedeki yer hareket büyütmesinin genellikle daha kısa periyotlarda azaldığını göstermektedir. Şekil 1'deki yer rijitliği için tanımlayıcı sınıflar bu gözlemin genellemesidir.

Şartname hazırlayıcısı makamlar, bu yeni gözlemi güncellenmiş sürümlerinde hüküm haline getirmekte gecikmediler, UBC-1994. ICBO 1994 notasyonunda  $V$ , Denklem (1)'de verilen taban kesme kuvvetini ve  $S$  ( $1.0 \leq S \leq 2.0$ ) zemin etkisi faktörünü ifade etmektedir.

$$V = \frac{ZIC}{R_w} W \quad \text{burada} \quad C = \frac{1.25S}{T^{2/3}} \leq 2.75 \quad (1)$$

$S$ 'nin alt değeri, tipik olarak  $V_{s30} > 750$  m/s olan kaya benzeri veya çok sert zeminler içindi ve üst değer,  $V_{s30}$ 'u  $< 150$  m/s olan zemin profilleri için geçerliydi (International Building Code (IBC) gibi şartname veya yönetmelikler arasındaki zemin türü tariflerinde küçük farklılıklar bulunmaktadır). Denklem (1)'de,  $S$  değişkeni S1 türü zemin için 0.31 s köşe periyoduna ve S4 için 0.87 s değerine sahiptir.

Hesap uygulamalarında kabaca tarif edilen bu dört zemin profili, dikkatle ele alınması gereken bir konudur. Bu zemin türleri ve özellikleri için tabiatı icabı ancak kabaca tariflenmiştir. Kullanılmalarını gerektiren hesap şartlarına göre sıralandığında birinden diğerine nasıl geçiş yapacaklarına karar vermek kolay değildir.  $V_{s30}$  profillerinin saha ölçümlerinden belirlendiği sırada gözetilen kesinlik, bu profillerin daha sonra nasıl gruplandırıldığı ve tasarım uygulamaları için ortalamasının nasıl alındığı ile bağdaşmaz. Bu bağlamda sık dile getirilen şikayet, bir profilin şartname maddelerinde bu bilginin nasıl kullanılacağını kontrol eden zemin tipi gruplarından birine kopyalandığı sıradaki takribiyet ile tezat teşkil eden kayma dalgası hızlarının elde edilmesindeki hassasiyet ile ilgilidir. Mecazi olarak, takdire şayan süslü bir şekilde tasarlanmış bir kutsal heykel, nihayetinde kör bir keski ile yontulmaktadır.

Bu çalışmanın amaçları doğrultusunda,  $V_{s30} > 750$  m/s “kaya zemin”,  $375 < V_{s30} < 750$  m/s “çok sert zemin”,  $180 < V_{s30} < 375$  m/s “sert zemin” ve  $V_{s30} < 180$  “yumuşak zemin veya kil” olarak adlandıracağız. Bu dört bölmeli sınıflandırma, farklı belgeler (B – E veya S1 – S4) arasında farklı adlandırmalar alır, ancak bunların tam nitelikleri ve adları bu makale için önemsizdir. Bu zemin sınıfı belirleme tarzı, UBC, IBC ve ASCE7 yeni versiyonlarının hazırlanmasında da devam etmiştir. Türk yönetmeliğinin üslubu da en azından kendi kayıtlarımızla uyuşup uyuşmadığı teferruatlı biçimde ele alınmamış, aceleyle ve harfiyen ithal edilmiş rakamlardan ibarettir.

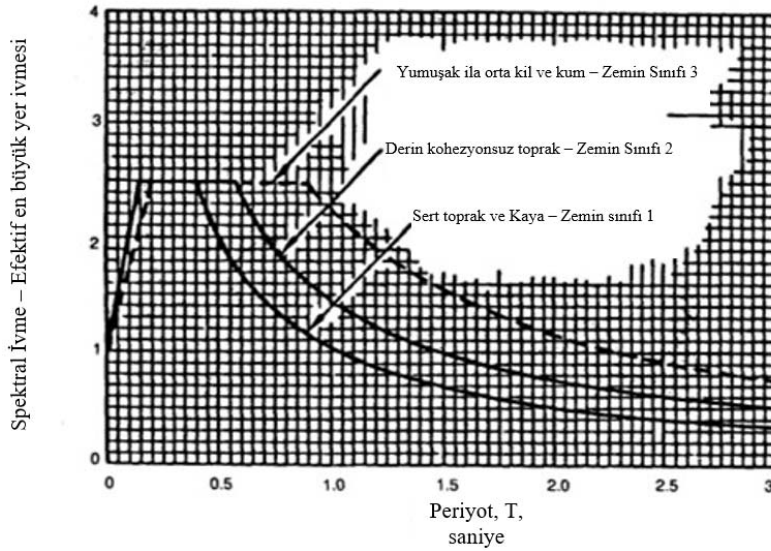
## **TASARIM SPEKTRUMUNA GEÇİŞ**

Şekil 2'de artık kullanılmayan UBC'deki (1994) normleştirilmiş spektral şekiller, tasarım mühendislerine yol gösteren metinlerin hazırlanmasında yetkilendirilmiş grupların, Seed ve ekibinin (1976) bulgularını nasıl dikkate aldığını temsil etmekteydi. Bunu eşdeğer statik prosedüre uygulanan ihtiyaçlar açısından tartışacağız çünkü bu ölçü, rutin tasarımda kullanılacak etkinin rakamlara çevrilmesi sırasında benimsenen düşünceyi en iyi şekilde tarif eder. Eşdeğer deprem kuvveti usulünü takip ederken dikkate alınan spektral şekillerin iki özelliği Şekil 2'de gösterilmektedir. Sabit ivme bölgesinin (mevcut ASCE7 ifadesiyle  $T_1$  ve Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY) tarafından  $T_B$  olarak adlandırılan) geçiş noktasına işaret eden periyot, azalan ortalama rijitlik ile 0.4-0.9 s arasında değişmektedir, ancak maksimum yer ivmesinin büyütmesi tüm zemin profilleri için periyot bu aralığında sabit 2.5 değerine sahiptir. Daha küçük spektral ivmelere maruz kalan profillerde meydana gelen daha fazla büyütme, Şekil 2'de

bulunmayan bir nüanstır. Bu nüans, UBC'nin (1997) bir sonraki sayısında geldi, ancak artma oranları o sırada var olan Bölge Faktörleriyle ilişkilendirilmiş Z değerlerine sabitlendi. Şartname için, ivmenin kısa (0.2 s) ve uzun (1.0 s) periyotlu kısımları için  $C_a$  ve  $C_v$  tanımlayan büyütme faktörleriyle  $C_a/(2.5C_v)$  oranınca verilen  $T_0$ 'nun spektrum değerleri için spektral ivmenin değişimini veren düzeltme yapılmıştır. Artan yer ivmesi genlikleri için (hesaplanan tehlike koordinatlarından ziyade sismik bölge faktörleri tarafından ima edilen), hem  $C_a$  hem de  $C_v$ , artan T için bir azalma yapar. Spektrumun sabit hıza geçiş periyoduna denk gelen değerini geçtikten sonra, spektral ivme doğru ifadeyle  $1/T$  ile değişir hale gelir.

Halihazırda birçok deprem hesabı standardında görünen saha büyütme faktörlerinin gelişimi ve iyileştirilmesi Borchardt (1994, 2012) ve Seyhan ve Stewart'a (2014) çalışmalarına kadar izlenebilir. IBC için kaynak belge olarak hizmet veren ASCE7-16, tasarım spektrumuna ulaşmak için basit bir prosedür geliştirmiştir. Belirli bir saha için kısa ve uzun periyotlar için iki spektral koordinat, tipik olarak 50 yıllık uzun bir zaman penceresi boyunca yüzde 2 ihtimale sahip olan bir yer hareketi için (genellikle haritalanmış) bir sismik tehlike çalışmasından tanımlanır. Bunlar sırasıyla  $S_s$  ve  $S_1$  olarak adlandırılır. Ardından,  $S_s$  ve  $S_1$ 'yi aşağıdaki gibi değiştirerek zemin etkileri tanımlır:

$$S_{MS} = F_a S_s \quad \text{and} \quad S_{M1} = F_v S_1 \quad (2)$$



Şekil 2 - Normalize edilmiş Spektral Şekiller, UBC94

$F_a$  ve  $F_v$  faktörleri, Tablo 1 ve Tablo 2'de verilen saha özelliklerine ve tehlike seviyelerine bağlıdır.  $F_a$  için daha önceki tablolarda Zemin Sınıfı B genelindeki değer baştan sona 1.0 olarak listelenirken,  $V_{s30}$  tanımındaki değişiklikler nedeniyle 0.9'a düşürülmüştür. Yatay doğrultuda ara değer hesabına (enterpolasyona) izin verilir. Her iki tabloda da yıldız işareti, ASCE7'nin sahaya özel zemin çalışmalarının yapılmasını gerektirdiği halleri belirtir. 2019 yılında yürürlüğe giren Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, TBDY (2018), ASCE7-16 girdileri ile her nasılsa aynı  $F_a$  değerlerini listelemektedir. Zemin Sınıfı E satırının son üç sütununun altı çizili rakamlar ile değiştirilmesinin dayanağı meçhuldür. Bunların Loviknes'te (2021) olduğu gibi hesap veya ölçümle kontrol edilmiş ve yayımlanmış olmaları mümkün görünmemektedir. Benzer keyfi bir tadilat, Tablo 2'de TBDY'de Zemin Sınıfı E için verilen son beş sütun  $F_v$  değerleri için yapılmıştır. Bu keyfi tadilatın spektrumlarda kalıcı değişikliklere yol açıp açmadığı yazımızın irdeleyeceği başlıklar arasındadır.

**Tablo 1 - Kısa Periyot Zemin Katsayısı  $F_a$ , ASCE 7-16 / TBDY (2018)**

Zemin Sınıfı	Haritalanmış Risk Hedefli Maksimum Deprem (MCER) Kısa Periyot Spektral Davranış İvme Parametresi					
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s = 1.25$	$S_s = 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	2.4	1.7	1.3	* (1.1)	* (0.9)	* (0.8)
F	*	*	*	*	*	*

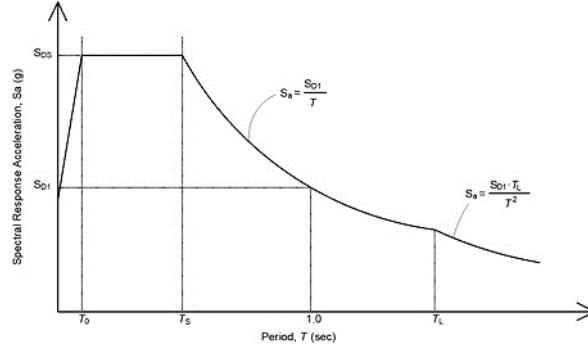
**Tablo 2 - Uzun Periyot Zemin Katsayısı  $F_v$ , ASCE 7-16 / TBDY (2018)**

Zemin Sınıfı	Haritalanmış Risk Hedefli Maksimum Dikkate Alınan Deprem (MCER) Uzun Periyot Spektral Davranış İvme Parametresi					
	$S_l \leq 0.1$	$S_l = 0.2$	$S_l = 0.3$	$S_l = 0.4$	$S_l = 0.5$	$S_l = 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
E	4.2	* (3.3)	* (2.8)	* (2.4)	* (2.2)	* (2.0)
F	*	*	*	*	*	*

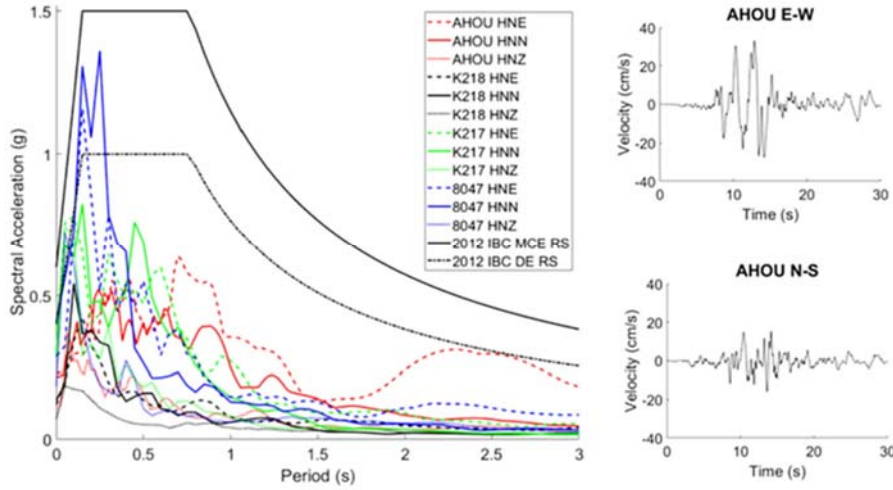
ASCE 7'de, değiştirilmiş  $S_{MS}$  ve  $S_{Ml}$  değerleri, Şekil 3'te gösterildiği gibi,  $S_{DS} = 0.67 S_{MS}$  ve  $S_{Dl} = 0.67 S_{Ml}$ ,  $T_s = S_{Dl} / S_{DS}$  ve  $T_o = 0.2T_s$  olan tasarım tepki spektrumu haline gelir. Hesapta kullanılacak katsayılar 2475 senelik depremin ordinatlarının 2/3 oranında azaltılmış halidir. Bu husus ABD'ye mahsus bir tadilatır. TBDY (2018)'deki tehlike seviyesi 475 yıllık bir tekerrür periyodu için tanımlandığından,  $S_{DS}$  ve  $S_{Dl}$  için 2/3 azalmaya yer vermez. Ülke şartlarında 475 ile 2475 senelik deprem etkilerinin 2/3 oranında bulunduğu gösterilmemiştir.

Şekil 3'te, daha yumuşak zemin profilleri için  $F_v$  değerlerinin Tablo 2'de gösterildiği gibi artacağı ve bu yüzden  $T_B$ 'nin daha büyük değerlere kayacağı varsayılır. Ancak  $T_s$  artık fiziki saha özelliklerinden bir kademe koparılmakta ve ihtimalen hesaplanmış değerlerden gelmektedir. Tasarım ve davranış spektrumları arasındaki kavramsal farklılıklara rağmen, şu haklı soru akla gelebilir: Ampirik veriler, yönetmelik tarafından dikte edilen tasarım spektrumunun ima ettiği beklentiyle tutarlı mıdır, yoksa hangi karakterde olursa olsun, ihtimallerle hesaplanmış spektral değerler, işimize uygun düşen bilgeliğimize ters midir? Bu soru haklıdır çünkü sahaya özel tasarım spektrumları, aynı sahada kaydedilen yer hareketi spektrumlarına beklenti olarak en azından itibari bir benzerlik göstermelidir. Örnek olarak 2018'deki Alaska depreminin Anchorage şehrinde yol açtığı yer hareketlerinin aynı yer için verilen hesap spektrumlarıyla mukayeseli görüntüsü Şekil 4'te verilmiştir (Rodgers v.d., 2021). Spesifik olarak, aynı saha için yönetmelikle belirlenmiş şekil ile gerçek yer hareketi şekli arasındaki bariz farklılıklar bir uyarı işareti oluşturmaktadır çünkü farklılıklar doğrusal olmayan hesaplarda kullanılan tasarım yer hareketleri sırasında başka tezahürle ortaya çıkacaktır. Hedef spektrumu bir şekilde yanlış şekillendirilmişse, doğrusal olmayan analizlerde kullanılan yer hareketi kayıtları yanlış sonuçlara yol açacaktır.

Kaldı ki spektruma uygun yer hareketi tayin etme işleminin istatistik dayanağı zayıftır (Baltzopoulos v.d., 2020).



Şekil 3 - Tasarım Davranış Spektrumu (ASCE7-16'dan alınmıştır.)



Şekil 4 - M7.1 Alaska Depremi Sırasında Hasar Gören Okul Binalarına 5-10 km Mesafedeki Kayıt İstasyonlarınca Kayıt Edilen Yer Hareketlerinin Hesap Spektrumuyla Mukayesesi (Rodgers v.d., 2021)

Bu metnin geri kalanında, Türkiye Ulusal Kuvvetli Hareket Ağı'ndan alınan verileri kullanarak bu şartın geçerliliği test edilmiştir (Gülkan, v.d., 2007, Gülkan, 2011). İzlediğimiz prosedür, Ulusal Ağ istasyonlarından alınan kuvvetli hareket kayıtlarının iki yatay bileşeninin geometrik ortalamasını kullanmak ve herhangi bir ölçeklendirme olmaksızın bu olayların ivme davranış spektrumunu hesaplamaktır. Hedefimiz bu yer hareketlerinin maksimum oryantasyonlarını belirlemek olmadığı için yatay bileşenler için başka bir ayar yapılmamıştır. Ulusal sistemdeki her istasyonun zemin özellikleri, 2003-2008 dönemi boyunca bir jeofizik araştırma programı aracılığıyla tayin edilmiştir, dolayısıyla zemin türü tanımları kabul gören prosedürlere uygun olarak güvenilir bir şekilde önceden tayin edilmiştir. Ulusal deprem tehlike haritası, TBDY (2018) 'in farklı maddeleri için 43, 72, 475 ve 2475 yıllık tekerrür periyotlarına dayalı tasarıma izin verir. Yetkili makam tarafından düzenlenen etkileşimli bir web sayfası, mühendislerin tasarımda kullanmaları için hem yatay hem de dikey yönler için bu spektrumlardan herhangi birini sağlamaktadır.

Belirli bir yıllık meydana gelme ihtimali (tekerrür periyodu) için tasarım spektrumu, hesaplanan kısa ve uzun periyotlu spektral ivme koordinatları göz önüne alındığında, TBDY izlenerek elde

edilebilir, ancak halihazırda meydana gelmiş bir depremin spektral ivme koordinatları, buna karşı gelen yer hareketinin aynı tekerrür periyoduna denk gelmeyecektir (Gülkan, 2013).

## **MUKABİL ARGÜMANLAR**

Yeryuvarının herhangi bir yerindeki tek bir kayıttan gelen tepki spektrumunun, aynı lokasyon için geçerli olan belirli bir tehlike seviyesi için tasarım spektrumu ile aynı olmadığını kabul etmek zorundayız çünkü ihtimaller hesabına dayalı sismik risk hesabı (PSHA: Probabilistic Seismic Hazard Analysis) farklı sismik kaynaklardan birçok büyüklük-mesafe kombinasyonunun zarfıdır. Bunun sonucu olarak, her periyottaki spektral değerlerin tek bir yer hareketinde meydana gelmesi muhtemel değildir. Aynı istasyonda kaydedilen farklı sismik olaylara ait birkaç yer hareketi kaydı mevcut olsaydı, bunların ergodikliği hakkında fikir edinme mümkün olurdu. Davranış spektrumu eğrilerimiz, iki yatay bileşenin geometrik ortalamasıdır (yayınlarında “RotDD50” olarak kısaltılır). Ancak bunlar risk hedefli bir çalışmanın rakamları değildir. Farklı koordinatlardaki depremlerin aynı istasyonda doğurduğu eğriler, aynı depremin farklı istasyonlardaki kayıtlarıyla aynı değildir. Yazımızın dayanağı büyük ölçüde 30 Ekim 2020 tarihli M6.9 depremi sırasında İzmir'deki derin yumuşak zeminlerde yerleştirilen istasyonlar tarafından kaydedilen hareketleridir. Bu elbette veri tabanındaki ergodiklik iddiasının yerini tutmaz ancak İzmir'deki yumuşak zemin yataklarındaki tüm istasyonlar daha uzun periyotlar için daha yüksek talepler gösterir ve TBDY haritasından aynı noktalar için elde edilen spektrumlar hep farklı çıkarsa ters giden bir şeyin olduğu iddiasını ortaya sürmek mümkün hale gelir.

## **VERİ TABANI**

Yazımızda Türkiye'deki Ulusal Sistem veri tabanından seçilen ivme zaman dizilerini kullanarak bunların davranış spektrumlarını çizmek suretiyle Şekil 3'teki şeklin uygunluğunu irdeleyeceğiz. Burada kullanılan istasyonların listesi ve deprem yer hareketleri Ek A'da verilmiştir. Bu eğrilerdeki  $S_{DS}$  değerlerini, ulusal tehlike haritasından çıkarılan aynı koordinatlar ve aynı zemin sınıfları için kaydedilen hareketin parametresini alt ve üstten zarflayan iki tekerrür periyodu için tasarım spektrumuyla karşılaştırıyoruz. Davranış ve tasarım spektrumları aynı amaca hizmet etmese de şekilleri arasında bir benzerlik olması gerektiğini düşünmekteyiz. Belirli bir yer hareketi için çizilen belirli bir tepki spektrumunun tekerrür periyodu bilinemez. Aynı zaman serisinin kaydedildiği yerin tasarım spektrumu için eldeki spektrumun en yakın benzeri olduğu iddiasını destekleyecek bir kıstas da bulunmamaktadır. Diğer bir ifadeyle deprem tekerrür süreleri ve bunların temsil ettiği yer hareketleri itibari değerlerdir. Burada kullandığımız yer hareketi kayıtlarının çoğu 72 - 475 yıl aralığında çıkmaktadır. Bu tekerrür periyotlarının 50 yıl süreli zaman penceresinde sırasıyla 0.5 ve 0.1 gerçekleşme ihtimaline denk geldiği kabul edilmektedir fakat bu kabulün ampirik doğrulaması mevcut değildir.

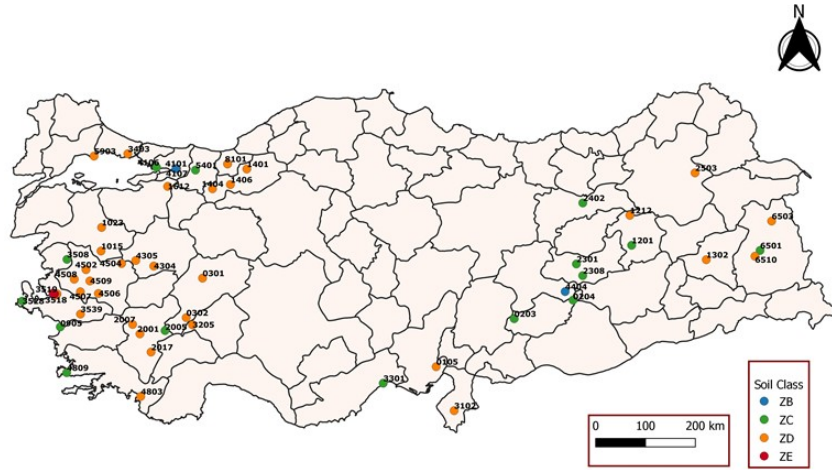
Kavramın ispatı olarak, verilen büyüklük, mesafe ve saha jeolojisini ele alıp, bize gelecekteki bir deprem sırasında ne tür yer sarsıntısı beklememiz gerektiğini söyleyen bir model var mıdır? Eldeki kayıtlarla tutarlı mıdır? Nihai yer hareketini şekillendiren parametrelerin karmaşık etkileşimini doğrulamanın yanı sıra rasyonel tasarımın hedefine varmasında çok önemlidir. Yerkabuğunda meydana gelen ve gözlemleyip ölçemediğimiz süreçler nicel olarak kalır ve kendilerini bilimin temel doğal yasalarına dayanan formülasyonlarına kolayca teslim etmezler. İstatistik yöntemleri elimizdekileri mevcut bilgi havuzundan çıkarmak ve belirli kalıplara sokmak için uygun bir araç haline gelir.

Tablo A.1'de özetlenen bilgiler bu bildirinin temel gözlemlerini oluşturmaktadır. Adları, istasyon atamaları, koordinatları, yer sınıfları, merkez üssü uzaklığı ve depremler dahil olmak üzere Ulusal Ağ istasyonu bilgilerini ve o istasyondaki kayıt cihazın tetiklendiği tarihleri listelemiş bulunuyoruz. Odak noktamız tipik olarak 0.1 g'den büyük azami ivmeli yer hareketi kayıtlarıdır.

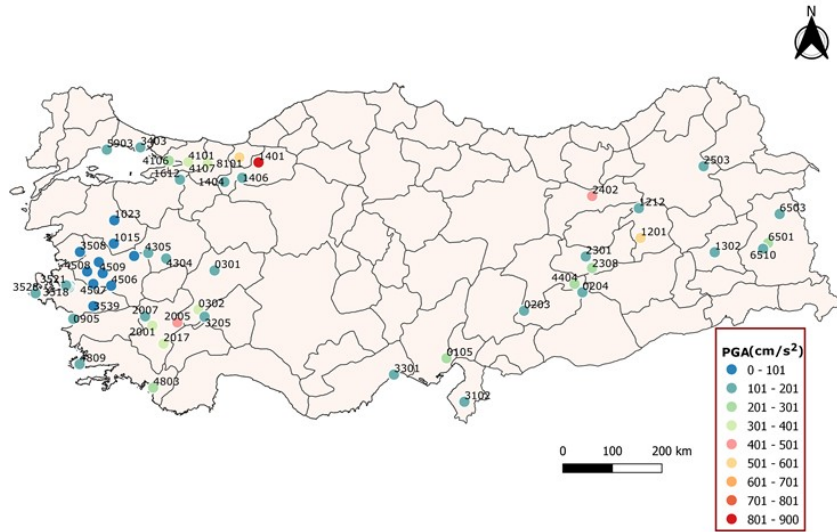


Bahse konu istasyonların gelen zemin tipleri renk kodlu biçimde Şekil 5'te ve istasyonların kaydedilen maksimum PGA değerleri Şekil 6'da verilmiştir. 1999 Düzce, 2011 Simav ve 1999 Kocaeli depremlerinde Bolu, Demirci ve İzmir'de yer alan 1402, 4504 ve 4107 istasyonlarında kaydedilen en yüksek PGA değerleri sırasıyla  $807 \text{ cm/s}^2$ ,  $700 \text{ cm/s}^2$  ve  $612 \text{ cm/s}^2$ 'dir.

Mühendisler ve yerbilimciler, gelecekteki depremler nedensel olarak önceki olaylar tarafından belirlendiği için istatistiklere başvururlar. İstatistiksel olarak konuşurlar, ancak her deprem, yakındaki bir depremde verilen bir noktada hangi yer hareketinin gerçekleşeceğini önceden tahmin etmek için tahmin araçları koleksiyonumuzdan hala farklılık barındırır. Douglas (2019) tarafından derlenen bir özet, yer hareketi modelleme denklemlerinde (GMME'ler) gerçekleştirilen küresel çalışmanın kapsamını göstermede öğreticidir.



Şekil 5 - Ek A, Tablo A.1'de verilen istasyonların Zemin Sınıfları (Soil Classes).



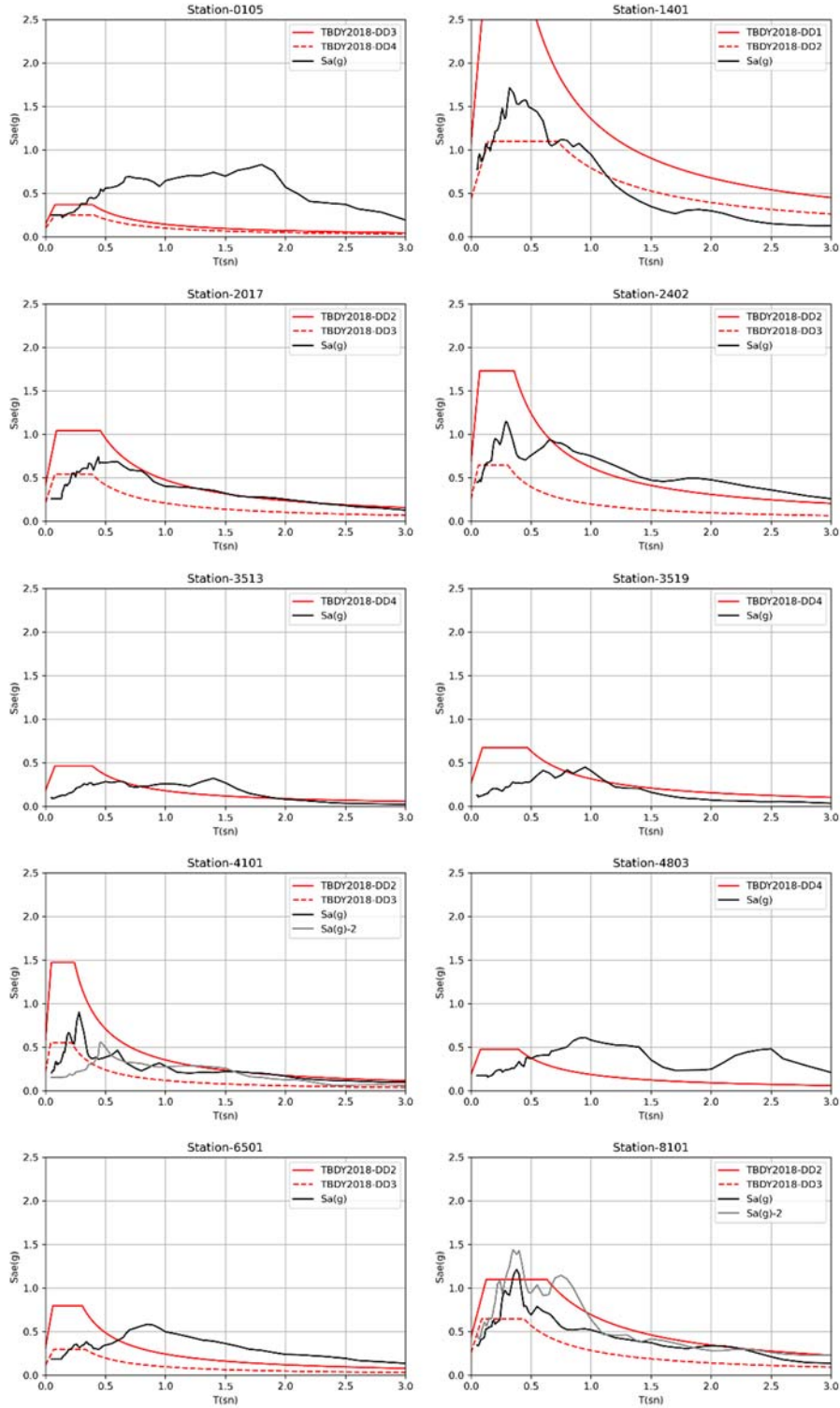
Şekil 6 - Tablo A.1'de verilen istasyonlarda kaydedilen maksimum ivme değerleri (PGA)

## ÖLÇÜLEN SPEKTRUMLAR İLE KARŞILAŞTIRMA

Şöyle bir soru soralım: Bu çalışmanın Ek A'da dizilen her bir istasyonda kaydedilen yer hareketlerinden elde edilen davranış spektrumları, aynı coğrafi konum için aynı dört seviye için tasarım spektrumları ile karşılaştırılacak olursa TBDY'in (2018) o istasyonun hemen yanında hesabı yapılacak bir yapıya uygulanmak üzere aynı zemin sınıfı için verdiği eğri hesap

spektrumunu ne ölçüde andırmaktadır? Bu sorunun cevabının tek bir deprem kaydına bakarak verilemeyeceğini daha önce ifade etmiştik. Hesap spektrumu birçok deprem kaynağı, farklı magnitüd değerleri, odak mesafesi göz önüne alınarak belirlenir. Kaydı yapılan deprem ise bu geniş yelpazenin sadece tek bir üyesidir. Öte yandan komik ve aldatıcı bir hassasiyet ile ifade edilen 2475 senelik tekrarlanma süresinin sonunu bekleyecek halimiz de yoktur. Derin alüvyon zemin katmanları taşıdıkları yapıların daha uzun periyotlara kadar yükseltilmiş spektral ivmelere maruz kalmalarına yol açar. Şekil 1 bu gerçeğe dairdir. Örnekler çoktur ve Mexico City gibi aşırı bir uca gitmemize gerek yoktur: 30 Ekim 2020'de Sisam adası açıklarındaki bir noktadan kaynaklanan M6.9 depremin İzmir Bayraklı'da yol açtığı yer hareketlerine bakıldığında ihtimali hesapların verdiği kısa ve uzun periyotlardaki spektral ivmelerin tariflediği hesap spektrumunun Bayraklı havalisinde kaydı yapılmış kayıtlardan türetilen davranış spektrumlarından bariz farklılıkların yer aldığı görülecektir. Şekil 7'deki karşılaştırmada Ek A'daki kayıtlardan seçilmiş 10 istasyona yer verilmektedir. Ulusal tehlike haritasından türetilen spektrumların iki üst ve alt sınırlayıcı eğrisini dahil etmenin dışında, ölçülen yer hareketi zaman serilerini, spektrumların bir periyotta eşleşmesine yönelik ölçeklendirmekten kaçınıyoruz. Yönetmelikte belirtilen tasarım spektrumlarının üst ve alt sınırlarını  $T = 0.2$  s'de, gerçek kayıtların spektral ivmesini araya alacak tarzda tanımlıyoruz. Şekil 7'deki eğriler, bu eylemin görselleştirilmiş cevabıdır. Her iki eğri takımı da aynı ölçekleri paylaşmaktadır, ancak odak noktamız tasarım spektral şeklinin periyot eksenini boyunca ölçülen spektrumlara ne kadar benzediğidir. İzmit (İstasyon #4101) ve Düzce (İstasyon #8101) ölçümlerinde iki farklı depreme ait iki farklı kayıt bulunmaktadır. İki farklı deprem, kendi aralarında benzer spektral şekiller ve  $T_B$ 'yi geçen daha yüksek  $S_a$  değerlerine yer veriyor gibi durmaktadır.  $T_B$ 'de efektif sağa kayma da gözlemlenebilir, ancak aynı konumlar için tasarım spektrumları ile benzerlik göstermez. Yer darlığı nedeniyle Şekil 7'de sadece sınırlı sayıda eğri verilmektedir. Geri kalan eğriler Ek A'da belirtilen linkten görülebilir.

Ek A'daki istasyonlardaki kayıtlar incelendiğinde çok sayıda eğri, mevcut Türk Yönetmeliğine göre tariflenmiş spektral talepler ile ölçülen deprem yer hareketleri arasında  $T_B$  periyodunda uyumsuzluk olduğunu göstermektedir.  $0.9 \text{ s} - 1.6 \text{ s}$  aralığında bu uyumsuzluk en güçlü olanıdır. Bu aralık, bugün inşa edilmekte olan bina stokundaki 8 – 15 katlı binaların birçoğunun en büyük periyoduna karşılık gelmektedir. Bu gözlemin ekstrapolasyonu, cevap bekleyen önemli bir soruya yol açar: Önümüzdeki otuz yıl boyunca tüm binalar, 2019 Türk Yönetmeliğindeki (TBDY, 2018) spektral şekil kullanılarak tasarlanırsa, bazı bölgelerde, özellikle uzun periyot aralığında, gelecekteki bina stokunun bir kısmını düşük kapasiteye maruz bırakma riskiyle karşı karşıya mıyız? Yer hareketi frekansına bağlı olmayan büyütme faktörleri  $F_s$  ve  $F_l$ , bu anomaliden kısmen sorumludur. Farklılık,  $S_{DS}$  ve  $S_{D1}$ 'nin lognormal dağılımı temsil eden yer hareketi modellerinden (GMM'ler) çıkarılmış yer hareketi verilerinin tahminleri olduğu hatırlanarak açıklanabilir. Bu spektral ordinatlar, vektörün elemanları arasındaki rastgele değişkenliğinin farklı olduğu dağılımın PSHA medyan değerlerinden elde edilir. Üstelik dağılım periyot eksenini boyunca değişken varyanslıdır.  $S_{DS}$  ve  $S_{D1}$ 'deki varyansın aynı olmasını beklemek doğru değildir, bu yüzden kısa ve uzun periyotlu spektral ivme koordinatlarının üst ve alt bir sigma aralıklarını dikkate almak birkaç farklı  $T_B$  tahminine yol açacaktır. Spektrumun sabit ivmeden sabit hız kısmına geçiş, daha önce düzgün bir şekilde tanımlanmış profile bağlı dönemlerin aksine dağınık hale gelmektedir. Farklılıkları doğuran bir başka kaynak, kısmen tartışmalı olan  $S_s$  ve  $S_l$ 'nin artmasıyla azalan  $F_a$  (veya  $F_s$ ) ve  $F_v$  (veya  $F_l$ ) takdirle tayin edilmiş değerleri olabilir (Borcherdt, 2012). Bildiğimiz kadarıyla ASCE7'den direkt ithal edilen değerlerin ülkemizdeki kayıtlarla doğrulandığı güvenilir çalışmalarca gösterilmemiştir. Tablo 1 ve 2'deki kimi büyütme faktörlerinin göz kararıyla tayin edilmiş olduğunu yukarıda ifade etmiştik.



Şekil 7 - Seçilen 10 istasyonda ölçülen hareketlerin spektral ivmeleri ve TBODY (2018)'a göre aynı noktaların hesap spektrumları: (Adana Ceyhan (0105); Bolu (1401); Acıpayam (2017); Erzincan (2402); İzmir Bayraklı (3513); İzmir Karşıyaka (3519); Kocaeli (4101); Fethiye (4803); İpekyolu (6501); Düzce (8101)) (Station: İstasyon)

Uzun tekerrür periyotlu depremler için elde edilen tasarım spektrumları, kısa zaman aralıklarında tekrarlanan depremler için çıkarılanlara benziyor mu, ya da daha uzun köşe periyotları ile mi karakterize ediliyor? Diyelim ki 72 yıllık bir depremin frekans içeriğinin, 2475 yıllık bir dönüş periyodundakinden farklı olduğuna dair yeterli gözlem vardır. Yine de, TBDY'deki (2018) mevcut prosedürler, temelde aynı şekle sahip farklı tehlike seviyeleri için tasarım spektrumlarını birbirinin üzerine yığmaktadır. Daha yüksek gerinim seviyelerinde zemin katmanlarının efektif kayma modülünün azalmasının, dolayısıyla artmış geçiş periyoduna yol açmasının tehlike eğrilerine tam olarak yansımadağı görülmektedir.

Spektrumların bir periyotta eşleşmesi için ölçülen yer hareketi zaman serileri ölçeklendirilmemiştir. Şekil 7'de bazı örnek istasyonlar için verilen eğriler aynı ölçeklere sahiptir, ancak buradaki odak noktası tasarım spektral şeklinin ölçülen spektrumları ne kadar iyi taklit ettiğidir. Eğrilerin önemli bir kısmı, mevcut Türk Yönetmeliğine göre ima edilen spektral talepler ile ölçülen deprem yer hareketleri arasında periyot farklılığı olduğunu göstermektedir. 0.9 s – 1.6 s aralığında, farklılık en güçlü olanıdır. Ek-A'da verilen tablo diğer istasyon verileri için de aynı çıkarımlar geçerlidir.

### **ÖYLEYSE FARKLILIKLAR NEDEN?**

ASCE7 ve TBDY'nin tasarım spektrumunu tanımlamaya yönelik uygulamaları arasında önemli farklılıklar vardır. ASCE7'de, sismik tehlike haritasını tanımlayan sayılar risk hedefli bir hesaplamadan gelmektedir. Kaydedilen verilerin tek tek yatay bileşenlerini, geometrik ortalama dikkate alınarak birleştirilmiş olarak hesaplanan TBDY'nde içinde gizli UHRS (Uniform Hazard Response Spectrum) ile karşılaştırmak bir tutarsızlıktır. Daha önce belirtildiği gibi, ihtimali sismik tehlike analizine dayalı UHRS ve kaydedilen yer hareketlerinin davranış spektrumlarının hesaplanmasının arkasındaki mantık, her spektral ordinatın eşit bir aşılma oranına sahip olmasıdır. UHRS kavramı, bu spektrumun, her biri farklı bir deprem olayından (yani, basitçe büyüklük – uzaklık çiftleri olarak kaynak katkıları) çıkmış olabilecek farklı periyotlarda ayrı spektral koordinatlardan oluşan bir zarf olduğuna dayanmaktadır. Ferdi kayıtlar bu tür çiftleri temsil etmez çünkü bunlar vuku bulabilecek depremlerden yalnızca birini temsil eder. ASCE7'de GMM'lerden tahmin edilen yer hareketi verilerinin tahminleri, PSHA'dan elde edilen spektral koordinatlardan çizilen lognormal dağılımı temsil eder. Tek bir münferit kayıt, bu prosedürün burada uygulanmasına izin vermez. Kısacası UHRS verilerini risk tabanlı bir uygulamaya dahil etmek tutarlı değildir.

$T_B > 1$  s hali  $S_{D1} > S_{DS}$  olduğunda gerçekleşir, ancak incelemelerimiz bunun Türkiye'nin hiçbir yerinde olmadığını göstermiştir. Böylece spektrumun problemlili yumuşak zemin büyütme aralığı için tasarımda kullanılması imkanı dışlamaktadır. Mexico City'ye benzer hiçbir kentsel alanın (Murcia-Delso vd., 2020) bulunmadığını iddia eden bu çıkarımın altında yatan veri tabanını sorgulamak lazımdır.

### **TARTIŞMA VE SONUÇLAR**

Herhangi bir yerdeki her deprem, öncekilerin hepsinden farklılıklar içerir, dolayısıyla kendisini takip edeceklerden de ayrılır. Daha akla yakın bir tasarım temeli elde edebilmek için bunları yorumlamak ve müşterek noktalarını sabitlemek lazımdır. Bu yazıda, Türkiye'deki ulusal ağdan elde edilen yer ivmesi kayıtlarının ülkedeki bina hesabı üzerindeki etkileri üzerinde durulmuştur. Türkiye'de 2019'un başında yeni bir deprem yönetmeliği yürürlüğe girmiştir, şimdi bu yönetmeliğin bazı hususiyetlerinin değerlendirilmesi için fırsat doğmuştur. Elbette, deprem tasarımda kullanılan parametrelerin çoğu, gelecekte meydana gelecek yer hareketlerinin spektral özellikleriyle ilgili değildir, ancak nihayetinde bir şekilde parametreler üzerinde şekillendirici rol oynarlar. Eğer hesapta kullanılan parametreler o koordinatlar için gözlenen yer

hareketlerinden ısrarlı biçimde farklıysa, gözlemlerin son kullanıcıları olarak gözlerimizin üzerine görmemezi engelleyen bir bez örtüp tasarım spektrumun gelecekteki bir depremin davranış spektrumuna ölçüyü kaçırmaksızın denk gelmesine dua edemeyiz. Onun yerine, eldeki verilerimizin bize söylediklerini düzenleyici teknik belgelerdeki hükümlerin yansıttığı beklentiyle karşılaştırmalıyız. Yeni TBDY (2018)'deki (büyük ölçüde ASCE7-16'ya benzeyen) tasarım spektrumunun, özellikle daha yumuşak zeminlerle dolu derin havzalarda, gelecekteki depremlerin daha uzun dönemli taleplerini kaçırma eğilimini yansıttığına dair emareler mevcuttur. Yakın mesafede vuku bulan kısa tekerrür periyoduna sahip depremler için geçerli tasarım spektrumu, daha uzak mesafelerde vuku bulan uzun tekerrür periyotlu depremler için geçerli olanla aynı değildir. Bir standart şekil, bu fiziken farklı depremlerin ikisini temsil edemez. Ayrıca, tasarım spektrumu için fay hatlarının yakın çevresinde matematikçe çıkarılmış düzensiz ve mantıksız tepe noktalı spektral eğrilere sahip yer hareketlerini “traşlamak” amacıyla başka matematik algoritmalarla makyajlanmış yuvarlatıcı prosedürlerin kullanılması fiziken dayanağı bulunmayan bir yaklaşımdır.

Şurasını not etmeliyiz ki,  $T_B = 1$  s için  $S_{DS} = S_{DL}$  olması gerekir, ancak Türkiye'deki hiçbir istasyon için bu şartı sağlayan bir tasarım spektrumu bulunmamaktadır. Ancak yakın zamanda imara açılan genç derin alüvyon çökeltilerine sahip kentsel alanlarımız bulunmaktadır. Etkileyen deprem kaynakları hariç birçok bakımdan Mexico City'ye benzeyen Adapazarı Merkez için ZE zeminde dahi  $T_B$  0.8 s mertebesindedir. Bunun bir sonucu olarak, 30 Ekim 2020 Sisam Adası depreminde İzmir'de teyit edildiği gibi bu tür sahalar beklenmedik hareketlere maruz kalabilir. Bu gerçek ilerideki bina hesapları için farkında olmadığımız bir kapan olabilir mi? İkna edici cevap için çok daha fazla veriye ihtiyacımız vardır. O zamana kadar emniyetli tarafta kalmak lazım gelmektedir.

Farklılığın başka makul açıklamaları olabilir, ancak  $S_s$ ,  $S_1$  ile temsil edilen bir tehlike haritasının bileşenlerini bir araya getirmekte ve  $F_s$  ve  $F_1$ 'yi işe katmadaki ardışık belirsizlik ile bir hesap spektrumu ortaya koymak, yersiz bir basitleştirme, çünkü çok farklı etkiler bir arada harmanlanmaktadır. Çözüm, yakın bir gelecekte elde edilmesi mümkün olmayan ampirik verinin senteziyle mümkün olacaktır. Spektrumun şekline yönelik revizyon, bunlara göre yapılan tasarımlarda farklı şekillerde tezahür eder, çünkü tasarım akışının diğer yönleri için ihtiyaçlarlar tadil olur.

Bir tehlike haritası ne kadar “yeni” olursa olsun, oradan kaynaklanan tasarım spektrumları gözlemsel kanıtlarla eşleşmezse, güvenilir bir tasarım aracı olarak hizmet edemez. Bu bağlamda ülkemizde on yılda bir zuhur eden (Yönetmelik'in 1998, 2007 ve 2019 sürümleri kastedilmektedir) kutsal ruh arayışı, Türkiye için yeni geliştirilen tehlike haritası tarafından cevaplanmış görünmemektedir. Daha eski olmasına rağmen,  $T_B$ 'yi peşinen daha büyük değerlere sabitlemek için 2007 Yönetmeliğinin hükümlerinin daha iyi bir tasarım esasını temsil ettiğini düşünüyoruz (Kalkan ve Gülkan, 2004). Bu sonuç elbette sadece Türkiye kayıtları ve yürürlükte olan sismik tasarım yönetmeliği ile yaptığımız çalışmalara dayanmaktadır.

## **Teşekkür**

Türkiye Ulusal Kuvvetli Hareket Ağı'ndan indirilen yer ivme kayıtları, Türkiye Doğal Afet ve Acil Durum Yönetimi Kurumu (AFAD)'ın izniyle bu rapora dahil edilmiştir. Yazarlar, yer hareketi verilerinin ve spektrum grafiklerinin düzenlenmesindeki yardımlarından dolayı Ozan Ögünç ve Mehmet Artun Baki'ye minnettardır.

## **Kaynaklar**

1. Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı AFAD, <https://tadas.afad.gov.tr/> 2020.

2. Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı (AFAD), Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Ankara, 2018.
3. ASCE/SEI, (ASCE7-10), Minimum design loads for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, Reston, VA, 2010.
4. ASCE/SEI, (ASCE7-16), Minimum design loads for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, Reston, VA, 2016.
5. Baltzopoulos, G., Baraschino, R., Giorgio, M. and Iervolino, I. “Why Determining the Number of Code Spectrum-Matched Records Based on Usual Statistics Is an Ill-Posed Problem,” Proceedings of the 17th World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE Sendai, Japan, 2020 (paper 2a-0015).
6. Boore, D. M., J. P. Stewart, E. Seyhan, and G. M. Atkinson, “NGA-West2 Equations for Predicting PGA, PGV, and 5% Damped PSA for Shallow Crustal Earthquakes”, Earthquake Spectra, 2014, 30(3), pp. 1057-1085.
7. Borchardt, R.D., “Estimates of Site-Dependent Spectra for Design (Methodology and Justification)”, Earthquake Spectra, 1994, 10(4), pp. 617-653.
8. Borchardt, R.D., “ $V_{S30}$  – A Site-Characterization Parameter for Use in Building Codes, Simplified Earthquake Resistant Design, GMPEs, and ShakeMaps”, Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, 2012, Lisbon, Portugal.
9. Chopra, A.K., “Elastic Response Spectrum: A Historical Note”, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2007, 36:3–12.
10. Douglas, J., “Ground motion prediction equations 1964-2018”, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Strathclyde, Glasgow, UK, 2019, (available online at <https://www.strath.ac.uk/staff/douglasjohndr/>).
11. Guéguen P., Bonilla F., Douglas J., “Comparison of Soil Non-Linearity (In-Situ Stress-Strain Relation and G/Gmax Reduction) Observed in Strong-Motion Databases and Modelled in Ground Motion Prediction Equations”, Bulletin of the Seismological Society of America, 2018, doi:10.1785/0120180169.
12. Gülkan, P., “The Turkish National Accelerometric Network: 1973-2010, in Accelerometric Data Exchange and Archiving”, Ed. S. Akkar, P. Gülkan and T. Van Eck, Elsevier, 2011.
13. Gülkan, P., “A Dispassionate View of Seismic Hazard Assessment”, Seismological Research Letters, 2013, (84)3: 413-416.
14. Gülkan, P., U. Çeken, Z. Çolakoğlu, T. Uğraş, T. Kuru, A. Apak, J.G. Anderson, H. Sucuoğlu, M. Çelebi, D.S. Akkar, U. Yazgan, A.Z. Denizlioğlu, “Enhancement of the National Strong Motion Network in Turkey”, Seismological Research Letters, 2007, (78)4: 429-438.
15. Housner, G. W., “Behavior of Structures during Earthquakes”, Proc. ASCE, 85, 1959, October.
16. Housner, G. W. and Jennings, P. C., Earthquake Design Criteria, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, Calif., 1982.
17. International Conference of Building Officials (ICBO), Uniform Building Code, Whittier, CA 90601 USA, 1994.
18. International Conference of Building Officials (ICBO), Uniform Building Code, Whittier, CA 90601 USA, 1997.

19. Kalkan, E., and Gülkan, P. “Site-Dependent Spectra Derived from Ground Motion Records in Turkey,” *Earthquake Spectra*, 20(4), pp. 1111–1138, November 2004
20. Kaklamanos, J., A. Cabas, S. Parolai, and P. Guéguen, “Introduction to the Special Section on Advances in Site Response Estimation”, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 2021, 111, 1665–1676, doi: 10.1785/0120210152
21. Kalkan E. and Chopra A.K., *Practical Guidelines to Select and Scale Earthquake Records for Nonlinear Response History Analysis of Structures*, U.S. Geological Survey Open-File Report 2010, 113 p.
22. Loviknes, K., S. R. Kotha, F. Cotton, and D. Schorlemmer, “Testing Nonlinear Amplification Factors of Ground-Motion Models”, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 2021, 111, 2121–2137, doi:10.1785/0120200386/
23. Murcia-Delso, M., Alcocer, S.M., Arnau, O., Martinez, Y. and Muria-Vila, D, “Seismic Rehabilitation of Concrete Buildings after the 1985 and 2017 Earthquakes in Mexico City”, *Earthquake Spectra*, 2020, Vol. 36, No. 2, pp. 175-198.
24. Newmark, N. M. and Hall, W. J., *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 1982.
25. Rodgers, J., Wael H., Motter, C. and Thornley, J. “Impacts of the 2018 M7.1 Anchorage Earthquake on Schools,” *Earthquake Spectra* 2021, Vol. 37(3): 1849–1874.
26. Seed, H.B., C. Ugas and J. Lysmer, “Site-Dependent Spectra for Earthquake-Resistant Design”, *Bulletin of the Seismological Society of America.*, 1976, Vol. 66, No. 1, pp. 221-243.
27. Seyhan, E. and Stewart, J.P., “Semi-Empirical Nonlinear Site Amplification Factors from NGS West2 Data and Simulations”, *Earthquake Spectra*, 2014, 30(3), pp. 1241-1256.
28. Trifunac, M.D., “70-th Anniversary of Biot Spectrum,,” *ISET Journal of Earthquake Technology*, Paper No. 431, Vol. 40, No. 1, March 2003, pp. 19-50.

**EK A. Türkiye Ulusal Kuvvetli Yer Hareketi Ölçüm Şebekesinden Alman Kayıtlar (en büyük yer ivmesi, PGA > 0.1g)**

İstasyon	İstasyon Adı	Boy.	EnL	ZS	S <sub>s</sub> DD1	S <sub>s</sub> DD2	S <sub>s</sub> DD3	S <sub>s</sub> DD4	S <sub>1</sub> DD1	S <sub>1</sub> DD2	S <sub>1</sub> DD3	S <sub>1</sub> DD4	S <sub>1</sub> DD3	S <sub>1</sub> DD4	Deprem No	Deprem Tarihi	M	PGA (cm/s <sup>2</sup> ) NS	PGA (cm/s <sup>2</sup> ) EW	R <sub>ip</sub> (km)	R <sub>up</sub> (km)	R <sub>ep</sub> (km)	R <sub>ey</sub> (km)
0105	Adana Ceyhan	35.82	37.03	ZD	1.3	0.6	0.2	0.2	0.3	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0		27-06-1998 13:55	6.2	223.3	273.6	40.0	58.2	48.2	67.0
0203	Adiyaman Akçakaya	37.66	37.79	ZC	2.4	1.2	0.4	0.3	0.7	0.3	0.1	0.1	0.1	0.1		05-05-1986 03:35	6	114.7	76.0	23.9	24.0	29.2	29.6
0204	Gerger	39.03	38.03	ZC	1.7	0.9	0.3	0.2	0.4	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	457758	24-01-2020 17:55	6.8	94.3	110.1	30.9	30.9	36.8	37.7
0301	Afyonkarahisar Merkez	30.53	38.78	ZD	1.6	0.8	0.3	0.2	0.4	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0	241600	03-02-2002 07:11	6.5	112.8	93.9	51.7	57.7	64.7	68.4
0302	Dinar	30.15	38.06	ZD	1.7	0.8	0.3	0.2	0.4	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	240861	01-10-1995 15:57	6.4	272.3	320.8	0.0	2.9	0.5	5.0
0905	Kuşadası	27.27	37.86	ZC	2.0	1.1	0.4	0.3	0.5	0.3	0.1	0.1	0.1	0.1	483762	30-10-2020 11:51	6.6	179.3	144.0	35.6	41.1	42.9	46.0
1201	Bingöl Merkez	40.50	38.90	ZC	2.8	1.6	0.6	0.4	0.8	0.4	0.2	0.1	0.1	0.1	236848	01-05-2003 00:27	6.3	501.4	297.5	2.2	5.8	11.8	15.5
1212*	Yedisu	40.54	39.44	ZD	2.9	1.7	0.7	0.4	0.9	0.5	0.2	0.1	0.1	0.1	475667	14-06-2020 14:24	5.7	177.6	93.1			16.7	
1302*	Bitlis Merkez	42.16	38.47	ZD	1.2	0.6	0.3	0.2	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	141933	23-10-2011 10:41	7	89.7	102.2	107.0	110.0	116.0	117.6
1401	Bolu Merkez	31.61	40.75	ZD	2.7	1.5	0.5	0.3	0.8	0.4	0.1	0.1	0.1	0.1	246572	12-11-1999 16:57	7.1	724.0	807.0	8.0	8.6	36.1	37.6
1404	Bolu Göynük	30.78	40.40	ZD	1.5	0.8	0.3	0.2	0.5	0.3	0.1	0.1	0.1	0.1	247730	17-08-1999 00:01	7.6	138.0	119.2	44.2	45.7	80.7	82.5
1406	Bolu Mudurnu	31.21	40.47	ZD	1.8	1.0	0.4	0.2	0.5	0.3	0.1	0.1	0.1	0.1	246572	12-11-1999 16:57	7.1	58.3	121.0	32.1	32.3	37.5	39.0
1612	İznik Merkez	29.72	40.44	ZD	1.7	0.9	0.3	0.2	0.5	0.3	0.1	0.1	0.1	0.1	247730	17-08-1999 00:01	7.6	91.9	123.3	33.2	34.8	40.3	43.8
2001	Denizli Çamlık	29.09	37.76	ZD	2.1	1.1	0.4	0.3	0.5	0.3	0.1	0.1	0.1	0.1		19-08-1976 01:12	6.1	348.5	290.4	6.4	17.9	9.9	22.1
2005	Çardak	29.67	37.82	ZC	1.7	0.9	0.3	0.2	0.4	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	444581	08-08-2019 11:25	6	423.2	273.9			8.0	
2007	Denizli Sarayköy	28.92	37.93	ZD	2.3	1.2	0.5	0.3	0.6	0.3	0.1	0.1	0.1	0.1	253439	26-07-2003 08:36	5.6	107.5	121.1	11.2	22.0	13.8	25.4
2017	Acapayam	29.35	37.43	ZD	1.8	0.9	0.4	0.3	0.4	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	433515	20-03-2019 06:34	5.5	361.2	184.4			7.4	
2301	Elazığ Merkez	39.19	38.67	ZC	1.7	0.9	0.3	0.2	0.5	0.3	0.1	0.1	0.1	0.1	457758	24-01-2020 17:55	6.8	118.1	137.8	30.4	30.5	36.4	37.3
2308	Sivrice	39.31	38.45	ZC	2.8	1.5	0.5	0.3	0.8	0.4	0.1	0.1	0.1	0.1	457758	24-01-2020 17:55	6.8	235.8	292.8	17.9	17.9	23.8	25.1
2402	Erzincan Merkez	39.49	39.75	ZC	2.7	1.4	0.5	0.3	0.8	0.4	0.1	0.1	0.1	0.1	236369	13-03-1992 17:18	6.6	405.0	479.5	3.3	16.8	12.8	26.0
2503	Erzurum Horasan	42.17	40.04	ZD	1.3	0.7	0.3	0.2	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1		30-10-1983 04:12	6.6	149.3	168.7	22.6	24.7	34.5	38.1
3102*	Antakya Merkez	36.16	36.21	ZD	2.1	1.1	0.3	0.2	0.6	0.3	0.1	0.1	0.1	0.1		22-01-1997 17:57	5.7	136.0	150.5	19.2	46.8	19.8	49.5
3205*	Keçiözü	30.30	37.93	ZD	1.6	0.8	0.3	0.2	0.4	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	444581	08-08-2019 11:25	6	161.2	109.3			63.1	
3301	Yenişehir	34.60	36.78	ZC	0.7	0.3	0.1	0.1	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0		27-06-1998 13:55	6.2	132.1	119.3	57.5	71.2	64.9	79.9
3403	İstanbul Küçükçekmece	28.76	41.03	ZD	1.8	1.0	0.4	0.2	0.5	0.3	0.1	0.1	0.1	0.1	247730	17-08-1999 00:01	7.6	118.0	89.6	55.9	56.0	105.2	106.6
3513	Bayraklı	27.17	38.46	ZD	2.1	1.1	0.4	0.3	0.5	0.3	0.1	0.1	0.1	0.1	483762	30-10-2020 11:51	6.6	106.3	94.7	64.6	67.8	72.0	73.9



Tablo A.1 (Devam) Türkiye Ulusal Kuvvetli Yer Hareketi Ölçüm Şebekesinden Alınan Kayıtlar (en büyük yer ivmesi, PGA &gt; 0.1g)

İstasyon	İstasyon Adı	Boy.	Enl.	ZS	S <sub>s</sub> DD1	S <sub>s</sub> DD2	S <sub>s</sub> DD3	S <sub>s</sub> DD4	S <sub>1</sub> DD1	S <sub>1</sub> DD2	S <sub>1</sub> DD3	S <sub>1</sub> DD4	Deprem No	Deprem Tarihi	M	PGA (cm/s <sup>2</sup> ) NS	PGA (cm/s <sup>2</sup> ) EW	R <sub>ip</sub> (km)	R <sub>epi</sub> (km)	R <sub>ep</sub> (km)	R <sub>ep</sub> (km)
3518	Konak	27.14	38.43	ZD	2.1	1.1	0.4	0.3	0.5	0.3	0.1	0.1	483762	30-10-2020 11:51	6.6	106.1	91.4	61.0	64.3	68.4	70.3
3519	Karşıyaka	27.11	38.45	ZE	2.1	1.1	0.4	0.3	0.5	0.3	0.1	0.1	483762	30-10-2020 11:51	6.6	150.1	110.0	61.8	65.2	69.2	71.2
3521	Karşıyaka	27.08	38.47	ZE	2.1	1.1	0.4	0.3	0.5	0.3	0.1	0.1	483762	30-10-2020 11:51	6.6	110.8	94.0	62.2	65.5	69.6	71.5
3528	Çeşme	26.37	38.30	ZC	1.9	1.0	0.4	0.3	0.5	0.2	0.1	0.1	483762	30-10-2020 11:51	6.6	117.6	149.3	50.8	54.8	58.2	60.5
4101	İzmit Kocaeli	29.92	40.77	ZB	2.9	1.6	0.6	0.3	0.8	0.4	0.2	0.1	247730	17-08-1999 00:01	7.6	163.7	228.3	0.6	3.9	3.4	17.3
4101	İzmit Kocaeli	29.92	40.77	ZB	2.9	1.6	0.6	0.3	0.8	0.4	0.2	0.1	248095	13-09-1999 11:55	5.8	73.7	318.3	8.7	12.4	13.8	17.3
4106	Gebze	29.45	40.79	ZC	2.4	1.3	0.5	0.3	0.7	0.4	0.1	0.1	247730	17-08-1999 00:01	7.6	264.8	141.5	4.9	6.2	42.8	46.0
4107	İzmit	29.93	40.76	ZD	2.9	1.7	0.6	0.3	0.8	0.5	0.2	0.1	248095	13-09-1999 11:55	5.8	341.1	611.5	1.5	7.6	3.3	10.9
4304	Gediz	29.40	38.99	ZD	2.3	1.2	0.4	0.3	0.6	0.3	0.1	0.1	128573	19-05-2011 20:15	5.7	92.3	103.9			31.5	
4305*	Kütahya Simav	28.98	39.09	ZD	2.1	1.1	0.4	0.3	0.5	0.3	0.1	0.1	128573	19-05-2011 20:15	5.7	71.2	115.6			10.0	
4404	Pütürge	38.87	38.20	ZB	2.8	1.5	0.5	0.3	0.8	0.4	0.1	0.1	457758	24-01-2020 17:55	6.8	193.6	228.4	18.6	18.6	24.6	25.8
4504	Demirci	28.65	39.04	ZD	1.7	0.9	0.4	0.3	0.4	0.2	0.1	0.1	128573	19-05-2011 20:15	5.7	625.8	699.8	35.4	40.9	39.0	46.0
4803	Fethiye	29.12	36.63	ZD	1.9	1.0	0.4	0.3	0.5	0.3	0.1	0.1	167145	10-06-2012 12:44	6	136.2	230.1			32.6	
4809	Bodrum	27.44	37.03	ZC	1.8	1.0	0.4	0.3	0.5	0.2	0.1	0.1	381491	20-07-2017 22:31	6.5	158.8	102.0			12.6	
5401	Ada pazarı	30.38	40.74	ZC	2.9	1.7	0.7	0.3	0.8	0.5	0.2	0.1	246561	11-11-1999 14:41	5.6	197.1	322.5	10.4	11.3	11.2	13.5
5903*	Çorlu M.Ereğlisi	27.95	40.97	ZD	1.9	1.1	0.4	0.3	0.5	0.3	0.1	0.1	247730	17-08-1999 00:01	7.6	90.4	101.4	116.9	116.9	170.8	171.6
6501	İpekyolu	43.40	38.50	ZC	1.3	0.6	0.2	0.2	0.3	0.2	0.1	0.0	146290	09-11-2011 19:23	5.6	148.1	245.9			13.5	
6503*	Van Muradiye	43.76	38.99	ZD	1.4	0.7	0.3	0.2	0.3	0.2	0.1	0.1	141933	23-10-2011 10:41	7	178.3	168.8	33.1	11.6	42.2	46.3
6510*	Van Edremit	43.27	38.41	ZD	1.2	0.6	0.2	0.2	0.3	0.2	0.1	0.0	146290	09-11-2011 19:23	5.6	65.7	102.6			3.7	
8101	Düzce Merkez	31.15	40.84	ZD	2.3	1.3	0.4	0.3	0.6	0.4	0.1	0.1	247730	17-08-1999 00:01	7.6	314.3	365.9	46.0	46.2	101.2	102.7
8101	Düzce Merkez	31.15	40.84	ZD	2.3	1.3	0.4	0.3	0.6	0.4	0.1	0.1	246572	12-11-1999 16:57	7.1	400.1	512.9	0.0	9.7	5.3	11.7

\*Zemin Sınıfları 1212, 1302, 3102, 3205, 4305, 5903, 6503 ve 6510'da ZD kabul edilmiştir.



# Çayırhan Köprüsü Yapım Danışmanlığı ve Ters Sehim Hesapları

Tolga CANTÜRK<sup>1</sup>

## ÖZET

Çayırhan köprüsü Ankara-Nallıhan'da bulunan ardgermeli kutu kesit tipinde bir köprüdür, toplam uzunluğu 270,00 m'dir. 62,50 m'lik kenar açıklıklar iskele-kalıp sistemi ile imal edilecekken, 145,00 m'lik orta açıklık dilimsel konsol tabliye yöntemi ile imal edilecektir. 16 adet ano, açıklığın iki tarafından dilimsel konsol yöntemi ile imal edilecektir, A17 anosu ile açıklık ortasında birleşim sağlanarak köprü tamamlanacaktır. Bu sebeple, yapım aşaması analiz modeli oluşturulmuştur. Konsol yöntemi ile imal edilen köprülerde en önemli konu yapım esnasında kalıba verilecek olan ters sehimlerin doğru belirlenmesidir. Çayırhan köprüsünün verilen ters sehimler ile kırmızı kotuna ulaşması için belirlenen zaman 10,000 gündür. Bu konular çalışmada detaylı olarak açıklanacaktır.

**Anahtar Kelimeler:** Ardgermeli Kutu Kesit, Dilimsel Konsol Tabliye Yöntemi, Ters Sehim.

## ABSTRACT

### *Construction Consultancy and Camber Calculations of Çayırhan Bridge*

Çayırhan bridge is post-tensioned box girder bridge in Ankara-Nallıhan with 270,00 m. While side spans with 62,50 m will be constructed with scafolding-formwork system, middle span with 145,00 m will be constructed with cantilever segment deck method. 16 segments will be constructed with cantilever method, and bridge will be completed with A17 segment. Therefore, construction stage analysis model was created. The most important issue is to determine camber correctly for these bridges. The time determined for Çayırhan bridge to reach its grade elevation with the given cambers is 10,000 days. These issues will be explained in detail in this study.

**Keywords:** Post-tensioned Box Girder, Cantilever Segment Deck Method, Camber

## GİRİŞ

Çayırhan Köprüsü Beypazarı-Nallıhan Yolu Km:112+365.000'da yapılması planlanan eğik ayaklı konsol köprü tipinde bir köprüdür. Köprü yapım yöntemi olarak karma bir sistem

---

<sup>1</sup> Yüksel Proje, Ankara - tcanturk@yukselproje.com.tr

uygulanacaktır. Şekil 1’de gösterildiği üzere köprü altından geçen bir nehir bulunmaktadır, bu sebep ile bu kısımda iskele-kalıp sistemi kurulamayacağı için orta açıklık dilimsel konsol tabliye yöntemi ile imal edilecektir. Kenar açıklıklar ise nehir kısmına denk gelmediği için, bu kısımlar yerinde hazırlanmış iskele-kalıp mekanizmaları üzerinde yerinde dökme beton kullanımıyla yürütülen bir yöntem ile imal edilecektir.



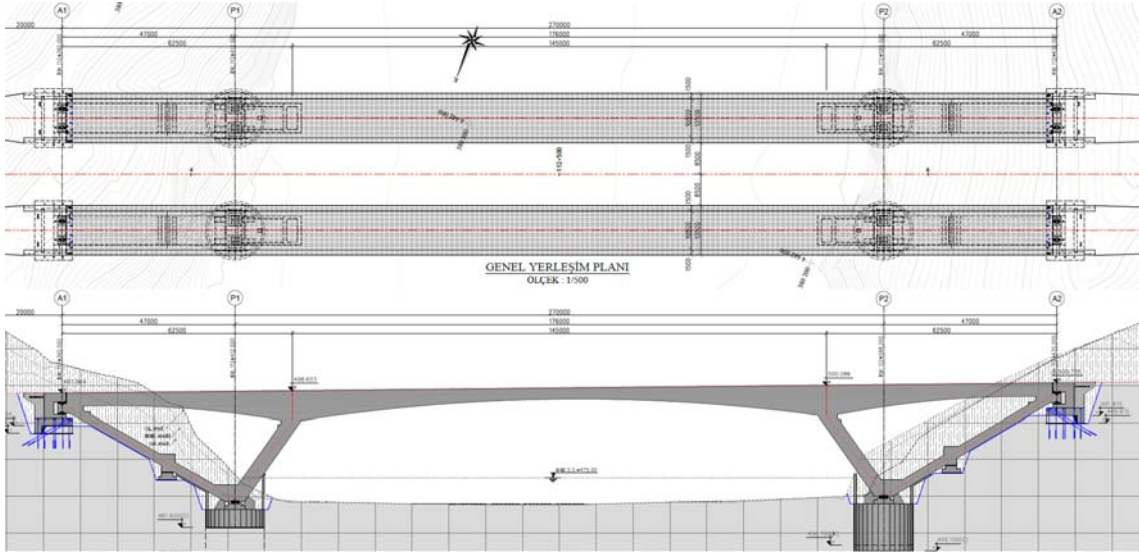
Şekil 1 - Çayırhan köprüsü arazisi

### Köprü Bilgileri

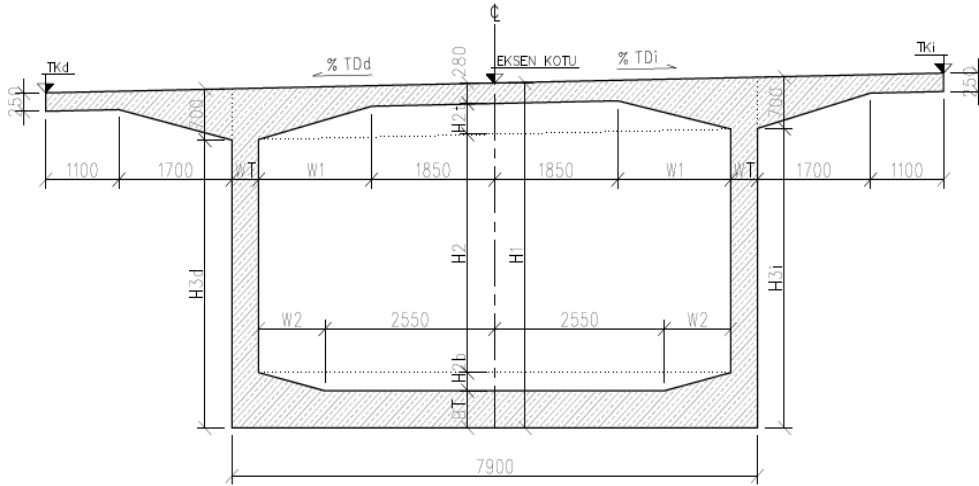
Arazi ve geometrik koşullar dikkate alındığında ardgermeli kutu kesit beton tabliye sistemine sahip eğik ayaklı konsol köprü tipi seçilmiştir. Eğik ayaklı konsol köprüde, her iki tarafta bir temel üstüne inşa edilen iki taraflı eğik ayaklarla bunları birleştiren üstyapı tabliye elemanı ile oluşturulan çerçeve sistemi, bu tipin esasını teşkil eder. Eğik ön ayaklar 4,00 x 7,90 m boyutlarında ve 80 cm kalınlığa sahip kutu kesit şeklinde belirlenmiş olup, boyları eğik olarak temel üst kotundan üstyapı alt kotuna kadar yaklaşık 27,00 m’dir. Eğik arka ayaklar ise, 2,50 x 7,90 m boyutlarında dolu gövdeli kesite sahiptir. Boyları ise eğik olarak yaklaşık 50 m’dir. İskele-kalıp sistemi yöntemiyle, üçgen formundaki kenar çerçevelerin inşası tamamlandıktan sonra, burada oluşturulan ağırlık ve geometri sayesinde stabilite sağlanacak ve böylelikle üstyapı orta açıklık tabliyesi dilimsel konsol şeklinde ilerlenerek tamamlanabilecektir.

Şekil 2’de plan ve profil görünüşü gösterilen söz konusu köprü tipi ile geçilebilecek orta açıklık 145,00 m olarak belirlenmiştir. Seçilen bu veya buna yakın bir açıklıkta, mevcut arazi koşulları nedeniyle klasik dengeli konsol köprünün uygun olmadığı görülmüş, bu sebepten ötürü ayakların eğik olması tercih edilmiştir. Bu şekilde belirlenen ayakların oturduğu temel eksenleri arası mesafe ise 176,00 m’dir. İskele kalıp sistemi ile inşa edilecek 62,50 m’lik kenar açıklıklarla birlikte toplam köprü boyu 270,00 m’dir.

Üstyapı taşıyıcı sistemi uluslararası literatürde “box girder” şeklinde ifade edilen, Şekil 3’te gösterilen kutu kesit tabliye olarak belirlenmiştir. Söz konusu bu kesitin yüksekliği, orta ayak akslarında 8,00 m ve uç diyafram bölgesinde 3,50 m ve orta açıklık ortasında (kilit ano) 3,00 m olmak üzere, değişken şekilde belirlenmiştir. Bu değişken yükseklik gerek yapım sırasında gerekse yapım bittikten sonra, statik sistemin maruz kaldığı ya da kalacağı tüm zorlanmalara karşı en uygun form olduğu için tercih edilmiştir.



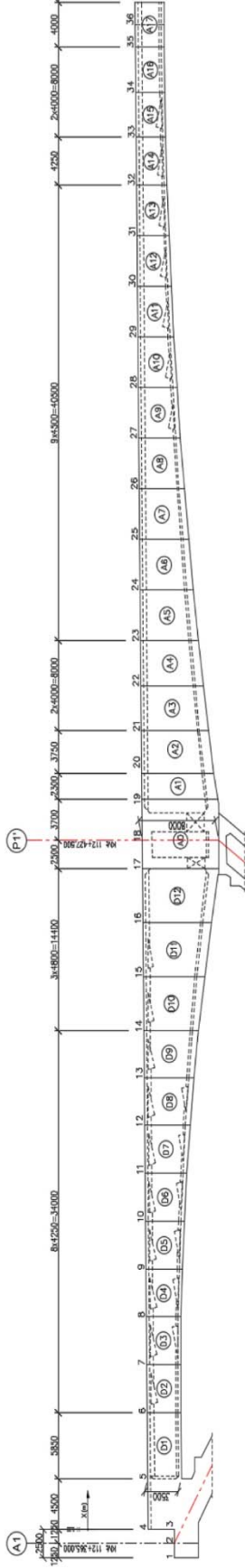
Şekil 2 - Çayırhan köprüsü plan ve profil görünümü



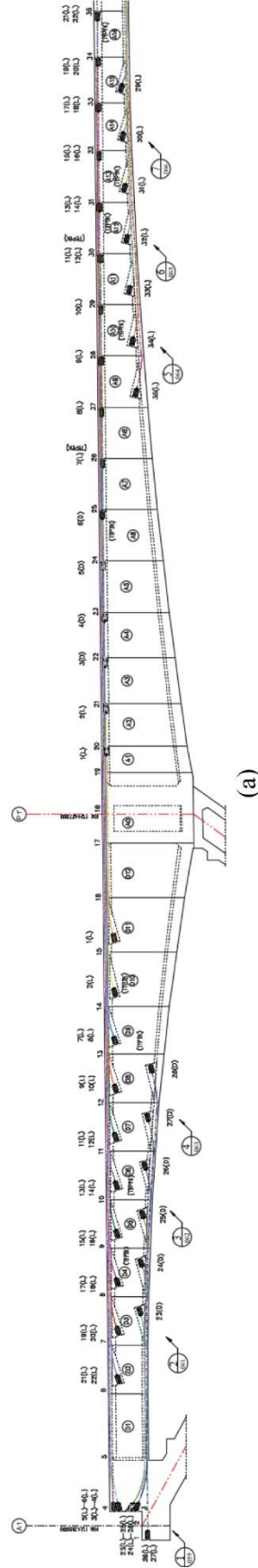
Şekil 3 - Çayırhan köprüsü üstyapı kesiti

Üstyapı kenar açıklıkları, uç diyaframı ile orta ayak anoları arasında 1 adet 5,85 m, 8 adet 4,25 m ve 3 adet 4,80 m olmak üzere toplam 12 adet ano olarak düşünülmüştür. Üstyapı orta açıklıkta ise, orta ayakla monolitik bağlantıya sahip orta ayak diyaframı dışında, her iki tarafta 1 adet 2,30 m, 1 adet 3,75 m, 2 adet 4,00 m, 9 adet 4,50 m, 1 adet 4,25 m ve 2 adet 4,00 m boyunda olmak üzere toplamda 16 adet ano yer almaktadır. Bu 16 adet ano maksimum konsol uzunluğuna karşılık gelip, açıklık ortasında 4,00 m boyunda olan A17 anosu ile birleşerek üstyapı imalatı tamamlanmış olacaktır. Bu anoların numaralandırılmış hali ile Şekil 4'te verilmiştir.

Üstyapı kesitinde üstte ve altta olmak üzere ardgerme halatlar bulunmaktadır. Kesit üstünde A1 aksından A16 anosuna kadar solda ve sağda 22'şer adet halat bulunmaktadır. Bu halatlar profil ve plan olarak Şekil 5'te gösterilmiştir. Kesit altında ise üçgen forma denk gelen kısımda solda ve sağda 6'şar adet halat bulunmaktadır, bu halatlar plan görünümü olarak Şekil 6'da gösterilmiştir. Köprü orta açıklığının ortasında ise kesit altında solda ve sağda olmak üzere 7'şer adet halat bulunmaktadır, bu halatlar profil ve plan olarak Şekil 7'de gösterilmiştir.



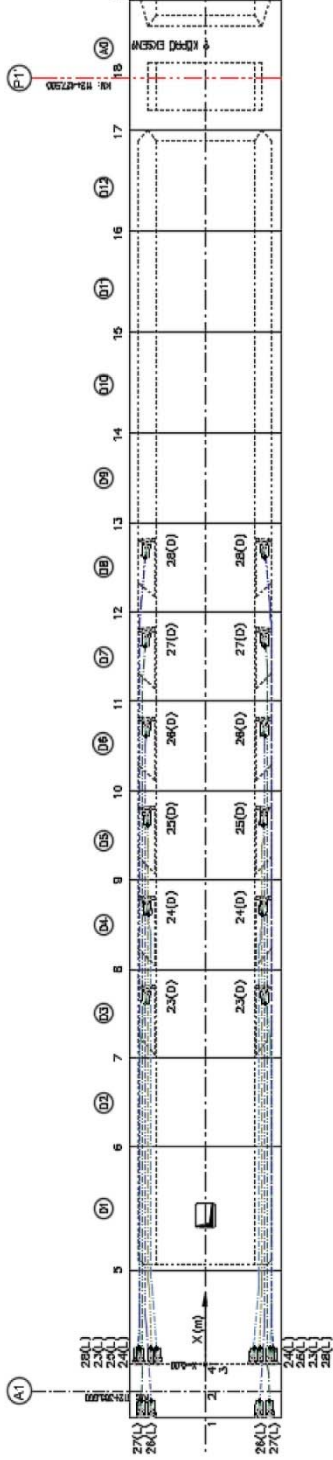
Şekil 4 - Üstyapı ano numaralandırılması



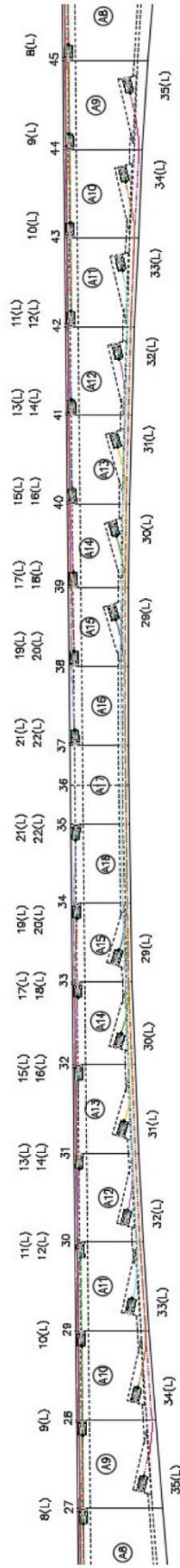
(a)

(b)

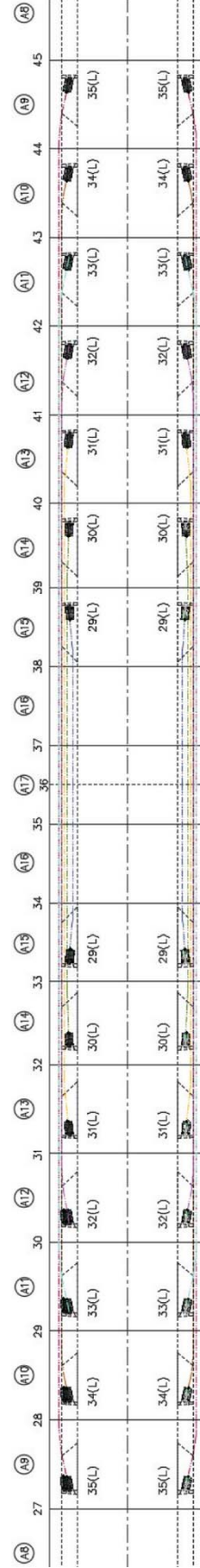
Şekil 5 - A1 aksından A16 anosuna kadar arderme halatlarının (a) Profil ve (b) Plan görünümü



Şekil 6 - Üçgen kısımdaki üstyapı altında bulunan ardgerme halatlarının plan görünümü



(a)



(b)

Şekil 7 - Orta açıklığın ortasında yer alan ardgerme halatlarının (a) Profil ve (b) Plan görünümü

Güzergâh üzerinde kuzey ve güney diye isimlendirilmiş 2 ayrı köprü yer almakta olup, her bir köprüde, 3,50 m genişliğinde 2 adet trafik şeridi, 2,50 m emniyet şeridi, 1,00 m banket ve 1,50 m genişliğinde 2 adet kaldırım olmak üzere, köprü genişlikleri toplam 13,50 m olarak belirlenmiştir. Köprü alıymanda yer almakta olup, köprü boyunca %2,00 değerinde dever vardır. Köprü boyuna yönünde %1,023 değerinde eğim vardır. Köprü verevlik açısı diktir.

Köprüde, özellikle ısı etkilerinden ve depremden kaynaklanacak boyuna yöndeki yatay yükleri azaltmak maksadıyla kenar ayaklarda kayıcı mesnetler, eğik (orta) ayak temellerinde ise sürtünme esaslı mesnetler kullanılmıştır.

Köprü elemanları için malzeme özellikleri Tablo 1’de verilmiştir.

**Tablo 1 - Malzeme özellikleri**

Eleman	Malzeme
Üstyapı Tabliye Betonu	C40
Ön-Arka Ayak Betonu	C40
Ardgerme Çeliği	0.6” TYPE 270K
Donatı Çeliği	S420

## **DİLİMSSEL KONSOL TABLİYE YÖNTEMİ**

Günümüzde artık çok daha yaygın biçimde kullanılan dilimsel konsol tabliye yöntemi, yerinde beton dökümü yoluyla sürekli ilerleyen tabliye parçalarının yapılması yoludur. Bu dilimsel tabliye anoları yapılırken, Şekil 8’te gösterildiği üzere hareket ettirilebilir kalıp arabaları kullanılmaktadır. Bu kalıp arabası herhangi bir iskele sistemine ihtiyaç duymadan ano kalıbını taşımaktadır, ayrıca kalıp geometrisi ilgili anonun boyutlarına göre ve verilecek olan ters sehim değerlerine göre kolayca değiştirilebilmektedir. Yapılacak olan ano için bir önceki anoya kalıp arabası asılır ve ilgili anonun kalıbı, donatısı ve bırakılacak olan ardgerme halat yörüngeleri hazırlanır. Ardgerme halatları tabliye üst yüzeyine yakın olacak şekilde, diğer bir deyişle oluşacak konsol momentlerini alacak şekilde, ayarlanır. Daha sonra beton döküm işlemi tamamlanır ve beton yeterli mukavemete ulaştıktan sonra ilgili halatların germe işlemi tamamlanır. Germe işlemi de tamamlandıktan sonra, kalıp arabası sökümü gerçekleştirilip bir sonraki ano için hazırlanabilir. Konsol olarak imal edilen anolar birleştiğinde ise köprü artık sürekli bir tabliye sistemi gibi davranmaya başlayacağı için orta açıklıkta oluşacak pozitif moment tesirlerini ve dolayısıyla kesit alt yüzeyindeki çekme gerilmelerini karşılamak amacı ile tabliye alt yüzeyine yakın bölgelere süreklilik halatları diye de adlandırabileceğimiz ardgerme halatları yerleştirilir ve halatların iki taraftan da germe işlemleri tamamlanır.

İmalat esnasında uzun konsollar meydana geldiğinden, köprü tabliyesi eğilme rijitliğinin yanında burulma rijitliğine de ihtiyaç duymaktadır. Bu sebeple, bu gibi yöntemlerde tabliye kesiti olarak kutu kesit tercih edilmektedir. Genellikle tabliye genişliğinin 20 metreyi aşmadığı durumlarda, tek boşluklu kutu kesit sistemi en ekonomik çözümdür (1). Ayrıca tabliye kesit yüksekliği açıklık ortasına doğru azaltılarak ekonomik ve estetik açıdan bir çözüm oluştururken, tabliye ano ağırlığını da açıklık ortasına doğru azaltarak oluşacak tesirleri ve düşey deplasmanların daha fazla artması engellenmiş olur.

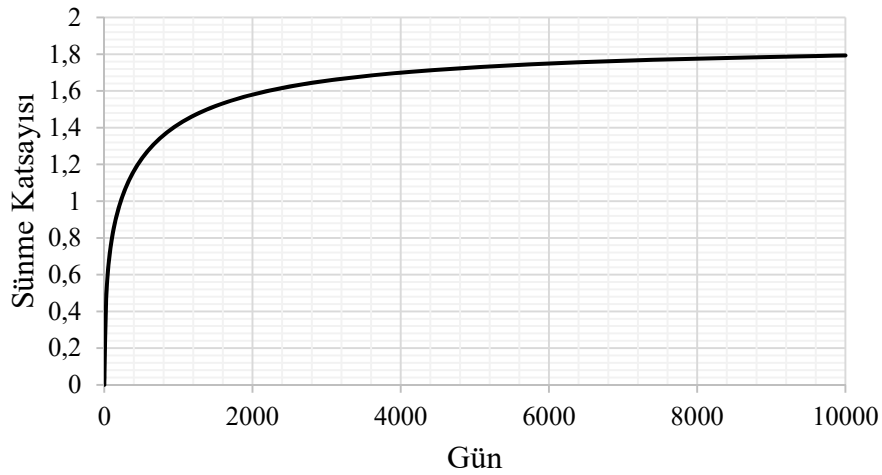




Şekil 8 - Çayırhan Köprüsünde kullanılan hareket ettirilebilir kalıp arabası

### YAPIM AŞAMASI ANALİZ MODELİ

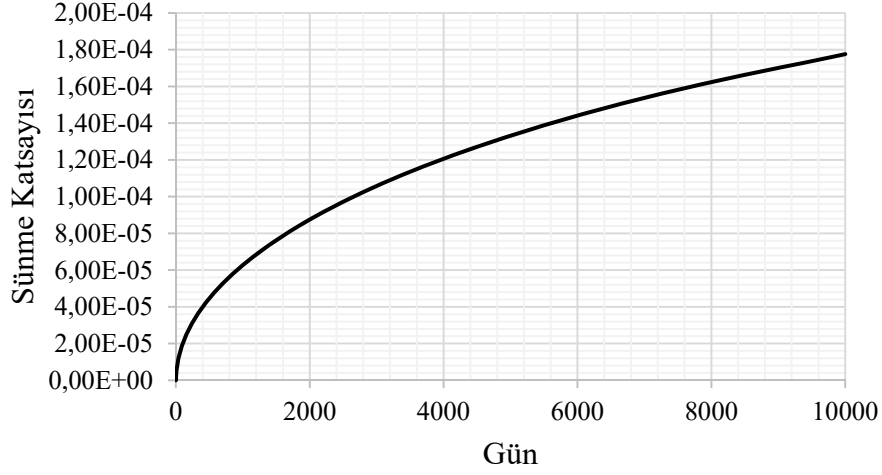
Yapım aşaması analizi, köprü üstyapısında her bir anonun beton dökümü ve ilgili ardgerme halatlarının germe işlemleri tamamlandıktan sonra, üst ve alt fiberlerde oluşan gerilmelerin, oluşacak tesirlerin ve deplasmanların kontrol edilmesine olanak sağlayan ve sünme, büzülme gibi zamana bağlı değişimleri de dikkate alabilen “Midas Civil” programı ile yapılmıştır.



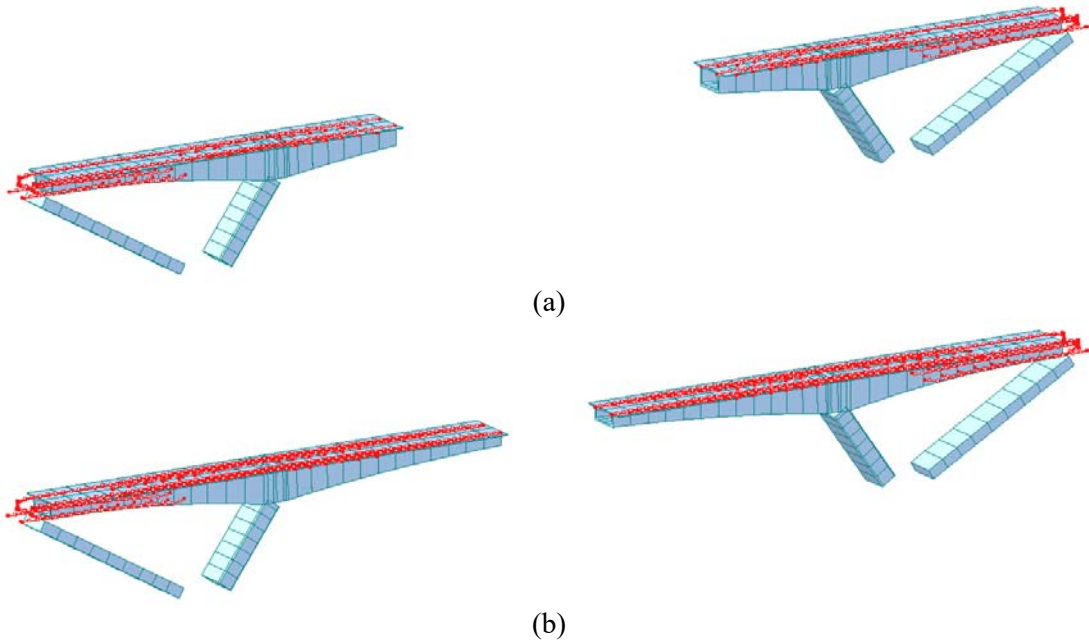
Şekil 9 - Beton için günlere göre sünme katsayısı grafiği

Yapım esnasında anoların her biri farklı zamanda dökülmektedir ve her bir ano farklı kesit özelliklerine sahiptir. Ayrıca, kesit içinden geçen ardgerme halatlara da farklı zamanda germe işlemi uygulanmaktadır. Dolayısıyla, üstyapı elemanlarının hepsi yapım sırasında sünme, büzülme gibi zamana bağlı etkilere farklı zamanlarda maruz kalacaktır. Bu sebeple yapım aşaması modelinin imalata uygun bir şekilde yapılması gerekmektedir. Bu etkileri tanımlamak amacı ile zamana bağlı olarak değişen sünme katsayısı ve büzülme birim şekil değiştirme modelleri CEB-

FIB (1990) kodu kullanılarak analiz modeline yansıtılmıştır. Oluşturulan bu modeller sırası ile Şekil 9 ve Şekil 10'da gösterilmiştir. Bunlardan başka, yapım aşamasında oluşacak olan ilave yükler dikkate alınmalıdır, bu yüklerden en önemlisi kalıp arabası ağırlığıdır. Her bir ano için, kalıbın hazırlanması, donatıların ve ardgerme halatların düzenlenmesi, beton dökümü ve germe işlemi dikkate alınarak yapım döngüsü olarak 10 gün gibi bir süre belirlenmiştir. Örneğin, orta açıklıkta 7 numaralı ve 13 numaralı ano imalatları bittiğinde ardgerme halatlarının da aktive edilmiş kırmızı renk ile gösterildiği yapım aşaması analiz modeli görünümü Şekil 11'de gösterilmektedir.



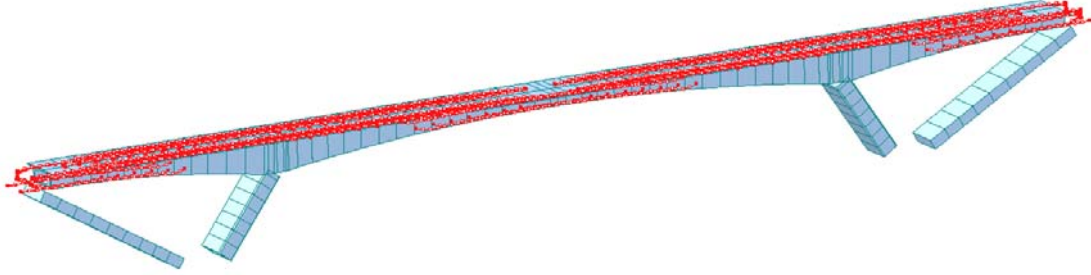
Şekil 10 - Beton için günlere göre büzül birim şekil değiştirme grafiği



Şekil 11 - Yapım aşaması analiz modeli (a) 7 numaralı ano imalatı bittiğinde (b) 13 numaralı ano imalatı bittiğinde

İki uçtan gelen anolar orta açıklıkta kilit anonun dökülmesi ile birleştikten sonra, Şekil 12'de gösterildiği şekilde, 10,000 gün süre ile bekletilecektir. Bu tip köprüler için 10,000 gün

dolaylarında bir süre ideal olarak kabul görmektedir (1). Bu süre anolar için verilecek olan ters sehîm değerlerini etkileyen en önemli parametredir (2).

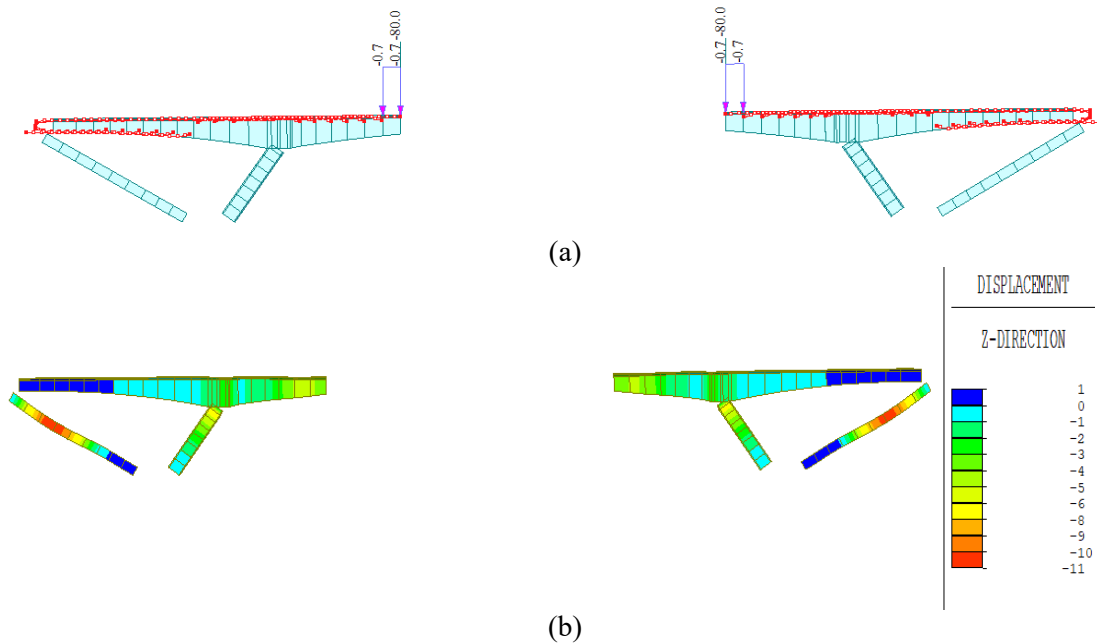


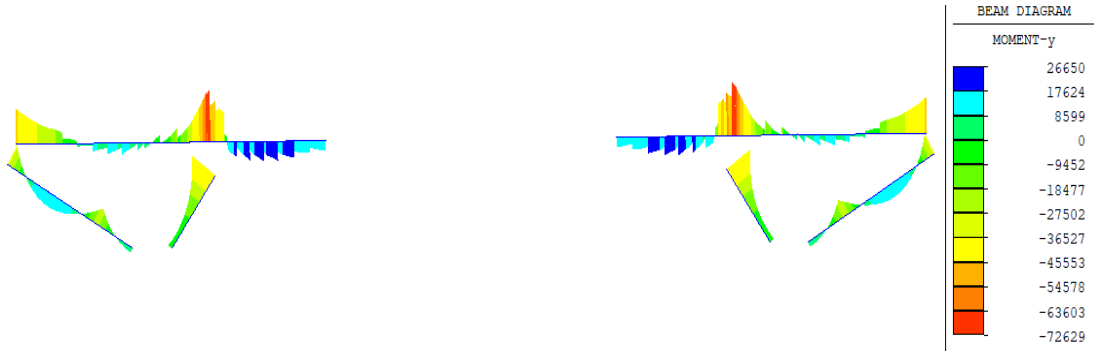
Şekil 12 - Yapım aşaması köprü analiz modeli bitmiş hali

### TERS SEHİM ANALİZİ

Dilimsel konsol tabliye yöntemi ile imal edilecek olan orta açıklıkta imalat esnasında yapılan beton dökümü, ardgerme halatların gerilmesi, kalıp arabasında oluşacak çökmeler ve geçen zaman üstyapı kotunda değişiklere sebep olacaktır. Bu sebep ile her bir yeni ano imal edilirken köprü üstyapısına bir miktar sehîm verilir, verilen bu sehîm değerlerine ters sehîm denir.

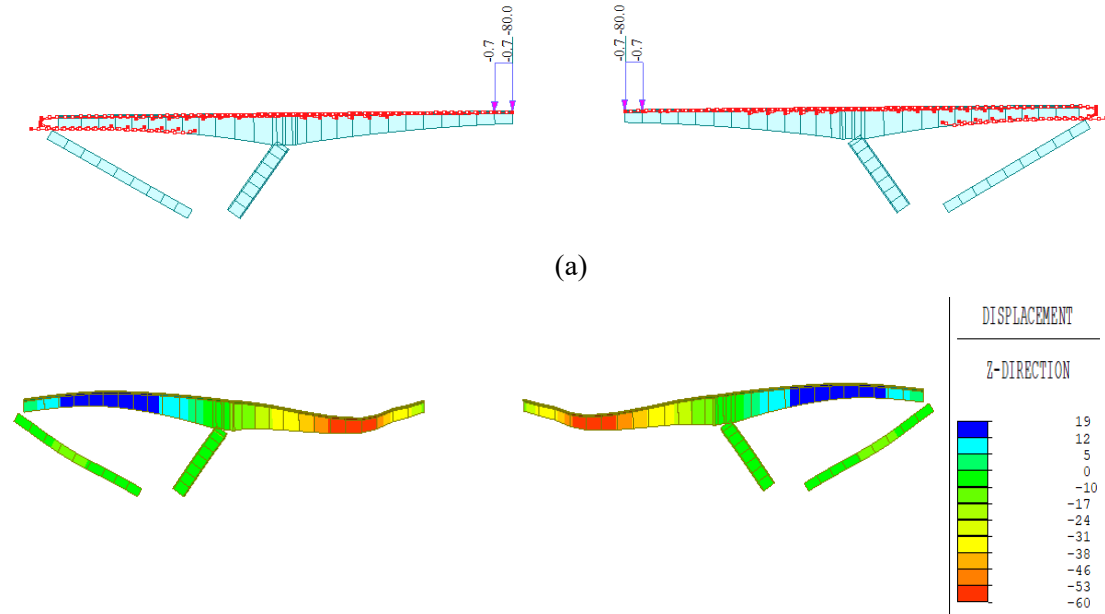
Ters sehîm değerleri belirlenirken, öncelikle inşaat aşamalarında ve sonrasında köprü üstyapısında zamanla oluşacak düşey deplasmanlar belirlenir. Buradaki temel amaç, önceden belirlenen süre olan 10,000 gün sonunda meydana gelecek olan düşey deplasmanları dikkate alarak, ano beton dökümünde yapılacak olan kalıba ters sehîm verilmesidir, verilecek olan bu ters sehîmler ile köprü üstyapısının 10,000 gün sonunda kendi kotuna gelmesi sağlanacaktır. Bundan dolayı, bu tarz köprülerde en önemli konu ters sehîm değerlerinin dikkatli ve doğru şekilde hesaplanması ve daha sonrasında her bir ano dökümü sonunda gün gün sahadan gelecek olan düşey deplasman değerleri ile kıyaslayıp, eğer bir tutarsızlık var ise gerekli kontrollerin yapılmasıdır. Oluşabilecek bu tutarsızlıkların nedenleri arasında, germe işlemi esnasında bazı halat demetlerinde kopmalar meydana gelmesi, imalat esnasında köprüye ilave bir yük çıkartılması veya kullanılan malzeme farklılığı olabilir. Bu gibi sebeplerin irdelenip tutarsızlığın sebebi bulunmalıdır.





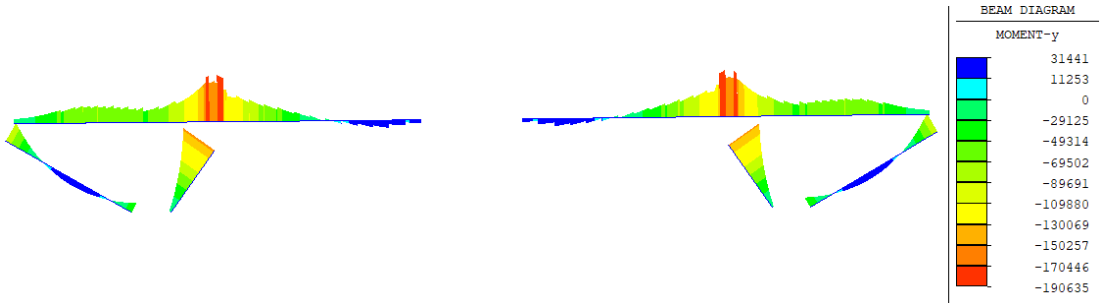
(c)

Şekil 13 - 7 numaralı anonun yapım aşamasındaki (a) Yüklemeler (ton & ton/m)  
(b) Oluşan düşey deplasmanlar (mm) (c) Meydana gelen momentler (kN·m)



(a)

(b)

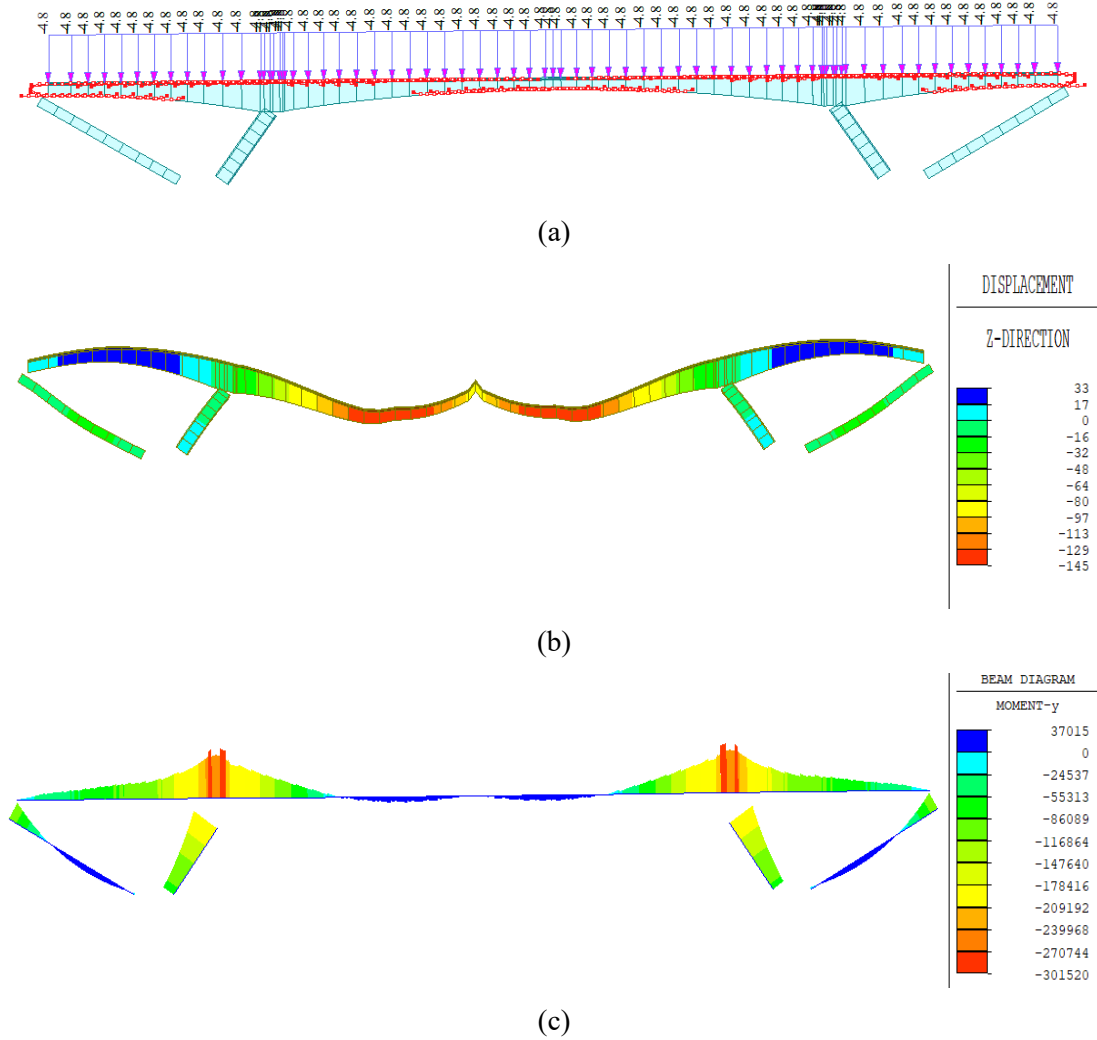


(c)

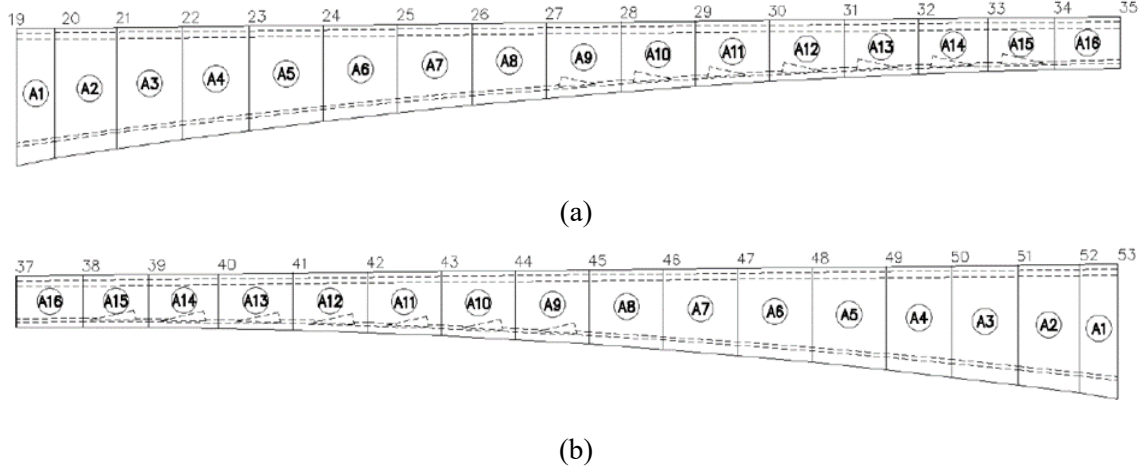
Şekil 14 - 13 numaralı anonun yapım aşamasındaki (a) Yüklemeler (ton & ton/m)  
(b) Oluşan düşey deplasmanlar (mm) (c) Meydana gelen momentler (kN·m)

Çayırhan köprüsünün orta açıklık kısmındaki her bir ano imalatında, anonun kendi ağırlığı, ardgerme halatı, kalıp arabası ağırlığı, ekipman ağırlığı, betonda sünme ve büzülme gibi etkiler belirlenen ano imalat süresince dikkate alınarak oluşan düşey deplasmanlar belirlenmiştir. Örneğin, Şekil 13'te 7 numaralı ve Şekil 14'te 13 numaralı ano imatları için yapılan yüklemeler ve kırmızı ile gösterilen aktif olan ardgerme halatları, düşey yönde oluşan deplasmanlar ve meydana gelen momentler sırasıyla gösterilmiştir.

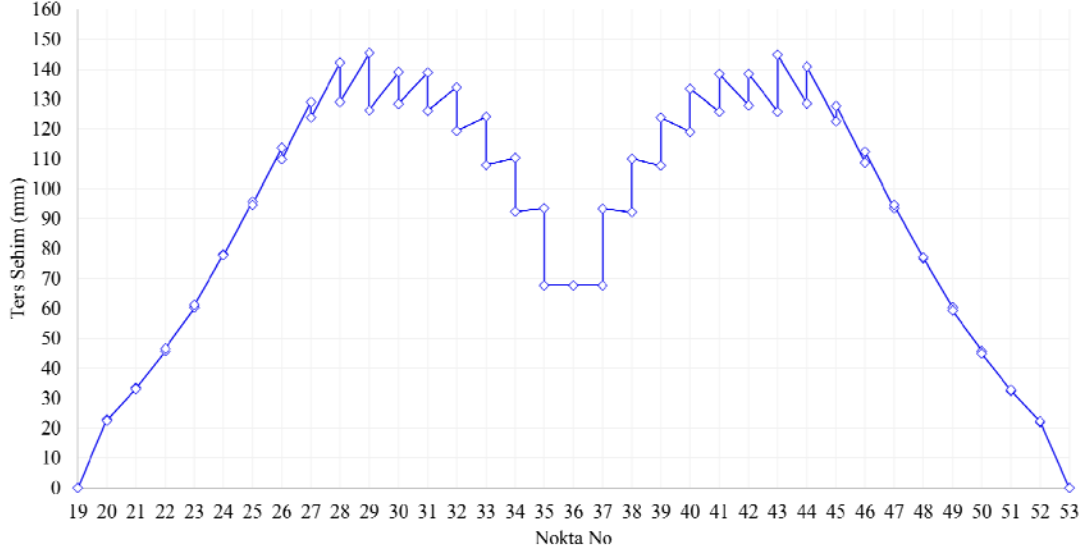
Yapım aşamaları bittikten sonra 10,000 gün süre ile sistem bekletilir. Bu bekleme süresinde Şekil 15'te gösterildiği gibi üstü yapı ilave ölü yüklerin ve ardgerme halatların etkisi altında düşey deplasman değerleri ve meydana gelen moment değerleri bulunur, bu düşey deplasmanların tersi işaretteki değerler, ano imatlarında kalıba verilecek olan ters sehim değerlerine eşittir. Bu değerler, Şekil 16'da gösterildiği üzere proje çizimlerinde her bir ano başı ve ucunu temsil eden noktalar dikkate alınarak ters sehim eğrisi olarak Şekil 17'de grafik halinde hazırlanmıştır. Bu grafikte her bir noktaya denk gelen değer ilgili ano ucu için kırmızı kottan ne kadar fazla ters sehim verileceğini ifade etmektedir.



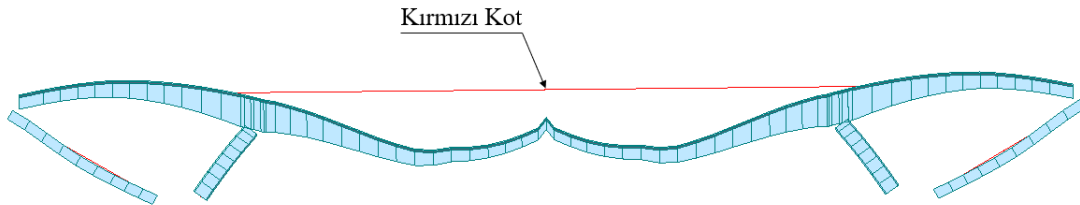
**Şekil 15** - 10,000 gün bekleme süresi için (a) Yüklemeler (ton & ton/m)  
(b) Oluşan düşey deplasmanlar (mm) (c) Meydana gelen momentler (kN·m)



Şekil 16 - Konsol nokta numarası ve ano adları (a) Köprü sol konsol tarafı (b) Köprü sağ konsol tarafı



Şekil 17 - Ters sehim eğrisi (Birim mm)



Şekil 18 - Ters sehim verilmemesi durumunda 10,000 gün sonunda köprü ve kırmızı kot uyumsuzluğu

Yapım aşaması esnasında kalıba verilmesi gerekli olan ters sehim verilmez ise, diğer bir deyişle köprü tamamlandığında geçecek olan yolun profili dikkate alınarak belirlenen kırmızı kotunda

yani taşıtlar için belirlenen kullanım seviyesi hizasında olursa, köprü üstyapısı 10,000 günün sonunda Şekil 18’de şematik olarak gösterildiği gibi ciddi deformasyonlara maruz kalacak ve yol konforu ciddi anlamda zarar görecektir. Bu gibi olumsuzlukları gidermek amacı ile de tekrar asfalt dökmek gerekecektir. Fakat bu durum tabliyenin ağırlaşmasına sebep olarak köprüye ilave bir yük getirecek, tesirlerde ve düşey deplasmanlarda artışa neden olacaktır (2).

## SONUÇ

Bu çalışmada yapım danışmanlığı yürütülen Çayırhan Köprüsü için yapım aşaması modelinin oluşturulması ve ters sehimi analizi hakkında genel bilgiler verilmektedir. Dilimsel konsol tabliye yöntemi ile yapılmakta olan orta açıklık kısmı için, yapım aşamasında ve köprünün kullanım ömründe büyük bir öneme sahip olan ters sehimi değerlerinin nasıl bulunduğu ve imalat esnasında sahadan gelen kot okumaları ile hesapların karşılaştırılmasının yapılması gerekliliği anlatılmıştır. Bu tarz yapım yöntemlerinin en büyük gerekliliği saha personeli ile projenin bir uyum içinde çalışmasıdır. Halen yapımı devam etmekte olan Çayırhan Köprüsü için sahadan gelen gün gün yapılan okumalar dikkate alınarak gerekli kontroller yapılmalı ve görülecek olan değişiklikler yapım aşaması analiz modeline yansıtılarak gerekli güncellemeler yapılmalıdır. Aksi takdirde, belirlenen hedef süre olan 10,000 günün sonunda köprü kırmızı kotuna ulaşamaz ve bu durum üstyapıda deformasyonlara ve yol konforunun bozulmasına sebep olur.

## Kaynaklar

1. SETRA (2007) “Design Guide Prestressed Concrete Bridges Built Using the Cantilever Method”, Service d’Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, Fransa
2. Özkul, Ö., Özel, C.N. & Erdoğan, J.E., (2015). “Yerinde Dökme Dengeli Konsol Köprülerin Döküm Eğrisi Takibi”, 3. Köprüler Viyadükler Sempozyumu, İnşaat Mühendisleri Odası Bursa Şubesi.





# Mevcut Betonarme Bir Binanın Basitleştirilmiş Yanal Mekanizma Analizi Yöntemi ile Sismik Risk Değerlendirmesi

Çağrı ÇETİK<sup>1</sup>, Sadık Can GİRGİN<sup>2</sup>, Esra Bengü KENAR<sup>3</sup>

## ÖZET

Mevcut betonarme binaların sismik performansının belirlenmesinde Yeni Zelanda'da önerilmiş Basitleştirilmiş Yanal Mekanizma Analizi (BYMA) (Simplified Lateral Mechanism Analysis-SLAMA) yönteminde, kesit, eleman dayanım ve deformasyon kapasiteleri ile çerçevelerin kolon ve kiriş mekanizma durumları için kapasite eğrileri elde edilmektedir. Yöntemde mevcut betonarme binaların sismik puanlaması yürürlükteki deprem yönetmeliklerine göre inşa edilen binaların sismik performansının yüzdesi ile (% NBS) ifade edilerek can güvenliği riski belirlenmektedir. Bu çalışmada, İzmir'de 5 katlı mevcut betonarme bir binanın Basitleştirilmiş Yanal Mekanizma Analizi Yöntemi (BYMA) ile sismik puanı belirlenerek Riskli Yapıların Tespit Edilmesine İlişkin Esaslar (RYTEİE) yönetmeliği ile elde edilen değerlendirme sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

**Anahtar kelimeler:** Sismik değerlendirme, kapasite eğrisi, sismik puan.

## ABSTRACT

### **Seismic Risk Assessment of an Existing Reinforced Concrete Building with Simplified Lateral Mechanism Analysis Method**

In order to determine the seismic performance of existing reinforced concrete buildings, with the Simplified Lateral Mechanism Analysis (SLAMA) method proposed in New Zealand, the capacity curves are obtained according to the section, member strength and deformation capacities, for the column and beam mechanisms of the frames. In this method, life safety risk is obtained by expressing the seismic scoring of existing reinforced concrete buildings in terms of the percentage of the seismic performance (% NBS) of the buildings constructed according to the current earthquake codes. In this study, the seismic score of an existing 5-storey reinforced concrete building in Izmir was determined by the Simplified Lateral Mechanism Analysis (SLAMA) Method

---

1 Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İzmir - cagri.cetik@ogr.deu.edu.tr

2 Dokuz Eylül Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İzmir - sadik.girgin@deu.edu.tr

3 İnşaat Mühendisi - kenaresrabengu@gmail.com

and compared with the evaluation results obtained by the Principles Code for Determination of Risk of Structures.

**Keywords:** Seismic evaluation, capacity curve, seismic score.

## 1. GİRİŞ

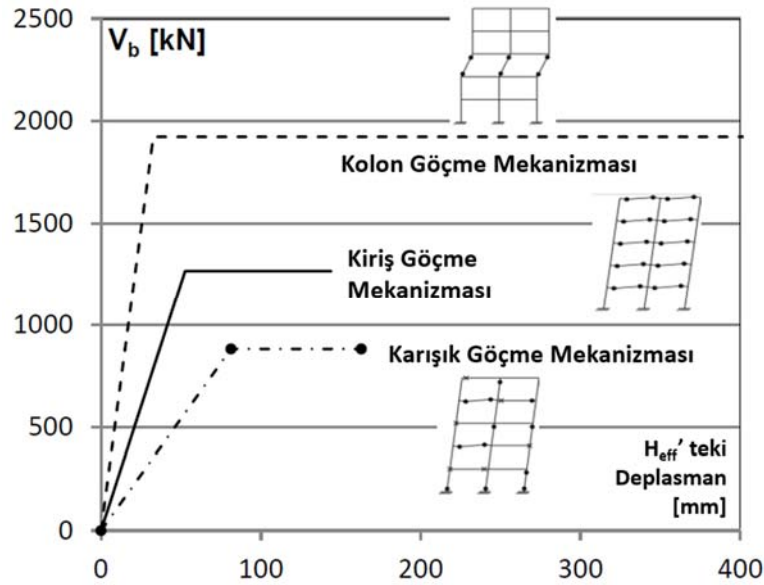
Mevcut betonarme binaların sismik performans değerlendirilmesi, belirgin hasar modlarını temsil eden uygun analitik modelleme yaklaşımlarının kullanımını gerektirir. Yapı stokları içindeki betonarme binaların değerlendirilmesinde detaylı veri toplayarak her bina için performans değerlendirmesini gerçekleştirebilmek birçok zorluk içermektedir. Bu kapsamda, ülkemizdeki binaların hızlı değerlendirilmesine yönelik kademeli değerlendirme yöntemleri öncelikli (riskli) olarak belirlenecek binalara ayrıntılı değerlendirme yöntemlerinin uygulanabilmesine olanak sağlar [1]. Sucuoğlu ve Yazgan (2003) [2] tarafından önerilen ve *Birinci Kademe Değerlendirme Yöntemleri* içerisindeki Sekiz Parametrelili Sokak Taraması Yöntemi, serbest kat adedi, yumuşak kat, ağır kapalı çıkma, görünür bina kalitesi, kısa kolon, çarpışma etkisi ve topografik etki gibi parametreler içermektedir. *İkinci Kademe Değerlendirme Yöntemleri* ise binaların mevcut projelerinden elde edilen verileri kullanmaktadır. Hassan- Sözen (1997) [3] yönteminde binalar için öncelik indeksi kolon, perde ve dolgu duvar alanları dikkate alınarak belirlenmektedir. Gelişmiş Diskriminant Analizi Yöntemi (Yakut vd., 2006) [4] olasılık esaslı olup hasar ile ilişkili kat adedi, yatay rijitlik, yatay dayanım, fazla bağıllık, yumuşak kat ve çıkma olmak üzere altı farklı indis tanımlanmıştır. Üçüncü kademe olarak adlandırılacak yöntemlerde ise detaylı son değerlendirme ile öncelikli (riskli) olarak belirlenen binaların sismik performans analizinin gerçekleştirilmesidir.

Yeni Zelanda'da da Christchurch (2011) Depremi sonrasında mevcut binaların deprem davranışlarının belirlenmesine yönelik bir dizi çalışma gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmalardan *Basitleştirilmiş Yanal Mekanizma Analizi (BYMA) Yöntemi*, temel yapısal elemanların kapasitesinden başlayarak yapısal bir sistemin doğrusal olmayan kapasitesini (kuvvet ve deformasyon) ve plastik mekanizmasını değerlendirmeye izin veren analitik bir prosedürdür. Bu kapsamda Yeni Zelanda Deprem Mühendisliği Derneği (NZSEE) (2016) [5] tarafından yapıların sismik analizi için *Basitleştirilmiş Pratik Yanal Mekanizma Analizi (BYMA) (Simplified Lateral Mechanism Analysis-SLAMA)* yöntemi önerilmiştir. Yöntemin basitleştirilmiş kapsamda olması, mevcut yığma ve betonarme binalarda eleman seviyesinden başlanarak yapı sisteminin bütünü için yatay yük taşıma kapasitesinin elde edilmesi aşamalarındaki işlem adımlarının farklı elektronik tablo yazılımları ile pratik olarak elde edilebilmesidir. Basitleştirilmiş Yanal Mekanizma Analizi (BYMA) Yöntemi, mevcut binaların sismik performans değerlendirmeleri için Yeni Zelanda'da NZSEE/MBIE (2016) [5-7] ve Hollanda'da NPR9998 (2018) [8] yakın zamanda kabul gören yer değiştirme esaslı bir yöntemdir [9]. Mevcut bina stoku içerisinde yer alan ve kademeli değerlendirme yöntemleri ile öncelikli olarak sınıflandırılan betonarme binaların (Baran v.d., 2018) [10] BYMA yöntemi ile sismik değerlendirilmesi gerçekleştirilerek bina sismik puanlarına göre olası güçlendirme seçenekleri de belirlenebilecektir.

Günümüzde kullanıcı dostu ticari yazılımlar sayesinde tasarım uygulamalarında doğrusal olmayan analizlerin uygulanması oldukça yaygındır. Mevcut betonarme binaların yanal kapasitesini belirleyebilmek birtakım belirsizlikleri de içermekte olup potansiyel yapısal zayıflıkları ve bunların genel bina kapasitesi üzerindeki etkilerini belirlemek için güvenilir ancak basit değerlendirme prosedürlerine ihtiyaç vardır [11]. Del Vecchio v. d. [12] çalışmasında, mevcut betonarme bir binanın sismik değerlendirmesini *Basitleştirilmiş Yanal Mekanizma Analizi (BYMA)* yöntemi ile incelenmiştir. İncelenen bina örneği, 2011 Christchurch depreminde ağır hasar gören betonarme binalardan biri olup, yanal kapasitesini belirlemek ve değerlendirmek için sonlu elemanlar yöntemi yazılımı Ruaumoko [13] içinde geliştirilen iki boyutlu doğrusal olmayan bir sayısal model kullanılmıştır. Kapasite eğrisi ile BYMA eğrileri karşılaştırılarak oldukça yakın



seçilmiş olup, kolon ve kiriş göçme mekanizması taban kesme kuvvetleri bakımından karşılaştırıldığında kolon göçme mekanizmasında daha büyük değerler elde edilmiştir (Şekil 2).



Şekil 2 - Del Vecchio v. d. çalışmalarında elde ettikleri taban kesme kuvvetleri [12]

BYMA yönteminin ilk adımı, çerçeveyi oluşturan yapısal elemanların (kirişler, kolonlar, kiriş-kolon birleşim bölgeleri) eleman ve alt sistem kapasitelerinin belirlenmesidir. Buna göre öncelikle kolon ve kiriş moment kapasitelerinin belirlendiği 1. aşamada Moment-Eğrilik ilişkileri elde edilmektedir. Eleman kapasitelerinin belirlendiği 2. Aşamada ise kolon ve kirişlerin yer değiştirmiş eksen dönmeleri elde edilmektedir. 3. Aşamada ise belirlenen kesme kapasiteleri ile 2. Aşamada elde edilen moment-dönme ilişkileri karşılaştırılmaktadır. Kolon ve kirişlerin eğilme, kesme ya da donatı burkulması durumlarındaki dönme kapasitelerinden en büyük yer değiştirmiş eksen dönmeleri belirlenir. Yöntemin 4. aşamasında farklı göçme mekanizmaları dikkate alınarak her iki durum için binanın kapasite eğrisi elde edilmektedir. Belirli bir katın tüm kolonlarının üstünde ve altında plastik mafsallar bulunan bir "Kolon Göçme Mekanizması", tüm kirişlerin sonunda plastik mafsallar ile karakterize edilen bir "Kiriş Göçme Mekanizması" ve kiriş, kolon ve/veya birleşim bölgelerindeki hasarların kombinasyonunun neden olduğu bir " Karışık Göçme Mekanizması " olmak üzere üç farklı durum söz konusudur [9]. Çalışma kapsamında kolon ve kiriş göçme mekanizmaları dikkate alınmıştır.

Yöntemin son aşamasında ise mevcut binaların can güvenliği performans seviyesine göre risk tanımları belirlenmektedir. Bu amaçla yürürlükteki deprem yönetmeliklerine göre inşa edilen yeni binaların sismik performansına bağlı ifade edilen % NBS (New Building Standard) karşılaştırma puanı ile (Tablo 2) mevcut binanın performansı yeni inşa edilecek binaya göre değerlendirilir. Bu amaçla mevcut veya tasarım aşamasındaki binanın yürürlükteki deprem yönetmeliklerine göre inşa edilen yeni binaların sismik performansına bağlı ifade edilen % NBS (New Building Standard) karşılaştırma puanı ile (Tablo 2) değerlendirilir. %NBS değerlendirmesinde gerekli olan sismik talebin elde edilmesinde NZSEE (2016) yönergelerin 500 yılda bir tekrarlanma oranına sahip depreme ait tepki spektrumları kullanılmaktadır. Bu çalışmada, TBDY (2018) [15]' e göre DD-2, tekrarlanma periyodu 475 yılda bir olan yer hareketine ait tepki spektrum verileri kullanılmıştır. TDTH [16] dikkate alınarak apının bulunduğu koordinatlar girilerek elde edilen ve DD-2 deprem yer hareketine ait tepki spektrumuna ait spektral ivme ( $S_a$ ) değerleri Denklem.19 kullanılarak spektral deplasman ( $S_d$ ) değerlerine dönüştürülmüştür.

**Tablo 1 - BYMA aşamaları ve aşamalara ait denklemler**

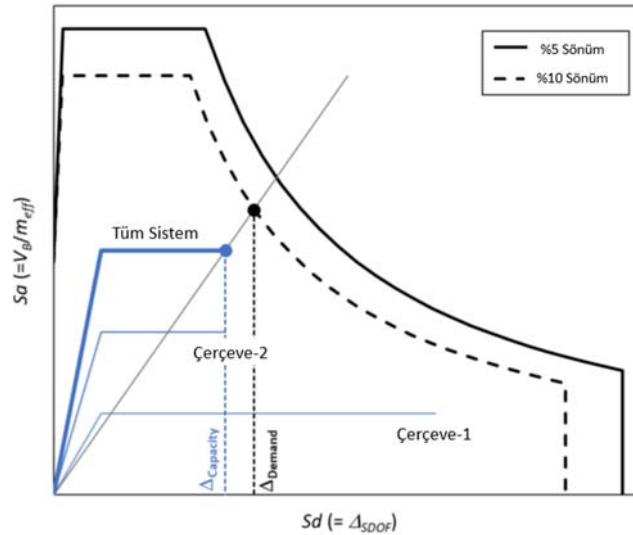
BYMA Aşaması	Denklemler
<b>1. Kolon ve Kiriş Kesit Kapasitelerinin Belirlenmesi</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_s}{f_{cc}} \quad (1);</math></li> <li>• <math>\phi_u, \phi_y, M_u, M_y</math> elde edilir; <math>c = \frac{\varepsilon_{cu}}{\phi_u} \quad (2)</math></li> </ul>
<b>2. Eleman Eğilme Kapasitelerinin Belirlenmesi</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\Delta_y = \frac{\phi_y L_c^2}{3} \quad (3); L_p = kL_c + L_{sp} \quad (4)</math></li> <li>• <math>\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p L_c \quad (5); \Delta_u = \Delta_p + \Delta_y \quad (6)</math></li> <li>• <math>\theta_y = \frac{\Delta_y}{l'_b} \quad (7); \theta_u = \frac{\Delta_u}{l'_b} \quad (8); \theta_{bb}</math> (Berry and Eberhard, 2005)</li> </ul>
<b>3. Eleman Kesme Kapasitelerinin Belirlenmesi</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>V_p = 0.85(V_C + V_S) \quad (9)</math> (Kirişler için)</li> <li>• <math>V_p = 0.85(V_C + V_S + V_N) \quad (10)</math> (Kolonlar için)</li> </ul>
<b>4.1 Kiriş Göçme Mekanizması (KGM)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>DM_1 = \sum_i M_{kol,i} + \left( \sum_n V_{ki.uc,n} \right) L \quad (11)</math></li> <li>• <math>V_{KGM} = \frac{DM_1}{H_{eff}} \quad (12);</math></li> <li>• <math>H_{eff} = (0.64 - 0.0125(n - 4)) H \quad (13)</math></li> <li>• <math>\Delta_{y,KGM} = \min(\theta_{y,kiriş}) H_{eff} \quad (14)</math></li> <li>• <math>\Delta_{u,1} = \min(\theta_s) H_{eff}; \Delta_{u,2} = \min(\theta_{bb}) H_{eff}</math></li> <li>• <math>\Delta_u = \min(\Delta_{u,1}; \Delta_{u,2}) \quad (15)</math></li> </ul>
<b>4.2 Kolon Göçme Mekanizması (CM)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>V_{CM} = \frac{\sum_i M_{kol,i}}{0.5h} \quad (16)</math></li> <li>• <math>\Delta_{y,CM} = \min(\theta_{y,kol}) H_{eff} \quad (17)</math></li> <li>• <math>\Delta_{u,1} = \min(\theta_u) H_{eff}; \Delta_{u,2} = \min(\theta_{bb}) H_{eff}</math></li> <li>• <math>\Delta_u = \min(\Delta_{u,1}; \Delta_{u,2}) \quad (18)</math></li> </ul>

$$S_d = S_a K_s(T) = S_a \cdot 9810 \cdot \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (19)$$

%NBS puanı için ivme-tepki spektrumu hesabı için binaya ait yanal kapasiteler ile ivme-tepki spektrumu elde edilerek aynı grafik içinde yer alır. Orjinden başlayarak yanal kapasitenin nihai deplasman değerinden geçen bir doğru parçası Şekil.3'te görüldüğü gibi çizilir. Spektral ivme ( $S_a$ ) değerlerinin elde edilmesindeki etkin kütle ( $m_{eff}$ ) toplam bina kütlelerinin % 80'i olarak alınmıştır [12]. %NBS puanı nihai deplasman değerinin doğru parçası ile tepki spektrumun kesiştiği noktaya bölümü ile elde edilir.

**Tablo 2 - %NBS skoruna göre bina sınıflandırılması [17]**

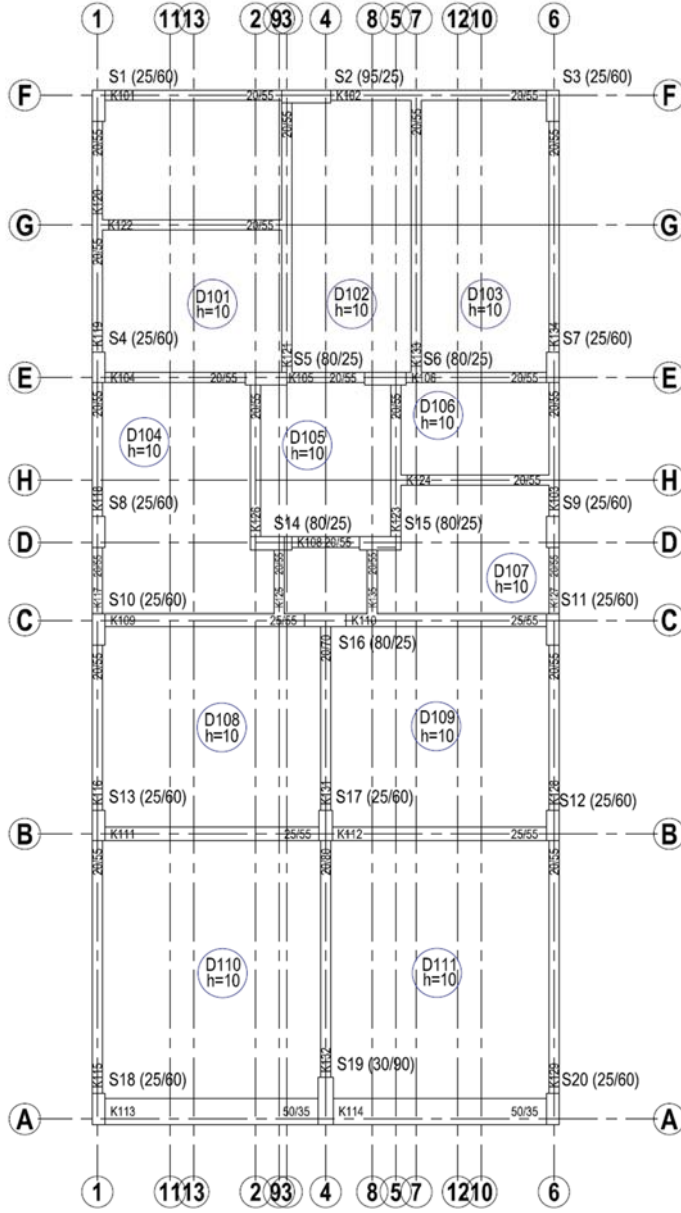
Yeni Binaya Göre Karşılaştırma Puanı(%NBS)	Bina Sınıfı	Yaklaşık. Yeni Binaya Göre Risk	Can Güvenliği Risk Tanımı
>100	A+	<1 kere	Düşük Riskli
80-100	A	1-2	Düşük Riskli
67-80	B	2-5	Düşük-Orta Riskli
34-66	C	5-10	Orta Riskli
20-33	D	10-25	Yüksek Riskli
<20	E	25 kereden daha fazla	Çok Yüksek Riskli



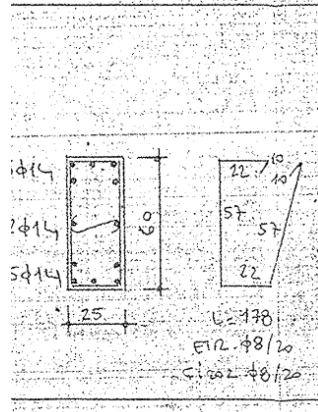
**Şekil 3 - %NBS puanının hesaplanması [18]**

#### 4. BASİTLEŞTİRİLMİŞ YANAL MEKANİZMA ANALİZİNİN (BYMA) MEVCUT BİNAYA UYGULANMASI

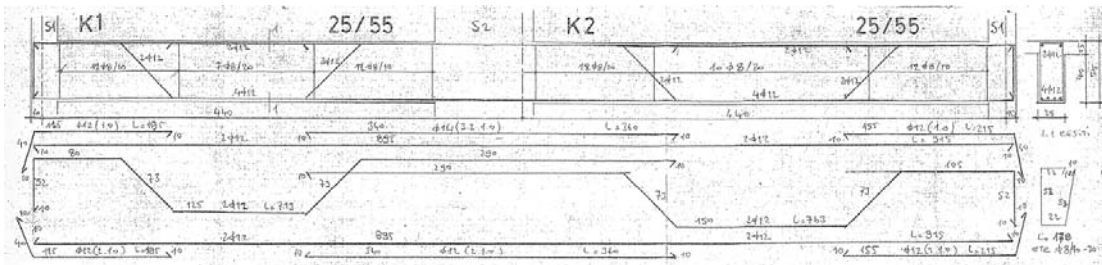
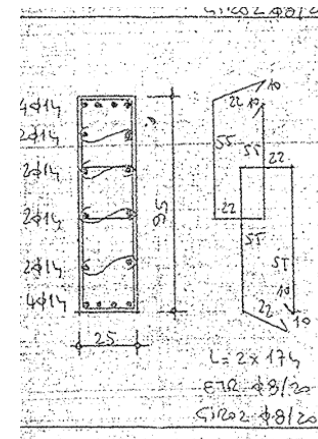
Mevcut 5 katlı betonarme bina 1992 yılında İzmir'de inşa edilmiş olup, kat yüksekliği 2.65 m'dir (Şekil 4a). Betonarme binaya ait malzeme özellikleri belirlenmesinde projede yer alan malzeme ve kesit özellikleri dikkate alınmıştır. Beton basınç dayanımı 14 MPa olup, donatı sınıfı S220



(a)



(b)



(c)

Şekil 4 - (a) Mevcut binaya ait taşıyıcı sistem planı, (b) F-F kolonların zemin kat donatı detayları, (c) F-F aksına ait giriş donatı detayları

( $f_{yk}=220$  MPa,  $f_{su}=264$  MPa) ve beton elastisite modülü ( $E_c$ )18708 MPa'dır. Şekil.4 (b-c)'de binada bulunan F aksında bulunan kolonların zemin kat donatı detayları ile aynı aksa ait kiriş donatı detayları yer almaktadır. Yapıya ait kiriş ve kolonlara ait moment-eğrilik grafikleri CUMBIA programı [19] yardımıyla elde edilmiştir. Kolonlara ait eksenel yüklerin elde edilmesinde etki alanları yöntemi kullanılmıştır. Hesaplarda dış duvar ağırlığı  $300 \text{ kg/m}^2$ , iç duvar ağırlığı  $200 \text{ kg/m}^2$  olarak alınmıştır. BYMA analizine 1-1 aksından başlanarak tüm akslarda yer alan kolon ve kirişlerin Moment-Dönme grafikleri 1. ve 2. Aşamada verilen Denklemler (1-8) ile elde edilmiştir. Buna göre, kirişin akma noktası ( $\Theta_y, M_y$ ), beton ezilme kısalması ve donatı kopma birim uzamasına göre hesaplanan en büyük nokta ( $\Theta_u, M_u$ ) ve donatı burkulmasına karşılık gelen dönme ( $\Theta_{bb}$ ) değerleri hesaplanmıştır. Örnek olarak, K10 kirişine ait kesme dayanımı Denklem (9) ile hesaplanmıştır ve kesme açıklığı ile çarpılarak Moment değerleri elde edilmiştir (Şekil 5a). Eleman eğilme kapasitesi ile kesme kapasiteleri ile hesaplanan grafikler karşılaştırılarak kesiştiği noktaya karşılık gelen göçme modu kesme ( $\Theta_s$ ); eğer bulunmuyorsa göçme modu eğilme ( $\Theta_u$ ) olarak belirlenmiştir. 1-1 Aksında bulunan diğer kirişlere ait moment-dönme özellikleri ile göçme modları Tablo.3' te verilmiştir.

Kolon kapasiteleri kiriş kapasitelerine benzer şekilde edilmiştir, fakat kesme kapasiteleri hesabında eksenel yükün katkısı da hesaplara dahil edilmiştir ve Denklem (10) ile kolon kesme kapasite hesapları yapılmıştır. Şekil.5b'de S11 kolonunun zemin katına ait elde edilen moment-dönme grafiği yer almaktadır. Buna göre S11 kolonu için göçme modu kesme olarak belirlenmiştir. Tablo.4'te S11 kolonunun tüm katlardaki plastik mafsallık özellikleri verilmiştir. Tablo incelendiğinde 1-4. katlarda kolonun nihai dönmeye donatının burkulacağı ile ulaşacağı görülmektedir.

**Tablo 3 - 1-1 Aksına ait kirişlerin plastik mafsallık özellikleri ve göçme modları**

Kiriş (Eğilme Yönü)	$M_y$ [kNm]	$\theta_y$ [rad]	$M_u$ [kNm]	$\theta_u$ [rad]	$\theta_{bb}$ [rad]	$M_{min}$ [kNm]	Göçme modu	$\theta_s$ [rad]	
K10	+	102.99	0.0037	109.71	0.0593	0.0488	90.20	Eğilme	-
	-	119.87	0.0050	110.28	0.0593	0.0488	88.74	Eğilme	-
K11	+	96.35	0.0048	90.38	0.0738	0.0437	89.15	Eğilme	-
	-	108.16	0.0044	104.36	0.0738	0.0437	89.15	Eğilme	-
K12	+	92.73	0.0046	89.42	0.0792	0.0420	89.22	Eğilme	-
	-	98.64	0.0044	95.03	0.0792	0.0420	89.15	Eğilme	-
K13	+	93.20	0.0046	89.94	0.0805	0.0474	80.51	Eğilme	-
	-	98.64	0.0044	95.03	0.0805	0.0474	89.15	Eğilme	-
K14	+	39.77	0.0007	41.32	0.0645	0.0381	88.73	Eğilme	-
	-	39.77	0.0007	41.32	0.0645	0.0381	77.91	Eğilme	-

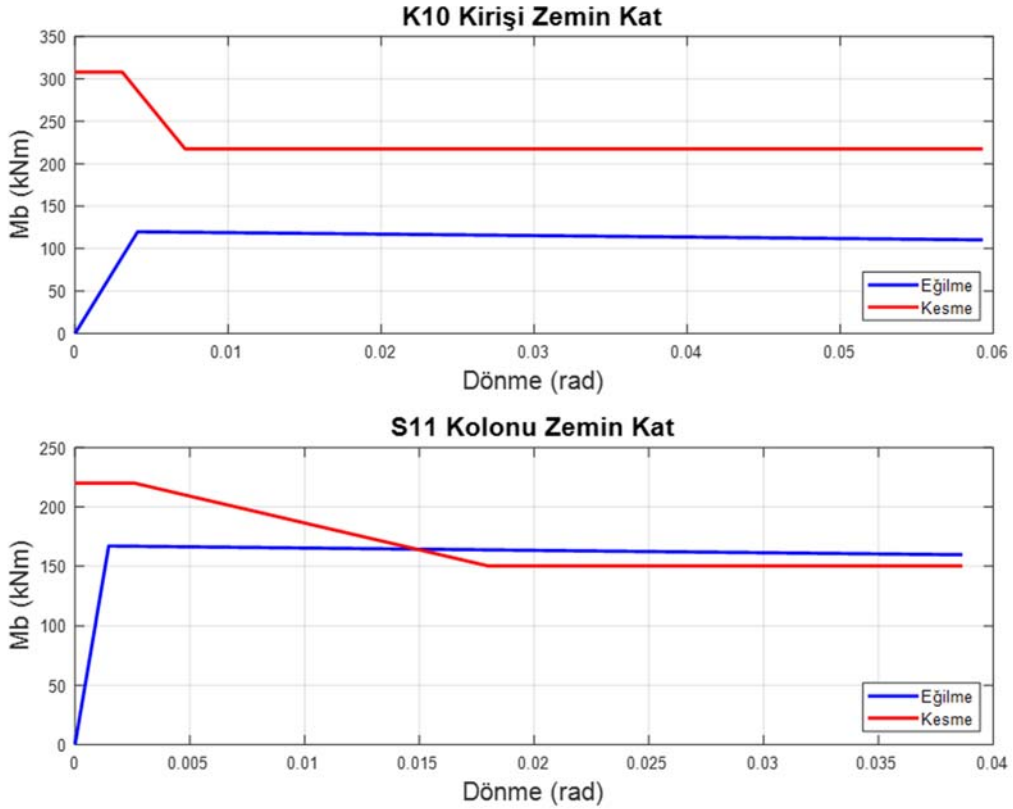
Çalışma kapsamında, kiriş ve kolonların plastik mafsallık özellikleri hesaplandıktan sonra çerçevelere ait göçme mekanizmalarına ait itme eğrileri elde edilmiştir. Kolon göçme mekanizmasının zemin katta olduğu kabul edilmiştir. Kiriş ve kolon göçme mekanizmalarına ait taban kesme kuvvetleri ( $V_{KGM}$  ve  $K_{CM}$ ) Tablo.1'de 3. ve 4. aşamalara ait denklemler ile hesaplanmıştır. Şekil.6' da her iki mekanizma durumuna göre 1-1 aksı için elde edilen itme eğrileri gösterilmektedir. Diğer tüm akslara ait kiriş ve kolon göçme mekanizmaları x ve y yönleri için ayrı ayrı 1-1 aksına benzer şekilde hesaplanmıştır. Bir doğrultunun yanal kapasitesi o



doğrultuda yer alan aksların kolon ve kiriş göçme mekanizmalarında hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin toplamı ile elde edilmektedir. Toplamları alınan akslardaki en düşük deplasman değeri hesap yapılan doğrultunun nihai deplasman değeri olarak kabul edilmiştir (Şekil 7).

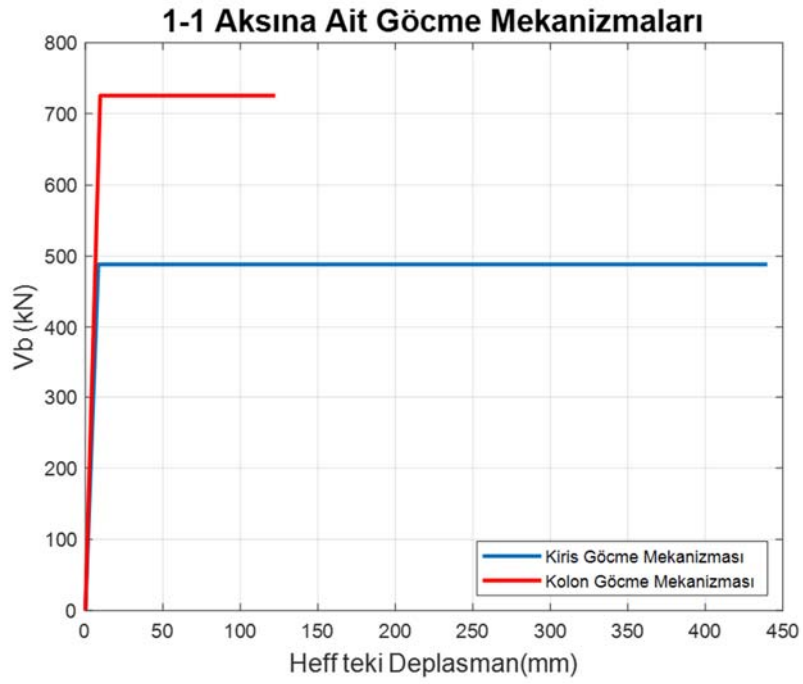
**Tablo 4 - S11 kolonuna ait plastik mafsal özellikleri ve göçme modları**

Kat	$M_y$ [kNm]	$\theta_y$ [rad]	$M_u$ [kNm]	$\theta_u$ [rad]	$\theta_{bb}$ [rad]	$M_{min}$ [kNm]	Göçme şekli	$\theta_s$ [rad]
Zemin	159.64	0.0015	167.02	0.0387	0.0344	179.27	Kesme	0.015
1	129.98	0.0015	137.48	0.0448	0.0339	168.14	Eğilme	-
2	84.83	0.0017	84.83	0.0588	0.0357	127.12	Eğilme	-
3	77.22	0.0016	82.63	0.0703	0.0370	128.85	Eğilme	-
4	67.28	0.0016	70.00	0.0725	0.0382	120.62	Eğilme	-

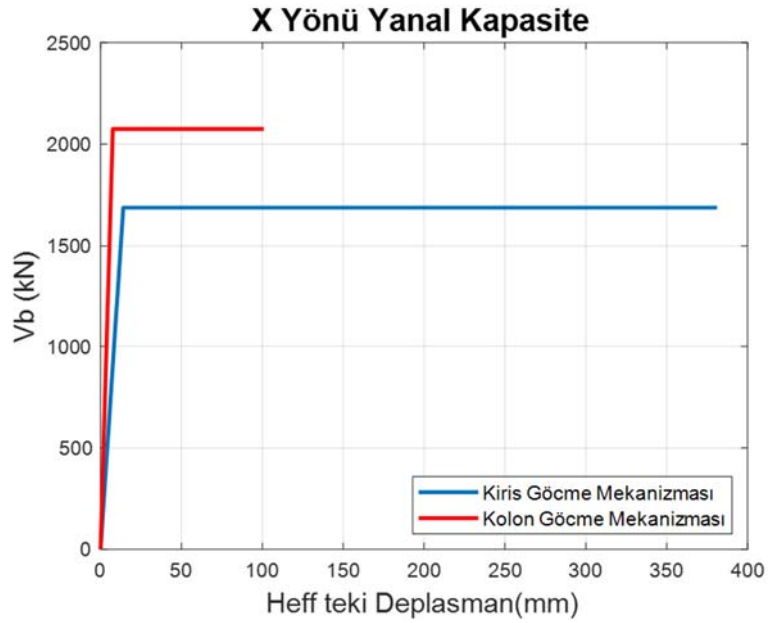


**Şekil 5 - (a)K10 kirişi ve (b) S11 kolonuna ait moment-dönme grafikleri**

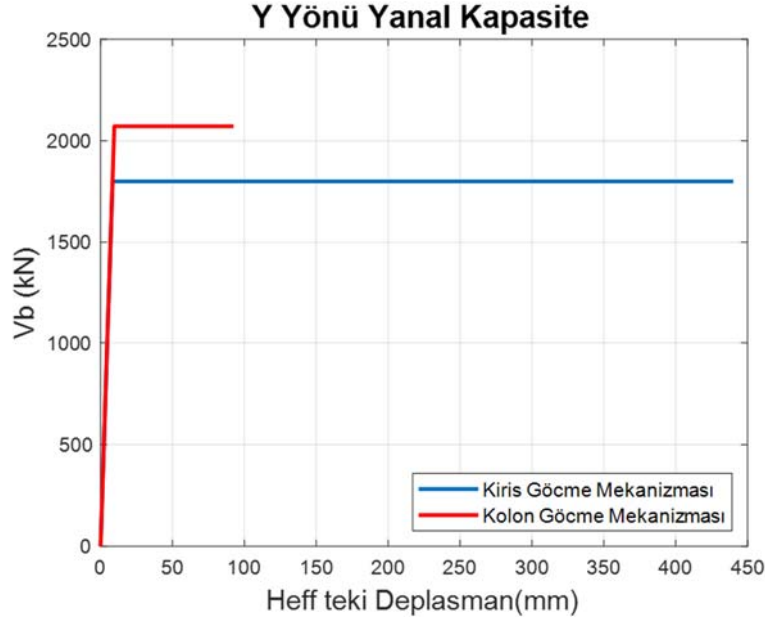
Elde edilen X ve Y yönüne ait yanal kapasiteler Şekil.6'da gösterilmektedir. Her iki yön için zemin katta kolon göçme mekanizması kabulü ile elde edilen taban kesme kuvveti değerleri kiriş göçme mekanizmasına göre daha yüksek çıkmıştır.



Şekil 6 - 1-1 aksına ait itme eğrileri



Şekil 7 - (a) X yönüne ve (b) Y yönüne ait yanıl kapasiteler

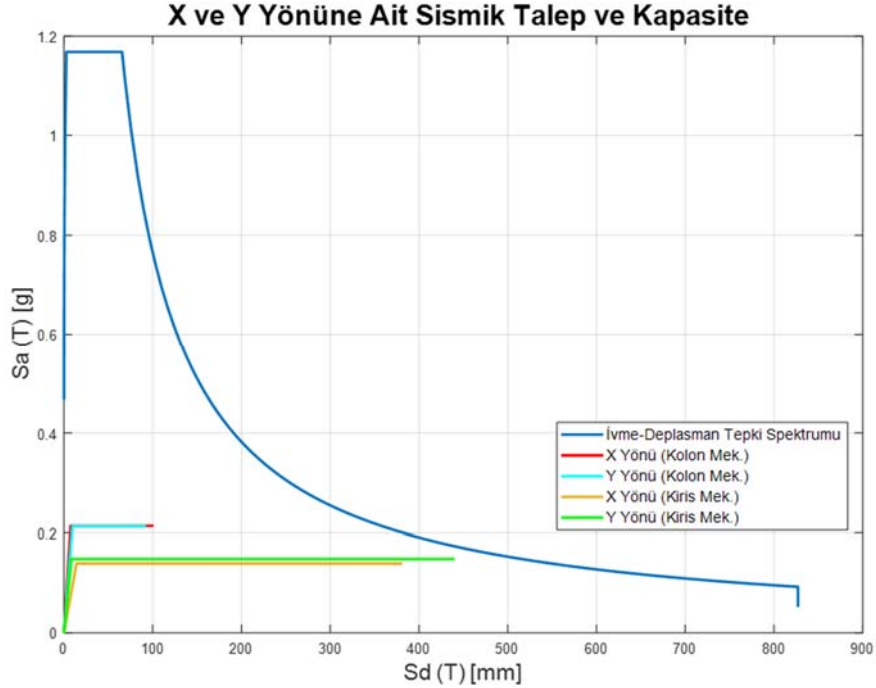


Şekil 7 - (a) X yönüne ve (b)Y yönüne ait yanal kapasiteler (devam)

## 5. MEVCUT BİNANIN SİSMİK RİSK DEĞERLENDİRMESİ

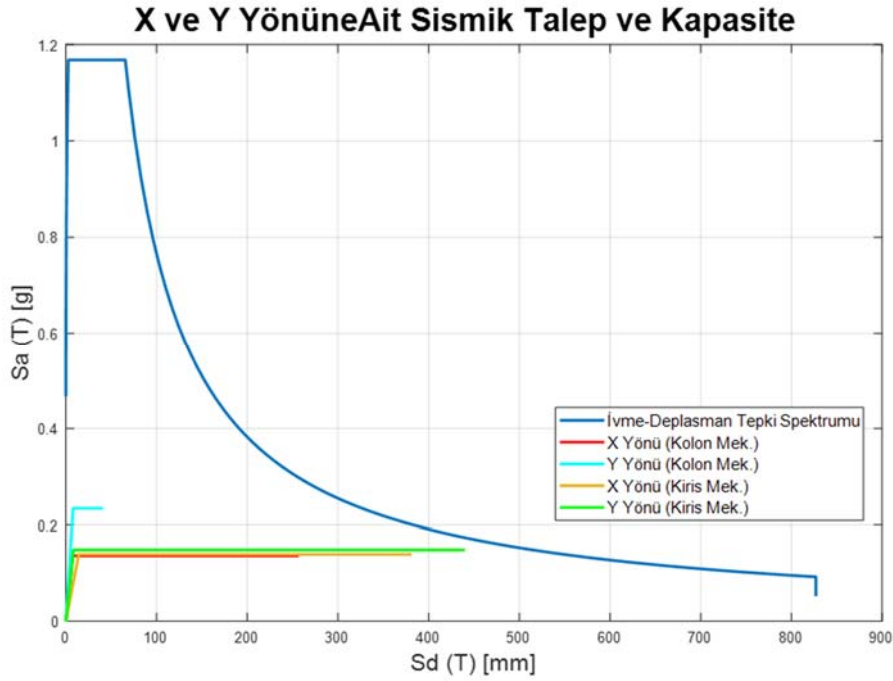
### 5.1. BYMA ile Sismik Talebin ve %NBS Puanının Belirlenmesi

%NBS puanının elde edilmesi için binanın bulunduğu konum bilgileri ile DD-2, tekrarlanma periyodu 475 yılda bir olan yer hareketine ait tepki spektrum verileri alınmıştır [14]. Denklem (19) ile spektral ivme ( $S_a$ ) verileri spektral deplasman ( $S_d$ ) değerlerine dönüştürülmüştür. BYMA



Şekil 8 - Binaya ait zayıf katın zemin kat varsayımı ile elde edilen talep-kapasite grafikleri

yöntemi ile hesaplanan yanal kapasite verilerinde taban kesme kuvvetleri binanın etkin kütesine bölünerek yapı kapasitelerinin ivme-deplasman tepki spektrumu formatına getirilmiştir [12]. Şekil. 8 ve 9'da zayıf katın farklı katlar olarak seçilmesine bağlı olarak elde edilen yapıya ait talep-kapasite grafikleri yer almaktadır. Sismik talebin ve yapının yatay kapasiteleri belirlendikten sonra %NBS puanı X ve Y yönü hesaplanmıştır. Sonuçlar Tablo.5'te yer almaktadır ve zayıf katın birinci kat olarak kabul edildiğinde yapının %NBS puanı 31% olarak belirlenmiştir. Bu sonuçlara göre yapı yüksek riskli olarak sınıflandırılmıştır.



Şekil 9 - Binaya ait zayıf katın 1. kat kat varsayımı ile elde edilen talep-kapasite grafikleri

Tablo 5 - Binaya ait %NBS puanları

Kiriş Göçme Mekanizması		Kolon Göçme Mekanizması			
		Zemin Kat Varsayımı		1. Kat Varsayımı	
X-Yönü	Y-Yönü	X-Yönü	Y-Yönü	X-Yönü	Y-Yönü
84.70%	90.73%	51.73%	49.98%	69,37%	31.40%

## 5.2.Yapının RYTEİE yönetmeliği ile değerlendirilmesi

Mevcut Binanın Riskli Yapıların Tespit Edilmesine İlişkin Esaslar (RYTEİE) [14] Yönetmeliğine göre değerlendirilmesi Protastructure [20] yapısal analiz programı ile gerçekleştirilmiştir. RYTEİE Yönetmeliğinde kolonlar,  $V_e/V_r$  oranına ve sarılma bölgesi donatı detayına bağlı olarak 3 gruba ayrılmıştır.  $V_e$  düşey yükler ve deprem etkileri altında hesaplanan kesme kuvveti,  $V_r$  Kolon, kiriş veya perde kesitinin kesme dayanımıdır. Tablo 6'da verilen sınıflandırmaya göre; A grubu kolonların eğilme göçmesine, B grubu kolonların eğilme-kesme göçmesine, C grubu kolonların ise kesme göçmesine maruz kaldığı kabul edilir. Söz konusu yapının kolonlarının sınıflandırma dağılımı Tablo 9'da verilmiştir.

**Tablo 6 - Kolon Sınıflandırma Tablosu**

$\frac{V_e}{V_r}$	Aralığı $s \leq 100$ mm olan, her iki ucunda 135° kancalı etriyesi bulunan ve toplam enine donatı alanı $A_{sh} \geq 0.06sb_k(f_{cm}/f_{ywm})$ denklemini sağlayan kolonlar	Diğer durumlar
$V_e/V_r \leq 0.7$	A	B
$0.7 < V_e/V_r \leq 1.1$	B	B
$1.1 < V_e/V_r$	B	C

Kolonların kat ötelenme oranları ( $\delta/h$ ) ve Etki/Kapasite ( $m$ ) değerleri, kolon sınıfına bağlı olarak Tablo 7’de verilen risk sınır değerleri ile kıyaslanır. Etki/Kapasite Oranı ( $m$ ); kolonun deprem etkisi altında kesit moment değerinin, kesit kapasite moment değerine bölünmesi ile hesaplanır. Hesaplanan değerlerin sınır değerlerini aşması durumunda eleman riskli kabul edilir. Söz konusu yapının kolonlarının risk dağılımı Tablo.9’ da verilmiştir.

**Tablo 7 - Kolonlar için  $m_{sınır}$  ve  $(\delta/h)_{sınır}$  değerleri**

<b>A grubu kolonlar</b>			
$N_K/(f_{cm}A_c)$	$m_{sınır}$	$(\delta/h)_{sınır}$	
$\leq 0.1$	5.0	0.035	
$\geq 0.6$	2.5	0.0125	
<b>B grubu kolonlar</b>			
$N_K/(f_{cm}A_c)$	$A_{sh}/(sb_k)$	$m_{sınır}$	$(\delta/h)_{sınır}$
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	2.0	0.01
	$\geq 0.006$	5.0	0.03
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	1.0	0.005
	$\geq 0.006$	2.5	0.0075
<b>C grubu kolonlar</b>			
$m_{sınır}$		$(\delta/h)_{sınır}$	
1.0		0.005	

Risk değerlendirmesi yapının tüm katları için yapılır ve herhangi bir katının riskli çıkması durumunda bina Riskli Bina olarak kabul edilir. Risk değerlendirmesi; İncelenen kat kolonlarında düşey yükler altında oluşan eksenel basınç gerilmeleri hesaplanmıştır. Kolon eksenel basınç gerilmelerinin toplamı, toplam kolon sayısına bölünerek kattaki eksenel basınç gerilmesi ortalaması hesaplanır. İlgili katta risk sınırını aşan perde ve kolonların kesme kuvvetlerinin toplamını kat kesme kuvvetine bölünerek kat kesme kuvveti oranı hesaplanır. Tablo 8’de verilen kat kesme kuvveti oranı sınır değerini aşan bina, Riskli Bina olarak kabul edilir. Riskli Yapıların Tespit Edilmesine İlişkin Esaslar’ da verilmiş ve yukarıda özetlenmiş olan metotlar kullanılarak yapılan analiz sonucunda söz konusu yapının dört yönden de yapılan yükleme sonucunda (0°, 90°, 180°, 270°) Riskli Bina olduğu belirlenmiştir.

**Tablo 8 - Perde ve Kolon Eksenel Basınç Gerilme Ortalamasına Bağlı Kat Kesme Kuvveti Oranı Sınır Değerleri**

Perde ve kolon eksenel basınç gerilme ortalaması (=Perde ve kolon gerilmelerinin toplamı / Perde ve kolon sayısı)	Kat kesme kuvveti oranı sınır değerleri
$\geq 0.65f_{cm}$	0
$0.1f_{cm} \geq$	0.35

**Tablo 9 - Kolonların Yönere Göre Mafsallaşma ve Risk Durumlarının Dağılımı**

		0°		90°		180°		270°	
1. kat	B Tipi Mafsallaşma	16		12		15		13	
	C Tipi Mafsallaşma	4		8		5		7	
	KiM (kiriş mafsallaşması)	18		17		18		17	
	KoM (kolon mafsallaşması)	2		3		2		3	
	Riskli Eleman Adedi	11		14		11		14	
	Risksiz Eleman Adedi	9		6		9		6	
2. kat	B Tipi Mafsallaşma	11		11		10		11	
	C Tipi Mafsallaşma	9		9		10		9	
	Alt/Üst Düğüm Noktası	Üst	Alt	Üst	Alt	Üst	Alt	Üst	Alt
	KiM	19	19	14	15	19	19	15	16
	KoM	1	1	6	5	1	1	5	4
	Riskli Eleman Adedi	13		12		15		15	
	Risksiz Eleman Adedi	7		8		5		5	
3. kat	B Tipi Mafsallaşma	10		7		10		11	
	C Tipi Mafsallaşma	10		13		10		9	
	Alt/Üst Düğüm Noktası	Üst	Alt	Üst	Alt	Üst	Alt	Üst	Alt
	KiM	18	18	15	14	18	18	16	11
	KoM	2	2	5	6	2	2	4	9
	Riskli Eleman Adedi	12		16		12		16	
	Risksiz Eleman Adedi	8		4		8		4	

**Tablo 9 - Kolonların Yönlere Göre Mafsallaşma ve Risk Durumlarının Dağılımı (devam)**

		0°		90°		180°		270°	
4. kat	<b>B Tipi Mafsallaşma</b>	13		14		13		12	
	<b>C Tipi Mafsallaşma</b>	7		6		7		8	
	<b>Alt/Üst Düğüm Noktası</b>	Üst	Alt	Üst	Alt	Üst	Alt	Üst	Alt
	<b>KiM</b>	17	17	10	10	16	17	10	10
	<b>KoM</b>	3	3	10	10	4	3	10	10
	<b>Riskli Eleman Adedi</b>	10		11		11		17	
	<b>Risksiz Eleman Adedi</b>	10		9		9		3	

## 6. SONUÇLAR

Çalışma kapsamında, İzmir/Karşıyaka’da 5 katlı betonarme bir bina Yeni Zelanda’da mevcut bina değerlendirilmesinde kullanılan *Basitleştirilmiş Yanal Mekanizma Analizi (BYMA) Yöntemi* ve *Riskli Yapıların Tespit Edilmesine İlişkin Esaslar (RYTEİE)* Yönetmeliği kullanılarak değerlendirilmiştir. BYMA yöntemi ile eleman seviyesinden başlayarak sistemin yanal kapasitesi elde edilmiştir. BYMA yöntemi ile eleman seviyesi, alt sistem seviyesi, kat seviyesinde ve global sistemde oluşan göçme türleri tespit edilebilmektedir. Zemin ve 1.kata ait taban kesme kuvvet değerleri kolon mekanizmasında kiriş mekanizmasına göre yüksek çıkmaktadır fakat bu katlardaki kolon elemanlarında burulma veya kesme göçmeleri gözlemlenmiştir. Yapıdaki zayıflıkların incelenmesi ve ortaya çıkarılması için zayıf kat seçimi zemin ve 1. kat olmak üzere iki farklı şekilde yapılmıştır. Mevcut binanın yürürlükteki yönetmeliklere göre inşa edilecek yeni binaya göre karşılaştırma puanı (% NBS) hem kolon hem kiriş göçme mekanizmaları için ayrı ayrı hesaplanmıştır. Kiriş mekanizma durumuna göre değerlendirildiğinde mevcut *Düşük-Orta Risk* sınıfında; kolon mekanizması için ise zayıf katın zemin kat varsayımı ile *Orta Risk* sınıfında belirlenmiştir. Zayıf katın birinci kat olarak varsayılması durumunda ise bina *Yüksek Riskli* olarak belirlenmiş; RYTEİE göre değerlendirilmesi sonucunda da dört yön için de *Riskli Bina* olduğu belirlenmiştir. BYMA Yöntemi ile elde edilen sonuçların RYTEİE Yönetmeliği ile uyumlu olduğu belirlenmiştir. BYMA Yönteminin pratik bir yöntem olması açısından dolgu duvar etkilerini içeren yapısal modellere uygulanması ile sismik değerlendirme yöntemleri için gelecekteki çalışmalara katkı sağlayacağı düşünülmektedir.

### Semboller

$\epsilon_{cu}$  = sargılı betonun nihai şekil değiştirmesi

$\rho_s$  = Enine donatının hacimsel oranı

$\epsilon_s$  = NZSEE(2016) yönergesine göre 0.06 olarak alındı

$f'_{cc}$  = Sargılı betonun basınç dayanımı

$\Phi_y$  = Akma eğriliği

$\Phi_u$  = Nihai eğrilik

$c$  = Tarafsız eksen derinliği

$\Delta_y$  = Akmadaki deplasman

$\Delta_p$  = Plastik deplasman kapasitesi

$L_p$ =Plastik mafsal boyu

$L_c=l'_b$  =Kesme açıklığı

$L_{sp}$ = Birim şekildeğişimi etki uzunluğu

$\Delta_u$  = Elemanın nihai deplasmanı

$\theta_y$ = Akma dönmesi

$\theta_u$ = Nihai dönme

$\theta_{bb}$ = Donatı burkulması

$V_p$ =Elemanın kesme kapasitesi

$V_c$ =Betonun kesme kapasitesine katkısı

$V_s$ = Donatının kesme kapasitesine katkısı

$V_N$ = Eksenel yükün kesme kapasitesine katkısı

$DM_1$ = Kiriş göçme mekanizmasına ait devrilme momenti

$M_{kol,i}$ = Zemin kattaki i. kolonun taban momenti

$V_{ki,uc,n}$ = n. kattaki kirisin kesme kuvveti

$L$ = Aks açıklığı

$H_{eff}$ = Efektif kat yüksekliği

$n$ =kat sayısı

$H$ = Bina yüksekliği

$\Delta_{y,KGM} - \Delta_{y,CM}$ = Kiriş göçme-kolon mekanizmasına ait akmadaki deplasman

$\theta_s$ = Kesme gömesinin yaşandığı akma değeri

$\Delta_{u,1}$ = Kesme göçmesine göre nihai deplasman

$\Delta_{u,2}$ = Donatı burkulmasına göre nihai deplasman

$\Delta_u$ = Nihai deplasman

### **Kaynaklar**

1. Özçelik, Ö., Baran, T., Kahraman, S., Saatçi, A, Mısır, İ.S., Girgin, S.C. (2015). Mevcut yapı stoklarının deprem riski tayininde çoklu karar ağacı yaklaşımı, 8. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul, serbest bildiri, Bildiriler Kitabı, 585-594.
2. Sucuoğlu, H. Yazgan, U. (2003). Simple Survey Procedures for Seismic Risk Assessment in Urban Building Stocks, Seismic Assesment and Rehabilitation of Existing Buildings, NATO Science Series IV/29, pp.97-118.
3. Hassan, A. F., Sozen, M. A. (1997). Seismic Vulnerability Assessment of Low-Rise Buildings in Regions with Infrequent Earthquakes, ACI Structural Journal, 94:(1), 31-39.
4. Yakut, A. Özcebe, G., Yüçemen, M.S. (2006). Seismic Vulnerability Assessment Using Regional Empirical Data, Earthquake Engng Struct. Dyn., 35:1187-1202.



5. NZSEE/MBIE. 2016a. The Seismic Assessment of Existing Buildings Technical Guidelines for Engineering Assessments. Part A : Assessment Objectives and Principles. semi-final draft 10 October 2016. New Zealand.
6. NZSEE/MBIE. 2016b. The Seismic Assessment of Existing Buildings Technical Guidelines for Engineering Assessments. Part B – Initial Seismic Assessment. semi-final draft 10 October 2016. New Zealand.
7. NZSEE/MBIE. 2016c. The Seismic Assessment of Existing Buildings Technical Guidelines for Engineering Assessments. Part C: Detailed Seismic Assessment. semi-final draft 10 October 2016. New Zealand.
8. Nederlands Normalisatie Instituut (NEN), NPR 9998:2018. Assessment of structural safety of buildings in case of erection, reconstruction and disapproval – Induced earthquakes - Basis of design, actions and resistances (2018) (in Dutch).
9. Gentile, R., del Vecchio, C., Pampanin, S., Raffaele, D., & Uva, G. (2021). Refinement and validation of the simple lateral mechanism analysis (SLaMA) procedure for RC frames. *Journal of Earthquake Engineering*, 25(7), 1227-1255.
10. Baran, T., Özçelik, Ö., Mısır, İ.S., Girgin, S.C., Kahraman, S. (2018). Seismic Resilience Challenge for Izmir: Pilot Project for Seismic Risks of Existing Buildings. 16th European Conference on Earthquake Engineering, Selanik.
11. Del Vecchio, C., Gentile, R., Di Ludovico, M., Uva, G., & Pampanin, S. (2020). Implementation and validation of the simple lateral mechanism analysis (SLaMA) for the seismic performance assessment of a damaged case study building. *Journal of Earthquake Engineering*, 24(11), 1771-1802.
12. Del Vecchio, C., Gentile, R., & Pampanin, S. (2017). The Simple Lateral Mechanism Analysis (SLaMA) for the seismic performance assessment of a case study building damaged in the 2011 Christchurch earthquake.
13. Carr, A. (2009). Ruaukoko 2D, nonlinear FEM computer program. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
14. Riskli Yapıların Tespit Edilmesine İlişkin Esaslar (RYTEİE), (2019). Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, Ankara.
15. Türkiye Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, (2018), Afet ve Acil Durum Yönetim Başkanlığı, Ankara.
16. AFAD, (2018), Türkiye Deprem Tehlike Haritası, <https://deprem.afad.gov.tr/deprem-tehlike-haritasi> [Erişim 06 Ocak 2020].
17. MBIE (2), 2017, The Seismic Assessment of Existing Buildings, Technical Guidelines for Engineering Assessments Assessment Objectives and Principles Part A, Ministry of Business Innovation and Employment, The New Zealand Government, pages A3-A8.
18. Fox, M. J., Westeneng, B. A., Muir, C. A., Baird, A. C., Kam, W. Y., Beazley, P. L., ... & Sharpe, R. D. Simple Lateral Mechanism Analysis (SLAMA) for the Seismic Assessment of Unreinforced Masonry Structures.
19. Montejo, L. A., & Kowalsky, M. J. (2007). CUMBIA: set of codes for the analysis of reinforced concrete members—theory and user's guide. CFL Technical Rep. No. IS-07. Raleigh, NC: North Carolina State Univ.
20. Prota, Prota Structure. [Online]. (2020). Available: [https://www.protasoftware.com/documents/protastructure\\_2019\\_brochure.pdf](https://www.protasoftware.com/documents/protastructure_2019_brochure.pdf)



## Küresel Depolama Tanklarının Yakın Fay Yer Hareketlerinde Sismik Davranışları

Sezer ÖZTÜRK<sup>1</sup>, Ali SARI<sup>2</sup>

### ÖZET

*Bu çalışmada, farklı endüstriyel sektörlerde yaygın olarak kullanılan küresel basınçlı tankların sismik performansları yakın-fay deprem yer hareketleri etkisinde sayısal olarak incelenmiştir. Yakın-fay yer hareketleri bir fay kırığı yüzeyi civarındaki bölgede kaydedilen yer hareketleri olarak nitelendirilmektedir. Fay kırığına yakın olan bu yer hareketleri, sismik kaynaktan uzakta olan yer hareketlerinden önemli ölçüde farklılıklar gösterebilmektedir. Çalışmada ileri yönelim ve sıçrama adımı etkilerinin gözlemlendiği yer hareketleri seçilmiş ve küresel depolama tanklarının sismik davranışları üzerindeki etkileri kurulan sonlu eleman modelinin zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizleri aracılığıyla incelenmiştir.*

**Anahtar Kelimeler:** Küresel tank, yakın fay etkileri, ileri yönelim, sıçrama adımı, sonlu eleman analizi.

### ABSTRACT

#### *Seismic Behavior of Spherical Storage Tanks in Near-Fault Ground Motions*

*In this study, the seismic performances of spherical pressure tanks, which are widely used in different industrial sectors, were numerically investigated under the near-fault earthquake ground motions effects. Near-fault ground motions are characterized as ground motions recorded in the region around a fault rupture surface. These ground motions close to the fault rupture may differ significantly from ground motions away from the seismic source. In the study, ground motions, in which forward directivity and fling step effects are observed, were selected and the effects on the seismic behavior of spherical storage tanks were investigated through nonlinear time history analysis of the established finite element model.*

**Keywords:** Spherical tank, near-fault effects, forward directivity, fling-step, finite element analysis.

---

1 Fatih Sultan Mehmet Vakıf Üniversitesi, İstanbul - sezer.ozturk@fsm.edu.tr

2 İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul - asari@itu.edu.tr

## GİRİŞ

Depolama tankları kullanım amaçlarına göre atmosferik veya basınçlı tank olarak tasarlanıp imal edilirler. Basınçlı kaplar, dış ortamdan farklı bir basınçta gaz veya sıvı depolamak üzere tasarlanmış kapalı yapılardır. Basınç altında büyük hacimlerde sıvı veya gaz depolama ihtiyacı, küresel tankların kullanılmasına yol açar. Bu tanklar özellikle petrokimya, gübre üretimi, sıvı gaz üretiminde yaygın olarak kullanılmaktadır. Depremler her yapıda olduğu gibi bu tür yapılarda da önemli bir tehlike teşkil etmektedir. Aşırı basınç ve sıcaklık farkı, tehlikeli ve birçok ölümcül kazaya neden olacak patlamalara neden olabilir. Geçmiş depremlerde depolama tanklarında meydana gelen yangın ve patlama olayları çevresel, ekonomik, sosyal açıdan büyük hasarlara sebep olmuştur. Küresel tanklarda sismik etkilerin tetiklediği yangın ve patlamalar ile domino etkisi adı verilen olayların meydana gelmesi çok büyük tehlike arz etmektedir. Bu nedenle, bu kaplar domino etkilerine karşı yeterli güvenliğe sahip olarak tasarlanmalıdır. 1952 Kern County depreminde Paloma tesisinde iki küresel tankta kolonlar arası çapraz çubuk elemanlarda göçme ve boru sisteminde kırılmalar meydana gelmiştir [1]. 1991 Costa Rica [2] depreminde bir küresel tank tamamıyla göçmüştür. 2001 Bhuji, Hindistan depreminde [3] birkaç tankta kolonlar arası çapraz çubuklarda göçme meydana gelmiştir. Japonya'da 2007 yılında meydana gelen Kashiwazaki [4] depreminde küresel tank ankraj bloklarında kesme etkisi sebebiyle kopma meydana gelmiş ve tankın mesnetlendiği kolonlardan kaydığı gözlenmiştir. Verilen örneklerden anlaşılacağı gibi çeşitli depremler etkisinde küresel tanklarda farklı hasar tipleri gözlenmiştir. Bunların arasında çapraz çubukların kopması, boru sisteminde hasarlar, ankraj elemanlarının hasar görmesi ve göçmesi, tank duvarının oturduğu kolonların alt ve üst uçlarında meydana gelen plastik şekil değiştirmeler, kaynak dikişlerinin kopması gibi farklı hasar türleri bulunmaktadır. Ayrıca 2011 Tohoku depreminde Chiba eyaletinde LPG tanklarında meydana gelen hasarların ardından yangın ve patlamalar meydana gelmiş (Şekil 1) ve bu durumun çevreye ve ekonomiye büyük zararları olmuştur [5].



**Şekil 1** - Chiba rafinerisinde deprem sebebiyle meydana gelen yangın ve patlamalarda etkilenen tanklar [6]

Tüm bu sebeplerle bu tür yapıların depremler sırasında ve depremler sonrasında ortaya çıkabilecek domino etkilerine karşı yeterli güvenliğe tasarlanıp imal edilmeleri gerekmektedir. Bunun sağlanması da detaylı bir risk analizi aracılığıyla gerçekleşir. Risk analizi deterministik veya olasılıksal yollarla gerçekleştirilebilir. Deterministik yaklaşımda tek bir senaryo, tek bir deprem büyüklüğü ve kaynak-saha mesafesi seçilip diğer parametreler bunlara göre belirlenir. Olasılıksal yaklaşımda ise birçok deprem senaryosu, deprem büyüklüğü ve mesafe söz konusudur. Bu sebeple literatürde hasar tespitinde daha güvenilir sonuçlar elde etmek için deprem risk analizlerinin olasılıksal yaklaşımla gerçekleştirilmesi önerilmektedir [7]. Bu doğrultuda

yapıların olasılıksal deprem davranışını ifade eden kırılma eğrileri oluşturulmaya çalışılır. Kırılma eğrileri yoluyla da hasar analizlerinde daha güvenilir sonuçların elde edildiği bilinmektedir. Kırılma eğrileri, deprem etkisinde, yapıda belirli bir hasar seviyesine ulaşılması veya bu seviyenin aşılması olasılığının temsil edildiği eğrilerdir. Bu bilgilerin ışığında, bu çalışmada birçok küresel depolama tankı için ABAQUS [8] programı ile sonlu eleman modelleri kurulmuş, farklı yer hareketleri etkisinde doğrusal olmayan analizler gerçekleştirilmiştir. Deprem ivme kayıtlarının seçiminde ise yakın-fay etkilerini içeren (ileri yönelim, sıçrama adımı) ve bu etkilerin bulunmadığı uzak-fay kayıtları göz önüne alınarak geniş bir ivme kaydı veri tabanı oluşturulmuştur.

## AMAÇ

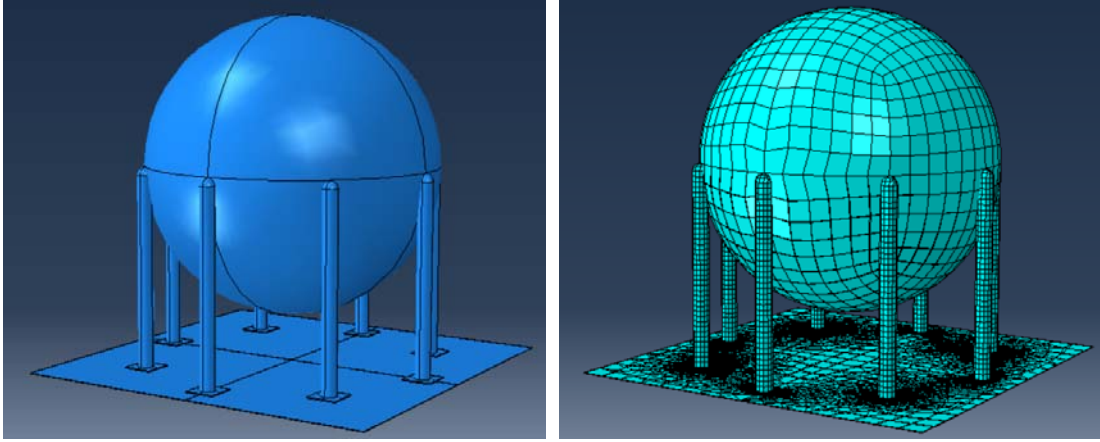
Yapıların deprem risk analizlerinde olasılıksal yaklaşım sonucu kırılma eğrileri oluşturulmaktadır. Kırılma eğrileri belirli bir yer hareketi şiddet ölçütü ile yapıda oluşan hasarın belirli bir düzeye ulaşma veya bu seviyeyi aşma olasılığını ifade eder. Kırılma eğrileri analizleri bu yapıların muhtemel depremler karşısında taşıdığı genel riskin hesaplanması ve sonraki zamanlardaki depremlerin ekonomik etkilerinin tahmin edilmesi bakımından son derece önemlidir. Söz konusu kırılma eğrileri veya kırılma fonksiyonları, depremler karşısında yapılacak acil durum müdahaleleri ve felaket planları açısından önemlidir. Ayrıca bir deprem senaryosu etkisinde yapıdaki genel hasar ve zararın tahmini olarak hesaplanması amacı ile sigorta şirketleri için de faydalı olmaktadır. Ek olarak güçlendirme planlamalarının yapılabilmesi ve yeni yapıların tasarımı için deprem yönetmeliklerinin güncellenmesi ile riskin azaltılması amacıyla da kullanılabilirler. Bu sebeplerle bu çalışmada, birçok sektörde aktif olarak kullanılan sıvı veya gaz küresel depolama tanklarının sismik performansları gerçekleştirilen sayısal analizlerle gerçekleştirilmiştir. Ardından bu tür tanklar için belirlenen hasar sınıfları aracılığıyla risk analizi sonucu kırılma eğrileri elde edilmiştir. Yukarıda geçmiş deprem olaylarından bahsedildiği gibi tank yapılarının da hasarlar gördüğü ve içlerindeki yanıcı ve patlayıcı maddenin dışarı sızmasıyla oluşabilecek yangın ve patlamaların önlenmesinin büyük önem taşıdığı vurgulanmalıdır. Bu sebeple bu çalışmada küresel tank yapılarının farklı özelliklere sahip depremler etkisinde sismik davranışlarının tahmin edilmesi ve hasar analizlerinin gerçekleştirilmesi amaçlanmıştır.

## VERİLER

Yapıların deprem davranışlarının değerlendirilmesinde genelde üç farklı yaklaşımdan bahsedilir. Bunlar depremlerden sonra saha incelemeleri, laboratuvar deneyleri ve analitik çalışmalar olarak belirtilebilir. En gerçekçi inceleme yöntemi depremlerden sonra yapılan saha incelemeleridir. Ancak elde edilen sonuçlar, meydana gelen deprem, mevcut yapı ve zemin koşullarına özgüdür. Laboratuvar deneyleri de yapıların deprem davranışı ve kapasitesini belirlemede etkilidir. Ancak tam veya küçük ölçekli deney düzeneklerinin kurulması ve gerçek zamanlı veya düşük hızlı deneylerin gerçekleştirilmesi ekonomik açıdan çok sıklıkla mümkün olmayabilir. Bu sebeplerle yapıların deprem davranışlarının incelenmesinde matematiksel modellerin kurulup sayısal analizlerinin gerçekleştirilmesi de yaygınca kullanılan yöntemlerdendir. Bu çalışmada küresel depolama tanklarının geçmiş depremlerden elde edilen hasar verileri toplanmıştır. Gözlemlere dayalı veriler çok sayıda ve detaylı olmadığı için sonlu eleman analizleriyle veriler genişletilmiş ve bu tür tankların yakın-fay ve uzak-fay yer hareketlerinde deprem performansları incelenmiştir. Kurulan model ve oluşturulan sonlu eleman ağı Şekil 2’de gösterilmiştir.

Kurulan modelde küresel tank duvarı 8 adet, 8 m yüksekliğinde, 64 cm çapında dairesel kesitli çelik kolonlar üzerine oturtulmuştur. Tank küresinin çapı ise 12 m olarak göz önüne alınmıştır. Bu boyutlar ve kolon sayıları uygulamadaki tank yapılarının boyutlarına benzer şekilde göz önüne alınmıştır. Her bir kolon, altındaki kare kesitli plakalara oturtulmuş ve bu plakaların her biri de

dört adet ankraj bulonu aracılığıyla en alttaki büyük rijit plakaya bağlanmıştır. Kolon ve bulonlar için ayrı ayrı doğrusal olmayan malzeme özellikleri programa tanımlanmıştır. Çelik malzemesinin elastisite modülü  $200000 \text{ MPa}$ , poisson oranı ise  $0.3$  olarak göz önüne alınmıştır. Kolonlarda akma gerilmesi  $260 \text{ MPa}$ , kopma gerilmesi  $500 \text{ MPa}$ , kopma birim şekil değiştirmesi ise  $0.1$  olarak göz önüne alınmıştır. Bulonlar için ise akma gerilmesi  $640 \text{ MPa}$ , kopma gerilmesi  $800 \text{ MPa}$ , kopma şekil değiştirmesi ise  $0.2$  olarak göz önüne alınmıştır. Modelde sıvı seviyesi %90 olarak göz önüne alınmıştır. Zaman tanım alanında yapılan analizlerde sıvı-yapı etkileşimi de göz önüne alınmıştır. Sıvı seviyesinin uygulamadaki yaklaşım gibi yüksek olmasından dolayı bu tür tanklarda çalkalanma etkisi silindirik tanklara göre nispeten daha etkisizdir. Bu sebeple sıvı kütlesi bu yaklaşımda Lagrangian olarak modellenmiştir. Lagrangian olarak modellenen elemanlarda analizlerde sonlu eleman ağında yüksek deformasyon sebebiyle bozulmalar meydana gelebildiği için modelde uyarlamalı ağ (adaptive mesh) komutu kullanılmıştır.



**Şekil 2 - Kurulan tank modeli ve sonlu eleman ağı**

Küresel tank modelinin sorunsuz çalıştırılmasından sonra detaylı ve kapsamlı biçimde yapılması planlanan sonlu elemanlar yöntemine dayalı sıvı-yapı etkileşiminin de göz önüne alındığı zaman tanım alanında analizlerin yapılabilmesi için deprem ivme kayıtlarının uygun ve gerçekçi biçimde seçilebilmesi gerekmektedir. Bunun için literatürdeki çalışmalar incelenmiştir. Kayıt seçimi ile ilgili yapılan araştırmalarda incelenen ana çalışma Katsanos ve diğ. (2010) yayınıdır [9]. Bu çalışmada yapıların dinamik analizinde kullanılacak kayıtların seçimi ile ilgili etkili olan parametreler incelenmiş, mevcut deprem yönetmeliklerinin gözlemlenen durumlara karşı basit kaldığı, kayıt seçimlerinde belirsizlikler ve zorlukların olduğu ifade edilmiştir. Çalışmadaki amaç deprem kaydı seçimi ve ölçeklemedeki teorik arka planı incelemek, bu işlemlerin analiz ve tasarımdaki etkisini düşünmek, bu konudaki yöntemleri sunmak ve yönetmeliklerin konuyu ele alış şeklini irdelemektir. Kayıtların dinamik analizde kullanılmasında beklenen deprem senaryoları karşılanmalıdır. Deprem tehlike değerlendirilmesi yoluyla da (deterministik veya olasılıksal) deprem senaryoları üretilir. Deterministik tehlike değerlendirmesi sonucunda belirli bir alandaki en büyük yer hareketi genliğini veren büyüklük (M)-mesafe (R) kombinasyonu elde edilmiş olur. Olasılıksal sismik değerlendirme yoluyla ise seçilmiş olan bir kayıt ailesi ile spektral uyumunun sağlanması için sahaya özgü üniform bir tehlike tepki spektrumu elde edilebilir. Olasılıksal sismik tehlike değerlendirmesi sonuçlarıyla uyumlu bir deprem bulmak için hesaplanmış değerlendirmenin ayrıştırılması (deaggregation) ile M-R-ε setleri belirlenebilir (ε; yer hareketi sapması). Sonuç olarak kayıt seçimi ve ölçeklenmesi için sismik tehlike analizi sonuçlarına ihtiyaç duyulduğu belirtilmiştir. Daha sonra çalışmada deprem ivme kayıtlarının seçiminde dikkat edilmesi gereken parametrelerle ilgili literatür çalışmaları sunulmuş ve çıkarımlar yapılmıştır. Bu doğrultuda M-R, zemin durumu, depremin süresi (duration), jeofiziksel/sismolojik yapı, PGA/PGV oranı gibi parametrelerin kayıt seçimindeki rolleri ve

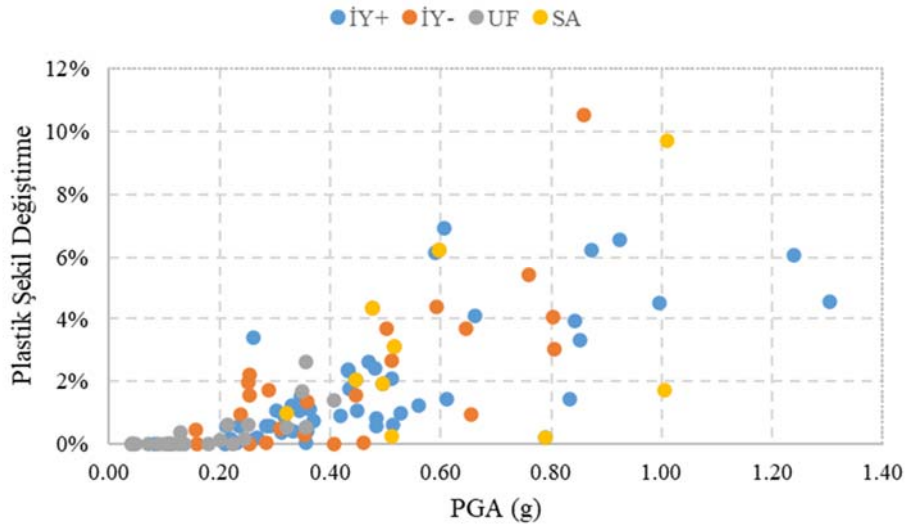
etkileri detaylı olarak anlatılmıştır. Sözü edilen yayında kayıt seçiminde M-R etkisinin etkisine bakılan diğer yayınlardan da bahsedilmiştir. Örneğin, Bommer ve Acevedo (2004), Stewart ve diğ. (2001) [10, 11] ve diğer farklı yazarların yayınlarında deprem büyüklüğünün kayıt seçiminde en azından başlangıç için önemli bir parametre olduğu ifade edilmiş, ancak kaynak ile saha arasındaki en yakın mesafenin etkisine bakılmamıştır. Eğer büyüklük ile ilgili göz önüne alınacak değerler dar bir aralıkta tutulursa,  $\pm 0.20$  veya  $\pm 0.25$  Mw gibi, mesafe değerlerinin daha geniş bir aralıkta alınmasıyla etkisinin incelenebileceği vurgulanmıştır. Bu konuyla ilgili diğer bir detaylı çalışmanın Iervolino ve Cornell (2005) [12] tarafından gerçekleştirildiği ifade edilmiştir. Çalışmada deprem ivme kayıtları iki grupta farklı kriterler göz önüne alınarak seçilmiştir. İlki belirli bir büyüklük-mesafe senaryosunu temsil eden dikkatli biçimde seçilmiş “hedef set” olarak, ikinci grup ise geniş bir kayıt kataloğundan bir sınırlama olmadan seçilen “keyfi set” olarak ifade edilmiştir. Hedef setteki kayıtlar yüksek büyüklük ve düşük mesafe değerleri göz önüne alınarak seçilmiştir. Potansiyel yönelim etkilerinden (directivity) kaçınmak için R mesafesi 15 km’ den yüksek değerlere sahip kayıtlar seçilmiştir. İki gruptaki kayıtların her biri göz önüne alınan yapıların ilk mod periyoduna tekabül eden spektral ivmelerinin medyan değerine ölçeklenmiş ve bu işlemin sonuçlardaki farklılığı azalttığı ve güçlü bir istatistiksel test sağladığı ifade edilmiştir. Çalışmada iki set ile de doğrusal olmayan zaman tanım alanında dinamik analizler gerçekleştirilmiş ve iki grupta ayrılan kayıt setlerinden elde edilen sonuç tepkilerin medyan değerleri kıyaslanmış ve önemli derecede farkın olmadığı belirtilmiştir. Sonuç olarak kayıt seçiminde M ve R parametrelerinin dikkate alınmasına dayalı kriterin yapısal tepkilerin değişiminde üstün bir kriter olmadığı belirtilmiştir. Katsanos ve diğ. (2010) [9] yayınında kaynak olarak gösterilen bir diğer çalışma olan Shome ve diğ. (1998) makalesinde [13] de M-R çiftine göre kayıt seçiminin şekil değiştirmeye dayalı hasar endekslerinin hesabında etkili olmadığı sonucuna varılmıştır. Ancak enerji bazlı hasar endeksleri için bunun doğru olmadığı belirtilmiştir.

Sayısal çalışmalar için gereken deprem kayıtlarının seçimini etkileyen parametreler ile ilgili örnekleri literatürden çoğaltmak mümkündür [9, 14, 15]. Ancak bu çalışmada belirli bir sahaya özgü tank yapısının deprem davranışı incelenmeyip genel bir inceleme yapılması amaçlandığı için kayıt seçiminde belirli bir büyüklükten yüksek büyüklüğe sahip, farklı fay kırılması türlerinde, farklı zemin koşulları barındıran kayıtlar dikkate alınmıştır. Burada göz önüne alınan farklılık ise kayıtların kaynaktan sahaya olan R mesafesidir. Yakın-fay etkileri içeren kayıtlarda bu mesafe genelde 20-25 km’nin altında kabul edilmektedir [16, 17]. Yakın-fay yer hareketleri bir fay kırığı yüzeyi etrafındaki bölgede kaydedilmiş olan yer hareketleri olarak tanımlanmaktadır [18, 19]. Fay kırığına yakın olan bu hareketler, sismik kaynaktan uzakta olan yer hareketlerinden göz ardı edilemeyecek farklılıklar gösterebilmektedir [11]. Yakın-fay bölgesindeki yer hareketleri; fay kırığı mekanizması, fay kırığı geometrisi, sismik dalgaların ilerleme yönü, fay kaymasından oluşan muhtemel kalıcı zemin yer değiştirmeleri gibi parametrelerden etkilenir ve yönelim ve sıçrama adımı etkileri ortaya çıkar. Yönelim etkileri olarak da genelde mühendislik yapıları açısından daha fazla önem arz etmesi sebebiyle ileri yönelim etkileri göz önüne alınır. İleri yönelim etkisi, fay kırığının bir bölgeye doğru ilerlemesi ve fay üzerindeki kaymanın da aynı bölgeye doğru gerçekleşmesi durumunda oluşur [20] ve faya dik doğrultuda, uzun periyotlu ve büyük genlikli yatay yer hareketleri olan yönelim pulsarı meydana gelir. Diğer yakın fay etkisi ise sıçrama adımıdır. Fay kırığı mekanizması ile ilgili tektonik deformasyonlardan kaynaklanan kalıcı zemin yer değiştirmelerinin bir sonucudur ve genelde tek yönlü olup büyük genlikli bir hız pulsı ve yer değiştirme – zaman ilişkisinde belirgin bir yer değiştirme adımı ile karakterize edilirler [11, 21]. Sıçrama adımı etkileri de puls içeren hareketlere sebep olurlar; ancak bu etkilerin sebep olduğu pulsar, ileri-yönelim etkilerinin sebep olduğu yönelim pulslarından farklıdır. İleri-yönelim etkileri, kalıcı deformasyon oluşturmayan iki yönlü hız pulsarı oluştururken; kalıcı, zemin deplasmanlarının sonucu olan sıçrama adımı etkisinde ise, kalıcı deformasyonlara neden olan tek yönlü hız pulsarı oluşur [16]. Çalışmada yakın-fay, uzak-fay kayıtları incelenerek geniş bir veri tabanı oluşturulmuş ve analizler bu kayıtlara göre gerçekleştirilmiştir [16, 17, 22]. Söz konusu deprem kaydı verilerinden ileri yönelim etkisi içeren

kayıtlar 49 adet, ileri yönelim etkisi içermeyen kayıtlar 26 adet, uzak-fay etkileri içeren kayıtlar 25 adet, sıçrama adımı etkisi içerenler ise 10 adet olarak göz önüne alınmıştır.

## ANALİZLER

Çalışmada göz önüne alınan küresel depolama tankı modeli için yukarıda verilen çeşitli kaynaklardan derlenen ivme kayıtları ile zaman tanım alanında analizler gerçekleştirilmiştir. Tablolardan da görüldüğü gibi yakın fay bölgesinde kaydedilen ileri yönelim etkisi bulunan kayıtlar, ileri yönelim etkisi bulunmayan kayıtlar, uzak fay bölgesinde kaydedilen kayıtlar ve yine yakın fay bölgesinde sıçrama adımı etkisi bulunan kayıtlar olmak üzere toplamda 110 deprem ivme kaydı ile analizler gerçekleştirilmiş ve sonuçlar ayrı ayrı incelenmiştir. Analizler sonucunda tank modelinden elde edilen **Von Mises eşdeğer** plastik şekil değiştirme (**equivalent plastic strain, PEEQ**) miktarlarının göz önüne alınan depremin en büyük yer ivmesi değeri ile olan ilişkisi Şekil 3'te verilmiştir. Grafikte “İY+” ile ifade edilen veriler, ileri yönelim etkisinin bulunduğu yakın fay kayıtlarından, “İY-” ile ifade edilen veriler, ileri yönelim etkisinin bulunmadığı yakın fay kayıtlarından, “UF” ile gösterilen veriler, uzak fay kayıtlarından ve “SA” ile belirtilen veriler, sıçrama adımı etkisinin bulunduğu kayıtlardan gelen sonuçları göstermektedir. Aynı şekilde en büyük yer ivmesi ile tank tepe noktasının tabana göre göreceli yer değiştirmesi arasındaki ilişki de Şekil 4'te gösterilmiştir. Bu grafiklerden de görülebileceği gibi küresel depolama tankı modelinde meydana gelen kalıcı şekil değiştirme ve tepe yer değiştirme değerlerinin şiddeti genel olarak depremlerin PGA değerleri arttıkça yükselmektedir. İlk etapta yakın fay yer hareketleri ile yapılan analizlerde oluşan değerlerin uzak fay bölgesindeki kayıtlarla yapılan analiz sonucu oluşan değerlere göre çok daha yüksek oldukları anlaşılmıştır. Küresel tank yapılarında kritik hasar modları arasında kolonların alt ve üst uçlarının plastikleşmesi, kaynak dikişlerinin yırtılması, bulonlarda kesme hasarları örnek olarak gösterilebilir. Kaynaklı birleşimlerde plastik şekil değiştirme oranının doğrusal olmayan sonlu eleman analizlerinde %5'i aşmaması gerektiği önerilmiştir [23]. Bu çalışmada da bu değer üst sınır olarak kabul edilmiştir. Hasar seviyesi derecelendirilirken bu değer en üst seviye olarak göz önüne alınmıştır.

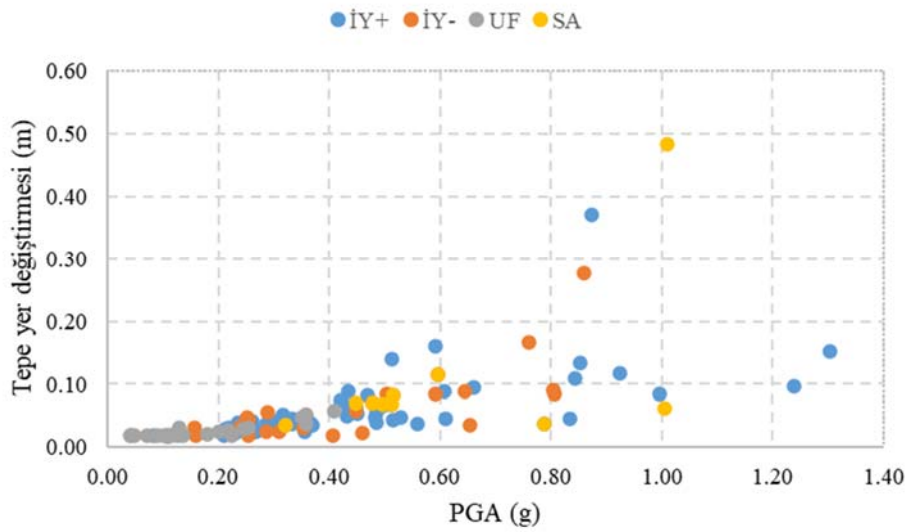


Şekil 3 - Plastik şekil değiştirme-PGA ilişkisi

Ayrıca sonlu eleman analizlerinden bu sonuçlar elde edildikten sonra olasılıksal deprem risk analizlerinin bir çıktısı olarak kırılgenlik analizleri gerçekleştirilmiştir. Şekil 5'te örnek olarak



DS2 (DS: damage state) hasar sınıfı için bu eğri elde edilmiştir. Kırılma analizinin gerçekleştirilmesinde lojistik regresyon yöntemi kullanılmıştır [24]. Kırılma hesabına geçilmeden önce tank yapısı ile ilgili hasar sınıfları tanımlanmıştır. Yukarıda da belirtildiği gibi plastik şekil değiştirme miktarının %5'i aşması ile kaynak dikişlerinin kopması, kolon-küre bağlantısının ortadan kalkması, ankraj bölgesinde hasarın artması durumlarının gerçekleşebileceği düşünülmektedir [23]. Bu düşünce ile hasar sınıflandırmasında %1'in altında kalan plastik şekil değiştirmelerin DS1 sınıfına, %1 ile %2 arasında kalan plastik şekil değiştirmelerin DS2 sınıfına atanması gerektiği düşünülmüştür. Ardından plastik şekil değiştirme değeri arttığında kademeli olarak daha yüksek hasar sınıflarına atama yapılır. Çalışmada 110 analiz gerçekleştirilmiş ve her analiz sonucundaki tank hasar durumu plastik şekil değiştirme değerine göre belirlenmiştir. Deprem risk değerlendirilmesinde yer hareketi şiddet ölçütü olarak PGA değeri yaygınca kullanılmaktadır ve bu çalışmada da göz önüne alınmıştır. Kırılma eğrisinin türetilmesinde kullanılan lojistik regresyon modeli Denklem 1'de sunulmuştur.



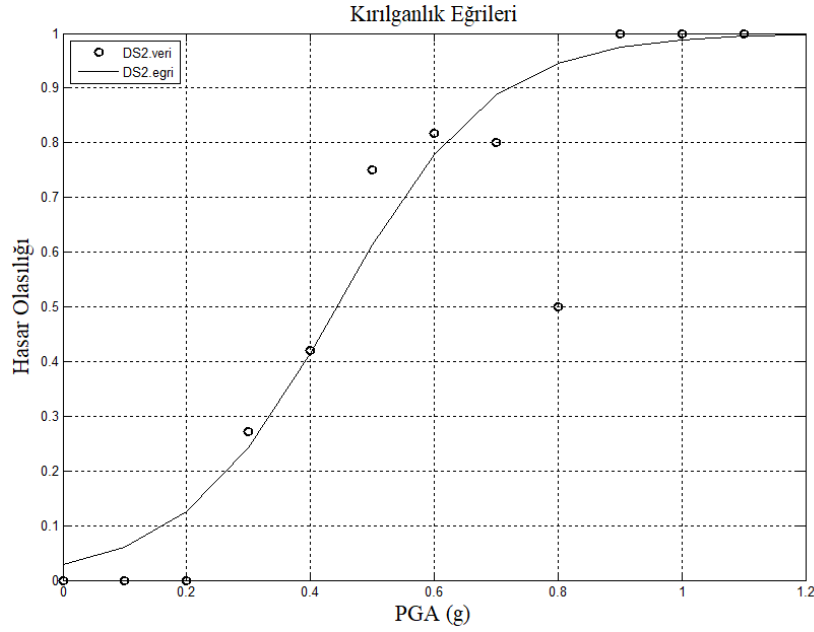
Şekil 4 - Tepe yer değiştirmesi-PGA ilişkisi

$$\pi(x) = \frac{e^{\beta_0 + \beta_1 x}}{1 + e^{\beta_0 + \beta_1 x}} \quad (1)$$

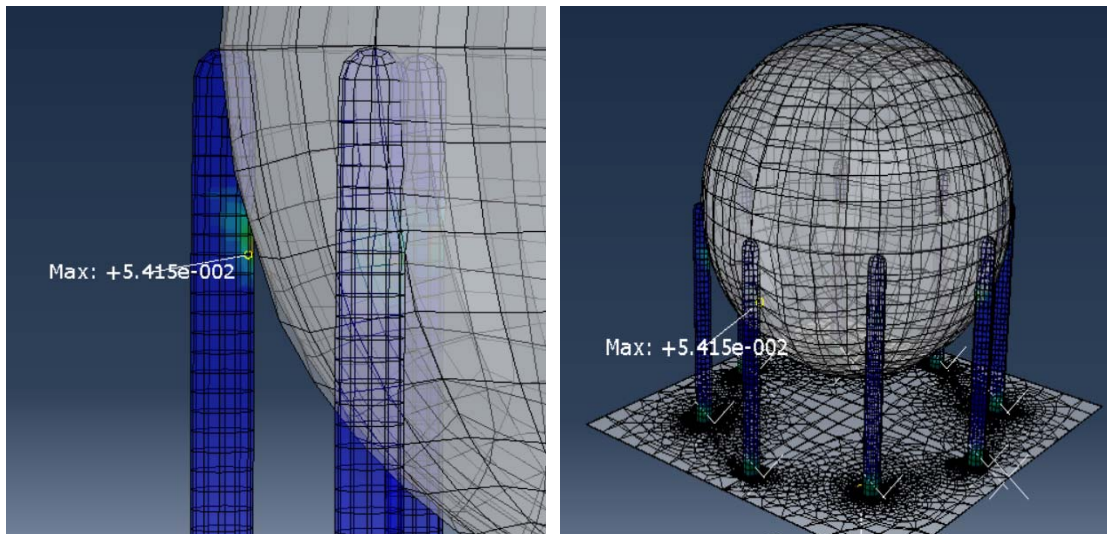
Lojistik regresyon modelinin belirli bir veri kümesine uygun hale getirilmesi için  $\beta_0$  ve  $\beta_1$  katsayılarının tahmin edilmesi gerekir. Maksimum olabilirlik yöntemi bu yaklaşımda yaygınca kullanılan bir yöntemdir [25]. Bu yöntem gözlemlenen veri kümesini elde etme olasılığını en yüksek seviyeye çıkaran bilinmeyen parametrelerin elde edilmesi için kullanılır. Bunun için bir olasılık fonksiyonu oluşturulur. Bu fonksiyon bilinmeyen parametrelere bağlı olarak gözlenmiş veri olasılığını ifade eder. " $\pi(x)$ "; belirli bir " $x$ " değeri için " $Y=1$ " durumunu sağlayan koşullu olasılıktır ve " $P(Y=1|x)$ " ile ifade edilir. " $1 - \pi(x)$ " ise belirli bir " $x$ " değeri için " $Y=0$ " durumunu gerçekleyen koşullu olasılıktır ve " $P(Y=0|x)$ " ile gösterilir. Bu şekilde  $(x_i, y_i)$  ikililerinin olasılık fonksiyonuna katkısı Denklem 2'de verilmiştir.

$$l(\beta_0, \beta_1) = \prod_{i=1}^n \pi(x_i)^{y_i} [1 - \pi(x_i)]^{1-y_i} \quad (2)$$

Yapılan çalışmada da 110 analiz sonucunda ortaya çıkan hasar verileri, herhangi bir hasar sınıfı için bu sınıfa ulaşıldığında  $Y=1$ , ulaşılmadığında ise  $Y=0$  durumu sağlanacak şekilde gruplara ayrılmıştır. Ayrıca PGA değerleri de 0.1g aralıklarla gruplandırılmıştır. Her bir aralık için ilgili hasar sınıfına ulaşılan tank sayısı, o aralıktaki toplam tank sayısına bölüldüğünde Şekil 5'te de görülen noktasal gözlenme olasılığı değerleri elde edilmiştir. Kırılmalık eğrisi de bu gözlenme olasılığı değerlerine uyum sağlayacak şekilde türetilmiştir. Maksimum olabirlik yöntemi ile Denklem 2'deki eşitliği en büyük değerine çıkaran  $\beta_0$  ve  $\beta_1$  değerlerinin bulunması amaçlanır. Bu ifadenin doğal logaritmasının  $\beta_0$  ve  $\beta_1$  parametrelerine göre ayrı ayrı türevleri alınıp sıfıra eşitlendiğinde ortaya çıkan denklemler çözüldüğünde bu parametreler hesaplanmış olmaktadır. Denklem 1'de her bir  $x$  (PGA) değeri için bu parametreler de kullanılarak  $\pi(x)$  olasılık değerleri hesaplanmış ve kırılmalık eğrisi çizilmiş olur [26].



Şekil 5 - Küresel tanklar için kırılmalık (hasar olasılık) eğrileri



Şekil 6 - Örnek bir sonlu eleman analizinden plastik şekil değıştirme görüntüsü

DS2 eğrisine bakıldığında PGA değerinin artmasıyla tankların hasar görme olasılıkları arttığı görülmektedir. Tank modelinin farklı deprem ivme kayıtları ile yapılan zaman tanım alanında analizlerinde hangi hasar seviyesinde olduğunun belirlenmesinde modelin davranışı incelenmiş olup meydana gelen plastik şekil değiştirme miktarı göz önüne alınmıştır. Gerçekleştirilen çok sayıda analizden plastik şekil değiştirmelerin tank duvarının oturduğu kolonların alt ve üst uçlarında veya kolonları alt plakaya mesnetleyen bulonlarda meydana geldiği gözlenmiştir. Bu durumla ilgili bir örnek görüntü Şekil 6'da verilmiştir.

## SONUÇ

Bu çalışmada birçok farklı endüstriyel tesiste sıvı veya gaz maddelerin depolanması üzerine yaygın biçimde kullanılan küresel depolama tanklarının deprem performansları ve kırılganlıkları, kurulan sonlu eleman modeline farklı özelliklerde deprem ivme kayıtlarının etkilmesiyle gerçekleştirilen zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler ile incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar aşağıda listelenmiştir.

- Küresel depolama tanklarının geçmiş depremlerden derlenen gözlemlere dayalı hasar verilerinin yetersiz olmasından kaynaklanan veri eksikliği durumu, gerçekleştirilen sayısal analizler yardımıyla giderilebilmektedir.
- Gerçekleştirilen analitik çalışmalarda tank yapısında meydana gelen plastik şekil değiştirme değerleri, oluşabilecek hasarlarla ilgili fikirler vermektedir. Plastik şekil değiştirme değerlerinin sıfırdan başlanarak %5 oranına doğru küçük artımlarla yükseltilmesiyle hasar seviyeleri oluşturulmuş ve analizlerden elde edilen sonuçlarda bu sınıflandırma göz önüne alınarak hasarın şiddeti belirlenmiştir.
- Ayrıca çalışmada nümerik analizlerde kullanılan deprem kayıtlarının seçimi üzerine de yoğun bir araştırma yapılmış ve literatürdeki genel kanının kayıtların kaynaktan ne kadar uzaklıktaki bir mesafede kaydedildiği üzerine bir sınıflandırmanın yapılmasının uygun olacağı üzerine olduğu anlaşılmıştır. Bu sebeple yer ivme kayıtları seçilirken R mesafesi göz önüne alınarak yakın-fay ve uzak-fay ivme kayıtları seçimi yapılmıştır. Yakın-fay yer hareketleri için ise ileri yönelim etkisinin bulunduğu, bu etkinin bulunmadığı ve sıçrama adımı etkisinin bulunduğu kayıtlar ayrı ayrı gruplandırılmıştır.
- Yapılan analizler sonucunda tank yapısının yakın fay etkisindeki depremlerde elde edilen sonuçların, uzak fay kayıtları ile elde edilen sonuçlara göre oldukça şiddetli olduğu gözlenmiştir. Bu durum tank yapısında meydana gelen plastik şekil değiştirme ve tepe yer değiştirme değerleri incelendiğinde çok net olarak görülebilmektedir. Bu sebeplerle olası yakın fay depremlerinde tank yapısının daha fazla etkileceği ve buna göre güçlendirme veya tasarım önlemlerinin alınabileceği görülmektedir.
- Gerçekleştirilen zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerin sonucunda elde edilen her bir hasar çıktısı, önceden belirlenmiş hasar sınıfına atanmıştır. Buna göre her bir sonuç DS1'den DS5'e kadar bir hasar sınıfına atanıp her bir seviye için ayrı ayrı istatistiksel inceleme ile kırılganlık eğrileri oluşturulmuştur. Eğrilerin fit edilmesinde lojistik regresyon yöntemi kullanılmıştır. Elde edilen eğriden de görüleceği gibi tank yapısında meydana gelen hasarın depremin en büyük ivmesi (PGA) ile uyum içinde olduğu anlaşılmaktadır. Yüksek PGA değerlerine sahip depremlerde düşük olanlara göre hasar şiddetinin artma olasılığı da artmaktadır.
- Tank yapısının geometrisinin değiştirilmesi, sıvı miktarının farklılaştırılması, yer hareketi şiddet ölçütü için farklı parametrelerin (spektral ivme, spektral hız, en büyük yer hızı değeri vb.) göz önüne alınması ile yapılacak analizler, gelecek çalışmalar olarak hedeflenmektedir.

### **Kaynaklar**

- [1] Cooper, T. W. 1997. A study of the performance of petroleum storage tanks during earthquakes, 1933–1995, USA. Gaithersburg, MD/USA: US National Institute of Standards and Technology.
- [2] Mitchell, D., and Tinawi, R. (1992). “Structural damage due to the April 22, 1991, Costa Rican earthquake. Canadian Journal of Civil Engineering”, 19(4), 586–605. <https://doi.org/10.1139/192-069>
- [3] EERI. 2001. Preliminary Observations on the Origin and Effects of the January 26, 2001, Bhuj (Gujarat, India) Earthquake. 16pp. EERI Special Earthquake Report.
- [4] Tang, A. K, P. E., and Schiff, A. J. 2007. Kashiwazaki, Japan Earthquake of July 16, 2007, Lifeline Performance, The American Society of Civil Engineers, 1801 Alexander Bell Drive, Reston, Virginia, 31 October 2007, 308 p.
- [5] Nishi, H. 2012. “Damage on Hazardous Materials Facilities.” Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake, pp. 903-912, Tokyo, Japan, March 1-4, 2012.
- [6] Krausmann, E., and Cruz, A. M. 2013. “Impact of the 11 March 2011, Great East Japan earthquake and tsunami on the chemical industry” Nat Hazards, Vol. 67: 811-828, DOI 10.1007/s11069-013-0607-0.
- [7] Öztürk, S., Bezir, F., ve Sarı, A. 2019. “Atmosferik Depolama Tankların Deprem Riski ve Kırılabilirlik Eğrileri” 5. International Conference on Earthquake Engineering and Seismology (5ICEES), 8-11 October 2019, METU Ankara, Turkey.
- [8] Dassault Systemes (2017). Abaqus. Retrieve from <http://www.3ds.com/products-services/simulia/products/abaqus/>
- [9] Katsanos, E. I., Sextos, A. G., and Manolis, G. D. 2010. “Selection of earthquake ground motion records: A state-of-the-art review from a structural engineering perspective” Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30, 157-169, doi: 10.1016/j.soildyn.2009.10.005
- [10] Bommer, J. J., and Acevedo, A. 2004. “The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis.” Journal of Earthquake Engineering, 8(1):43–91, <https://doi.org/10.1080/13632460409350521>.
- [11] Stewart, J. P., Chiou, S. J., Bray, R. W., Graves, P., Somerville, G., and Abrahamson, N. A. 2001. “Ground motion evaluation procedures for performance-based design.” PEER report 2001/09, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [12] Iervolino, I., and Cornell, C. A. 2005. “Record selection for nonlinear seismic analysis of structures.” Earthquake Spectra, 21(3):685–713, DOI: 10.1193/1.1990199.
- [13] Shome, N., and Cornell, C. A. 1998. “Normalized and scaling accelerograms for nonlinear structural analysis.” In: Proceedings of 6th National Conference on Earthquake Engineering. Seattle, WA, 1998.
- [14] Lee, L. H., Lee, H. H., and Han, S. W. 2000. “Method of selecting design earthquake ground motions for tall buildings.” Structural Design of Tall Buildings, 9(3):201–13, DOI: 10.1002/1099-1794(200006)9:3<201: AID-TAL136>3.0.CO;2-Z.
- [15] Bommer, J. J., and Scott, S. G. 2000. “The feasibility of using real accelerograms for seismic design.” In: Elnashai AS, Antoniou S, editors. Implications of recent earthquakes on seismic risk. Imperial College; 2000 [Chapter 9].

- [16] Bray, J., and Rodriguez-Marek, A. 2004. "Characterization of forward-directivity ground motions in the near-fault region" *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24, 815-828, DOI: 10.1016/J.SOILDYN.2004.05.001.
- [17] Gazi, H. 2015. "Sismik İzolasyonlu Binaların Deprem Yükleri Altındaki Olasılıksal Davranışı" Doktora Tezi, İstanbul Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü.
- [18] Gibson, N., Filiatrault, A., and Ashford, S.A. 2002. "Performance of beam to column bridge joints subjected to a large velocity pulse" PEER Report 2002/24, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [19] He, W. L., and Agrawal, A. K. 2008. "Analytical model of ground motion pulses for the design and assessment of smart protective systems" *ASCE Journal of Structural Engineering*, 134 (7), 1177-1188, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:7\(1177\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:7(1177)).
- [20] Somerville, P. 2003. "Magnitude scaling of the near fault rupture directivity pulse" *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, 137: 1-4, 201-212, [https://doi.org/10.1016/S0031-9201\(03\)00015-3](https://doi.org/10.1016/S0031-9201(03)00015-3).
- [21] Kalkan, E., and Kunnath, S. K. 2006. "Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings" *Earthquake Spectra*, 22(2), 367-390, <https://doi.org/10.1193/1.2192560>.
- [22] Sehhati, R., Rodriguez-Marek, A. ElGawady, M., and Cofer, W. F. 2011. "Effects of near-fault ground motions and equivalent pulses on multi-story structures" *Engineering Structures*, 33 (3), 767-779, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.11.032>.
- [23] American Petroleum Institute, 2019. "ISO 19901-3:2010 (Modified), Petroleum and natural gas industries - Specific requirements for offshore structures - Part 3: Topside structure"
- [24] O'Rourke, M. J., and So, P. 2000. "Seismic fragility curves for on-grade steel tanks." *Earthquake Spectra*, 16 (4), 801-815. <https://doi.org/10.1193/1.1586140>.
- [25] Baker, J. W. 2015. "Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis." *Earthquake Spectra*, 31(1), 579-599. DOI: 10.1193/021113EQS025M.
- [26] Bezir, F., Öztürk, S., Sarı, A., and Akgül, K. 2022. "Fragility Analysis of Atmospheric Storage Tanks by Observational and Analytical Data." *International Journal of Steel Structures*, 22, 192-205. <https://doi.org/10.1007/s13296-021-00567-x>.



# Makina Kütle Temellerinin Tasarımı Üzerine Bir Uygulama Çalışması

Mehmet Salih ÖLMEZ<sup>1</sup>, H. Hülya KOSTAK<sup>2</sup>

## ÖZET

Dünya nüfusunun artması ve sanayinin gelişmesi süreci, üretimde kullanılan makineleri her geçen gün daha büyük dinamik yüklere maruz bırakmaktadır. Özellikle geoteknik mühendisliği ve yapısal analiz alanlarındaki gelişmeler sonucunda, artık daha hassas çevresel sınırlandırmaları ve ekonomik yapım maliyetlerini gözeterek daha etkin mühendislik çözümleri yapılabilmektedir. Yapılan bu çalışmanın amacı da bahsedilen kriterlerin sağlanmasını azami ölçüde gözeterek tasarım yapmak ve bir nebze de olsa bu alandaki gelişmelere katkı sunmaktır.

Yapılan bu çalışmada şehire içme suyu temin eden uluslararası bir proje üzerinden örnekleme yapılacaktır.

**Anahtar Kelimeler:** Blok Tipi Makina Temeli, Serbest Titresim Analizi, Elastik Yaruzay Yaklaşımı ve Toprak İçine Kısmi Gömülü Temel.

## ABSTRACT

### A Case Study About Designing of Block Foundations

Every passing day, machines used in production are exposed to much bigger dynamic loads because of increase in world population and advancement period of industrialisation. Especially as a result of advancements in geotechnical engineering and structural engineering, more trusted engineering analysis can be done with taking care of much fragile environmental limits and cheaper manufacturing costs. Main purpose of this study is designing the machine foundation systems with taking care of meeting of the criteria and contribute to advancements in this area.

In this study; a case study which is about an international project supplying of water to a city is presented.

**Keywords:** Block Foundations, Free Vibration Analysis, Elastic Halfspace Approach and Foundation Partially Embedded in Soil

---

1 Temelsu A.Ş., Ankara - salih.olmez@temelsu.com.tr

2 Temelsu A.Ş., Ankara - hkostak@temelsu.com.tr

## 1. GİRİŞ

### 1.1. Problemin Tanımı

Proje Suudi Arabistandaki SWCC (Saline Water Conversation Corporation) kurumu tarafından yaptırılmıştır. Amacı Taif’ deki su pompa istasyonundan Arafat’ a içmesuyu temin etmektir. Proje kapsamında iki farklı bölgede (PS-2E ve PS-3E bölgelerinde) pompa istasyonu tasarlanmıştır. Her pompa istasyonunda bir adet pompa binası yapılmıştır. Her bir pompa binasında toplam sekiz adet 5900 kw gücünde üç fazlı endüksiyon motor bulunmaktadır.



Şekil 1 - Pompa İstasyonu Model Görünüşü

Motorların proje ömrü boyunca güvenle çalışabilmesi için her bir motor birbirinden bağımsız çalışan aynı tip betonarme kütle temellere oturtulmuştur. Bu yapılan çalışmada bahsi geçen tip kütle temelin farklı koşullar altındaki dinamik analizleri yapılmış ve sonuçları irdelenmiştir. Makina temel (pump foundation) sistemi, muhafaza temeli (casing foundation) içine kütle temel (mass foundation) uygulaması şeklindedir.

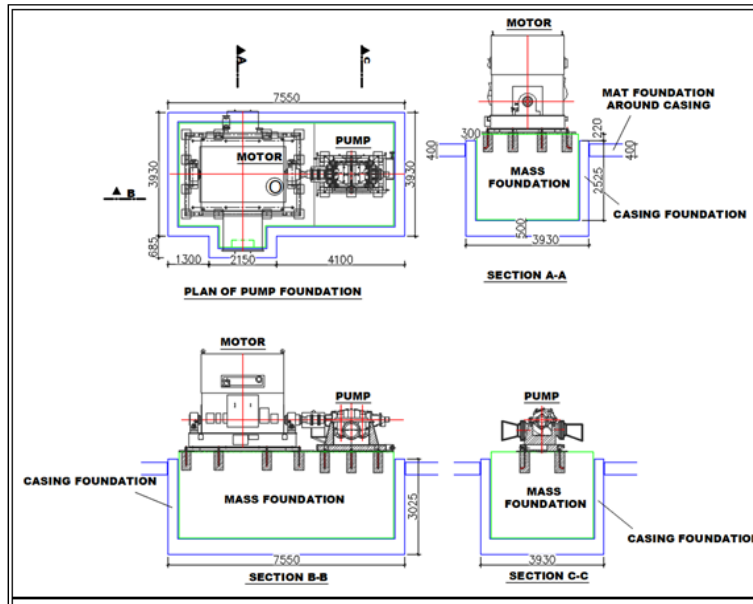


Şekil 2 - İnşaat Yapım Aşamaları-1





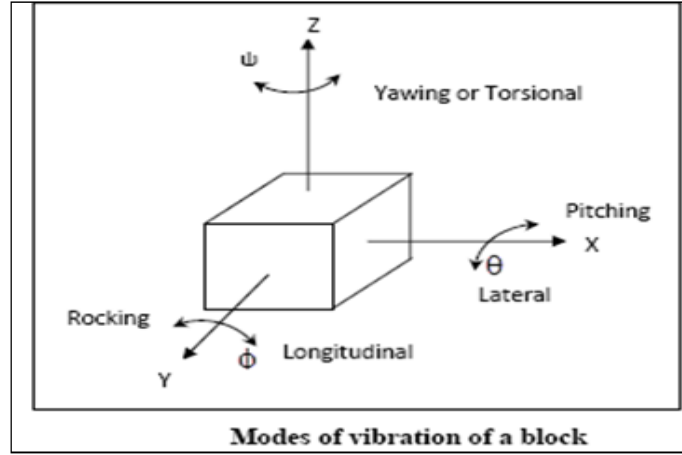
Şekil 3 - İnşaat Yapım Aşamaları-2



Şekil 4 - Temel Sisteminin Boyutları

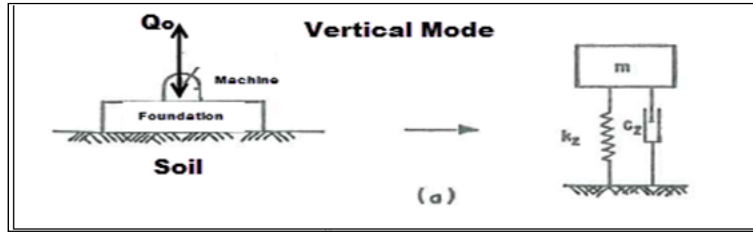
## 1.2. Hesap Metodu

“Elastik Yarıuzay Hesap Yaklaşımı” kullanılarak “Serbest Titreşim Analizi” yapılmıştır. Bu hesap metodu; kütle (blok) temel sisteminin titreşimini, altı farklı mod altındaki davranışa göre analiz etmektedir.



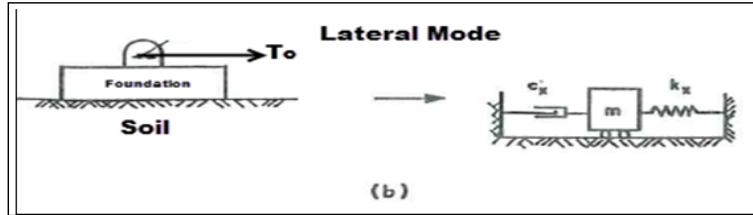
Şekil 5 - Titreşim Modları

- Düşey (Vertical-Z) Mod → (Z-ekseni doğrultusunda),



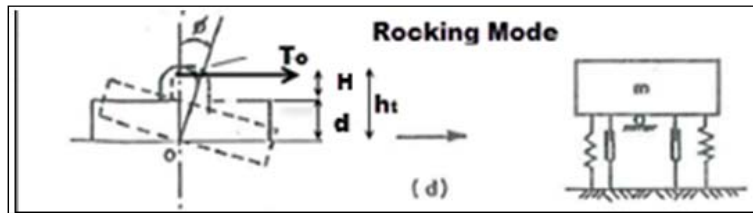
Şekil 6 - Düşey Eksen Hareketi (Özkan, 1994)

- Yatay (Lateral-X & Y) Modları → (X ve Y eksenleri doğrultusunda),



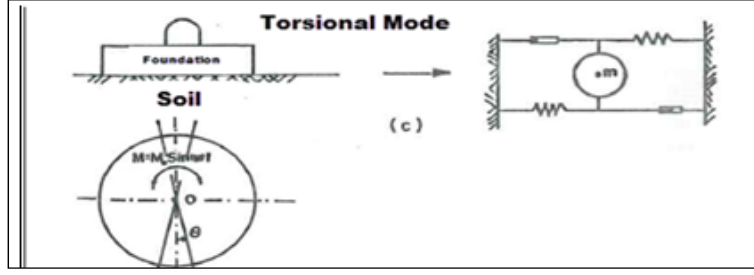
Şekil 7 - Yatay Eksen Hareketi (Özkan, 1994)

- Sallanma (Rocking & Pitching) Modları → (X ve Y eksenleri etrafında)



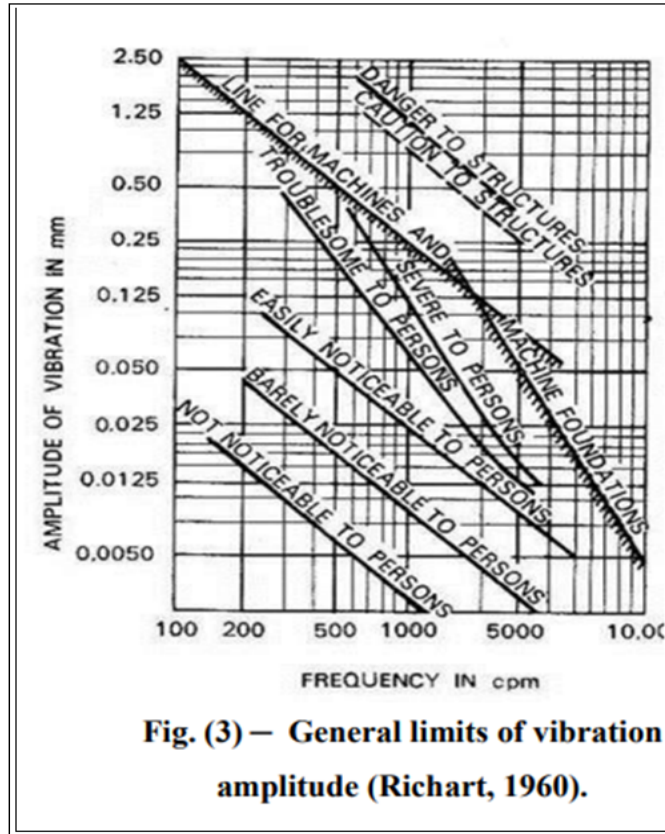
Şekil 8 - Sallanma Hareketi (Özkan, 1994)

- Burulmalı (Torsional or Yawing) Mod → (Z-ekseni etrafında)



Şekil 9 - Burulmalı Hareketi (Özkan, 1994)

Her bir titreşim modu için ayrı ayrı yapılan analizler sonucunda titreşim genlikleri bulunur. Bu genlik değerleri ve makina işletme hızı birlikte kullanılarak aşağıdaki grafiğe göre deplasman limitlerinin aşılp aşılmadığı kontrol edilir. Eğer limitler aşılyorsa ilave tedbirler (yeniden tasarım, zemin iyileştirme, titreşim sönmüleyiciler, v.b..) alınarak limitler sağlanmaya çalışılır. Deplasman limitleri makina üreticisi ve işveren tarafından belirlenir. Bu limitler aynı zamanda projedeki hedeflenen konfor seviyesidir.



Şekil 10 - Titreşim Genlik Limitleri Grafiği

Hesap programı olarak excelde kendi hazırladığımız program kullanılmıştır. Temel sistemi, zemin içine “*gömülü olan*” ve “*gömülü olmayan*” durumlarına göre iki farklı koşul altında analiz edilmiştir. Makina işletme hızı olarak; “*yüksek hız = 3577 cpm*” gözönüne alınmıştır. Tüm bu hesaplamalar, birbirinden farklı zemin özelliklerine sahip olan “*PS-2E ve PS-3E istasyonları*”

için ayrı ayrı yapılmıştır. Her iki duruma göre temel sisteminin titreşim modları ve titreşim genlikleri hesaplanmış ve sonuçlar irdelenmiştir.

### 1.3. Kullanılan Hesap Programı ve Tanımlar

Programımız, makina temeli tabanında oluşan zemin gerilmeleri kontrolünün yanında, bağlaşıklık modları da gözönüne alarak altı farklı mod için (düşey, yatay, burulma ve sallanma titreşim modları) ayrı ayrı titreşim hesabı yapabilmektedir. Hesaplar sonucunda her bir moda göre temel sisteminin frekans ve deplasman genliklerinin kontrolü yapılabilmektedir.

### 1.4. Analizde Kullanılan Veriler

Bu bölümde; temel sistemine ait veriler, makina bilgileri ve zemin bilgileri sunulmuştur.

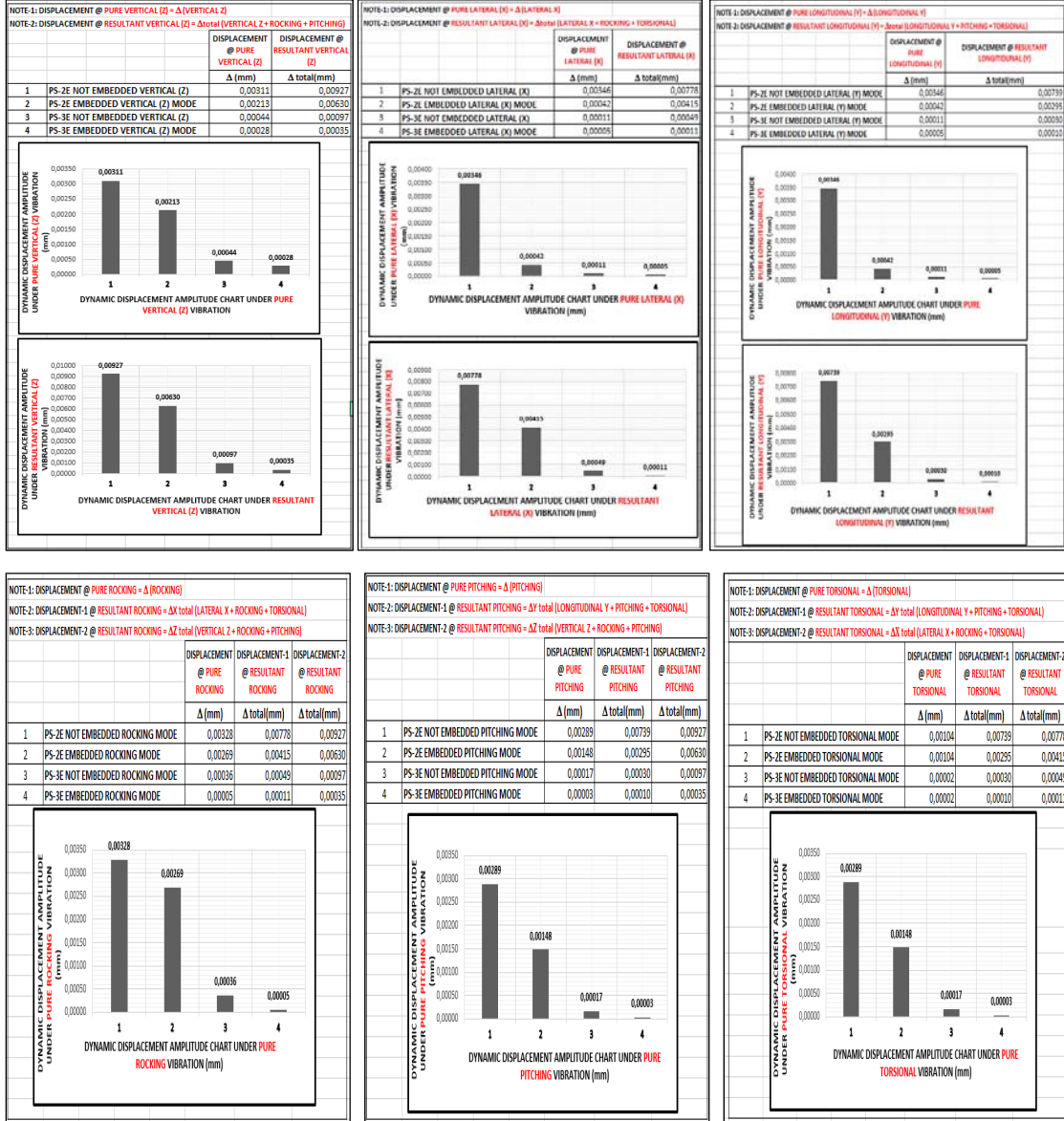
1-) DATA INPUT-1			
B (short side) (m)	3,397	dimension of block mass foundation in parallel to x-axis	
L (long side) (m)	6,870	dimension of block mass foundation in parallel to y-axis	
A <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	23,34	block mass foundation plan area = B * L = base area	
W <sub>m</sub> (kN)	349,36	total weight of machine (pump + rotor + etc...)	
W <sub>f</sub> (kN)	1.556,59	mass foundation weight ≥ W <sub>machine</sub> * (3) (API-686-6.2/CH.4)	
W <sub>f</sub> above GL (kN)	128,37	weight of block foundation above Ground Level (GL) (kN)	
q <sub>all</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	350,00	allowable net bearing stress of soil	
q <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	87,27	soil pressure at statical load case	q <sub>s</sub> / q <sub>all</sub> = 0,249
Existing of Casing Foundation	YES	Need to Control of Embedment Depth Criteria ==> d ≥ (%20 ~ %50)*T	
H = (z <sub>mo</sub> +z <sub>bf</sub> ) - (d+d')	1,910	distance btw CG of machine & top level of GL	
d (m)	2,520	embed. leng. of mass found. into soil (dist. from base of mass found. to GL)	
Q <sub>o</sub> (kN)	75,00	max. occured vertical force during harmonic motion	
T <sub>o1</sub> (kN)	15,00	max. occured lateral force during harmonic motion	
T <sub>o2</sub> (kN)	15,00	max. occured longitudinal force during harmonic motion	
M <sub>ψ</sub> (kN.m)	-7,91	max. occured torsional moment during harmonic motion	-Z direction
I <sub>Φm</sub> (t.m <sup>2</sup> )	0,22	mass moment of inertia of the machine around longitudinal axis	
I <sub>Θm</sub> (t.m <sup>2</sup> )	0,22	mass moment of inertia of the machine around lateral axis	
I <sub>Ψm</sub> (t.m <sup>2</sup> )	0,22	mass moment of inertia of the machine around vertical axis	
X (short side) (m)	4,13	dimension of casing foundation in parallel to x-axis	
Y (long side) (m)	7,55	dimension of casing foundation in parallel to y-axis	
Ab <sub>f</sub> (m <sup>2</sup> )	31,140	casing foundation area	
d' (m)	0,500	slab thickness of casing foundation	
W(motor+base plate+oil unit) (kg)	29.400,00	weight of (motor+base plate+oil unit)	
W(pump+base plate+coupling) (kg)	6.212,50	weight of (pump+base plate+coupling)	
Machine Total Weight (kg)	35.612,50	total weight of machine	
fs (cpm=rpm)	3.577,00	service frequency of machine (cycles per minute = revolutions per minute)	
T (m)	2,720	thick. of found. block (ACI351.3R-04 / 4-42 => T > 0.6 + L/30 => rigid block)	
h1 (m)	1,686	vertical distance btw machine CG Line and top level of mass foundation	
Increasing in all. net bearing stress	NO	Increasing in allow. net bearing stress of soil at earthquake loading case	
		Embedded Foundation	Unembedded Foundation
d (m)	embedment depth	2,520	0,000
fs (cpm=rpm)	service frequency of machine	3,577	3,577

Şekil 11 - Temel Sistemi ve Makina Bilgileri

2-) DATA INPUT-2			2-) DATA INPUT-2		
According to Soil Investigation Report (PS-2E); In the Appendix-F, Crosshole Test Results Around + 319.000 m level			According to Soil Investigation Report (PS-3E); In the Appendix-G, Crosshole Test Results Around +937.000 m level		
G (kN/m <sup>2</sup> )	525,000	dynamic shear modulus of soil	G (kN/m <sup>2</sup> )	11.500,000	dynamic shear modulus of soil
p (t/m <sup>3</sup> )	1,83	unit mass of soil	p (t/m <sup>3</sup> )	2,04	unit mass of soil
v	0,312	poisson ratio	v	0,31	poisson ratio
		PS-2E	PS-3E		
Allowable Soil Pressure (Net)		350 kPa	250 kPa		

Şekil 12 - Zemin Bilgileri (PS-2E ve PS-3E İstasyonlarında)

## 1.5. Analiz Sonuçları



Şekil 13 - Deplasman Genlikleri Özet Tablosu (Basit ve Bileşke Deplasmanlar)

## 1.6. Yorumlar

- Gömülü temel sistemlerinde gömülü olmayanlara göre deplasman genliği bakımından daha güvenli tarafta kaldığı görülmektedir.
- Gömülü temel sistemlerinde rezonans kalırsa bile, rezonans durumundaki deplasman genliklerinin en fazla konforsuzluk anlamında rahatsızlık verdiği görülmektedir, yapısal güvenlik anlamında bir tehlike söz konusu değildir.
- Yay katsayıları rijitliği bakımından daha güçlü zeminlerde (PS-3E sahası gibi); deplasman genliği ve rezonans bakımından çok daha güvenli tarafta kaldığı görülmektedir.
- Son olarak, bilindiği üzere;

- o temel sisteminin doğal frekası > makina doğal frekansı → high-tuned (over-tuned) foundation
- o temel sisteminin doğal frekası < makina doğal frekansı → low-tuned (under-tuned) foundation olarak adlandırılmaktadır.

PS-3E sahasında dinamik kayma modülü çok yüksek olduğu için gömülü temel sistemlerimiz tüm titreşim modlarında **high-tuned** foundation sınıfına girmektedir. Bu sebeple makinanın kısa devre v.b. gibi sebeplerden ötürü kapanıp yeniden açılması sonucunda rezonans durumu oluşmamaktadır.

PS-2E sahasında ise, dinamik kayma modülü daha düşük olduğu için gömülü temel sistemlerimiz yatay (x & y) titreşim modlarında **high-tuned** foundation, diğer (düşey, sallanma, yunuslama ve burulmalı) titreşim modlarında ise **low-tuned** foundation sınıfına girmektedir. **Low-tuned** temel sistemlerinde makinanın kısa devre v.b. gibi sebeplerden ötürü kapanıp yeniden açılması sonucunda rezonans durumu oluşacağından sistemin rezonans durumundaki deplasman genliği kontrol edilmelidir. Bizim sistemimizde, düşey yönlü (z) titreşim modunda toplam sönümleme oranı yüksek olduğu için rezonans kısa sürede sönümlenmektedir. Diğer (sallanma, yunuslama ve burulmalı) titreşim modlarında ise deplasman değerleri yapısal anlamda tehlike arz etmemektedir. Sadece sallanma modunda konforsuzluk anlamında az da olsa rahatsızlık hissedilebilecektir. Uygulamamızda bu durumu önlemek için sönümleyici malzeme kullanılmıştır.

## 1.7. Öneriler

- Makina temellerinde deplasman genlikleri ve rezonans limitlerini sağlayabilmek için titreşim sönümleyici önlemlerin kullanımı haricinde duruma göre temelin gömülmesi ve temel zemininin iyileştirilmesi (daha yüksek dinamik kayma modülü sağlamak için) gibi alternatif yöntemler de düşünülebilir. Bu methodlar ayrı ayrı kullanılabilirdiği gibi gerekirse birlikte de kullanılabilirler.
- Titreşim genlikleri makine üreticisi tarafından verilen sınır değerlerini aşmamalıdır.
- Genellikle, temel sistemi ağırlık merkezi ile makine ağırlık merkezinin aynı düşey eksen üzerinde olması sağlanmalıdır.
- Temel bloğunun üst kotu, bitmiş saha kotundan en az 300 mm yukarıda olmalıdır.
- Blok temellerde minimum kalınlık;  $0.60 + L / 30$  (metre)' den az olmamalıdır (L = Temel uzunluğu).
- Temelin yanal sallanma (rocking) titreşimine karşı yeterli rijitliğe sahip olmasına yönelik olarak genişliğinin temel tabanı ile makine ağırlık merkezi arasındaki düşey mesafenin 1.5 katından az olmaması tercih edilmelidir.
- Yatay düzlemde makine şaftına dik istikamette, (makine + temel) sistemi ağırlık merkezi ile temel tabanı ağırlık merkezi arasındaki ekzantisite temel genişliğinin (B) 0.05 inden fazla olmamasına dikkat edilmelidir.
- Yatay düzlemde makine şaftına paralel istikamette, (makine + temel) sistemi ağırlık merkezi ile temel tabanı ağırlık merkezi arasındaki ekzantisite temel boyunun (L) 0.05 inden fazla olmamasına dikkat edilmelidir.
- Dinamik yükler altındaki oturma hesaplarında aksi gösterilmedikçe zemin emniyet gerilmesi aşağıdaki değerleri aşmamalıdır:

- Yüksek hızlı makineler: Statik yükler için verilen emniyet gerilmesinin %50' si
- Düşük hızlı makineler : Statik yükler için verilen emniyet gerilmesinin %75' i

### Kaynaklar

1. ACI351.3R-04, Foundations For Dynamic Equipment, Reported by ACI Committee 351, United States, (2004).
2. API-686, API Recommended Practice For Machinery Installation and Installation Design, American Petroleum Institute, Washington, D.C., United States, (2009).
3. Arya, S.C., O' Neill, M. W. and Pincus, G., Design Of Structures and Foundations For Vibrating Machines, Gulf Publishing Company, Houston, Texas, United States, (1984).
4. Aşılıoğlu, A., Dinamik Yüklü Temellerin Tasarımı ve Simetriden Sapmaların Etkisi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Türkiye, (2009).
5. Bhatia, K.G., Foundations For Industrial Machines, Handbook For Practising Engineers, D-Cad Publishers, New Delhi, India, (2008).
6. Bhandari P.K., Sengupta A., Dynamic Analysis Of Machine Foundation, International Journal Of Innovative Research In Science, Engineering and Technology, Vol. 3, Issue 4, April 2014.
7. Gül, F., Makina Temellerinin Tasarımı ve Titreşimlerin Yalıtımı, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Türkiye, (2007).
8. Güre, A., Dönel Makinelerin Temel Tasarımında Dikkat Edilmesi Gereken Hususlar, İmo İstanbul Şubesi, Türkiye, (Mayıs 2018).
9. Major, A., Vibration Analysis and Design Of Foundations For Machines and Turbines, Collet's Holdings Limited, Budapest, Hungary, (1961).
10. Özkan, M. Y., Dinamik Yükler Altında Temellerin Tasarımı, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası Ankara Şubesi Yayınları, Türkiye, (1994).
11. Özkan, M. Y., Dinamik Yüklere Maruz Temellerin Tasarımına Giriş, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası Ankara Şubesi Yayınları, Türkiye, (2019).
12. Prakash, S., Puri, V. K., Foundations For Machines: Analysis And Design, A Viley-Interscience Publication, United States, (1988).





# Eksenel Basınç Etkisindeki Çelik Elemanların Davranışında Geometrik Önkusurlar ve Artık Gerilmelerin Önemi

Haşim ÇAYIR<sup>1</sup>, Cüneyt VATANSEVER<sup>2</sup>, Muhammed Şükrü YAVAŞ<sup>3</sup>, Zekai CELEP<sup>4</sup>

## ÖZET

*Bu çalışmada, farklı geometrik özelliklere sahip enkesitlerden oluşan çelik elemanların eksenel basınç kuvveti etkisi altında davranışları incelenmiştir. Çelik elemanların sayısal modelleri katı sonlu elemanlar kullanılarak geliştirilmiştir. Yükleme artan eksenel basınç kuvveti şeklinde uygulanmıştır. Çelik malzemenin elasto-plastik gerilme-şekildeğiştirme davranışı sergilediği varsayılmıştır. Analizler ikinci merteye etkilerini ve başlangıç kusurlarını dikkate alacak şekilde gerçekleştirilmiştir. Hesaplanan burkulma yükü, kesitin akmaya erişmesi durumu yanında yerel ve genel elastik burkulma durumları da gözetilerek değerlendirilmiştir. Eksenel basınç kuvveti altında güç tükenmesinin meydana geldiği andaki kritik burkulma gerilmeleri ve Çelik Yapıların Tasarım Hesap ve Yapımına Dair Esaslar (ÇYTHYE) Yönetmeliği'nde eksenel basınç kuvveti etkisindeki elemanların karakteristik dayanımları için tanımlanan eğrilerin gerilme değerleri; farklı başlangıç kusurları da göz önünde tutularak hesaplanmış ve tartışılmıştır.*

**Anahtar Kelimeler:** Çelik yapılar, burkulma analizi, artık gerilmeler, başlangıç kusuru.

## ABSTRACT

### **Importance of Geometric Imperfection and Residual Stresses on the Behavior of Steel Members Subjected to Axial Compression**

*This study investigated the behavior of steel elements consisting of cross-sections with various geometric properties subjected to axial compressive loads. Numerical models of the steel elements were developed using solid finite elements. Loading was applied in the form of monotonically increasing axial compressive force. It is assumed that the steel material exhibits elasto-plastic stress-strain behavior. Second-order effects and initial imperfections were considered in the finite element analyses of the models. Buckling loads were assessed considering elastic local and global buckling. Critical buckling stresses at which failure occurred under the*

---

1 Fatih Sultan Mehmet Vakıf Üniversitesi, İstanbul - hcayir@fsm.edu.tr

2 İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul - cuneyt.vatansever@itu.edu.tr

3 Fatih Sultan Mehmet Vakıf Üniversitesi, İstanbul - msyavas@fsm.edu.tr

4 Fatih Sultan Mehmet Vakıf Üniversitesi, İstanbul - zcelep@fsm.edu.tr

*axial compressive forces and the stresses obtained from the curves of members subjected to axial compressive force in the Turkish Code for Design and Construction of Steel Structures (TCDCCS) and those found in the present analysis are given comparatively and discussed by considering various initial imperfections defined for the members.*

**Keywords:** *Steel structures, buckling analysis, residual stresses, initial imperfection.*

## **GİRİŞ**

Eksenel basınç kuvveti etkisindeki elemanların stabilite bakımından davranışı önemi sebebiyle uzun yıllardır çalışılan konulardan biridir. İki ucu mafsallı, burkulma gerilmesi orantılılık sınırı içinde kalan narin prizmatik bir basınç elemanının kritik burkulma yükü; malzemenin elastisite modülü, enkesitin atalet momenti ve elemanın boyuna bağlı olarak *Euler* tarafından hesaplanmıştır. Ancak burkulmaya neden olan gerilme, malzemenin orantılılık sınırını aşıyorsa gerilme ile şekildeğiştirme arasındaki ilişki doğrusal olmayacağından bu noktadan sonra elastisite modülünün kullanılması doğru değildir. *Engesser* yaptığı çalışmada bu bölgedeki kritik burkulma yükünün tanjant modülü kullanılarak hesaplanması gerektiğini vurgulamıştır (1). Daha sonra yapılan çalışmalarda elemanın burkulma ile güç tükenmesine ulaşmasında etkili olan parametrelerin çelik sınıfı, üretim metodu, enkesit şekli ve boyutu, eğilmenin asal eksen, başlangıç kusurları ve uç koşulları olduğu vurgulanmıştır (2).

Bu çalışmada, farklı geometrik özelliklere sahip enkesitlerden oluşan çelik elemanların eksenel basınç kuvveti etkisinde davranışları incelenmiştir. Çelik elemanların sayısal modelleri katı sonlu elemanlar kullanılarak geliştirilmiştir. Yükleme artan eksenel basınç kuvveti şeklinde uygulanmıştır. Çelik malzemenin elasto-plastik davranış sergilediği varsayılmıştır. Analizler ikinci mertebe etkilerini, başlangıç kusurunu ve artık gerilmeleri dikkate alacak şekilde gerçekleştirilmiştir. Hesaplanan burkulma yükü, kesitin akmaya erişmesi durumu yanında yerel ve genel elastik burkulma durumları da gözetilerek değerlendirilmiştir. Eksenel basınç kuvveti altında güç tükenmesinin meydana geldiği durumdaki kritik burkulma gerilmeleri ve Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar (ÇYTHYE) Yönetmeliği 2016'da (3) eksenel basınç kuvveti etkisindeki elemanların karakteristik dayanımları için tanımlanan eğrilerin gerilme değerleri; farklı başlangıç kusurları da elde edilen sonuçlar göz önünde tutularak tartışılmıştır.

## **ÇALIŞMANIN AMACI**

Çelik elemanların eksenel basınç dayanımının belirlenmesinde sınır durumlar; akma sınır durumu (malzemenin akma gerilmesine ulaşması), yerel burkulma ve genel burkulma sınır durumlarıdır. Basınç elemanları genel burkulma sınır durumuna; enkesitte gerilmelerin doğrusal-elastik düzeyi (orantılılık sınırı) aşmadığı bölge içinde kalarak veya enkesitte bazı kısımlarda bu düzeyin aşıldığı elastik olmayan bölgeler oluşarak ulaşabilir. Bu bölgeler, eksenel basınç kuvveti dayanım eğrisinde elastik ve elastik olmayan bölgeler olarak tanımlanır. Çelik elemanın; enkesiti oluşturan parçaların genişlik/kalınlık oranlarına bağlı olarak sınırlandırılan yerel burkulma sınır durumuna ulaşması halinde, tüm enkesit etkin olamayacağı için genel burkulma sınır durumlarına karşı gelen eksenel basınç kuvveti dayanımlarına ulaşamaz. Bu nedenle, enkesit parçalarının yerel burkulmalarını önlemek amacıyla, ÇYTHYE Yönetmeliği'nde enkesiti oluşturan elemanların genişlik/kalınlık oranları için sınırlar verilmiştir. Yönetmeliğe göre, narin enkesit parçalarına sahip bir çelik elemanın eksenel basınç kuvveti dayanımı etkin enkesit alanına bağlı olduğundan, genel burkulma dayanımı azalır.

Bu çalışma, farklı geometrik özelliklere sahip narin ve narin olmayan enkesitlerden oluşan çelik elemanların eksenel basınç kuvveti altındaki davranışının ÇYTHYE Yönetmeliği'nde verilen tasarım esasları ve sınırları ile uyumunu ve başlangıç kusurlarının basınç elemanının davranışına etkisini araştırmayı amaçlamaktadır.

## ANALİTİK MODEL

### Geometri ve Malzeme

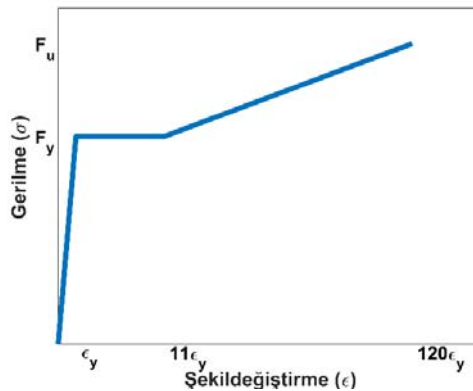
Bu çalışmada oluşturulacak analitik modeller için esas alınan enkesitler ÇYTHYE Yönetmeliği'nde enkesit parçaları için verilen narinlik sınırları göz önünde tutularak belirlenmiştir. Narin olmayan enkesitleri temsil etmek üzere geometrik özellikleri Tablo 1'de verilen IPE160, UPE240 ve L80.80.8 hadde profilleri kullanılmıştır. Narin enkesitlerin aksel basınç kuvveti altındaki elemanların davranışına etkisini değerlendirmek amacıyla, enkesitlerin gövde ve başlık parçalarının genişlik/kalınlık oranlarının ÇYTHYE Tablo 5.1A'da verilen  $\lambda_r$  sınır değerlerinden oldukça küçük, sınır değere yakın ve sınır değerden oldukça büyük olmak üzere, HE100M, HE650AA, HL1100A, HE300B ve HP360×109 olarak 5 adet hadde profil ve ayrıca bir adet yapma I-enkesit belirlenmiştir. Yapma I-enkesitin narin olmayan enkesit olması için başlık genişliği 500 mm ve kalınlığı 10 mm seçilmiştir (Tablo 2).

**Tablo 1** - Narin olmayan enkesitlerin geometrik özellikleri

Enkesit	h (mm) (gövde yüksekliği)	b (mm) (başlık genişliği)	$t_w$ (mm) (gövde kalınlığı)	$t_f$ (mm) (başlık kalınlığı)
IPE160	127.2	82.0	5.0	7.4
UPE240	185.0	90.0	7.0	12.5
HE100M	56.0	106.0	12.0	20.0
HE650AA	534.0	300.0	12.5	16.0
HE300B	208.0	300.0	11.0	19.0
HP360×109	280.6	371.0	12.8	12.9
L80.80.8	-	80.0	-	8.0

**Tablo 2** - Narin enkesitlerin geometrik özellikleri

Enkesit	h (mm)	b (mm)	$t_w$ (mm)	$t_f$ (mm)
HL1100A	988.0	400.0	18.0	31.0
Yapma I-enkesit	480.0	500.0	7.0	10.0



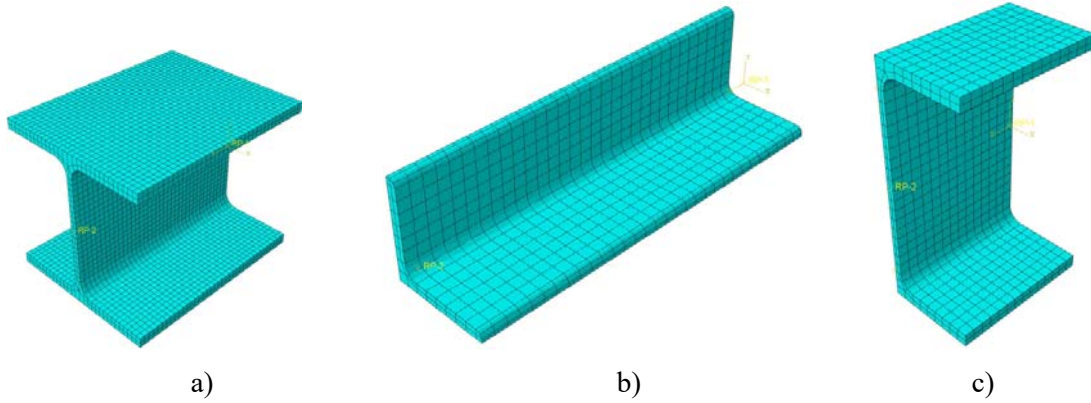
**Şekil 1** - Malzeme modeli.

Çelik elemanlarda; malzeme sınıfı S235, elastisite modülü  $E=200\text{GPa}$ , poisson oranı 0.3, birim hacim ağırlığı  $78.50\text{ kN/m}^3$  olarak alınmıştır. Çeliğin pekleşme özelliği de malzeme modeli oluşturulurken göz önünde bulundurulmuştur (Şekil 1). *Baei ve diğerlerinin* (5) çalışmasından faydalanılarak pekleşmenin başladığı şekildeğiştirme değeri  $\varepsilon_s=11\varepsilon_y$ , en büyük gerilme değerine ulaşıldığında şekildeğiştirme değeri ise  $\varepsilon_u=120\varepsilon_y$  olarak dikkate alınmıştır.

### **Sonlu Eleman Modeli**

Çelik basınç elemanlarının sonlu eleman modeli ABAQUS bilgisayar yazılımı kullanılarak hazırlanmıştır (4). Katı elemanlar kullanılarak oluşturulan sonlu eleman ağları, 10mm kenar boyutuna sahip, mümkün merteye kare eleman oluşturacak şekilde düzenlenmiştir (Şekil 2). Eleman tipi olarak eğrisel formda geometrik elemanları da çözümleyebilen (kuadratik) üç boyutlu, yirmi düğüm noktalı ve azaltılmış integrasyon yöntemini kullanan C3D20R tercih edilmiştir.

Çelik basınç elemanları iki ucunda dönme serbestliği olan (mafsallı) ve sadece eksenel doğrultuda yerdeğiştirme yapacak şekilde modellenmiştir. Her basınç elemanı için sınır koşulları aynı tutulmuş, yalnızca elemanın geometrik özellikleri ve boyu değiştirilmiştir.



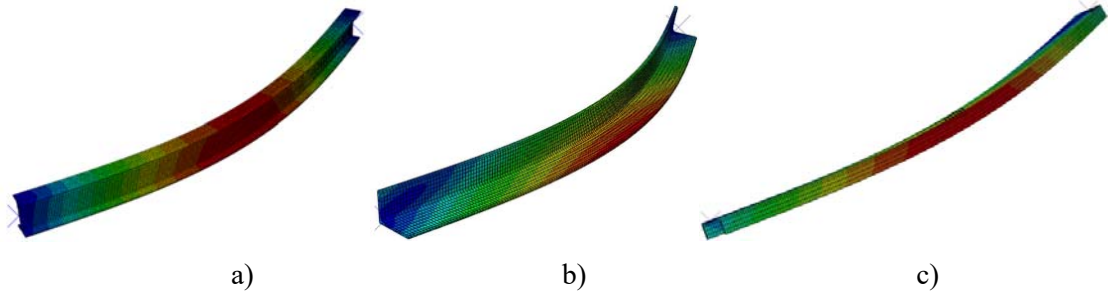
**Şekil 2** - Enkesit sonlu eleman modelleri, a)HE300B, b)L80.80.8, c)UPE240.

### **Başlangıç Kusuru ve Artık Gerilmeler**

Çelik basınç elemanları, üretiminden nakliye ve montajına kadar birçok yüklemeye maruz kalmaktadır. Bu süreçlerde elemanların geometrilerinde meydana gelen başlangıç kusuru ve üretim sürecinde enkesit parçalarının farklı hızlarda soğumaları nedeniyle meydana gelen artık gerilmeler basınç elemanlarının eksenel yük altındaki davranışlarında oldukça etkilidir. Tasarım yönetmelikleri, bu geometrik kusurları belirli esasların uygulanmasını sağlayarak dikkate almaktadır. Ancak tasarım sırasında varsayılan eleman davranışı gerçek eleman davranışından farklıdır. Bu nedenle yapılan analizlerde bu durumun dikkate alınması öngörülür. Bunun için çelik profillerin başlangıçtaki, şekil değıştirme biçiminin bilinmesi veya tahmin edilmesi gerekir.

Artık gerilmeler, enkesit yüksekliğinin genişliğine oranına bağlı olarak akma dayanımının %30-50'si olacak şekilde alınabilir (6). Bununla beraber gerilmelerin dağılımı başlık ve gövdede parabolik ve doğrusal değışimle beraber sabit olarak da kabul edilebilir (7).

Başlangıç kusuru, genellikle basınç elemanlarının başlangıçtaki şekil değıştirmiş (kusurlu) durumu, elemanın esas alınan herhangi bir burkulma moduna ait geometrisinin belirli katsayılar oranında ölçeklendirilerek tahmin edilebilir (8).



Şekil 3 - Profillerin 1. burkulma modları, a) HE300B, b) L80.80.8, c) UPE240.

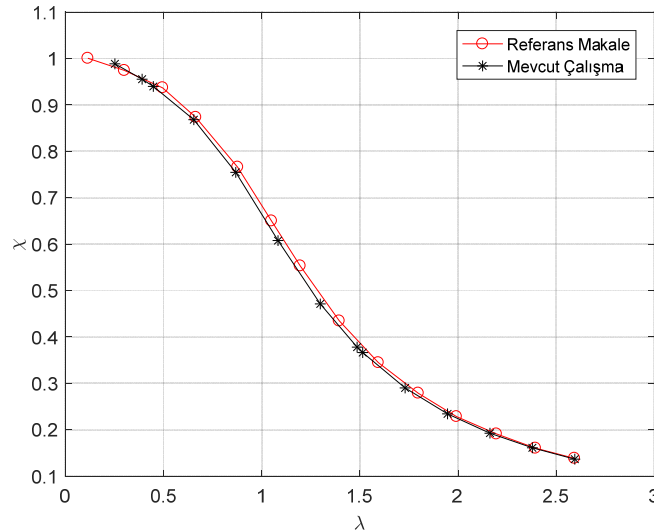
Bu çalışmada EN 1993-1-1 (9) uygun olarak, çelik elemanlardaki başlangıç kusuru ile artık gerilmeler, eleman boyuna bağlı olarak birlikte dikkate alınmıştır. Bunun yapılabilmesi için ilk olarak özdeğer burkulma analizi (eigenvalue buckling analysis) ile sistemin burkulma modları elde edilmiştir (Şekil 3). Doğrusal olmayan burkulma analizleri için başlangıç kusuru; herhangi bir moda veya birkaç modun bileşik haline ait geometrinin basınç elemanının boyunun belirli bir oranı ile ölçeklendirilmesi suretiyle modellenebilmektedir. Analizlerde başlangıç kusuru olarak, kesitin zayıf asal eksenini etrafında eğilme deformasyonu oluşturan 1. burkulma modu esas alınmıştır.

#### Analiz Yöntemi

Bu çalışmada yükleme artan aksenal basınç kuvveti şeklinde uygulanmıştır. Aksenal basınç kuvveti etkisindeki narin elemanlarda yerel burkulmalar meydana geldiğinden, stabil olmayan bu davranışın elde edilmesinde analiz yöntemi olarak yük ve yer değiştirmelerin her ikisini de bilinmeyen olarak dikkate alan *Riks* çözüm algoritması kullanılmıştır (10).

#### ANALİTİK MODELİN DOĞRULANMASI

Bu çalışma kapsamında oluşturulan sonlu eleman modelini doğrulamak için *Jönsson ve Stan* (6) tarafından yapılan çalışma esas alınmıştır. Çalışmada kullanılan yapı çeliğinin elastisite modülü ve akma dayanımı olarak sırasıyla 210 GPa ve 235 MPa kullanılmıştır. Malzeme modeli olarak ise pekleşme bölgesinde E/100'lük eğime sahip iki doğru parçalı (bi-lineer) model kullanılmıştır.



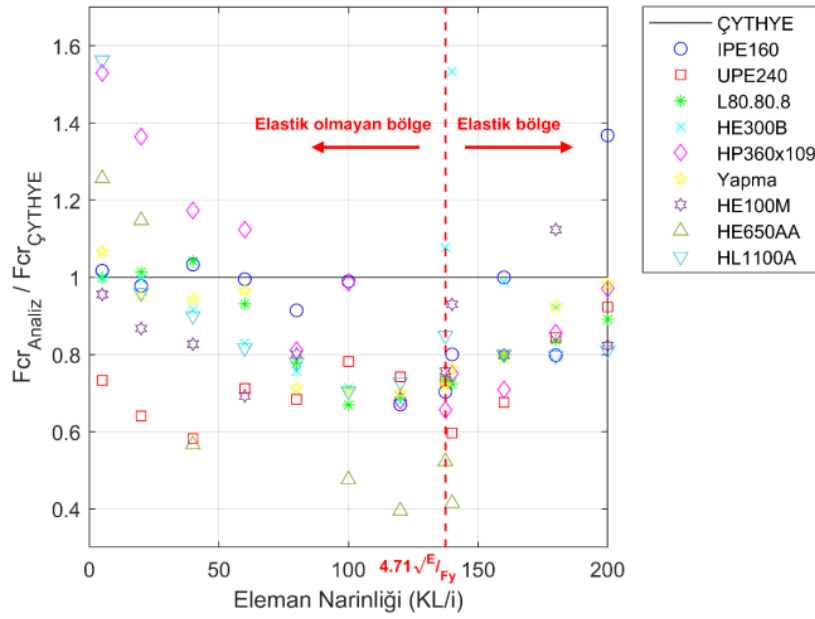
Şekil 4 - IPE160 Profili için elastik burkulma azaltma katsayısı.

Jönsson ve Stan, L/1000 oranında başlangıç kusuruna sahip IPE160 profilinden teşkil edilen bir basınç elemanının eleman narinlik oranına ( $\lambda=KL/i$ ) bağlı olarak  $\chi$ , burkulma azaltma katsayısını elde etmişlerdir. Çalışmalarında, burkulma katsayısı,  $K = 1.0$  ve atalet yarıçapı,  $i = 18.4$  mm olarak sabit tutulmuş; eleman boyu, L değiştirilmiştir. Bu çalışmada, Jönsson ve Stan'in araştırmasındaki malzeme modeli, kesit özellikleri ve başlangıç kusuru kullanılarak oluşturulan model, ABAQUS yazılımındaki Riks çözüm algoritması ile çözülmüş ve elde edilen sonuçlar Jönsson ve Stan'in elde ettiği sonuçlarla birlikte Şekil 4'te gösterilmiştir.

Eğriler arasındaki uyum incelendiğinde; modelin geliştirilmesinde uygulanan yöntem ile esas alınan kabullerin, eksenel basınç kuvveti etkisindeki çelik elemanların davranışlarının belirlenmesinde uygun bir şekilde kullanıldığı sonucun doğrulanmasından anlaşılmaktadır.

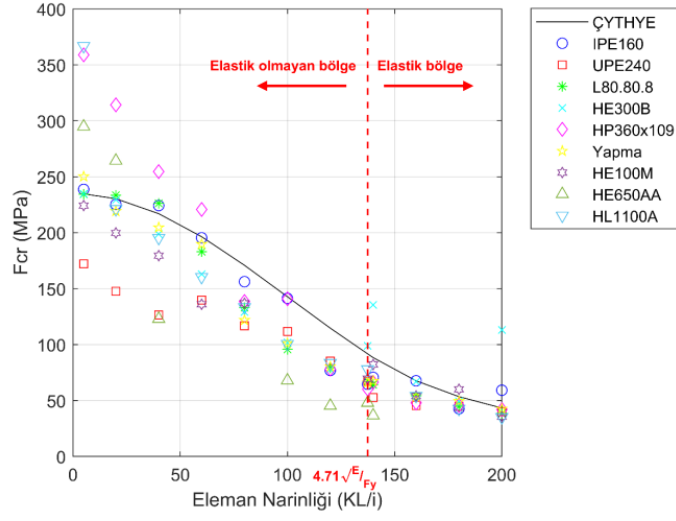
## ANALİZLERE AİT SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

Farklı geometrik özelliklere sahip dokuz enkesitten oluşan basınç elemanlarının davranışları, artık gerilmeleri de içerdiği varsayılan başlangıç kusurunun etkileri artan eksenel basınç kuvveti altında incelenmiştir. Sonlu eleman modellerinde artık gerilmeler ile başlangıç kusurunu birlikte temsil etmek üzere, elemanın başlangıçtaki şekil değiştirmiş (kusurlu) durumu, EN 1993-1-1 referans alınarak, UPE240 enkesitinden oluşan basınç elemanı için orta noktasından L/150, diğer tüm elemanlar için ise L/200 değerinde şekil değiştirme yapmış yarım sinüs dalgası eğrisi şeklinde kabul edilmiştir. Analizlerden elde edilen  $F_{cr}$ , kritik burkulma gerilmelerinin ÇYTHYE Yönetmeliği'nde tasarım için önerilen kritik burkulma gerilmesine oranı eleman narinlik oranına bağlı olarak elde edilmiştir (Şekil 5).

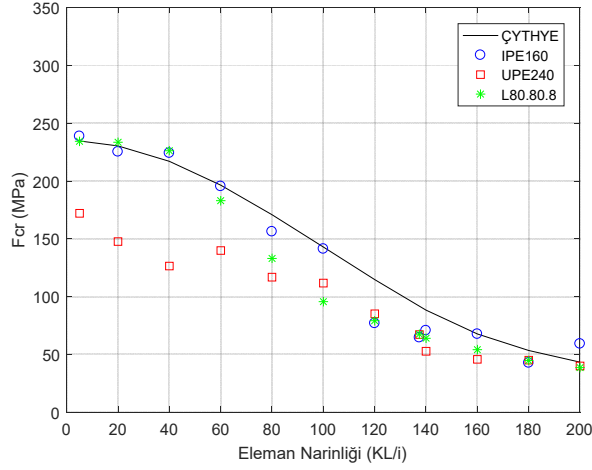


Şekil 5 - Kolon kapasite değerleri.

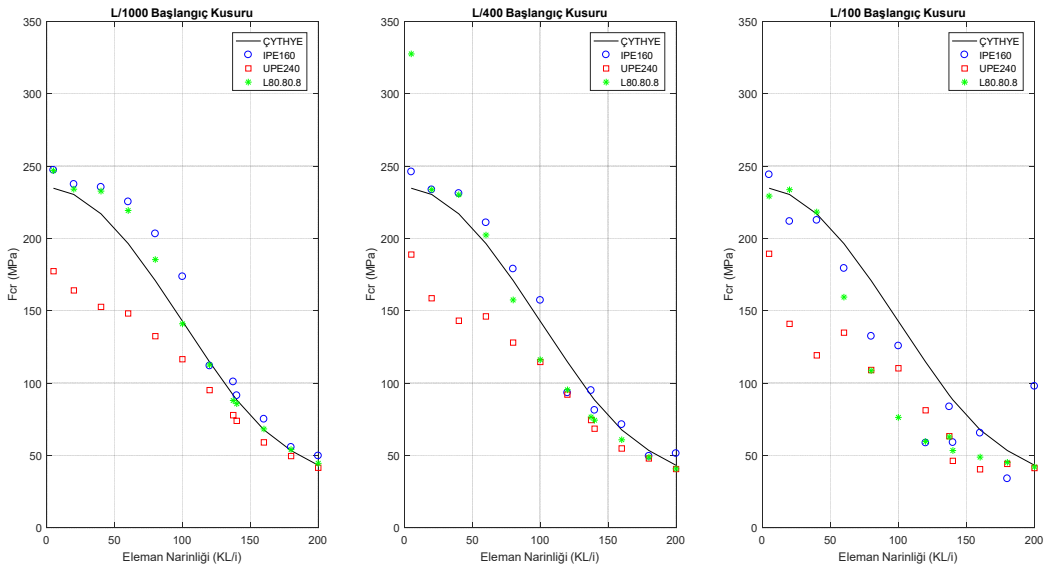
Sınırlı sayıda eleman ile yapılan bu analizlerden elde edilen kritik burkulma gerilmelerinin dağılımı incelendiğinde analizlerden elde edilen değerlerin %78'inin ÇYTHYE Yönetmeliği'nde önerilen değerin altında kaldığı görülmektedir. Bu durum artık gerilme ve başlangıç kusurunun birlikte dikkate alınması durumu için tanımlanan başlangıç kusuru değerlerinin daha ayrıntılı incelenmesi gerektiğini göstermektedir (Şekil 6).



Şekil 6 - Eksenal basınç kuvveti etkisindeki elemanlar için kapasite eğrisi ve analiz sonuçları.



Şekil 7 - Başlangıç kusurlarının (başlangıç kusuru + artık gerilme) davranışa etkisi.



Şekil 8 - Başlangıç kusurlarının davranışa etkisi.

EN 1993-1-1 kullanılarak çelik elemanlardaki başlangıç kusuru (artık gerilmeleri de içerecek şekilde) IPE160, UPE240 ve L80.80.8 enkesitlerinden oluşan basınç elemanları için sırasıyla L/200, L/150 ve L/100 olarak alınmıştır. Bu durumda analizlerden elde edilen kritik burkulma gerilmelerinin ÇYTHYE Yönetmeliğindeki karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanım eğrisinin altında kalan bir dağılım gösterdiği görülmüştür (Şekil 7).

Başlangıç kusurunun etkisi çalışma kapsamındaki elemanlar için ayrıca değerlendirilmiştir. Bunun için L/100, L/400 ve L/1000 değerleri kullanılarak analizler tekrar edilmiştir. Analizlerden elde edilen kritik burkulma gerilmeleri, yönetmeliğin tanımladığı karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanım eğrisiyle birlikte gösterilmiştir (Şekil 8). EN1090-2’de (11) geometrik başlangıç kusuru için verilen maksimum değer L/750’dir. Buna karşılık literatürdeki birçok çalışmada ortalama bir değer olarak L/1000 kullanılmıştır (12, 13). Bu çalışmada elde edilen sonuçlar da elemanın başlangıçtaki şekil değiştirmiş durumunu orta noktasından L/1000 değerinde şekil değiştirme yapmış yarım sinüs dalgası eğrisi şeklinde olarak elde edilen sonuçların, yönetmeliğin tanımladığı karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanım eğrisiyle uyuşacağını göstermektedir. Ancak bu durumun eğilmeli burulmalı burkulma sınır durumu daha kritik olan UPE240 enkesiti için ayrıca incelenmesi gerekmektedir.

## SONUÇ

Bu çalışma kapsamında, farklı geometrik özelliklere sahip enkesitlerden oluşan çelik basınç elemanlarına ait sonlu eleman modellerinin artan eksenel yük altında ABAQUS bilgisayar yazılımı kullanılarak doğrusal olmayan burkulma analizleri gerçekleştirilmiştir. Narin ve narin olmayan enkesit parçaları içeren elemanlarla yapılan bu çalışmadan elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

- Başlangıç kusuru ile artık gerilmelerin birlikte dikkate alınması amacıyla tanımlanan başlangıç kusuru değerlerinin daha detaylı bir şekilde incelenmesi gerekmektedir.
- ÇYTHYE Yönetmeliği’nde deneysel çalışmaların (14, 15) bir sonucu olarak önerilen karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanım eğrisinin artık gerilmeler ile başlangıç kusurlarını da dikkate aldığı düşünüldüğünde, eksenel basınç kuvveti dayanımlarında gözlenen farklılıklar için, sınırlı sayıda örnekle sayısal olarak yürütülen bu çalışmanın deneylerle de desteklenmesi gerekmektedir.

## Kaynaklar

1. Johnston, B.G., The Structural Stability Research Council Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 3rd Ed., Wiley-Interscience, New York, N.Y., 1976, 616 p.
2. Bjorhovde R., Columns: From Theory to Practice, Engineering Journal/American Institute of Steel Construction, First Quarter, 2012, p:21-34.
3. Türk Standartları, Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esasları, Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, 2016, 204 sayfa.
4. ABAQUS, Getting Started with ABAQUS: Interactive Edition, Hibbit, Karlsson, and Sorenson, Inc, RI, USA, 2017.
5. Baei, M., Ghassemieh M., Goudarzi., A Numerical Modelling of End-Plate Moment Connection Subjected to Bending and Axial Forces, The Journal of Mathematics and Computer Science, 2012;4(3), p:463-472.



6. Jönsson, J., Stan T. C., European Column Buckling Curves and Finite Element Modelling Including High Strength Steels. *Journal of Constructional Steel Research*, 2017; Volume:128, p:136-151.
7. Szalai, J., Papp F., A New Residual Stress Distribution for Hot-Rolled I-Shaped Sections, *Journal of Constructional Steel Research*, 2005; Volume:61, p:845-861.
8. Vatansever C., Yardımcı N., İnce Levhalı Çelik Perdelerin Artan Yatay Yükler Altında Analitik Olarak İncelenmesi, *Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul, Türkiye*, 16-20 Ekim 2007, ss: 585-594.
9. Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings, CEN - European committee for Standardization, Brussels (Belgium), 1992.
10. Driver R., Kulak G., Elwi A., Kennedy D., FE and Simplified Models of Steel Plate Shear Wall, *Journal of Structural Engineering*, 1998, 124(2), p:121-0130.
11. EN 1090–2: Execution of Steel Structures and Aluminium Structures – Part 2: Technical Requirements for Steel Structures, CEN - European committee for Standardization, Brussels (Belgium), 2008.
12. Greiner R., Kettler M., Lechner A., Freytag B., Linder J., Jaspart J.-P., Boissonnade N., Bortolotti E., Weynand K., Ziller C., Oerder R., SEMI-COMP: Plastic Member Capacity of Semi-Compact Steel Sections - A More Economic Design, European Commission, Research Fund for Coal and Steel, Office for Official Publications of the European Communities, Luxembourg, 2009.
13. F. Bijlaard, M. Feldmann, J. Naumes, C. Müller, G. Sedlacek, Consistency of Equivalent Geometric Imperfections Used In Design And The Tolerances for Geometric Imperfections Used In Execution, Report CEN/TC250-CEN/TC135-Liaison, N1721, February 2010.
14. Galambos, T.V., Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 4th Edition, Chap. 18, Wiley, New York, 1988.
15. Tide, R. H. R., A Technical Note: Derivation of the LRFD Column Design Equations, *Engineering Journal*, AISC 38 (no. 4): 137–9, 2001.



## 2.5MW Rüzgâr Türbininin Dinamik Özelliklerinin Titreşim Verileri Kullanılarak Belirlenmesi

Onur ÖZTÜRKOĞLU<sup>1</sup>, Veysel YURTSEVEN<sup>2</sup>, Yaşar TANER<sup>3</sup>, Özgür ÖZÇELİK<sup>4</sup>, Serkan GÜNEL<sup>5</sup>

### ÖZET

Çalışmada Urla/İzmir'de hâlihazırda işlevsel olan 2.5MW üretim kapasiteli bir rüzgâr türbini incelenmiştir. Türbin kulesi üzerinden kule yüksekliği boyunca dağıtılmış şekilde tasarlanan veri toplama sistemi aracılığıyla titreşim verileri toplanmıştır. Titreşim verileri operasyonel modal analiz yöntemleri kullanılarak işlenmiş ve yapının dinamik özellikleri belirlenmiştir. Rüzgâr hızı, rüzgâr yönü ve sıcaklık gibi çevresel faktörlerin kulenin tahmin edilen dinamik özelliklerine etkisi araştırılmıştır. Aerodinamik sönümün de katkısıyla, yapıdaki toplam sönüm değerleri geniş bir aralıkta elde edilmiştir. Çevresel ve operasyonel faktörlerin modal parametrelere etkisinin net bir şekilde ortaya koyulabilmesi için, farklı operasyonel ve çevresel koşulları da içerecek şekilde uzun süreli kaydedilecek veri setleri ile çalışmaların yapılması gerektiği sonucuna varılmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Operasyonel modal analiz, veri toplama sistemi tasarımı, veri işleme, rüzgâr türbini.

### ABSTRACT

#### *Identification of the Dynamic Characteristics of the 2.5MW Wind Turbine Using Vibration Data*

In this study, a wind turbine with a production capacity of 2.5MW that is currently operational in Urla/Izmir is examined. Vibration data were collected through the data acquisition system designed to be distributed throughout the tower height. Acceleration data were processed using operational modal analysis methods, and the structure's dynamic characteristics were determined. In addition, the effect of environmental factors such as wind speed, wind direction and temperature on the estimated dynamic characteristics of the tower was investigated. With the contribution of the aerodynamic damping, the total damping values in the structure have been

---

1 Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir - onur.ozturkoglu@deu.edu.tr

2 Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir - veysel.yurtseven@ogr.deu.edu.tr

3 Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir - yasar.taner@deu.edu.tr

4 Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir - ozgur.ozcelik@deu.edu.tr

5 Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir - serkan.gunel@deu.edu.tr

obtained in a wide range. It has been concluded that studies should be conducted with data sets to be recorded for a long time, including different operational and environmental conditions, in order to clearly reveal the effect of environmental and operational factors on modal parameters.

**Keywords:** Operational modal analysis, data acquisition system design, data processing, wind turbine.

## GİRİŞ

Fosil ve fosil türevi yakıtların kullanımı ekosisteme ciddi ve geri dönüşü olmayan zararlar vermektedir. Bu kapsamda yenilenebilir enerji kaynaklarına olan talep her geçen gün artmaktadır. Yenilenebilir enerji kaynakları arasında yer alan rüzgâr enerjisi, geleneksel enerji üretim yöntemlerine kıyasla yüksek verimlilik ve kısa amortisman süreleri gibi faktörler nedeniyle önem kazanmıştır. Son on iki yılda dünyada rüzgâr enerjisinde kurulu kapasite yaklaşık dört buçuk katına çıkarken [1], ülkemizde bu kapasite 4.7 katına çıkmıştır [2]. Türbinlerin rüzgâr, deprem, sıcaklık, dalga vb. etkileri altında yapısal davranışlarının incelenmesi sonucunda IEC [3], GL [4] ve RISØ [5] gibi çeşitli standartlar oluşturulmuştur.

Yenilenebilir enerjiye karşı artan talebi karşılamak amacıyla birçok ülkede olduğu gibi Türkiye’de de deprem tehlikesinin yüksek olduğu bölgelere rüzgâr türbinleri kurulmuştur. T.C. Enerji ve Tabii Kaynaklar Bakanlığı'nın "Türkiye Rüzgâr Enerjisi Potansiyel Haritası" [6] ile birlikte Afet ve Acil Durum Yönetimi Kurumu'nun (AFAD) "Türkiye Sismik Tehlike Haritası" [7] başlıklı yayınına bakıldığında, rüzgâr enerjisi potansiyeli yüksek bölgelerin deprem tehlike düzeylerinin yüksek olduğu görülmektedir. Bu nedenle Türkiye’de inşa edilen rüzgâr enerjisi santrallerinin çoğunluğu deprem tehlikesinin yüksek olduğu bölgelerdedir. Rüzgâr türbini üreticileri ve paydaşlarının proje bilgilerini akademik ve mühendislik camialarıyla daha çok paylaşması; kule sismik davranışının çalışılması, raporlanması, akademik ortamda yayınlanması/tartışılması ve kule tasarımlarının geliştirilmesi ve ilgili yönetmeliklerin güncellenmesine imkân oluşturacaktır. Rüzgâr türbinlerinin sismik davranışlarının anlaşılması için çalışan merkezlerin, bilim insanlarının ve yayınların sayısının artması gerekmektedir [8].

Rüzgâr türbinlerinin dinamik özellikleri çevresel ve operasyonel koşulların değişiminden etkilenmektedir. Sıcaklık artışıyla beraber yapısal modların frekanslarında küçülmeler gözlenmekle beraber rotor-nasel hattının referans alınan bir yön (genellikle coğrafi kuzey yönü) ile yaptığı açıyı belirten nasel doğrultusu değişimi daha çok mod şekillerini etkilemektedir. Türbin kanatlarının hareket halindeyken kule yakınında geçişlerinde etkileşime girmesi sebebiyle aerodinamik sönümler meydana gelmektedir. Aerodinamik sönüm negatif ve pozitif değerler alabileceği gibi yalnızca deneysel olarak gözlemlenmek mümkündür. Rotor hızının değişimi ile birlikte türbin kulesinin yapısal modlarındaki sönüm oranları da değişebilmektedir [9-10]

Bu çalışma, aktif olarak çalışan bir rüzgâr türbininin operasyonel ve çevresel etkiler altında modal parametrelerini Operasyonel Modal Analiz (OMA) yöntemleri kullanarak tahmin edilmesini amaçlamaktadır. Bu çevresel faktörlerin modal parametreler üzerindeki etkilerini anlamak, yapıyı sağlıklı izlemenin önemli bir parçasını oluşturacak ve rüzgâr türbininin karmaşık dinamik yapısının anlaşılmasını sağlayacaktır.

Sadece çıktı (only-output) tabanlı modal analiz olarak da bilinen OMA, bir yapının çeşitli çevresel uyaranlar altında tepkisini ölçmeye ve değerlendirmeye dayanır. Doğal çalışma koşulları altında, yapıya etkiyen kuvvetlerin ölçülemediği veya dışarıdan uyarmanın zor veya pratik olmadığı durumlarda sıkça kullanılan OMA yöntemleri inşaat mühendisliğinde köprüler, binalar, yaya köprüleri, tarihi yapılar, açık deniz platformları, rüzgâr türbinleri, barajlar, stadyumlar vb. yapıların modal parametrelerinin belirlenmesinde yaygın olarak kullanılmaktadır [11].

Bu çalışmada İzmir'in Urla ilçesinde aktif olarak çalışmakta olan 2.5MW'lık bir rüzgâr türbini için çeşitli sensörlerden (ivmeölçer, sıcaklık ve nemölçer) oluşan veri toplama sistemi tasarlanmış ve türbin kulesine yerleştirilmiştir. Veri toplama sistemi ve türbinin halihazırda bulunun Merkezi Denetleme Kontrol ve Veri Toplama (Supervisory Control and Data Acquisition, SCADA) sisteminden gelen verilerin (rüzgâr hızı, rüzgâr yönü, sıcaklık, rotor hızı, nasel doğrultusu ve pitch açısı) senkron olarak toplanabilmesi ve üniversite kampüsüne aktarımı için LabVIEW [12] yazılımı geliştirilmiştir. Toplanan veriler Artemis [13] bir OMA yöntemi olan İyileştirilmiş Frekans Tanım Alanında Ayırıştırma (Enhanced Frequency Domain Decomposition, EFDD) [14] yöntemi ile işlenmiş ve yapının dinamik karakterizasyonu yapılmıştır. Farklı operasyonel ve çevresel koşulların modal parametrelere olan etkisi yorumlanmıştır.

## AMAÇ

Çalışmanın asıl amacı çevresel ve operasyonel faktörlerin yapının modal özelliklerine etkisini tanımlayabilmektir. Bu sayede sonraki çalışmalarda çevresel ve operasyonel faktörlerin olumsuz etkilerinden arındırılmış ve sadece hasara duyarlı, güvenilir bir yapı sağlığı izleme sistemi geliştirilmesi mümkün kılınacaktır.

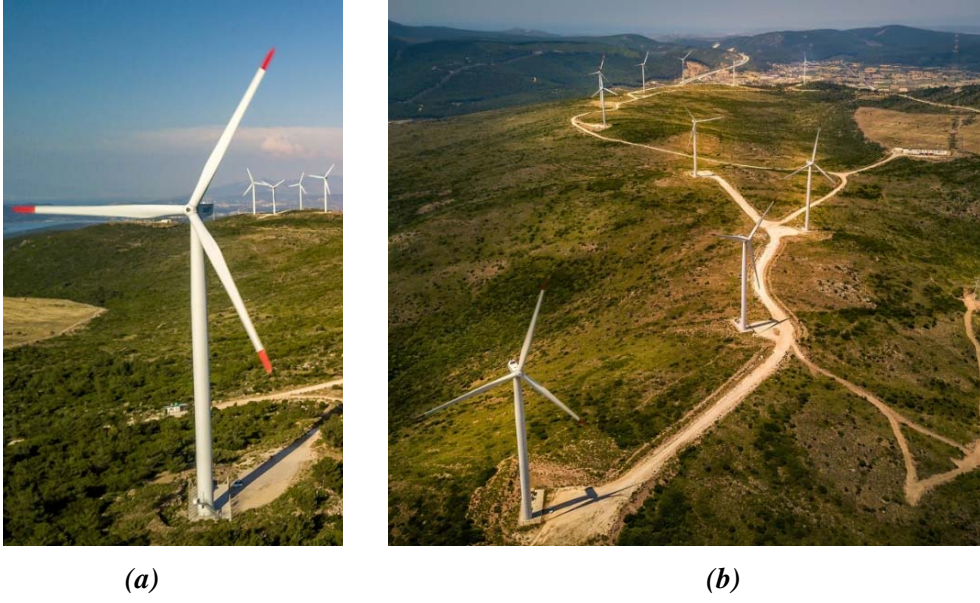
## RÜZGÂR TÜRBİNİNİN TANITILMASI

Araştırmada Urla/İzmir'de yerel bir enerji şirketi tarafından işletilen 2,5 MW kapasiteli bir rüzgâr türbini (Şekil 1) incelenmiştir. Türbin, 3 kanatlı ve yatay eksenli olup türbinin hub yüksekliği 90 metredir. Türbin kulesi, betonarme temel sistemine bulonlar ile sabitlenmiş ince cidarlı çelik bir silindir formundadır. Nasel, hub ve kanatlar türbin kulesi tepesinde bulunur. Rüzgâr türbininin çeşitli özellikleri Tablo 1'de sunulmuştur.

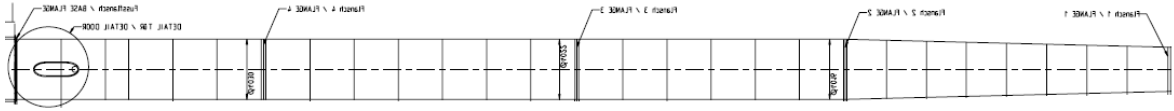
**Tablo 1 - Rüzgâr türbini özellikleri**

Özellikler	Değerler
Kurulu güç	2.5MW
Nominal rüzgâr hızı	13 m/sn
Devreye giriş rüzgâr hızı	3 m/sn
Devreden çıkış rüzgâr hızı	25 m/sn
Rotor hızı	9,6-16 rpm
Rotor çapı	90 m
Kule yüksekliği	80 m
Hub yüksekliği	90 m
Nasel kütlesi	91 ton
Rotor kütlesi	55 ton

Türbin kulesi birbirine civatalarla bağlı 4 bölümden oluşmaktadır. Her bir bölümün kalınlığı ve çapı yükseklikle boyunca azalmaktadır (Şekil 2). Kulenin malzeme özellikleri Tablo 2'de verilmiştir.



Şekil 1 - a) İzlenen rüzgâr türbini b) Rüzgâr enerji santralinin genel görünümü



Şekil 2 - Kule geometrisi (sol taraf temel, sağ taraf kule üst noktası).

Tablo 2 - Rüzgâr türbini kulesi malzeme özellikleri

Parametre	Değerler
Akma dayanımı	355 MPa
Çekme dayanımı	510-630 MPa
Elastisite modülü	210 GPa
Kayma modülü	81 GPa
Yoğunluk	7850 kg/m <sup>3</sup>
Poisson oranı	0.3

Kulenin üzerinde oturduğu zemin Aralık/2008 tarihinde yapılan zemin etüt çalışmasında incelenmiş ve bazı parametreleri Tablo 3'de verilmiştir.

Tablo 3 - Rüzgâr türbini sahası zemin özellikleri

Parametreler	Değerler
Taşıma kapasitesi ( $q_a$ )	3 kg/cm <sup>2</sup>
Zemin yatak katsayısı ( $k_s$ )	15000 t/m <sup>3</sup>
Birincil dalga hızı ( $V_p$ )	399-910 m/s
İkincil dalga hızı ( $V_s$ )	173-267 m/s

## VERİ TOPLAMA SİSTEMİ

Çevresel ve operasyonel faktörlerin rüzgâr türbininin modal özellikleri üzerindeki etkisini incelemek amacıyla bir önceki bölümde tanıtılan rüzgâr türbini için veri toplama sistemi tasarlanmıştır. Bu veri toplama sistemi kendi sensörleri aracılığı ile çeşitli seviyelerden ivme, sıcaklık ve nem verileri toplamaktadır. Bunlara ek olarak türbinin SCADA sisteminden rüzgâr hızı, rüzgâr yönü, sıcaklık, nasele doğrultusu, pitch açısı ve rotor hızı bilgileri tasarlanan veri toplama sistemi aracılığıyla kaydedilmektedir. Tüm bu veriler senkronize olarak toplanmaktadır.

Türbin kule yüksekliği 80 metre olup, her 20 metrede bir üzerinde yürünebilen yatay platformlar bulunmaktadır. Bu seviyeler yerden yüksekliklerine göre şu şekilde isimlendirilmiştir; Seviye 1: 0 metre (temel), Seviye 2: 20 metre, Seviye 3: 40 metre, Seviye 4: 60 metre, Seviye 5: 80 metre (kulenin üstü). Kule yüksekliği boyunca kurulan sistemin bileşenleri ve sistemin genel özellikleri Tablo 4'te verilmiştir.

Her seviyede bulunan veri toplama sistemi bileşenleri şu şekilde listelenmiştir:

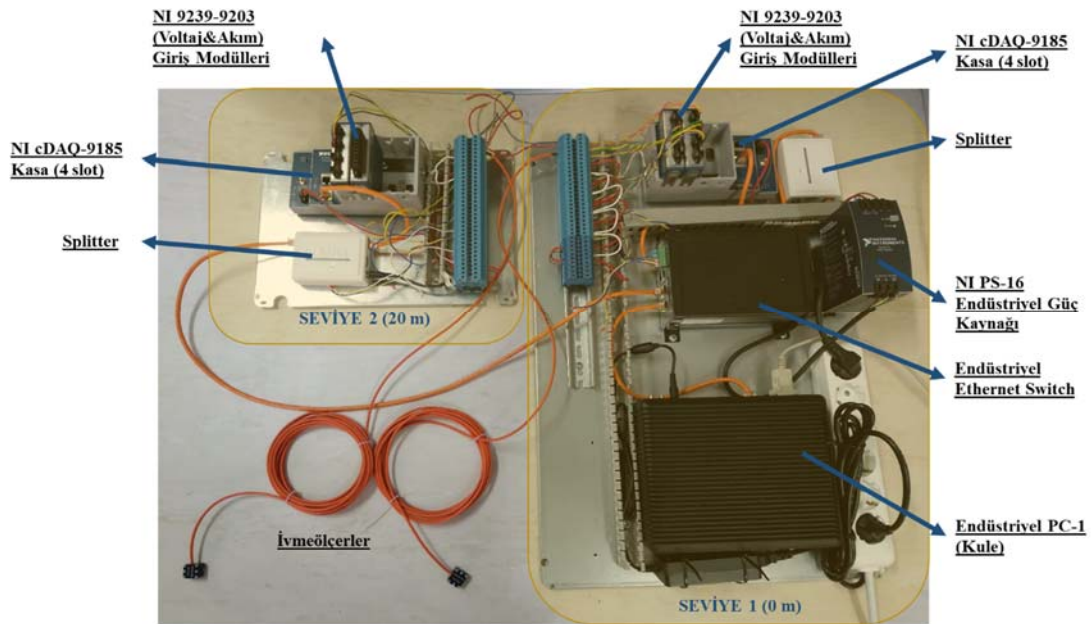
- **Seviye 1 (0 metre):** Bu seviyede bir adet üç eksenli ivmeölçer, üç adet tek eksenli ivmeölçer ve bir adet sıcaklık/nem sensörü bulunmaktadır. Sensörlerden veri toplamak için iki adet NI 9239 ve bir adet NI 9203 modül modülü bir cDAQ-9185 kasasına bağlanmıştır. Bunlara ek olarak endüstriyel PC, PoE switch, güç kaynağı, UPS ve P2P anten temel seviyesine yerleştirilmiştir.
- **Seviye 2 (20-metre):** Bu seviyede iki adet tek eksenli ivmeölçer bulunmaktadır. Sensörlerden veri toplamak için bir cDAQ-9185 kasasına bir NI 9239 modülü bağlanmıştır.
- **Seviye 3 (40 metre):** Bu katta iki adet tek eksenli ivmeölçer ve bir adet sıcaklık sensörü bulunmaktadır. Sensörlerden veri toplamak için bir cDAQ-9185 kasasına bir NI 9239 modülü bağlanmıştır.
- **Seviye 4 (60 metre):** Bu katta iki adet tek eksenli ivmeölçer bulunmaktadır. Sensörlerden veri toplamak için bir cDAQ-9185 kasasına bir NI 9239 modülü bağlanmıştır.
- **Seviye 5 (80 metre):** Bu katta iki adet tek eksenli ivmeölçer ve bir adet sıcaklık/nem sensörü bulunmaktadır. Sensörlerden veri toplamak için bir cDAQ-9185 kasasına bir NI 9239 bağlanmıştır.

**Tablo 4 - Veri toplama sistemi bileşenleri.**

Cihaz	Özellik
Tek Eksenli İvmeölçer	Tek eksenli ivmenin ölçümü
Tek Eksenli İvmeölçer	Üç eksenli ivmenin ölçümü
Sıcaklık/Nem Sensörü	Sıcaklık ve rölatif nem ölçümü
NI 9239 Analog Giriş Modülü	Sürekli zamanlı ve genlikli analog sinyalleri ayrık zamanlı ve genlikli dijital sinyallere dönüştürme
NI cDAQ-9185 Kasa	Zamanlamayı, senkronizasyonu ve veri aktarımını kontrol eder (en fazla dört modül takılabilir)
NI PS-16 Endüstriyel Güç Kaynağı	Kuledeki tüm sistem için güç sağlama
P2P Wireless Anten	Verileri şalt sahasından türbin kulesine aktarma
Endüstriyel PC	Sistemi çalıştırmak için LabVIEW kodlarını çalıştırır ve veri akışını kontrol etme

İş İstasyonu	Kampüse ulaşan verinin analizleri için çeşitli kodlar çalıştırma
NAS	Toplanan tüm verileri yedekleme
UPS	Elektrik kesintisi durumunda sistemin kapanmasını önleme
Endüstriyel Ethernet Switch	Cihazların birbirleriyle iletişim kurmasını sağlama
Splitter	Veri ve güç sinyallerini ayırma

Veri toplama sistemi türbine monte edilmeden önce sahadaki konfigürasyona uygun olarak bir araya getirilip laboratuvar ortamında test edilmiştir (Şekil 3).



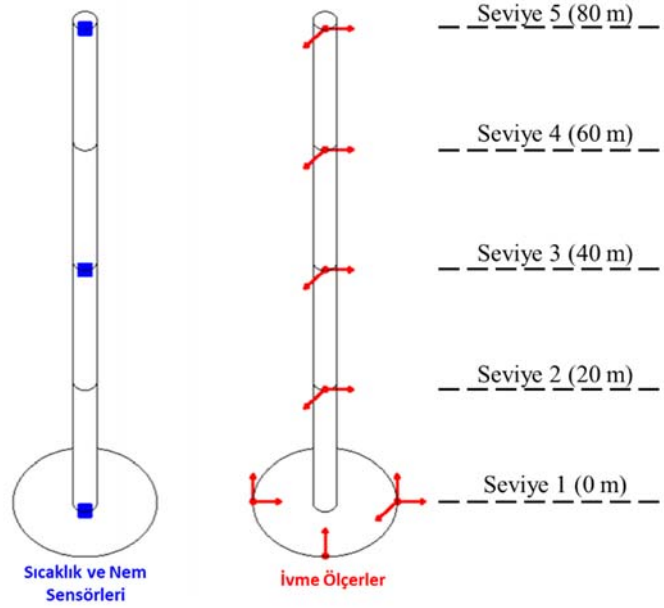
Şekil 3 - Veri toplama sistemi bileşenlerinin laboratuvar ortamında bir araya getirilmesi

NI cDAQ-9185 kasalarının üzerindeki IEEE 802.1AS protokolüne sahip ethernet kartlarının zamana bağlı senkronizasyon özelliği bulunmaktadır. Yani farklı seviyelerdeki kasalar Ethernet kablolarıyla birbirine bağlanarak ve zaman senkronizasyonuna sahip Ethernet kartları üzerinden senkron bir şekilde veri toplayabilmektedir. Sensörlerin çıkış tipine uygun (voltaj/akım) modülleri NI 9185 kasalara takılmış, sensörler ise çıkış türüne göre modüllere bağlanmıştır.

Bu proje için özel olarak üretilen 8 portlu endüstriyel switch, türbin kulesindeki tüm cihazların birbirleriyle iletişim kurmasını sağlamıştır. Aynı zamanda PoE kabloları ile switch üzerinden hem veri akışı hem de enerji akışı sağlanmıştır.

Kulenin iç kısmına üç farklı seviyede (0 m., 40 m. ve 80 m.) sıcaklık ve nem ölçer sensörler yerleştirilmiştir. Temel seviyesinde bir adet üç eksenli, üç adet tek eksenli ivmeölçer ve kule boyunca her bir seviyede iki adet tek eksenli ivmeölçer birbirine dik olarak yerleştirilmiştir (Şekil 4). Yerleştirilen ivmeölçerlerin teknik özellikleri Tablo 5'te gösterilmiştir.





Şekil 4 - Kule boyunca sensör yerleşim planı

Tablo 5 - İvmeölçer özellikleri.

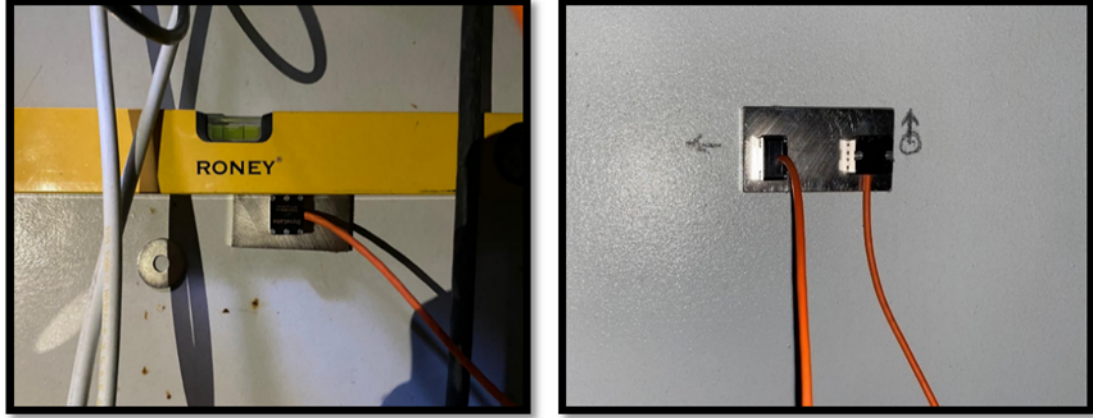
Tek Eksenli/Üç Eksenli İvmeölçer		
İvme Aralığı	(g)	±5
Hassasiyet	(mV/g)	540
Frekans Aralığı	(Hz)	700
Gürültü	( $\mu\text{g}/\sqrt{\text{Hz}}$ )	0.1
Bias Sıcaklığı	( $\text{mg}/^\circ\text{C}$ )	17
Şok Dayanımı	(g)	2500
Çalışma Gerilimi	(V)	5-20

İvme verilerinin doğru bir şekilde elde edilebilmesi için ivmeölçerlerin yatay ve dikey yönlerde doğru yerleştirilmesi kritiktir. Doğru yerleşimi sağlamak amacıyla, Şekil 7'de gösterildiği gibi bir su terazisi ile yerleşim yapılmıştır. Ayrıca ivmeölçerlerin birbirine göre konumları lazer metre ile ölçülerek aynı seviyede olmaları sağlanmıştır. İvmeölçerler kule türbin yüzeyine yapıştırılan güçlü mıknatıslar üzerlerine tutturulmuştur (Şekil 5).

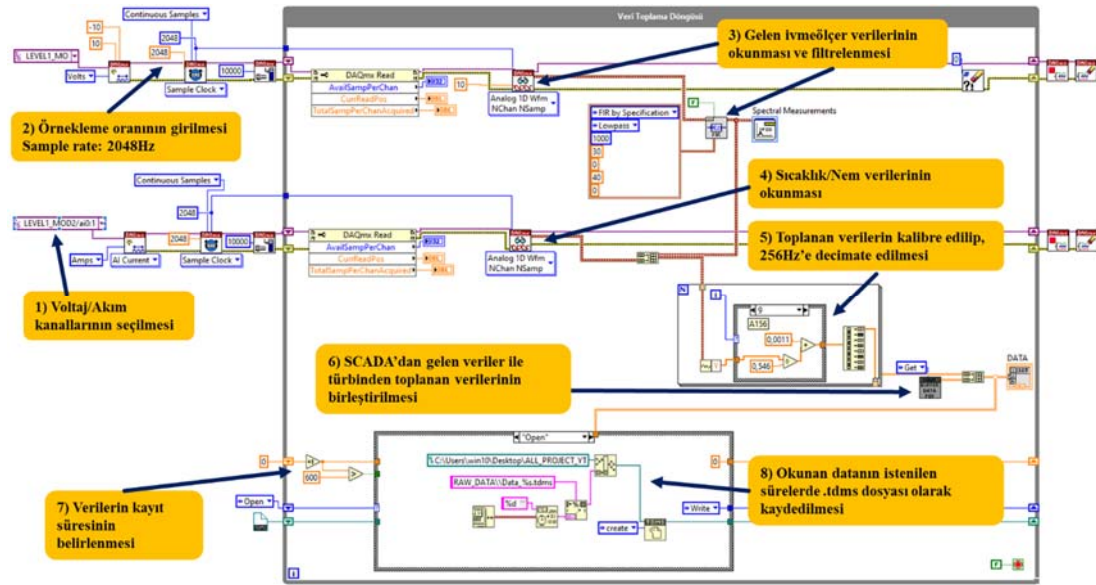
Ayrıca veri toplama sisteminin kurulduğu türbin için rotor hızı, nasele doğrultusu, eğim açısı, üretilen güç, dış sıcaklık değerleri SCADA sisteminden kampüsteki iş istasyonuna anlık olarak aktarılmaktadır. SCADA sisteminin bulunduğu şalt sahasından ve veri toplama sisteminin kurulu olduğu türbinden toplanan veriler, kampüste bulunan iş istasyonuna sürekli ve anlık olarak aktarılmaktadır.

Şalt sahasında bulunan SCADA sistemi, türbin ve Dokuz Eylül Üniversitesi kampüsü arasındaki iletişim ve kayıpsız veri aktarımı, LabVIEW yazılımı kullanılarak geliştirilen kodlar ile sağlanmaktadır. İlk olarak veri toplama sistemi ağ altyapısı kurulup, güvenlik duvarı ayarları yapılarak bu iletişim noktalarının birbirleri ile güvenli bir şekilde haberleşmesi sağlanmıştır. Şalt sahası ile türbin arasındaki iletişim P2P antenler kurularak sağlanmıştır. Türbinde toplanan SCADA verileri ve türbin üzerindeki sensörlerden toplanan veriler ise LabVIEW yazılımı ile

senkron bir şekilde bir araya getirilip Dokuz Eylül Üniversitesi kampüsünde bulunan iş istasyonuna anlık olarak aktarılmıştır. Bu işlemler için yazılan LabVIEW kodu Şekil 6'de görülmektedir.



Şekil 5 - İvmeölçerlerin yerleştirilmesi



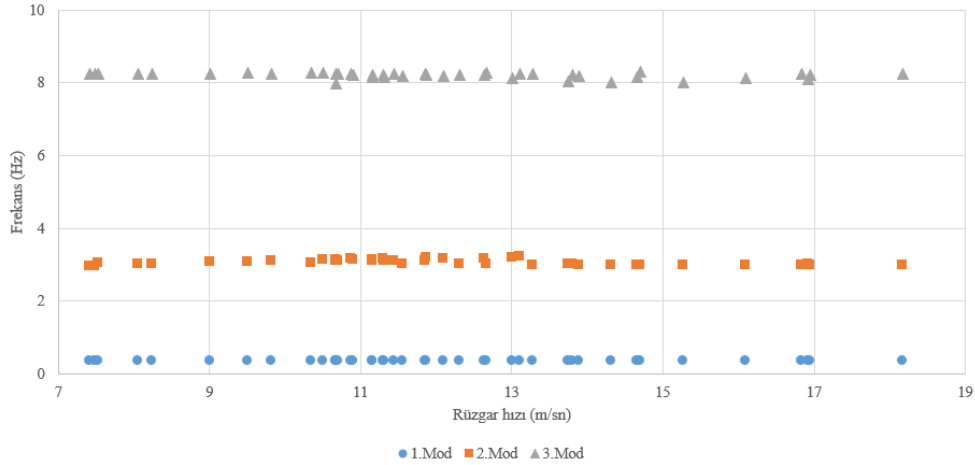
Şekil 6 - Türbinde çalıştırılan veri toplama döngüsü (LabVIEW)

Yapılan işlemler Şekil 6'da görüldüğü gibi sırayla ilerlemektedir. Öncelikle türbinden toplanacak verilere ait kanallar seçilmiştir. Donanım tipimiz NI-cDAQ olduğu için bu aşamada NI-DAQmx paletinden yer alan kanal seçme, örneklem ayarlarını yapma, veri okuma gibi fonksiyonlar kullanılmıştır. Kanal seçiminin ardından verinin örneklem frekansı belirlenerek toplanan veri bir döngü içerisinde okunmuştur. Alınan sinyallere; gerek olması durumunda uygun filtreler uygulanabilmektedir. Şekil 8'de görülen filtre ile sinyallerin aliasing yapması engellenmiştir. Voltaj ve akım çıkışlı sensör verileri ile SCADA verileri senkron bir şekilde toplanıp istenilen kayıt süreleri boyunca sürekli olarak .tdms dosya formatında kaydedilmiştir. Toplanan verilere ayrıca LabVIEW üzerinde yazılan farklı kodlar çalıştırılarak Dokuz Eylül Üniversitesi kampüsünde çalışan iş istasyonuna İletim Kontrol Protokolü (Transmission Control Protocol, TCP) protokolü ile anlık olarak sürekli bir şekilde aktarılmaktadır.

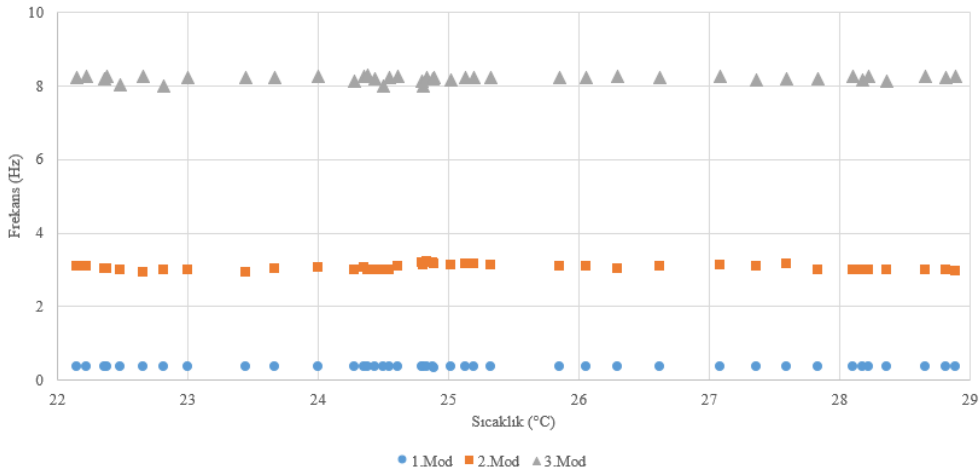
## ANALİZLER

Türbin kule yüksekliği boyunca her seviyeden veri toplayabilmek için dağıtılmış olarak tasarlanan veri toplama sistemi, laboratuvar ortamında gerekli testleri yapıldıktan sonra kuleye monte edilmiştir. 03.06.2022 saat 22.13 ile 04.06.2022 saat 05.12 arasında toplam 7 saat boyunca 10'ar dakikalık paketler halinde ivme, rüzgâr hızı, sıcaklık ve rotor hızı verileri senkronize olarak kaydedilmiştir. Kule üzerinde bulunan her seviyeden 2048 Hz örnekleme frekansı ile toplanan ivme verileri ilk önce köşe frekansı 30 Hz olan alçak geçiren (low-pass) filtreden geçirilmiştir. Daha sonra işlem süresini optimal düzeye getirmek için veri 256 Hz örnekleme frekansı ile yeniden örneklenmiş ve eğilimden arındırma (detrend) işlemi uygulanmıştır. 10 dakika uzunluğundaki 42 adet veri dosyası ile Artemis [10] ortamında bir Operasyonel Modal Analiz yöntemi olan EFDD metodu ile işlenmiş ilk üç yapısal moda ait frekans ve sönüm değerleri birbirine dik iki doğrultuda elde edilmiştir. Ayrıca her saat başında yapılan analizlerde iki doğrultudaki mod şekilleri kaydedilmiştir. Toplamda 84 adet analiz yapılmıştır. Yapılan analizlerde X doğrultusu ivme ölçerlerin kuleye yerleştirildiği noktadaki teğetsel doğrultuyu, Y doğrultusu ise aynı noktadaki radyal doğrultuyu temsil etmektedir.

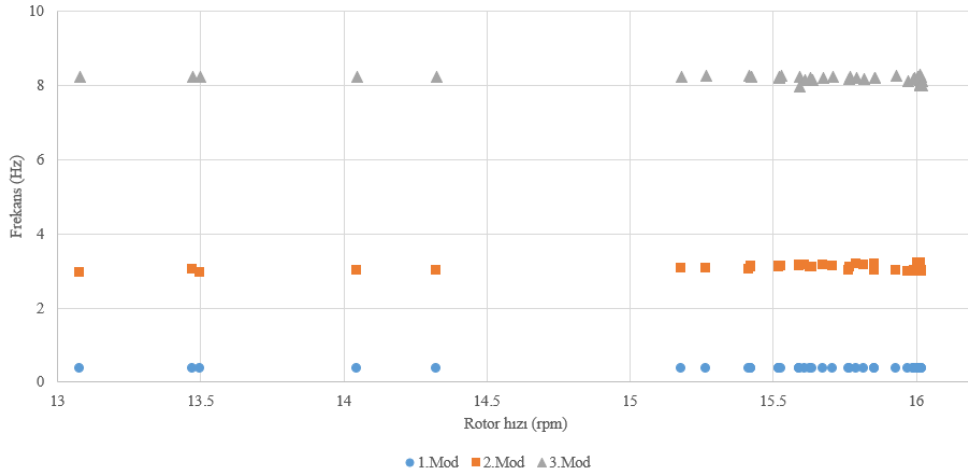
Türbin kulesinde teğetsel olarak yerleştirilen ivmeölçerler doğrultusunda yapılan analizler sonucunda ilk üç yapısal mod frekansının rüzgâr hızı, sıcaklık ve rotor hızıyla olan ilişkisi Şekil 7-9'da sunulmuştur. Bu doğrultuya dik olan Y doğrultusunda yapılan analizlerde benzer sonuçlar elde edilmiştir.



Şekil 7 - Rüzgâr hızı – frekans ilişkisi.



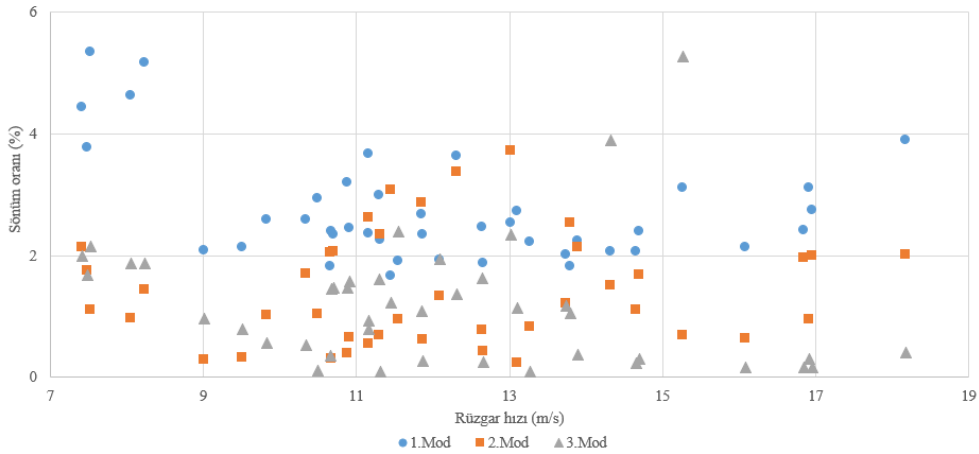
Şekil 8 - Sıcaklık – frekans ilişkisi.



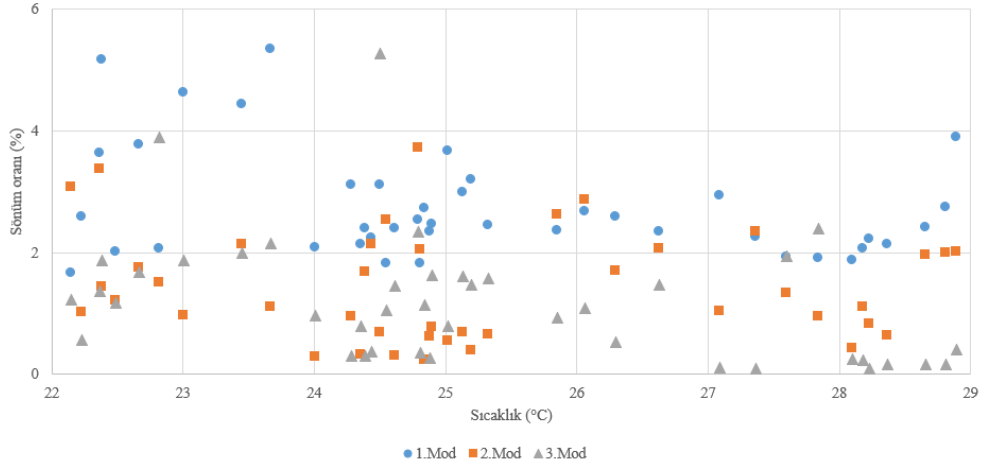
Şekil 9 - Rotor hızı- frekans ilişkisi.

Şekil 7-9 incelendiğinde, yapının 1. mod frekanslarının 0.36 Hz, 2. mod frekanslarının 2.98 Hz ve 3. mod frekanslarının 8.10 Hz civarında elde edildiği görülmektedir. 1. mod frekans değerleri tüm rüzgâr hızı, rotor hızı ve sıcaklık değerlerinde 0.36 Hz seviyesinde kararlı iken 2. ve 3. mod frekans değerlerinde küçük farklılıklar gözlenmektedir. Buna rağmen mod frekanslarının; rüzgâr hızı, sıcaklık ve rotor hızı parametrelerinin değişiminden etkilenmediği görülmektedir. Çalışmada kullanılan verinin toplandığı 7 saat sürecinde rüzgâr hızı 7 ila 18 m/sn, sıcaklık 22 ila 29 °C ve rotor hızı 13 ila 16 rpm değerleri arasında değişmektedir. Bu aralıklar, özellikle sıcaklık değerleri için, oldukça dar olduğundan çevresel ve operasyonel faktörlerin mod frekansları üzerinde etkisinin görülmesinde yeterli olmadığı düşünülmektedir.

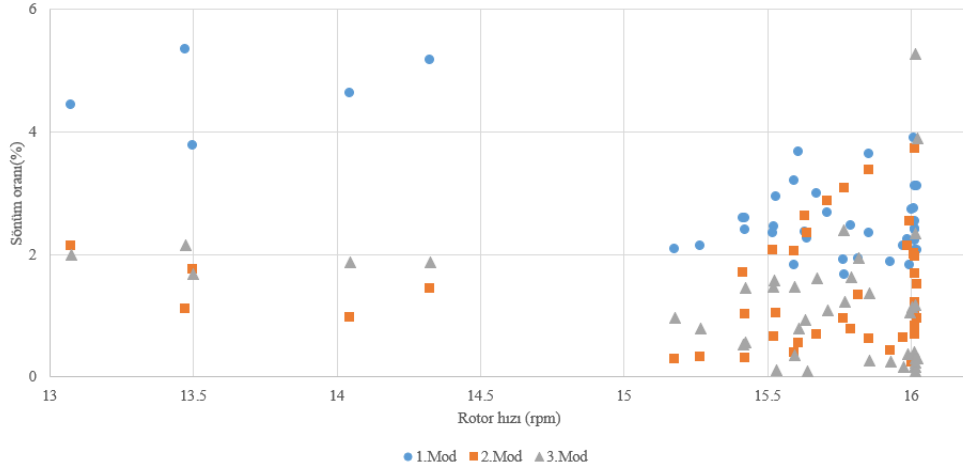
X doğrultusunda yapılan analizlerden ilk üç yapısal moda ait sönüm oranlarının rüzgâr hızı, sıcaklık ve rotor hızı ile olan ilişkisi Şekil 10-12'de sunulmuştur. Saat başı yapılan analizlerden elde edilen mod şekilleri Şekil 13'de gösterilmiştir. Y doğrultusunda elde edilen sonuçlar benzer özellikler göstermektedir.



Şekil 10 - Rüzgâr hızı – sönüm oranı ilişkisi.



Şekil 11 - Sıcaklık – sönüm oranı ilişkisi.

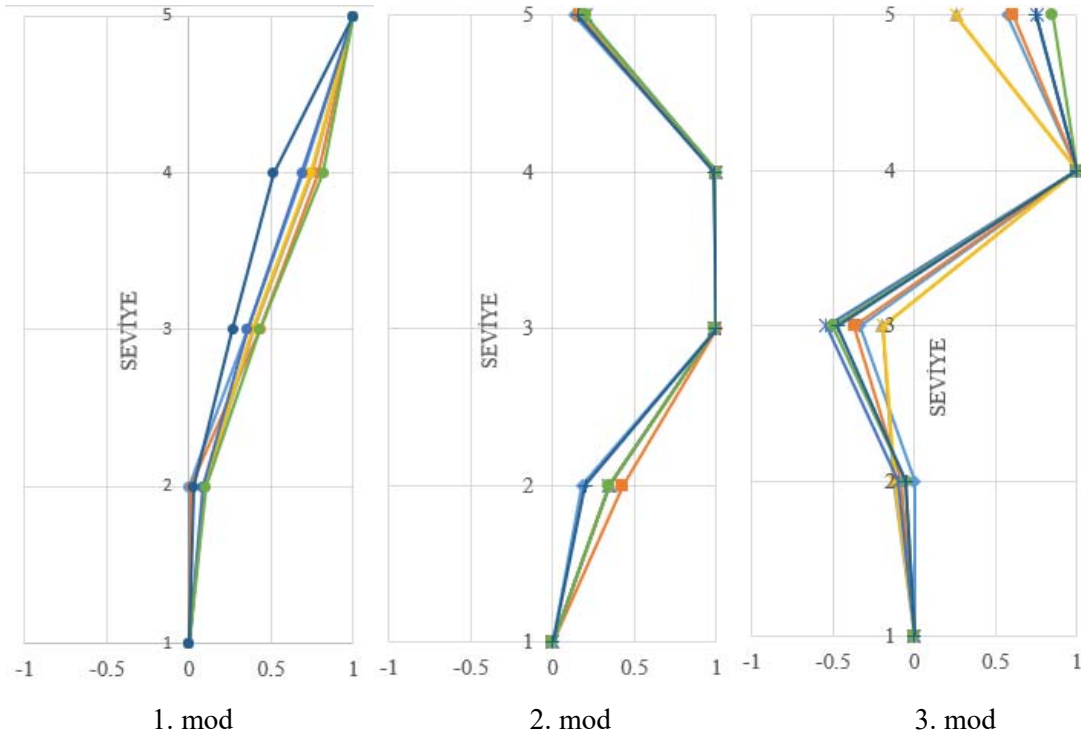


Şekil 12 - Rotor hızı – sönüm oranı ilişkisi.

Modal özellikler arasında sönüm oranı belirsizliği en yüksek parametredir. Buna ek olarak rüzgâr türbini yapılarında hareketli rotor kanatlarının kule önünden periyodik olarak geçmesi ile ortaya çıkan aerodinamik sönüm negatif ve pozitif değerler alabildiğinden bu parametrenin belirsizliğini önemli ölçüde arttırmaktadır. Bu sebeple ilk üç yapısal mod için analizlerden elde edilen sönüm oranlarının varyansının yüksek olduğu görülmektedir. Analizler rüzgâr türbini çalışır durumdayken toplanan veriler ile yapıldığından, aerodinamik sönümün de etkisi ile, yapıdaki sönüm değerleri bazı durumlarda alışılmalı değerlerin üzerinde elde edilmiştir. Şekil 13'te görüldüğü üzere üç mod için de elde edilen mod şekilleri her saat başı yapılan analizler için birbirine benzer elde edilmiştir.

## SONUÇ

Çevresel ve operasyonel faktörlerin, rüzgâr türbininin modal özelliklerine etkisini araştırmak amacıyla, kullanımda olan bir rüzgâr türbini için, kule yüksekliği boyunca dağıtılmış bir veri toplama sistemi tasarlanmıştır. Bu sistem kendi sensörleri aracılığıyla topladığı ivme, sıcaklık ve nem verilerine ek olarak türbininin SCADA sistemi tarafından toplanan rüzgâr hızı, rüzgâr yönü, rotor hızı, nasel doğrultusu ve pitch açısı gibi değişkenleri de senkronize olarak kaydetmektedir.



Şekil 13 - Mod şekilleri.

Tüm veriler türbin sahasından üniversite kampüsüne anlık olarak aktarılmaktadır. Bu çalışmada 10 dakikalık paketler halinde 7 saat toplanan veri seti kullanılarak EFDD metodu ile türbinin dinamik özellikleri belirlenmiştir. Toplamda yapılan 84 adet analiz sonuçları incelendiğinde rüzgâr hızı, sıcaklık ve rotor hızı ile ilk üç yapısal moda ait frekans değerleri, sönüm oranları veya mod şekilleri arasında bariz bir ilişki tespit edilememiştir. Çevresel ve operasyonel faktörlerin modal parametrelere etkisinin net bir şekilde ortaya konulabilmesi için farklı operasyonel ve çevresel koşulları da içerecek şekilde uzun süreli kaydedilecek veri setleri ile çalışmalar yapılacaktır. Geliştirilmiş olan bu sistem kullanılarak uzun dönemli veri setleri elde edildiğinde, pitch açısı, nasel doğrultusu, nem ve türbin kulesi yüksekliği boyunca sıcaklık değişimi gibi parametrelerin de rüzgâr türbininin dinamik özelliklerine olan etkisini daha detaylı araştırılacaktır.

### Teşekkür

Yazarlar, 120M218 numaralı projede verdiği mali destek için Türkiye Bilimsel ve Teknolojik Araştırma Kurumu'na (TÜBİTAK), saha çalışmalarında verdiği desteklerden ötürü Dost Enerji'ye ve verdiği ekipman desteği için Kentkart A.Ş.'ye teşekkürlerini sunmaktadır. Bu yayında ifade edilen tüm görüşler, bulgular, sonuçlar ve öneriler yazarlara aittir, sponsor kuruluşların görüşlerini yansıtmayabilir.

### Kaynaklar

1. World Wind Energy Association. "World Market for Wind Power Saw Another Record Year in 2021". <https://wwindea.org/world-market-for-wind-power-saw-another-record-year-in-2021-973-gigawatt-of-new-capacity-added/>

2. Türkiye Rüzgâr Enerjisi Santralleri Birliği. "Türkiye Rüzgâr Enerjisi İstatistik Raporu" Ocak 2022.
3. International Electrotechnical Commission, International Standart Wind Turbines Design requirements (IEC 2005), 2005.
4. Guideline for the Certification of Wind Turbines (2010), Germanischer Lloyd, 2010.
5. Risø Wind Consult, INR, Wind Energy Department Risø National Laboratory Technical University of Denmark (DTU), 2002.
6. T.C. Enerji ve Tabii Kaynaklar Bakanlığı. "Türkiye Rüzgâr Enerjisi Potansiyel Haritası". <https://repa.enerji.gov.tr/REPA/bolgeler/TURKIYE-GENELI.pdf> erişim tarihi: 27 April 2022.
7. Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı (AFAD). "Türkiye Sismik Tehlike Haritası". <https://deprem.afad.gov.tr/deprem-tehlike-haritasi> erişim tarihi: 27 April 2022.
8. Katsanos, E. I., Thöns, S., & Georgakis, C. T., "Wind turbines and seismic hazard: a state-of-the-art review", *Wind Energy*, 19(11), 2113-2133, 2016.
9. Hu, W. H., Thöns, S., Rohrmann, R. G., Said, S., ve Rucker, W. (2015). Vibration-based structural health monitoring of a wind turbine system. Part I: Resonance phenomenon. *Engineering Structures*, 89, 260-272.
10. Hu, W. H., Thöns, S., Rohrmann, R. G., Said, S., ve Rucker, W. (2015). Vibration-based structural health monitoring of a wind turbine system Part II: Environmental/operational effects on dynamic properties. *Engineering Structures*, 89, 273-290.
11. Rainieri, C. and Fabbrocino, G. *Operational Modal Analysis of Civil Engineering Structures*, Springer, 2014, 104 p.
12. LabVIEW 2020 Professional development system by National Instruments. 11500 North Mopac Austin, Texas 78759 USA.
13. Structural Vibration Solutions ApS, "ARTEMIS Extractor, Release 4.0, User's Manual", Denmark, 2001.
14. Brincker R., Zhang L. ve Andersen P. (2001) Modal identification of output only systems using frequency domain decomposition. *Smart Materials and Structures*, S0964- 1726(1), 441-445.





## Kırılgnlık Eğrisi Kullanımının Elektrik Dağıtım Sistemlerinin Depremden Sonra Yeniden Ayağa Kaldırılmasına Etkisi\*

Merve BAYRAKTAR<sup>1</sup>, Burcu GÜLDÜR ERKAL<sup>2</sup>

### ÖZET

*Yürütölen çalışmada depremden sonra elektrik kesintilerine sebebiyet verebilecek kritik konumları önceden tespit edebilmek ve gerekli önlemlerin alınması için bir altyapı oluşturmak amaçlanmıştır. İstanbul-Kadıköy bölgesindeki 2 bina kat planları kullanılarak modellenmiş, gerçek deprem verileri kullanarak doğrusal olmayan zaman tanım analizleri yapılarak kırılgnlık eğrileri elde edilmiştir. Elde edilen kırılgnlık eğrileri depremden sonra orta gerilim elektrik dağıtım sistemlerini yeniden ayağa kaldırmak için tasarlanan Markov Karar Sürecinde (MKS) girdi olarak kullanılarak farklı deprem senaryoları için sonuçlar elde edilmiştir. Örnek alınan 30 baralı sistemde kullanılan kırılgnlık eğrileri özellikle M5'in üzerindeki depremlerde oldukça etkili ve hızlı sonuçlar vermiştir.*

**Anahtar Kelimeler:** Markov Karar Süreci, Kırılgnlık Eğrileri, Yeniden Elektriklendirme.

### ABSTRACT

#### ***The Effects of the Usage of Fragility Curves on Re-electrification of Electric Distribution Systems After an Earthquake***

*The study's objective is to identify the key locations that could result in power outages following an earthquake and to set up the framework for adopting the appropriate safety measures. Floor plans were used to model two buildings in the İstanbul-Kadıköy area, and fragility curves were produced using non-linear time history analyses and actual earthquake data. The Markov Decision Process (MKS), developed to restore medium voltage power distribution systems after an earthquake, was used to obtain results for various seismic situations. Using fragility curves yielded quick and effective results, especially for earthquakes greater than M5, using a 30-busbar system as an example.*

**Keywords:** Markov Decision Process, Fragility Curves, Re-Electrification.

---

1 Hacettepe Üniversitesi, Ankara - merve.bayraktar@hacettepe.edu.tr

2 Hacettepe Üniversitesi, Ankara - burcuguldur@hacettepe.edu.tr

## **GİRİŞ**

Enerji temininin güvenliği, toplumun genel elektrik kullanımını göz önüne alındığında, temel bir endişe kaynağıdır. Modern toplumun sorunsuz işleyişi günümüz dünyasında tümüyle elektrik enerjisine dayalıdır. Birçok temel hizmet (su, gaz, iletişim vb.) elektriğin sürekliliğine bağlı olarak sağlanmaktadır, bu durum elektrik sürekliliğini hayati bir noktaya taşımaktadır.

Muhtemel bir deprem sonrasında yardım ekiplerinin ve araçlarının hızlı bir şekilde deprem bölgelerine ulaştırılmasının ön koşulu olan iletişim altyapısının kesintiye uğramaması için yeniden elektrikleştirilmenin bir an önce gerçekleştirilmesi büyük önem arz etmektedir. Depremden sonra meydana gelen olası elektrik kesintileri sadece iletişim için değil, içme suyu temini, arıtma tesislerinin sürdürülebilirliği ve hastanelerin hizmetine devam edebilmesi için de tehdit oluşturmaktadır.

Depremden sonra elektriğin sürekliliğinin sağlanamaması sonucu yapısal hasarı olmamasına rağmen hizmet veremeyen hastaneler olabilmektedir, örneğin 1999 Kocaeli depreminden sonra hastanelerin yarısı elektrikle beslenememiştir [1]. Depremlerden sonra meydana gelen bu elektrik kesintileri 1995 yılında Kobe, Japonya'da da meydana gelmiştir ve tüm deprem bölgesi üç ila beş günlük bir süre boyunca elektriksiz kalmıştır [2]. Elektrik enerjisi beslemesi, enerji tedarik sistemleri, müdahale planları, deprem risk değerlendirmesi ve yönetimine odaklanan deprem sonrası afet yönetimi araştırmaları artmaktadır, örneğin elektrik güç sistemlerinin sismik performans analizleri, Energy Working Group ve M. Shinozuka vd. çalışmalarında üzerinde durulan temel konu olmuştur [3-5]. Elektrik şebekelerinin restorasyonu çeşitli açılardan birçok araştırmada değerlendirilmiştir [6-12]. Qiu vd. ve Zhao vd. çalışmalarında olası felaketler için (felaket öncesinde) ağ restorasyonu yöntem önerilerinde bulunmuştur [6,7].

Bir depremin nerede ve ne kadar güçlü bir şekilde meydana geldiği yapıların hasar görülebilirliklerini doğrudan etkiler. Bu nedenle, deprem sonucunda sonsuz sayıda yıkım senaryosu ortaya çıkabilir. Bu, afet gerçekleşmeden geliştirilen senaryolarının kullanılabilirliğini kısıtlamaktadır. Yeniden elektrikleştirme süreci için geliştirilen bu yöntemlerde ve yapılan çalışmalarda, doğrudan sahadan gelen verilere göre değil de oluşturulan senaryoya göre literatürde bulunan tahminsel yaklaşımlar kullanılmaktadır. Mevcut çalışmada ise doğrudan sahadan gelen verilere göre ve depremin özelliklerini göre hazırlanan bilgiler kullanılmıştır. Çünkü elektrik dağıtım sistemlerinin düzgün çalışabilmesi için sistem gözlemlenebilirliğinin tam olarak sağlanması gerekmektedir.

## **AMAÇ**

Bu çalışmanın amacı, deprem meydana geldikten sonra orta gerilim elektrik dağıtım sisteminin en kısa sürede yeniden elektrikleştirilmesine yardımcı olacak bir arazi destek yazılımı geliştirmektir. Bu sorunun merkezini oluşturan deprem sonrası elektrik kesintilerini operasyonel bir arızadan ayıran en büyük fark, depreme bağlı olarak şebeke yapısında meydana gelen değişikliklerdir. Bu değişikliklerin temel nedeni, bazı sistem elemanlarının (elektrik direkleri, panolar, trafolar vb.) deprem nedeniyle hasar görmesi ve kullanılamaz hale gelmesidir.

Deprem meydana geldikten sonra, hastaneler, askeri üsler ve önemli devlet daireleri gibi kritik bölgelere elektrik enerjisinin geri kazandırılması büyük önem taşımaktadır. Dolayısıyla yeniden elektrikleştirme en kısa sürede tamamlanmalıdır. Elektrik ağının çöküşünden sonra ayağa kaldırılma sorunu araştırmacılar tarafından yıllarca araştırılmış ve belirli bir olgunluk kazanmıştır. Yeniden elektrikleştirme başlı başına bir sorun iken, afet durumlarında gelişen sorunların çözülmesi daha da zorlaşır. Bunun temel nedeni deprem nedeniyle birçok yapının yıkılması, ulaşımın ve iletişimin sağlanamamasıdır. Bir deprem sırasında ve sonrasında elektrik şebekesinin elemanları (elektrik direkleri, dağıtılmış üretim tesisleri, dağıtım trafoları) doğrudan zarar görebilir, çünkü bu elemanlar etrafındaki yapıların yıkılmasıyla kullanılamaz hale gelebilir.

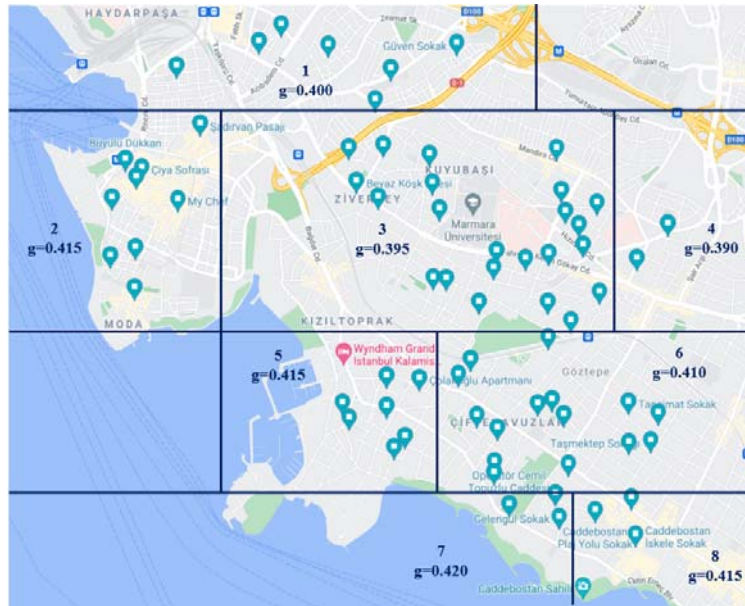
Bu çalışma, sistem operatörlerine elektrik şebekesini yeniden ayağa kaldırma konusunda karar desteği sağlayacak bir sistemde kullanılması için sahadaki gerçek verileri temsil eden doğru girdileri hazırlamayı amaçlamıştır. Geliştirilecek olan karar destek sistemi deprem verilerini de kullanarak şebeke elemanlarının zarar görme olasılığını tespit edebilmiştir.

## BİNA SEÇİMİ

Deprem sonrası meydana gelen elektrik kesintilerinin önüne geçebilmek için deprem sırasında ve sonrasında elektrik dağıtım sistemlerinin güvenliğini ciddi oranda tehdit eden binaların deprem sırasında hasar görebilirlikleri, bu çalışmanın çıkış noktasını oluşturmuştur. Seçilen binaların hasar görme olasılıkları hesaplanmış ve elde edilen veriler elektrik dağıtım sistemlerinin yeniden elektrikleştirilebilmesi için kullanılmıştır. Kırılgnlık eğrileri elde etmek zor ve zahmetli bir iş olduğu için genellikle böyle çalışmalarda temsili eğriler kullanılmaktadır, ancak bu çalışmada bu yöntem tercih edilmemiştir. Kullanılan temsili kırılgnlık eğrileri binalara ve binaların bulunduğu zemine ait tüm detaylara uygun olarak hazırlanamadığı için, temsili kırılgnlık eğrilerinin kullanıldığı çalışmalar zaman zaman gerçekten uzaklaşabilmekte ve deprem sonrası yeniden elektrikleştirme sürecinin uzamasına sebebiyet verebilmektedir. Bu nedenle bu çalışmada, mevcut yapılar üzerinde gerekli tüm çalışmalar titizlikle yapılarak elde edilen spesifik kırılgnlık eğrileri kullanılmıştır.

## Elektrik Dağıtım Planları

Olası bir depremde binaların zarar görmesi nedeniyle bina içi veya çevresindeki elektrik dağıtım sistemi trafoları kullanılamaz hale gelebilir; bu nedenle modellenecek binaların seçiminde Kadıköy bölgesine ait gerçek elektrik dağıtım planları kullanılmıştır. Dağıtım planında elektrik sağlayıcılar, bunlardan çıkan elektrik yolları, bu yollarda elektriği sağlayan trafolar ve trafoların adresleri mevcuttur. Seçilecek binaların farklı g değerlerinde dağılımını gösterebilmek için binalar g değerlerine göre sınıflandırılmıştır. Kullanılan g değerleri tekrarlanma periyodu 2475 yıl olan bir deprem için hesaplanan en büyük yer ivmeleridir. Şekil 1, içinde ve çevresinde elektrik dağıtım sistemleri bulunan binaların g değerlerine göre sınıflandırma haritasını göstermektedir.



Şekil 1 - Binaların 'g' değerlerine göre sınıflandırma haritası.

### **Binaların Sınıflandırılması ve Kat Planları**

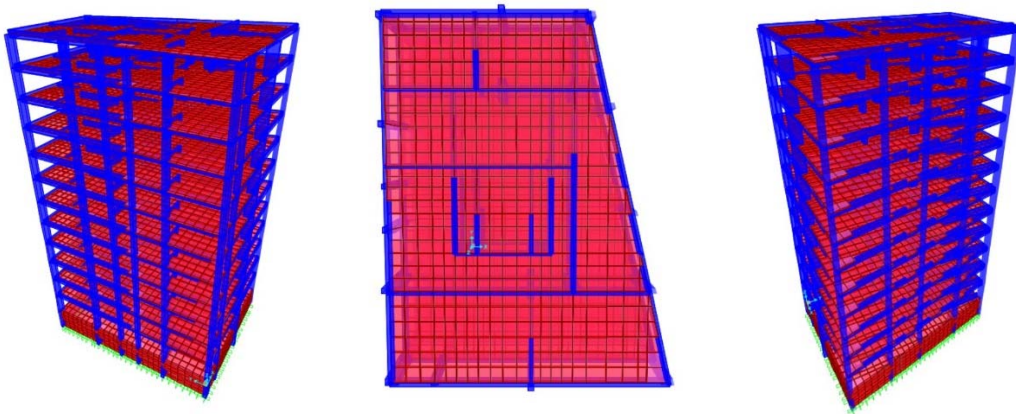
Sınıflandırma haritasının hazırlanmasının ardından, içinde veya çevresinde elektrik dağıtım sistemi bulunan binaların konumlarını ve etrafında bulunan trafoları kontrol etmek için İstanbul Kadıköy'e keşif düzenlenmiştir. Keşif süresince bazı binaların yıkıldığı, bazı binaların kentsel dönüşüme uğradığı ve bazı binaların içerisinden elektrik dağıtım sistemlerinin taşındığı görülmüştür. Bu doğrultuda elde edilen verilere göre, elektrik dağıtım sistemlerine hasar verebilecek mesafede ve durumda olan sadece altı bina tespit edilmiştir. Görsele göre iki bina 2 numaralı g bölgesinde, diğer binalar 3, 5, 6 ve 8 numaralı g bölgelerinde olduğu için g değeri çeşitliliği sağlanmıştır. Bu bildiride bu altı binadan ikisi için yapılan çalışmalar ve analizler anlatılmıştır. Seçilen binaların kırılgnlık eğrilerinin çıkarılabilmesi için binaların dinamik analizlerinin yapılması gerekmektedir. Bunu yapabilmek için gerekli olan belgeler binaların kat planlarıdır. Binaların 1970-1980 yıllarında yapılmış olması nedeniyle kat planlarını almak için Kadıköy Belediyesi ile iletişime geçilmiş ve çalışma kapsamında kat planları temin edilmiştir.

### **BİNA MODELLERİ**

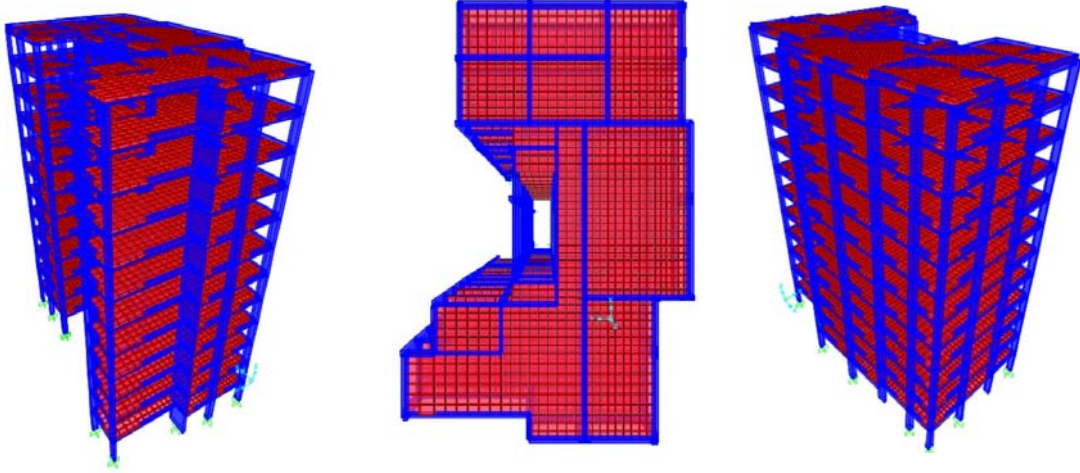
SAP2000 [13] programının bu çalışma kapsamında gerçekleştirilecek statik ve dinamik analizler için kullanılması uygun görülmüştür. Kat planları elde edildikten sonra SAP2000 programında 3 boyutlu modeller oluşturulmuştur. Binalardan 710-31 numaralı bina bodrum, zemin ve normal kat olmak üzere 3 farklı plandan, 1113-197 numaralı bina bodrum ve normal kat olmak üzere iki farklı kat planından oluşmaktadır. Binaların ikisi de 12 katlı olup 710-31 numaralı binanın yüksekliği 33,4 metre iken 1113-197 numaralı binanın yüksekliği 34,5 metredir.

### **3D-Model ve Modal Analiz**

Yapı girdi parametrelerine ve kat planlarına göre SAP2000 programında binaların modellemeleri yapılmıştır. Kat planlarının benzer olmaması sonucunda oldukça farklı modellerin oluşturulması sonraki aşamalarda elde edilecek sonuçları çeşitlendirmek için önemlidir. Şekil 2, SAP2000 programında oluşturulan bina modellerini göstermektedir.



(a)



(b)

Şekil 2 - Binaların 3 boyutlu modelleri (a) 710-31 (b) 1113-197.

## YER HAREKETİ

SAP2000 programında modellenen binaların lineer olmayan zaman tanım alanı analizini yapabilmek için analiz edilecek yer hareketleri binanın davranışına göre seçilmeli ve ölçeklendirilmelidir. Deprem kaydı seçimlerinde öncelikle binaların tasarım spektrumlarının çizilmesi gerekmektedir. Gerçek yer hareketlerinin seçilebilmesi için öncelikle binaların tasarım spektrumları oluşturulmalıdır. Bu çalışmada, seçim ve ölçeklendirme işlemlerinden önce, binaların enlem ve boylamına göre Türk Deprem Yönetmeliği referans alınarak 2475 yıllık dönüş süresi için tasarım spektrumları oluşturulmuştur. Tasarım spektrumu belirlendikten sonra, hedef spektrumu belirlemek için tehlike spektrumu oluşturulmalıdır ve tasarım spektrumu ile karşılaştırılmalıdır. Tehlike spektrumları, OpenQuake [14] programı kullanılarak  $V_{s30}$  (ortalama kesme dalgası hızı) ve  $Z_{1.0}$  (1.0 km/s kesme dalgası hızı) değerleri temel parametre kabul edilerek oluşturulmuştur [15]. Binaların  $Z_{1.0}$  değerleri Denklem 1'e göre,  $V_{s30}$  değerleri ise İstanbul Belediyesi tarafından hazırlanan  $V_{s30}$  haritasına göre belirlenmiştir.

$$\ln(Z_{1.0}) = \frac{-7.15}{4} \ln\left(\frac{V_{s30}^4 + 571^4}{1336^4 + 571^4}\right) \quad (1)$$

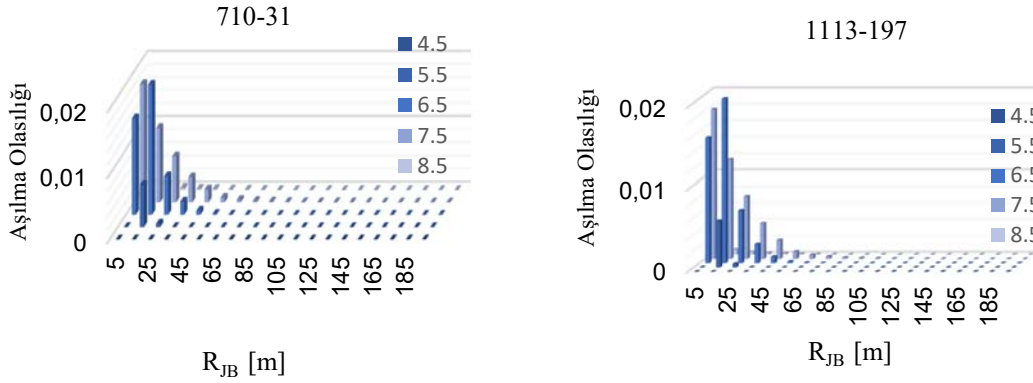
## Ayrıştırma İşlemleri

Yer hareketi seçimi işlemi için deprem parametrelerinin (büyüklük,  $M_w$ , Joyner-Boore mesafesi,  $R_{JB}$ ) en etkili oldukları referans aralıkları belirlenmelidir. Bu çalışmada yapılara en çok etki eden deprem parametrelerinin referans aralıkları OpenQuake programı yardımıyla ayrıştırma işlemi ile elde edilmiştir. Ayrıştırma sonuçlarına göre seçilen iki bina için 6,5 M büyüklük ve 15 kilometre Joyner-Boore mesafeleri en fazla etkiye sebep olan senaryo olarak belirlenmiştir. Şekil 3, ayrıştırma işleminin sonuçlarını göstermektedir.

## Yer Hareketi Kayıtlarının Elde Edilmesi

Ayrıştırma sonuçlarına göre her bina için aşılma olasılığı en yüksek ilk üç deprem senaryosu belirlenmiştir ve iki bina için toplam altı deprem senaryosu olmak üzere dört farklı grup belirlenmiştir. PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) web sitesinden dört farklı

deprem parametre seti olarak yer hareketi kayıtları indirilmiştir. İlk set  $M_w$  için 6-7 M,  $R_{JB}$  için 0-20 kilometre ve  $V_{S30}$  için 600-900 m/s, ikinci set  $M_w$  için 7-8 M,  $R_{JB}$  için 0-30 kilometre ve  $V_{S30}$  için 600-900 m/s, üçüncü set  $M_w$  için 6-7 M,  $R_{JB}$  için 0-20 kilometre ve  $V_{S30}$  için 400-500 m/s ve dördüncü set  $M_w$  için 7-8 M,  $R_{JB}$  için 0-30 kilometre ve  $V_{S30}$  için 400-500 m/s olarak belirlenmiştir.



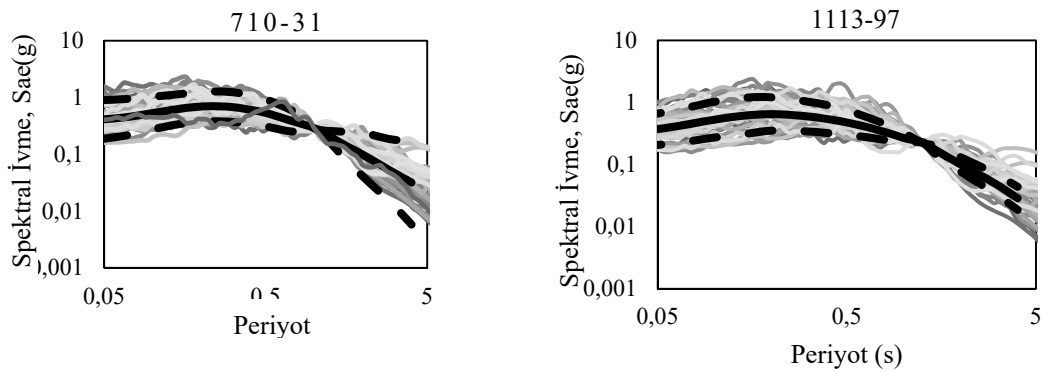
Şekil 3 - Ayrıştırma işlemi.

### Koşullu Spektrum ve Hedef Spektrum

Yer hareketlerinin doğru seçilebilmesi için hedef spektrum belirlenmesi çok önemlidir. Hedef spektrum, Lin vd. çalışmasında dört farklı yöntem kullanılarak değerlendirilmiştir [16]. Bu çalışmada, Yöntem 4'te en etkili dört farklı deprem senaryosu kullanıldığı için bu yöntemin kullanılması tercih edilmiştir. Yöntem 4'teki koşullu spektrum, 0,25 ağırlıklı dört farklı ortalama ve standart sapma değeri kullanılarak, Akkar vd., [17], Kale vd., [18], Boore vd., [19] ve Chiou ve Youngs vd., [20]'nin çalışmalarına göre hesaplanmıştır.

### Yer Hareketi Seçimi ve Ölçeklendirilmesi

Seçilen gerçek deprem kayıtları, binaların doğal titreşim periyotlarındaki  $S_{ae}$  değerine göre ölçeklendirilmiştir. Doğru kayıtları seçebilmek için periyot ve  $S_{ae}$  grafiğindeki x eksenini 0,2 T-1,5 T aralığında olacak şekilde güncellenmiştir. T her binanın doğal titreşim periyodunu ifade etmektedir ve  $\mu - \sigma$  ve  $\mu + \sigma$  eğrilerinin arasında kalan otuz farklı kayıt seçilmiştir, Şekil 4  $\mu - \sigma$  ve  $\mu + \sigma$  eğrilerini göstermektedir (Siyah kesikli çizgiler  $\mu - \sigma$  ve  $\mu + \sigma$  eğrileridir, siyah çizgiler koşullu ortalama eğrilerdir, gri çizgiler indirilen kayıtlardır).



Şekil 4 - Seçilen deprem parametreleri.

## ANALİZ DEĞERLENDİRMELERİ

Yer hareketi kayıtları seçildikten sonra, beş farklı dönüş periyoduna karşılık gelen aşılma olasılığı değerlerine göre SeismoMatch [21] programında hedef spektrum olarak düzgün tehlike spektrumunu belirlenerek her bir yer hareketi kaydının gerçek deprem verileri eşleştirilmiştir. Eşleşmelerde hedef spektrumu ile yer hareketi kaydının yüzde 90 ve üzeri eşleşmesi sağlanmıştır.

### Doğrusal Olmayan Zaman Alanı Analizi

Eşleştirmeler tamamlandıktan sonra kırılgenlik eğrilerini elde etmek için SAP2000 programında hazırlanan modeller üzerinde doğrusal olmayan zaman tanım alanı analizlerine başlanmıştır. Her bina için beş farklı aşılma olasılığı değerine sahip 60 farklı kayıt bulunduğundan, her binada 300 kayıt için doğrusal olmayan zaman alanı analizi yapılmıştır. Yani toplam 600 doğrusal olmayan zaman alanı analizi yapılmıştır. SAP2000 programında seçilen yer hareketi kayıtları fonksiyon olarak tanımlanarak analizler başarıyla tamamlanmıştır.

### Kat Deplasmanları

Her bina için 300 farklı yer hareketi kaydı ile doğrusal olmayan zaman alanı analizi ile elde edilen çatı deplasman değerleri, maksimum deplasman değerine göre listelenmiştir. En küçük aşılma olasılığının analizi, en yüksek yer değiştirme değerlerini ile sonuçlanmıştır. Bu çalışmadaki en küçük aşılma olasılığı 0.001 olarak tanımlanmıştır. Binaların çökme kriteri, çatı yer değiştirmesi değerlerinin binanın toplam yüksekliğinin 0,1 katından fazla olması olarak belirlenmiştir.

## KIRILGANLIK EĞRİSİ

Bir kırılgenlik eğrisi, belirli bir yapının çeşitli yükleme koşullarına tepkisinin belirli bir performans sınır durumunu aşma olasılığını temsil eder. Kırılgenlik eğrileri, analitik yöntemler kullanılarak veya gerçek olaylardan elde edilen ampirik verilerden türetilir. Bu çalışmada, analitik adımlar izlenerek kırılgenlik eğrileri elde edilmiştir. Bu analitik adımlar sırasıyla; doğrusal olmayan sonlu eleman analitik modelinin oluşturulması, yapıların doğal titreşim periyodunun belirlenmesi için modal analiz yapılması, yer hareketinin seçilmesi ve ölçeklendirilmesi, gerçek yer hareketi kayıtları kullanılarak doğrusal olmayan zaman tanım alanı analizleri gerçekleştirilmesi, analizler sonucu binaların yer değiştirme değerlerinin elde edilmesi ve lognormal dağılımı kullanılarak kırılgenlik eğrilerinin elde edilmesi; olarak belirlenmiştir. Bu çalışmada, oluşturulan MKS uygulamasına girdi olarak kullanılmak üzere kırılgenlik eğrileri elde edilmiştir. Sismik kırılgenlik fonksiyonunun en yaygın şekli lognormal kümülatif dağılım fonksiyonudur. Bu form denklem 2'de gösterilmiştir.

$$F(x) = \Phi\left(\frac{\ln(x-\mu)}{\sigma}\right) \quad (2)$$

x: çatı yer değiştirmesi için belirli bir değer

$F(x)$ : kırılgenlik fonksiyonu

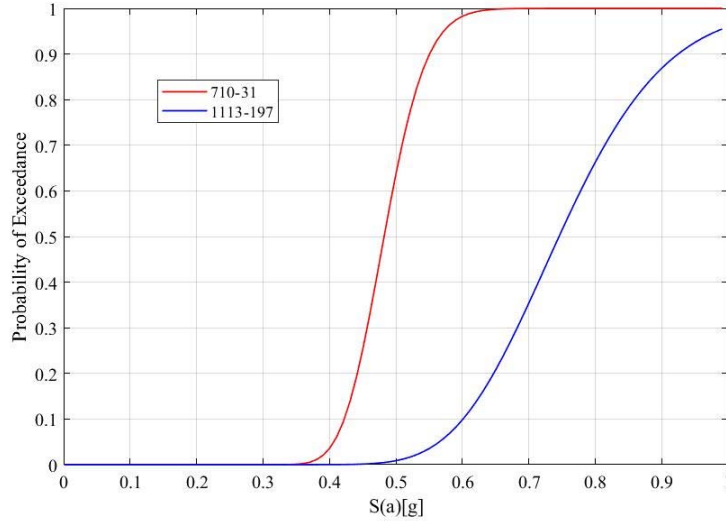
$\Phi(s)$ : standart normal kümülatif dağılım işlevi (genellikle Gauss olarak adlandırılır)

$\mu$ : bina için maksimum çatı deplasmanının ortalama değeri

$\sigma$ : bina için maksimum çatı yer değiştirmesinin standart sapması.

600 doğrusal olmayan zaman geçmişi analizi sonucunda elde edilen çatı yer değiştirme verileri lognormal kümülatif dağılım fonksiyonuna girdi olarak kullanılmıştır.

Tüm yapıların düzgün kırılmalık eğrilerini elde edebilmek için MATLAB bilgisayar programı kullanılmıştır. Hazırlanan MATLAB kodunda elde edilen nokta temsillerinin logaritmik dağılımı sağlanarak iki farklı kırılmalık eğrisi elde edilmiştir. Şekil 5, seçilen binalar için elde edilen kırılmalık eğrilerini göstermektedir.



**Şekil 5 - Kırılmalık eğrileri.**

### **Markov Karar Süreci (MKS)**

Bu projede, depremde zarar görmüş olan elektrik dağıtım sisteminin ayağa kaldırılması işlemi MKS olarak modellenmiştir. MKS'nin her bir durumu şebekedeki bütün elemanlara dair durum bilgilerini içermektedir, çalışmada dağıtım sistemi elemanları bir bütün olarak ele alınmıştır. Bir hattın durumunun 'enerjili(E)', 'yıkık(D)' ve 'bilinmiyor(U)' olmak üzere üç durumdan biri olarak atanması planlanmıştır. U halindeki bir hattın yıkılmış olma olasılığı yukarıda hesaplanan kırılmalık eğrileri ile elde edilen olasılık değerleridir.

**Tablo 1 - MKS Senaryoları**

g değerleri	Aşılma Olasılıkları									
	0.35	0.4	0.42	0.44	0.46	0.48	0.5	0.55	0.6	0.7
710	0	0.01	0.05	0.12	0.28	0.35	0.52	0.85	0.97	1
1113	0.15	0.45	0.8	0.9	0.92	0.98	0.99	1	1	1
Diğer baralar (Durum 1)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Diğer baralar (Durum 2)	0	0	0	0	0	0	0.5	0.5	0.5	0.5
Diğer baralar (Durum 3)	0 ile 0.5 arasında rastgele seçim									

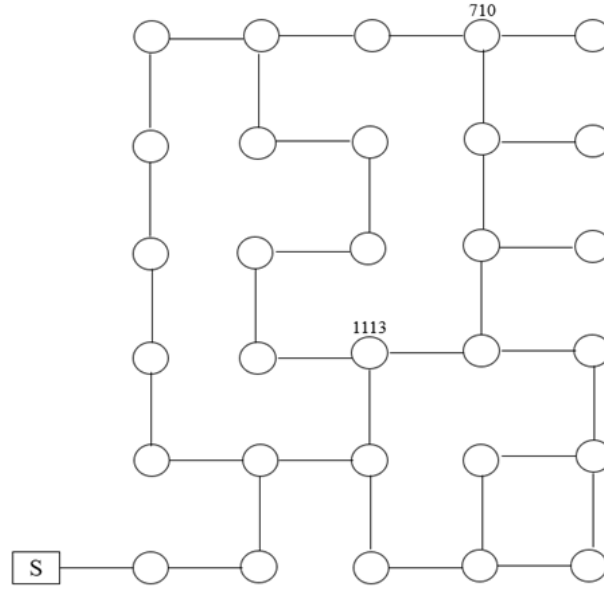
Bu çalışma kapsamında geliştirilen MKS tabanlı karar destek yöntemi iki aşamada çalışmaktadır. Deprem gerçekleştiğinde, herhangi bir manevra yapılmadan önce, MKS maksimum enerjilendirilmiş alanı elde edecektir. İkinci aşamada ise karar destek mekanizması ile sahada fiziksel olarak aksiyon alınacaktır. Aksiyonların başarılı ya da başarısız olmasına göre MKS çözümü güncellenecektir. Kırılmalık eğrileri ile elde edilen olasılıkların elektrik dağıtım



sistemindeki birimlerin depremden sonraki durumlarının tahmin edilmesinde kullanılacaktır ve bu bilgiler MKS’de girdi olarak kullanılarak, depremden sonra yeniden elektrikleştirme için en uygun yol haritasının elde edilmesi planlanmaktadır. Örnek bir elektrik dağıtım sistemi üzerinde farklı kombinasyonlar oluşturmak için seçilen g değerlerine göre farklı olasılıklar kombine edilerek MKS sonuçları elde edilmiştir.

Kırılgnlık eğrilerinin sistemde seçilen elektrik yolları üzerindeki etkisini gösterebilmek için 10 farklı g değeri yani 10 farklı deprem senaryosu için eğrilerde belirlenen aşılma olasılık değerlerine göre karar destek sistemi çalıştırılmıştır. Seçilen binalar ve bölgedeki geri kalan diğer binalar için farklı deprem senaryolarında aşılma olasılıkları Tablo 1’de gösterilmiştir.

MKS sisteminde kırılgnlık eğrilerinin etkilerini göstermek için Kadıköy elektrik dağıtım sisteminden 30 bar içeren bir örnek seçilmiştir. Seçilen örnek sistem Şekil 6’da gösterilmiştir.



Şekil 6 - Örnek MKS sistemi

Tablo 2 - MDP sisteminde aksiyon sayılarındaki değişimler

	0.35	0.4	0.42	0.44	0.46	0.48	0.5	0.55	0.6	0.7
0.35	0	13	13	13	13	13	13	13	13	13
0.4	13	0	1	0	2	4	4	13	13	13
0.42	13	1	0	1	3	5	5	13	13	13
0.44	13	0	1	0	2	4	4	13	13	13
0.46	13	2	3	2	0	2	2	13	13	13
0.48	13	4	5	4	2	0	0	13	13	13
0.5	13	4	5	4	2	0	0	13	13	13
0.55	13	13	13	13	13	13	13	0	13	13
0.6	13	13	13	13	13	13	13	13	0	0
0.7	13	13	13	13	13	13	13	13	0	0

Bu sistem üzerinde 3 farklı senaryo ile sistem çalıştırılmıştır. İlk senaryoda seçilen 6 binanın etki etmediği trafoların hiç hasar görmediği, senaryo ikide 0,5 g değerine kadar hasar görmediği, 0,5 g ve daha yüksek g değerlerinde ise yüzde 50 olasılıkla hasar gördüğü son olarak senaryo 3'te ise rastgele olarak bazılarının hasar görmediği bazılarının ise yüzde elli olasılık ile hasar gördüğü kabul edilmiştir. Bu senaryolar Tablo 1'de gösterilmiştir. Bu tabloya göre 10 farklı deprem durumu için 3 farklı senaryo üzerinden çalışılarak MKS sistem sonuçları elde edilmiştir. MKS sistemi çalıştırıldığında senaryo 2'de 0,35 g için 102 durum, 0,7 g için 31 durum oluşturulmuştur. Yani, 0,7 g değerinde hasarlı bara tespiti, sadece 30 bara sahip bir sistemde bile durum sayısını üçte bire indirmektedir. Oluşan durum sayısı hem MKS sisteminin çalışma hızını hem de optimal yol seçimini önemli ölçüde etkilediğinden, bu noktada kırılgnlık eğrilerinin sağladığı doğru parametrelerle durum sayısının azaltılması yeniden elektrikleendirme için çok önemlidir. Senaryolar arasındaki değişimi daha detaylı bir şekilde incelemek için ortak durum sayısı üzerinde değişen aksiyon sayıları Tablo 2'de gösterilmiştir.

Bu sonuçlar öncelikle, eğrilerin kullanımının sistemin seçtiği yolu ne kadar değiştirdiğini ve doğru olasılıklar olmadan kullanılacak yolun deprem sonrası yeniden elektrikleendirmeyi ya oldukça geç sağlayabileceğini ya da hiç sağlayamayacağını göstermiştir. Görülebilecek bir diğer sonuç ise her bir deprem senaryosunun etkili olabilecek yeniden elektrikleendirme yolunu ne kadar etkilediği olmuştur.

## **SONUÇ**

Bu çalışmada Kadıköy bölgesinde bodrum katında veya bahçesinde elektrik dağıtım sistemi bulunan iki bina için gerçek kat planları üzerinden SAP2000 programı kullanılarak bina modelleri elde edilmiş, bu modellerde bölge için seçilen gerçek deprem verileri üzerinden doğrusal olmayan zaman tanım analizleri yapılarak kırılgnlık eğrileri elde edilmiştir. Elde edilen kırılgnlık eğrileri 30 baralı örnek bir elektrik dağıtım sisteminde 3 farklı durum ile 10 farklı deprem senaryosu için analiz edilmiştir. Elde edilen sonuçlar kırılgnlık eğrilerinin aksiyon sayısını doğrudan etkilediğini göstermiştir. Geliştirilen MKS sisteminin depremden sonra oluşan kaosun yönetilmesinde ve yeniden elektrikleendirmenin en kısa sürede sağlanmasında oldukça etkili olacağı öngörülmektedir. Gelecek çalışmalarda, kullanılan 30 baralı sistemin genişletilmesi hedeflenmektedir.

## **Teşekkür**

Kadıköy Belediyesi'ne bina kat planlarını bizimle paylaştığı için teşekkür ederiz. Bu çalışma, Türkiye Bilimsel Araştırma ve Teknik Kurumu (TÜBİTAK) tarafından desteklenmiştir (Proje No: 118E183).

## **Kaynaklar**

1. R. C. Myrtle, S. F. Masri, R. L. Nigbor and J. P. Caffrey, Classification and prioritization of essential systems in hospitals under extreme event, Earthquake Spectra, 21(2005) 779–802.
2. M. Shinozuka, T.-C. Cheng, M. Feng and S.-T. Mau, Seismic performance analysis of electric power systems, Research Progress and Accomplishments 1997–1999, (1999) 61–69.
3. A.-P. E. Cooperation, Earthquake disaster management of energy supply system of APEC member economies. Energy Commission, Ministry of Economic Affairs, (2002)

4. M. Shinozuka, X. Dong, T. Chen and X. Jin, Seismic performance of electric transmission network under component failures, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(2007) 227-244.
5. M. Shinozuka, S. Chang and T. Cheng, Advances in seismic performance evaluation of power networks, *APEC Seminar on Earthquake Disaster Management of Energy Supply Systems*, (2003).
6. F. Qiu and P. Li, An Integrated Approach for Power System Restoration Planning, *Proceedings of the IEEE*, 105(2017) 1234-1252.
7. Z. Zhao and B.-T. Ooi, Feasibility of fast restoration of power systems by micro-grids, *IET Generation, Transmission & Distribution*, 12(2018) 126-132.
8. A. Golshani, W. Sun, Q. Zhou, Q. P. Zheng and J. Tong, Two-Stage Adaptive Restoration Decision Support System for a Self-Healing Power Grid, *IEEE Transactions on Industrial Informatics*, 13(2017) 2802-2812.
9. N. Ganganath, J. V. Wang, X. Xu, C.-T. Cheng and K. T. Chi, Agglomerative Clustering Based Network Partitioning for Parallel Power System Restoration, *IEEE Transactions on Industrial Informatics*, 14(2017) 3325-3333.
10. L. H. F. Neto, B. R. Pereira and G. R. da Costa, Smart Service Restoration of Electric Power Systems, *IEEE Power and Energy Society General Meeting (PESGM)*, Boston, MA, 2016, p. 1-5.
11. M. Ostermann, P. Hinkel, D. Raoofsheibani, W. H. Wellssow and C. Schneider, A minimum regret-based optimization approach for power system restoration in EHV grids, *IEEE Power & Energy Society General Meeting*, Chicago, IL, USA, 2017, p. 1-5.
12. C. Loh and Y. Huang, Seismic fragility analysis of Highway bridges, *Monte Carlo Simulation*, (2001) 505-511.
13. CSI. SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design. *Computers and Structures Inc.*, Berkeley, California (2019).
14. GEM. The OpenQuake-engine User Manual. *Global Earthquake Model (GEM) OpenQuake Manual for Engine version 3.13.0* (2022).
15. M. Pagani, D. Monelli, G. Weatherill, L. Danciu, H. Crowley, V. Silva, P. Henshaw, L. Butler, M. Nastasi, L. Panzeri, M. Simionato and D. Vigano, *OpenQuake Engine: An Open Hazard (and Risk) Software for the Global Earthquake Model*, *Seismological Research Letters*, 85-3, 2014.
16. T. Lin, C. B. Haselton and J. W. Baker, Conditional spectrum-based ground motion selection. Part I: Hazard consistency for risk-based assessments, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 42(2013) 1847-1865.
17. S. Akkar, M. A. Sandikkaya and B. Ö. Ay, Compatible ground-motion prediction equations for damping scaling factors and vertical-to-horizontal spectral amplitude ratios for the broader Europe region, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(2014) 517-547.
18. Ö. Kale and S. Akkar, A ground-motion logic-tree scheme for regional seismic hazard studies, *Earthquake Spectra*, 33(2017) 837-856.
19. D. M. Boore, J. P. Stewart, E. Seyhan and G. M. Atkinson, NGA-West2 equations for predicting PGA, PGV, and 5% damped PSA for shallow crustal earthquakes, *Earthquake Spectra*, 30(2014) 1057-1085.

20. B. S.-J. Chiou and R. R. Youngs, Update of the Chiou and Youngs NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra, *Earthquake Spectra*, 30(2014) 1117-1153.
21. Seismosoft. SeismoMatch 2020 – A computer program for spectrum matching of earthquake records (2020).

## Tarihi Kesme Taş Binaların Düzlem dışı Sismik Performansının Değerlendirmesi İçin Deneysel Ötelenme Limitleri

İbrahim Serkan MISIR<sup>1</sup>, Fikret KURAN<sup>2</sup>, Gökhan YÜCEL<sup>3</sup>, Ali Cihan DEMİR<sup>4</sup>, Ege YEŞİLBAŞ<sup>5</sup>, Cansu Beril ESER<sup>6</sup>, Serap TOPÇU<sup>7</sup>, Ömer ALDEMİR<sup>8</sup>

### ÖZET

Ülkemizde ve dünyada kültürel mirasın önemli bileşenlerinden biri kuşkusuz tarihi yığma yapılardır. Araştırmalar çoğunlukla duvarların düzlem dışı davranışına odaklanmıştır. Fakat bu yapılarda diyafram etkisi sınırlı olup duvar yükseklikleri ve desteklenmemiş duvar uzunlukları fazladır. Bu tür duvarlar deprem yükleri altında çoğunlukla düzlem dışı dayanıma ulaşmadan düzlem dışı yönde devrilmektedir. Şekil değiştirme esaslı bir yaklaşımla binaların hasar görülebilirliğinin analiz edilebilmesi için çeşitli tür duvarlar için düzlem dışı doğrultuda tepe ötelenmesi-hasar ilişkisinin ortaya konulması yararlı olacaktır. Sunulan çalışmada, tarihi kesme taş duvarları temsil eden iki ve üç tabakalı büyük ölçekli U-şekilli duvar numunelerinin çevrimsel düzlem dışı test sonuçları paylaşılmış ve benzer nitelikteki binaların performans değerlendirmesinde kullanmak üzere belirli hasar düzeylerine karşılık gelen izin verilebilir tepe ötelenme oranları önerilmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Tarihi yığma binalar, kesme taş duvar, deprem güvenliği, performans esaslı değerlendirme, düzlem dışı test, ötelenme sınırları.

---

1 Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir - serkan.misir.deu.edu.tr

2 Vakıflar Genel Müdürlüğü, Ankara - f.kuran@vgm.gov.tr

3 Osmaniye Korkut Ata Üniversitesi, Osmaniye - gokhanyucel@osmaniye.edu.tr

4 Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir - alicihan.demir@ogr.deu.edu.tr

5 Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir - ege.yesilbas@ogr.deu.edu.tr

6 Manisa Celal Bayar Üniversitesi, Manisa - cansu.eser@cbu.edu.tr

7 İzmir Demokrasi Üniversitesi, İzmir - serap.topcu@idu.edu.tr

8 Gazi Üniversitesi, Ankara - omeraldemir@gazi.edu.tr

## ABSTRACT

### **Experimental Drift Limits for the Evaluation of Out-of-Plane Seismic Performance of Cut Stone Historical Buildings**

Historical masonry buildings are undoubtedly important components of cultural heritage in our country and in the world. Past research has generally focused on the in-plane behavior of masonry walls. However, in most of these structures, the diaphragm effect is limited, wall heights perpendicular to the plane are high and unsupported wall lengths are wide. These walls usually collapse out-of-plane under seismic loads before reaching their in-plane strength. In order to analyze the vulnerability of such structures with a performance-based approach, it would be useful to reveal the top drift-damage relationship for various characteristics of walls. In this study, the cyclic out-of-plane test results of two- and three-layered large-scale U-shaped wall specimens that can represent historical cut stone walls are shared. Moreover, the allowable top drift ratios corresponding to certain damage states are suggested to be used in the evaluation of numerical results of similar buildings.

**Keywords:** Historical masonry buildings, cut stone wall, earthquake safety, performance-based evaluation, out of plane test, drift limits.

## GİRİŞ

Tarihi yığma yapıların korunması ve sonraki nesillere aktarılması kültürel mirasın devamlılığı açısından önemlidir. Malzeme ve taşıyıcı sistem davranışı açısından benzersiz olan bu karmaşık yapılarda, betonarme ve çelik yapı tasarımındaki alışılmış sismik analiz yöntemleri doğrudan kullanılamamaktadır. Bir yığma yapının davranışı incelenirken düzlemiçi özelliklerinin yanında düzlemdışı hasar alma ve devrilme ihtimali de göz önünde bulundurulmalıdır [1]. Yığma yapıların düzlemdışı doğrultudaki hasar görülebilirliği yakın dönemlerde meydana gelen depremlerin sonuçlarıyla da gösterilmiştir [2,3]. Düzlemdışı hasara taşıyıcı elemanlar arasındaki zayıf çekme ve kayma mukavemetlerinin yön verdiği bilinmekle birlikte yığma yapılarda diyafram etkisi oluşturacak döşemelerin ve uygun bağlantı elemanlarının genel olarak eksik olması düzlemdışı hasarı artırmakta olup [3] duvar taşıyıcı elemanlarında düzlemiçi hasardan önce düzlemdışı devrilme ve göçmelere neden olabilmektedir. Literatürde yığma duvarların düzlemdışı davranışına odaklanan pek çok deneysel araştırma bulunmaktadır. Bu deneylerde düzlemdışı yüklere neden olan atalet kuvvetleri deplasman kontrollü aktivatör [4-7] veya hava yastığı [8-10], veya sarsma tablası [11,12] kullanılarak canlandırılmıştır. Derakhshan ve diğ. [8] altı tam ölçekli çok tabakalı duvar numunesi üzerinde hava yastığı ile düzlemdışı yarı statik testler gerçekleştirmiş, Ferreira ve diğ. [9] çift tabakalı taş duvar testleri üzerinde hem hava yastığı hem de aktivatör kullanmıştır. Maddaloni ve diğ. [7], tam ölçekli çift tabakalı duvar numuneleri üzerinde çevrimsel yükleme testleri gerçekleştirmiş, deneysel sonuçlarını kinematik hesaplar ile kıyaslanmıştır. Maccarini ve diğ. [10], U-şekilli duvar numuneleri üzerinde düzlemdışı yarı-statik yükleme testleri gerçekleştirmiştir. Bu bildirinin yazarları tarafından yürütülen ve AFAD Ulusal Deprem Araştırma Programı tarafından desteklenen araştırma projesi [13, 14] kapsamında, düzlemdışı doğrultuda narin ve döşeme hizasında diyafram etkisi bulunmayan çok tabakalı taş yığma duvarların düzlemdışı davranışı incelenmiştir. Bunun için öncelikle, referans bir tarihi yığma yapıda tahribatsız ve yarı-tahribatlı testler ile duvar morfolojisi, mekanik ve dinamik özellikleri belirlenmiştir. Ardından bu bilgiler kullanılarak üretilen temsili duvar numunelerinin yarı-statik düzlemdışı testleri gerçekleştirilmiştir. Bu bildiri kapsamında, düzlemdışı testler sırasında gözlenen hasar durumu ve karşılık gelen ötelenme oranları paylaşılmıştır.

## AMAÇ VE KAPSAM

Sunulan çalışmanın dayandığı araştırma projesi kapsamında, taş yığma duvarların deneysel düzlemdışı davranışı ve hasar sınırları konusunda deneysel veri seti üretilmesi hedeflenmiştir. Ayrıca bu veri seti kullanılarak benzer yapıların deprem performansının şekil değiştirme esaslı bir yaklaşımla analiz edilebilmesi için belirli hasar sınırlarına karşılık gelen tepe ötelenme oranlarının belirlenmesi amaçlanmıştır. Bunun için farklı tabaka özelliklerine sahip dört adet U-şekilli büyük geometrik ölçekli taş duvar numunesi Dokuz Eylül Üniversitesi Yapı Mühendisliği Laboratuvarı'nda inşa edilmiş ve test edilmiştir. Sismik yükleri temsil eden yarı-statik çevrimsel yatay yükler duvar numunelerinin cephe duvarına düzlemdışı doğrultuda uygulanmış, yük-yerdeğiştirme tepkisi ve hasar durumları dikkate alınarak tüm numuneler için ötelenme sınırları belirlenmiştir. Duvar numuneleri, İzmir Selçuk'ta bulunan tarihi İsabey Camii'nin avlu duvarları referans alınarak tasarlanmıştır (**Şekil 1a**). Bu yapıda düzlemdışı yöndeki desteksiz uzunluğu nispeten fazla olan, yaklaşık 15 m yüksekliğe ve 180 cm kalınlığa sahip çift ve üç tabakalı taş duvarlar bulunmaktadır (**Şekil 1b**). Sunulan çalışma kapsamında iki numunenin test sonuçları paylaşılmış ve izin verilebilir düzlemdışı tepe ötelenme oranları önerilmiştir.



(a)



(b)

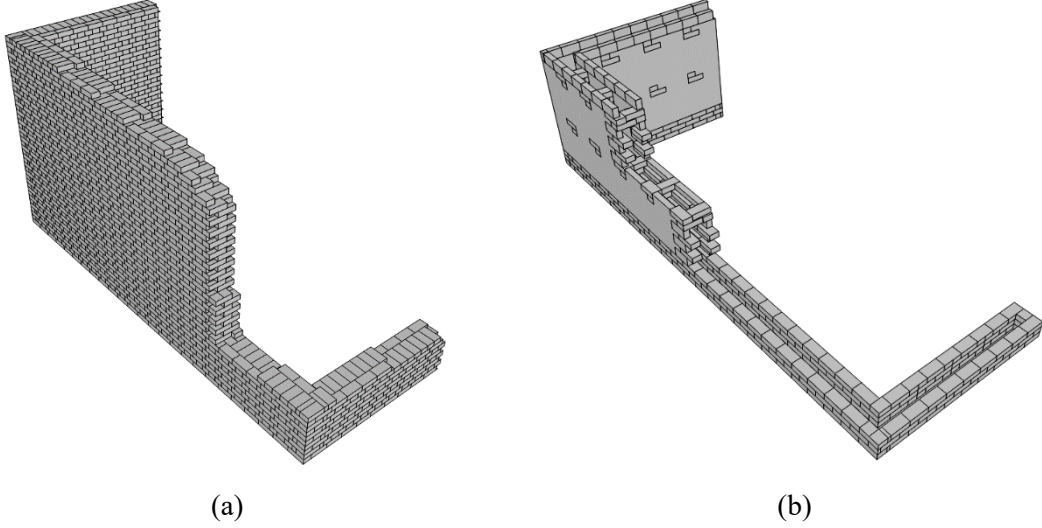
**Şekil 1** - (a) Referans tarihi yapının konumu ve (b) perspektif görünüşü.

## DENEY NUMUNELERİ

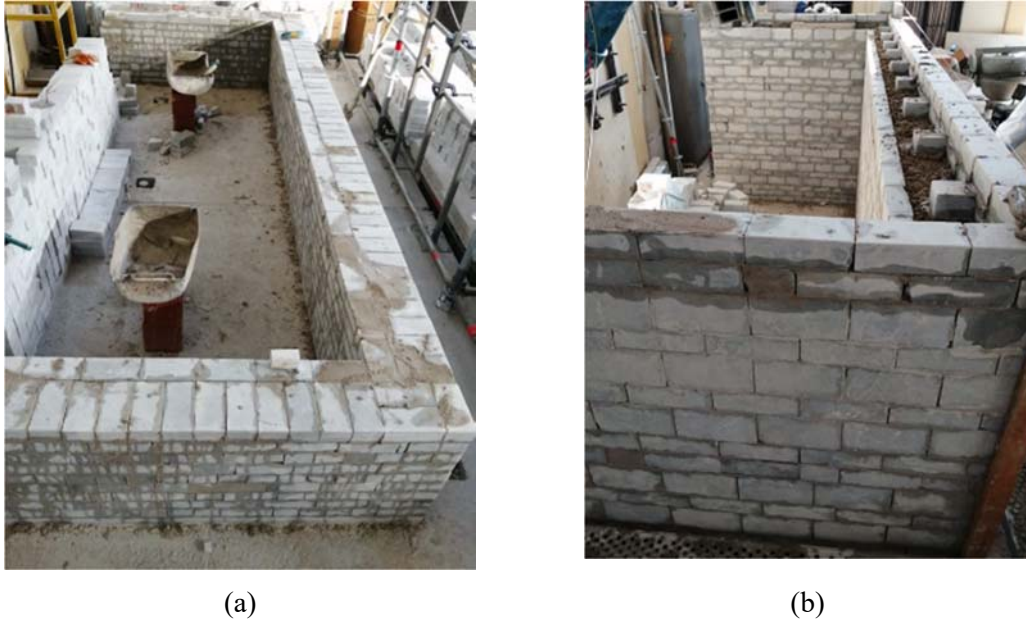
Numune tasarımında referans yapının batı ve kuzey cephe avlu duvarının geometrik ve malzeme özellikleri dikkate alınmıştır. Endoskopik incelemede duvar yüksekliğinin alt yarısının çift tabakalı, üst yarısının ise üç tabakalı yığma duvar kesitine sahip olduğu belirlenmiştir. Mineralojik-petrografik analiz ile harç bileşenleri, tarihi duvarların yassı kriko (flat-jack) testleri ile mekanik özellikleri ve ortamsal titreşim testleri ile modal özellikleri belirlenmiş, bu bulgulara göre duvar test numuneleri tasarlanmıştır [13]. Numunelerde kullanılan hidrolik kireç harcı referans yapının duvarlarında kullanılan az miktarda çakıl (%4), ağırlıklı olarak kum boyutunda kaya kırıntıları (%60) ve kireç bağlayıcı'dan (%36) oluşan harç içeriği ve 2.30 MPa ortalama duvar basınç dayanımı [13,14,16,17] temel alınarak tasarlanmıştır. Kullanılan mermer bloklar sırasıyla 94.2 ve 14.6 MPa ortalama basınç ve çekme dayanımına ve 2710 kg/m<sup>3</sup> yoğunluğa sahiptir.

Bölgedeki binaların tipolojisi dikkate alınarak dik bağlanan duvarları da içeren planda U şekilli duvar numuneleri hazırlanmıştır. Bu örme şekli, ön duvarın düzlemdışı davranışını önemli ölçüde etkilemekte olup diğer araştırmacılar tarafından da takip edilmiştir [10,15]. Orijinal kesme taş türündeki referans duvarın 15 m yüksekliği, 30 m genişliği ve laboratuvar kısıtlamaları nedeniyle test numuneleri 1/6 geometrik ölçekli planlanmış, 30 cm duvar kalınlığında ve orijinal duvardaki ortalama taş boyutunu temsil eden 20 cm × 6 cm × 10 cm ebatlarında mermer bloklar kullanılarak

referans duvardaki gibi 8.33 narinlik oranında örülmüştür. Çift tabakalı DMW numunesinde yatay ve düşey derzlerde hidrolik kireç harcı bulunmaktadır. Üç tabakalı duvar numunesi TMW'de ise iki dış tabaka taş ve üçüncü orta tabaka moloz dolgu olarak üretilmiştir. Mermer blokların duvar numunelerindeki yerleşimi **Şekil 2'de** ve üretim aşamaları **Şekil 3'te** verilmiştir.



**Şekil 2 - (a) İki tabakalı DMW ve (b) üç tabakalı TMW numunelerinde blok yerleşimi.**



**Şekil 3 - (a) DMW ve (b) TMW numunelerinin üretim aşamaları**

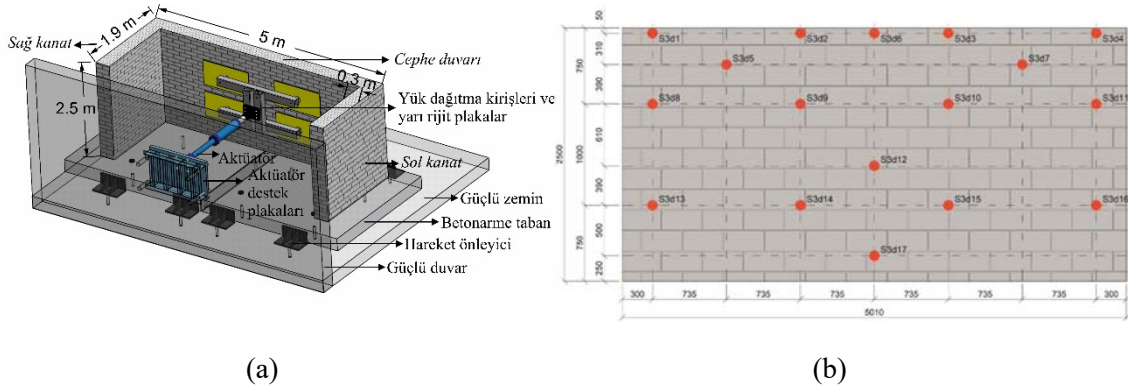
## **DÜZLEMDIŞI DUVAR TESTLERİ VE SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ**

Numunelerin cephe duvarının arka yüzünden düzlemdışı doğrultuda uygulanan ve depremin yol açtığı yatay atalet kuvvetlerini temsil eden yükler **Şekil 4a**'da şematik olarak verilen yükleme sistemi kullanılarak genişletilmiş dört nokta üzerinden [6,18,19] uygulanmıştır. Yükleme noktaları yükseklik ve genişliğin üçte biri ve üçte ikisinden geçen eksenlerin kesiştiği noktalardır. Düzlemdışı duvar testleri, numunelerin deneysel davranışı göz önüne alınarak ve kademeli olarak artırılan tepe ötelenmeleri izlenerek deplasman kontrollü bir hidrolik aktivatör yardımıyla

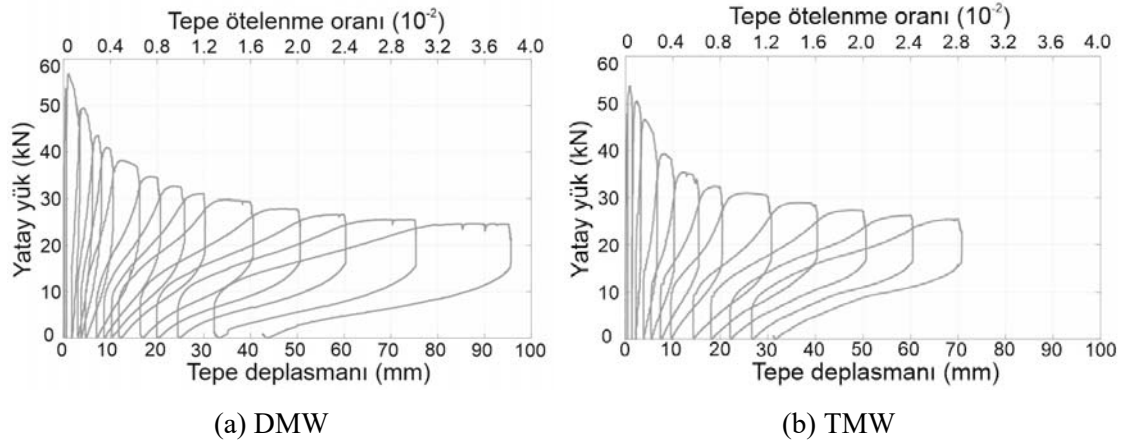


yürütülmüştür. Başlangıçta uygulanan küçük ötelenmeler ile erken rijitlik ve dayanım kayıpları gözlenebilmiştir. Numunelerin cephe duvarında gelişen düzlemdışı yerdeğiştirmeler, betonarme yastık üzerine sabitlenen referans çerçeveye bağlı 17 adet ipli ölçerle izlenmiştir (Şekil 4b).

Yarı-statik çevrimsel testlerden elde edilen düzlemdışı yük-yer değiştirme eğrileri Şekil 5a ve 5b'de verilmiştir. İki ve üç tabakalı DMW ve TMW test numunelerinde en büyük tepe yükü sırasıyla 56.8 kN ve 53.7 kN olarak ölçülmüş ve bu yüke kadar doğrusal elastik varsayıma uygun bir yapısal davranış izlenmiştir. Yük-yerdeğiştirme davranışı her iki numunede küçük ötelenmeler için benzer olmakla birlikte DMW numunesi belirgin olarak daha büyük ötelenme kapasitesi sergilemiştir.



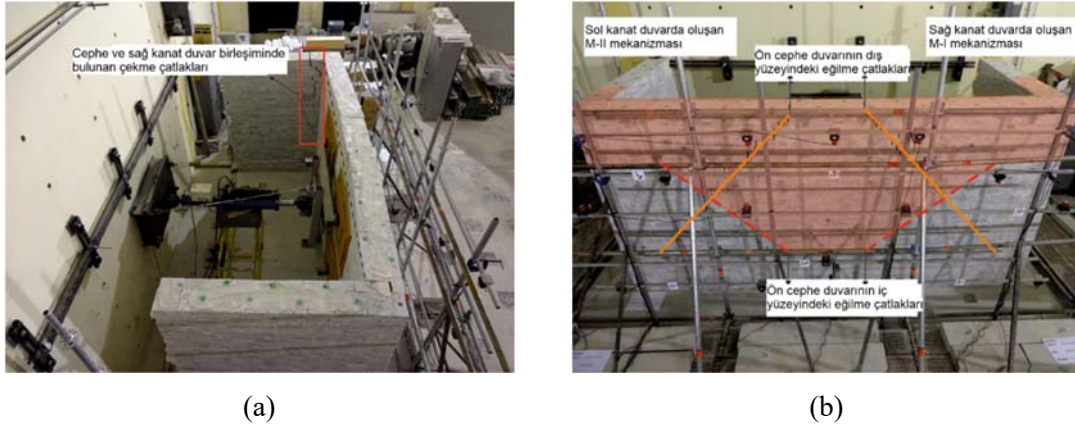
Şekil 4 - (a) Düzlemdışı test kurulumu, (b) ön duvardaki deplasman ölçer yerleşimi.



Şekil 5 - Numunelerin düzlemdışı çevrimsel yük-yerdeğiştirme davranışı.

Numunelerdeki hasar ve test sonunda gözlenen göçme mekanizması DMW ve TMW için sırasıyla Şekil 6 ve 7'de gösterilmiştir. Kullanılan yükleme sisteminin alternatif sistem olan hava yastığına göre küçük boyutlarda olması numunelerin iç yüzeyinde oluşan hasarın test boyunca izlenebilmesini sağlamıştır. DMW numunesinde ilk hasar cephe duvarın iç yüzü tabanında yatay bir çatlak olarak ve sağ kanat duvarın üst kısmında bağlantı bölgesine yakın dikey bir çatlak meydana gelmiştir (Şekil 6a). Daha yüksek tepe ötelenmelerinde cephe duvarın iç yüzünde orta yüksekliğe yakın yatay çatlaklar gözlenmiş, bunlar basamaklı çatlaklarla kanat duvarların üst köşelerine bağlanmıştır (Şekil 6b'deki kesikli çizgiler). Ayrıca duvar dış yüzeyinde kesikli çizgilere neredeyse dik iki çatlak daha oluşarak (Şekil 6b'deki sürekli çizgiler) göçme konisini şekillendirmiştir.

TMW numunesinde düzlemdışı yüklerin oluşturduğu eğilme etkileri %0.04 tepe ötelenmesinde cephe duvarın iç yüz tabanında kılcal çatlakların oluşumuna neden olmuştur. Cephe duvarın konsol davranışına bağlı oluşan bu çatlaklar yükün kaldırılmasıyla kapanmasına rağmen yüksek ötelenmelerde kalıcı hale gelerek davranışa hâkim olmuştur. Eğik çekme çatlakları, ilk yükleme adımlarından itibaren kanat duvarlarda görünür hale gelmiş (Şekil 7a), cephe duvarın düzlemdışı dayanımında hem konsol davranış hem de kanat duvarlarla olan bağlantı sebebiyle kemerlenme davranışı etkili olmuştur. Eğik çatlakların genişlemesi sonucu kanat duvarların düzlemdışı dayanımına katkısı azalmış, cephe duvarın göçmesinde konsol davranış hâkim olmuş ve buna bağlı olarak duvar tabanındaki çatlaklar oldukça genişlemiştir. Duvarın düzlemdışı göçme mekanizması, %0.4 tepe ötelenme oranında cephe duvarı tepesinden topuğa doğru uzayan eğilmeden kaynaklı dış yüzdeki çekme hasarıyla tetiklenmiştir (Şekil 7b'deki turuncu çizgiler). %0.8 tepe ötelenme oranında, cephe duvarın iç yüzünde gelişen çekme çatlakları göçme konisinin görünür hale gelmesine yol açmış, %2.8 tepe ötelenme oranında Göçmenin Önlenmesi (GÖ) sınır durumuna ulaşılmıştır.



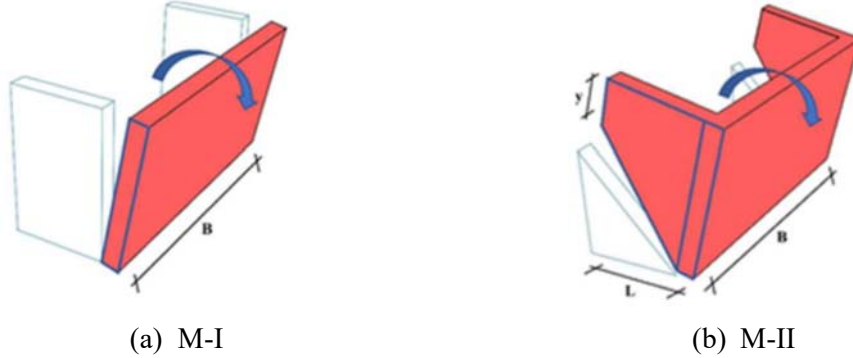
Şekil 6 - DMW numunesinde (a) birleşimde gözlenen hasar, (b) devrilme mekanizması.



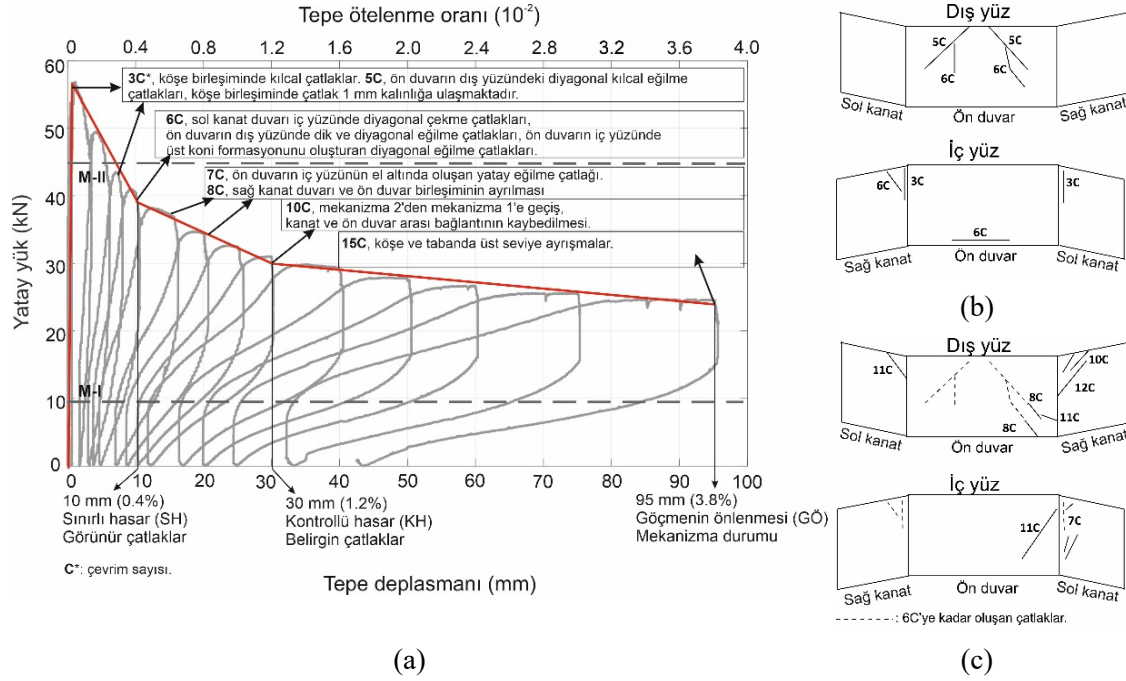
Şekil 7 - TMW numunesinde (a) birleşimde gözlenen hasar, (b) devrilme mekanizması.

Şekil 8a ve 8b'de görülen M-I ve M-II olarak isimlendirilen iki olası göçme mekanizması göz önünde alınarak elde edilen düzlemdışı kapasiteler (sırasıyla yaklaşık 10kN ve 40kN) deneysel yük-yer değiştirme grafiklerinde işaretlenmiştir. Test edilen deney elemanlarında M-II mekanizma durumu için hesaplanan dayanıma yaklaşık olarak ulaşılmış fakat ileri ötelenme seviyelerinde kanat duvarlarda oluşan hasar nedeniyle M-I göçme mekanizması yönünde bir

azalma görülmüştür. Şekil 9 ve 10'da yük-yer değiştirme grafikleri deney elemanlarının çatlak gelişimleri ile ilişkilendirilerek sunulmuştur.



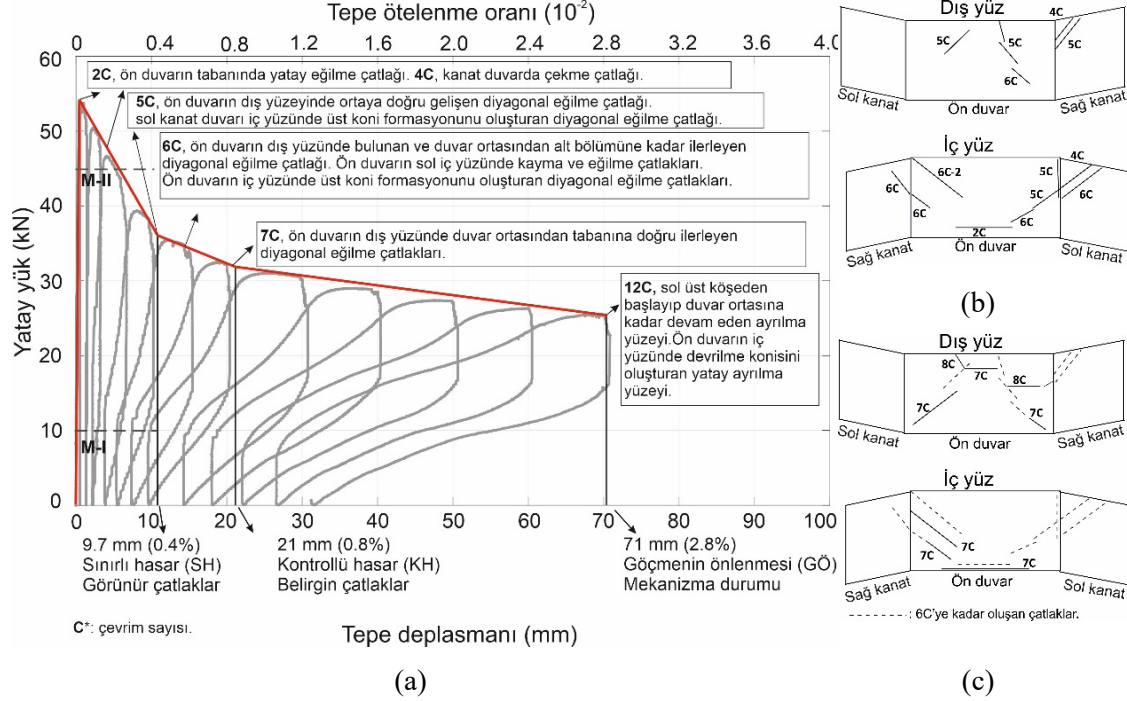
Şekil 8 - Gerçekleşmesi olası iki düzlemdışı göçme mekanizması [7].



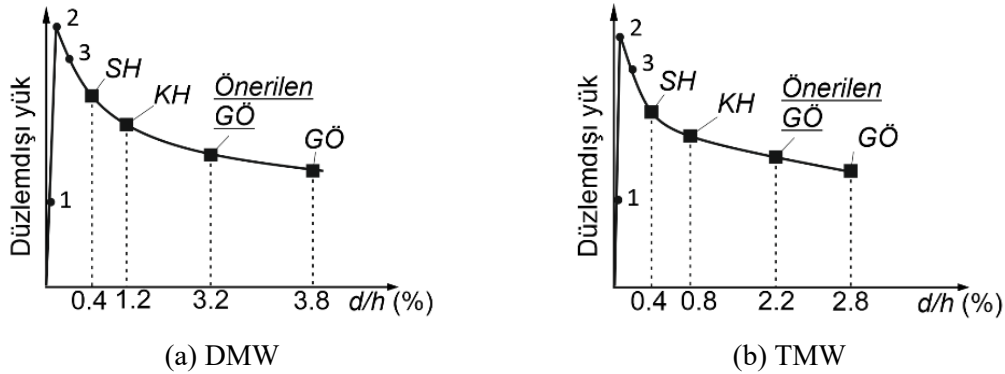
Şekil 9 - (a) DMW numunesinin yük-tepe ötelenmesi grafiği, 6. çevrim (b) öncesi ve (c) sonrasındaki çatlak gelişimleri.

EC8'de [20] (i) *Sınırlı Hasar (SH)*, (ii) *Kontrollü Hasar (KH)* ve (iii) *Göçmenin Önlenmesi (GÖ)* olmak üzere taşıyıcı elemanlar ve sistemler için farklı performans seviyeleri tanımlanmıştır. Bu performans seviyeleri arasındaki sınır durumlar, özellikle yük-yer değiştirme zarfı göz önüne alındığında, sırasıyla rijitlikteki değişim, nihai dayanım ve bu dayanımda genellikle %20'lik bir azalmayla ilişkilendirilmektedir. Test edilen numunelerin Şekil 11'te verilen zarf eğrileri üzerinde sırasıyla 1, 2 ve 3 ile belirtilen sınırlar, EC8'de tanımlanan sınır durumlara karşılık gelmektedir. Bununla birlikte, testler sırasında gözlenen hasar miktarı esas alınarak belirlenen izin verilebilir tepe ötelenme oranları da SH, KH ve GÖ harf kısaltmaları ile aynı şekiller üzerinde dikdörtgen noktalarla işaretlenmiştir. EC8 yaklaşımından farklı olarak deneysel hasar sınırlarında, kullanılabilirliğin sona ermesi, can güvenliğini etkileyecek şekilde duvar parçalarının ayrışması ve yapısal stabiliteyi tehlikeye atacak miktarda deformasyon gibi hasar gözlemleri esas alınmıştır. EC8 ve gözlemsel yaklaşımla belirlenen hasar sınırlarına karşılık gelen ötelenme

oranları **Tablo 1**'de kıyaslanmıştır. Çift tabakalı ve üç tabakalı duvarlarda göçme başlangıcına karşılık gelen sırasıyla %3.8 ve %2.8 tepe ötelenmesine kadar testlere devam edilebilmiştir. Bu değerler genel göçme kriteri olarak kabul edilen ve nihai dayanımda %20'lik bir azalmaya karşılık gelen ötelenmeye göre çok daha yüksek bir ötelenme kapasitesine karşılık gelmektedir.



Şekil 10 - (a) TMW numunesinin yük- tepe ötelenmesi grafiği, 6. çevrim (b) öncesi ve (c) sonrasındaki çatlak gelişimleri.



Şekil 11 - Düzlemsiz hasar sınırlarına karşılık gelen tepe ötelenme oranları.

**Tablo 1** - EC8 ve HG (hasar gözlemi) yaklaşımına göre belirlenen tepe ötelenme oranı (%) cinsinden izin verilebilir ötelenme sınırları (EC8 / HG).

Numune	Sınırlı Hasar-SH	Kontrollü Hasar-KH	Göçmenin Önlenmesi-GÖ
DMW	0.02 / 0.4	0.05 / 1.2	0.22 / 3.8 (3.2)*
TMW	0.01 / 0.4	0.04 / 0.8	0.24 / 2.8 (2.2)*

\* GÖ sınır durumu için önerilen değerler parantez içerisinde verilmiştir.

Test edilen numunelerde göçme durumuna (mekanizma) karşılık gelen yanal yükler, M-I ve M-II mekanizma durumları için kinematik yaklaşımla hesaplanan yanal yüklerin arasındadır (Şekil 9 ve 10). Gözlenen göçme mekanizmaları beklenen yapısal davranışla uyumlu olduğundan numunelerdeki ölçek etkisinin göçme mekanizmaları ve hasar dağılımı üzerinde anlamlı bir etkisinin olmadığı sonucuna varılmıştır. Hasar gözleminin bir sonucu olarak belirlenen ötelenme sınırları birimsiz ötelenme oranları cinsinden ifade edildiği için numunelerin ölçeğinden bağımsızlaştırılmıştır.

## **SONUÇ VE ÖNERİLER**

Sunulan çalışmada, tarihi kesme taş duvarları temsil eden iki ve üç tabakalı büyük geometrik ölçekli U-şekilli duvar numunelerinin çevrimsel düzlemdışı test sonuçları paylaşılmış ve benzer nitelikteki binaların performans değerlendirmesinde kullanmak üzere belirli hasar düzeylerine karşılık gelen izin verilebilir tepe ötelenme oranları önerilmiştir. Duvar numuneleri üzerinde gerçekleştirilen yarı-statik testler, meydana gelen hasar dağılımının ayrıntılı bir şekilde gözlemlenmesine ve düzlemdışı tepe öteleme oranlarının karşılaştırılmasına olanak sağlamıştır. İki ve üç tabakalı duvarın (sırasıyla DMW ve TMW) başlangıç rijitlikleri ve nihai dayanımları benzerdir. Her iki numune de başlangıçta nispeten düzgün bir yumuşama fazı göstermiş, neredeyse sabit yanal yük altında göçme öncesine kadar yer değiştirmeye devam etmiştir. Fakat üç tabakalı duvar, iç ve dış duvar tabakalarının ayrışması nedeniyle belirgin şekilde daha düşük bir ötelenme kapasitesi (yaklaşık %30) sergilemiştir. Bununla birlikte, testler sırasındaki hasar gözlemleri (kullanılabilirliğin sona ermesi, can güvenliğini etkileyecek şekilde duvar parçalarının ayrışması ve yapısal stabiliteyi tehlikeye atacak miktarda deformasyon) esas alınarak belirlenen izin verilebilir tepe ötelenme oranlarının EC8 (Eurocode 8) yaklaşımıyla elde edilen sonuçlardan çok daha yüksek olduğu, narin duvarların düzlemdışı performansının değerlendirilmesinde kullanılacak tepe ötelenme oranlarının, düzlemiçi ötelenme oranlarından anlamlı derecede daha büyük olabileceği belirlenmiştir.

## **Teşekkür**

Sunulan araştırma AFAD Ulusal Deprem Araştırma Programı tarafından desteklenmiş [Proje No: UDAP-C-16-05] ve Dokuz Eylül Üniversitesi Yapı Mühendisliği Laboratuvarında yürütülmüştür. Yapı malzemelerinin önemli kısmının tedarigi ve numunelerin yapımı Kordon Restorasyon A.Ş. tarafından üstlenilmiştir. Yazarlar testler sırasındaki yardımları için Özgür Özçelik, İbrahim Gündoğan, Umut Yücel, Erkan Durmazgezer, Ercan Tuna, Emine Daş, Alperen Gülen, Cemerk Arar, Baran Selimoğlu ve Cem Göksoy'a teşekkürlerini sunar.

## **Kaynaklar**

1. Lourenço, P.B., Computational Strategies for Masonry Structures, Delft University of Technology, TU Delft, The Netherlands, 1996 (PhD. Thesis)
2. Oyarzo-Vera, C., and Griffith, M.C., “The Mw 6.3 Abruzzo (Italy) Earthquake of April 6th, 2009, On Site Observations”, Bull. N. Z. Soc. Earthq. Eng., Vol. 42, No. 4, December 2009, pp 302-307
3. Dizhur, D., Ingham, J., Moon, L., Griffith, M., et al., “Performance of Masonry Buildings and Churches in the 22 February 2011 Christchurch Earthquake”, Bull. N. Z. Soc. Earthq. Eng., Vol. 44, No. 4, 2011, 279–296
4. Corradi, M., Speranzini, E., Bisciotti, G., “Out-of-Plane Reinforcement of Masonry Walls Using Joint-Embedded Steel Cables”, Bull. Earthq. Eng., Vol. 18, May 2020, 4755–4782

5. Bean Popehn, J.R., Schultz, A.E., Lu, M., Stolarski, H.K., Ojard, N.J., “Influence of Transverse Loading on the Stability of Slender Unreinforced Masonry Walls”, *Eng. Struct.*, Vol. 30, Issue 10, October 2008, 2830–2839
6. Misir, I.S., Ozcelik, O. Girgin, S.C., Yucel, U., “The Behavior of Infill Walls in RC Frames Under Combined Bidirectional Loading”, *J. Earthq. Eng.*, Vol. 20, Issue 4, Jan.2016, 559–586
7. Maddaloni, G., Di Ludovico, M., Balsamo, A., Prota, A., “Out-of-Plane Experimental Behaviour of T-Shaped Full Scale Masonry Wall Strengthened with Composite Connections”, *Compos. Part B Eng.*, Vol. 93, May 2016, 328–343
8. Derakhshan, H., Griffith, M.C., Ingham, J.M., “Airbag Testing of Multi-Leaf Unreinforced Masonry Walls Subjected to One-Way Bending”, *Eng. Struct.*, Vol. 57, Dec.2013, 512–522
9. Ferreira, T.M., Costa, A.A., Arêde, A., Gomes, A., Costa, A., “Experimental Characterization of the Out-of-Plane Performance of Regular Stone Masonry Walls, Including Test Setups and Axial Load Influence”, *Bull. Earthq. Eng.*, Vol. 13, March 2015, 2667–2692
10. Maccarini, H., Vasconcelos, G., Rodrigues, H., Ortega, J., Lourenço, P.B., “Out-of-Plane Behavior of Stone Masonry Walls: Experimental and Numerical Analysis”, *Constr. Build. Mater.*, Vol. 179, August 2018, 430–452
11. Giarretton, M., Dizhur, D., Ingham, J.M., “Dynamic Testing of as-Built Clay Brick Unreinforced Masonry Parapets”, *Eng. Struct.*, Vol. 127, November 2016, 676–685
12. Senaldi, I.E., Guerrini, G., Comini, P., Graziotti, F. et al., “Experimental Seismic Performance of a Half-Scale Stone Masonry Building Aggregate”, *Bull. Earthq. Eng.*, Vol. 18, 2, 2020, 609-643
13. Misir, I.S., Ozcelik, O., Durmazgezer, E., Yucel, U., et al., Determination of Damage Limits for Out-of-Plane Earthquake Effects in Existing Historic and New Masonry Buildings in Turkey, AFAD - UDAP, Project ID: UDAP-C-16-05, Izmir, 2020
14. Misir, I. S., Yucel, G., Kuran, F., Eser, C. B., et al., “Experimental Out-of-Plane Damage Limits of Historical Stone Masonry Walls”, *Constr. Build. Mater.*, Vol. 333, May 2022
15. Candeias, P.X., Campos Costa, A., Mendes, N., Costa, A.A. Lourenço, P.B. “Experimental Assessment of the Out-of-Plane Performance of Masonry Buildings Through Shaking Table Tests”, *Int. J. Archit. Herit.*, Vol. 11, 2017, 31–58
16. Demir, C., Seismic Behaviour of Historical Stone Masonry Multi-Leaf Walls, ITU, Istanbul, 2012, (PhD. Thesis)
17. Garijo, L., Zhang, X.X., Ruiz, G., Ortega, J.J., Wu, Z., “The Effects of Dosage and Production Process on the Mechanical and Physical Properties of Natural Hydraulic Lime Mortars”, *Constr. Build. Mater.*, Vol. 169, April 2018, 325–334
18. Calvi, G.M., Bolognini, D., “Seismic Response of Reinforced Concrete Frames Infilled with Weakly Reinforced Masonry Panels”, *J. Earthq. Eng.*, Vol. 5, No 2, 2001, 153–185
19. Ricci, P., Di Domenico, M., Verderame, G.M., “Experimental Assessment of the In-Plane/Out-of-Plane Interaction in Unreinforced Masonry Infill Walls”, *Eng. Struct.*, Vol. 173, October 2018, 960–978
20. Cen, EN1998-3, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance — Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings, European Committee for Standardization, 2005

# Betonarme Çerçevelerde Yumuşak Kat Etkilerinin Yeni Nesil Dolgu Duvarlar ile Azaltılması

Prost I. BALENDA BAKALA<sup>1</sup>, İbrahim Serkan MISİR<sup>2</sup>, Ömer ALDEMİR<sup>3</sup>

## ÖZET

Çeşitli amaçlarla zemin kat dolgu duvarları kaldırılmış çok sayıda binanın depremler sırasında artan yanıl deplasman talebiyle yumuşak kat/zayıf kat mekanizmaları sergilediği geçmiş depremlerden bilinmektedir. Sunulan çalışmada, 2018 Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 'nde de kabul gören yeni nesil dolgu duvarların betonarme çerçevelerde yumuşak kat oluşumunu azaltmadaki etkileri araştırılmıştır. Bu amaçla, çok katlı düzlemsel betonarme çerçeve modelleri üzerinde doğrusal olmayan analizler gerçekleştirilmiş, çerçeveleri yumuşak kat düzensizliğine zorlamak için yalnızca üst katların açıklıklarında dolgu duvar etkisi dikkate alınmıştır. Model kalibrasyonu için yarı statik test verisi kullanılmıştır. Simülasyonlar, yeni nesil duvar kullanımının ilk katları dolgunsuz binalarda bile yumuşak/zayıf kat oluşumunu azaltma potansiyeline sahip olduğunu göstermektedir.

**Anahtar Kelimeler:** Dolgulu betonarme çerçeveler, deprem güvenliği, yumuşak kat düzensizliği, yeni nesil dolgu duvarlar, esnek duvar.

## ABSTRACT

### **Reducing Soft Storey Effects in Reinforced Concrete Frames with New Generation Infill Walls**

Past earthquakes have shown that many buildings with unfilled first storey, exhibit soft-story/weak story mechanisms due to increased lateral displacement demand during earthquakes. In the presented study, the effects of a new generation infill wall, similar to a solution proposed as a new concept in the Turkish Building Earthquake Code-2018, on reducing the soft story formation in reinforced concrete frames were investigated. For this purpose, nonlinear analyzes were performed on multi-storey numerical models of infilled reinforced concrete frames with only the upper stories infilled in order to force the models to show a soft-story irregularity. Quasi-static test data was used for model calibration. Numerical simulations showed that the use of new

---

1 Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir - prost.balenda@ogr.deu.edu.tr

2 Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir - serkan.misir@deu.edu.tr

3 Gazi Üniversitesi, Ankara - omeraldemir@gazi.edu.tr

*generation infill walls has the potential to reduce the soft story formation even in the buildings with unfilled first stories.*

**Keywords:** *Infilled reinforced concrete frames, earthquake safety, soft storey irregularity, new generation infill walls, flexible wall.*

## GİRİŞ

Betonarme yapılar, sağladığı esnek tasarım olanakları ve yapım kolaylığı nedeniyle oldukça sık tercih edilmektedir. Genellikle betonarme yapıların inşasında, iç mekânı dışarıdan izole etmek ve bölmek için, çerçeveler arasına dolgu duvarlar inşa edilir. Böylece daha karmaşık bir kompozit yapı, yani duvar dolgulu betonarme çerçeve yapısı oluşturulur. Betonarme binalarda donatısız yığma duvarlar çok yaygın kullanılmasına rağmen, dolgu duvarlar yapısal olmayan eleman olarak kabul edilir ve yeni binaların tasarımında ve mevcut binaların değerlendirilmesinde yapısal davranış üzerindeki etkileri göz ardı edilir [1, 2]. Ayrıca, dolgu duvarların varlığının betonarme çerçeve yapısının mekanik özellikleri üzerindeki etkileri tam olarak gösterilmemiştir [3]. Deprem hasarı üzerine yapılan diğer bir çalışmada [4], dolgu duvarlı betonarme yapının hasarının, dolgu duvar ve çerçeve arasındaki etkileşim nedeniyle boş çerçeve yapıdan açıkça farklı olduğu gösterilmiştir. Dolgu duvar yapısal olmayan bir eleman olmasına rağmen, yine de bir deprem etkisi altında yapısal sistemin mekanik davranışı ve deprem performansı üzerinde önemli bir etkiye sahiptir [5, 6]. Negro ve Verzeletti [7], yığma duvarın ana yapının davranışını önemli ölçüde etkilediğini belirtmektedir. Genel olarak, yapısal olmayan duvar panellerinin varlığı, yapının yatay yük taşıma kapasitesini önemli ölçüde arttırdığı için faydalı bir etkiye sahiptir. Ayrıca, yapının başlangıç rijitliğini artırarak atalet kuvvetlerinin de artmasına sebep olur. Dolgu duvarlar çerçevenin hem rijitliği hem de ötelenme davranışı üzerinde büyük değişikliklere neden olmakta ve değişikliklerin etkisi duvarın göçme moduna bağlı olarak avantajlı veya dezavantajlı olabilmektedir. Dolgu duvar, yapının rijitliğini ve statik yükler altındaki dayanımını artırsa da, araştırmalar, yığma dolgu duvar varlığının yapının dinamik yükler altındaki davranışını olumsuz etkileyerek, dayanım, rijitlik ve enerji tüketme kapasitesinde ani kayıplara neden olduğunu göstermiştir [8, 9]. Ayrıca, yığma dolgu duvarların kontrolsüz kullanımı yumuşak kat mekanizmaları ve kısa kolon davranışı gibi bazı istenmeyen durumlara neden olmaktadır [10, 11]. Öte yandan, bu tür istenmeyen durumların gerçekleşmesi, kullanılan dolgu duvar malzemesinin ve derz özelliklerinin (harçlı derz, kuru derz) mekanik özellikleri ile yakından ilişkilidir. Çoğunlukla harç derzinin mekanik özellikleri ve daha özel olarak kesme davranışı, yığma yapıların zayıf noktalarına karşılık geldikleri ve doğrusal olmayan davranışı domine ettikleri için duvar davranışında baskın bir rol oynar [12]. Birçok ülkede, öncelikle bir park yeri veya mağaza oluşturmak için, dolgu duvarlı BA çerçeve binaların ilk katının açık bırakılması yaygındır. Bu binalarda ilk kat dışındaki tüm katlarda yığma dolgu duvarlar mevcuttur [13, 14, 15, 16]. Bu, yumuşak kat mekanizması olarak bilinen depremlerdeki en yaygın göçme nedenlerinden birine öncülük eder.

Yeni yapılacak binalarda ve değerlendirilecek mevcut binalarda yapısal olmayan dolgu duvarların kendi deprem performansı ve içinde bulunduğu yapının deprem performansına etkisi ayrı ayrı öneme sahiptir. Bu sebeple, yapısal davranışa katkı sağlayacak yeni nesil yığma dolgu duvar yapım tekniklerinin geliştirilmesi sürdürülebilir kentler oluşturabilmek için önemli bir konu haline gelmiştir. Bu teknikler yığma birim, harç, donatı, bağlantı elemanları vb. gibi malzemelerin geliştirilmesine odaklanmıştır. Bu yaklaşımla, deprem hasarı ve göçme riskini azaltacak, gerekli fonksiyonel (termal, akustik ve deformasyon), dayanıklılığı karşılayacak duvar tasarımları hedeflenmektedir. Bu amaçla dolgu duvar hasarının sünek göçme modları ile gerçekleştiği bir yapım tekniği önerilmiştir. Mısır vd. [14], üst yüzünde uzunlamasına bir ray ve alt yüzünde uzunlamasına bir oluk bulunan yatay delikli “kilitli” kil tuğlalardan yapılmış dolgu duvarların performansını betonarme çerçeveler içinde test etti. Ardışık tuğla sıraları, harçsız olarak



döşendiğinden dolgu duvarın yatay düzlem içi yönde hareketi serbest hale getirilmiştir. 150 mm genişliğinde harçsız “kilitli” tuğlalarla doldurulmuş ve %3,5 ötelenme oranına kadar yük çevrimlerine tabi tutulmuş tek katlı tek açıklıklı bir dolgulu betonarme çerçeve numunesinde, geleneksel dolgulu numuneye göre kilitli dolgu duvarın yanal yük direncine katkısı belirgin derecede düşük kalmıştır. Kilitli duvar blokları  $\pm\%3,5$  ötelenme oranlarında dahi neredeyse hasar almadan çerçeve ile birlikte deforme olabilmektedir. Bu bildiri kapsamında, bahsi geçen deneysel çalışmadaki test numunelerinin sonlu eleman modelleri analiz edilerek sonuçlar değerlendirilmiştir. Bu referans numuneleri benzeştiren sayısal modellerin analizinden elde edilen kalibrasyon parametreleri kullanılarak çok katlı çerçeve modelleri kurulmuş ve kayar tuğla duvar kullanımının yumuşak kat mekanizması üzerindeki etkisi incelenmiştir.

## AMAÇ

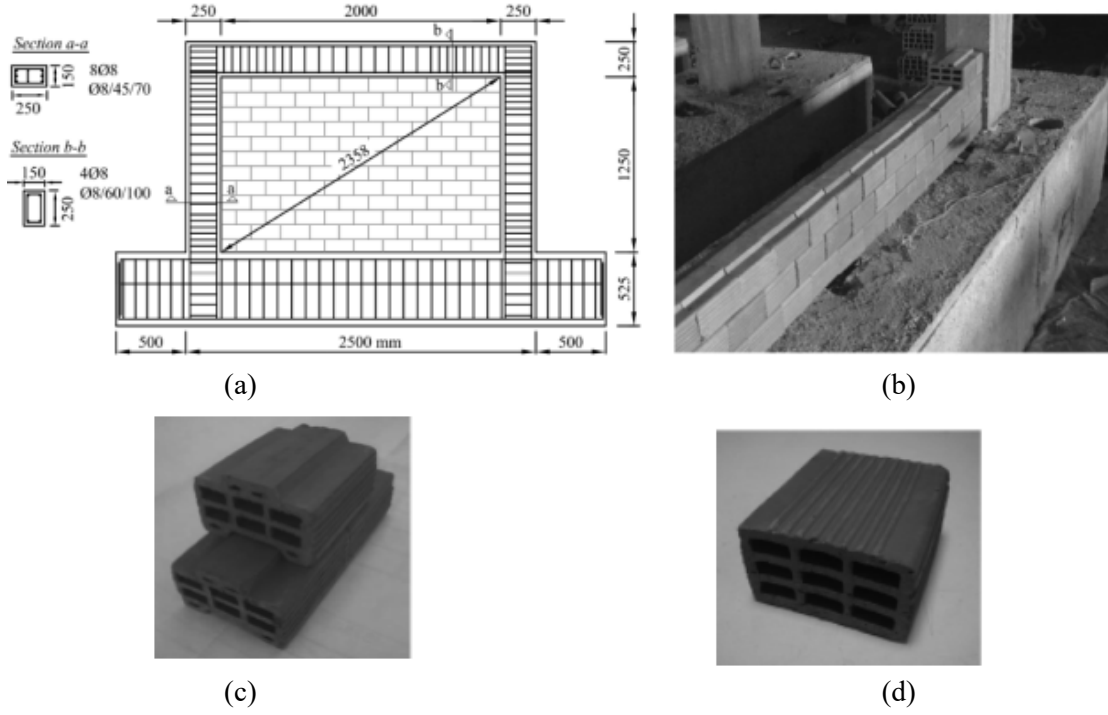
Genellikle yapı elemanlarının veya sistemlerinin yapısal davranışının etraflıca incelenebilmesi için laboratuvar testlerine ihtiyaç duyulmaktadır. Ne var ki maliyet, zaman ve fiziksel kısıtlar yeterli çeşitlilikte laboratuvar testinin gerçekleştirilmesinin önünde bir engeldir. Bu nedenle deneysel çalışmaların planlama aşamasında, numune ve deney düzeneğinin tasarımı süreçlerinde ve deneyi gerçekleştirilemeyen büyük boyutlu numunelerin davranışının irdelenebilmesi amacıyla sayısal model çalışmalarına ihtiyaç duyulmaktadır. Ancak inşaat mühendisliği malzemelerinin ve yapılarının sahip olduğu belirsizlikler nedeniyle numunelerin gerçekçi sonuçlar verecek sayısal modellerinin kurulması kolay değildir. Bu nedenle sayısal model sonuçlarının deneysel verilerle kalibre edilmesi ve belirsiz model parametrelerinin bu kalibrasyon sırasında tespit edilmesi gerekmektedir. Böylece kalibre edilmiş model parametreleri kullanılarak parametrik analizler yürütmek ve bulguları genelleştirmek mümkün hale gelmektedir. Sunulan bildiri kapsamında, bahsi geçen referans dolgulu betonarme çerçeve numunelerinin sayısal modelleri kurulmuş, deney sonuçlarıyla kalibre edilmiş ve kurulan çok katlı modellerin doğrusal olmayan davranışları yanal yükler altında incelenmiştir.

## SAYISAL MODELLER VE MODEL KALİBRASYONU

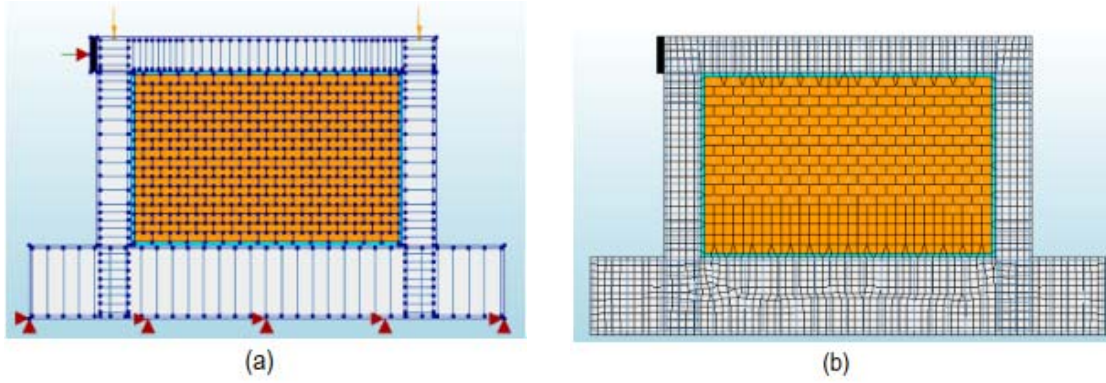
Bildiri kapsamında, Mısır vd. [14] tarafından test edilen iki adet dolgulu ve bir adet dolgunsuz çerçeve numunesinin sayısal modelleri hazırlanmıştır. Deney numuneleri ve test düzeneğine ilişkin detaylı bilgiler ilgili makalede yer almaktadır. Sayısal modellerin oluşturulması sırasında dikkate alınan numune geometrisi ve tuğla birimlere ait görüntüler **Şekil 1**'de sunulmuştur.

Model kalibrasyonu sırasında numuneler ile aynı geometrik özelliklere sahip sayısal modeller kullanılmıştır (**Şekil 2**). Sayısal modeller DIANA FEA v10.3 [17] yazılımında iki boyutlu olarak hazırlanmış, referans numunelerin donatı konfigürasyonu ve malzeme karakteristiği dikkate alınarak gerekli tanımlamalar yapılmıştır. Modeller iki boyutlu olarak tasarlandığı için kolon ve giriş elemanlarda enine donatılar nedeniyle oluşan sargı etkisi ayrıca dikkate alınarak sayısal modele aktarılmıştır. Yığma duvar birimleri ise kayar tuğla özelliklerini de dikkate alabilmek için mezo modelleme tekniği esas alınarak hazırlanmıştır.

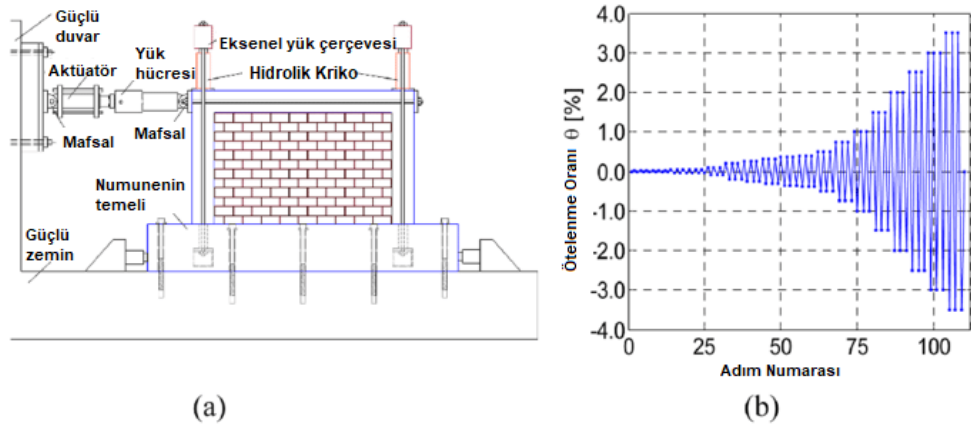
Hazırlanan sayısal modeller, referans numunelerin **Şekil 3**'te verilen deneysel konfigürasyonuna uygun yüklenmiş ve elde edilen sayısal sonuçlar deneysel sonuçlarla karşılaştırılarak gerekli kalibrasyonlar yapılmıştır. Bu kapsamda **Şekil 2**'de görüldüğü gibi standart tuğla duvar (SBF), sismik boşluksuz kayar tuğla duvar (LBF) ve boşluklu poliretan köpük dolgulu kayar tuğla duvar (LBFPM) çerçeve sistemleri ve ilgili çalışmada kullanılan dolgunsuz çerçeve (BaF) **Şekil 2**'de görüldüğü gibi modellenmiştir.



Şekil 1 - (a) Deneysel elemanların geometrik özellikleri, (b) kayar duvarın imalat aşaması, (c) kilitli tuğla birimleri ve (d) standart tuğla birimi [15].



Şekil 2 - Sayısal modellere ait (a) donatı ve yükleme şeması ve (b) sonlu eleman ağı

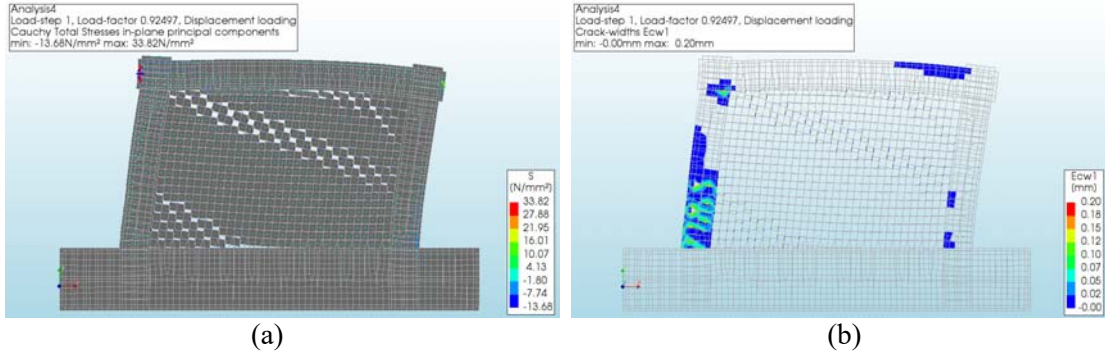


Şekil 3 - (a) Yükleme sistemi ve (b) yükleme geçmişi [14]

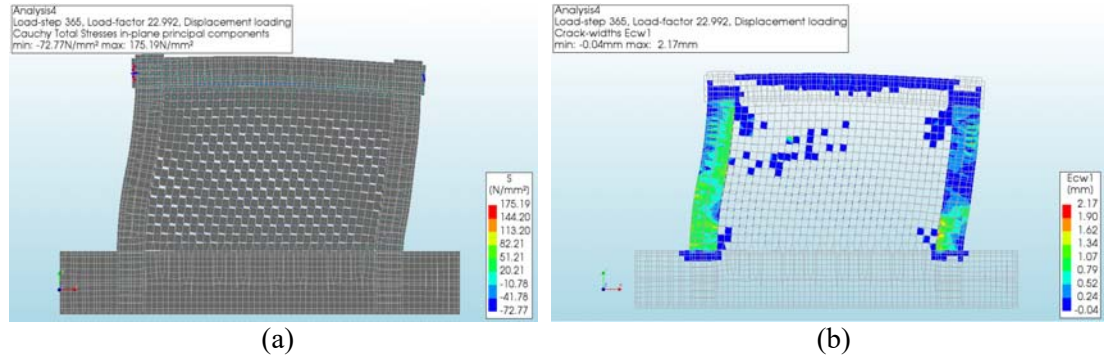
## Tek katlı Dolgulu Çerçeveslerin Model Kalibrasyonu

### SBF Modeli

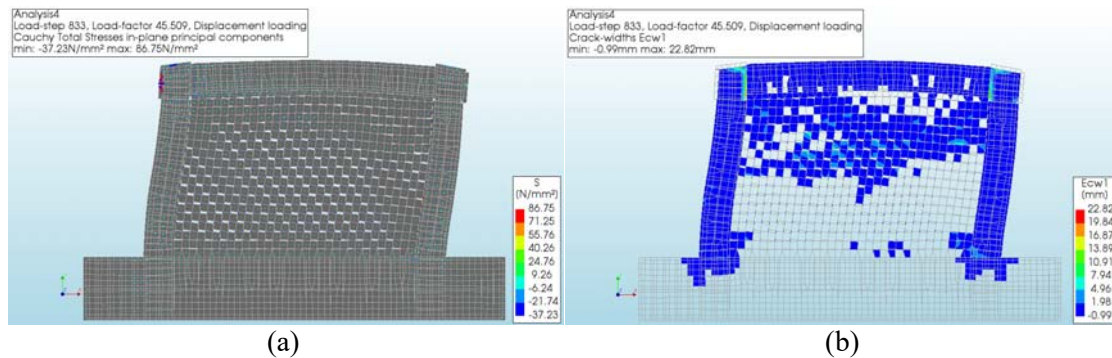
Standart tuğla duvarlı (SBF) modelin hasar ilerlemesi aşağıda açıklanmıştır. Kat öteleme oranı %0.06'ya ulaştığında, duvar sismik yük almaya ve kolon-temel birleşiminde beton çatlamaya başlamış (Şekil 4), kiriş ucunda çekme bölgesinde de çekme hasarı oluşmuştur. Karşılık gelen tepe yükü 85.51 kN'dur. Tepe ötelenmesi %1.5'e ulaştığında karşılık gelen tepe yükü 161.27 kN olup çekme gerilmelerinin çekme dayanımına ulaştığı duvar panelinde ve çerçeve elemanlarında çatlak genişlikleri önemli derecede artmıştır. (Şekil 5). 140.5 kN yüke karşılık gelen %3.0 ötelenme oranında, betonarme çerçevenin yanı sıra panelde de ileri düzey hasar görülmüştür (Şekil 6). Bu, duvarın basınç sınırına ulaşarak göçtüğü ve çerçevenin artık gerekli kuşatmayı sağlayamadığı durumdur.



Şekil 4 - SBF sayısal modelinde %0.06 tepe ötelenmesi için (a) düzlemiçi asal gerilmeler ve (b) çatlak ilerlemesi.



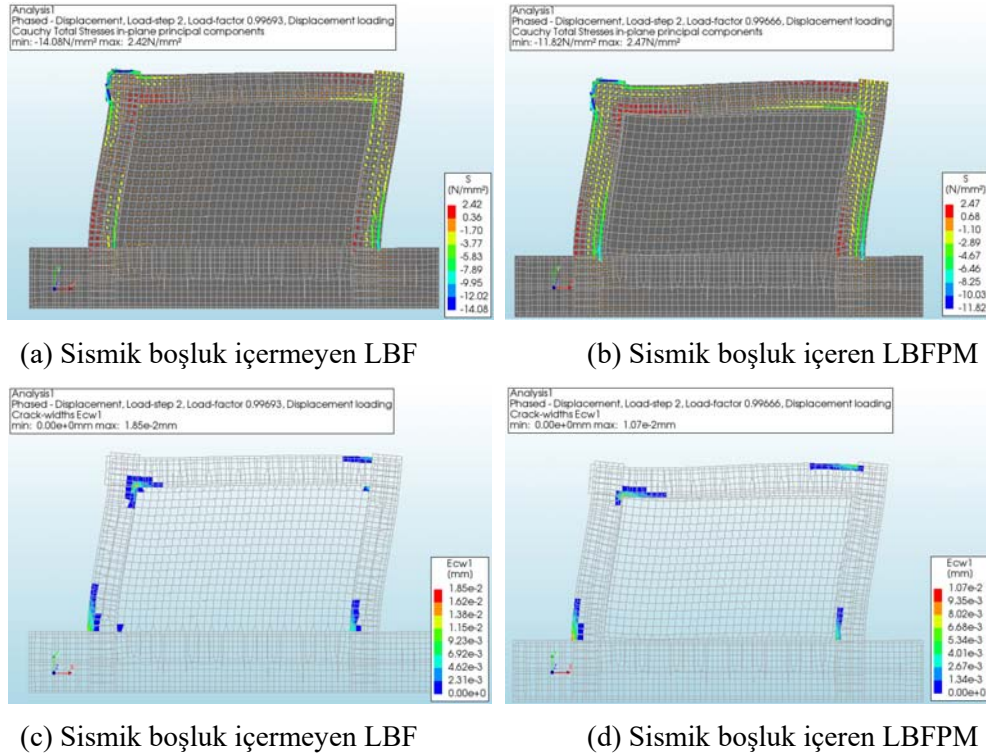
Şekil 5 - SBF sayısal modelinde %1.5 tepe ötelenmesi için (a) düzlemiçi asal gerilmeler ve (b) çatlak ilerlemesi.



Şekil 6. SBF sayısal modelinde %3.0 tepe ötelenmesi için (a) düzlemiçi asal gerilmeler ve (b) çatlak ilerlemesi.

### Sismik Boşluk İçermeyen LBF Modeli

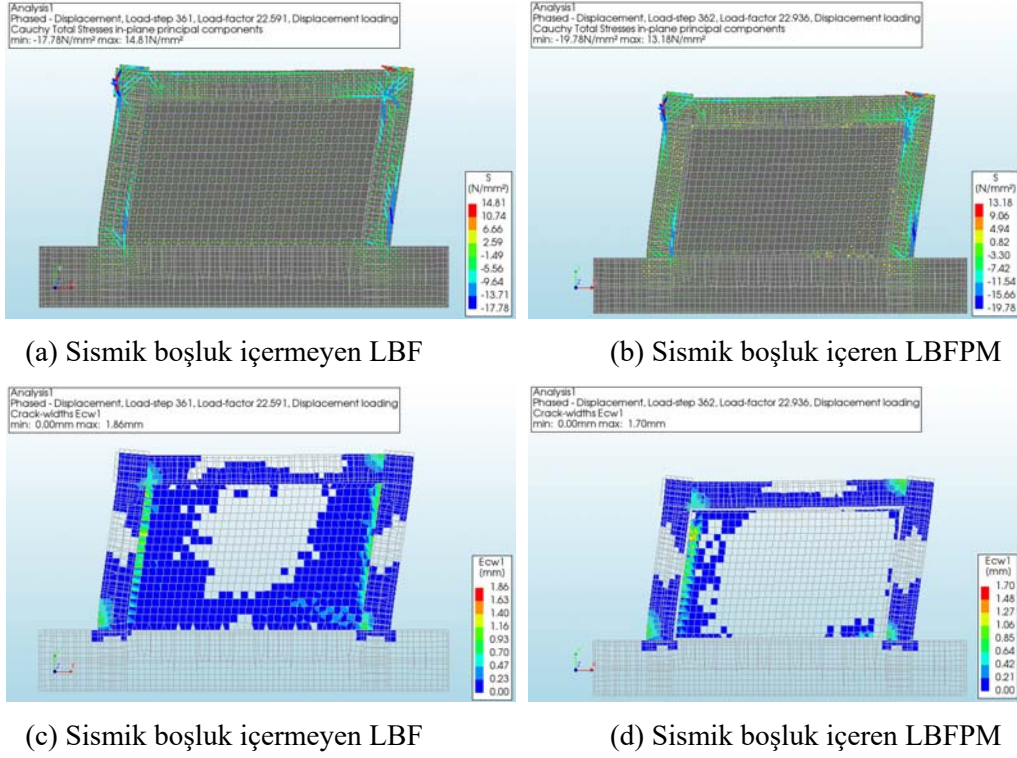
Ötelenme oranı %0.06 değerine ulaştığında (tepe yükü 37.38 kN) bazı çerçeve elemanlarında sayısal elde edilen çekme gerilmeleri (2.42 MPa) **Tablo 2**'de verilen çekme dayanımını aştığı için eğilme çatlakları oluşmaya başlamıştır. Bu aşamada duvar paneli hasarsız durumdadır (**Şekil 7a**) çünkü kayar duvar panelin basınç dayanımına henüz ulaşamamıştır. %1.5 ötelenme oranında çerçeve elemanlarda en büyük çekme çatlak genişliği 1.7 mm değerine ulaşmıştır. **Şekil 8c**'de görüldüğü gibi kolon elemanların alt kenarlarında çekme hasarı belirgin düzeye ulaşmıştır. Bu aşamada duvar paneli de duvar-kolon birleşiminde bazı hasarlar almaktadır. Fakat bu anda kayar tuğlalar arasındaki kayma mekanizması sayesinde panel ciddi bir hasar almaktan uzaktır. %3.3 ötelenme oranında (tepe yükü 110.3 kN) çerçeve belirgin hasara geçmekle birlikte sadece bazı dolgu duvar elemanlarında sınırlı hasar görülmüş ve çerçeve duvar arayüzünde daha çok kesme deformasyonlarına bağlı gerilme yığılmaları gelişmiştir (**Şekil 9c**). Fakat duvarda halen ciddi bir hasar oluşmamıştır.



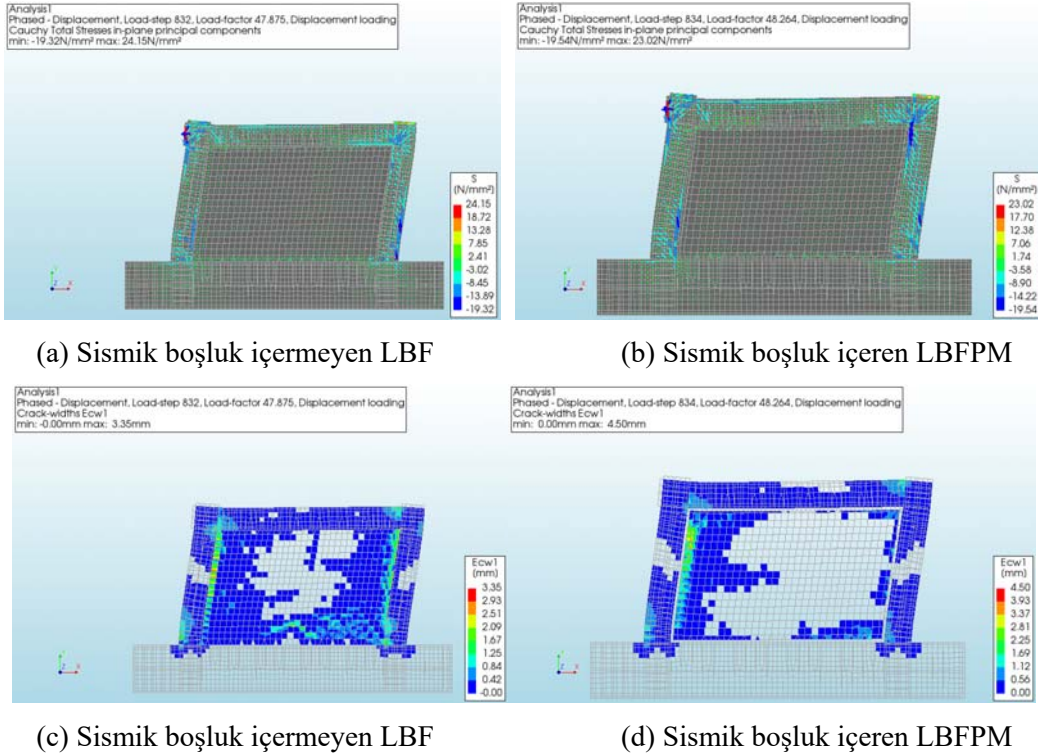
**Şekil 7** - LBF ve LBFPM sayısal modellerinde %0.06 tepe ötelenmesi için sırasıyla (a) ve (b) düzlemiçi asal gerilmeler, (c) ve (d) çatlak ilerlemesi.

### Sismik Boşluk İçeren LBFPM Modeli

Ötelenme oranı %0.06 değerine ulaştığında (tepe yükü 32.76 kN) bazı çerçeve elemanlarında sayısal elde edilen çekme gerilmeleri (2.47 MPa) **Tablo 2**'de verilen çekme dayanımını aştığı için eğilme çatlakları oluşmaya başlamıştır. Bu aşamada duvar paneli hasarsız durumdadır (**Şekil 7b**) çünkü kayar duvar panelin basınç dayanımına henüz ulaşamamıştır. %1.5 ötelenme oranında (93.14 kN) çerçeve elemanlarda en büyük çekme çatlak genişliği 1.7 mm değerine ulaşmıştır. **Şekil 8d**'de görüldüğü gibi kolon elemanların alt kenarlarında çekme hasarı belirgin düzeye ulaşmıştır. Bu aşamada duvar paneli de duvar-kolon birleşiminde bazı hasarlar almaktadır. Fakat bu anda kayar tuğlalar arasındaki kayma mekanizması sayesinde panel ciddi bir hasar almaktan uzaktır. %3.22 ötelenme oranında (tepe yükü 116.2 kN) çerçeve belirgin hasara geçmekle birlikte



Şekil 8 - LBF ve LBFPM sayısal modellerinde %1.5 tepe ötelenmesi için sırasıyla (a) ve (b) düzlemiçi asal gerilmeler, (c) ve (d) çatlak ilerlemesi.



Şekil 9 - LBF ve LBFPM sayısal modellerinde %3.2 tepe ötelenmesi için sırasıyla (a) ve (b) düzlemiçi asal gerilmeler, (c) ve (d) çatlak ilerlemesi.

sadece bazı dolgu duvar elemanlarında sınırlı hasar görülmüş ve çerçeve duvar arayüzünde daha çok kesme deformasyonlarına bağlı gerilme yığılmaları gelişmiştir (**Şekil 9d**). Fakat duvarda halen ciddi bir hasar oluşmamıştır. Tüm analizler sonucunda arayüz, beton ve duvar için kalibre edilen model parametreleri sırası ile **Tablo 1-3** boyunca sunulmuştur.

**Tablo 1** - Duvar-duvar arayüzü (Coulomb sürtünme modeli) için model parametreleri

	Y yönü	X yönü
Normal Rijitlik (N/mm <sup>3</sup> )	6000	30
Kayma Rijitliği (N/mm <sup>3</sup> )	30	6000
Sürtünme Açısı (Derece)	30	30
Genişleme Açısı (Derece)	0	0

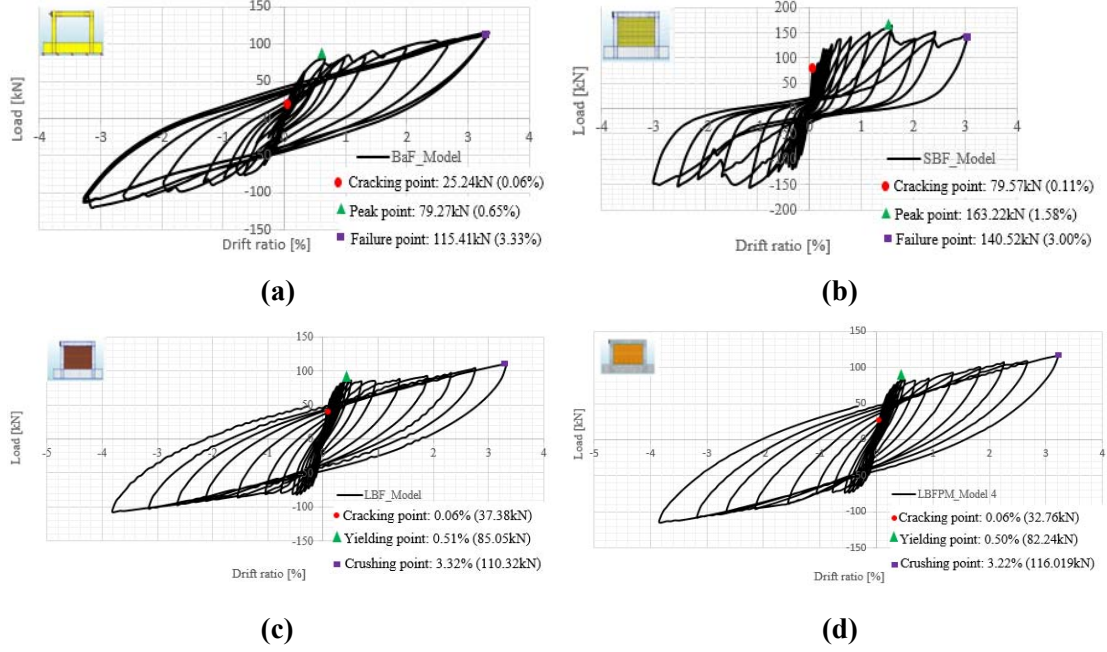
**Tablo 2** - Beton malzemesi model parametreleri

<b>Concrete Total Crack Strain Model (TCSM)</b>	
Elastisite Modülü	28000 MPa
Poison Oranı	0.2
Yoğunluk	2400 kg/m <sup>3</sup>
Çatlak Oryantasyonu	Rotation
Çatlak Bant Genişliği	ROTS
<b>Çekme Davranışı/CEB FIM MODEL Code 2010</b>	
Çekme Dayanımı	2.21 MPa
Mode-I kırılma enerjisi	125.17 N/m
<b>Basınç Davranışı: Maeakawa Concrete Model</b>	
Basınç Dayanımı	20 MPa

**Tablo 3** - Duvar birimi model parametreleri

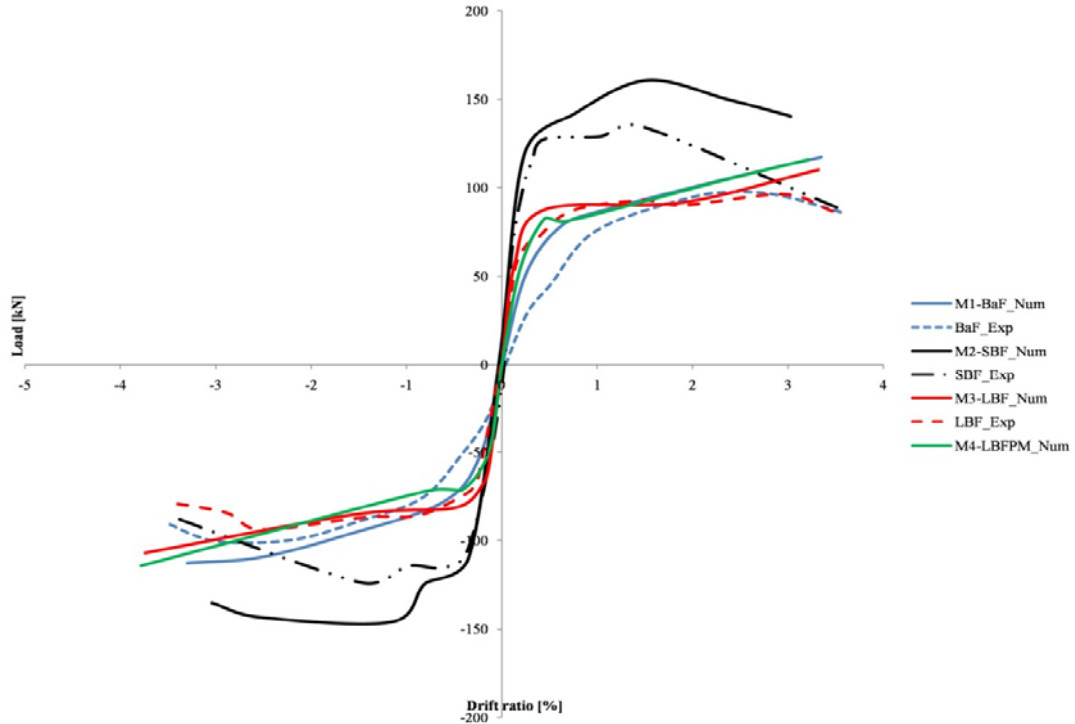
<b>Concrete Total Crack Strain Model (TCSM)</b>	
Elastisite Modülü	1100 MPa
Poison Oranı	0.2
Yoğunluk	1800 kg/m <sup>3</sup>
Çatlak Oryantasyonu	Rotation
Çatlak Bant Genişliği	Rots
<b>Çekme Davranışı/CEB FIB Model Code, 2010</b>	
Çekme Dayanımı	0.2 MPa
Mode-I kırılma enerjisi	0.02 N/m
<b>Basınç Davranışı: Maeakawa Concrete Model</b>	
Basınç Dayanımı	1.1 MPa

Yük-Ötelenme Eğrileri



Şekil 10. Tek katlı modellerin sayısal yük-ötelenme eğrileri

Şekil 10 incelendiğinde yatay yüklemelerin uygulanmasını hemen takiben elastik sınırın aşıldığı, betonda ve panelde oluşan çekme çatlakları ile birlikte yatay rijitliğin düştüğü ve yanal yükün büyük oranda donatı tarafından karşılandığı bölgeye ulaşıldığı görülür

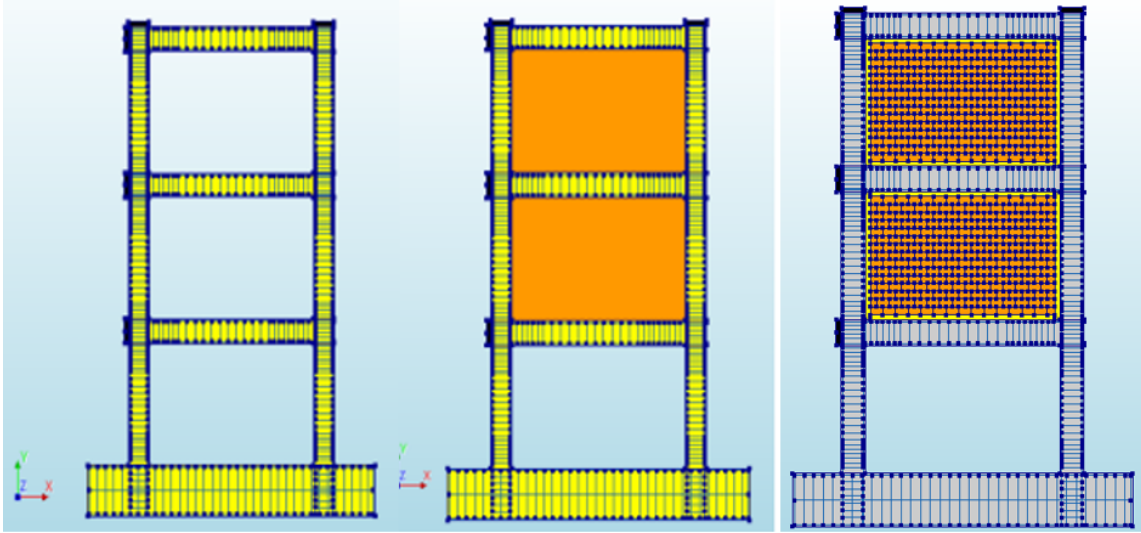


Şekil 11 - Sayısal ve deneysel zarf eğrilerinin karşılaştırılması

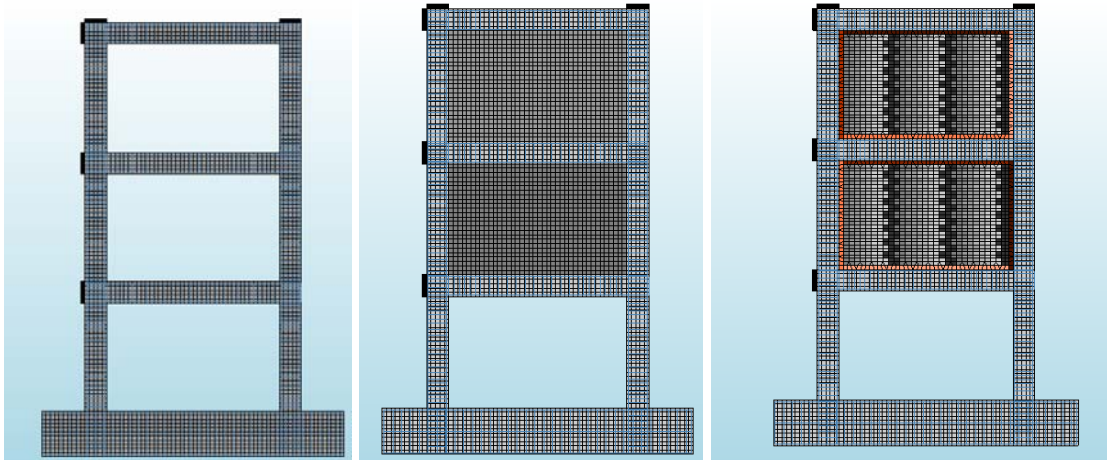
Yerdeğiştirme kontrollü yarı statik yüklemeye maruz sayısal modellerin analizi, referans numunelere uygulanan döngüsel yükleme ile tutarlı olarak, kurulan modellerin deneysel sonuçları kabul edilebilir bir yakınlıkla yakalayabildiğini göstermiştir. Sayısal modellerden elde edilen yük-tepe ötelenmesi zarf eğrileri Şekil 11'de verilmiştir.

### Üç Katlı Çerçeve Modellerinin Analizleri

Elde edilen kalibre edilmiş model parametreleri kullanılarak aynı çerçeve açıklığına ve kat yüksekliğine sahip üç katlı tek açıklıklı betonarme çerçeve modelleri (a) dolgusuz (BaF3), (b) yalnızca 2. ve 3. katı geleneksel dolgu duvarlı (SBF3) ve (c) yalnızca 2. ve 3. katı kayar dolgu duvarlı (LBF3) olmak üzere üç farklı dolgu duvar düzeninde kurulmuş (Şekil 12 ve 13) ve analiz edilmiştir. Üç katlı çerçeve modellerinde tüm kolonların tepesinden aksel yük kapasitelerinin %10'u mertebesinde aksel basınç kuvveti uygulanmış, ayrıca kat hizalarından uygulanan 1. mod şekliyle uyumlu çevrimsel yanal yer değiştirme yükleri altında doğrusal olmayan analizler tamamlanmış ve analiz sonucunda elde edilen hasar dağılımları Şekil 14'de sunulmuştur. Bu sonuçlara göre zemin katı boş bırakılan geleneksel dolgu duvarlı üç katlı model (SBF3) hasarın zemin



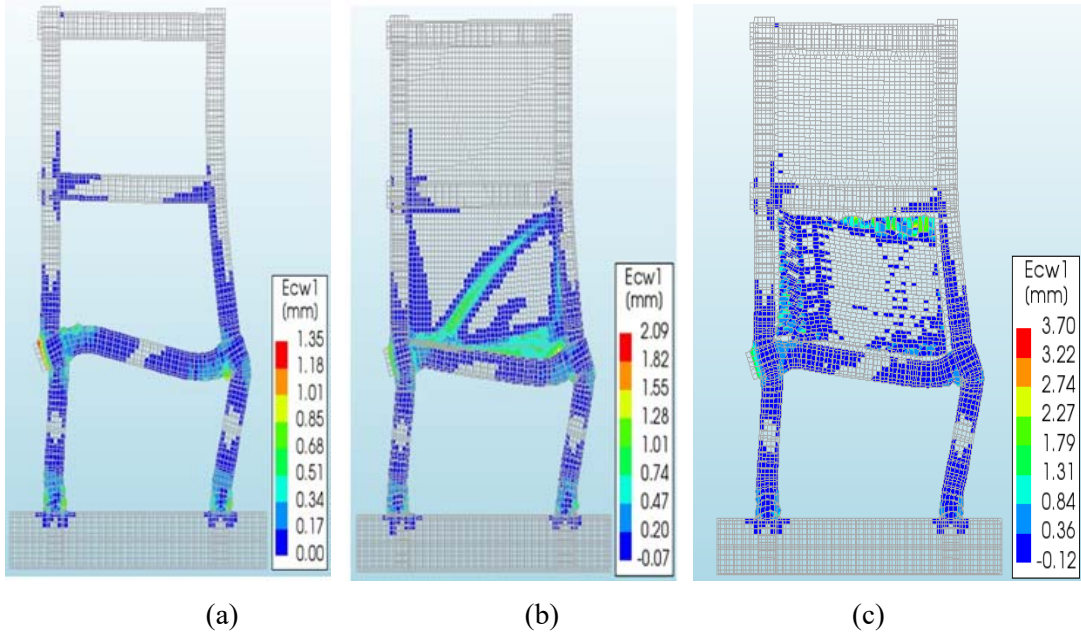
Şekil 12 - (a) Dolgusuz (BaF3), (b) 2. ve 3. katı klasik dolgu duvarlı (SBF3) ve (c) 2. ve 3. katı kayar dolgu duvarlı (LBF3) çerçeve modelleri



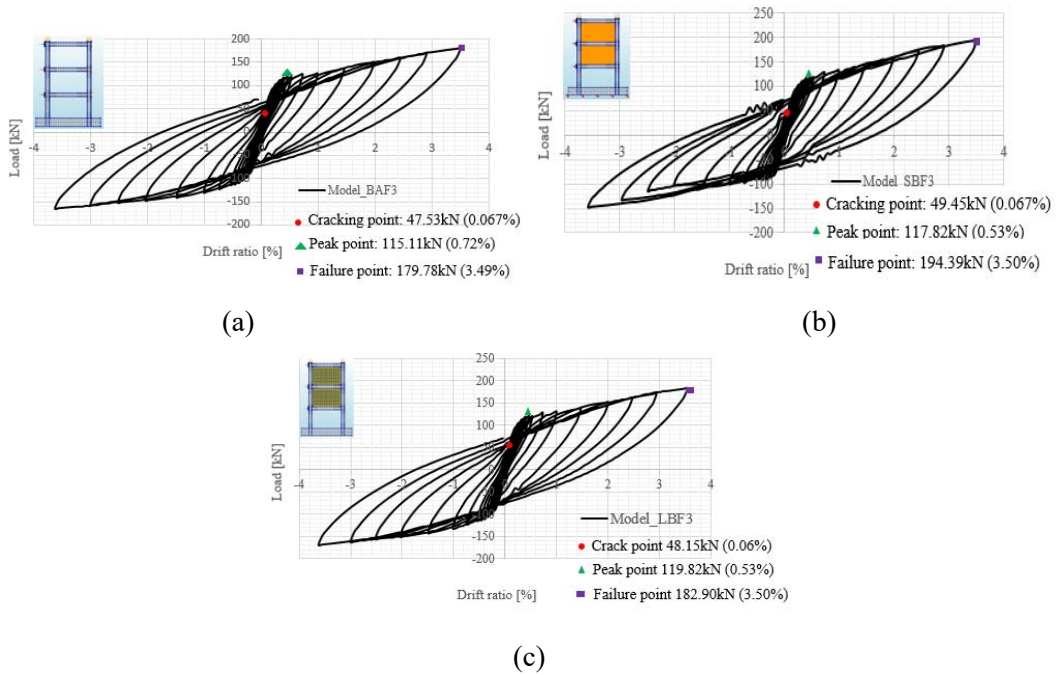
Şekil 13. BaF3, SBF3 ve LBF3 modellerinin sayısal ağı



katta yoğunlaştığı ve önerilen kayar duvar özellikleri tanımlanmış modele (LBF3) göre belirgin olarak daha yüksek şekil değiştirmeler ve dolayısıyla hasar göstermiştir. Kayar duvarlı LBF3 modeliyle elde edilen şekil değiştirmeler tüm katları boş çerçevenin sonuçlarına yakın olarak elde edilmiş, LBF3 modelinde zemin katın dolgusuz bırakılmasının olumsuz etkisi sınırlı kalmıştır. Üst katların rijitliğini azaltmak (çerçeveyi yumuşatmak) ve çerçeve-duvar paneli bağlantısının yol açtığı ilave momentten kaçınmak için ve ayrıca yumuşak katın karşılaştığı sorunu hafifletebilmek için çerçevenin kenarlarında tamamen izole edilmiş dolgu duvarlar kullanılmıştır.



Şekil 14 - BaF3, SBF3 ve LBF3 modellerine ait hasar dağılımları



Şekil 15 - Üç katlı modellerin yanal yük-yerdeğiştirme-ötelenme çevrimleri.

Analiz sonunda LBF3 modelinin duvarı gerekli mukavemeti sağlamaya devam etmiş, panelde diyagonal çatlakların gözlemlendiği SBF3 modeline kıyasla LBF3 panellerinde böylesi bir hasar gözlenmemiştir.

## **SONUÇ**

Bu bildiri kapsamında deneysel çalışmaları daha önce tamamlanmış dolgulu çerçeve numunelerini benzeştiren doğrusal olmayan iki boyutlu sonlu elemanlar modelleri kurulmuş ve deneysel sonuçlar kullanılarak model kalibrasyonu yapılmıştır. Sayısal analizler sonucunda elde edilen hasar dağılımı ve yük-ötelenme zarf eğrileri ve deney sonuçları kabul edilebilir yakınlıkta elde edilmiştir. Elde edilen model kalibrasyon parametreleri kullanılarak farklı dolgu durumlarına sahip üç katlı çerçeveleri analiz edilmiştir. Dikkate alınan çerçeve modelleri ülkemizde ve komşu ülkelerde sıklıkla karşılaşıldığı gibi zemin katı dolgu duvarsız, üst katları dolgu duvarlı olacak şekilde kurulmuştur. Bu durum geleneksel tuğla duvar kullanılması durumunda zemin katın ötelenme talebini artırmakta ve yumuşak kat mekanizması oluşma potansiyelini yükseltmektedir. Nitekim yapılan sayısal analizler sonucunda elde edilen hasar dağılımlarında zemin katı boş geleneksel dolgulu modelde boş çerçeve ve kayar dolgulu çerçeve modellerine göre belirgin şekilde daha yüksek şekil değiştirme değerleri elde edilmiştir. Benzer modelin rijitliği daha düşük olan kayar dolgulu duvar tanımlanarak analiz edilmesi durumunda ise şekil değiştirmeler tüm katları boş çerçevenin sonuçlarına daha yakın elde edilmiş, bu modelde zemin katın dolgusuz bırakılmasının olumsuz etkisinin sınırlı kaldığı görülmüştür.

## **Kaynaklar**

1. Rodrigues, H., Varum, H., and Costa, A., "Simplified Macro-Model for Infill Masonry Panels," J Earthq Eng, Vol. 14, No. 3, 2010, pp 390-416
2. Mohammadi, M., and Akrami, V., "Application of Frictional Sliding Fuse in Infilled Frames, Fuse Adjustment and Influencing Parameters," Struct Eng Mech, Vol. 36, No. 6, 2010, pp 715-727
3. Dimova, S.L. and Negro, P., "Seismic Assessment of an Industrial Frame Structure Designed According to Eurocodes. Part 1: Experimental Tests and Their Numerical Simulation," Eng Struct, Vol. 27, 2005, pp 709-723
4. Yan, P.L., Sun, B.T., and Zhang, H.Y., "Seismic damage to RC frame teaching building in Lushan MS7.0 Earthquake," China Civil Eng J, Vol. 47, 2014, pp 24-28
5. Ricci, P., De Risi, M.T., Verderame, G.M., Manfredi, G., "Influence of Infill Distribution and Design Typology on Seismic Performance of Low- and Mid-Rise RC Buildings," Bull Earthq Eng, Vol. 11, 2013, pp 1585-1616
6. Hashemi, A., and Mosalam, K.M., Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Buildings Including Effects of Infill Masonry Walls, Pacific Earthquake Engineering Research Center-PEER, USA, No: 100, 2007, 268 p.
7. Negro P. and Verzeletti G., "Effect of Infills on the Global Behavior of RC Frames: Energy Considerations from Pseudodynamic Tests," Earthq Eng Struct Dyn, Vol. 25, 1996, pp 753-773
8. Negro, P., Colombo, A., "Irregularities Induced by Nonstructural Masonry Panels in Framed Buildings," Eng Struct, Vol. 17, No.7, 1997, pp 576-585

9. Dolsek, M., and Fajfar, P., "The Effect of Masonry Infills on The Seismic Response of a Four-Storey Reinforced Concrete Frame: A Deterministic Assessment," *Eng Struct*, Vol. 30, 2008, pp 1991-2001
10. Karadogan, F., S. Pala, A. Ilki, E. Yuksel, W. Mowrtage, P. Teymur, G. Erol, K. Taskin, and R. Comlek. "Improved Infill Walls and Rehabilitation of Existing Low Rise Buildings," *Seismic Risk Assessment and Retrofitting*, Springer, 2009.
11. METU-EERC, "Area survey of seismic and structural damage in relation to 23 October 2011 Mw 7.2 Van Earthquake," Research, METU/EERC 2011-04, Middle East Technical University, Turkey (In Turkish).
12. Stavridis, A., Shing, P.B., "Finite Element Modeling of Nonlinear Behavior of Masonry Infilled RC Frames," *J Struct Eng*, Vol. 136, No. 3, 2010, pp 285-296
13. Kaushik, H.B., Rai, D.C., Jain, S.K., "Effectiveness of Some Strengthening Options for Masonry-Infilled RC Frames with Open First Story," *J Struct Eng*, Vol. 135, No. 8, 2009, pp 925-937
14. Misir, I.S., Ozcelik, O., Girgin, S.G., and Kahraman, S., "Experimental Work on Seismic Behavior of Various Types of Masonry Infilled RC Frames," *Struct Eng & Mech*, Vol. 44, No. 6, December 2012, pp 763-774
15. Misir, I.S., Ozcelik, O., Girgin, S.C., and Yucel, U., "The Behavior of Infill Walls in RC Frames Under Combined Bidirectional Loading," *J Earthq Eng*, Vol. 20, No. 4, 2016, pp 559-586
16. Misir, I.S., "Potential Use of Locked Brick Infill Walls to Decrease Soft-Story Formation in Frame Buildings," *J PerformConstrFacil*, Vol. 29, No. 5, 2015, 04014133
17. DIANA FEA BV. DIANA - Finite Element Analysis, User's Manual release 10.3. Delft, The Netherlands.



## Deprem Dayanımı Yetersiz Riskli Binaların Hızlı Risk Tespit Yöntemi Kullanılarak Belirlenmesi: Elazığ İli Örneği

Rabia Nur SAĞLAM<sup>1</sup>, Tuba Nur İMİŞ<sup>2</sup>, Muhammed ULUCAN<sup>3</sup>, Nurbanu DEMİRBAŞ<sup>4</sup>, Ayşe Ruşen DURUCAN<sup>5</sup>, Hümeysra ŞAHİN<sup>6</sup>, Cengizhan DURUCAN<sup>7</sup>, Kürşat Esat ALYAMAÇ<sup>8</sup>

### ÖZET

Kentsel dönüşüm çalışmalarına yön verilebilmesi için deprem sonrası ağır hasar görme veya yıkılma olasılığı yüksek olan riskli bina stokunun ivedilikle belirlenmesi gerekir. Bunu temin etmek için ülkemizde 6306 sayılı Afet Riski Altındaki Alanların Dönüştürülmesi Hakkında Kanun kapsamında Hızlı Risk Tespit Yöntemi geliştirilmiştir. Hızlı Risk Tespit Yöntemi; (i) binaların taşıyıcı sistem türünü, (ii) deprem tehlikesini ve (iii) binanın dışardan gözlenebilecek kusurlarını dikkate alarak binaların risk durumunu ve riskli binaların bölgesel olarak dağılımı tahmin etmeye dayalı bir yöntemdir. Bu yöntemde; (i) binanın taşıyıcı sistemi ve (ii) deprem tehlike bölgesine göre binaya atanan taban puanından, binanın dışardan gözlenebilen kusurlarına (yumuşak kat, zayıf kat, kısa kolon, kapalı çıkma vb.) atanan olumsuzluk puanları çıkarılarak binanın performans puanı hesaplanmaktadır. Çalışma kapsamında Elazığ ili merkez mahallelerinden İzzet Paşa Mahallesi'nde, Hızlı Risk Tespit Yöntemi ile 505 adet binadan bilgi toplanmış ve binaların performans puanları hesaplanmıştır. Performans puanları dikkate alınarak riskli binaların yapı adalarına göre dağılımı belirlenmiş ve kentsel dönüşüm bakımından öncelikli yapı adaları harita üzerinde gösterilmiştir. Ayrıca elde edilen sonuçlar, 24 Ocak 2020 Elazığ-Sivrice Depremi sonrası incelenen mahalleden elde edilen hasar verileri ile karşılaştırılarak yöntemin sahadaki durumu yansıtma oranı değerlendirilmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Deprem tehlikesi, kentsel dönüşüm, yapısal kusurlar, Elazığ-Sivrice Depremi.

---

1 Fırat Üniversitesi, Elazığ - rabianaydin@gmail.com

2 Fırat Üniversitesi, Elazığ - tubanurimis@gmail.com

3 Fırat Üniversitesi, Elazığ - mulucan@firat.edu.tr

4 Fırat Üniversitesi, Elazığ - n.demirbas@firat.edu.tr

5 Fırat Üniversitesi, Elazığ - ardurucan@firat.edu.tr

6 Fırat Üniversitesi, Elazığ - hsahin@firat.edu.tr

7 Fırat Üniversitesi, Elazığ - cdurucan@firat.edu.tr

8 Fırat Üniversitesi, Elazığ - kealyamac@firat.edu.tr

## ABSTRACT

### ***Determination of Vulnerable Buildings with Insufficient Earthquake Resistance Using Fast Risk Evaluation Method: The Case of Elazig Province***

*The building stock that is likely to be severely damaged or collapsed after an earthquake must be determined immediately to manage the urban renewal works. In our country, in order to ensure this, a fast structural risk evaluation method has been presented in the scope of the Law No. 6306 about the Renewal of Areas Prone to Disaster Risk. The Fast Risk Evaluation is a method based on estimating the vulnerability of the buildings and the regional distribution of vulnerable buildings by taking into account; (i) the lateral load resisting type of buildings, (ii) the earthquake hazard and (iii) the defects that can be observed from the outside of the building. In this method, the performance score of the building is calculated by subtracting the negative scores assigned to the observable defects of the building (soft story, weak story, short column, closed overhang, etc.) from the basic score assigned to the building according to the building's; (i) load resisting system and (ii) earthquake hazard zone.*

*In the scope of the study, data was collected from 505 reinforced concrete buildings in Izzet Pasa which is one of the central districts of Elazig, by using the fast structural risk evaluation method, and the performance scores of the buildings were calculated. By using the performance scores, the distribution of vulnerable buildings in relation to building blocks was determined and the priority levels of building blocks for urban renewal works were shown on the map. In addition, the calculated results were compared with the damage data, obtained after the January 24 -2020 Elazig-Sivrice Earthquake, and the performance of the fast structural risk evaluation method in reflecting the observed data was evaluated.*

**Keywords:** *Earthquake risk, Urban renewal, Structural defects, Elazig-Sivrice Earthquake.*

## GİRİŞ

Riskli bina, deprem sonrası yıkılma veya ağır hasar görme ihtimali yüksek olan binadır. Özellikle deprem gerçeği dikkate alınmadan tasarlanan ve/veya inşa edilen binalar bu kapsamda değerlendirilmektedir. Son 20 yılda yaşanan hasar verici depremler (Körfez Depremi-1999, Bingöl Depremi-2003, Van Depremi-2010, Elazığ Depremi-2020) sonrası Türkiye’de deprem dayanımı yetersiz büyük bir bina stokunun bulunduğu tecrübe edilmiştir. Bu sebeple olası bir deprem sonrası can ve mal kayıplarının büyük oranda önlenmesi için riskli bina stokunun hızlı bir şekilde belirlenmesi gerekmektedir. Riskli bina stokunun hızlı bir şekilde belirlenmesi için hızlı risk tespit yöntemi geliştirilmiştir. Hızlı risk tespit yöntemi, deprem tehlikesi yüksek bölgelerde binalardan, sokak gezileriyle dışarıdan veya gerektiğinde kısmen içeriden veri toplanması ve toplanan veriler dikkate alınarak risk durumunun belirlenmesi esasına dayanmaktadır.

Literatürde birçok hızlı risk tespiti yöntemi bulunmaktadır [1-4]. Bu yöntemler, değerlendirmede dikkate alınan parametreler ve risk hesap yöntemleri bakımından farklılık göstermektedirler. Ulusal hızlı risk tespit yöntemi, 6306 sayılı Afet Riski Altındaki Alanların Dönüştürülmesi Hakkında Kanun kapsamında, Riskli Binaların Tespit Edilmesine İlişkin Esaslar EK-A bölümünde açıklanan “Binaların Bölgesel Deprem Risk Dağılımını Belirlemek için Kullanılabilecek Basitleştirilmiş Yöntemler” adı altında sunulmaktadır [5]. Literatürde daha güvenilir ve hızlı risk tespit yönteminin geliştirilmesine yönelik çalışmalar devam etmektedir. Demirbaş vd. [6, 7] çalışmalarında, 24 Ocak 2020 Elazığ-Sivrice Depremi sonrası farklı seviyelerde hasar almış betonarme binaların performans puanları, ulusal ve uluslararası hızlı risk tespit yöntemlerini kullanarak hesaplamış, mevcut hasar durumu ile performans puanları arasındaki ilişkiyi incelemişlerdir. Hızlı risk tespit yöntemlerinin özellikle Kanada Sismik Tarama yönteminin mevcut hasar durumunu yansıtmada başarılı oldukları tespit edilmiştir. Türkel ve

Tekeli [8] çalışmalarında 100 adet mevcut konut tipi betonarme binanın, hızlı risk tespit yöntemi esaslarına göre risk değerlendirmelerini yapmışlardır. Bu çalışmada bina ağırlığının kolonların toplam kesme kuvveti kapasitesine oranı (RDP) bir parametre olarak seçilmiş, bu parametreye göre binaların risk değerlendirmesi yapılmış ve hızlı risk tespit yöntemi ile uyumlu sonuçlar elde edilmiştir.

Bu çalışmada, Elazığ İli kentsel dönüşüm çalışmalarının hızlı ve etkili bir şekilde yapılmasını sağlamak için yürütülen proje kapsamında elde edilen verilerin bir kısmı sunulmuştur. Yürütülen proje kapsamında, Elazığ İli için deprem tehlikesini esas alan risk haritalarının oluşturulması hedeflenmektedir. Çalışmada, yerleşimin 1950 yıllarda başladığı, nüfus yoğunluğunun ve riskli bina stokunun fazla olduğu, merkez mahallelerinden İzzet Paşa Mahallesi için yapılan çalışmanın sonuçları verilmiştir. Saha çalışmasında öncelikle, bina dışından veya gerektiğinde içerisinden, veri bilgi formları kullanılarak toplanan veriler ArcGIS paket yazılım programı [9] ile harita üzerine kaydedilmiştir. Hızlı Risk Tespit Yöntemi ile 505 adet binadan (betonarme ve yığma) bilgi toplanmış ve binaların performans puanları hesaplanmıştır. Çalışmada, sadece betonarme binaların risk durumu verilmiştir. Performans puanları kullanılarak ArcGIS Online [9] CBS ile mahalle için risk haritası oluşturulmuştur. Ayrıca elde edilen sonuçlar, 24 Ocak 2020 Elazığ-Sivrice Depremi sonrası incelenen mahalleden elde edilen hasar verileri ile karşılaştırılarak yöntemin sahadaki durumu yansıtma oranı değerlendirilmiştir.

## **AMAÇ**

Çalışma kapsamında mevcut Hızlı Risk Tespit Yönteminin, saha çalışması yapılan mahalledeki riskli bina stokunu belirlemedeki etkinliği araştırılmıştır. Ayrıca riskli binaların mahalle için yapı adaları içindeki dağılımı elde edilerek kentsel dönüşüm açısından öncelikli yapı adalarının belirlenmesine çalışılmıştır.

## **HIZLI RİSK TESPİT YÖNTEMİ**

6306 sayılı Afet Riski Altındaki Alanların Dönüştürülmesi Hakkında Kanun kapsamında az, orta ve yüksek katlı binaların risk durumlarının belirlenmesi için kullanılması gereken kurallar verilmiştir [5]. Kanun kapsamında, az katlı betonarme binaların risk durumlarının belirlenmesinde, i) Detaylı Yöntem ve ii) Hızlı Yöntem kullanılmasına izin verilmektedir. Kanun kapsamında hızlı yöntem olarak değerlendirilebilecek, belirli alanlarda riskli olabilecek binaların bölgesel dağılımının belirlenmesi ve müdahale açısından öncelikli alanlara kararı verilmesi amacıyla kullanılacak, Hızlı Risk Tespit Yöntemi (Basitleştirilmiş Yöntem) önerilmiştir. Yöntem, istatistiksel olarak anlamlı sayıda bina ihtiva eden alanlarda uygulanabilmekte ve tekil binada risk değerlendirme amaçlı olarak kullanılamamaktadır.

Hızlı Risk Tespit Yöntemi, görsel inceleme ile binanın deprem davranışını olumlu/olumsuz etkileyen özelliklerinin belirlenmesi esasına dayanmaktadır. Bu yöntem sadece 1-7 kat arası betonarme binalar ile 1-5 kat arası yığma binaların risk tespiti için kullanılabilir. Yöntemde öncelikle sahada, bina dışından yapılan görsel inceleme ile veriler toplanmaktadır. Toplanan veriler dikkate alınarak binanın risk durumunu belirleyen Performans Puanı (PP) hesaplanmaktadır.

Performans Puanını (PP) hesabı için Denklem 1'de verilen bağıntı kullanılmaktadır. Binanın kat adedi ve bulunduğu deprem tehlike bölgesi dikkate alınarak, Tablo 1'de gösterilen Taban Puanı (TP) belirlenir. Binanın deprem dayanımını düşüren kusurlar ise (düşeyde düzensizlik, planda düzensizlik ağır çıkma, yumuşak/zayıf kat düzensizliği, kısa kolon, bitişik nizam durumu/çarpışma etkisi gibi) Tablo 2'de verilen olumsuzluk parametre puanlarının (OPi) olumsuzluk parametre değerleri (Oi) ile çarpılmasıyla hesaplanmaktadır. Olumsuzluk parametre

değerleri, görünen kalite ve bina nizam durumu dışındaki tüm olumsuzluk parametre değerleri için var (1) veya yok (0), görünen bina kalitesi için iyi (0), orta (1), kötü (2), yapı nizam durumu için ise ayrık (0) veya bitişik olma (1) durumlarına bağlı olarak belirlenmektedir. Performans Puanının hesabında deprem perdesi bulunan binalarda, perdenin binanın deprem dayanımı üzerindeki olumlu etkisini yansıtabilmek için Tablo 1’de verilen Yapısal Sistem Puanı (YSP) eklenmektedir.

$$PP=TP+\sum(O_i*OP_i) + YSP \quad (1)$$

**Tablo 1 - Taban Puanı ve Yapısal Sistem Puanı**

Toplam Kat Sayısı	Taban Puanı (TP)				Yapısal Sistem Puanı (YSP)	
	Tehlike Bölgesi				Yapısal Sistem	
	I	II	III	IV	BAÇ	BAÇP
1 ve 2	90	120	160	195	0	100
3	80	100	140	170	0	85
4	70	90	130	160	0	75
5	60	80	110	135	0	65
6 ve 7	50	65	90	110	0	55

**Tablo 2 - Olumsuzluk Parametre Puanları (OP<sub>i</sub>)**

Toplam Kat sayısı	Yumuşak Kat	Görünen Kalite	Ağır çıkma	Kat Seviyesi/Bağımsız Bina Durumu				Düşeyde Düzensizlik	Planda Düzensizlik/Burulma	Kısa Kolon	Tabi Zemin Etkisi
				Aynı		Farklı					
				Orta	Kenar	Orta	Kenar				
				1 ve 2	-10	-10	-10				
3	-20	-10	-20	0	-10	-5	-15	-10	-10	-5	-3
4	-30	-15	-30	0	-10	-5	-15	-15	-10	-5	-3
5	-30	-25	-30	0	-10	-5	-15	-15	-10	-5	-3
6 ve 7	-30	-30	-30	0	-10	-5	-15	-15	-10	-5	-3

## SAHA ÇALIŞMASI VE BULGULAR

Bu çalışma kapsamında, Elazığ İli Merkez mahallelerinden İzzet Paşa Mahallesi, Hızlı Risk Tespit Yöntemi kullanılarak betonarme binaların performans puanı hesaplanmış ve risk haritası oluşturulmuştur. Çalışmada, nüfus yoğunluğu ve eski bina stokunun fazla olması sebebi ile İzzet Paşa Mahallesi tercih edilmiştir. Şehir merkezinde konumlanan İzzet Paşa Mahallesi, 90.22 hektarlık yüzölçümüne ve 11790 kişilik nüfusa sahiptir [10]. 1950 tarihinde yerleşimin başladığı mahalle, paralel cadde ve sokak şeklinde planlanmıştır. Paralel şekilde planlanmış bu sokaklarda



genellikle bitişik nizam durumunda 3-4 katlı yığma yapılar hâkim iken, son 30-40 yılda giriş katı ticarethane olarak tasarlanan çok katlı betonarme binalar, mahallenin hakim bina stokunu oluşturmuştur (Şekil 1).

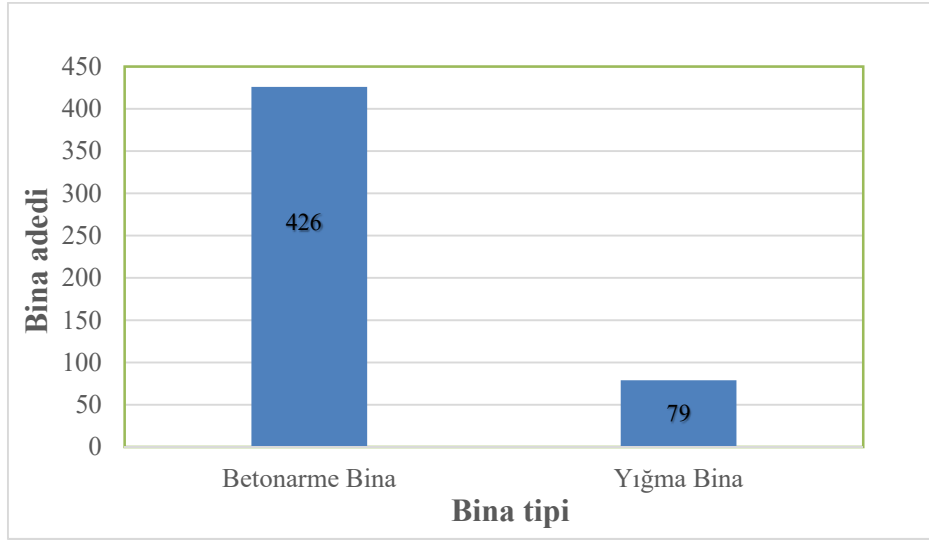


Şekil 1 - İzzetpaşa Mahallesi Tipik Bina Fotoğrafları

Çalışmada, öncelikle sahadan toplanan veriler Coğrafi Bilgi Sistemleri (CBS) yazılımlarından ArcGIS Online kullanılarak hızlı bir şekilde kaydedilmiştir. ArcGIS bir CBS paket yazılım programıdır. Öncelikle ArcGIS paket yazılım programına Elazığ altlık haritası eklenmiştir. Altlık harita eklendikten sonra ada/parsel katmanları eklenmiş ve öznitelik tablosu (veri bilgi formları) oluşturulmuştur. Sahada ArcGIS Online sistemine yüklenen veri bilgi formları ile veriler kaydedilmiştir (Şekil 2) ve İzzet Paşa Mahallesi'nin veri bankası oluşturulmuştur. Çalışmada İzzet Paşa Mahallesi'nde 505 adet binadan (426 betonarme bina, 79 yığma bina) veri toplanmıştır (Şekil 3).

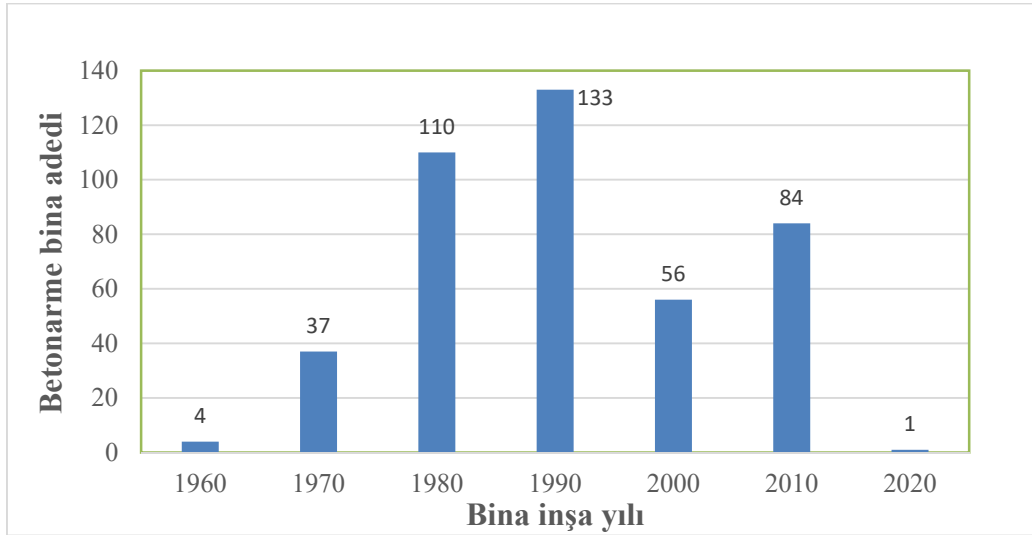


Şekil 2 - ArcGIS Online ekranında veri toplanan binaların görünümü



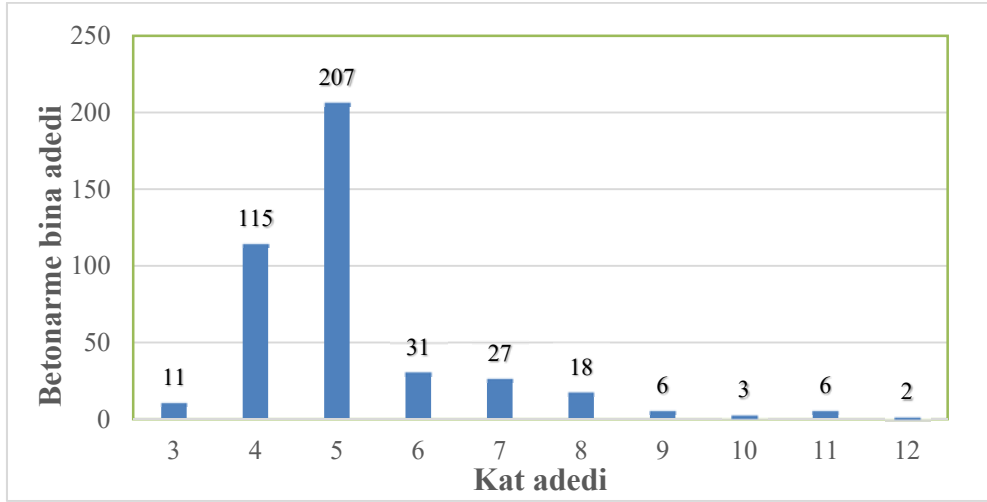
Şekil 3 - İzzet Paşa Mahallesi için bina tiplerinin (betonarme, yığma) sayısı

Şekil 3’de görüldüğü üzere İzzet Paşa Mahallesi’ndeki binaların büyük bir bölümünü (%84) betonarme binalar oluşturmaktadır. Betonarme binaların inşa yıllarının değişimi, on yıllık periyotlar halinde Şekil 4’te verilmiştir. Şekil 4’teki grafik incelendiğinde mahalledeki binaların yarısından fazlasının 1970-2000 yılları arasında inşa edildiği görülmektedir. Bu yıllarda inşa edilen binaların bir kısmı, yığma binalar yıkılarak yerine inşa edilmiştir. Şekil 4’ten son 20 yılda inşa edilen bina sayısının arttığı görülmektedir. Bu durum eski bina stokunun yoğun olduğu ve boş arsa sayısının az olduğu mahallede kentsel dönüşüm çalışmalarının başladığının göstermektedir.



Şekil 4 - İzzet Paşa Mahallesi için betonarme binaların inşa yıllarının değişimi

İzzet Paşa Mahallesi’nde bulunan betonarme binaların kat sayılarının dağılımı Şekil 5’te verilmiştir. Şekil 5’teki grafik incelendiğinde mahallede bulunan betonarme binaların yaklaşık %76’sının 5 ve 4 katlı olduğu görülmektedir. Ayrıca saha çalışmalarında kentsel dönüşüm kapsamında dönüştürülen binaların bir bölümünün 8-12 kat arasında yapıldığı tespit edilmiştir.

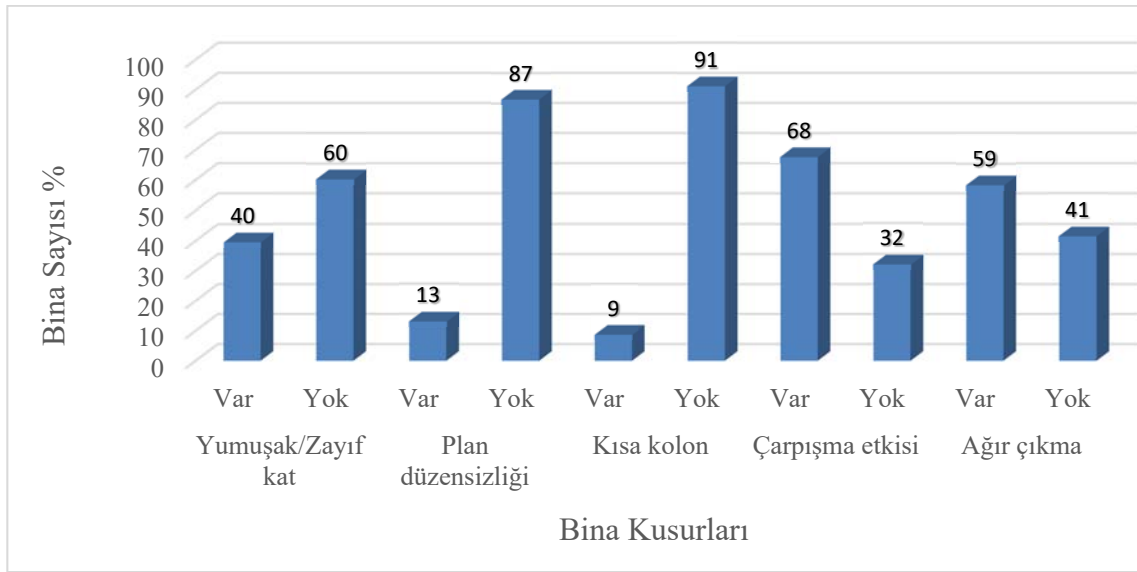


Şekil 5 - İzzet Paşa Mahallesi için betonarme binaların kat sayısının değişimi

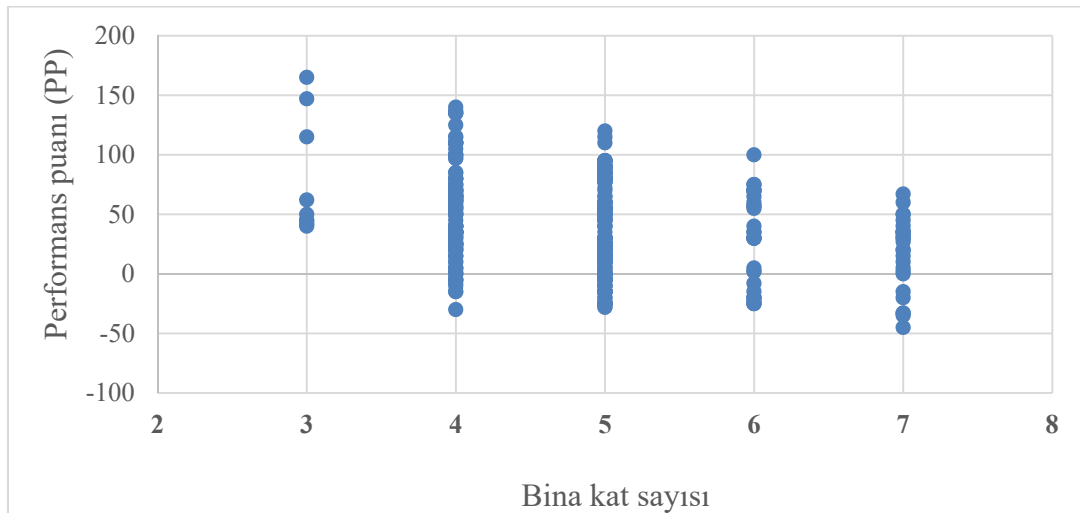
Bu çalışma kapsamında hızlı risk tespit yönteminin sınırları nedeniyle 1-7 kat arası betonarme binalar için performans puanı (PP) hesaplanmış ve risk değerlendirilmesi yapılmıştır. Değerlendirilen betonarme binaların risk durumunu etkileyen yapısal kusurların dağılımı Şekil 6'da verilmiştir. Grafikten mahallede yaygın olarak gözlenen kusurların, yumuşak kat/zayıf kat düzensizliği (%60) ile ağır çıkma (%59) olduğu görülmektedir. İzzet Paşa Mahallesinde betonarme binalar bitişik nizam tarzında ve komşu bloklar arasında yeterli derz boşluğu bırakılmadan inşa edilmiştir. Yapı adalarının büyük bir bölümü eğimli arazi üzerinde bulunan mahallede, bitişik nizamlı binalarda komşu bloklar arasında döşeme kotlarının farklı olması ve yeterli derz boşluğunun bulunmaması nedeniyle çarpışma etkisi risk teşkil etmektedir. İncelenen betonarme binaların %68'inde çarpışma etkisi ihtimalinin olduğu belirlenmiştir (Şekil 6).

Binaların performans puanlarının hesaplanmasında, mahallenin deprem risk haritasındaki konumu esas alınarak deprem tehlike bölgesi 1 için taban puanları (TP) seçilmiştir. Elazığ ilinde 2004 yılından sonra tasarlanan ve inşa edilen betonarme binalarda deprem perdesinin kullanımı zorunlu kılınmıştır [10]. Bu nedenle performans puanı hesabında 2004 yılı ve sonrasında inşa edilen binalara yapısal sistem puanı (YSP) eklenerek, deprem perdesinin olumlu etkisi dikkate alınmıştır. Hesaplanan Performans Puanlarının (PP) katlara göre değişimi Şekil 7'de gösterilmiştir. Şekil 7'den bina stokunun yarısından fazlasını oluşturan 4 katlı ve 5 katlı binaların Performans Puanlarındaki saçılımın fazla olduğu, ortalama -30 ile +140 puan arasında değiştiği gözlenmektedir. Binaların kat sayısı arttıkça performans puanlarında düşüş gözlenmiştir. 3 katlı binaların performans puanlarının diğer binalara oranla daha yüksek olduğu belirlenmiştir. Bu durum, performans puanını düşüren yapısal kusurların genellikle 4 kat ve daha fazla katlı binalarda yaygın olarak yapılmasından kaynaklanmaktadır.

Çalışma kapsamında kullanılan yöntemde, bina bazında risk durumunu belirlemek için herhangi bir sınır değer bulunmamaktadır. Ancak binanın risk durumunun belirlenmesinde kullanılan yöntemle benzer parametreleri kullanan ve Sucuoğlu vd. [11] tarafından geliştirilen hızlı değerlendirme yöntemi (1-6 katlı betonarme binalar için kullanılmaktadır) tarafından önerilen sınır değer dikkate alınarak bir değerlendirme yapılmıştır. Sucuoğlu vd. [11] riskli binaya ilişkin performans puanı sınır değerini 50 puan olarak esas almışlardır. İncelenen binalar için bu değer dikkate alındığında binaların %55'nin performans puanının 50 sınır değerinin altında olduğu tespit edilmiştir.



Şekil 6 - Betonarme binalarda yapısal kusurların dağılımı

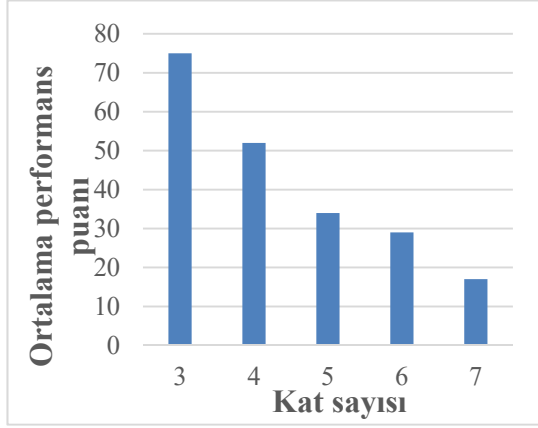


Şekil 7 - Betonarme binaların Performans Puanlarının (PP) bina kat sayısına göre değişimi

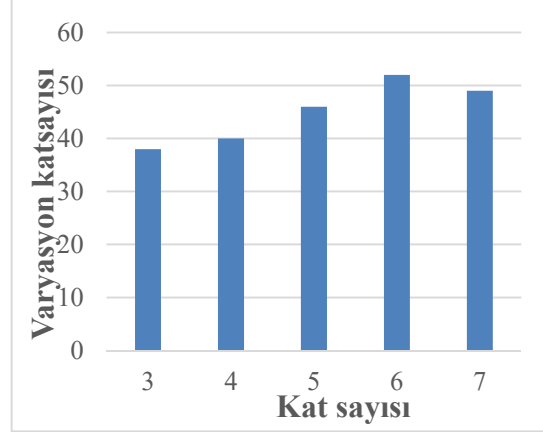
Performans Puanlarındaki saçılımın fazla olması nedeniyle sonuçları daha iyi yorumlayabilmek için binaların kat sayısına göre Performans Puanı (PP) ortalamasının değişim grafiği çizilmiş ve Şekil 8’de verilmiştir. Grafik incelendiğinde kat sayısı arttıkça Performans Puanında meydana gelen düşüş açık bir şekilde görülmektedir. Ayrıca kat sayısına göre Ortalama Performans Puanının (PP) değişimi için varyasyon katsayısı grafiğide çizilmiş ve Şekil 9’da gösterilmiştir. Kat sayısı arttıkça varyasyon katsayısında hesaplanan artış, kat sayısı arttıkça performans puanındaki saçılımın arttığını göstermektedir.

Mevcut yöntem risk bakımından öncelik sıralaması yapmaktadır. Yöntem kapsamında herhangi bir sınır değeri önerilmediği için bina bazında risk değerlendirilmesi yani riskli/risksiz ayırımı yapılamamaktadır. Bu sebeple performans puanı değerleri dikkate alınarak, bina puanlarının yerleşim adalarına göre dağılımı ArcGIS programı kullanılarak harita üzerinde işlenmiş ve harita Şekil 10’da gösterilmiştir. Haritada düşük performans puanı koyu renkle, yüksek performans

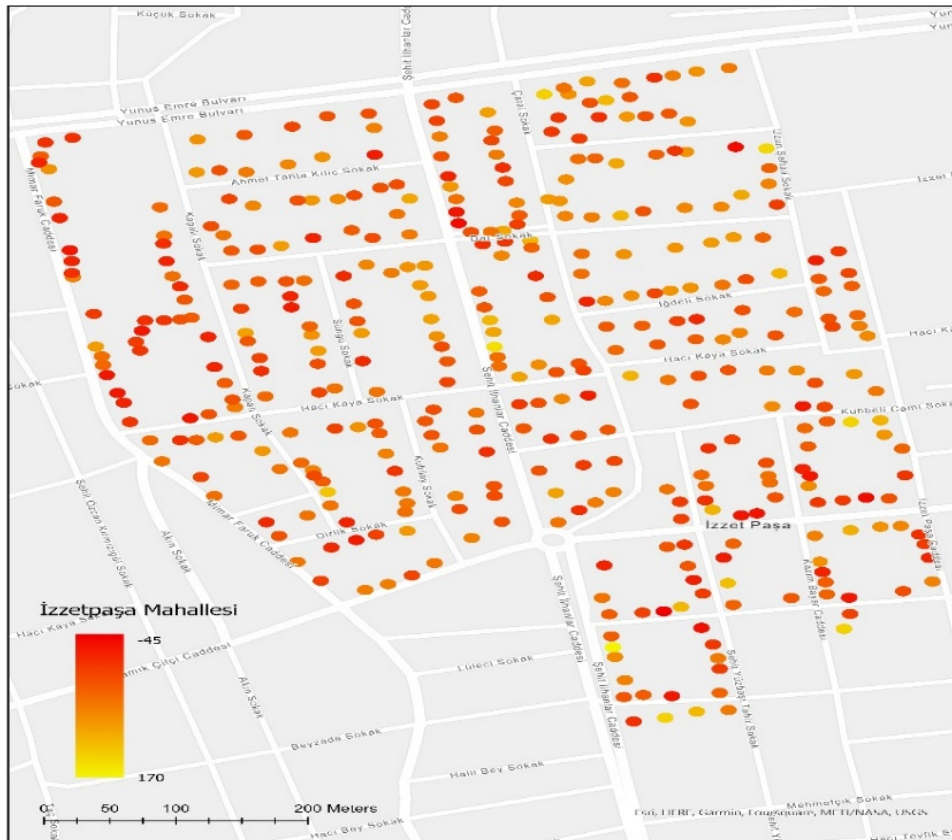
puanı açık renkle gösterilmiştir. Aradaki değerler ise düşük performans değerinden yüksek performans değerine doğru açılan renk tonu ile gösterilmiştir. Şekil 10'daki risk değerlendirme haritasına bakıldığında İzzet Paşa Mahallesi'nde işlek cadde ve sokaklara cephesi olan binaların performans puanlarının düşük olduğu, bu adaların diğer adalara göre daha fazla risk içerdiği düşünülmektedir.



Şekil 8 - Ortalama Performans Puanının (PP) kat sayısı ile değişimi

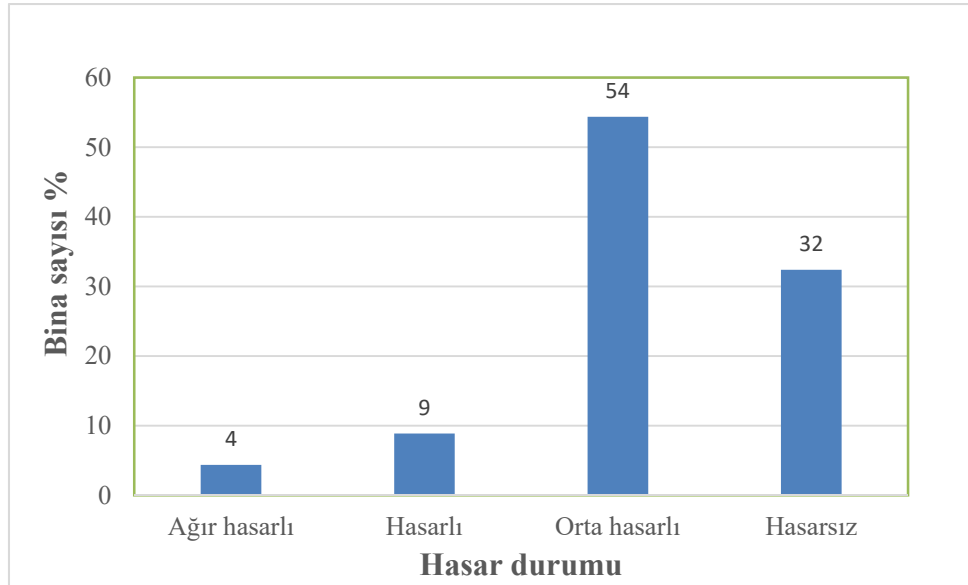


Şekil 9 - Ortalama Performans Puanının (PP) kat sayısı ile değişimi için varyasyon katsayısı



Şekil 10 - Bina risk durumunun harita üzerinde gösterimi

24 Ocak 2020 Elazığ Depremi sonrası gerek yazarların sahada yaptıkları çalışma, gerek Çevre ve Şehircilik Bakanlığı tarafından sahada yapılan çalışmalarda ağır hasar gören binaların büyük bir bölümünü 5 katlı binaların oluşturduğu gözlenmiştir [10]. Çevre Şehircilik Bakanlığı tarafından İzzet Paşa Mahallesi'nde tespit edilen hasar durumu Şekil 11'de verilmiştir. Deprem sonrası binalarda yaygın bir şekilde hasar olduğu, %13'de ise ileri derece hasar olduğu gözlenmiştir. Mevcut bina stokunun yarısından fazlasının performans puanının düşük olması (PP<50) deprem sonrası görülen yaygın hasar ile örtüşmektedir.



Şekil 11 - 24 Ocak 2020 Elazığ Depremi sonrası İzzet Paşa Mahallesi için hasar durumu [10].

## SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmanın amacı olası bir deprem sonrası hasar görme ihtimali yüksek olan riskli binaların, Hızlı Risk Tespiti Yöntemi kullanılarak hızlı bir şekilde tespit edilmesi ve risk haritasının oluşturulmasıdır. Bu amaç için Elazığ İli merkez mahallelerinden İzzet Paşa Mahallesi'nde ki bina stoku hızlı risk tespit yöntemi kullanılarak incelenmiştir. Saha çalışmasında, ArcGIS Online CBS uygulaması ile gözlemsel inceleme ile toplanan bina verileri harita üzerine kaydedilerek bina veri tabanı oluşturulmuştur. Bu çalışma kapsamında 505 adet binadan (426 betonarme, 79 yığma) veri toplanmıştır. Betonarme binalardan toplanan veriler dikkate alınarak performans puanları hesaplanmış, risk değerlendirilmesi yapılmış ve sonuçları paylaşılmıştır. Çalışma sonucu elde edilen verilere göre;

- Saha çalışmasında, mahalledeki binaların büyük bir bölümünün betonarme yapım tekniği kullanılarak inşa edildiği ve betonarme binaların yarısından fazlasının kat sayısının 4-5 katlı olduğu gözlenmiştir. Mahallede son on yılda kentsel dönüşüm çalışması ile binaların yenilediği, yenilenen binaların yüksek katlı olarak inşa edildiği tespit edilmiştir.

- Binaların performans puanlarını düşürerek risk durumunu artıran kusurlardan yumuşak/zayıf kat düzensizliği ile ağır çıkma kusurunun yaygın olduğu tespit edilmiştir. Bu duruma, özellikle işlek caddelere cephesi olan binaların, zemin katlarının ticari amaçla kullanılması nedeniyle diğer katlara oranla yüksek ve büyük oranda duvarsız olarak inşa edilmesi sebep olmuştur. Bina plan alanının zemin kat tavan seviyesinde büyütülmesi nedeniyle gözlenen ağır çıkma kusuru, 24 Ocak 2020 Elazığ-Sivrice Depremi sonrası yaygın hasar oluşumuna neden olmuştur.

- Mahalledeki betonarme binaların büyük bir çoğunluğu bitişik nizamda inşa edilmiş ve komşu bina blokları arasına deprem derzi genellikle bırakılmamıştır. Yerleşim adalarının büyük bir bölümü eğimli arazi üzerinde olan mahalle için bitişik nizamda inşa edilen ve döşeme kotları farklı binalar için çarpışma etkisi risk oluşturmaktadır.

- Değerlendirilen binalar için Performans Puanlarının (PP), mevcut bina stokunun yarısını oluşturan 4 ve 5 katlı binalarda geniş bir aralıkta değiştiği gözlenmiştir. Kat sayısı arttıkça Performans Puanlarında (PP) düşüş gözlenmiştir. Mevcut yönetmelikte Performans Puanına dayalı bir sınır değer olmadığı için bina bazında risk değerlendirilmesi yapılamamıştır. Bu durum risk bakımından öncelikli binaların belirlenmesini zorlaştırmaktadır.

- Performans puanları dikkate alınarak binaların risk dağılımı harita üzerinde gösterilmiştir. Özellikle işlek caddelere komşu olan yapı adalarında, performans puanı düşük binaların yoğunlaştığı gözlenmiştir.

Sonuç olarak bu çalışma sonucunda Hızlı Risk Tespiti Yöntemi ile İzzet Paşa Mahallesiindeki binalar değerlendirilmiş ve risk haritası oluşturulmuştur. Binaların mevcut hızlı risk tespit yöntemi ile risk durumlarının değerlendirilmesinde, binanın inşa yılı dikkate alınmamaktadır. Özelde Elazığ İli için genelde Türkiye için yıllara göre inşa kalitesinde ve yönetmeliklere uygun olarak tasarlanmasında önemli iyileşmeler olmuştur. Çalışmada sadece 2004 yılından sonra inşa edilen binalarda deprem perdesinin bulunmasının olumlu etkisi dikkate alınabilmektedir. Yönetmeliğin son 20 yıllık periyotta inşaat kalitesindeki iyileşmeyi dikkate alacak şekilde yenilenmesinin uygun olacağı kanaatine varılmıştır.

Kentsel dönüşüm çalışmalarının etkili ve hızlı bir şekilde yürütülmesi için bu binalardan en riskli olanlarına kolayca karar verilebilecek bir değerlendirmeye ihtiyaç vardır. Mevcut Hızlı Risk Tespit Yönteminin bu ihtiyacı karşılayacak şekilde geliştirilmesi gerektiğinin uygun olacağı düşünülmektedir.

## **Teşekkür**

Makalenin yazarlarından R.S YOK 100/2000 bursiyeridir. Katkılarından dolayı YOK'e teşekkür ederiz.

ULUSAL DEPREM ARAŞTIRMA PROGRAMI (UDAP) kapsamında UDAP-Ç-21-62 nolu projemize verdiği destekten ötürü Afet ve Acil Yönetim Başkanlığı'na (AFAD) teşekkür ederiz.

## **Kaynaklar**

1. Federal Emergency Management Agency. Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook (FEMA P-154). 3rd ed. Washington D.C, USA, Nehr, 2015.
2. Institute for Research in Construction National Research Council Canada. "Manual for Screening of Buildings for Seismic Investigation". Ottawa, Canada, 36943, 1992.
3. Japan Building Disaster Prevention Association. "Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings-2001, Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings". Tokyo, Japan, 1st ed. 2001.
4. New Zealand Society for Earthquake Engineering. "Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes". New Zealand Society for Earthquake Engineering Study Group on Earthquake Risk Buildings, New Zealand, 30074-6, 2006.
5. T.C. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı. "Riskli Yapıların Tespit Edilmesine İlişkin Esaslar, 6306 Sayılı Kanunun Uygulama Yönetmeliği". Ankara, Türkiye, 28695, 2013.

6. Demirbaş N, Şahin H, Durucan C. Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi Pamukkale University Journal of Engineering Sciences Hızlı değerlendirme yöntemlerinin performanslarının depremde hasar görmüş binalar kullanılarak değerlendirilmesi Evaluating the performances of rapid. 2022;28(3):390-401. doi:10.5505/pajes.2021.84115
7. Demirbaş N, Şahin H, Durucan C. Betonarme Yapılarda Deprem Sonrası Yapısal Hasarların Tahmini İçin Kullanılan Hızlı Değerlendirme Yöntemlerinin Etkinliklerinin Belirlenmesi. 2021;33(2):125-134.
8. Türkel YE, Tekeli H. Konut Türü Betonarme Binaların Deprem Risk Değerlendirmesi. J Polytech. 2018;0900(3):669-680. doi:10.2339/politeknik.418848
9. <https://www.arcgis.com/index.html#>
10. Şahin H, Alyamaç KE, Durucan AR, et al. 24 Ocak 2020 Mw 6.8 Sivrice/Elazığ Depremi Elazığ Bölgesi Yapısal Hasarlar İnceleme ve Analiz Raporu. Published online 2020:164.
11. Sucuoğlu H, Yazgan U, Yakut A. "A screening procedure for seismic risk assessment in urban building stocks". Earthquake Spectra, 23(2), 441-458, 2007.



# Taban İzolasyonlu Silo Yapısının Tasarımında Kullanılan İki Farklı Analiz Yönteminin Karşılaştırılması

Mert HACİEMİROĞLU<sup>1</sup>, Cenk ALHAN<sup>2</sup>

## ÖZET

Endüstriyel tesislerde üretim sürecinin aksamaması amacıyla taban izolasyonlu yapı uygulamaları tercih edilebilmektedir. Deprem izolasyonlu yapıların analizinde doğrusal olmayan zaman tanım alanında analiz için Hızlı Doğrusal Olmayan Analiz (FNA) ve Doğrusal Olmayan Doğrudan İntegrasyon (DI) alternatifleri bulunmaktadır. DI analizlerinin FNA analizlerine göre gerçeğe daha yakın sonuç verdiği bilinmekle birlikte DI metodu ile gerçekleştirilen analiz sürelerinin uzun olması nedeniyle FNA analizleri tercih edilebilmektedir. Bu çalışma kapsamında, 11 metre çapa ve 25 metre yüksekliğe sahip, taban izolasyonlu örnek bir tahıl depolama silosu tarihi bir deprem kaydı altında, DI ve FNA analiz yöntemleri kullanılarak incelenmiştir. İzolasyon seviyesindeki ivme ve deplasman sonuçları karşılaştırılmalı olarak sunulmuştur. FNA ve DI analizlerinden elde edilen sonuçlarda farklılıklar olduğu ancak FNA analizinde kullanılan parametrelerin doğru tanımlanması ile DI ile yapılan analizlere benzer sonuçlar elde etmenin mümkün olabileceği belirlenmiştir.

**Anahtar kelimeler:** Hızlı Doğrusal Olmayan Analiz, Doğrusal Olmayan Doğrudan İntegrasyon, Taban İzolasyonu, Silo.

## ABSTRACT

### *Comparison of two Different Analysis Methods Used in the Design of Base Isolated Silo Structure*

Base isolated building applications can be preferred so that the production process in industrial facilities is not interrupted. There are Fast Nonlinear Analysis (FNA) and Nonlinear Direct Integration (DI) alternatives for nonlinear time history analysis in the analysis of base isolated structures. Although it is known that DI analysis gives more realistic results than FNA analysis, FNA analysis can be preferred because of the long time required to perform analysis with DI method. Within the scope of this study, a sample base isolated grain storage silo that is 11 meters in diameter and 25 meters in height is investigated using DI and FNA analysis methods under a

---

<sup>1</sup> İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - mert.haciemiroglu@ogr.iuc.edu.tr

<sup>2</sup> İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - cenkalhan@iuc.edu.tr

*historical earthquake record. The acceleration and displacement results at the isolation level are presented comparatively. It is determined that although the results obtained from FNA and DI analysis methods are different, it is possible to obtain results close to DI analysis results defining the parameters used in the FNA analysis correctly.*

**Keywords:** *Fast Nonlinear Analysis, Nonlinear Direct Integration, Base Isolation, Silo.*

## GİRİŞ

Taban izolasyonlu yapı tasarımı son yıllarda dünyada olduğu gibi Türkiye’de de yaygın olarak kullanılmaya başlamıştır. Taban izolasyonlu, üstyapıyı kauçuk ya da eğri yüzeyli sarkaç tipi mesnetler yardımıyla temel veya bodrum katlarından ayırmak suretiyle elde edilmektedir. Söz konusu deprem izolatörleri, binanın hâkim doğal titreşim periyodunu uzatmak ve taban izolasyonlu bina sistemine ilave sönüm katarak üstyapıya etkiyen etkin deprem yükünü azaltmak hedefiyle kullanılmaktadır [1]. Binalarda sismik cihazlarla taban izolasyonu uygulamaları 1980’li yıllar itibariyle artış göstermekle [2] beraber silo türü yapılarda taban izolasyonu uygulamalarının daha sınırlı olduğu söylenebilir. Silo türü yapılar ham madde depoları olarak kullanılmaları nedeniyle endüstriyel yapıların ayrılmaz bir parçası olarak değerlendirilebilir. Bu nedenle deprem sonrası kesintisiz olarak kullanılma hedefi olan endüstriyel tesislerde silo yapılarının da benzer şekilde “iş kesintisi” yaratmayacak şekilde tasarlanması taban izolasyonu ile mümkün olabilmektedir ([3],[4]). Ülkemizdeki, dünyadaki ilk örnek olarak 12 adet silonun tek bir yalıtılmış düzlem üzerinde yer aldığı bir örnek tasarım ve uygulama gerçekleştirilmiştir [5].

Taban izolasyonlu yapıların tasarımı kapsamında, izolasyonlu sistemin doğal titreşim periyodu, yalıtım birimleri seviyesindeki taban kesme kuvveti, izolasyon sistemi yatay yerdeğiştirme, spektral ivme gibi ana tasarım parametreleri, üst yapının rijit bir blok gibi davrandığı kabulünden hareketle izolasyon sistemi ve üzerindeki üstyapının tek serbestlik dereceli bir sistem olarak modellenmesi yaklaşımıyla yaklaşık olarak elde edilebilmektedir. Bu doğrultuda, Türk Bina Deprem Yönetmeliği-TBDY2018 [6] kapsamında Etkin Deprem Yüğü Yöntemi (EDYY) izolasyon sistemi ön tasarımı için kullanılabilirlikle birlikte, nihai tasarım için izolasyon sisteminin doğrusal olmayan zaman tanım alanı analizi gerekli olmaktadır. Silo türü yapılar TBDY2018 kapsamına girmemekle birlikte, benzer yaklaşımla taban izolasyonlu siloların tasarımında da doğrusal olmayan zaman tanım alanında analiz yönteminin kullanılması gerektiği açıktır. Doğrusal olmayan zaman tanım alanı analizi, TBDY2018’de tarif edildiği gibi, yapının konuşlandığı bölgenin depremselliği ve yerel zemin şartlarına göre seçilecek ve hedef tasarım spektrumuna göre ölçeklendirilecek 11 adet yer hareketi ivme kaydı takımı kullanılarak gerçekleştirilmelidir. Diğer taraftan, yapının nümerik modellemesi ve zaman tanım alanı analizi sonucu elde edilen deprem etkisi altındaki davranışının gerçek davranışa olabildiğince yakın olması gerekmektedir.

Taban izolasyonlu bina analizi ve tasarımında yaygın olarak kullanılan SAP2000 [7] programında doğrusal olmayan zaman tanım alanında analiz için Hızlı Doğrusal Olmayan Analiz (Fast Nonlinear Analysis-FNA) ve Doğrusal Olmayan Doğrudan İntegrasyon (Nonlinear Direct Integration-DI) alternatifleri mevcuttur. DI analizlerinin FNA analizlerine göre gerçeğe daha yakın sonuçlar vermesi ve FNA yöntemine kıyasla daha genel bir yöntem olmasına rağmen DI metodu ile gerçekleştirilen analiz sürelerinin uzun olması nedeniyle FNA analizleri tercih edilebilmektedir. Taban izolasyonlu bina tasarımında FNA yönteminin kullanılmasına yönelik endişeler önceki çalışmalarda ([8], [9]) ortaya konmuştur. Özuygur’un gerçekleştirdiği çalışmada 2 ve 3 katlı taban izolasyonlu, perdeli ve kolon-kiriş çerçeve sistemli bir yapıda DI ve FNA analizi sonuçları karşılaştırılmıştır [9]. Ancak, taban izolasyonlu silolar ile ilgili olarak DI ve FNA karşılaştırmasını içeren bir çalışmaya literatürde rastlanmamıştır.

## AMAC

Yapı dinamiği problemlerinin analitik çözümü, statik problemlere göre daha karmaşık olduğundan, çözümü sonlu sayıda zaman adımı kullanarak nümerik olarak elde etmek ve böylece basitleştirmek mümkün olabilmektedir. Bu çalışmada, iki farklı nümerik analiz yöntemi (Hızlı Doğrusal Olmayan Analiz - FNA ve Doğrusal Olmayan Doğrudan İntegrasyon - DI) ve bu yöntemler ile taban izolasyonlu silo yapıları için deprem yükleri altında elde edilen yapısal davranışın karşılaştırmalı olarak incelenmesi hedeflenmiştir. Bu amaçla, karakteristik dinamik özelliği bina türü yapılardan oldukça farklı olan taban izolasyonlu örnek bir silo yapısı için DI ve FNA yöntemleriyle tarihi bir deprem kaydı altında sayısal analizlerden elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

## MALZEME VE YÖNTEM

### Kurşun Çekirdekli Kauçuk İzolatörler (LRB)

Kurşun çekirdekli kauçuk izolatörler ilk olarak 1981'de Yeni Zelanda'da ilk uygulama gerçekleştirilmiş olup günümüzde yaygın olarak Yeni Zelanda, Japonya ve Amerika [10] ve dünyanın pek çok diğer ülkesinde kullanılmaktadırlar. Kurşun çekirdekli izolatörlerin model yapısı düşük sönümlü doğal kauçuk izolatörlere benzemekle beraber, farkı izolatörün orta boşluğunda bulunan kurşun çekirdektir [1]. Bu çalışmada, izolasyon sisteminde kurşun çekirdekli izolatörler kullanılmıştır.

### Hızlı Doğrusal Olmayan Analiz (FNA)

FNA, doğrusal veya doğrusal olmayan yapısal sistemlerin statik veya dinamik değerlendirmesi için kullanılan bir modal analiz yöntemidir [11]. Hesaplama açısından verimli formülasyonu nedeniyle FNA, zaman tanım alanı analizi için çok uygundur ve hızı nedeniyle doğrudan entegrasyon uygulamaları yerine tercih edilebilmektedir. SAP2000 sonlu elemanlar programındaki FNA uygulamasında doğrusal elastik analitik modelde sınırlı sayıda doğrusal olmayan eleman kullanılmalı ve doğrusal olmayan elemanlar Link elemanı olarak modellenmiş olmalıdır. Doğrusal olmayan malzeme, kuvvet-deformasyon ilişkilerine ek olarak, Link elemanları, damper ve izolatörler gibi elemanları tanımlamak için kullanılabilir. FNA formülasyonunun verimliliği, büyük ölçüde, doğrusal olmayan elemanın kuvvet vektörü  $R_{NL}(t)$ 'nin rijitlik matrisinden ayrılmasından ve FNA'nın aşağıdaki şekilde ifade edilen sönümlü hareket denklemlerinden kaynaklanmaktadır [12].

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) + R_{NL}(t) = R(t) \quad (1)$$

Denklem (1)'de, M sistemin kütle matrisi, C sönüm matrisi ve K rijitlik matrisidir. Elastik rijitlik matrisi K doğrusal olmayan elemanların rijitliklerini içermemektedir.  $\ddot{u}(t)$ ,  $\dot{u}(t)$  ve  $u(t)$  sırasıyla sistemin zamana bağlı ivme, hız ve yer değiştirme vektörüdür.  $R(t)$  sisteme etkileyen yük vektörüdür. Her bir zaman adımında modal denklemlerin çözümü yapılır; ancak  $R_{NL}(t)$  ile ifade edilen yük vektörü, doğrusal olmayan serbestlik dereceleri iterasyonla denklemin dengesini sağlayacak şekilde elde edilir. Bu prosedür sayesinde FNA yöntemi verimli bir doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemi olarak kullanılabilir.

### Doğrusal Olmayan Doğrudan İntegrasyon (DI)

Doğrusal olmayan doğrudan integrasyon yöntemi, dinamik yüklemeye maruz kalan bir yapının hareket denge denklemlerinin tamamen entegre edildiği bir analiz yöntemidir [11]. Analizin,

her bir zaman adımında yapısal özelliklerin ve davranışların hesaba katıldığı iterasyon yöntemini içerir. Hareket denklemi aşağıdaki gibi verilir [12]:

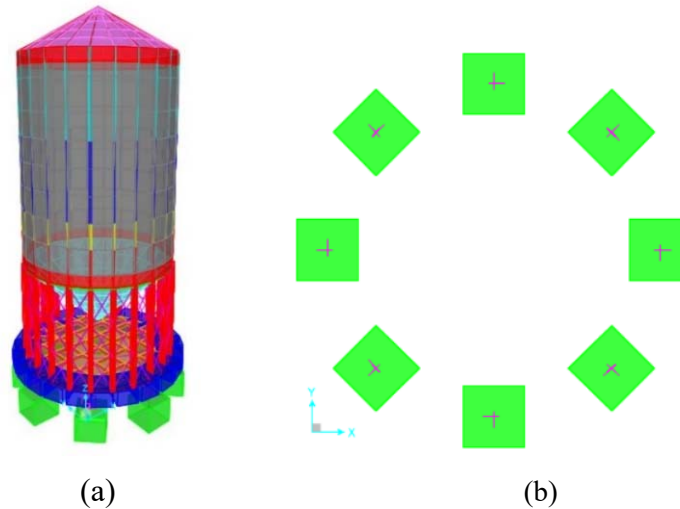
$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t) \quad (2)$$

Entegrasyon, çıktı artışından bağımsız olarak, giriş kaydının her zaman adımında gerçekleştirilir. Burada  $F(t)$  dış yük vektörüdür. DI yönteminin en önemli özelliği ve analiz süresini arttıran husus, her zaman adımında yapının rijitlik matrisinin yeniden oluşturulmasıdır. Taban izolasyonlu yapılarda üstyapının esas itibarıyla doğrusal elastik davranış göstereceği düşünüldüğünde, analizin her adımında aynı üstyapı rijitlik matrisinin yeniden oluşturulması analiz süresini uzatan bir konu olarak düşünülebilir.

## BULGULAR

Bu bölümde, parametrik çalışmada kullanılmak üzere oluşturulan temsili taban izolasyonlu bir silo yapısına ait üst yapı ve sismik izolasyon sistemlerinin seçilen ve matematiksel modellemede kullanılan tasarım parametreleri aktarılmış ve silo yapısının DI ve FNA analiz yöntemleri ile çözümüne ait bilgiler sunulmuştur.

Bu çalışma kapsamında 11 m çapa ve 25 m yüksekliğe sahip tek bir taban izolasyonlu silo modeli ele alınmıştır. Modelde sekiz adet kurşun çekirdekli izolatör kullanılmıştır. Silo yapısı 12 m × 12 m aks sistemine yerleştirilen 8 adet pedestal üzerinde teşkil edilmiştir. 8 adet kurşun çekirdekli izolatör, simetrik yükleme nedeniyle tek tip seçilmiştir. 7 metre yüksekliğindeki, 24 adet HEA300 çelik kolon profilleri üstünde silo deposu yer almaktadır. Kolonlar arasında 6mm bükme sacdan elde edilmiş çelik çaprazlar bulunmaktadır. 1.2 mm kalınlığında çelik sac olduğu kabul edilen silo modeli etrafında, silo boyunca yükselen 1.5 ile 4 mm kalınlığında değişen ve bükme sacdan elde edilen 24 adet kolon mevcuttur. Siloya ait çelik malzeme özelliği S355 olarak seçilmiştir. Silo konsept boyutlandırması, çelik kolonlarla silo yükünü izolatörler üstünde yer alan betonarme kirişlere aktarılacak şekilde ilgili yönetmelikler ([13],[14],[15]) dikkate alınarak tasarlanmıştır. İlgili yönetmelikler dikkate alınarak ([6],[17],[18]) tasarlanan kurşun çekirdekli kauçuk izolatörlere ait tasarım parametreleri ve izolatör özellikleri Tablo 1’de verilmiştir. Dairesel kiriş boyutu 2 m genişlikte ve 1 m derinliktedir. Diyafram oluşturması amacıyla kirişli plak olarak tasarlanan izolatör üstü seviyesi döşemesinin kalınlığı 35 cm’dir. Betonarme yapı elemanlarında kullanılan beton sınıfı C40 ve donatı sınıfı B420C’dir.



**Şekil 1 - (a)Silo yapısı 3 boyutlu görseli (b)Pedestal yerleşimi analitik model görseli**

**Tablo 1 - Seçilen İzolatör Parametreleri ve Özellikleri**

<b>Tasarımdan Gelen Parametreler</b>	<b>Sembol</b>	<b>Birim</b>	<b>Değer</b>
Bir İzolatörün Taşıdığı Eksenel Kuvvet	G+nQ	kN	1365
İzolatör Sayısı		Adet	8
Silo'da Depolanacak Ürün Yoğunluğu		kN/m <sup>3</sup>	5.5
<b>İzolatör Özellikleri</b>			
Alt Limit (LB) ve Üst Limit (UP) Sınır Aralığı	LB/UB		0.8/1.5
Kurşun Çekirdek Alanı	A <sub>p</sub>	mm <sup>2</sup>	31416
Tek Bir Elastomer Katmanın Çelik Plaka ile Yapışmış Yüzey Alanı	A <sub>r</sub>	mm <sup>2</sup>	1099557
Kauçuk Kayma Modülü	G <sub>v</sub>	Mpa	0.406
Toplam Kauçuk Yüksekliği	T <sub>r</sub>	mm	423
Kurşun Kayma Akma Gerilmesi	T <sub>yp</sub>	Mpa	10
Etkin Akma Yerdeğiştirme	D <sub>y</sub>	m	0.033
İzolatör Yer Değiştirme Kapasitesi	D	cm	63
Yer İvmesi	g	m/sn <sup>2</sup>	9.81
<b>İzolatörlerin Yer Değiştirme Hesabı</b>			
Etkin Akma Dayanımı	F <sub>y</sub>	kN	251.3
Yalıtım Biriminin Elastik Rijitliği	k <sub>2</sub>	kN/m	844.3
D'ye Karşılık Gelen Yatay Kuvvet	F	kN	755.3
D'ye Karşılık Gelen Etkin Rijitlik	K <sub>e</sub>	kN/m	1198.9
Etkin Sönüm Oranı	β <sub>e</sub>	%	20.1
Bina Ağırlığı	W	kN	10920
Sistemin Toplam Rijitliği	K <sub>M</sub>	kN/m	9591.2
Efektif Periyot	T <sub>M</sub>	sn	2.14
Sönüm Ölçekleme Katsayısı	η		0.632
2.14 Saniyede Spektral İvme	S <sub>ae(T)</sub>	g	0.875
Deplasman Değeri	D <sub>M</sub>	m	0.63
Burulmalı Deplasman Değeri	D <sub>TM</sub>	m	0.693

### Depremsellik

Taban izolasyonlu silonun izolasyon sistemi tasarımına yönelik deprem parametreleri, silonun konumlandığı kabul edilen bölge için daha önce hazırlanmış bir sahaya özel sismik tehlike analizi raporundan elde edilmiştir [16]. Gerçekleştirilen sayısal analizlerde 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan DD-1 deprem seviyesi dikkate alınmıştır. Tasarım spektrumu oluşturmak amacı ile 3 bileşenli 11 adet deprem kaydı kullanılmıştır. Kayıtlara ait bileşke spektrum hedef periyot aralığında (0.5TM ile 1.25TM) TBDY 2018 spektrumunun 1.3 katının altında kalmayacak şekilde ölçeklendirilmiştir. Çalışma için DD-1 Deprem Yer Hareketi Düzeyi'nde, Yatay Elastik

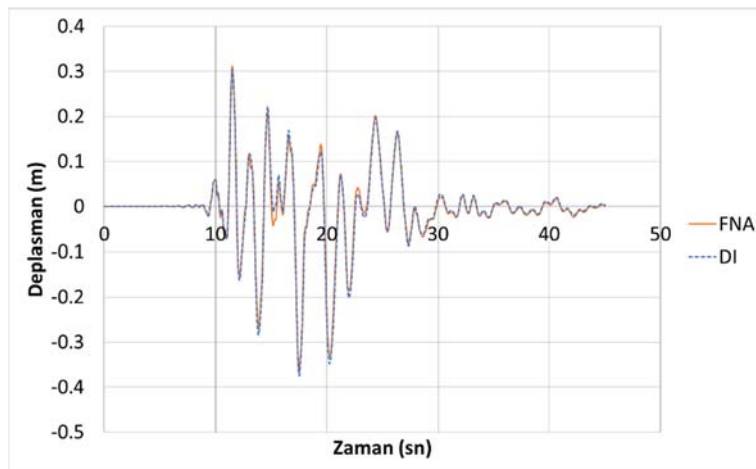
Spektrum'un elde edilmesi için gerekli olan, kısa periyot harita spektral ivme katsayısı  $S_s$  ve 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı  $S_1$  değerlerine, silonun konumlandığı kabul edilen bölge için <https://tdth.afad.gov.tr/> adresli internet sitesinden erişilmiştir. Haritadan elde edilen harita spektral ivme katsayıları  $S_{DS}$  ve  $S_{D1}$  değerleri sırası ile, DD-1 seviyesi için 2.396 ve 0.648'dir. Yerel Zemin Sınıfı ZD için TBDY-2018 Tablo 2.1'den Yerel Zemin Etki Katsayıları elde edilmiştir.  $F_s$  ve  $F_1$  değerleri sırası ile 1.0 ve 1.937'dir. Tasarım spektral ivme katsayıları  $S_{DS}$  ve  $S_{D1}$  sırası ile 2.396 ve 1.255'dir. Yatay tasarım spektrumu köşe periyotları  $T_A$  ve  $T_B$  değerleri sırasıyla 0.054 ve 0.270'dir. FNA ve DI yöntemlerinin ürettiği sonuçlar açısından karşılaştırılmasına yönelik doğrusal olmayan zaman tanım alanı analizinde özellikleri Tablo 2'de verilen tarihi deprem kaydı kullanılmıştır.

**Tablo 2 - Deprem Kaydının Özellikleri**

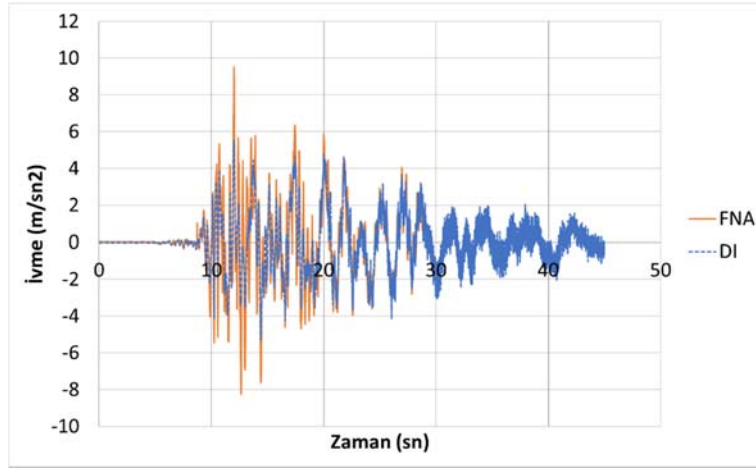
Deprem	Moment Büyüklüğü	İstasyon	Bileşen		En Kısa Uzak km	Vs30 m/sn	Ölçeklendirme Katsayısı DD-1
			H1	H2			
Hector Mine	7.1	Hector	Rsn1787_ Hector_ Hec_Fn	Rsn1787_ Hector_ Hec_Fp	11.7	726	2.1

Analizlerin gerçekleştirildiği bilgisayar, donanımsal olarak 2208 Mhz-6 Çekirdek-12 Mantıksal işlemciye, WDC WD10SPZX-75Z10T2 HDD belleğe ve 16GB(RAM) fiziksel belleğe sahiptir. DI ve FNA analizleri paylaşılan donanım konfigürasyonuna sahip bir bilgisayarda gerçekleştirilmiş olup 1 adet deprem analizi için süre karşılaştırması yapılmıştır. DI analizinin 76 dakikada tamamlandığı ve FNA analizinin 2 dakikada tamamlandığı tespit edilmiştir.

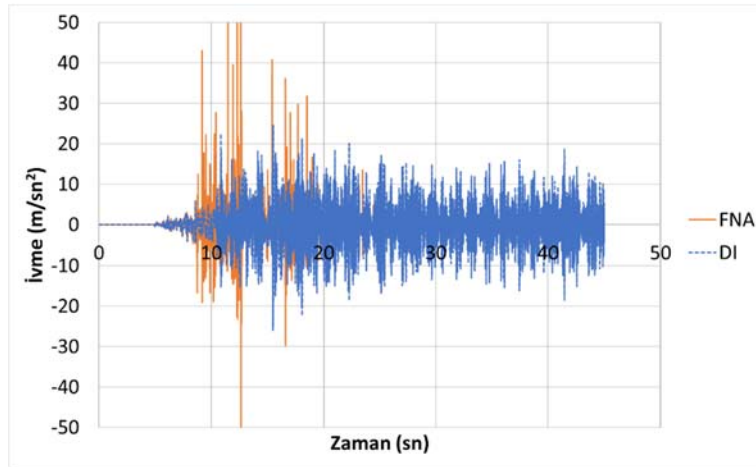
Programda modal analiz tipi Ritz vektör olarak seçilmiştir ve maksimum mod sayısı 1000 olarak belirlenmiştir. DI ve FNA analizlerinde, tanımlanan aynı modal analiz tipi kullanılmıştır. Düşey yük ( $G+nQ$ ) durumları DI ve FNA için ayrı ayrı oluşturulmuş ve analiz programında çözüm tipi olarak FNA için "Modal", DI için "Direct Integration" seçilmiştir. FNA için modal sönüm değeri tüm modlar için sabit ve 0.05 olarak tanımlanmıştır. DI için modal sönüm değeri kütle ve rijitliğe bağlı katsayılar ile tanımlanmıştır [19]. Kütle oranı katsayısı "0" ve rijitlik oran katsayısı "0.0102" alınmıştır. Bu değer üst yapının taban izolasyonsuz olarak çözülmüş üst yapı periyoduna bağlı olarak hesaplanmaktadır. (üst yapı sönümü %5 ve taban izolasyonsuz silo yapısının hâkim doğal periyodu 0.64 sn olarak hesaplara dahil edilmiştir.)



**Şekil 4 - FNA ve DI analizleri sonucunda izolatör üstü döşemede hesaplanan deplasman grafiği**



Şekil 5 - FNA ve DI analizleri sonucunda izolatör üstü döşemede hesaplanan yatay ivme grafiği



Şekil 6 - FNA ve DI analizleri sonucunda izolatör üstü döşemede hesaplanan düşey ivme grafiği

İzolator seviyesi üstünde seçilen bir noktada yatay deplasman, yatay ivme ve düşey ivme değerleri takip edilmiş ve grafikleri Şekil 4-Şekil 6'da sunulmuştur.

## TARTIŞMA VE SONUÇ

Gerçekleştirilen analizler sonucunda izolator üst kotunda yer alan döşemede seçilen bir noktada ivme ve deplasmanlar değerleri takip edilmiştir.

- Yatay deplasmanlar karşılaştırıldığında hem FNA hem de DI analizlerinin aynı sonuçları verdiği görülmüştür. Bu durumda mümkün olduğunca analitik modelin yalın olarak modellenmesinin sonucu olarak FNA ve DI analizlerinin birbiri yerine kullanılabilmesi ve FNA için analiz süresinin DI'ya kıyasla oldukça kısa olmasından ötürü tercih edilebileceği belirlenmiştir.
- Döşeme kotunda takip edilen yatay ivme değerleri karşılaştırıldığında, FNA analizinden elde edilen sonuçların DI analizinden elde edilen sonuçlarla genel uyum içerisinde olmasına karşın pik değerlerin FNA'da daha yüksek elde edildiği görülmüştür. FNA analizi ile DI analizine göre büyük değerler elde edilmesi nedeniyle üst yapı tasarımını FNA ile

gerçekleştirmek mümkün olmakla birlikte elde edilen yüksek yatay ivme değerleri nedeniyle ekonomik olmayan bir tasarım ortaya çıkabilir.

- Düşey ivme değerleri karşılaştırıldığında, FNA analizinde, DI analizlerinde belirgin olmayan ve belli “t” anlarında ortaya çıkan ivme değerlerinde sıçramalar (spike) olduğu görülmüştür. Düşey ivmenin etkin olduğu tasarımlarda FNA sonucu ortaya çıkan ani ivme sıçramaları nedeniyle suni olarak izolatör çekme kapasitesinin aşılması problemi yaşanabileceğinden DI yöntemi tercih edilmelidir.

### Kaynaklar

1. Naeim, F. and Kelly, J.M., Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1999
2. Martelli, M. Forni, P. Clemente Recent Worldwide Application of Seismic Isolation and Energy Dissipation and Conditions for Their Correct Use, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 24-28 Sep 2012
3. Bitca D., Ursu E., Ioan P. Seismic Base Isolators For A Silo Supporting Structure, Mathematical Modelling in Civil Engineering, Vol.11-No:2 1-9-2015
4. Reshma R., Divya P.P., Comparison of Base Isolation Techniques for Reducing Seismic Vulnerability of Elevated Steel Silos, International Journal of Innovative Science, Engineering & Technology, Vol. 5 Issue 4, April 2018
5. Hacıemiroglu, M., Artun, K., Tahaoğlu A.Ç., Ugurlu, E. and Alhan, C., Design of a Group of Silo Structure Located on a Common Seismic Isolation Basemat With Viscous Dampers, 6. International Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Gebze, Kocaeli, Turkey, 13-15 Oct 2021
6. TBDY, Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar, T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı., 2018
7. CSI, SAP2000 23.0.0: Integrated Software for Structural Analysis and Design, Computers and Structures Inc., Berkeley, CA., 2021
8. N. Madutujuh, Simple, Fast, and Unconditionally Stable Direct Nonlinear Analysis using nathan-alpha Method, Engineering Software Research Centre, ESRC, Bandung, Indonesia, 2015
9. Özüygür, A. F, Deprem Yalıtımlı Binaların Ticari Yazılımlarla Analizinde Kullanılan Yöntemlerin Karşılaştırılması, DÜMF Mühendislik Dergisi, 2018
10. Gökhan E., Betonarme Yapılarda İzolatör Kullanımının Taşıyıcı Sistem Davranışına Etkileri, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye, 2009
11. Wilson, E.L., Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures, 3rd Ed., Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, 2002
12. <https://wiki.csiamerica.com/pages/viewpage.action?pageId=9536464> [Ziyaret Tarihi: 14.06.2022]
13. Türk Standartları, Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları (TS500), Türk Standartları Enstitüsü, 1985
14. Türk Standartları, (1997), Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri (TS498), Türk Standartları Enstitüsü, 1997



15. ASCE Standard, Minimum design loads for buildings and other structures (ASCE 7-10), American Society of Civil Engineers, No. ASCE/SEI 7-10, Reston, VA., 2010
16. Polat Ş., Mert A., Üretim Tesisi Deprem Tehlike Değerlendirmesi ve Zemin Bağımlı Tasarım Yer Hareketlerinin Belirlenmesi, Boğaziçi Üniversitesi Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul, 2020
17. American Concrete Institute Standard, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI318-08), American Concrete Institute, 2018
18. Eurocode 8, Design of Structures For Earthquake Resistance Part 1: General Rules, Seismic Actions And Rules For Buildings, 2003
19. Chopra, A.K. Dynamics of structures 2007. Pearson Education India.



# Deprem Bölgelerinde Çapraz Lamine Ahşap (CLT) Panel Kullanımının Yapı Uygulamaları Üzerinden İncelenmesi

Aygül CEYLAN<sup>1</sup>, Z. Canan GİRGIN<sup>2</sup>

## ÖZET

Çapraz Lamine Ahşap (CLT) panel; yatay kuvvetler altında düzlem içi rijitliği yüksek taşıyıcı duvar ve iki yönlü eğilme dayanımı olan döşeme elemanı gereksinimini karşılamak amacıyla geliştirilmiştir. Yeni Zelanda, İtalya, Japonya ve Kanada gibi deprem riskinin yüksek olduğu ülkelerde, ahşap çok katlı yapı uygulamalarındaki kullanımı artarak devam etmektedir. Bu çalışmada; en büyük yer ivmesi (PGA) 0,20–0,90g aralığındaki ülkelerde, yapı uygulamaları üzerinden, taşıyıcı sistemde CLT panellerin farklı uygulamaları ve diğer yapı elemanlarıyla birlikte kullanımı incelenmiştir. Ayrıca bu kapsamda, literatürde yer alan enerji yutabilen CLT birleşimleri araştırmalarına paralel olarak; Türkiye’de üretilen çivi ve metal levha kullanılarak gerçek boyutlu bir CLT duvar-döşeme birleşimi oluşturulmuş, monotonik deprem yüklerini temsilen çekme kuvveti altındaki etkinliği deneysel incelenmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Çapraz lamine ahşap (CLT) panel, yapı birleşimleri, depreme dayanıklı yapı.

## ABSTRACT

### *Investigation of Cross Laminated Timber (CLT) Panel Usage in Earthquake Regions*

Cross Laminated Timber (CLT) panel was developed to meet the requirement of a load-bearing wall with high in-plane rigidity and floor members with two-way bending strength under horizontal loads. In countries where earthquake risk is high such as New Zealand, Italy, Japan, and Canada, its use in multi-storey building applications continues to increase. In this study; the different applications of CLT panels in the structural system and their use with other structural members were examined through building applications in countries with the peak ground acceleration (PGA) in the range of 0.20–0.90g. Also, in this context; in parallel with the studies in the current literature on CLT connections that can dissipate seismic energy, a full-size CLT wall-floor connection setup was organized through nail fasteners and metal plates produced in

---

1 Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul - aceylan@yildiz.edu.tr

2 Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul - zcgirgin@yildiz.edu.tr

*Türkiye, and its effectiveness under tensile force representing monotonic earthquake loads was experimentally investigated.*

**Keywords:** *Cross-Laminated Timber (CLT) panel, connections, earthquake resistant building.*

## **GİRİŞ**

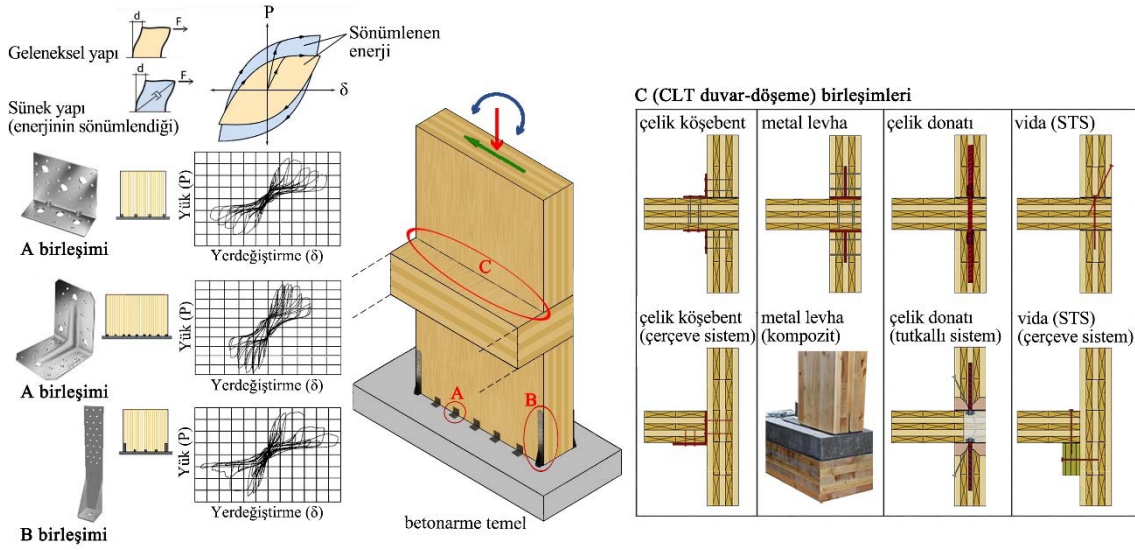
Çapraz lamine ahşap (*Cross Laminated Timber, CLT*); 1990'lı yıllarda Avrupa'da, ahşap çok katlı yapı üretiminde özellikle yanal yükler etkisindeki taşıyıcı duvar gereksinimini karşılamak amacıyla geliştirilmiştir. CLT panel; 3, 5, 7 ya da daha fazla ahşap tabakanın, lifleri birbirine dik yönde, çoğunlukla geniş yüzeylerinden tutkallanarak birleştirilmesiyle oluşturulan, ön üretilmiş yapı elemanlarıdır. Taşıyıcı sistem gereksinimlerine göre değişmekle birlikte özel üretimler dışında, CLT panelin genişliği 120-300cm ve uzunluğu 500-1.650cm aralığında olup kalınlığı ise 50,8cm'e ulaşabilmektedir [1,2].

2000'li yıllarla birlikte, Kanada, İtalya, Yeni Zelanda ve Japonya gibi deprem riskinin yüksek olduğu yerlerde; düzlem içi rijitliği yüksek taşıyıcı duvar ve iki yönlü eğilme dayanımı olan döşeme sistemi olarak kullanımı artarak devam etmektedir. Ancak ETA onayı alarak CE işaretli panel üretimi yapılabilmesine karşın taşıyıcı sistemde, CLT yapı elemanlarının uygulanmasına ilişkin ortak ve kapsamlı bir yönetmelik bulunmamaktadır. Uygulamalardan elde edilen bilgiler ile 2010 yılında Kanada'da [1] ve 2013'te A.B.D.'de [3] kılavuz niteliğinde el kitapları yayımlanmıştır. Günümüzde CLT panel ile yapı uygulamaları, ülkeye ve uygulayıcı firmaya göre değişkenlik gösterebilen detaylar olarak paylaşılmaktadır. Bu nedenle çalışmanın amacı; en büyük yer ivmesi 0,20-0,90g aralığındaki farklı ülkelerde, özellikle yoğun kullanıcısı olan yapı uygulamaları üzerinden, taşıyıcı sistemi oluşturan CLT panel kullanımının farklılıklarının incelenmesidir.

Ahşap taşıyıcı sistemin deprem davranışını, yapı elemanlarının birleşimleri belirlemektedir. CLT paneller, rijit ancak gevrek özellikte yapı elemanlarıdır ve taşıyıcı sistemde süneklik, panel birleşimleri ile sağlanır. Çelik, betonarme ve ahşap çerçeve sistemler ile kolaylıkla bütünleştirilebilen paneller, metal parçalar (çelik köşebent, birleşim levhaları vb. ile çivi, vida, bulon, kavela vb.) kullanılarak birleştirilir. Deprem riskli alanlarda tasarlanan ve uygulanan CLT birleşimlerin davranışının belirlenebilmesi ve enerji yutabilen (sünek) birleşimlerin geliştirilebilmesi amacıyla dünyada birçok çalışma yürütülmektedir. Ancak nüfusunun büyük bir bölümü deprem riski altında olan Türkiye'de konuyla ilgili devam eden bilimsel çalışmalar çok yeni ve oldukça sınırlı sayıdadır. Bu nedenle çalışmada, Yıldız Teknik Üniversitesi'nde hazırlanan doktora tezi [4] kapsamında Türkiye'de üretilen çivi, metal levha vb. ile oluşturulan gerçek boyutlu CLT duvar-döşeme birleşiminin, monotonik deprem yüklerini temsilen çekme kuvveti altındaki etkinliğini inceleyen bir deneysel çalışmanın sonuçlarına da yer verilmiştir.

## **CLT PANEL BİRLEŞİMLERİNİN DEPREM DAVRANIŞI**

Yapıya etkiyen yükler altında birleşimlerin davranışı, yük-yerdeğiştirme( $P-\delta$ ) zarf eğrisi ile değerlendirilmektedir. Rijit ve gevrek özellikteki CLT paneller ile yapı sistemlerinde süneklik, panel birleşimlerinde sağlanır. Depreme dayanıklı ahşap yapı tasarımı kapsamında yapılan araştırmalarda; panellerin özellikle deprem riski yüksek alanlardaki etkinliği üzerine birleşim ve taşıyıcı duvar deneyleri [5-10] ile 1:1 ölçekli CLT yapı deneyleri [11-13] yapılmaktadır. Birleşim deneyleri; yapı deneyleri ile karşılaştırıldığında, küçük ölçekli ve düşük maliyetli olup, CLT panellerin davranışının belirlenebilmesi için uygun ve öncü niteliktedir. Bu araştırmaların ortak amacı; enerji yutabilen (sünek) panel birleşimlerinin (Şekil 1) geliştirilmesidir.



Şekil 1 - CLT panel birleşimleri ve davranışları [1,14–16’den uyarlanmıştır]

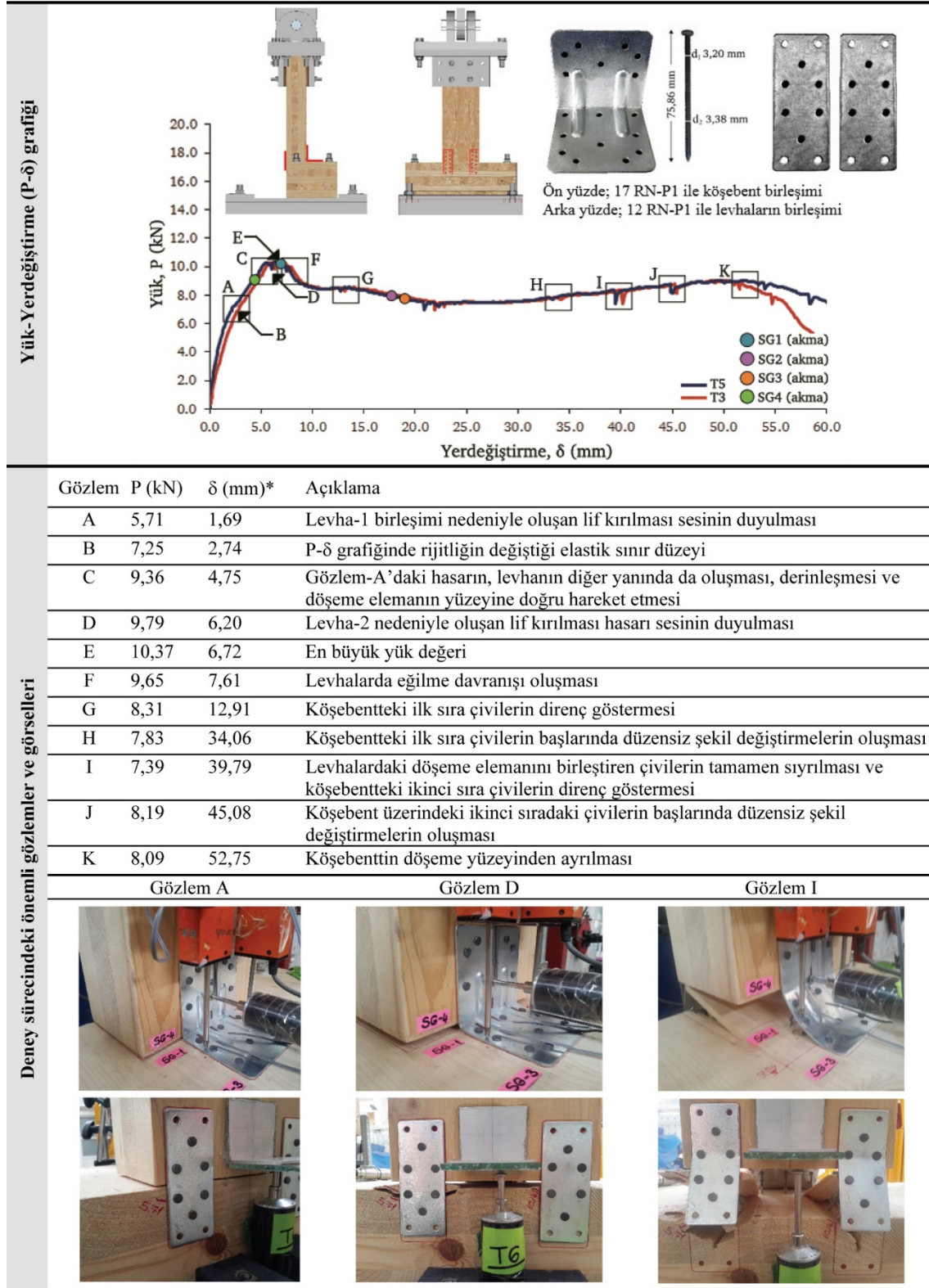
Nüfusunun büyük bölümü deprem riski altında olan Türkiye’de, deprem ivmesinin yapının kütlesi ile doğru orantılı olduğu düşünüldüğünde; daha hafif ve dayanıklı taşıyıcı sistemlere gereksinim olduğu açıktır. Bu nedenle incelenmesi gereken öncelikli alanlardan biri; Türkiye’de yerli kaynaklar ile üretilebilen metal birleşimli CLT panellerin davranışlarının araştırılması konusudur. Bu kapsamda ülkemizde yerli üretim metal parçalar (çivi, metal levha vb.) ile oluşturulan gerçek boyutlu CLT duvar-döşeme birleşimleri, monotonik deprem yüklerini temsilen çekme kuvveti altında deneysel incelenmiştir [4].

Metal birleşimlerde; ön yüzde rijitliği arttırılmış hazır delikli eşit kollu çelik köşebent, arka yüzde ise iki metal levha kullanılmış olup, bu parçalar fosfat kaplı halkalı çiviler<sup>†</sup> ile birleştirilmiştir. Birleşimin davranışı, deney düzeneğine yerleştirilen ölçüm araçları ve görüntüleme yöntemleri ile kayıt altına alınarak incelenmiştir. Deney çalışmasından elde edilen veriler ile aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır:

- $P$ - $\delta$  grafiğinde; en büyük yük düzeyine ulaşıncaya kadar doğrusal davranış olduğu; sonrasında, döşeme tabakasında oluşan lif kırılmaları ve göçmeler ile çivi başlarındaki düzensiz şekil değiştirmeler sonucunda, yük düzeyinde ani azalmalar olduğu görülmüştür.
- Arka yüzde, levha-1’in döşeme elemanına birleştiği üst tabakada, ilk lif kırılmasından ( $P=5,71$  kN) sonra, çatlak açılarak, rijitliğin değiştiği elastik sınıra  $P=7,25$  kN düzeyinde ulaşılmıştır.
- Deney örneğinin arka yüzündeki lif kırılmasının, tabakayı oluşturan yaş halkasının yaklaşık şeklini izleyerek derinleştiği görülmüştür. Bu kapsamda hasar düzeyinin; çivilerin birleşim bölgesine yakınlığı ve yaş halkası yoğunluğu ile ilişkili olduğu anlaşılmıştır.
- Birleşimin arka yüzündeki metal levhalar, birleşimin çekme kuvvetine karşı dayanımını arttırmıştır.

<sup>†</sup> Öncesinde, çivi tipine karar verilebilmesi için CLT örnekler üzerinde çivi çekme deneyleri yapılarak sıyrılmaya dayanımı, çakılma biçimi ve ahşabın lif yapısı ilişkilendirilmiş, en iyi davranışı gösteren fosfat kaplı çivinin [17] uygulanmasına karar verilmiştir.

**Tablo 1 - CLT duvar-döşeme panel birleşimi deneyinin P- $\delta$  grafiği ve gözlemleri [18]**



\* T3 ve T5'in ortalamasıdır.

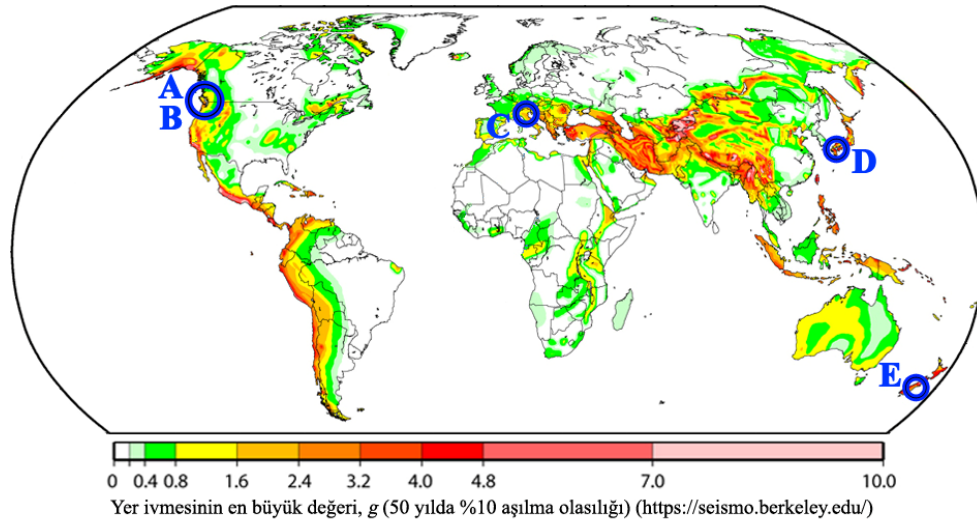
- Rijitliği arttırılmış köşebentte eklenen üç çivinin, arka levhalardaki göçme sonrasında, köşebenttin döşemeye tutunmasını arttırdığı ve böylelikle diğer halkalı çivilerin sıyrılmasını geciktirdiği gözlemlenmiştir.
- Arka yüzdeki levhalarda oluşan hasarın belirginleşmesi ile elastik sınır sonrası, köşebent üzerindeki şekildeğiştirme ölçümlerinde akma sınırına ulaşılmıştır.
- CLT döşeme paneli tabakalarını birleştiren tutkalda, dayanım açısından herhangi bir sorun oluşmamıştır.
- Fosfat kaplı halkalı çiviler, tutunma yeteneği açısından en iyi davranışı göstermiştir.

Deneilerin sonucunda; kullanılan yerli üretim güçlendirilmiş köşebent ve levha gibi metal parçalar ile enerji yutabilen CLT panel birleşimlerinin elde edilebileceği görülmüştür. Ayrıca araştırmanın sonuçlarının, yeni çalışmalara yol gösterici olacağı düşünülmektedir.

## CLT PANEL KULLANIMININ YAPI UYGULAMALARI ÜZERİNDEN İNCELENMESİ

Çağdaş ahşap yapıların başlıca özelliklerini (dayanım ve dayanıklılık, hafiflik, yangına karşı dayanıklılık, sürdürülebilirlik vb.) sağlamasının yanı sıra depreme dayanıklı yapı tasarımında, CLT panel kullanımı, rijitlik açısından önemli bir yeniliktir. Bu kapsamda dünyada; konut üretimi dışında kamu yapıları, eğitim kampüsleri, havaalanları, endüstriyel üretim alanları ve kapalı spor merkezleri gibi büyük ölçekli yapılarda, köprülerde ve güçlendirme projelerinde, özellikle taşıyıcı duvar ve döşeme elemanı olarak CLT panel kullanımı artarak devam etmektedir.

Yapı uygulamaları ve birleşim detayları, ülkeye ve panel uygulamasını yapacak firmaya göre değişkenlik gösterebilmektedir. Bu nedenle çalışmada; en büyük yer ivmesi 0,20–0,90g aralığındaki farklı ülkelerde (Kanada/A.B.D., İtalya, Japonya ve Yeni Zelanda), özellikle yoğun kullanımlı yapı uygulamaları üzerinden CLT kullanımındaki farklılıklar incelenmiştir (Şekil 2).



Yapının adı	Yapım yılı ve yeri	g değeri
A UBC Yer Bilimleri Binası	2012, Vancouver, Kanada	0,20–0,35 g
B Cooley Eğitim Merkezi	2015, East Palo Alto, A.B.D.	0,55–0,90 g
C Cento (Corporeno) Okul Binası	2012, Ferrara, İtalya	0,20–0,35 g
D Kyushu Araştırma Merkezi	2018, Kumamoto, Japonya	0,20–0,35 g
E Kaikoura Belediyesi Hizmet Binası	2014, Kaikoura, Yeni Zelanda	0,55–0,90 g

Şekil 2 - CLT panel kullanımına ilişkin incelenen yapı uygulamaları

### UBC Yer Bilimleri Binası

Taşıyıcı sistem tasarımında, glulam kolon-kiriş sisteminin yanı sıra geniş açıklıklı (~24m) amfilerde ek olarak çelik kiriş ve glulam stabilite çaprazları ile dayanım artırılmıştır. Sismik etkilere karşı yapıda kayma dayanımı, glulam çaprazlar ile karşılanmaktadır. Ayrıca LVL<sup>‡</sup>-beton kompozit döşeme sistemi ile yapısal titreşimlerin engellenmesinin yanı sıra hafif bir sistem elde edilmiştir. Beş katlı iç avlusunda, iki kollu ve sahanlığı konsol çalışan kırık plak şeklinde CLT bir merdiven bulunur (Tablo 2).

### Cooley Eğitim Merkezi

Kaliforniya'da CLT panel kullanılan ve yönetmeliklere göre uygulanan ilk yapıdır. Tasarımda, çok amaçlı etkinlik alanındaki açıklığın geçilebilmesi ve aynı zamanda deprem kuvvetleri altında diyafram davranışını sağlayabilecek bir döşeme sistemi elde edilebilmesi amacıyla CLT panel kullanımına karar verilmiştir. Çatı, glulam kirişlerin üzerine yerleştirilen panellerden oluşmaktadır. Ayrıca yanal stabilitenin artırılması amacıyla çelik çaprazlar da kullanılmıştır (Tablo 3).

### Cento (Corporeno) Okul Binası

Emilia Depremi ( $M_w=5,8$ , 2012)'nde hasar alan bölgede, tamamıyla CLT paneller ile kısa bir sürede tamamlanan proje, depreme dayanıklı olmasının yanı sıra sürdürülebilir özellikte kalıcı bir okul yapısıdır. Panel elemanlar, Avusturya, Almanya ve İsviçre'deki PEFC/FSC sertifikalı sürdürülebilir ormanlardan elde edilmiştir. Yapı kabuğunu oluşturan CLT paneller, dış çevreden taş yünü yalıtımlı alçı paneller (120 mm) ile korunmaktadır (Tablo 4).

### Kyushu Araştırma Merkezi

Proje, 2016 yılında Kumamoto Depremi'nde hasar görerek kullanılamaz duruma gelen araştırma yapısının yerinde tasarlanmıştır. Yapının zemin katında deney çalışmalarının yapıldığı laboratuvarlar, ikinci katında ise kütüphane bulunmaktadır. CLT panel yapım sisteminin, Japonya'da Ar-Ge işlevli yapılarda kullanımına yönelik ilk projedir<sup>§</sup>. Ahşap yapı elemanlarının su etkileşiminin önlenmesi için yapı girişi, birkaç basamaklı betonarme bir zemin ile sağlanmıştır (Tablo 5).

### Kaikoura Belediyesi Hizmet Binası

Yeni Zelanda'da, yerel orman kaynaklarından elde edilen ahşap ile ardgermeli lamine teknolojisinin taşıyıcı sistem olarak kullanıldığı ilk yapıdır. Sismik etkinliği yüksek bir bölgede yer alması ve yapının yanal yükler altında rijitliğinin sağlanabilmesi amacıyla kompozit (%30 LVL-%70 CLT) taşıyıcı duvar panelleri tasarlanmıştır. Bu elemanlar, CLT panellerde en büyük şekil değiştiriminin gerçekleştiği uç bölgeler ile ağırlık merkezindeki ardgerme bölgelerine; LVL tabakaların eklenmesi ile üretilmiştir. Ayrıca deprem kuvvetleri altında yapı birleşimlerinde enerjinin sönmülenebilmesi amacıyla perde duvarların dış yüzeylerinin her iki yanında dişli çelik donatılar da yerleştirilmiştir. Panel elemanların düşey birleşimlerinde elastik şekil değiştirme; sönmüleyici donatıların kısmen uzamasına izin verecek şekilde, 0,5mm ile sınırlandırılmıştır. Kaikoura Depremi ( $M_w=7,8$ , 2016) sonrasında yapılan incelemede; taşıyıcı duvarların mesnet bölgesinde eğilme hasarı ya da enerji sönmüleyici donatıların akması vb. olumsuz bir durum görülmemiş olup yapı, Afet Koordinasyon Merkezi olarak da kullanılmıştır (Tablo 6).


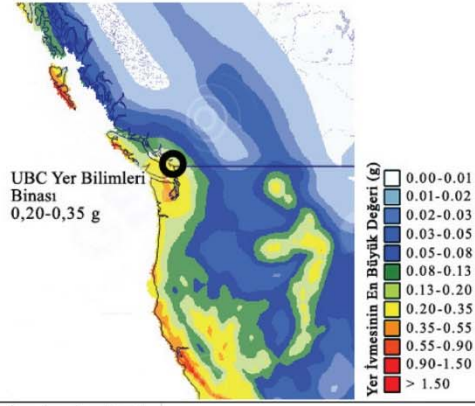
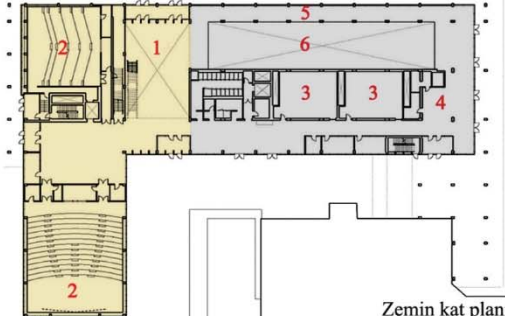
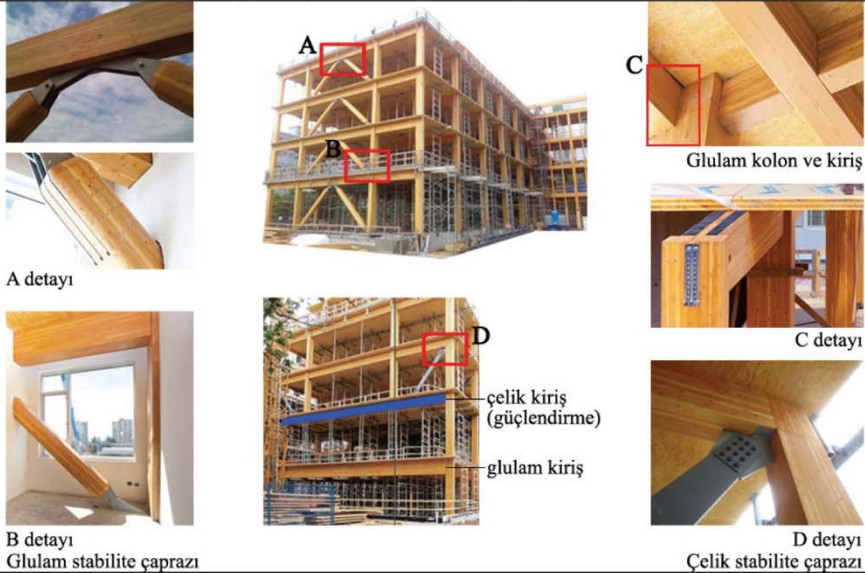
---

<sup>‡</sup> Lamine kaplama ahşap (*Laminated Veneer Lumber, LVL*).

<sup>§</sup> Proje öncesinde tohum üretim alanı olarak kullanılan bölgede, zemin iyileştirme çalışmaları yapılmıştır.


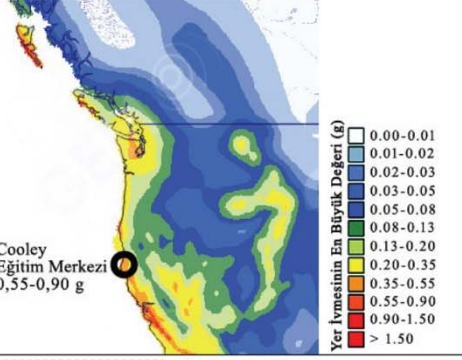
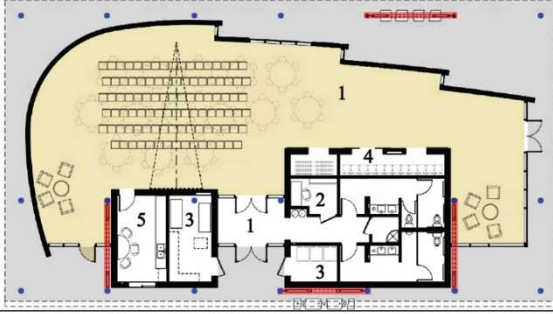
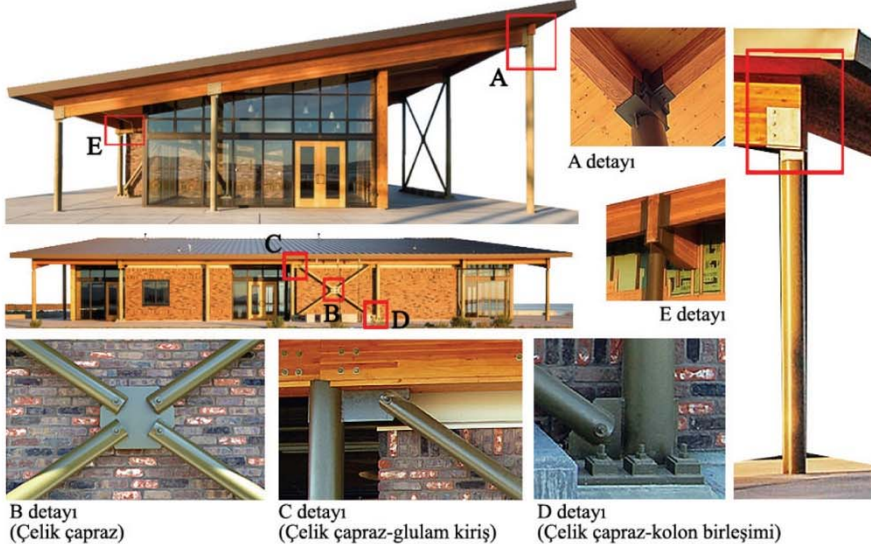


**Tablo 2 - UBC Yer Bilimleri Binası taşıyıcı sistem özellikleri ve birleşim detayları\***

<b>Adı</b>	UBC Yer Bilimleri Binası	
<b>Yeri</b>	Vancouver, Kanada	
<b>Yapım Yılı</b>	2012	
<b>Mimari ve Strüktürel Tasarım</b>	Perkins+Will Equilibrium Consulting	
<b>Yapı Özellikleri</b>	İşlev: Eğitim Kat sayısı: 5 İnşaat alanı: 15,238 m <sup>2</sup> İnşaat süresi: 2010-2012 İnşaat maliyeti: 48,7 milyon \$	
<b>Yer İvmesinin En Büyük Değeri (g)</b> <a href="https://maps.openquake.org/">https://maps.openquake.org/</a>	<b>0,20–0,35 g</b> (50 yılda aşılma olasılığı %10)	
<b>Zemin Türü</b> FAO, <a href="http://www.fao.org/">http://www.fao.org/</a>	Yumuşak (andisol)	
<b>Taşıyıcı Sistem Elemanları</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Glulam çerçeve sistem</li> <li>- Çelik-glulam kiriş (amfi)</li> <li>- CLT panel taşıyıcı duvar</li> <li>- CLT panel döşeme</li> <li>- 89 mm LSL-beton kompozit döşeme (~6,4 m açıklık)</li> <li>- Betonarme zemin kat döşemesi</li> <li>- Glulam ve çelik çaprazlar (amfi)</li> <li>- CLT merdiven (iç avlu)</li> <li>- CLT giriş saçağı (5 tabakalı)</li> </ul>	
<b>Yapımın Planı</b>	 <p>Zemin kat planı</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>1 İç avlu</li> <li>2 Amfi</li> <li>3 Sınıf</li> <li>4 Kafe</li> <li>5 Müze</li> <li>6 Laboratuvar</li> </ul> <ul style="list-style-type: none"> <li>■ Ahşap sistem (Akademik birimleri)</li> <li>■ Betonarme sistem (Laboratuvar birimleri)</li> </ul>	
<b>Birleşim Detayları</b>	 <p>A detayı</p> <p>B detayı Glulam stabilite çaprazı</p> <p>C detayı</p> <p>D detayı Çelik stabilite çaprazı</p> <p>Glulam kolon ve kiriş</p> <p>çelik kiriş (güçlendirme) glulam kiriş</p>	


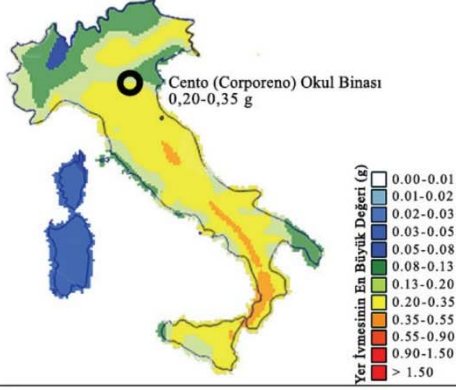
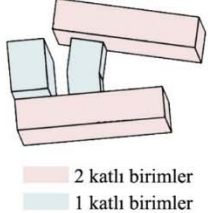


\*[19–24'den uyarlanmıştır.]

Tablo 3 - Cooley Eğitim Merkezi taşıyıcı sistem özellikleri ve birleşim detayları\*

<b>Adı</b>	Cooley Eğitim Merkezi	
<b>Yeri</b>	East Palo Alto, A.B.D.	
<b>Yapım Yılı</b>	2015	
<b>Mimari ve Strüktürel Tasarım</b>	FOG Studio KPFF Engineers	
<b>Yapı Özellikleri</b>	İşlev: Eğitim Kat sayısı: 1 İnşaat alanı: 372 m <sup>2</sup> İnşaat süresi: 2014-2015 İnşaat maliyeti: 2,7 milyon \$	
<b>Yer İvmesinin En Büyük Değeri (g)</b> <a href="https://maps.openquake.org/">https://maps.openquake.org/</a>	<b>0,55-0,90 g</b> (50 yılda aşılma olasılığı %10)	
<b>Zemin Türü</b> FAO, <a href="http://www.fao.org/">http://www.fao.org/</a>	Yumuşak (andisol)	
<b>Taşıyıcı Sistem Elemanları</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Glulam çatı kirişleri</li><li>- CLT çatı paneli</li><li>- Çelik stabilite çaprazı</li><li>- Çelik kolonlar (saçağı taşıyan)</li><li>- Betonarme zemin kat döşemesi</li><li>- Kazık temel sistemi</li></ul>	
<b>Yapının Planı</b>	 <p>1 Giriş 2 Ofis 3 Teknik hacim 4 Depo 5 Mutfak</p> <p>Çok amaçlı etkinlik alanı Açık etkinlik alanı</p> <p>● Çelik kolon — Çelik çapraz</p> <p>Zemin kat planı</p>	
<b>Birleşim Detayları</b>	 <p>A detayı B detayı (Çelik çapraz) C detayı (Çelik çapraz-glulam kiriş) D detayı (Çelik çapraz-kolon birleşimi) E detayı</p>	


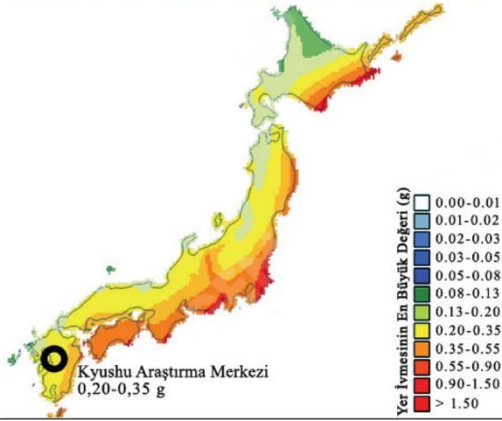
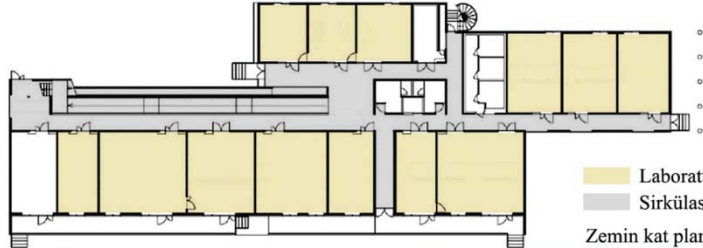

\*[25-27'den uyarlanmıştır.]

**Tablo 4 - Cento (Corporeno) Okul Binası taşıyıcı sistem özellikleri ve birleşim detayları\***

<b>Adı</b>	Cento (Corporeno) Okul Binası	
<b>Yeri</b>	Ferrara, İtalya	
<b>Yapım Yılı</b>	2012	
<b>Mimari ve Strüktürel Tasarım</b>	Duccio Randazzo, Francesca Cibelli Claudio Contini	
<b>Yapı Özellikleri</b>	İşlev: Eğitim Kat sayısı: 2 İnşaat alanı: 6,200 m <sup>2</sup> İnşaat süresi: 2012 (78 gün) İnşaat maliyeti: 6,5 milyon \$	
<b>Yer İvmesinin En Büyük Değeri (g)</b> <a href="https://maps.openquake.org/">https://maps.openquake.org/</a>	<b>0,20–0,35 g</b> (50 yılda aşılma olasılığı %10)	
<b>Zemin Türü</b> FAO, <a href="http://www.fao.org/">http://www.fao.org/</a>	Yumuşak (inceptisol)	
<b>Taşıyıcı Sistem Elemanları</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- CLT taşıyıcı duvar ve döşeme panelleri (1,750 m<sup>3</sup> ahşap)</li> <li>- CLT merdiven ve asansör shaftı</li> <li>- Tek doğrultuda CLT kirişler, 16 m açıklık (yemekhane)</li> <li>- İki yöne eğimli CLT kirişler (spor salonu)</li> <li>- Betonarme zemin kat döşemesi</li> </ul>	
<b>Yapımın Planı</b>	  <p>2 katlı birimler 1 katlı birimler</p> <p>1 Spor salonu 2 Yemekhane 3 Merdiven ve asansör</p> <p>Sınıflar Sirkülasyon</p> <p>Zemin kat planı</p>	
<b>Birleşim Detayları</b>	 <p>CLT panellerin vida (döşeme-döşeme) ve metal levha (duvar-döşeme) ile birleşimi</p> <p>Tek doğrultulu CLT kiriş uygulaması (spor salonu)</p> <p>Merdiven ve asansör shaftı uygulaması</p>	


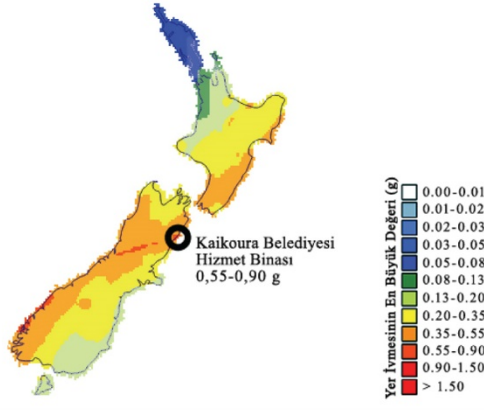
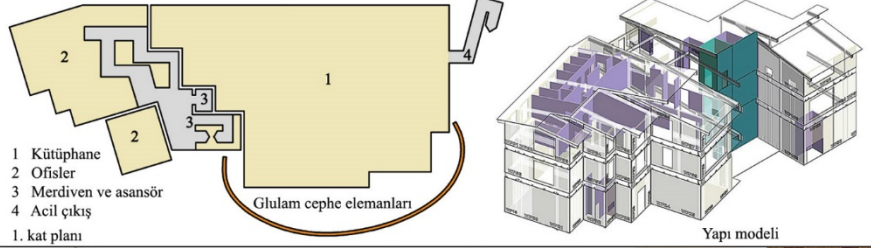
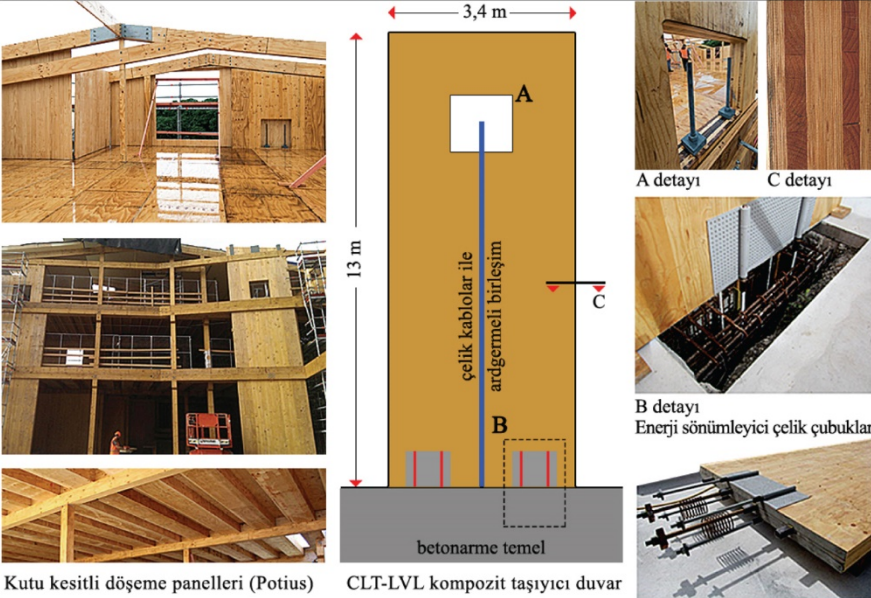
\*[28–31'den uyarlanmıştır.]

Tablo 5 - Kyushu Araştırma Merkezi taşıyıcı sistem özellikleri ve birleşim detayları\*

<b>Adı</b>	Kyushu Araştırma Merkezi	
<b>Yeri</b>	Kumamoto, Japonya	
<b>Yapım Yılı</b>	2018	
<b>Planlama ve Uygulama</b>	E.P.A. Kamiyama Const.	
<b>Yapı Özellikleri</b>	İşlev: Eğitim Kat sayısı: 2 İnşaat alanı: 1.424,23 m <sup>2</sup> İnşaat süresi: 2017-2018 İnşaat maliyeti: 6 milyon \$	
<b>Yer İvmesinin En Büyük Değeri (g)</b> <a href="https://maps.openquake.org/">https://maps.openquake.org/</a>	<b>0,20–0,35 g</b> (50 yılda aşılma olasılığı %10)	
<b>Zemin Türü</b> FAO, <a href="http://www.fao.org/">http://www.fao.org/</a>	Yumuşak (spodosol)	
<b>Taşıyıcı Sistem Elemanları</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>- CLT panel sistem</li><li>219,8 m<sup>3</sup> duvar (302 adet) paneli</li><li>331,2 m<sup>3</sup> döşeme (222 adet) paneli</li><li>- CLT panel özellikleri: Yerel sedir ve selvi ağaçlarından</li><li>3 tabakalı, 90 mm</li><li>5 tabakalı, 150 mm</li><li>7 tabakalı, 210 mm</li><li>- Betonarme zemin kat döşemesi</li><li>- Kazık temel sistemi</li></ul>	
<b>Yapının Planı</b>	 <p>Laboratuvarlar Sirkülasyon Zemin kat planı</p>	
<b>Birleşim Detayları</b>	 <p>CLT duvar-döşeme panelleri Ahşap kolon-döşeme birleşimi</p>	

\*[32–36'dan uyarlanmıştır.]

**Tablo 6 - Kaikoura Belediyesi Hizmet Binası taşıyıcı sistem özellikleri ve birleşim detayları\***

<b>Adı</b>	Kaikoura Belediyesi Hizmet Binası	
<b>Yeri</b>	Kaikoura, Yeni Zelanda	
<b>Yapım Yılı</b>	2014	
<b>Mimari ve Strüktürel Tasarım</b>	DesignBASE CGW, Gavin Robertson	
<b>Yapı Özellikleri</b>	İşlev: Ofis Kat sayısı: 3 İnşaat alanı: 2,400 m <sup>2</sup> İnşaat süresi: 2012-2014 İnşaat maliyeti: 6,8 milyon \$	
<b>Yer İvmesinin En Büyük Değeri (g)</b> <a href="https://maps.openquake.org/">https://maps.openquake.org/</a>	<b>0,55-0,90 g</b> (50 yılda aşılma olasılığı %10)	
<b>*Zemin Türü</b>	Yumuşak (inceptisol)	
<b>Taşıyıcı Sistem Elemanları</b>	- LVL çerçeve sistem - %70 CLT- %30 LVL kompozit taşıyıcı duvar (3,4x13m, 15 adet) - Ardgermeli duvar paneli birleşimleri (Macalloy) - Kutu kesitli döşeme panelleri (Potius) - Betonarme zemin kat döşemesi - Glulam güneş kırıcılar - LVL merdiven (çelik kirişli) - İnce yapıda CLT kullanımı (bölücü duvar, danışma bankosu vb.)	
<b>Yapımın Planı ve Modeli</b>		
<b>Birleşim Detayları</b>		

\*[37-40'dan uyarlanmıştır.]

## **SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER**

CLT paneller, çok katlı ahşap taşıyıcı sistem tasarımında, düşey yüklerin yanı sıra yapının yatay yüklere karşı rijitlik gereksinimini karşılaması amacıyla geliştirilmiştir ve dünyada kullanımı artarak devam etmektedir. Bu çalışmada; en büyük yer ivmesi 0,20–0,90g aralığındaki ülkelerde (Kanada/A.B.D., İtalya, Japonya ve Yeni Zelanda), yoğun kullanımlı beş yapıda taşıyıcı sistemi oluşturan CLT panel kullanımının farklılıkları incelenmiş ve aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır:

- En büyük yer ivmesinin 0,55–0,90g olduğu Yeni Zelanda ve A.B.D.’deki yapılarda; yanal rijitliğin artırılabilmesi amacıyla glulam/LVL moment aktaran çerçeve ve çelik çaprazlar ile CLT paneller birlikte uygulanmıştır. Kaikoura Belediyesi Hizmet Binası’nda ise ardgermeli kompozit (CLT-LVL) paneller ile enerji sönümleyici çelik donatılı sünek bileşimler birlikte kullanılmıştır.
- 0,20–0,35g aralığındaki Kanada ve İtalya’daki yapılarda; taşıyıcı sistemlerin tamamıyla CLT duvar ve döşeme panelleri ile oluşturulduğu ancak geniş açıklıklı alanlarda (spor salonu, yemekhane vb.) ayrıca tek doğrultuda çalışan CLT kirişlerin de uygulanabildiği görülmüştür.
- Diğer yapılar ile karşılaştırıldığında, inşaat alanı ve kat sayısı fazla olan UBC Yer Bilimleri Binası’nda; geniş açıklıklı amfilerin çokluğu nedeniyle yanal yüklere karşı rijitliğin artırılması amacıyla glulam çerçeve sistem, CLT duvar panelleri, çelik kat kirişleri ve kat boyunca devam eden glulam/çelik çaprazlar ile taşıyıcı sistem oluşturulmuştur.
- Yangına karşı dayanıklılığının sağlanabilmesi amacıyla yapılarda, gizli panel birleşimleri ya da alçı paneller ile koruma yöntemi uygulanmıştır.

Çalışmada ayrıca, Türkiye’de üretilen çivi, metal levha vb. ile oluşturulan gerçek boyutlu CLT duvar-döşeme birleşiminin, monotonik deprem yüklerini temsilen çekme kuvveti altında davranışı deneysel incelenmiştir. Sonuçta, yerli üretim güçlendirilmiş köşebent, metal levha ve fosfat kaplı halkalı çiviler ile enerji yutabilen CLT panel birleşimlerinin elde edilebileceği görülmüştür. Türkiye’de depreme dayanıklı ahşap yapı uygulamalarında, CLT panel yapı sisteminin kullanımının sağlanması ve yaygınlaştırılabilmesi için özellikle yapı birleşimlerinin davranışlarını inceleyen araştırmaların öncelikli ve önemli olduğu düşünülmektedir.

## **Teşekkür**

Bu çalışma, FDK-2018-3367 proje numarası ile Yıldız Teknik Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinasyon Birimi’nce desteklenmiştir.

## **Kaynaklar**

1. FPInnovations, Cross-Laminated Timber, CLT Handbook, (ed.) S. Gagnon, C. Pirvu, Canada, SP-528 E, QC, 2011.
2. ANSI/APA PRG 320, Standard for Performance-Rated Cross-Laminated Timber, APA-The Engineered Wood Association, Tacoma, WA, 2018.
3. FPInnovations and Binational Softwood Lumber Council, Cross-Laminated Timber, CLT Handbook, (ed.) E. Karacabeyli, B. Douglas, USA, SP-529 E, QC, 2013.
4. Ceylan, A., Çapraz Lamine Ahşap Panel Yapı Sistemleri ve Birleşim Özelliklerinin Deneysel İncelenmesi, Doktora Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 2021.

5. Uibel, T., Blaß, H. J., “Edge Joints with Dowel Type Fasteners in Cross Laminated Timber”, 44th CIB-W18 Meeting, 40-7-2, Bled, Slovenia, 2007.
6. Popovski, M., Schneider, J., Schweinsteiger, M., “Lateral Load Resistance of Cross-Laminated Wood Panels”, 11<sup>th</sup> WCTE, 20-24 June, Trentino, 3394–3403, 2010.
7. Gavric, I., Seismic Behavior of Cross-Laminated Timber Buildings, Ph.D. Thesis, University of Trieste, Italy, 2013.
8. Loss, C., Hossain, A., Tannert, T., “Simple Cross-Laminated Timber Shear Connections with Spatially Arranged Screws”, Engineering Structures, 173(340–356), 2018.
9. O’Ceallaigh, C., Harte, A. M., “The Elastic and Ductile Behaviour of CLT Wall–Floor Connections and The Influence of Fastener Length”, Engineering Structures, 189(319–331), 2019.
10. Schneider, J., Stiemer, S. F., Tesfamariam, S., Karacabeyli, E., Popovski, M., “Damage Assessment of Cross Laminated Timber Connections Subjected to Simulated Earthquake Loads”, 12<sup>th</sup> World Conference on Timber Engineering, Auckland, New Zealand, 2012.
11. Ceccotti, A., Sandhaas, C., Okabe, M., Yasumura, M., Minowa, C., Kawai, N., “SOFIE Project–3D Shaking Table Test on a Seven-Storey Full-Scale Cross-Laminated Timber Building”, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 42(13), 2003-2021, 2013.
12. Costa, A. C., Candeias, P. X., Seismic Performance of Multi-Story Timber Buildings-TUGraz Building, Final Report of Timber Buildings Project, 2013.
13. Popovski, M., Gavric, I., “Performance of a 2-story CLT House Subjected to Lateral Loads”, Journal of Structural Engineering, 142(4), E4015006, 2016.
14. Ugalde, D., Almazán, J. L., Santa María, H., Guindos, P., “Seismic Protection Technologies for Timber Structures: A Review”, European Journal of Wood and Wood Products, 77(2), 173-194, 2019.
15. Popovski, M., Schneider, J., Schweinsteiger, M., “Lateral Load Resistance of Cross-Laminated Wood Panels”, 11<sup>th</sup> WCTE, 20-24 June, Trentino, 3394-3403, 2010.
16. Ceylan, A., Girgin, Z. C., "Earthquake Resistant Design and Sustainability Through Wooden Composites in Multi-Storey Structures", 2<sup>nd</sup> European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, August 25-29, İstanbul, Türkiye, 2215, 2014.
17. Ceylan, A., Girgin, Z. C., “Comparisons on Withdrawal Resistance of Resin and Phosphate Coated Annular Ring Nails in CLT Specimens”, Construction and Building Materials, 238, 117742, 2020.
18. Ceylan, A., Girgin, Z. C., “Çapraz Lamine Ahşap (CLT) Duvar-Döşeme Birleşiminin Yapısal Davranışının Deneysel İncelenmesi”, Megaron, 14(4), 521-529, 2019.
19. Mayo, J., Solid Wood: Case Studies in Mass Timber Architecture, Technology and Design. Routledge, New York, 2015.
20. Smith, R. E., Griffin, G., Rice, T., Solid Timber Construction-Process, Practice, Performance, University of Utah, Integrated Technology in Architecture Center, College of Architecture and Planning, 2015. <https://www.nibs.org/reports/site-studies-solid-timber-construction>
21. Karsh, E., Gafner, B., “The Flying Stair at the University of British Columbia’s Earth Sciences Building”, 18<sup>th</sup> Internationales Holzbau-Forum, Garmisch-Partenkirchen, 2012.
22. Canadian Wood Council, Innovating with Wood, A Case Study Showcasing Four Demonstration Projects, Ottawa. Erişim tarihi: 10.06.2022. [https://cwc.ca/wp-content/uploads/flipbooks/publications-casestudy-Four-demonstration-Case-Study\\_May\\_30/](https://cwc.ca/wp-content/uploads/flipbooks/publications-casestudy-Four-demonstration-Case-Study_May_30/)

23. Equilibrium Consulting Inc., UBC Earth Sciences Building. Erişim tarihi: 10.06.2022. <https://www.eqcanada.com/projects/ubc-earth-sciences-building/>
24. Perkins&Will, Earth Sciences Building, ArchDaily, 2013. <https://www.archdaily.com/343465/earth-sciences-building-perkins-will>
25. FOG Studio, Cooley Landing Education Center, Erişim tarihi: 25.06.2022. <https://www.fogprojects.com/projects/cooleylanding>
26. Structurlam Mass Timber Corporation, Cooley Landing Education Center, Erişim tarihi: 25.06.2022. <https://www.structurlam.com/portfolio/project/cooley-landing-education-center/>
27. SEAOC, Cooley Landing Education Center, Excellence in Structural Engineering Awards, 2016. <https://cdn.ymaws.com/www.seaoc.org/resource/resmgr/docs/EISE2016/4a-displayboard-cooleylandin.pdf>
28. Nuovo Polo Scolastico Di Corporeno, “Corporeno New School Campus”, Arketipo Magazine, Poste Italiane S.p.A., 70/13 (120–121), 2013.
29. Randazzo, D., Cibelli, F., Nuovo polo scolastico di Corporeno, BinderHolz. 2012. <https://www.arketipomagazine.it/nuovo-polo-scolastico-di-corporeno-d-randazzo-f-cibelli/>
30. Sistem Costruzioni S.R.L., Polo Scolastico, Corporeno Cento (Ferrara), Erişim tarihi: 25.06.2022. <https://www.sistem.it/realizzazioni/strutture-polifunzionali/istituti-scolastici/polo-scolastico-corporeno-cento-ferrara/>
31. Ambientevario, Polo Scolastico Di Corporeno Cento, Erişim tarihi: 25.06.2022. <http://www.ambientevario.it/progetto/corporeno/>
32. Passarelli, R. N., Koshihara, M., “The Implementation of Japanese Cross Laminated Timber: Current Situation and Future Tasks, WCTE, August 20-23, Seoul, 2018.
33. Nakano, K., Karube, M., Hattori, N., “Environmental Impacts of Building Construction Using Cross-Laminated Timber Panel Construction Method: A Case of The Research Building in Kyushu, Japan”, Sustainability, 12(6), 2220, 2020.
34. Kyushu Research Center, Forestry and Forest Products Research Institute, Woodist Yamasa Mokuzai, Erişim tarihi: 25.06.2022. <https://yamasa-woodist.com/projects-case05.html>
35. FFPRI, Joint experiment building of the Kyushu branch of the Forestry Research Institute, Erişim tarihi: 25.06.2022. <https://www.ffpri.affrc.go.jp/kys/shishoshokai/shisetsu/jikkentou.html>
36. Japan CLT Association, Forest Research Institute Kyushu Branch Joint Experiment Building, Erişim tarihi: 25.06.2022. <https://www.clta.jp/>
37. DesignBASE, New Kaikoura District Council Building, 2014, Erişim tarihi: 12.12.2019. <http://www.designbase.co.nz/about-us/news/new-kaikoura-district-council-building/>
38. Pres-Lam, Kaikoura Civic Centre, Erişim tarihi: 25.06.2022. <http://pres-lam.com/projects/kaikoura-civic/>
39. XLam, Rocking Shear Walls Withstand Kaikoura Earthquake, XLam Cross Laminated Timber Panels. Erişim tarihi: 25.06.2022. <https://www.eboss.co.nz/ebossnow/xlam-cross-laminated-timber-panels-rocking-shear-walls-seismic-performance>
40. Leslie, S., Hewson, N., Kaikoura District Council XLam Building, Case Study, XLam, 2016, Erişim tarihi: 25.01.2020. <https://www.xlam.co.nz/>



## Betonarme Kirişlerde Çelik Halat Kullanımının Yapısal Davranışa Olan Etkisinin İrdelenmesi

Muzaffer YAZAR<sup>1</sup>, Beyza TAŞKIN<sup>2</sup>, Metin AYDOĞAN<sup>3</sup>

### ÖZET

Bu çalışmada betonarme kirişlerde eğilme donatısı olarak çelik halatların kullanılması deneysel olarak incelenmiştir. Çelik halatlar ile geleneksel betonarme çelikleri gerilme-şekildeğiştirme özellikleri bakımından farklılıklar gösterir. Yüksek dayanıma sahip çelik halatların kullanılması durumunda, geleneksel betonarme çelikli kesitle aynı davranışa daha az donatı alanıyla ulaşıp ulaşamayacağı araştırılmıştır. Hazırlanan numuneler eğilme deneylerine tabi tutulmuştur. Numunelerin hiçbirine normal kuvvet etkitilmemiştir. Yapılan deneylerde kuvvet-deplasman, moment-deplasman ve moment-dönme eğrileri çıkarılmıştır. Deneyler süresince kirişlerde oluşan çatlaklar da gözlenerek, hasar oluşumları incelenmiştir. Deneysel çalışmaya ek olarak analitik çözümler yapılmıştır. Çelik halatların herhangi bir kuvvet verilmeden betonarme kirişlerde kullanılması durumunda, akma değerlerine ulaşamadığı, betondan sıyrıldığı ve aderansını kaybettiği belirlenmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Betonarme, betonarme kiriş, çelik halat, eğilme deneyi.

### ABSTRACT

#### *Investigation of the Effect of Steel Strands on Structural Behavior in Reinforced Concrete Beams*

*The use of steel strands as bending reinforcement in reinforced concrete beams has been experimentally investigated. In the experiments, force-displacement, moment-displacement and moment-rotation curves were derived. During the experiments, the cracks formed in the beams were also observed and the damage formations were examined. In addition to the experimental work, analytical analyzes were carried out. It has been determined that when steel strands are used on reinforced concrete beams without any force, they cannot reach yield strengths, slip from the concrete and lose its bond. Therefore expected behaviour of beams with steel strands cannot be observed.*

**Keywords:** Reinforced concrete, reinforced concrete beam, steel strand, bending test

---

1 İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul - yazarmu@itu.edu.tr

2 İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul - btaskin@itu.edu.tr

3 İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul - aydoganm@itu.edu.tr

## **AMAC**

Betonarme, inşaat sektöründe en çok kullanılan, beton ve çeliğin beraber kullanılmasıyla oluşan kompozit malzemedir. Beton yüksek basınç dayanımına, düşük çekme dayanımına sahiptir. Çelik ise hem basınç hem de çekmede yüksek dayanıma sahiptir. Bu iki malzemenin bir araya gelmesiyle betonarme oluşmaktadır. Bu çalışmada geleneksel betonarme çeliğinin yanında yüksek mukavemete sahip çelik halat kullanılmıştır. Her iki çelik için de çekme testleri yapılarak malzeme karakteristikleri belirlenmiştir. Deneysel çalışmaya ek olarak yapılan analitik çözümde geleneksel betonarme çeliği ve çelik halatı çekme deneylerinden elde edilen gerilme şekildedir. Numunelerdeki donatı miktarları eşdeğer çekme kuvveti verecek şekilde seçilmiştir. Böylelikle yüksek mukavemetli çelikler kullanılarak daha az donatıyla aynı moment kapasitesine sünek davranışından ödün vermeden ulaşılması amaçlanmaktadır. Geleneksel olarak kullanılan donatılara nazaran daha yüksek akma dayanımına sahip çelik halatların geleneksel betonarme çelikleriyle beraber betonarme kirişlerde kullanılması durumunda kirişlerin yapısal davranışı irdelenmiştir. Bu çalışmada geleneksel betonarme çeliği yerine daha yüksek mukavemetli çelik halatların geleneksel betonarme çelikleri gibi kullanılması durumunda davranışa etkileri incelenmek istenmiştir. Bu yüzden çelik halatlara herhangi bir öngerme veya ardgerme kuvveti uygulanmamıştır. Bu inceleme sonucunda çelik halatların betonarme kirişlere ve eksenel yükün ihmal edildiği kolonlarda dayanıma katkısı deneysel ve analitik çalışmalarla ortaya konmuştur.

## **DENEYSEL ÇALIŞMA**

### **Literatür Araştırması**

Arsava (2011) tarafından yapılan deneysel ve analitik olarak yürütülen çalışmada çelik halatların betonarme kirişlerde kullanılıp kullanılmayacağı araştırılmıştır. Bunun için çelik halat içeren 6, geleneksel çelik içeren 7 olmak üzere toplamda 13 numune hazırlanmıştır. Elastik ve elasto-plastik olarak iki eğri tanımlanarak, çelik halat için elastisite modülü 200000 MPa ve akma dayanımı 1700 MPa alınarak, maksimum donatı oranı için verilen ifade aşılmadan donatı miktarları seçilirse öngerme halatlarının kullanılabilirlikleri belirtilmiştir. [1]

Giduquio vd. (2015) yaygın şekilde kullanılan Grade 60 (414 MPa) yerine Grade 100 (690 MPa) ve SD685 (690 MPa) çeliklerinin betonarme kirişlerde kullanılmasını araştırmıştır. Deney sonuçlarında her iki yüksek mukavemetli çeliğin kullanılmasının ACI şartnamesine göre uygun olduğu sonucuna varılmıştır. Basınç bölgesindeki donatıların burkulması betonarme kesitin davranışını önemli ölçüde etkilediği için etriye aralıklarının en küçük basınç donatısı çapının 8 katı ile sınırlandırılmasının önemi vurgulanmıştır. [2]

Kelly vd. (2014) depreme dayanıklı yapılarda çerçeve elamalarında ve perdelerde Grade 60 (414 MPa) çeliği yerine daha yüksek mukavemete sahip Grade 80 (550 MPa) çeliğinin kullanılmasını inceleyerek tasarım gereksinimlerini belirlemeyi amaçlamıştır. Bu çeliğin ACI 318'e göre az bir değişiklik ile kullanılabilirliği belirlenmiştir. Grade 100 (690 MPa) ve Grade 120 (820 MPa) çelikleri için ise daha geniş çaplı bir çalışma yapılması gerektiği belirtilmiştir. [3]

### **Yöntem**

Deneysel olarak yürütülen bu çalışma kapsamında 3 adet kirişi temsil eden ve 1 adet kolonu temsil eden numune hazırlanarak eğilme testine tabi tutulmuştur. Numuneler 1, 2a, 2b ve 3 olarak adlandırılmışlardır. Numune 1 yalnızca geleneksel betonarme çeliği içermektedir. Diğer numunelerde hem çelik halat hem de geleneksel betonarme çeliği kullanılmıştır. 2a ve 2b numuneleri tipik numunelerdir. 1, 2a ve 2b numunelerine dört nokta monotonik eğilme testi, 3 numunesine ise üç nokta çevrimsel eğilme testi yapılmıştır. Bütün numuneler için orta nokta

kuvvet açıklık ortası görelî yerdeğiştirme değerleri okunmuştur. Normal kuvvetin etkisi araştırılmadığından, deney numunelerine eksenel kuvvet uygulanmamıştır. 3 numaralı numunenin çok az veya sınırlı seviyede normal kuvvete maruz kalan kolonları temsil ettiği dūřünüerek çalışmaya dahil edilmiştir. Dolayısıyla herhangi bir normal kuvvet uygulanmadan çevrimsel yūklemeye tabi tutulmuştur. Bu çalışmanın sonuçlarına gōre ilerleyen çalışmalarda farklı durumlar için de çalışma yapılabilereği dūřünülmüřtür. Deneyler sūresince numunelerde oluşan çatlaklar ve çatlak ilerlemeleri gōrsel olarak incelenmiştir. Deneysel çalışmayı desteklemek amacıyla analitik bir çalışma da yapılmıştır. Deney dūzenekleri sonlu elemanlar yōntemiyle matematiksel olarak modellenmiştir. Deney sonuçları ile analitik hesap sonuçları karşılaştırılmıştır. Analitik modelleme için Vector5 isimli program kullanılmıştır.

## Malzeme Karakteristik Özellikleri

### Beton

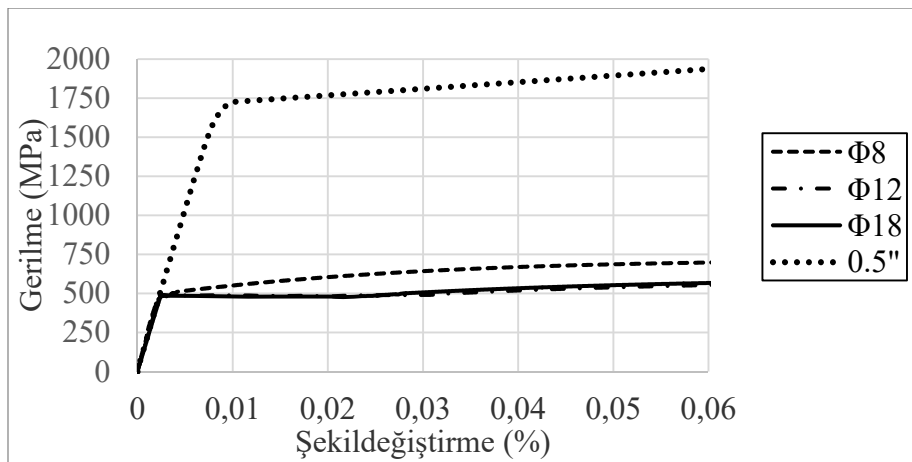
Betonun basıncı dayanımı 150 mm ebatlarındaki 2 adet betonarme kūp numune kullanılarak 32.2 MPa ve 30.6 MPa olarak belirlenmiştir. Basıncı dayanımı değerleri kūp numune dayanımından silindir basıncı dayanımına çevrilmiştir. Analitik özömlenmede silindirik basıncı dayanımı kullanılmıştır.

### Geleneksel Betonarme eliği

Deneyde kullanılan çekme donatısının akma dayanım değeri 480 MPa olarak bulunmuştur. Deneyde kullanılan çaplar sırasıyla boyuna donatılar için 18 ve 12, kesme donatıları için de 8 mm'dir. 3 çap için de 3'er adet olmak ũzere toplamda 9 adet donatı için çekme testi yapılarak gerilme Şekildeğiştirme grafikleri elde edilmiştir. Şekildeğiştirme değerleri %6'ya kadar verilmiştir.

### elik Halat

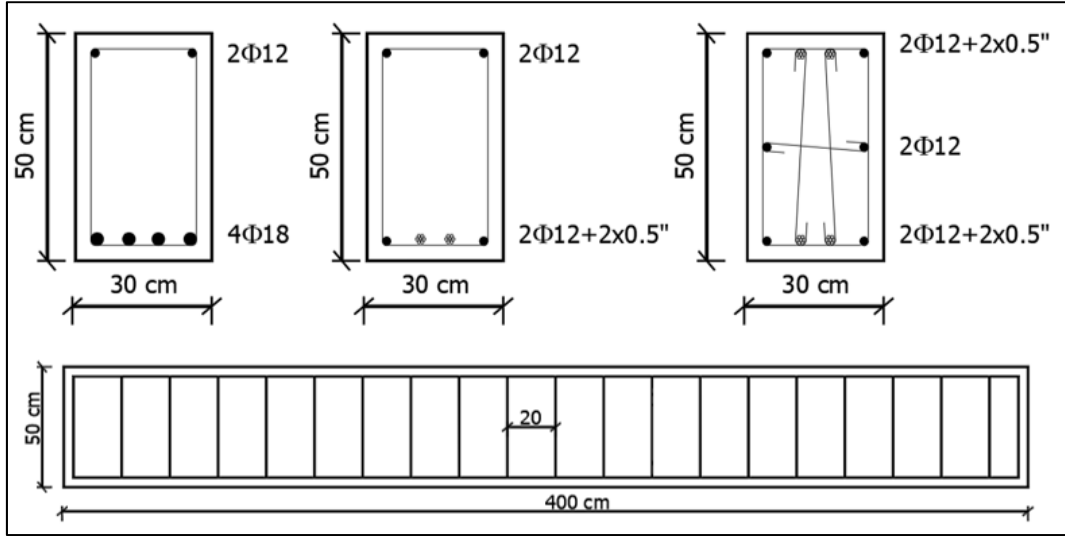
Bu çalışmada elik halat olarak 0.5 in çapında toronlar kullanılmıştır. elik halatlara çekme testi uygulanarak karakteristik Őzellikleri belirlenmiştir. Bu deney sonuçlarına gōre elik halat elastisite modūlü 207000 MPa, akma dayanımı 1730 MPa ve çekme dayanımı 1960 MPa olarak belirlenmiştir.



Şekil 1 - elik halat ve S420 betonarme çeliği gerilme Şekildeğiştirme değerleri.

## Numune Özellikleri

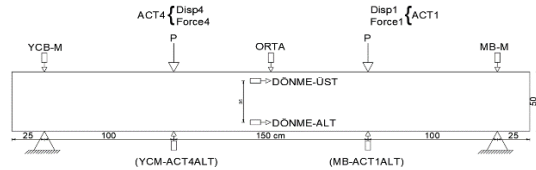
Deney numuneleri 1, 2a, 2b ve 3 olarak isimlendirilmişlerdir. Bütün numunelerin genişlikleri 30 cm, yükseklikleri 50 cm, boyları ise 4 m olarak teşkil edilmişlerdir Kesme donatısı olarak bütün kirişlerde 8 mm çapında ve 20 cm aralıklarla etriye konmuştur. 1 numaralı numune yalnızca betonarme çeliği ile donatılmıştır. Altta 18 mm çapında 4 adet donatı üstte 12 mm çapında 2 adet montaj donatısı kullanılmıştır. 2a ve 2b numuneleri tipik olup S420 çeliği ve çelik halat ile beraber donatılmışlardır. Deney sonuçlarının doğruluğunu ve aynı tip numuneler için benzer sonuçların çıktığını teyit etmek için 2a ve 2b numuneleri tip numune olarak düşünülmüştür. Altta 12 mm çapında 2 adet S420 çeliği köşelerde, 2 çelik halat ortada ve üstte 12 mm çapında 2 adet S420 donatısı kullanılmıştır. 3 numaralı numunede altta 12 mm çapında 2 adet S420 çeliği köşelerde, 2 adet çelik halat ortada ve üstte 12 mm çapında 2 adet S420 çeliği köşelerde ve 2 adet çelik halat ortada kullanılmıştır. Gövde bölgesinde 2 adet 12 mm çapında S420 donatısı koyulmuştur. Çelik halatlar, kiriş uçlarına yerleştirilen 100x150x5mm boyutlarındaki plakalara 3mm kaynak ile ankre edilmiştir.



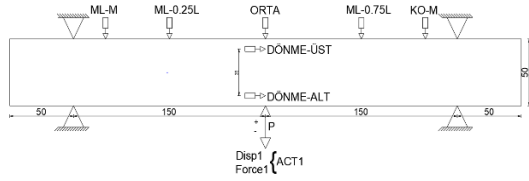
Şekil 2 - Sırasıyla 1, 2a (2b) ve 3 numuneleri en kesitleri ve boykesiti

## Deney Düzenekleri

1, 2a ve 2b numaralı numuneler monotonik, 3 numaralı numune ise çevrimsel yükleme ile yüklenmiştir. Dolayısıyla 2 deney düzeneği kullanılmıştır. 1. deney düzeneğinde mesnet noktalarında, yükleme noktalarında ve orta noktada düşey yerdeğiştirmeler okunmuştur. Kiriş kesitinin orta bölgesinde altta uzama ve üstte kılma değerleri okunmuştur. 2. Deney düzeneğinde mesnetlerde, mesnetlerden 75 cm uzakta ve orta noktalarda düşey yerdeğiştirmeler okunmuştur. Kiriş kesitinin orta bölgesinde altta uzama ve üstte kılma değerleri okunmuştur. Uzama ve kılma betonun dışına yerleştirilen aletlerle ölçülmüştür. Donatıların üzerine herhangi bir şekildeğiştirme ölçer yerleştirilmemiştir.



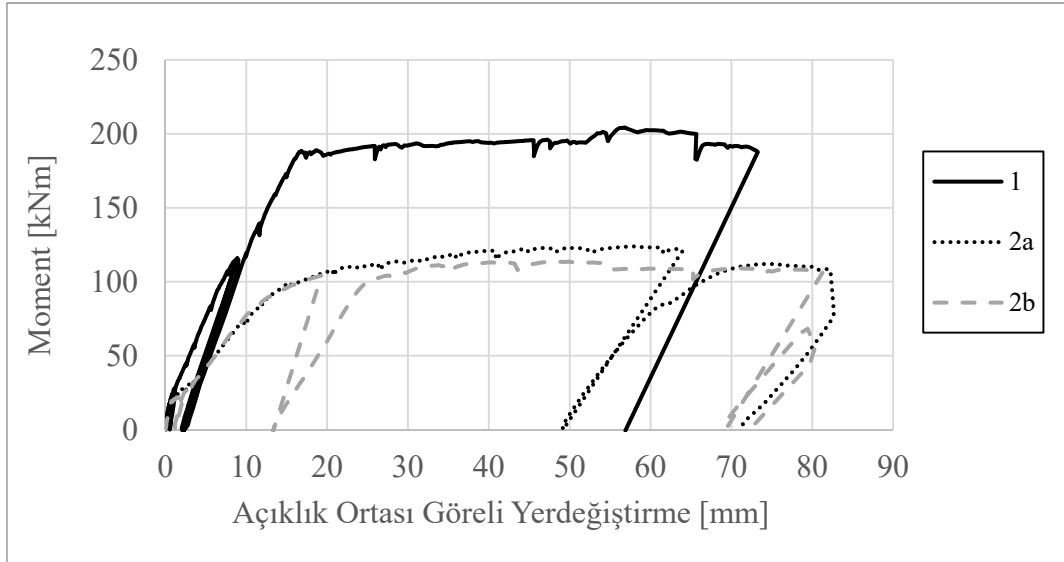
Şekil 3 - Numune 1, 2a ve 2b test düzeneği



Şekil 4 - Numune 3 test düzeneği

### Deney Sonuçları

Sadece geleneksel donatı içeren 1 numaralı numunede eğilmeden dolayı ilk çatlak oluştuğu moment 18 kNm olarak okunmuştur. İlk kayma çatlak ise 85.5 kN yükte meydana gelmiştir. 190.2 kNm momentinde betonda basınç ezilmeleri oluşmuştur. Bu numune betonarmeden beklenen sünek davranışı, çatlak oluşumlarını göstermiştir. 2a numunesinin ilk eğilme çatlak 22 kN yükte, ilk kayma çatlak 72.4 kN yükte oluşmuştur. 2b numunesinin ilk eğilme çatlak 17 kN yükte oluşmuştur. İki numunenin de eğilme çatlakları açıklık ortasına yakın bölgelerde oluşmuştur. 2 numune için de moment açıklık ortası yerdeğiştirme değerleri birbirine yakındır.

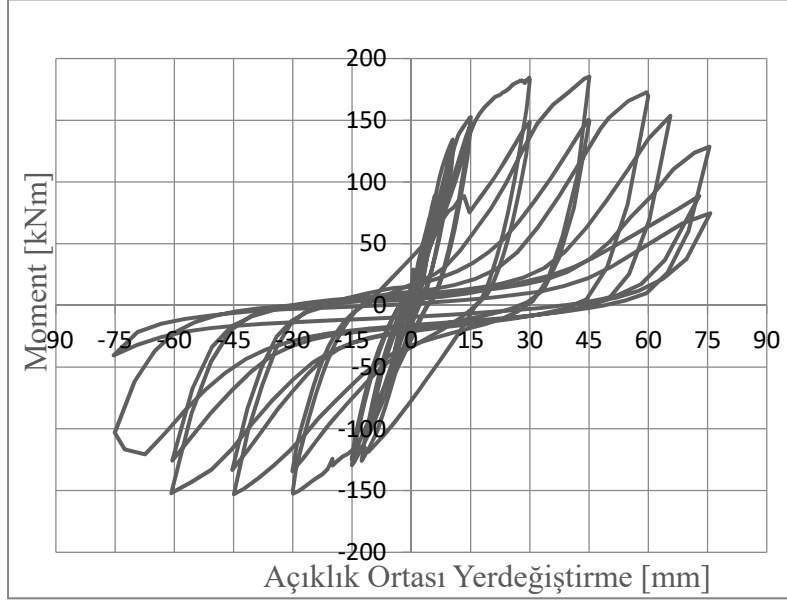


Şekil 5 - Numune 1, 2a ve 2b açıklık ortası moment yerdeğiştirme.

Çelik halatlı 2a ve 2b numuneleri çekme donatısı miktarları numune 1 ile eşdeğer çekme kuvvetine sahip olacak şekilde belirlenmiştir. Buna göre numune 1 yaklaşık 200 kNm moment kapasitesine sahipken, yaklaşık aynı moment kapasitesine ulaşması gereken 2a ve 2b numuneleri yaklaşık 120 kNm moment kapasitesine ulaşmıştır. Deneyler sırasında çelik halatların betondan sıyrıldığı gözlemlenmiştir. Sıyrılmadan dolayı yaşanan aderans kayıpları çelik halatların beton ile tam çalışmasını engellemiştir. Dolayısıyla çelik halatların beklenen şekilde değiştirmeleri yapamadığı ve akma dayanımına ulaşamadığı görülmüştür. Bu da kirişlerin beklenenden yüzde 40 daha az moment kapasitesine ulaşmalarına neden olmuştur. İlk eğilme çatlakları bakımından geleneksel numune ve çelik halatlı numuneler yakın değerleri almıştır. Yüklemelerin devamında çatlaklar incelendiğinde geleneksel numunedeki çatlakların çelik halatlı numunelerdekilere göre daha sık ve genişliklerinin daha az olduğu görülmüştür. Geleneksel numunede eğilme çatlakları orta bölgede yoğunlaşmış ve sıklaşmıştır. Çelik halatlı numunelerde çatlaklar daha hızlı ilerleme kaydetmiştir. Çelik halatlar geleneksel betonarme çelikleriyle beraber kullanıldıklarında, çelik

halatlardaki aderans kayıpları kesitin istenildiği gibi moment kapasitesine ve çatlak düzenine ulaşmasını engellemektedir.

3 numaralı numune çevrimsel yüklemeye tabi tutularak davranışı gözlenmiştir. Çatlak oluşumları, hasar ilerlemeleri takip edilmiştir. Bu kesitin moment kapasitesinin 220 kNm mertebesinde olması beklenirken deneyde ulaştığı en yüksek moment değeri 175 kNm mertebesinde dir. Beklenen ile görülen arasında yaklaşık %20 fark görülmüştür. Bu numunede oluşan çatlaklar aralıklı ve ilerlemelerinin hızlı olduğu görülmüştür. Çelik halatların beton ile aderansı yeterli olmadığından, çelik halatlar akma kapasitelerine ulaşamamıştır. Bu durumda beklenen moment kapasitesine ulaşamamıştır.



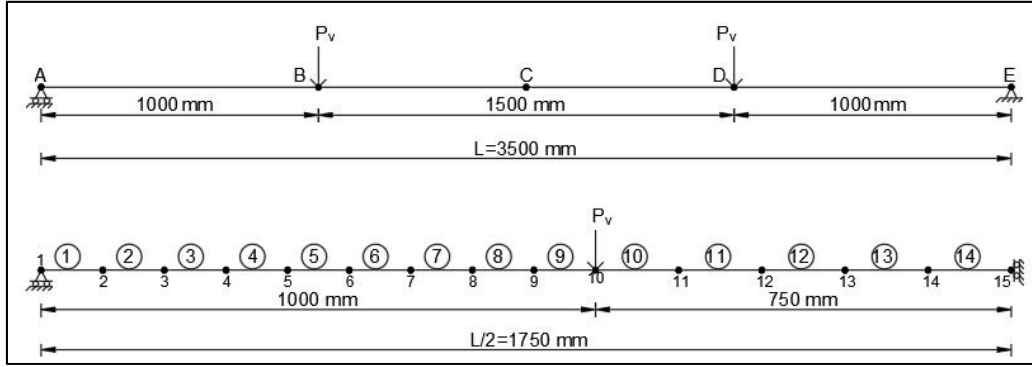
**Şekil 6** - Numune 3 açıklık ortası moment yerdeğiştirme.

## ANALİTİK ÇALIŞMA

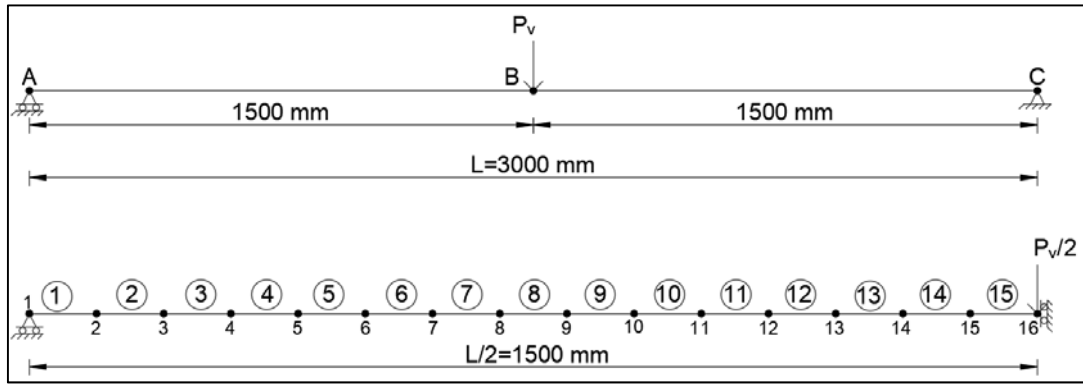
### Vector5 ile Sonlu Eleman Analizi

Deneysel çalışmada elde edilen sonuçları doğrulamak üzere Vector5 programı kullanılarak analitik çözümleme yapılmıştır. Vector5 rijitlik yöntemi kullanarak önce çerçeve çözen sonra da her eleman için eleman uzunluğu boyunca yayılı doğrusal olmayan fiber model yaklaşımıyla kesit analizi yaparak her kesitte, dengelenmemiş kuvvetleri dengelemeye çalışarak yatay kuvvet dengesini bulur. Sonuç olarak her eleman için iç kuvvetleri, her elemandaki fiberler için şekildeğiştirme, gerilme, kuvvet gibi değerleri vermektedir. Sistem simetrik olduğundan kirişin yarısı modellenmiştir. Sol mesnet yatayda kayıcı, sağ mesnet ise dikeyde kayıcı ankastre mesnet olarak kabul edilmiştir. 15 düğüm noktası tanımlanarak 14 eleman oluşturulmuştur. Yüke kadar olan 1 metrelik parça 111.1 milimetrelik 9 elemana, kuvvetten açıklık ortasına kadar olan 750 milimetrelik parça 150 milimetrelik 5 parçaya bölünmüştür. 10. nokta kuvvetin etkidiği ve itme analizi için düşey yerdeğiştirmenin verildiği noktadır.

Numune 3 için iki mesnet arası 3000 mm'dir. Toplamda 16 düğüm noktası ve 15 eleman oluşturulmuştur. Her eleman 100 mm uzunluğunda olup, 15 eleman 1500 mm kiriş uzunluğu tanımlanmıştır.



Şekil 7 - Numune 1, 2a ve 2b sonlu eleman modeli



Şekil 8 - Numune 3 sonlu eleman modeli

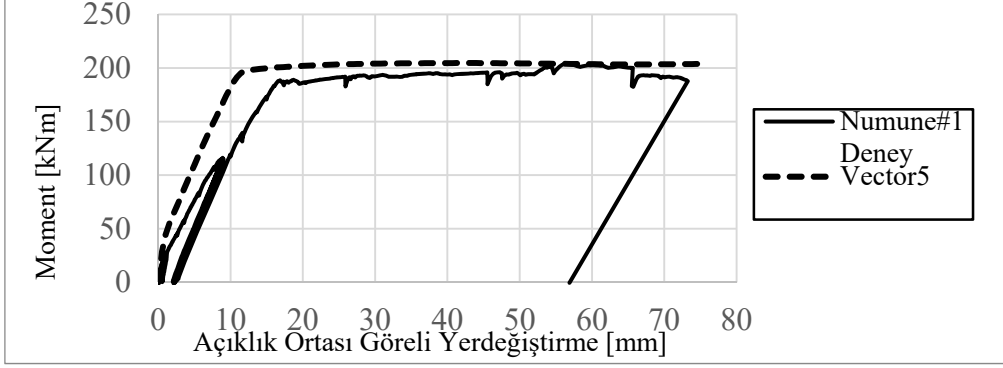
Deneyde kullanılan donatılar için çekme testi sonuçları analitik modelde malzeme modeli olarak kullanılmıştır. Deneyde kullanılan beton için gerilme şekildeğiştirme deneyi yapılmadı, yalnızca 2 adet küp numuneye basınç testi yapıldı. Bu iki numunenin 22 günlük ortalama kübik basınç dayanımı 31.4 MPa olarak hesaplandı ve silindirik basınç dayanımına çevrildi. Silindirik basınç dayanımı 24 MPa olarak kabul edildi. Vector5 programında programın kabul ettiği sargılı ve sargısız beton modelleri kullanıldı. Çelik halatın gerilme şekildeğiştirme özellikleri, çekme deneylerinin sonuçlarından elde edilmiştir. Öngerme halatları için TS 3233'te kabul edilen elastisite modülü 190000 olmasına rağmen çekme deneyleri sonucu çıkan değer olan 207000 MPa elastisite modülü olarak kabul edilmiştir. Akma dayanımı 1730 MPa akma şekildeğiştirmesi 0.0084 ve çekme dayanımı 1960 MPa ve şekildeğiştirmesi 0.065 olarak alınmıştır.

### Deney ve Analitik Sonuçların Karşılaştırılması

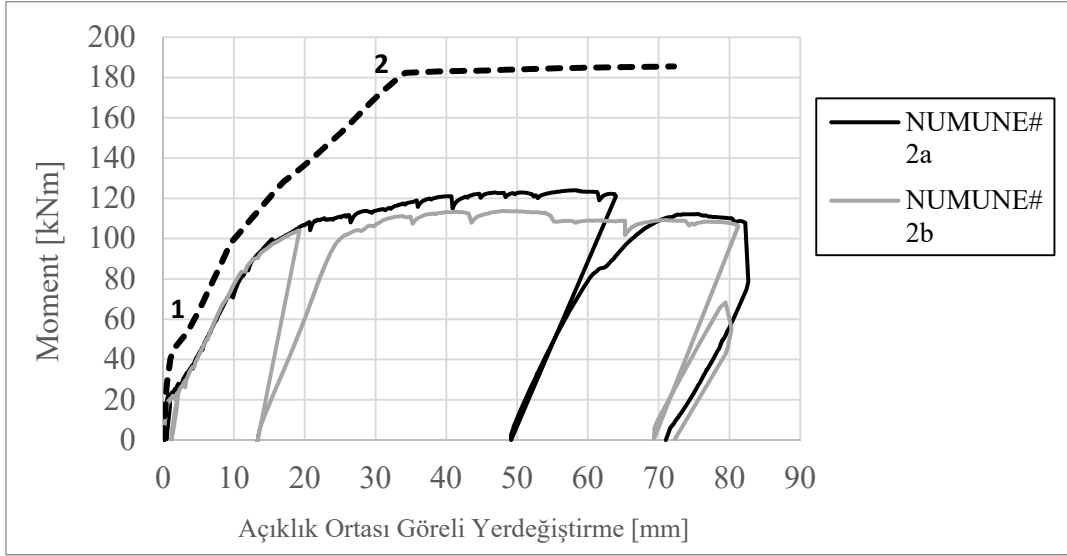
Numune 1 için Vector5 programı kullanılarak yapılan çözümün deney sonuçlarına yakın olduğu görülmektedir.

İlk numunede deney sonuçları analitik hesap ile yakın sonuçlar vermiştir. Dolayısıyla beton ve geleneksel betonarme çeliği için malzeme modellerinin doğrulandığı kabul edilmiştir. Çelik halat için de malzeme modeli eklenerek itme analizi gerçekleştirildi. Hem çelik halat hem de geleneksel betonarme çeliği içeren 2a ve 2b numuneleri için analitik sonuçlar ile deneysel sonuçlar belli bir noktaya kadar yakınlık göstermektedir. Bir noktadan sonra sonuçlar birbirinden ayrılmaya başlamıştır. Şekil 9'da gösterilen bu 1 numaralı nokta geleneksel betonarme çeliğinin akmaya

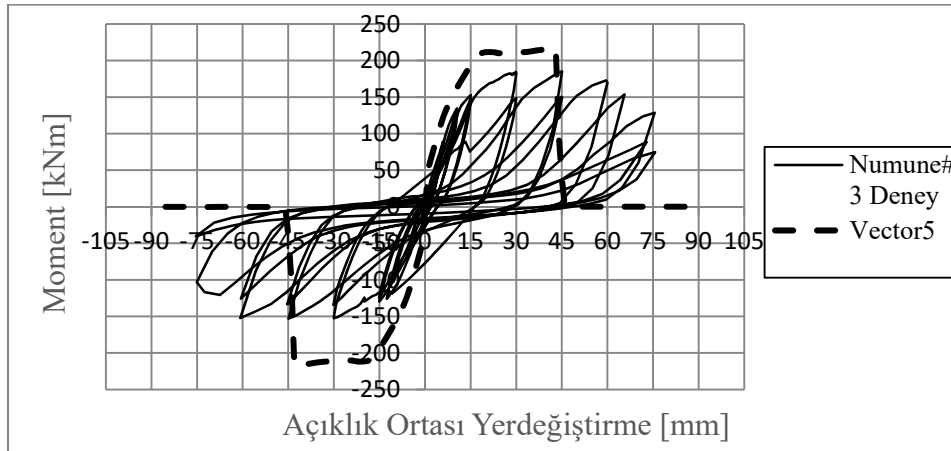
başladığı andır. Bu noktadan sonra analitik hesapta kesitin taşıyabildiği momentin arttığı görülmüştür. 2 numaralı noktadan itibaren kesitin taşıdığı momentin yataylaştığı noktadır. Bu nokta ise çelik halatın akmaya başladığı andır. Deney sonuçlarında çelik halatların akma kapasitelerine ulaşamadığı görülmektedir.



Şekil 9 - Numune 1 Deney ve Vector5 sonuçları



Şekil 10 - Numune 2a ve 2b analitik ve deney sonuçları



Şekil 11 - Numune 3 analitik ve deney sonuçlarının karşılaştırılması



Çelik halatın kullanıldığı betonarme elemanlarda tersinir yükler altındaki davranışın incelenmesi amacıyla, 3 numaralı numune çevrimsel yüklemeyle test edilmiştir. Çevrimsel yüklenen elemana herhangi bir normal kuvvet etkililmemiştir. Çevrimsel yükleme analizinden önce monotonik yükleme analizi yapılarak deney sonuçlarında elde edilen çevrimsel yükleme moment açıklık ortası yerdeğiştirme grafiğinde iskelet eğrisi yakalanmaya çalışılmıştır. Şekil 10'da numune 3 için deney ve analiz sonuçları verilmiştir.

### Çelik Halat Malzeme Dayanımının Değiştirilmesi ile Vector5 Analizi

Çelik halatın ve geleneksel betonarme çeliğinin beraber kullanılması durumunda, malzeme modelleri aynen kullanılarak oluşturulan analitik modeller deney sonuçlarını yakalayamamaktadır. Bunun sebebi aderans kayıplarından dolayı çelik halatın akma değerlerine ulaşamamasıdır. Dolayısıyla ortalama bir gerilme hesaplanarak, bu bulunan değer çelik halat için akma değeri olarak kullanılacaktır. Çekme bölgesindeki betonarme çeliği ve çelik halatlar düşünülürse, üzerlerine gelecek toplam yük altında bir  $\Delta$  yerdeğiştirmesi yaptıkları kabul edilip, toplam uzunluğa da  $L$  denilirse, şekildeğiştirme denklem 1'deki bağıntı yazılabilir.

$$\frac{\Delta}{L} = \varepsilon_{ort} = \varepsilon_1 = \varepsilon_2 \quad (1)$$

Bu hesaplanan ortalama şekildeğiştirme betonarme kesitlerde düzlem kesit düzlem kalır kabulü yapıldığından, tarafsız eksene dik uzaklığı aynı olan iki eleman için aynı olmalıdır. Dolayısıyla denklem 1'de gösterilen ifadedeki  $\varepsilon_1$  olarak ifade edilen betonarme çeliği şekildeğiştirmesi,  $\varepsilon_2$  olarak ifade edilen çelik halat şekildeğiştirmesi ile aynı ve  $\varepsilon_{ort}$  değerine eşit olmalıdır.  $F_1$  geleneksel betonarme çeliğinde oluşan kuvvet,  $F_2$  ise çelik halatta oluşan kuvvettir. Çelik halatın akma anında çekme bölgesinde bir kuvvet eşitliği yazılabilir. Bu kuvvet denkliği kullanılarak ortalama gerilme bulunabilir. Geleneksel betonarme çeliğinin taşıdığı kuvvet denklem 2 ile hesaplanabilir.

$$F_1 = A_{s1} \times \sigma_1 \quad (2)$$

Çelik halatın taşıdığı kuvvet denklem 3 ile hesaplanabilir.

$$F_2 = A_{s2} \times \sigma_2 \quad (3)$$

Çekme bölgesindeki toplam kuvvet ise  $F_1$  ve  $F_2$  kuvvetlerinin toplamına eşit kabul edilebilir.

$$F = F_1 + F_2 \quad (4)$$

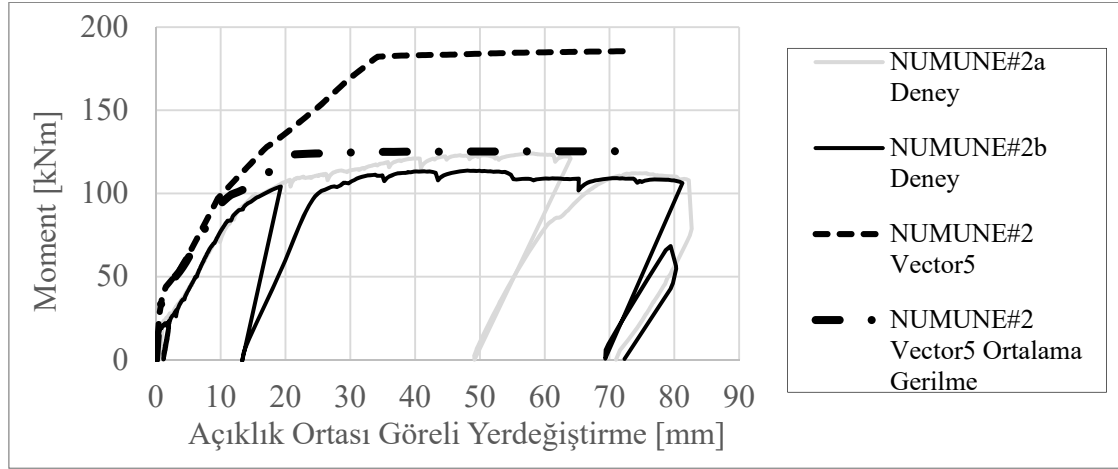
Denklem 5 kullanılıp geleneksel betonarme çeliği ve çelik halatın taşıdığı toplam kuvvet, bu kuvveti taşıyan toplam çekme donatısı enkesit alanına bölünerek ortalama bir gerilme hesaplanabilir.  $\sigma_1$  geleneksel betonarme çeliği için,  $\sigma_2$  çelik halat için sırasıyla gerilme durumlarıdır.  $A_{s1}$  ve  $A_{s2}$  de sırasıyla geleneksel betonarme çeliği ve çelik halat için çekme bölgesindeki toplam enkesit alanlarıdır.

$$\sigma_{ort} = \frac{\sigma_1 \times A_{s1} + \sigma_2 \times A_{s2}}{(A_{s1} + A_{s2})} \quad (5)$$

Çelik halatın akma anında gerilmesi 1730 MPa, geleneksel betonarme çeliğinin gerilmesi 480 MPa, çelik halatın çekme bölgesindeki toplam enkesit alanı 189.2 mm<sup>2</sup> ve geleneksel betonarme çeliğinin çekme bölgesindeki toplam enkesit alanı 226 mm<sup>2</sup> olarak alınıp denklem 5'te yerine konursa ortalama gerilme 1050 MPa olarak bulunabilir.

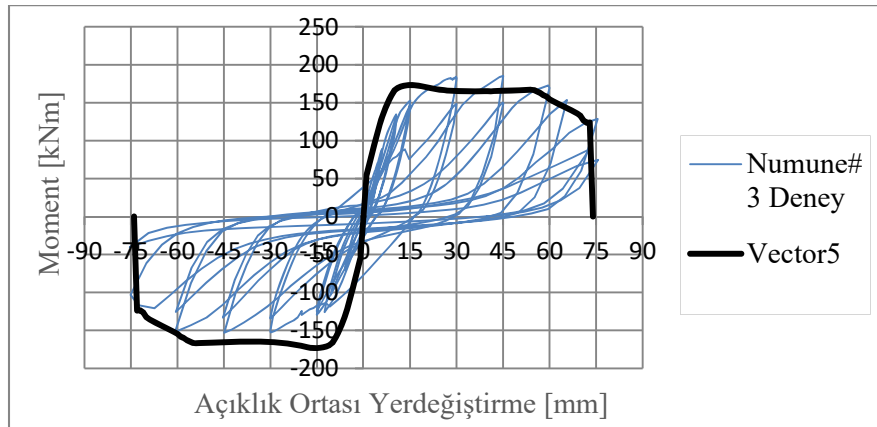
$$\sigma_{ort} = \frac{480 \times 226 + 1730 \times 189.2}{(226 + 189.2)} = 1050 \text{ MPa} \quad (6)$$

Bu değer çelik halatın akma dayanımı olarak kabul edilmiştir. Şekil 11'de 2a ve 2b numuneleri için deney sonuçları, gerçek malzeme modellerinin kullanıldığı analitik çözüm ve hesaplanan ortalama gerilmenin kullanıldığı analitik çözüm yer almaktadır.



Şekil 12 - Numune 2 deney ve analitik sonuçlar

Ortalama gerilme ile hesaplanan moment açıklık ortası yerdeğiştirme eğrisinin deney sonuçlarına yakınlığı belirlenmiştir. Bu değerler çelik halatın akma dayanımına ulaşmadığını belirli bir gerilme değerinde yataylaştığını göstermiştir. Bu değer ortalama şekildeğiştirmeler kullanılarak hesaplanan ortalama gerilme değeridir. Numune 3 için de numune 2 için yapılan kabuller yapılarak Vector5 programında yine çelik halat için ortalama gerilme değeri girilerek analiz yapılmıştır. Bu grafiklere bakıldığında ortalama gerilme değerleri kullanılarak hesaplanan değerler gerçek sonuçlara yakın değerler almaktadır.



Şekil 13 - Numune 3 deney ve analiz (ortalama gerilme) sonuçları

## SONUÇ

Bu çalışmada betonarme kirişlerde ve sınırlı düzeyde normal kuvvete maruz kalan betonarme kolonlarda eğilme donatısı olarak geleneksel betonarme çeliği S420 ile beraber yüksek mukavemetli çelik halatların kullanılması araştırılmıştır. Bu amaçla kirişi temsil eden 3, kolonu temsil eden 1 numune deneye tabi tutulmuştur. Çelik halatların herhangi bir kuvvet verilmeden betonarme kirişlerde ve eksenel kuvvetin ihmal edilebilecek düzeyde olduğu betonarme kolonlarda kullanılması deneysel ve analitik olarak incelenmiştir. Çelik halatlı numunelerdeki donatı miktarı, yalnızca geleneksel betonarme çeliği içeren numune ile eşdeğer çekme kuvvetini verecek şekilde belirlenmiştir. Bu durumda donatılar akma kapasitelerine ulaşırlarsa yaklaşık olarak aynı moment kapasitesine sahip olacaklardır. Deney sonucunda geleneksel ve çelik halatlı numunelerin aynı moment kapasitelerine ulaşamadıkları görülmüştür. Geleneksel numune yaklaşık 200 kNm, çelik halatlı numuneler yaklaşık 120 kNm momente erişmişlerdir. Deneylerde çelik halatların betondan sıyrılması ve aderans kayıpları yaşaması sebebiyle istenen şekilde değiştirmelere ve gerilmelere ulaşamadığı gözlemlenmiştir. Bu nedenlerden dolayı çelik halatlı numunelerin moment kapasitelerine ulaşamadığı ve kontrol numunesine göre %40 daha az kapasiteye ulaştığı görülmüştür.

Kirişlerde oluşan eğilme çatlakları da deney süresince gözlenmiştir. Çelik halatlı numunelerde çatlaklar daha hızlı yayılmıştır. Bu kirişlerdeki eğilme çatlakları daha az sayıda, daha fazla genişlikte ve daha seyrek olarak görülmüştür.

Numune 1 deney sonuçları ile örtüşecek şekilde Vector5 programı ile analizler yapılarak malzeme modelleri doğrulanmıştır. Numune 1 ve numune 2 için deney düzeneği dahil diğer her değişken aynı olduğu için yalnızca numune 2 analitik modelinde kesite çelik halatlar tanımlanarak Vector5 programında analiz yapılmıştır. Çıkan sonuçların deney sonuçlarına yakın olmadığı görülmüştür. Analitik olarak düzlem kesit düzlem kalır kabulü yapıldığından çelik halatın tam olarak kuvvet taşıdığı kabul edilmektedir. Gerçekte ise çelik halatın akma değerine ulaşamadığı belirlenmiştir. Buradan yola çıkarak ortalama gerilme hesaplanarak, analitik modelde çelik halatın akma ve çekme dayanım değerleri ortalama gerilme değerine göre yeniden girilmiştir. Çıkan sonuçların deney sonuçları ile yakın olduğu görülmüştür.

Son numune için, deney düzeneği değiştirildiği için yeniden düğüm noktaları tanımlanarak eleman ağı oluşturulmuştur. Donatılar da kesit içine tanımlanarak gerçek malzeme değerleriyle analiz yapılarak deney sonucu elde edilen çevrimsel yüklemde elde edilen yük yerdeğiştirme ve moment yerdeğiştirme değerleri için iskelet eğrileri çıkarılarak sonuçlar karşılaştırılmıştır. Analitik sonuçlar ile deney sonuçlarının birbirinden farklı olduğu görülmüştür. Numune 3 için çelik halatın akma ve çekme dayanımları ortalama gerilme seviyelerine düzeltilip tekrar analiz yapılmıştır. Bu durumda iskelet eğrisinin deney sonuçlarını yakaladığı belirlenmiştir.

Bu deneysel çalışmada donatılara şekildeğiştirme ölçerler yapıştırılamamıştır. Dönme ve eğrilik değerlerini hesaplamak amacıyla kirişlerin orta noktalarında beton dış yüzeylerine yatay yerdeğiştirme ölçerler yerleştirilmiştir. Deney sonuçlarının hem kendi içinde hem de analitik sonuçlarla karşılaştırılması moment açıklık ortası görelî yerdeğiştirme üzerinden yapılmıştır.

Gelecekte yapılacak çalışmalarda betonarme çeliğine ve çelik halata şekildeğiştirme ölçerler yapıştırılması, daha farklı donatı düzenlemeleriyle daha fazla sayıda betonarme numunesi hazırlanması daha detaylı incelemeler yapılmasını sağlayacaktır.

Bu çalışma hakkında her aşamadaki detaylı bilgiler Yazar (2019)'da bulunabilir. [12]

### **Kaynaklar**

1. Arsava, T., (2011). "Investigating Use Of Untensioned Prestressing Strands In Reinforced Concrete Flexural Members", Graduate Thesis, Atılım University, The Graduate School Of Natural And Applied Sciences, Istanbul.
2. B. Giduquio, Min-Yuan Cheng, and Leonardus S. B. Wibowo (2015). High-strength flexural reinforcement in reinforced concrete flexural members under monotonic loading, ACI Structural Journal, V. 112, No. 6, November-December.
3. Kelly, D.J. & Lepage, Andres & Mar, David & Restrepo, Jose & Sanders, J.C. & Taylor, A.W. (2014). Use of high-strength reinforcement for earthquake-resistant concrete structures. NCEE 2014 - 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering: Frontiers of Earthquake Engineering. 10.4231/D3Z31NP6Z.
4. Chu, P. and Guner, S. (2016), "User Bulletin 5: Determination of Material Properties," Online Publication, 11 pp.
5. Guner, S. and Vecchio, F. J. (2008), "User's Manual of VecTor5," Online Publication, 88 pp.
6. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R., 1988, Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of the Structural Division. Vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826.
7. Viana, H. F. and Guner, S. (2014), "User Bulletin 1: Beam Modeling with VecTor5," Online Publication, 20 pp.
8. TBDY, 2018. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Ankara.
9. TS500, 2000. Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
10. TS708, 2016, Çelik - Betonarme için - Donatı çeliği, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
11. Yazar, Muzaffer. *Betonarme Kirişlerde Çelik Halat Kullanımının Yapısal Davranışa Olan Etkisinin İrdelenmesi*. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, 2019.

## Az Katlı Binalar İçin Çapraz Yay Gruplarından Oluşan Yeni Bir Sismik Yalıtım Sistemi

Varol KARAYEL<sup>1</sup>, Ercan YÜKSEL<sup>2</sup>, Tansu GÖKÇE<sup>3</sup>, Fatih ŞAHİN<sup>4</sup>

### ÖZET

Az katlı bina türü taşıyıcı sistemler için yeni bir sismik yalıtım sistemi geliştirilmiştir. Tümüyle yerli malzeme kullanılarak oluşturulan sistemde; sismik yalıtım katı, iki ucu mafsalı çelik kolonlar ile çapraz yay kutularından oluşmaktadır. Önerilen sismik yalıtım sisteminin etkinliğinin belirlenmesi için sarsma masası deneyleri ve sayısal çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Üç boyutlu, ¼ ölçekli, üç katlı çelik çerçeve, sismik yalıtım katlı ve ankastre durumlar için gerçek deprem kayıtları etkisinde tek eksenli sarsma masası üzerinde denenmiştir. Deneylerde, sismik yalıtım katlı numunede masa üzerindeki ivmelerin katlara geçişte önemli ölçüde küçüldüğü tespit edilmiştir. Sismik yalıtım uygulanmış numunede kararsızlık ve deprem sonrasında merkeze dönme problemi yaşanmamıştır. Sismik yalıtım uygulanmış numunede kullanılan çelik kolonların uçlarındaki mafsalarda sürtünmeden dolayı oluşan eşdeğer sönümün kritik sönümün yaklaşık %20'si düzeyinde olduğu tespit edilmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Deprem güvenliği, sarsma masası deneyi, sismik yalıtım, yay kutusu, zaman tanım alanında analiz.

### ABSTRACT

#### **A New Seismic Isolation System Made of Spring Tube Braces for Low-rise Buildings**

For low-rise buildings, a new seismic isolation system based on spring tube braces was studied. An isolation story consisting of pin-ended steel columns and spring tube braces is arranged at the foundation level and/or any intermediate story of the building. A series of experimental and analytical studies were carried out to evaluate the capability of the proposed seismic isolation system. Three-story ¼ scale 3D steel frames, with the proposed seismic isolation story and fixed base model, were tested on the uni-axial shake table. The transmitted accelerations from ground to floor levels were largely diminished by means of the isolation system, contrary to the fixed-based specimen. Results showed no stability or self-centering problems for the proposed isolation

---

1 İF Mühendislik ve Müşavirlik Ltd., İstanbul - ifmuh@ifmuhendislik.com.tr

2 İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İstanbul - yukselerc@itu.edu.tr

3 University of Bristol, Dept. of Civil Engineering, Bristol, UK - tansu.gokce@bristol.ac.uk

4 İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İstanbul - sahinmehm@itu.edu.tr

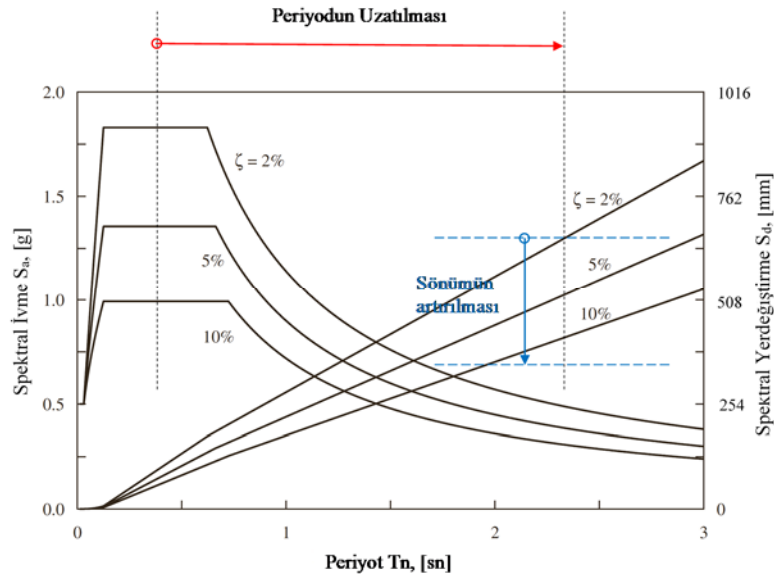
system. The equivalent damping arising from the seismic isolation story was roughly 20%. This relatively high damping property can be attributed to the friction on the pinned connections of the beam to the columns of the isolation story.

**Keywords:** Seismic safety, shaking table test, base isolation, spring tube, time history analysis.

## 1. GİRİŞ

Binaların kuvvetli yer hareketleri sırasında yıkıcı hasarlardan korunabilmesinin, doğal titreşim periyotlarının uzatılması ve ilave sönüm sağlanması ile mümkün olabileceği bilinmektedir, [1], [2], (Şekil 1). Pasif sismik yalıtım yöntemlerinin esasları da bu prensiplere dayanmaktadır, [3], [4]. Bu çalışmada önerilen yeni sismik yalıtım sisteminin çıkış noktası, deprem mühendisliğinde istenmeyen bir göçme biçimi olan *yumuşak kat hasarlı* binalar üzerinde yapılan gözlemler olmuştur.

Bu gözlemler, çoğu kez hasarların yumuşak katta toplandığını, üst katların ise az hasarlı ya da tümüyle hasarsız olduğunu göstermiştir. Buradan çıkarılabilecek iki önemli sonuç; *i.* Binaya giren deprem enerjisinin çok önemli bir bölümünün hasarlı yumuşak kat tarafından tüketildiği, *ii.* Yumuşak katın üst katlara nazaran görece düşük yatay rijitliği nedeniyle üst katlara geçen ivmelerde önemli azalmalar olduğudur. Tipik bir yumuşak kat hasarı, Şekil 2 'de yer alan fotoğrafta görülmektedir. Geçmiş bazı çalışmalarda binanın temel titreşim periyodunun uzatılmasının yollarından birinin yumuşak birinci kat kullanımı olduğu belirtilmektedir [5]. Esnek ilk kat kullanımı çok uzun yıllar önce yapı mühendisleri tarafından da önerilmiştir [6], [7], [8], [9]. Yapı mühendisleri çalışmalarında, ilk kat kolonlarına ait yatay rijitliklerin üst kat kolonlarına göre daha küçük tasarlanmaları halinde; deprem anında deformasyonların bu zayıf ilk katta toplanacağını ve üst katlara giden ivmelerin önemli ölçüde azalacağını belirtmişlerdir. Ancak bu durumda ilk kat yatay yerdeğiştirmeleri aşırı büyüyeceğinden, eksenel yüklerden dolayı oluşacak ikinci mertebeli momentlerinin ilk kat kolonlarında çok önemli hasarlara sebep olacağı ve binanın göçmeye kadar gidebileceğini de vurgulamışlardır.



Şekil 1 - Elastik tasarım spektrumu (A. Chopra).



Şekil 2 - Çok üniteli ahşap bir yapıda yumuşak kat hasarı (UC, Berkeley).

Fintel ve Khan [10], *yumuşak ilk kat yöntemi* olarak isimlendirdikleri değiştirilmiş önerilerinde; deprem sırasında ilk kat kolonlarının öncelikle akarak enerjinin çok önemli bölümünün yutulacağını ve yerdeğiştirmelerin de kontrol edileceğini belirtmişlerdir. Ancak Chopra ve diğ. [11], bu yöntem ile daha büyük sönüm elde edilmesi durumunda yerdeğiştirmelerin kontrol altına alınmasının güçleşeceği ve akmaya giden kolonları burkulmaya götüreceği yüklerin önemli ölçüde azalacağı; dolayısıyla, kolonların kararsızlığı ve göçmenin kaçınılmaz olacağını ifade etmiştir. Bu sebeple binadaki ivmeleri azaltacak *yumuşak ilk kat yöntemi*, mimarların estetik gereksinimleri için ihtiyaç duymalarına kadar geçecek çok uzun sürede göz önünde tutulmamıştır, [12]. Todorovska, eğik kolonlar kullanılarak üretilecek yumuşak bir katın fiziksel olarak sarkaç gibi davranacağından, sismik yalıtım sistemi olarak kullanılabilceğini belirtmiştir, [13]. Çalışmada uygun eğim açıları ve etkinlikleri yer hareketinin frekans içeriğine bağlı olarak araştırılmıştır. Comartin, yumuşak katlı binalarda eksenel yükün ikinci mertbe etkilerini ortadan kaldırmak üzere sismik güçlendirmeye yönelik ilave kolonlar önermiştir, [14]. Bu öneri aynı zamanda, ilave düşey taşıyıcı elemanlar kullanılarak ikinci mertbe etkilerinin engellenmesi durumunda, yumuşak katın sismik yalıtım katı olarak kullanılabilceğinin de bir ispatı olmaktadır.

Helisel yayların titreşimleri azaltmak üzere kullanımları yaygındır. Endüstriyel binaların içindeki ağır makine ve ekipmanların mesnetlerindeki titreşimlerin binanın diğer taraflarına geçişini engellemek üzere de helisel yaylar kullanılmaktadır. Standart bir yalıtım sistemi helisel yaylar ile kurşun veya viskoz sönümleyicilerden oluşmaktadır. Bu şekilde oluşturulacak bir sistem binaları sismik etkilerden korumak için kullanılabilir, [15]. Diğer taraftan bu tip uygulamalarda, yayların düşey rijitliği, daha çok düşey yer hareketleri için zayıf kaldığından, bina temelinde önemli miktarlarda kalkma oluşmakta, bunun olumsuz etkisi olarak da binanın uç bölgelerinde çok yüksek düşey ivmelenmeler ortaya çıkmaktadır, [16].

Günümüzdeki mevcut sismik yalıtım sistemleri öncelikle iki ana grupta toplanmaktadır. Bunlar sırasıyla; kauçuk veya kurşun çekirdekli kauçuk gibi elastomerik mesnetler ve sürtünmeli kayıcı mesnetlerdir, [17]. Doğal kauçuğun görece düşük sönüm özelliği sebebiyle (LDRB) ilave sönüm araçları da kullanılabilir, [18]. Yüksek sönümlü kauçuk mesnetler (HDRB) büyük yerdeğiştirme ve sönüm kapasitesine sahip olduklarından, [19] aynı zamanda ekonomik ve etkin sismik yalıtım elemanlarıdır, [20]. Enerji tüketiminin kurşun çekirdek vasıtasıyla sağlandığı kurşun çekirdekli kauçuk mesnetler (LRB) Avrupa, Japonya ve Yeni Zelanda'da yaygın olarak kullanılmaktadır, [21]. Düz veya eğri yüzeyli sürtünmeli kayıcı mesnetlerde enerji sürtünme vasıtasıyla tüketilmektedir, [22], [23].

Düşük maliyetli sismik yalıtım sistemlerinin geliştirilmesine ait araştırma çalışmaları da her zaman güncelliğini korumuştur. Calabrese, kauçuk atıklarından yararlanılarak düşük maliyetli bir sismik yalıtım sistemi geliştirmişlerdir, [24]. Çalışmada, elyafı güçlendirilmiş atık kauçuklardan oluşturulmuş sismik yalıtım sistemine sahip binanın dinamik davranışını değerlendirmek üzere

tek eksenli sarsma masası deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deneyler sonunda atık kauçukların düşük maliyetli sismik yalıtım potansiyeline sahip oldukları gösterilmiştir.

Doudoumis ve diğ. [25] düşük maliyetli bir sismik yalıtım sistemi elde etmek için bina temeli ile doğal zemin arasına sanal bir zemin tabakası yerleştirmiştir. Düşük kesme direncine sahip sanal zemin tabakasının kesme direnci kuvvetli sismik hareket sırasında aşılıarak bina temelinin kayması sağlanmaktadır.

## 2. AMAÇ

Bu çalışmanın amacı *kararlı yumuşak kat mekanizmasından* faydalanılarak az katlı binalar için düşük maliyetli yeni bir sismik yalıtım sisteminin geliştirilmesidir. Önerilen sistem sadece yeni inşa edilecek binalarda değil, deprem güvenliği yetersiz olan mevcut binalarda da kullanılabilir. Göreli düşük maliyeti sebebiyle gelişmekte olan ülkelerde kullanılması hedeflenmektedir. İki ucu mafsallı çelik kolonlar ve çapraz yay kutularından oluşan sismik yalıtım katı, binanın temel seviyesinde oluşturulabileceği gibi tercih edilen herhangi bir ara katında da teşkil edilebilir. Düşey yükler pandül çelik kolonlar ile taşınırken sistemin yatay kararlılığı çapraz yay kutuları tarafından sağlanmaktadır. Sismik yalıtım katının çelik kolonları, üst ve alt döşemelerine ve temele göre rijit kirişler ile bağlanmaktadır. Mafsallı bağlantıların sıklığı mafsallık üzerindeki pimler yardımıyla ayarlanmaktadır.

DeneySEL çalışmalardan önce deney numunelerinin matematik modelleri üzerinde bir ön analitik çalışma yapılmıştır. Bu çalışmada, önerilen sismik yalıtımlı sistem etkinliğinin gösterilmesine yönelik; taban kesme kuvveti, ivme ve kat yerdeğiştirmeleri gibi parametreler karşılaştırılmıştır, [26].

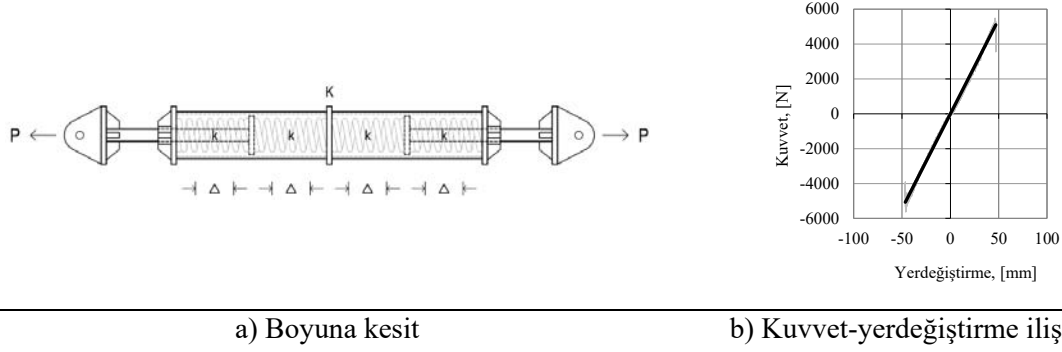
Önerilen sismik yalıtım sisteminin mevcut yalıtım sistemlerine göre avantaj ve yenilikleri aşağıda sıralanmıştır.

- i. Binaya ayrıca bir bakım katı ilave edilmesine gerek yoktur. Sismik yalıtım katı başka amaçla da kullanılabilir.
- ii. Yeni sismik yalıtım sistemi diğer yalıtım sistemlerinin aksine aygıt olarak tanımlanmamakta, doğrudan binanın bir katını temsil etmektedir. Bu sebeple, binanın yapısal tasarımı sırasında yalıtım katının tüm elemanları doğal olarak göz önünde tutulmaktadır.
- iii. Sismik yalıtım katının çelik kolonlar, doğrusal yaylar ve yay kutuları gibi elemanları tümüyle yerli malzemeler ve görece düşük yerli işçilik maliyetleri ile üretilebilmektedir.
- iv. Sistem elemanlarının bakımı ve değiştirilmesi daha kolaydır.
- v. Maliyeti diğer yalıtım sistemlerine göre daha düşüktür, [27].
- vi. Yalıtım katındaki mafsalların sürtünmesi sebebiyle ortaya çıkan sönüm göreceli olarak yüksektir.
- vii. Merkeze gelme sorunu yaşanmamaktadır, [28].
- viii. Göçmeye karşı emniyet mekanizması sistemin kendisi tarafından sağlanmaktadır, [29], [30].
- ix. Küçük depremler ve rüzgar yükleri altında konfor şartının sağlanmasına yönelik olarak basit bir kilitleme sistemi ile sismik yalıtım katının başlangıç rijitliği artırılabilir, [31].



### 3. ÇAPRAZ YAY KUTULARI ve YALITIM KATI

Önerilen sismik yalıtım sistemi iki ucu mafsallı çelik kolonlar ve çapraz yay kutularından oluşmaktadır.



Şekil 3 - Yay kutusunun özellikleri.

#### 3.1. Çapraz Yay Kutuları

Çapraz yay kutuları iki ucunda pistonları olan çelik boru gövdeden oluşmaktadır. Borunun içerisinde aksel rijitlikleri özdeş ve  $k$  olan dört adet doğrusal elastik basınç yayı yer almaktadır. Yay kutusu çekmeye maruz kaldığında dış yaylar basınca, yay kutusu basınca maruz kaldığında ise iç yaylar basınca çalışmaktadır. Yay kutusunun boyuna kesiti ve kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisi Şekil 3' de verilmektedir.

Yay kutusunun aksel rijitliği ( $K$ ) özdeş basınç yayların aksel rijitliklerinin ( $k$ ) yarısına eşittir, Denklem 1.

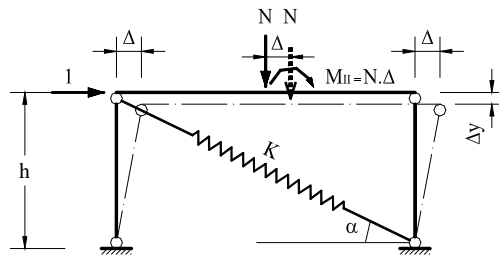
$$P = K \times 2\Delta = k \times \Delta \quad (1)$$

$$K = k / 2$$

Yay kutularının tek eksenli yükleme deneyleri, İTÜ Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. Statik testler analitik ve deneysel yay aksel rijitliklerinin uyumlu olduklarını göstermiştir, [26], [32].

#### 3.2. Yalıtım Katı

Binanın temel seviyesinde veya herhangi bir ara katında teşkil edilebilen yalıtım katı iki ucu mafsallı çelik kolonlardan ve yay kutularından oluşmaktadır. İki ucu mafsallı çelik kolonlar rijit kirişler ile birleşmektedir. Yalıtım katının yatay rijitliği yay kutularının aksel rijitlikleri ile sağlanmaktadır, Şekil 4.



Şekil 4 - Yalıtım katının birim yük altındaki yerdeğiştirmiş hali.

Yalıtım katının yatay rijitliği ( $K_x$ ) yay kutusunun eksenel rijitliği ( $K$ ) ve eğim açısı ( $\alpha$ ) göz önünde tutularak hesaplanmaktadır, Denklem (2). Şekil 4'deki yalıtım katının ikinci merteye yatay rijitliği ise Denklem (3) ile hesaplanabilmektedir. Denklemdaki ( $N/h$ ) oranı düşey yükün ikinci merteye etkisini temsil etmektedir, [33].

$$K_x^I = K \times \cos^2 \alpha \quad (2)$$

$$K_x^{II} = K \times \cos^2 \alpha - (N/h) \quad (3)$$

Yalıtım katı üzerinde gerçekleştirilen benzeştirilmiş statik deneylerden ve analitik çalışmalardan elde edilen, birinci ve ikinci merteye yatay rijitlikler ile yay kutusu iç kuvvetlerinin birbirleri ile örtüşükleri gösterilmiştir, [34].

## **4. TEK EKSENLİ SARSMA MASASI DENEYLERİ**

### **4.1. Deney Numuneleri**

Önerilen sismik yalıtım sisteminin etkinliğini ortaya çıkarmak üzere bir dizi tek eksenli sarsma masası deneyi yapılmıştır.

¼ ölçekli, tek açıklıklı, üç katlı moment taşıyabilen çelik çerçevelerden oluşan 3D deney numunesi, üç katlı çelik üst yapısı ve rijit betonarme bir bodrum katı olan prototip binayı temsil etmektedir. Bodrum katın rijit betonarme çevre perdeleri sebebiyle üst yapı ile birlikte titreşime katılmayacağı bilindiğinden, sarsma masası üzerinde fazla kütlelen kurtulmak üzere ankastre yapının bodrum katı kaldırılarak deneyler sırasında ihmal edilmiştir.

Deney numunesinin iki doğrultudaki açıklığı 1 m ve kat yükseklikleri 0.75 m'dir. Yapısal özelliklerin belirlenmesi için prototipten numuneye geçiş sırasında modelleme kuralları uygulanmıştır, [35]. Modelleme kuralları gereği uzunluklar ¼ ile zaman ½ ile küçültülmüştür. Döşeme düzlem içi rijitliği katlarda ikincil kirişleme ile ızgara haline getirilen döşeme sistemi ile sağlanmaktadır. Çelik kolon, ana giriş ve ikincil döşeme kirişlerinin kesit özellikleri Şekil 5a'da yer almaktadır.

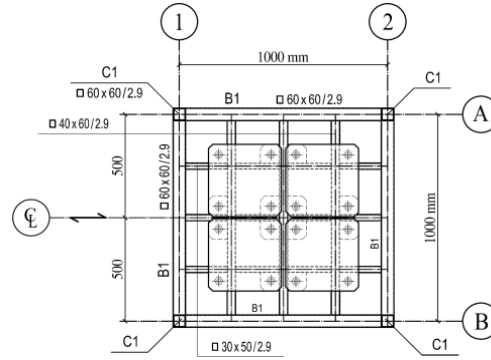
Sismik yalıtımlı deney modelinde, sismik yalıtım katı 3 katlı modelin altına bodrum kat olarak ilave edilmiştir. Rijit bodrum çevre perdeleri yatay yerdeğiştirme serbestliği için gerekli boşluk sebebiyle binadan uzaklaştırılacağından, modelde bodrum çevre perdelerine yer verilmemiştir. Böylelikle, ankastre ve sismik yalıtımlı deney numunelerinin üst yapıları karşılaştırılabilir duruma getirilmiştir. Ankastre ve sismik yalıtımlı numunelerin geometrik bilgileri Şekil 5b ve 5c'de verilmektedir.

Testler tek eksenli sarsma masası üzerinde yapıldığından, 3D numunelerin yükleme düzlemine dik kararlılıkları 1 ve 2 aksları üzerinde tertiplenen ilave düşey çaprazlar ile sağlanmıştır, (Şekil 5a). Düşey çapraz levhaların et kalınlıkları 3 mm olarak seçilmiştir.

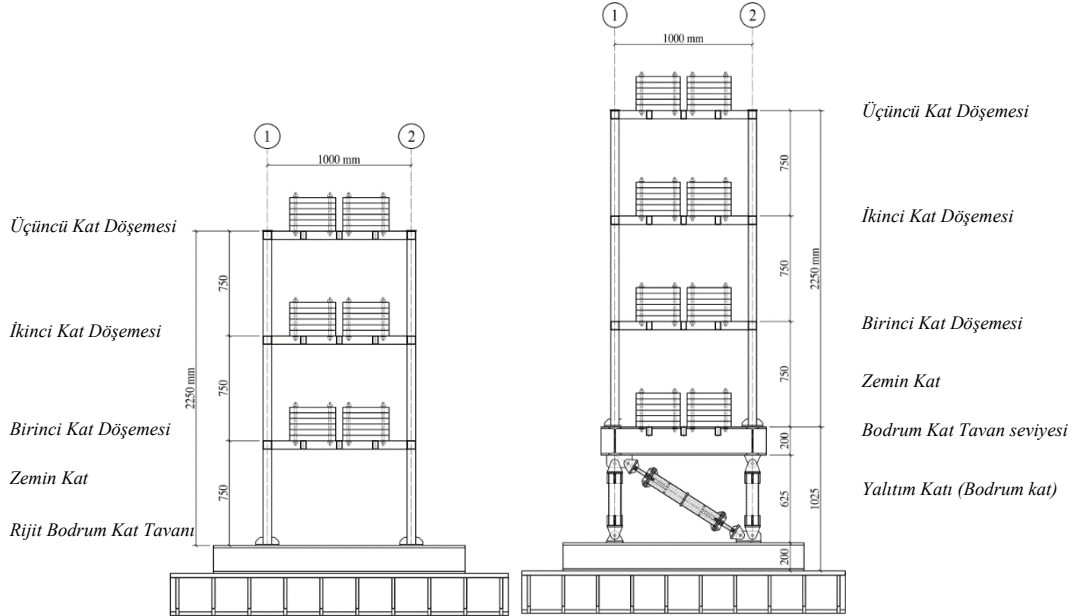
Çapraz yay kutularının yatayla yaptığı açı ( $\alpha$ ) 32°'dir. Boru kolonların dış çapı 88.9 mm olup, cidar kalınlıkları 4 mm'dir. Yalıtım katının kolon alt ve üst uçlarındaki mafsal eksenleri arasındaki mesafe ile ifade edilen yüksekliği ( $h$ ) 510 mm'dir. Her bir yay kutusunun eksenel rijitliği  $K=110$  kN/m olup, yalıtım katının yay kutuları eksenini doğrultusundaki toplam eksenel rijitliği  $2 \times 110=220$  kN/m 'ye karşı gelmektedir. Sarsma masası üzerindeki deney numunelerinin genel görünüşleri Şekil 6 'da sunulmaktadır.

#### 4.2. Sarsma Masası ve Veri Toplama Düzenği

Numunelerin dinamik deneyleri İTÜ Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarındaki tek eksenli ARI-1 sarsma masası üzerinde gerçekleştirilmiştir. Sarsma masasının yerdeğiştirme kapasitesi  $\pm 325$  mm'dir.  $\pm 2g$  kapasiteli ivme ölçerler, sarsma masasının üzerine ve numunelerin katlarına yerleştirilmiştir. Yatay yerdeğiştirmeler sarsma masasının üzerinde ve numunelerin tepe kotlarında ölçülmüştür. Bunlara ilave olarak, sismik yalıtımlı numunede sismik yalıtım katına, ankastre numunede de birinci kat döşeme seviyesine birer adet ilave yerdeğiştirme ölçer konumlandırılmıştır. Kritik zemin kat kolonları ve birinci kat döşeme seviyesi (zemin kat tavanı) kirişlerinin her iki ucuna şekildeğiştirme ölçerler yapııştırılmıştır. Sismik yalıtımlı numunede ayrıca yalıtım katındaki iki ucu mafsallı kolonların ortalarına da birer şekildeğiştirme ölçer yapııştırılmıştır. Modelleme kurallarına göre oluşturulan kat kütleleri; sismik yalıtımlı numunenin yalıtım katında  $1.38 \text{ kNsn}^2/\text{m}$  üst katlarında  $1.04 \text{ kNsn}^2/\text{m}$ , ankastre numunenin tüm katlarında  $1.04 \text{ kNsn}^2/\text{m}$  dir. Kütleler katlardaki döşeme ızgara kirişlerine rijit olarak bağlanmıştır, Şekil 6.



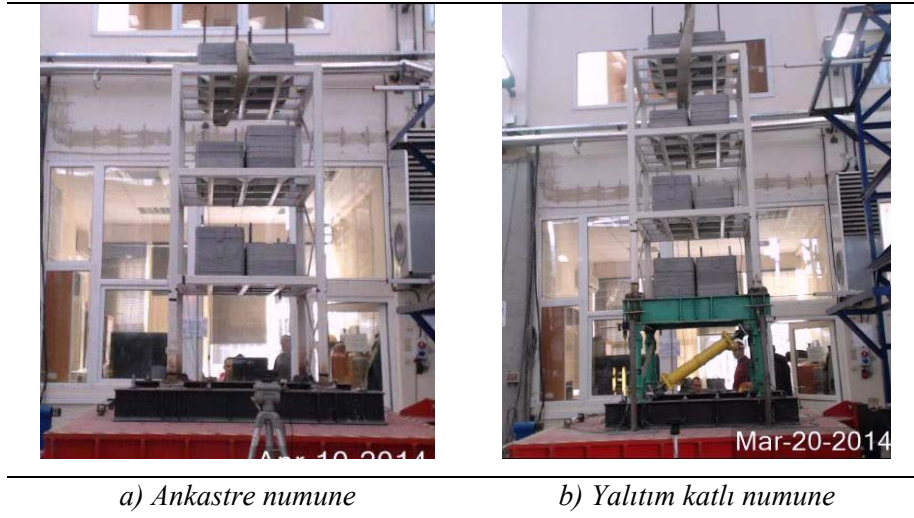
a) Plan ve kütle yerleşimi



b) Ankastre numune

c) Yalıtım katlı numune

Şekil 5 - Numune geometrileri.

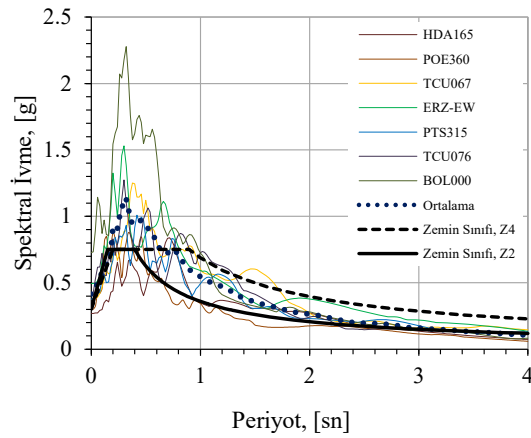


Şekil 6 - Sarsma masası üzerindeki deney numuneleri.

### 4.3. Seçilen Deprem Kayıtları

Tablo 1 - Seçilen depremlere ait büyüklükler.

Kayıt	Sembol	$M_s$	d [km]	PGA [cm/sn <sup>2</sup> ]	PGV [cm/sn]
Superstition Hills 11/24/1987 USGS 9400 Poe Road S.	POE360	6.60	11.20	294.3	32.8
Chi-Chi, Taiwan 09/20/1999 CWB 99999 TCU076 S.	TCU076	7.62	16.03	408.1	64.2
Duzce 12/11/1999 Bolu S.	BOL000	7.14	17.16	714.2	56.4
Loma Prieta 10/18/1989 Hollister Diff. Array S.	HDA165	7.10	45.10	263.9	43.9
Chi-Chi, Taiwan 09/20/1999 CWB 99999 TCU067 S.	TCU067	7.62	28.70	318.8	66.6
Superstition Hills 11/24/1987 USGS 5051 P. Test Site S.	PTS315	6.60	15.99	369.8	43.9
Erzincan 03/13/1992 Erzincan S.	ERZ-EW	6.90	8.97	486.6	64.3



Şekil 7 - Elastik spektral ivme grafikleri.

Çalışmada kullanılan ve Tablo 1 'de verilen ivme kayıtları PEER NGA' den [36] alınmıştır. Kayıtlara ait PGA ve PGV büyüklükleri tablonun son iki kolonunda yer almaktadır. Seçilen deprem kayıtlarına ait elastik tepki spektrum eğrileri, ortalama spektrum eğrisi ve Türk Deprem Yönetmeliğinde [37] orta ve zayıf zeminler için önerilen tasarım spektrum eğrileri Şekil 7'de yer almaktadır.

#### 4.4. Serbest Titreşim Karakteristikleri

Deney numunelerin birinci temel titreşim frekansları ve bunlara karşı gelen kritik sönüm oranlarını elde etmek üzere, serbest titreşim deneyleri gerçekleştirilmiştir.

Ankastre numune için elde edilen temel titreşim frekansı ve buna karşı gelen kritik sönüm oranı sırasıyla, 3.6 Hz ve %3 olmuştur.

Yalıtımlı numunenin birinci temel titreşim frekansı, uygulanan yedi deprem kaydı için 0.58 Hz ile 0.70 Hz aralığında elde edilmiştir. Sonuçların bu aralıkta elde edilmesinin sebebinin mafsallardaki sürtünme ve depremden depreme değişen yatay yerdeğiştirmelerden kaynaklı ikinci merteye etkiler olduğu düşünülmektedir. Sismik yalıtımlı numunenin eşdeğer sönüm oranı, enerji eşitliği yöntemi ve dinamik kuvvet-yerdeğiştirme eğrilerinden yararlanılarak elde edilmiştir. Sonuçlara sırasıyla Bölüm 4.6 ve 4.7' de yer verilmektedir.

#### 4.5. Sarsma Masası Deneyleri

##### *Tepe Katı ile Sarsma Masası İvmelerinin Karşılaştırılması*

Ankastre ve sismik yalıtımlı numuneler için sarsma masası ve tepe katında elde edilen en büyük ivmeler sırasıyla Tablo 2 ve 3' de verilmiştir. Tablolardan da görüleceği üzere, uygulanan tüm deprem kayıtları için sismik yalıtımlı numune için elde edilen ivme değerleri ankastre numune için elde edilenlerden çok küçüktür. Sismik yalıtımlı numunede masa üzerindeki ivmeler tepe katında azalmakta olup, ankastre numunede ise tersine artmaktadır. Tepe katı ile sarsma masası arasında en büyük ivme oranı  $1.92/3.54=0.54$  iken, bu oran ankastre numunede  $11.16/2.61=4.28$  olarak elde edilmektedir. Sismik yalıtımlı ve ankastre numuneler için elde edilen en büyük tepe ivmeleri sırasıyla, 1.92 ve 11.16 m/sn<sup>2</sup> olmuştur.

**Tablo 2** - Ankastre numuneye ait en büyük ivmeler.

Depremler	Sarsma Masası	Numune Tepe	İvme Oranı
	[m/sn <sup>2</sup> ]	Katı [m/sn <sup>2</sup> ]	
POE360	2.38	7.70	3.24
TCU076	3.11	9.02	2.90
BOL000 %50	2.27	9.66	4.26
HDA165	2.67	8.71	3.26
TCU067	2.61	11.16	4.28
PTS315	2.49	8.60	3.45
ERZ-EW %75	2.79	9.36	3.35

**Tablo 3** - Sismik yalıtımlı numuneye ait en büyük ivmeler.

Depremler	Sarsma Masası	Numune Tepe Katı	İvme Oranı
	[m/sn <sup>2</sup> ]	[m/sn <sup>2</sup> ]	
POE360	3.32	1.18	0.36
TCU076	3.77	1.64	0.44
BOL000	2.83	0.80	0.28
HDA165	2.92	1.11	0.38
TCU067	3.54	1.92	0.54
PTS315	3.27	1.64	0.50
ERZ-EW %75	3.62	1.08	0.30

*Tepe Katı ile Sarsma Masası Yerdeğiştirmelerinin Karşılaştırılması*

Sismik yalıtımlı ve ankastre numunelerin en büyük tepe katı yerdeğiştirmelerine ait karşılaştırmalara Tablo 4’de yer verilmektedir. Yalıtımlı duruma ait yerdeğiştirme büyüklükleri ankastre duruma göre daha büyüktür. Yatay yerdeğiştirmeler yalıtımlı numunenin yalıtım katında birikmekte, üst katlarda görelî yerdeğiştirmeler çok azalmaktadır. Bunun diğer bir anlamı da, sismik yalıtımlı numunede üst yapının rijit cisim hareketine çok yakın davrandığıdır. Sismik yalıtımlı ve ankastre numuneler için en büyük tepe yerdeğiştirmeleri sırasıyla, 85 mm ve 24 mm olarak elde edilmiştir.

*Zemin Kat Kolonlarındaki Eksenel Şekildeğiştirmeler*

Her iki durum için zemin kat kolonlarının alt uçlarındaki eksenel şekildeğiştirme değerleri Tablo 4’ün son iki kolonunda verilmiştir. Tablodan görüleceği gibi, yalıtımlı numunenin kolonlarındaki boyuna şekildeğiştirmeler ankastre numuneninkilere göre çok daha küçüktür. Ankastre numune kolonları için elde edilen eksenel şekildeğiştirmelerin akma şekildeğiştirmelerine çok yakın olduğu görülmektedir. Sismik yalıtımlı numunenin zemin kat kolonlarının akma şekildeğiştirmesine ulaşma ihtimali çok düşüktür. Ankastre numunede BOL000 Depremi’nin %50 olarak uygulanması sırasında, kolonlarda akma limitleri aşılmaya başladığından, doğrusal ötesi davranışa geçmemek üzere, ankastre numune için BOL000 deprem kaydı %50 ölçekli olarak uygulanmıştır.

**Tablo 4** - Tepe katı yerdeğiştirmesi ve şekildeğiştirme karşılaştırmaları.

Depremler	Tepe Katı Yerdeğiştirmesi		Zemin Kat Kolon Şekildeğ.	
	Ankastre [mm]	Yalıtımlı [mm]	Ankastre [mm/mm]	Yalıtımlı [mm/mm]
POE360	15.0	53.0	0.000947	0.000122
TCU076	19.0	69.0	0.001138	0.000178
BOL000 %50	24.0	19.0	0.001215	0.000144
HDA165	14.0	69.0	0.000914	0.000114
TCU067	21.0	85.0	0.001402	0.000199
PTS315	17.0	62.0	0.001121	0.000154
ERZ-EW %75	17.0	60.0	0.001130	0.000125

*Zemin Kat Kesme Kuvvetlerinin Tayin Edilmesi*

Zemin kat kolonlarındaki eğilme momentleri, şekildeğiştirme ölçerlerden gelen veriler ve “düzlem kesit eğilmeden sonra da düzlem kalır” prensibine dayanarak elde edilebilmektedir. Devamında kolon uç momentlerinin toplamının kat yüksekliğine bölümü ile kolon kesme kuvvetleri tayin edilmektedir. Kolon kesme kuvvetlerinden de kat kesme kuvvetine geçilmektedir. Uygulanan 7 farklı deprem kaydı için elde edilen en büyük kolon kesme kuvvetleri ve kat kesme kuvvetleri Tablo 5 ve Tablo 6’ da verilmiştir. Ankastre ve sismik yalıtımlı durum için elde edilen ortalama zemin kat kesme kuvvetleri sırasıyla, 21.30 kN ve 3.19 kN değerlerindedir.

**Tablo 5** - Ankastre numunenin zemin kat kolonlarına ait eğilme momenti ve kesme kuvveti hesaplamaları.

Depremler	Alt	Üst	Alt	Üst	Alt	Üst	V	V <sub>kat</sub>
	$\varepsilon_b=(SG11+S$ $G12)/2$	$\varepsilon_t$ $=(SG13+SG1$ $4)/2$	$\sigma_b =E\varepsilon_b$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_t =E\varepsilon_t$ [kN/m <sup>2</sup> ]	M [kNm ]	M [kNm ]		
POE360	0.000765	0.000328	160650	68775	1.932	0.827	4.31	17.24
TCU076	0.000925	0.000410	194250	86100	2.336	1.036	5.27	21.08
BOL000 %50	0.001000	0.000390	210000	81900	2.526	0.985	5.49	21.96
HDA165	0.000750	0.000335	157500	70350	1.895	0.846	4.28	17.12
TCU067	0.001150	0.000465	241500	97650	2.905	1.174	6.37	25.48
PTS315	0.000905	0.000405	190050	85050	2.286	1.023	5.17	20.68
ERZ-EW %75	0.001160	0.000460	243600	96600	2.930	1.162	6.39	25.56

**Tablo 6** - Sismik Yalıtımlı numunenin zemin kat kolonlarına ait eğilme momenti ve kesme kuvveti hesaplamaları.

Depremler	Alt	Üst	Alt	Üst	Alt	Üst	V	V <sub>kat</sub>
	$\varepsilon_b=(SG11+S$ $G12)/2$	$\varepsilon_t$ $=(SG13+SG1$ $4)/2$	$\sigma_b =E\varepsilon_b$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_t =E\varepsilon_t$ [kN/m <sup>2</sup> ]	M [kNm ]	M [kNm ]		
POE360	0.000110	0.000055	23100	11550	0.278	0.139	0.65	2.60
TCU076	0.000164	0.000084	34335	17640	0.413	0.212	0.98	3.92
BOL000	0.000135	0.000075	28350	15750	0.341	0.189	0.83	3.32
HDA165	0.000098	0.000050	20475	10500	0.246	0.126	0.58	2.32
TCU067	0.000190	0.000087	39900	18270	0.480	0.220	1.09	4.36
PTS315	0.000140	0.000062	29400	12915	0.354	0.155	0.80	3.20
ERZ-EW %75	0.000108	0.000058	22575	12075	0.272	0.145	0.65	2.60

Zemin kat kesme kuvvetleri, üst katların kütle toplamı ile en büyük mutlak ivmelerin çarpımından da elde edilebilmektedir. Her iki yöntem ile elde edilen zemin kat kesme kuvvetleri

karşılaştırmalarına ankastre numune ve sismik yalıtımlı numune için sırasıyla Tablo 7 ve 8’de yer verilmektedir. İki yöntem arasındaki ortalama göreceli farklar %11.28 ve %7.50 olarak hesaplanmıştır.

**Tablo 7** - Ankastre numuneye ait zemin kat kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması.

Depremler	Şekildeğ. Tabanlı	İvme Tabanlı	Görelî Farklar
	[kN]	[kN]	[%]
	(1)	(2)	[(1)-(2)]/(2)
POE360	17.24	17.86	3.47
TCU076	21.08	25.55	17.50
BOL000 %50	21.96	23.32	5.83
HDA165	17.12	20.82	17.77
TCU067	25.48	27.22	6.39
PTS315	20.68	22.46	7.93
ERZ-EW %75	25.56	31.98	20.08
Ortalama	21.30	24.17	11.28

**Tablo 8** - Yalıtımlı numuneye ait zemin kat kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması.

Depremler	Şekildeğ. Tabanlı	İvme Tabanlı	Görelî Farklar
	[kN]	[kN]	[%]
	(1)	(2)	[(1)-(2)]/(2)
POE360	2.60	2.59	0.39
TCU076	3.92	3.65	7.40
BOL000	3.32	3.03	9.57
HDA165	2.32	2.56	9.38
TCU067	4.36	4.27	2.11
PTS315	3.20	3.68	13.04
ERZ-EW %75	2.60	2.91	10.65
Ortalama			7.50

İki farklı yöntem ile elde edilen zemin kat kesme kuvvetlerinin birbiri ile yeterli uyumlu içerisinde oldukları görülmektedir. Sismik yalıtımlı numunenin zemin kat kesme kuvveti ankastre numuneye göre oldukça küçük olup, aralarındaki oran 1/7 düzeyindedir.

Uygulanan depremler için sismik yalıtımlı numunenin yalıtım katındaki en büyük taban kesme kuvveti talepleri Tablo 9’da yer almaktadır. Yalıtım katının üzerindeki kütle toplamı 4.98 kNsn<sup>2</sup>/m olarak göz önünde tutulmuştur.

Uygulanan tüm depremler sırasında sismik yalıtım katında herhangi bir kalıcı yerdeğiştirme ortaya çıkmamıştır. Bu sebeple, önerilen sismik yalıtım sisteminde merkeze gelme problemi söz konusu değildir.

Yerdeğiştirme talebinin yalıtım katının yerdeğiştirme kapasitesini aşması halinde; yay kutusundaki basınç yayları tümüyle kapanıp yay kutusu fonksiyonunu kaybederek rijit bir diyagonal eleman haline gelmektedir. Depremin o safhasında yalıtım katının yatay rijitliği



arttığından üst katlara giden ivmeler doğal olarak bir miktar artış göstermektedir. Buna rağmen sistemin yatay kararlılığı korunmaktadır. Dolayısıyla, yalıtım katının *göçme-emniyet mekanizması* sistemin kendisi tarafından üretilmektedir. Bu olay ERZ-EW deprem kaydının %100 ölçekli olarak uygulanması sırasında ortaya çıkmıştır. Daha sonra yay kutusunun içindeki yaylar tamir edilerek, ERZ-EW deprem kaydı %75 ölçekli olarak uygulanmıştır, Tablo 3.

**Tablo 9** - Yalıtım katındaki en büyük taban kesme kuvveti talepleri

Depremler	İvme	F = m×a
	[m/sn <sup>2</sup> ]	[kN]
POE360	0.981	4.89
TCU076	1.329	6.62
BOL000	1.181	5.88
HDA165	0.859	4.28
TCU067	1.435	7.15
PTS315	1.276	6.35
ERZ-EW %75	0.935	4.66
Ortalama		5.68

#### 4.6. Eşdeğer Sönümün Tayini için Enerji Denge Denkleminin Uygulanması

Hareket denkleminin zaman tanım alanında doğrudan integrasyonu ile enerji denge denklemi elde edilmektedir, (Denklem 4), [38].

$$\int m\ddot{u}(t)\dot{u}(t)dt + \int c\dot{u}(t)\dot{u}(t)dt + \int f_s\dot{u}(t)dt = -\int m\ddot{u}_g(t)\dot{u}(t)dt \quad (4)$$

Denklemdaki  $m$ ,  $c$  ve  $f_s$  sırasıyla, kütle, sönüm ve rijitlik kuvvet matrislerini,  $\ddot{u}$  ve  $\dot{u}$  görelî ivme ve görelî hızı  $\ddot{u}_g$  ise yer ivmesini ifade etmektedir. Sönüm matrisi  $c$  Denklem (5) 'de verildiği biçimde yazılabilecektir;

$$c = 2\xi\omega m \quad (5)$$

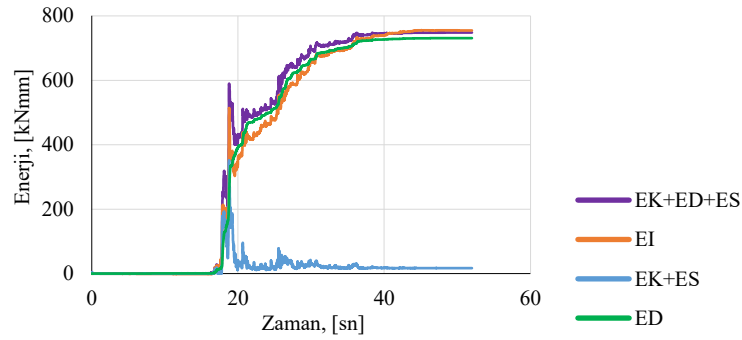
denklemdaki  $\xi$  kritik sönüm oranına  $\omega$  açısal frekansa karşı gelmektedir. Denklem (4) aşağıdaki Denklem (6) biçimine de dönüştürülebilir.

$$E_K + E_D + E_S = E_I \quad (6)$$

Denklem (6)'nın sol tarafı ( $E_K$ ) kinetik, ( $E_D$ ) sönüm ve ( $E_S$ ) şekildeğiştirme olmak üzere yapının enerji bileşenlerini temsil etmektedir. Sağ tarafı ( $E_I$ ) ise binaya giren toplam enerjiyi ifade etmektedir.

Sismik yalıtımlı deney numunesi için, enerji terimleri tümüyle deney sırasında toplanan verilerden oluşturulmaktadır. Bunlar ivme ölçerlerle ölçülen ivmeler, yerdeğiştirme ölçerlerden elde edilen yerdeğiştirmeler ve bu yerdeğiştirmelerden üretilen hızlardır. Deneylerden toplanan bu verilere *Butterworth* sayısal filtresi, 15 Hz olarak uygulanmıştır. Denklem (6)'daki  $E_K$ ,  $E_S$  ve

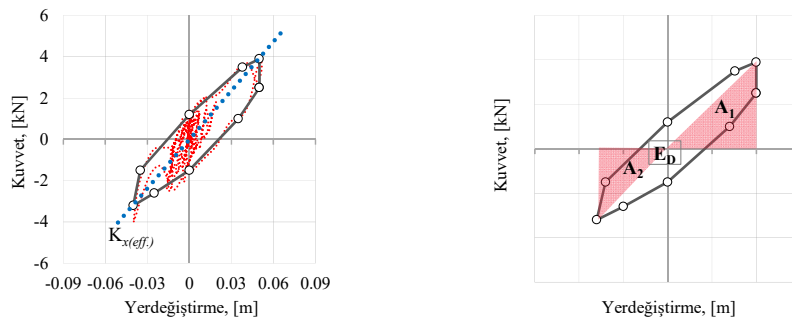
$E_I$  doğrudan deneylerden gelen veriler kullanılarak hesaplanmakta, buna karşılık eşdeğer sönüm oranı ( $\xi$ ) için enerji eşitliğini sağlamak üzere, ardışık yaklaşım şeklinde tahmin yapılmaktadır. Deneyler sırasında sismik yalıtımlı numunede herhangi bir plastik şekildeğiştirme tespit edilmediğinden,  $f_s$  olarak elastik kuvvetler kullanılmıştır. TCU076 depremine ait enerji denkleminin grafik gösterimi Şekil 8’de verilmektedir. Yedi farklı deprem için uygulanan ardışık yaklaşım yöntemi sonunda, % 18-20 aralığında bir eşdeğer viskoz sönüm oranı ( $\xi$ ) elde edilmiştir. Sismik yalıtımlı sistemde ortaya çıkan yüksek sönümün sebebinin, yalıtım katındaki mafsallarda ortaya çıkan sürtünme olduğu görüşüne varılmıştır. Bölüm 5’de yer alan sismik yalıtımlı numunenin hesap modelleri kullanılarak zaman tanım alanında gerçekleştirilen doğrusal olmayan analizlerde, kritik sönüm oranı ( $\xi$ ) sistematik olarak artırılarak analizler tekrarlandığında, eşdeğer sönüm oranının ( $\xi$ ) %18-20 değerleri için, deney ve analiz sonuçlarının örtüştüğü görülmüştür, Şekil 11.



Şekil 8 - Yalıtımlı numune için enerji denge grafiği, (TCU076).

#### 4.7. Deneysel kuvvet-yerdeğiştirme eğrileri

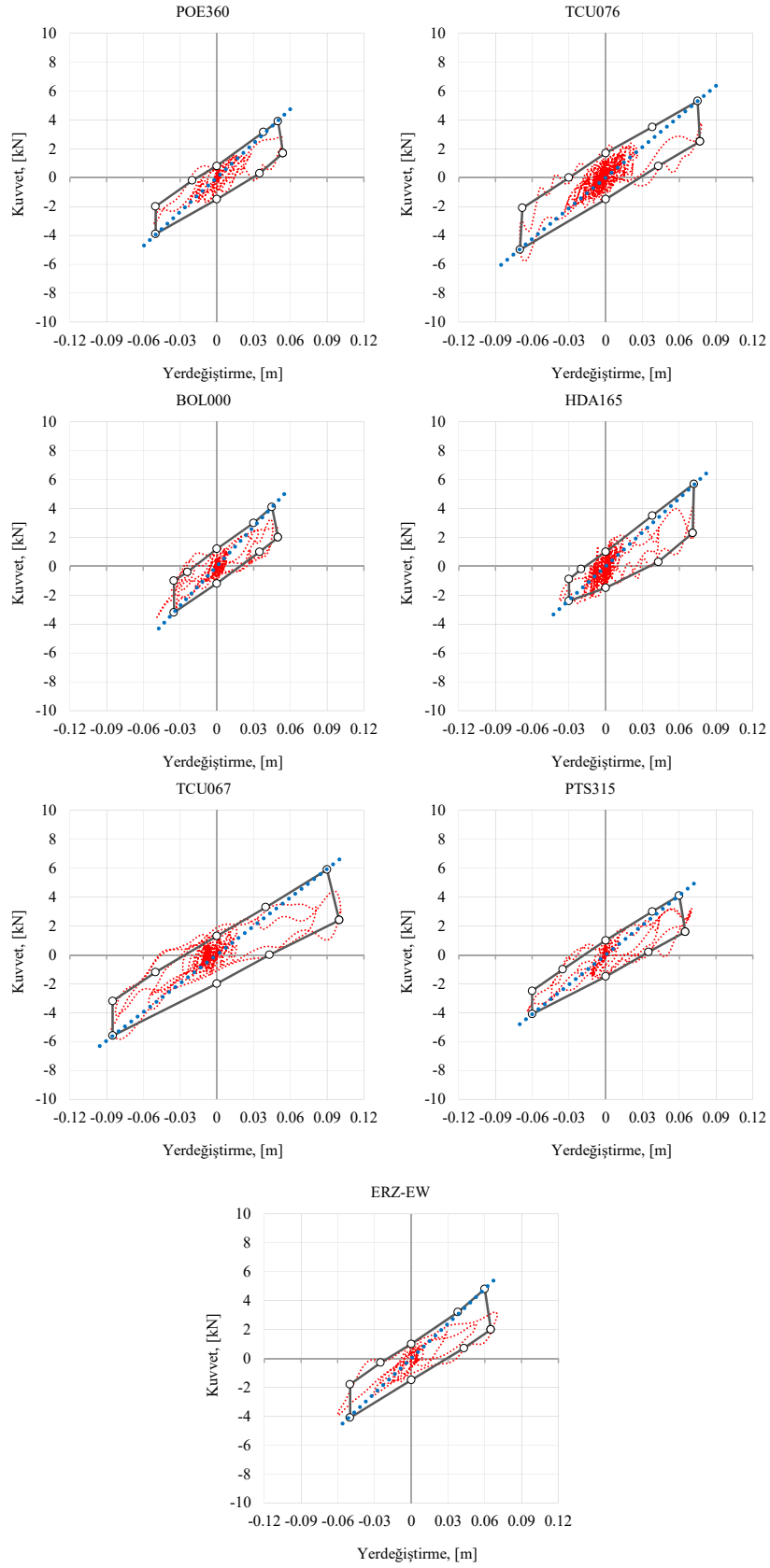
Tüm depremler için yalıtım katının kuvvet-görelî yerdeğiştirme eğrileri oluşturulmuştur. Yalıtım katının üzerindeki kütle ile anlık mutlak ivmeler çarpılarak anlık kuvvetler ve buna karşı gelen anlık görelî yerdeğiştirmeler elde edilmiştir. Bu şekilde kuvvet-yerdeğiştirme döngüleri oluşturulmuş ve döngülerin etrafından geçirilen zarflardan faydalanılarak, etkin yatay rijitliklere  $K_{x(eff)}$  ulaşılmıştır, Şekil 9a. Eşdeğer sönüm oranı da Denklem (7) kullanılarak elde edilmekte, denklemdeki  $E_D$  en büyük çevrimin alanını ifade etmekte ve o çevrimde tüketilen enerjiye karşılık gelmekte,  $A_1$  ve  $A_2$  alanları ise şekil değiştirmeye ait enerji miktarlarını temsil etmektedir, Şekil 9b.



a) Çevrimsel döngü, zarf ve etkin rijitlik

b) Eşdeğer sönümün tayini

Şekil 9 - Yalıtım katı kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisi.



Şekil 10 - Sismik yalıtım katı için oluşturulan kuvvet-yerdeğiştirme eğrileri.

$$\xi_{eq} = E_D / (2\pi \times (A_1 + A_2)) \quad (7)$$

Bu işlemler tüm depremlere uygulanmıştır, Şekil 10. Uygulanan tüm depremler için eşdeğer sönüm oranı %18-20 aralığında elde edilmiştir. Ayrıca ortalama etkin rijitlik değeri 76.1 kN/m olarak hesaplanmıştır. Mafsallardaki sürtünme göz önüne alınmaksızın hesaplanan teorik rijitlik değeri ise 61.3 kN/m'dir.

## 5. ANALİTİK MODELLEME ve DENEY SONUÇLARININ DOĞRULANMASI

### 5.1. Analitik Modelin Oluşturulması

Sismik yalıtımlı ve ankastre deney numunelerinin 3D matematik modelleri kurularak, zaman tanım alanında, geometrik bakımdan doğrusal olmayan dinamik analizleri (NTHA) SAP2000n [39] yazılımı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Modelde kolon, kiriş ve ikincil kiriş elemanların tümü genel çubuk elemanlar ile temsil edilmiştir. Sismik yalıtımlı modelde yalıtım katının etkin yatay rijitliği,  $K_{x(eff)}$ , doğrusal elastik yay kutularının eksenel rijitlikleri ile temsil edilmiştir. Bu etkin yatay rijitlik deneysel kuvvet-yerdeğiştirme eğrilerinden elde edilen sürtünme kaynaklı ilave rijitliği de içermektedir, (Bkz., Şekil 10).

Sismik yalıtımlı modeldeki yay kutularını temsil etmek üzere, eşit eksenel çekme ve basınç rijitliğine sahip doğrusal elastik yaylar kullanılmıştır. Yalıtım katındaki kolon ve kirişlerin birleşim bölgeleri ile yay kutularının uçlarındaki plakaları temsil etmek üzere o bölgelerde sonsuz rijit çubuk elemanlar tertiplenmiştir. Yalıtım katı kolonlarının her iki ucuna mafsal atanmıştır. Yayılı kütle kullanımı amacıyla, her katın kütlesi o kattaki düğüm noktalarına dağıtılmıştır. Analizlerde (NTHA), Hilber-Hughes-Taylor direkt integrasyon yöntemi ve Rayleigh tipi sönüm kullanılmıştır.

### 5.2. Serbest Titreşim Analizleri

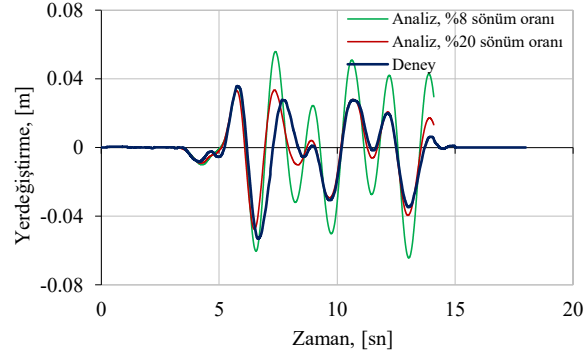
Sismik yalıtımlı ve ankastre numuneler için önce serbest titreşim analizleri icra edilmiştir, Tablo 10. Sismik yalıtımlı numunede deneysel frekans ile analitik frekansın oldukça uyumlu olduğu görülmüştür. Buna karşılık ankastre numunede deneysel ve analitik frekans arasında bir miktar fark olduğu gözlenmiştir. Bu farkın ankastre deney numunesinin sarsma masası üzerindeki bağlantısının “ideal ankastre” olamamasından kaynaklandığı düşünülmektedir.

**Tablo 10 - Modellerin serbest titreşim frekansları (Hz)**

Durumlar		Birinci Mod	İkinci Mod	Üçüncü Mod
Ankastre	DeneySEL	3.47	11.93	20.75
	Nümerik	4.04	12.97	21.74
Yalıtımlı	DeneySEL	0.60	5.27	13.27
	Nümerik	0.56	5.80	13.38

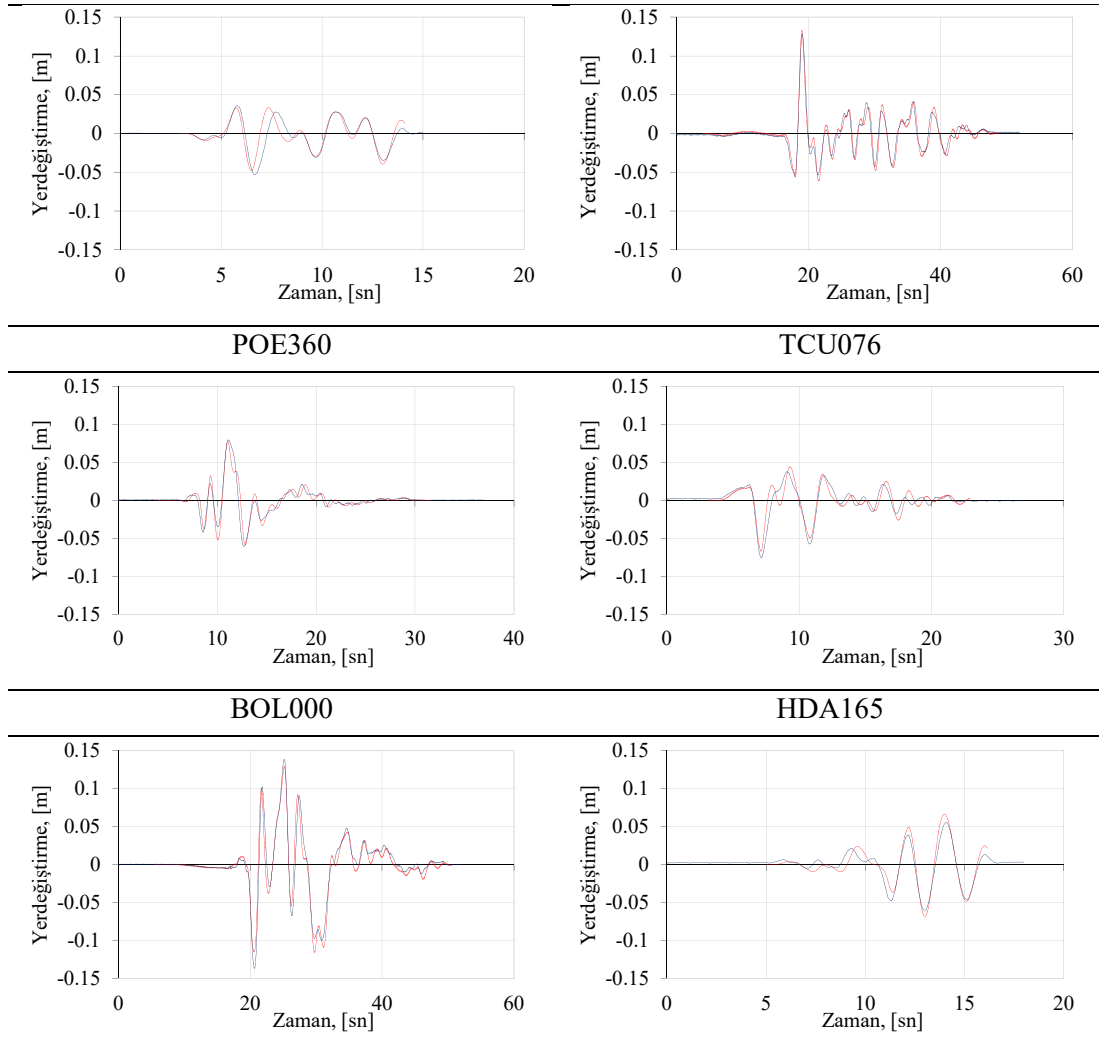
### 5.3. Sismik Yalıtımlı Analitik Modelin Zaman Tanım Alanındaki Analizleri

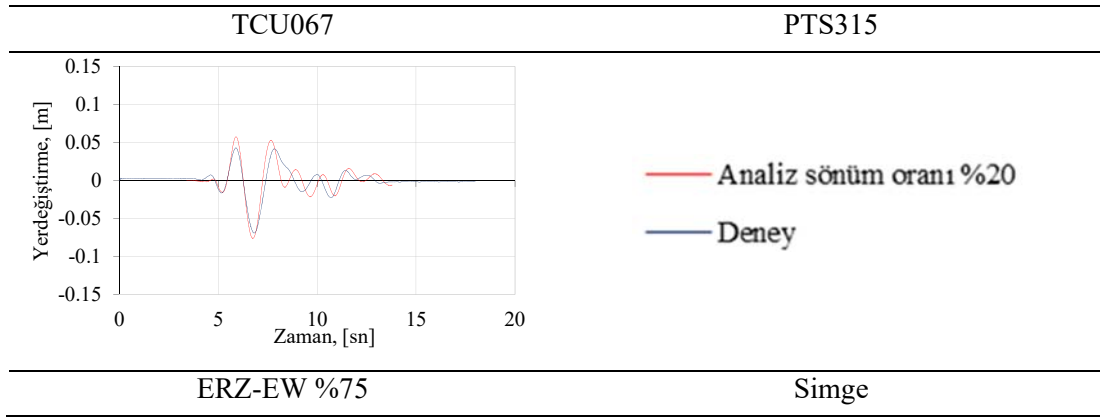
Sönümün etkisini ortaya koymak üzere; POE360 depremi için, kritik sönüm oranının ( $\xi$ ) %8 ve %20 değerleri için analizleri (NTHA) yapılmıştır. Kritik sönüm oranının %20 değerinde deneysel ve analitik sonuçların örtüştüğü görülmüştür, Şekil 11. Bu oranın, enerji dengesi yöntemi ile ulaşılan sönüm değeri ile uyumlu olduğu ortaya çıkmıştır.



Şekil 11 - POE360 depremi için sönüm oranlarının analizlerdeki (NTHA) etkisi.

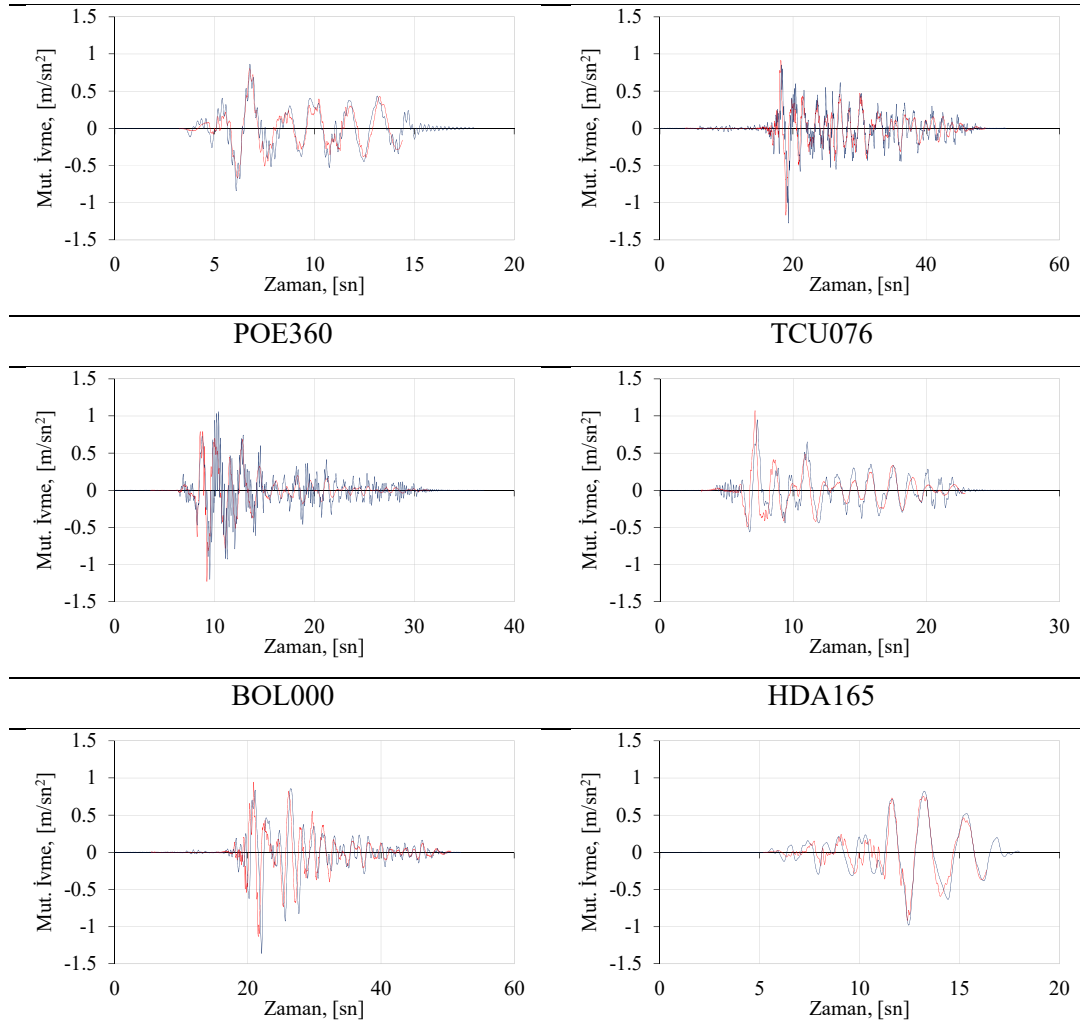
Bu sonuca dayanılarak, tüm depremler için zaman tanım alanındaki analizler (NTHA) kritik sönüm oranının %20 değeri kullanılarak icra edilmiştir. Deneysel ve analitik olarak elde edilen yalıtım katı yerdeğiştirme geçmişlerine Şekil 12 'de yer verilmektedir. Şekilden de görüleceği gibi, uygulanan 7 farklı deprem için deneysel ve analitik sonuçlar birbiriyle örtüşmektedir.

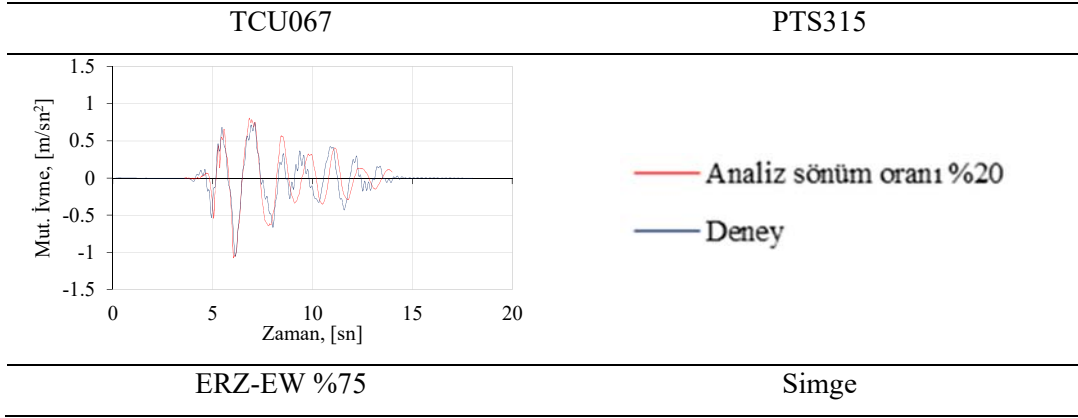




Şekil 12 Yalıtım katı yerdeğiştirme geçmişlerinin karşılaştırılması.

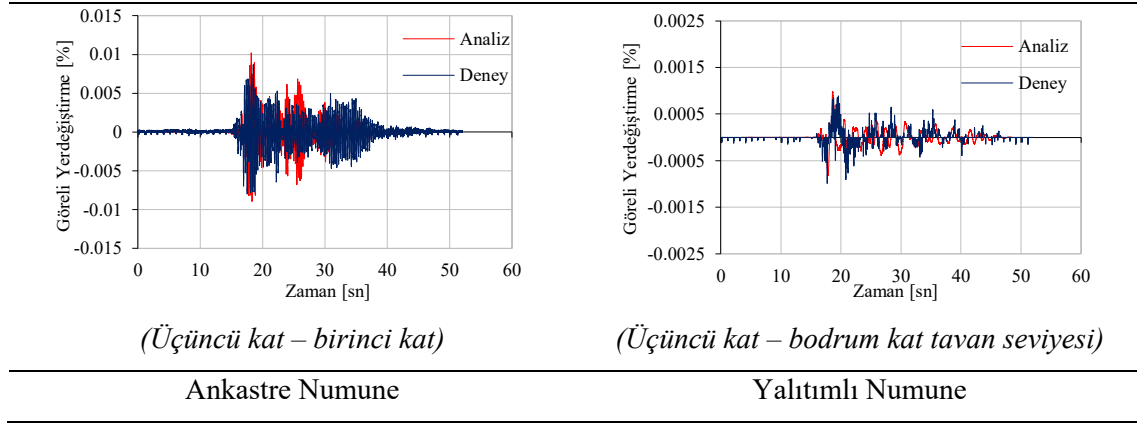
Hareket doğrultusunda, deneysel ve analitik olarak elde edilen yalıtım katının ivme geçmişlerinin karşılaştırılmaları da Şekil 13’ de verilmiştir. İvme geçmişlerinin de uyumlu olduğu görülmektedir.





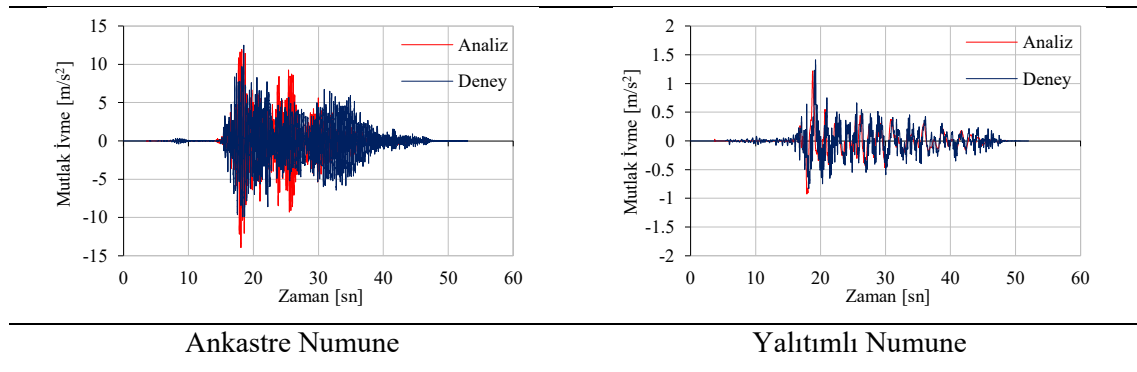
Şekil 13 - Yalıtım katı ivme geçmişlerinin karşılaştırılması.

TCU076 depremi için ankastre ve yalıtımlı modellere ait görel kat öteleme geçmişlerinin analitik ve deneysel sonuçlarına ait karşılaştırmalar, Şekil 14 'de sunulmuştur. Analitik ve deneysel sonuçların yeterli uyum içerisinde oldukları görülmektedir.



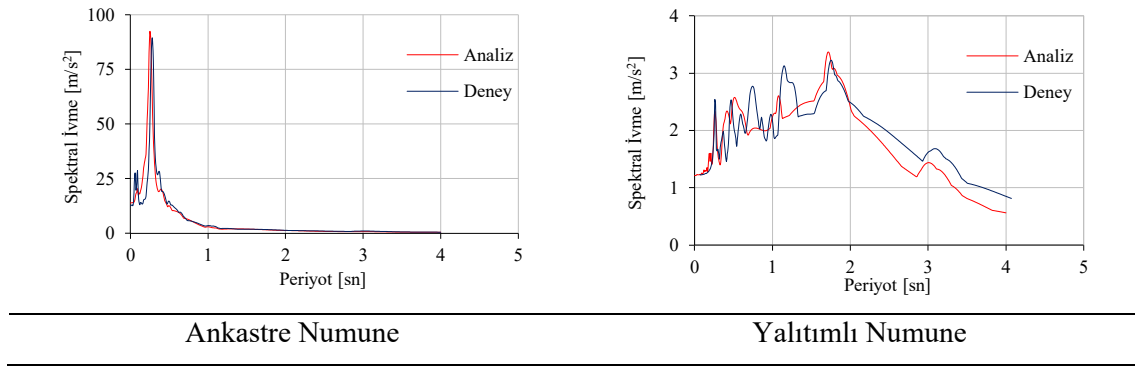
Şekil 14 - TCU076 depremi için görelî kat öteleme karşılaştırmaları.

TCU076 depremi için ankastre ve yalıtımlı modellerin tepe katı mutlak ivme geçmişlerine ait karşılaştırmalara Şekil 15' de yer verilmiştir. Şekilden yalıtımlı numune için daha uyumlu sonuçlar elde edildiği görülmektedir.



Şekil 15 - TCU076 depremi için tepe katı mutlak ivme karşılaştırmaları.

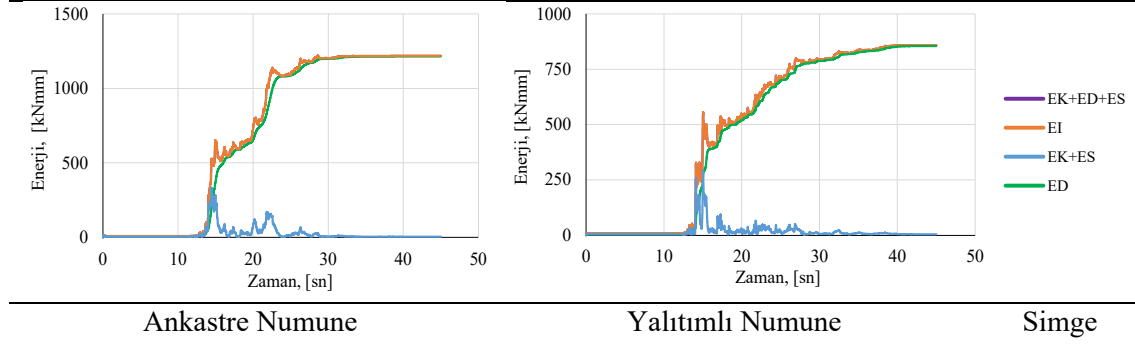
TCU076 depremi için ankastre ve yalıtımlı modellerin tepe katı spektral ivmelerinin karşılaştırılması Şekil 16’ da yapılmıştır. Analitik ve deneysel sonuçların birbirleriyle örtüşükleri görülmektedir.



Şekil 16 - TCU076 depremi için tepe katı spektral ivme karşılaştırmaları.

#### 5.4. Enerji Dengesi

Enerji denge denklemi ankastre ve yalıtımlı modeller için uygulanmıştır. Enerji denklemlerinde sayısal olarak elde edilen yerdeğiştirmeler ve ivmelerden yararlanılmıştır. TCU076 depreminde, ankastre ve sismik yalıtımlı modeller için oluşturulan enerji denge grafikleri Şekil 17 ’de sunulmaktadır.



Şekil 17 - TCU076 depremi için analitik enerji denge grafikleri.

Ankastre ve sismik yalıtımlı modellerde; kinetik enerji ( $E_K$ ), sönüm enerjisi ( $E_D$ ), şekildeğiştirme enerjisi ( $E_S$ ) bileşenlerinin toplamının, binaya giren enerji miktarına ( $E_I$ ), eşit olduğu gösterilmiştir. Ankastre ve sismik yalıtımlı modellerdeki kritik sönüm oranları sırasıyla, %3 ve %20 olarak kabul edilmiştir.

## 6. SONUÇLAR

Bu çalışmada, az katlı binalara uygulanabilecek çapraz yay gruplarından oluşan yeni sismik yalıtım sisteminin etkinliği araştırılmıştır. Gerçekleştirilen bir dizi deneysel ve analitik çalışmadan elde edilen bilgilerin değerlendirilmesini takiben aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır.

- 1- Ankastre ve sismik yalıtımlı numunelerin sarsma masası deneyleri ve analitik hesapları; sismik yalıtım katının, üst katlarda oluşan ivmeleri çok önemli ölçüde azalttığını göstermiştir. Sismik yalıtımlı sistemde tepe katı ivmeleri %70 kadar küçülmüştür.



- 2- Sismik yalıtımlı numunenin zemin kat taban kesme kuvveti, ankastre numuneye göre çok küçük olup, aralarındaki oran 1/7 düzeyindedir.
- 3- Sismik yalıtımlı numune ile ankastre numune için gerçekleşen en büyük tepe katı yerdeğiştirmeleri sırasıyla, 85 mm ve 24 mm'dir. Sismik yalıtımlı numunenin 1.doğal titreşim periyodu 1.67 sn. iken ankastre numunede bu büyüklük 0.29 sn. olmuştur. Titreşim periyodunun uzamasının doğal sonucu olarak, sismik yalıtımlı numunede tepe yerdeğiştirmesi istemi 3.54 kat artmıştır. Sismik yalıtımlı numunede yerdeğiştirme isteminin çok büyük bölümü yalıtım katında toplandığından, üst katlarda görelî kat ötelemeleri de çok küçük kalmıştır.
- 4- Sismik yalıtımlı sistemin yalıtım katındaki eşdeğer sönüm oranı %18-20 aralığındadır. Yalıtım katındaki görelî yüksek sönümün sebebi kolonların iki ucundaki mafsallarda ortaya çıkan sürtünmedir.
- 5- Sismik yalıtımlı sistemde üst katlarda, görelî kat ötelenmeleri önemli ölçüde azalmaktadır. Sismik yalıtım katındaki en büyük görelî kat ötelenme oranı %16 düzeyinde ortaya çıkmıştır. Bu değer, çeşitli tasarım depremleri için önerilen yerdeğiştirme taleplerini karşılayacak düzeydedir.
- 6- Önerilen yeni sismik yalıtım sistemi ile önemli yerdeğiştirme talepleri ve ikinci mertbe etkilerinin karşılanabileceği ispatlanmıştır.
- 7- Deneyler sırasında herhangi bir *merkeze gelme* sorunu yaşanmamıştır.
- 8- Yay kutularının yerdeğiştirme kapasitesi aşıldığında, yalıtım katı kendi *göçme emniyet mekanizmasını* oluşturabilmektedir.

Başka bir araştırma projesi ile tam ölçekli ve önerilen sismik yalıtım katına sahip betonarme prototipin sarsma masası deneylerinin yapılması planlanmaktadır. Bu çalışmada, önerilen yalıtım katı için daha uygun mühendislik detaylarının oluşturulma fırsatı da elde edilmiş olacaktır. Tamamlanan çalışmada elde edilen sonuçlar ve yazarların mühendislik pratiğine dayanarak, planlanan çalışmada uygun sonuçlar elde edileceği öngörülmektedir.

### **Teşekkür**

Çalışmanın deneysel bölümü İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarındaki ARI-1 sarsma masası üzerinde gerçekleştirilmiştir. Çalışma, 36997 nolu İTÜ BAP Projesi ile desteklenmiştir. Yazarlar, çalışmaya katkı sağlayan tüm kuruluş ve kişilere teşekkürlerini sunarlar.

### **Kaynaklar**

1. Makris, N., Chang, S., 2000, "Effect of Viscous, Viscoplastic and Friction Damping on the Response of Seismic Isolated Structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29, 85-107.
2. Yamada, K., Kobari, T., 2001, "Fundamental Dynamics and Control Strategies for Aseismic Structural Control", *International Journal of Solids and Structures*, 38 (34-35), pp.6079-6121.
3. Cheng, F.Y., Jiang, H., Lou, K., 2008, *Smart Structures Innovative Systems for Seismic Response Control*, CRC Press, Taylor & Francis Group, Boca Raton, 8-0-8493-8532-2.
4. Chen, W., Scawthorn, C., *Earthquake Engineering Handbook*, Boca Raton, FL: CRC Press, 2003.

5. Kelly, J.M., 1986, "Aseismic Base Isolation: Review and Bibliography", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 5(3), 202-216.
6. Martel, R. R., 1929, "The Effects of Earthquake on Buildings with a Flexible First Storey", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 19(3), 167-178.
7. Bednarski, E. J., 1935, Discussion of Paper No. 1906, "Flexible First Story Construction for Earthquake Resistance", *Transactions A.S.C.E.*, 100,657-660.
8. Green, N.B., 1935, "Flexible First Storey Construction for Earthquake Resistance", *Transactions ASCE*, 100, Paper No. 1906, 644-674.
9. Jacobsen, L.S., 1938, "Effects of a Flexible First Story in a Building Located on Vibrating Ground", *S. Timoshenko, 60th Anniversary Vol.*, Macmillan Co., New York.
10. Fintel, M. and Khan, R.F., 1969, "Shock Absorbing Soft Story Concept for Multistory Earthquake Structures", *Journal of the American Concrete Institute*, 66-29,318-390.
11. Chopra, A.K., Clough, D.P. and Clough, R.W., 1973, "Earthquake Resistance of Buildings with a Soft First Storey", *International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1, 347-355.
12. Arnold, C., 1984, "Soft First Stories: Truths & Myths", 8<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 5,943-950.
13. Todorovska, M. I., 1999, "Base Isolation by a Soft First Story with Inclined Columns", *Journal of Engineering Mechanics*, 124(4), 448-457.
14. Comartin, C.D., 2009, "Supplemental Vertical Support as a Means for Seismic Retrofit of Buildings", *Seismic Risk Assessment and Retrofitting with Special Emphasis on Existing Low Rise Structures* Editors: İlki, A., Karadogan, F., Pala, S., Yuksel, E., Chapter 16, pp. 329-342, Springer.
15. Huffmann,G., 1985, "Full Base Isolation for Earthquake Protection by Helical Springs and Viscodampers" *Nuclear Engineering and Design*, Volume 84, Issue 3,331-338.
16. Kelly, J.M.,1986, "Aseismic Base Isolation: Review and Bibliography", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 5(3),202-216.
17. Naeim, F., Kelly, J.M., 1999, *Design of Seismic Isolated Structures from Theory to Practice*, Wiley, New York, ISBN: 0-471-14921-7.
18. Warn, P., Ryan, K.L., 2012, "A Review of Seismic Isolation for Buildings: Historical Development and Research Needs", *Buildings*, 2, pp. 300-325.
19. Dezfuli, F.H., Alam, M.S., 2014, "Sensitivity Analysis of Carbon Fiber-Reinforced Elastomeric Isolators Based on Experimental Tests and Finite Element Simulations", *Bulletin of Earthquake Engineering* 12, 1025-1043.
20. Tsai C.S., Chiang T.C., Chen B.J., Lin S.B., 2003, "An Advanced Analytical Model for High Damping Rubber Bearings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32:1373-1387.
21. Tan R.Y., Huang M.C., 2000, "System Identification of a Bridge with Lead Rubber Bearings", *Computers and Structures*, 74, 267-280.
22. Komodromos, P., 2000, "Seismic Isolation for Earthquake Resistant Structures", *Advances in Earthquake Engineering Series*, WIT Press, Southampton, UK.
23. Fenz, D.M., Constantinou, M.C. (2006), "Behavior of the Double Concave Friction Pendulum Bearing", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 1403-1424.

24. Calabrese A., 2013, “Analytical, Numerical and Experimental Study of a Novel Low-cost Base Isolation System”, Ph.D Thesis Submitted to University of Naples, “Federico II”, 227 Pages.
25. Doudoumis, I.N., Papadopoulos, P., Papaliangas, T., “A Low-cost Base Isolation System on Artificial Soil Layers with Low Shearing Resistance”, 12 th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 661, 2002.
26. Karayel V., Yuksel E., 2013, “A New Seismic Base Isolation System Using Spring Tube Bracings”, International Conference on Earthquake Engineering, May 29-31, Paper No: 222, Skopje, Macedonia.
27. Yavaş, Ş.M., 2020 “Çapraz Yay Gruplarını Kullanan Sismik Yalıtım Sistemi Etkinliğinin Uygulamada Yaygın Olarak Kullanılan Diğer Sistemler İle Karşılaştırılması”, (Yüksek Lisans Tezi), İstanbul Teknik Üniversitesi, Afet Yönetim Enstitüsü, İstanbul.
28. Medeot R., 2012 Re-centering Capability of Seismic Isolation Systems: A controversial matter moving scarcely towards its settlement. 15th Word Conference on Earthquake Engineering, Lisbon.
29. Kelly JM, Beucke KE.,1983 A Friction Damped Base Isolation System with Fail-Safe Characteristics. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics 11*: 33-56.
30. Ohari M, Minami T, Osawa Y., 1988 Earthquake Response Analyses of Base Isolation Systems with and without Fail-Safe Mechanism. Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol 5, Tokyo-Kyoto, Japan.
31. Doluyurt H., 2017 “Çapraz Yay Gruplarını Kullanan Sismik İzolasyon Sisteminin İyileştirilmesi”, (Yüksek Lisans Tezi), İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
32. Karayel V., 2016 “Çapraz Yay Gruplarını Kullanan Yeni Bir Sismik Yalıtım Sistemi”, (Doktora Tezi), İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
33. Wilson, E. L., Habibullah, A., 1987, “Static and Dynamic Analysis of Multi-Story Buildings Including P-Delta Effects”, *Earthquake Spectra*, 3(2), 289-298.
34. Karayel, V., Yuksel, E., Gokce, T., Sahin, F., 2017, “Spring Tube Braces for Seismic Isolation of Buildings”, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 16:219-231.
35. Noor, F.A., Boswell, L.F., 1992, “Small Scale Modeling of Concrete Structures”, Elsevier Science Publisher Ltd.
36. PEER NGA Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center: NGA database, ([http://peer.berkeley.edu/peer\\_ground\\_motion\\_database/](http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database/)).
37. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Ankara, 2007.
38. Akiyama H., “Earthquake-Resistant Limit-State Design for Buildings”, University of Tokyo Press, 1985. ISBN 0-86008-377-2.
39. SAP2000n, Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures, CSI, Berkeley, California, USA.



## Mevcut Betonarme Binaların Deprem Risklerinin Hızlı Tayinine Yönelik Bir Yaklaşım

Ercan YÜKSEL<sup>1</sup>, Mustafa ALTINELLER<sup>2</sup>, Varol KARAYEL<sup>3</sup>, Fatih ŞAHİN<sup>4</sup>

### ÖZET

*Az katlı betonarme binaların deprem risklerinin hızlı tayinine yönelik yeni bir yaklaşım geliştirilmiştir. Binanın sadece kritik katı ya da katları için yapılan hızlı hesapta, önemli bazı yapısal özellikler kullanılmaktadır. Tasarım spektral ivme büyüklükleri yardımıyla binanın iki ana doğrultusundaki taban kesme kuvveti istemleri elde edilmekte, tek serbestlik dereceli sistem yer değiştirmelerine geçilmekte sonra da kritik kat görelî ötelenmelerine ulaşılmaktadır. Kritik katta; i. görelî kat ötelenmesi, ii. düşey taşıyıcı elemanlardaki eksenel gerilme düzeyi, iii. kesme kuvvetinin düşey taşıyıcı elemanlara yatay rijitlikleriyle orantılı dağıtılmasıyla belirlenen iç kuvvet etki/kapasite oranları risk değerlendirmesinde dikkate alınmaktadır. Tüm işlemler bir Excel hesap tablosunda otomatik işlem serisi olarak programlanmıştır. Farklı taşıyıcı sistem özelliklerine sahip binalarda, önerilen yaklaşımın sonuçları ile doğrusal ve doğrusal olmayan üç boyutlu hesap modelleri kullanılarak elde edilen sonuçlar karşılaştırılarak uyumlu oldukları gösterilmiştir.*

**Anahtar Kelimeler:** Mevcut betonarme bina, deprem riski, hızlı değerlendirme yöntemi.

### ABSTRACT

#### **An Approach to Rapid Seismic Risk Assessment of Existing Reinforced Concrete Buildings**

*A new approach has been developed for the rapid seismic risk assessment of low-rise reinforced concrete buildings. Some important structural properties are utilized in the calculation performed for only the critical story. By using the design spectral accelerations, base shear demands in the two main directions of the building are attained, single degree of freedom system displacements are calculated, and then it is reached to the relative displacements of the critical story. On the critical story; i. relative story drift, ii. The axial stress intensity in the lateral load-bearing elements, iii. Internal force demand/capacity ratios in the lateral load-bearing elements are considered in the risk assessment. All of the operations are programmed in an Excel spreadsheet.*

---

1 İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul - yukselerc@itu.edu.tr

2 Altineller Müh. ve Taah. Ltd. Şti., İstanbul - proje@altinellerltd.com

3 İF Müh. ve Müş. Ltd. Şti., İstanbul - ifmuh@ifmuhendislik.com.tr

4 İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul - sahinmehm@itu.edu.tr

*In the buildings with diverse structural properties, the results of the proposed approach were compared with the results obtained using the linear and nonlinear three-dimensional structural models and they were shown to be compatible.*

**Keywords:** Existing reinforced concrete building, seismic risk, rapid assessment method.

## 1. AMAÇ

Betonarme binalarda deprem performansının belirlenmesi için 2018 Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018) [1] ve Riskli Yapılar Tespit Yönetmeliğinde [2] tanımlanmış farklı düzeylerde “*ayrıntılı analiz yöntemleri*” bulunmaktadır. Bu yöntemlerin yanında; “*bina deprem riskinin*” daha az zaman ve kaynak kullanarak yaklaşık olarak belirlenmesi konusu, 1999 Depremlerinden bu yana güncelliğini koruyan bir araştırma ve uygulama alanı olmuştur. Mevcut betonarme binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi için ülkemizde farklı çalışmalar yapılmıştır [3-6].

Kamu ve özel sektör kuruluşları ile belediyeler tarafından, birim zamanda daha çok sayıdaki binada daha az emek, zaman ve bütçe harcayarak deprem riskinin gerçekçi olarak belirlenmesi talep edilebilmektedir.

Deprem riski tayin edilecek binanın taşıyıcı sistem projeleri ya da oluşturulacak taşıyıcı sistem rölevellerinden yararlanılarak, deprem etkisindeki davranışını temsil eden *kritik katı* üzerinde deterministik bir yaklaşımla uygulanabilecek bir “*hızlı değerlendirme yaklaşımı*” geliştirilmesi amaçlanmıştır [7].

Bina deprem riskinin tayininde kullanılan temel büyüklüklerin belirlenmesi konusunda önerilen yaklaşımın başarısının irdelenmesi için, seçilen üç farklı betonarme binada ayrıntılı hesap modeli oluşturularak elde edilen sonuçlar ile karşılaştırmalar yapmak bu bildirinin kapsamını oluşturmaktadır.

## 2. HIZLI DEĞERLENDİRME YAKLAŞIMININ ve EXCEL YAZILIMININ GENEL ÖZELLİKLERİ

Önerilen yaklaşım, incelenen binanın “*kritik katında*” yaklaşık iç kuvvet ve yerdeğiştirme hesapları yapmakta; Riskli Yapılar Yönetmeliğinde [2] tanımlanan sınır değerlere göre “*kritik kat için*” karşılaştırmalar gerçekleştirerek *can güvenliği bakımından* binanın *sismik risk durumunu* belirlemektedir. Önerilen yaklaşımın Riskli Yapılar Yönetmeliğinde [2] tanımlanan hesap yönteminden farkı, incelenen taşıyıcı sisteme ait hesap modelini oluşturmadan sadece “*kritik kat*” düşey taşıyıcı elemanlarındaki iç kuvvet ve görelî ötelenmelerin yaklaşık yollar ile belirlenerek, değerlendirmede kullanılmasıdır.

Çalışılacak binanın bulunduğu bölgenin depremselliği Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği [1] kapsamındaki deprem tehlike haritaları kullanılarak belirlenmektedir. Zemin özellikleri bina dokümanlarından, mevcut değilse sahadan veya dolaylı yollardan temin edilmektedir.

Önerilen yaklaşım, deprem etkisindeki davranışı birinci titreşim modu tarafından kontrol edilen az katlı (10 kata kadar) çerçeve ve perde-çerçeve türü taşıyıcı sistemlere sahip betonarme binalar için geliştirilmiştir.

Bina kritik katı için yapılan hesaplarda aşağıdaki “*temel büyüklükler*” belirlenmekte ve sınır değerler ile karşılaştırılmaktadır:

- i. görelî kat ötelenmesi,
- ii. düşey taşıyıcı elemanlardaki eksenel gerilme düzeyi,

- iii. kritik kata etkiyen kesme kuvvetinin düşey taşıyıcı elemanlara dağıtılmasıyla oluşan etki/kapasite oranları,
- iv. yardımcı bilgi olarak; binanın yapım yılı ve proje detayları dikkate alınarak seçilen taşıyıcı sistem davranış katsayısı ( $R$ ) kullanılarak eşdeğer deprem yükünün ( $F=cW$ ) belirlenmesi ve düşey elemanlar tarafından taşınabilirliğinin kontrolü,

Donatı akma dayanımı; *bina yaşı*, *bilgi toplama düzeyi* ve *sınırlı düzeydeki donatı korozyonunun etkisini* temsil etmek üzere 0.86 katsayısı ile çarpılarak kullanılmaktadır. Orta düzeydeki korozyon durumunda çarpan 0.75 olmaktadır.

Beton dayanımı için proje değerinin alınması durumunda, projedeki karakteristik dayanım 1.4 katsayısına bölünerek kullanılmaktadır. Deneysel çalışma mevcutsa; örnek sayısı sınırlı olduğunda gerçekleşen en küçük dayanım, örnek sayısı fazla ise istatistik hesaplama ile belirlenen basınç dayanımı esas alınmaktadır.

Geliştirilen “*hızlı değerlendirme yaklaşımının*” farklı binalarda uygulanması için bir *Excel Hesap Tablosu* oluşturulmuştur. Her bina için bağımsız bir tablo düzenlenmektedir. Hesap tablosunda yeşil renk ile işaret edilen hücrelere bina bilgileri kullanıcı tarafından girilmektedir. Bu bilgiler arasında binanın coğrafi konumu, kat sayısı, kat alanları, kolon ve perde sayısı, kritik ve diğer kat yükseklikleri, her iki doğrultudaki yatay yük taşıyıcı sistem tipleri, kontrole esas beton basınç ve çekme dayanımları, kolon boyuna ve enine donatılarının karakteristik dayanımları, donatıların korozyon durumu, kolonlarda sargı donatısı sıklaştırması olup olmadığı, perdelerde uç bölgesi teşkil edilip edilmediği ve yerel zemin sınıfı bilgileri yer almaktadır.

Oluşturulan Excel hesap tablosunun “*Kontrol*” sayfasında, kritik kattaki her düşey taşıyıcı eleman (kolon, perde ve eşdeğer birleşik perde) için bir satır açılmaktadır. Düşey taşıyıcı elemanlar için isim, boyut, düşey yük etki alanı, konum rijitlik düzeltme çarpanı, eğilme rijitlik çarpanı, binanın iki ana doğrultusu için boyuna ve enine donatı alanları ile aralıkları girilmektedir.

Bina deprem riskinin tanımlanması için 100 tam puan üzerinden bir puanlama sistemi geliştirilmiştir [7]. Puanlama sisteminde dikkate alınan ölçütler aşağıda sıralanmıştır:

- Yerel zemin sınıfı
- (Kritik kat görelî ötelenme istemi) / (Kolon ve perdeler için  $(\delta/h_k)$  sınır değeri)
- Ortalama aksenal gerilme oranı ( $G+nQ$ ) ( $\leq 0.65$ )
- (Yetersiz kolon ve perdelerin taşıdığı kesme kuvvetleri toplamı) / (Kat kesme kuvveti)
- (Sünek davranış için gereken kolon kesme kapasitesi + perde kesme kapasitesi) / (Kat kesme kuvveti ( $R$  ile hesaplanan)) ( $V_p / V_e$ )
- (Gevrek kırılma ihtimali olan kolon ve perde elemanların taşıdığı kesme kuvvetleri toplamı) / (Kat kesme kuvveti) ( $V_{e_{gevrek}} / V_{e_{kat}}$ )
- Taşıyıcı sistemi değerlendiren mühendisin puanı

Binanın bu ölçütlerden aldığı puanlar öngörülen ağırlık katsayıları ile birleştirilerek “*bina toplam puanı*” elde edilmekte ve %25 lik dilimlere göre “*bina risk sınıfı*” tanımlanmaktadır.

### 3. HIZLI DEĞERLENDİRME YAKLAŞIMININ HESAP ADIMLARI

Geliştirilen hızlı değerlendirme yaklaşımının önemli hesap adımları aşağıda sıralanmıştır:

- a) Binanın iki ana doğrultusundaki etkin titreşim periyotlarının tahmin edilmesinde TBDY-2018 [1] de verilen  $T = C_t H_N^{3/4}$  bağıntısı kullanılmıştır. Bağıntıdaki  $C_t$  katsayısı *görece*

zayıf betonarme çerçevelerde 0.11, betonarme çerçevelerde 0.10, görece zayıf perdeli çerçeve sistemlerde 0.08, perde-çerçeve taşıyıcı sistemlerde (az perdeli) 0.07, kuvvetli perde çerçeve taşıyıcı sistemlerde 0.05 ve perdelerin etkin olduğu taşıyıcı sistemlerde 0.05 olarak alınmaktadır.  $H_N$  bina toplam yüksekliğini göstermektedir. Bağıntı ile hesaplanan sonuç 1.25 katsayısı ile büyütülerek, Riskli Yapılar Yönetmeliğinin [2] tanımladığı *çatlamış kesit rijitlikleri* kullanılarak elde edilen *hakim titreşim periyotlarına* ulaşılmaktadır.

- b) Türkiye Deprem Tehlike Haritası kullanılarak, binanın koordinatlarına ve yerel zemin özelliklerine göre elastik ivme spektrumu elde edilmektedir. Bina hakim titreşim periyotlarına karşı gelen elastik spektral ivme büyüklükleri ( $S_a$ ) belirlenmektedir.
- c) Titreşime katılan bina kütlesi ( $m$ ) hesaplanmaktadır. Kütle hesabı,  $G$  özağırlık,  $Q$  hareketli yük ve  $n$  hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan “ $G+nQ$ ” yüküne bağlı olarak yapılmaktadır.
- d) Titreşime katılan bina kütlesi ( $m$ ) ile iki ana doğrultuda hesaplanan elastik spektral ivme büyüklükleri ( $S_a$ ) çarpılarak elastik taban kesme kuvvetlerine ( $F$ ) geçilmektedir.
- e) Bina tepe yatay yerdeğiştirmesi ( $\Delta_{tepe}$ ) ile kritik kat yatay yerdeğiştirmesi ( $\delta_{kritik\ kat}$ ) tek serbestlik dereceli sistem benzeşimiyle ATC40 [8] ve FEMA440 [9] a uygun olarak aşağıdaki bağıntılar ile hesaplanmaktadır. (4) ve (5) nolu bağıntılarda kullanılan  $\alpha_m$  ve  $\phi$  çarpanları için uygun aralıklar tanımlanmıştır.  $n_{kat}$  bina kat sayısını göstermektedir.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K^*}} \quad (1)$$

$$F = S_a \times m = K^* \times S_d \quad (2)$$

$$S_d = F / K^* \quad (3)$$

$$\Delta_{tepe} = S_d \times \alpha_m \quad (4)$$

$$\delta_{kritik\ kat} = \frac{\Delta_{tepe}}{n_{kat}} \times \phi \quad (5)$$

- f) Kritik kat için hesaplanan kat kesme kuvveti, düşey taşıyıcı elemanlar (kolonlar, perdeler ve eşdeğer bütünleşik perdeler) arasında paylaştırılarak *eleman kesme kuvvetlerine* geçilmektedir. Paylaşım işlemi, çerçeve ve perdelerin yaklaşık yatay rijitlikleri esas alınmaktadır. Kolon ve perdelerde *çatlamış kesit rijitlikleri* kullanılmaktadır. L, T ve U kesitli perdelerin *eğilme ve kayma kapasiteleri*, eşdeğer genişlikli dikdörtgen kesitlere benzetilerek hesaplanmaktadır.
- g) Kolon alt ve üst uç görelî bağlantı rijitlikleri katsayılar ile temsil edilmektedir. Seçilen katsayıların doğrulanmasına yönelik olarak gerçekleştirilen sayısal çalışmalardan, yeter güvenlikte sonuç üretilebildiği görülmüştür.
- h) Kritik katta gerçekleştirilen kontrol hesaplarına *plandaki burulma etkisi* de dahil edilmiştir. Düşey taşıyıcı elemanların yatay rijitlikleri dikkate alınarak *kat rijitlik merkezi* hesaplanmaktadır. Kütle merkezi ile kat rijitlik merkezi arasındaki mesafeden hareketle kata etkileyen *burulma momenti* hesaplanmaktadır. Burulma momenti düşey taşıyıcı



elemanlara yatay rijitlikleri oranında dağıtılmaktadır. Burulmadan oluşan eleman kesme kuvvetleri, kat kesme kuvvetinden oluşan kesme kuvvetleri ile toplanarak hesaba devam edilmektedir.

- i) “ $G+nQ$ ” yüklemesinden dolayı *deprem hesabında kullanılacak bina düşey ağırlığı* hesaplanmaktadır. Bu ağırlık, düşey taşıyıcı elemanlara *yaklaşık yük etki alanlarıyla* orantılı olarak dağıtılmaktadır. Hesaplanan eksenel kuvvetler, eleman enkesit alanına bölünerek *eleman basınç gerilmelerine* geçilmektedir. Kritik katta yer alan tüm düşey taşıyıcı elemanlar için hesaplanan basınç gerilmeleri toplamı düşey taşıyıcı eleman sayısına bölünerek ulaşılan sayı, 0.65 sınır değeriyle karşılaştırılmaktadır. 0.65 sınırının aşılması durumunda, kritik katın herhangi bir düşey taşıyıcı elemanında *etki/kapasite sınır değeri* aşıldığında, başka bir kontrole gerek kalmadan binanın riskli olduğu (*Eksenel Basınç Kırılması Riski*) sonucuna varılmaktadır.
- j) Eksenel basınca maruz dikdörtgen kesitli ve simetrik donatılı betonarme kolon elemanlarda *eğilme momenti taşıma kapasiteleri* ( $M_{Px}, M_{Py}$ ) hazır formüller kullanılarak hesaplanmaktadır.
- k) Kolon elemanların her iki ucunun plastikleşmesi durumunda oluşacak kesme kuvvetleri, iki ana doğrultu için  $V_{Px} = 2 \times M_{Px} / h_k$  ve  $V_{Py} = 2 \times M_{Py} / h_k$  formülleri ile hesaplanmaktadır. Burada  $h_k$  kritik kat yüksekliğini göstermektedir.
- l) Kolon ve perdelerin kesme kuvveti taşıma kapasiteleri ( $V_r$ ) hesaplanarak  $V_{Px}$  ve  $V_{Py}$  büyüklükleri ile karşılaştırılmaktadır.
- m) Düşey taşıyıcı elemanlarda deprem etkisinde oluşacak eğilme momentleri, daha önce belirlenen kesme kuvvetlerine bağlı olarak hesaplanmaktadır. Burada, kolonlar için sabit 1.20 katsayısı kullanılırken, perdeler için perde-çerçeve kesme kuvveti oranına bağlı olarak değişen  $\phi$  katsayısı kullanılmaktadır.
- n) Kolon ve perdelerde *etki/kapasite oranları* ( $m_x, m_y$ ) hesaplanmaktadır.
- o) Kritik kattaki kolon ve perdelerde, ( $G+nQ \pm E/2$ ) yüklemesinden elde edilen  $V_e$  ile ( $G+nQ \pm E$ ) yüklemesinden elde edilen kesme kuvvetlerinin ( $m_x, m_y$ )’e bölünmesiyle belirlenen  $V_e$  büyüklüklerinden küçüğü kullanılarak,  $V_e/V_r$  oranları hesaplanmaktadır.  $E$  deprem yükleme durumunu,  $V_r$  eleman kesme kuvveti taşıma kapasitesini göstermektedir.
- p) Kolon ve perdelerde Riskli Yapılar Yönetmeliğine [2] uygun olarak eleman sınıflandırması (A, B, C) yapılmaktadır.
- q) Kolon ve perdelerde ( $m_{sınır}$ ) ve  $(\delta/h)_{sınır}$  sınır değerlerinin tayini için gerekli olan büyüklükler hesaplanmaktadır. Bunlar, kolonlar için sargı donatısı hacimsel yüzdesi  $A_{sh} / (s \times b_k)$ , perdeler için  $V_e / (b_w \times d \times f_{ctm})$  değerleridir.
- r) ( $m_{sınır}$ ) ve  $(\delta/h)_{sınır}$  sınır değerleri, Riskli Yapılar Yönetmeliğinde [2] verilen tablolardan seçilmektedir. Ara değerler lineer interpolasyon ile belirlenmektedir. Riskli Yapılar Yönetmeliğinde [2] yer alan sınır değer tablolarında; kolonlarda, sargı donatısının hacimsel yüzdesi  $A_{sh} / (s \times b_k)$  ve basınç gerilmesi  $N / (A_c \times f_{ck})$  esas alınırken görelî yerdeğiştirme istemi dikkate alınmamıştır. Pratik tecrübelerden hareketle, görelî yerdeğiştirme isteminin sınır değerlerin altında kaldığı binalarda etki/kapasite sınır değerlerinin bir miktar artırılabilceği öngörülmüştür. Riskli Yapılar Yönetmeliğinden [2] alınan sınır değerlerin bir miktar büyütülmesi için, 1.0-1.50 aralığındaki  $\omega$  çarpanı tanımlanmıştır. Bu durumun kullanılabilmesi için, kritik kattaki ortalama eksenel gerilme düzeyinin  $(N / (A_c \times f_{ck}) \leq 0.40)$  olması şartı öngörülmüştür.

- s) Binanın her iki doğrultusu için, kolon ve perdelerde hesaplanan *etki/kapasite oranları* ile sınır değerler karşılaştırarak yetersiz kolon ve perdeler tespit edilmektedir. Yetersiz düşey taşıyıcı elemanların taşıdığı kesme kuvvetleri toplamının ilgili doğrultudaki kat kesme kuvvetine oranı hesaplanmakta ve Riskli Yapılar Yönetmeliğinde [2] verilen sınırlar ile karşılaştırılmaktadır.
- t) Bina risk durumunun belirlenmesi için, farklı ölçütlerden alınan puanlar öngörülen ağırlık katsayıları ile birleştirilerek “*bina toplam puanı*” elde edilmektedir. Dört risk sınıfı (kırmızı, turuncu, sarı ve yeşil) tanımlanmıştır, Şekil 1. Sınıfların puan aralıkları; 1. Derece Riskli Bina (0-25 puan), 2. Derece Riskli Bina (26-50), 3. Derece Riskli Bina (51-75) ve Güvenli Bina (76-100) olarak düzenlenmiştir.

Yapısal Güvenlik Tanımı	Puan	Renk
<b>1. Derece Riskli Bina</b> (2018 Deprem Yönetmeliğine göre can güvenliği performans hedefi sağlanmıyor. En kısa vadede eyleme geçilmelidir.) Binanın acilen boşaltılması ya da kullanımı zaruri ise yerinde yapılacak ayrıntılı inceleme sonucuna göre, tüm taşıyıcı sistemi ilgilendiren kapsamlı ve büyük ölçekli güçlendirme çalışması gerekmektedir.	0-25	Kırmızı
<b>2. Derece Riskli Bina</b> (2018 Deprem Yönetmeliğine göre can güvenliği performans hedefi sağlanmıyor. Kısa-orta vadede eyleme geçilmelidir.) Can Güvenliği Performans Hedefinin sağlanabilmesi için, yerinde yapılacak ayrıntılı inceleme sonucuna göre büyük ölçekli güçlendirme çalışması (yeterli sayıda perde ilavesi ve/veya kolon mantolanması) yapılması gerekmektedir.	26-50	Turuncu
<b>3. Derece Riskli Bina</b> (Uygulanan hızlı değerlendirme yöntemi sonucuna göre can güvenliği performans hedefi sağlanmıyor. Ancak ayrıntılı inceleme yapıldığında can güvenliği performans hedefi sağlanabilir. Uygulanan hızlı değerlendirme yöntemi sonucunda güçlendirme önerisi yapılamayan binalar için aşağıdaki iki aşamalı yol izlenecektir. 1-Binanın kesin performans düzeyinin belirlenebilmesi için, yerinde yapılacak ayrıntılı inceleme sonucuna dayalı performans analizi gerçekleştirilecektir. 2-İlk aşama sonucunda yetersizlik durumu söz konusu ise, orta ölçekli güçlendirme çalışması (sınırlı sayıda perde ilavesi ve/veya kolon mantolanması) yapılması gerekmektedir.	51-75	Sarı
<b>Güvenli Bina</b> (2018 Deprem Yönetmeliğine göre can güvenliği performans hedefi sağlanıyor.) Yapısal elemanlarda sınırlı hasar oluşabilir, toptan veya bölgesel göçme riski yoktur.	76-100	Yeşil

Şekil 1 - Önerilen Hızlı Değerlendirme Yaklaşımında Kullanılan Puanlama Sistemi

#### 4. GELİŞTİRİLEN YAKLAŞIMIN DOĞRULANMASINA YÖNELİK ÖRNEK BİNA İNCELEMELERİ

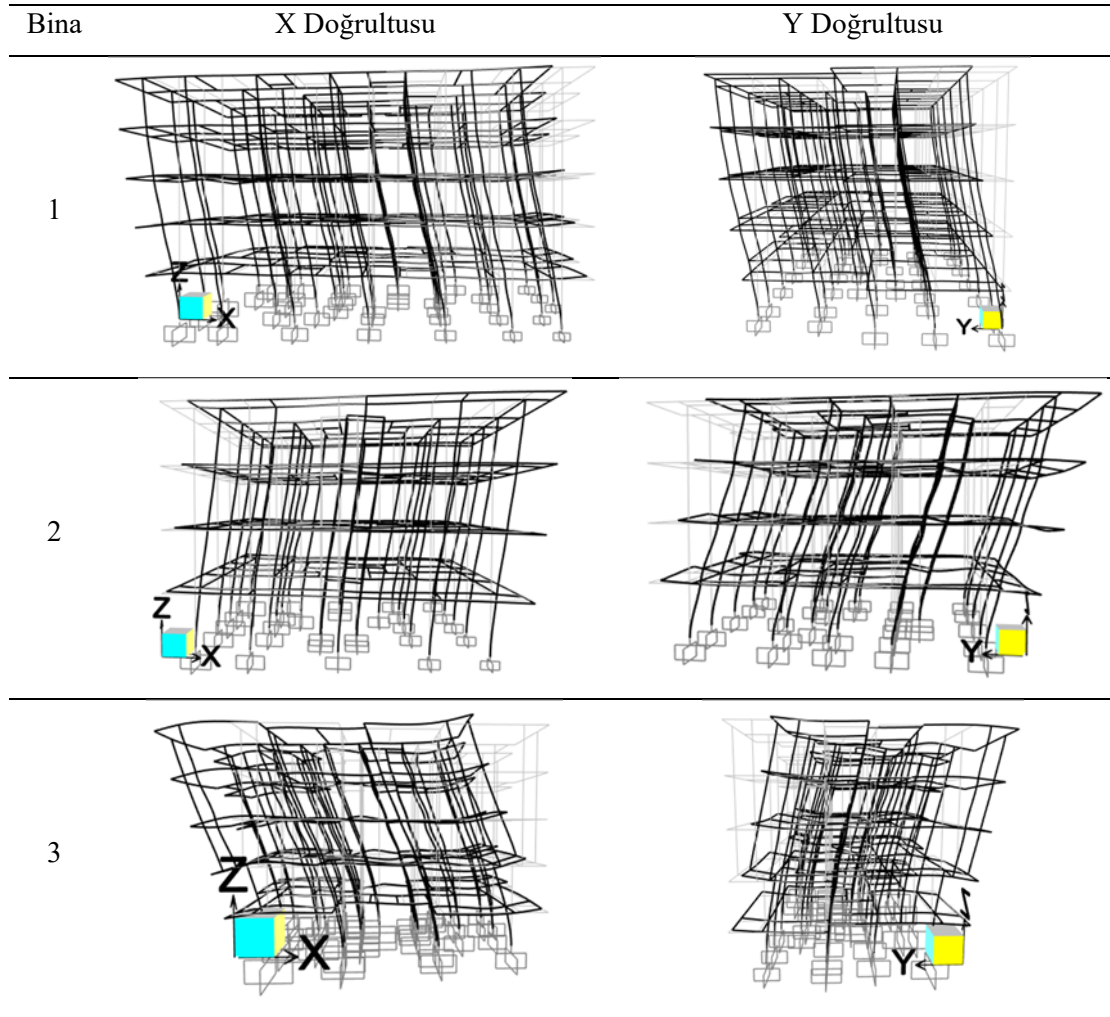
Geliştirilen *hızlı değerlendirme yaklaşımının* doğrulanmasına yönelik çalışmalar iki ana grupta toplanmıştır:

Birinci gruptaki çalışmalar; İstanbul’da farklı yıllarda inşa edilmiş olan ve tasarım projeleri bulunan üç betonarme bina üzerinde gerçekleştirilmiştir [7]. Üç boyutlu doğrusal analiz sonuçları ile önerilen yaklaşımın “*kritik kat*” için ürettiği iç kuvvet ve yerdeğiştirme büyüklükleri karşılaştırılmış ve değerlendirmeler yapılmıştır. Bu makalede, birinci grupta yer alan çalışmalar sunulmaktadır.

İkinci grupta ise farklı özelliklere sahip betonarme binalar için 2018 Bina Deprem Yönetmeliğinde (TBDY-2018) [1] tanımlanmış doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri kullanılarak elde edilen sonuçlar ile karşılaştırmalar yapılmıştır. Bu kapsamda; i) Üç katlı mevcut betonarme bina, geliştirilen hızlı değerlendirme yaklaşımı ile değerlendirildiğinde “76.5” puan olarak “*Güvenli Bina*” sınıfına girmiştir. TBDY-2018 e [1] göre uygulanan doğrusal elastik hesap

yönteminde “*Kontrollü Hasar (KH)*” performans seviyesi sağlanamazken, yığılı plastik mafsal kabulü ile 11 adet deprem kaydı ile zaman tanım alanında gerçekleştirilen doğrusal olmayan analizlerde “*Kontrollü Hasar (KH)*” performans seviyesi sağlanmıştır, [10], ii) 30 Ekim 2020 Sisam Depreminde İzmir Bayraklı’da toptan göçen binalardan beşi üzerinde uygulanan *hızlı değerlendirme yaklaşımında* tüm binaların “0” puan aldığı ve “1. Derece Riskli Bina” sınıfına girdikleri tespit edilmiştir. Bu binalar için, bölgedeki AFAD istasyonlarından alınan ivme kayıtları kullanılarak gerçekleştirilen zaman tanım alanındaki doğrusal olmayan analizlerde de “*Göçme Durumu*” elde edilmiştir [11].

Birinci grupta yer alan çalışmalarda; İstanbul’da bulunan üç adet binanın üç boyutlu doğrusal hesap modelleri oluşturulmuş, çatlama kesit rijitlikleri esas alınarak *serbest titreşim analizleri*, *eşdeğer deprem yükü yöntemi* ve *mod birleştirme yöntemi* ile deprem hesapları yapılarak “*kesin sonuçlar*” elde edilmiştir, Şekil 2.

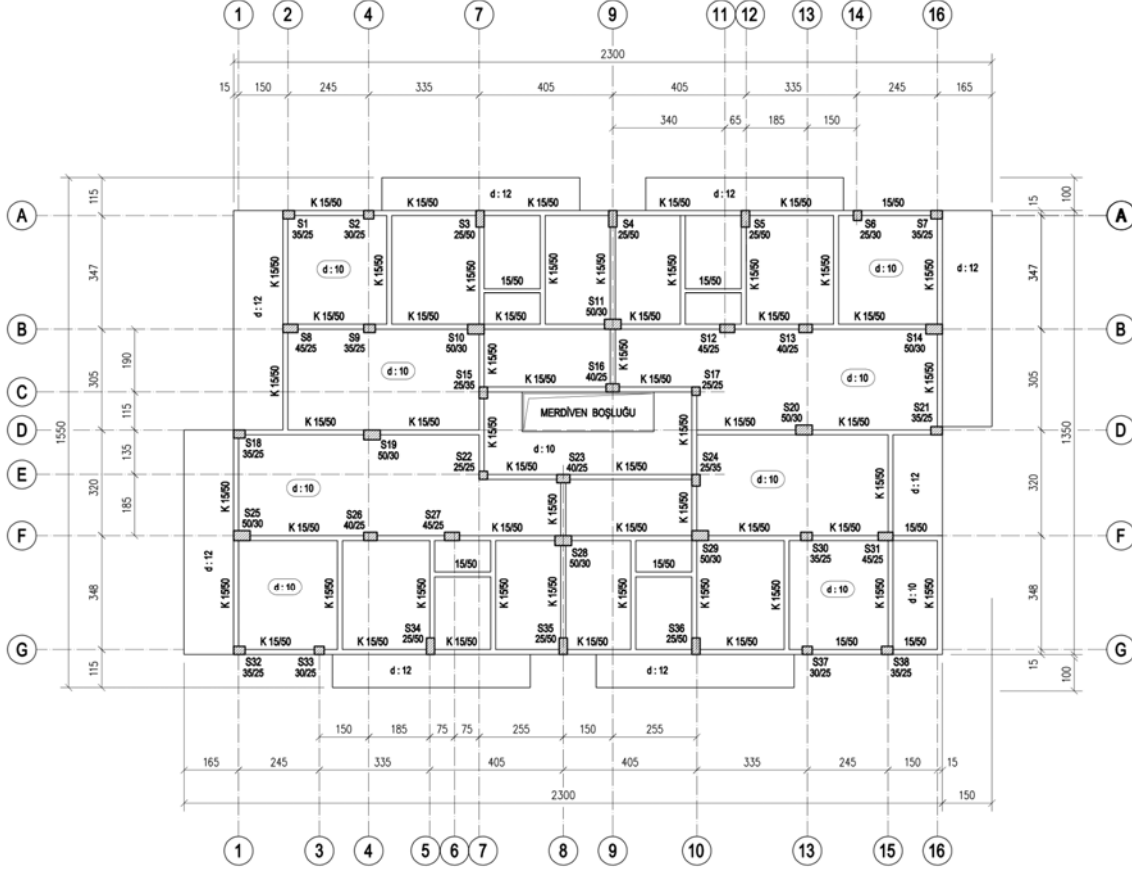


Şekil 2 - İncelenen Binaların Üç Boyutlu Hesap Modelleri ve Etkin Titreşim Modları

Önerilen hızlı değerlendirme yaklaşımı Excel yazılımı yardımıyla bu binalara uygulanmış ve elde edilen sonuçlar “*kesin sonuçlar*” ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırılan büyüklükler arasında her iki doğrultudaki hakim serbest titreşim periyotları, taban kesme kuvvetleri, bina tepe yerdeğiştirmesi, kritik kat göreceli yerdeğiştirmeleri, kolon ve perde iç kuvvetleri bulunmaktadır.

#### 4.1. Bina-1 (Maltepe-Küçükalya, çerçeve taşıyıcı sistem)

1972 yılında inşa edilmiş, her iki doğrultuda çerçeve taşıyıcı sisteme sahip betonarme bina 1 bodrum kat + zemin kat + 3 normal kat olmak üzere toplam 5 katlıdır, Şekil 3. Bodrum kat tümüyle toprak üstünde olduğundan *kritik kat* 1. bodrum kat olarak seçilmiştir.

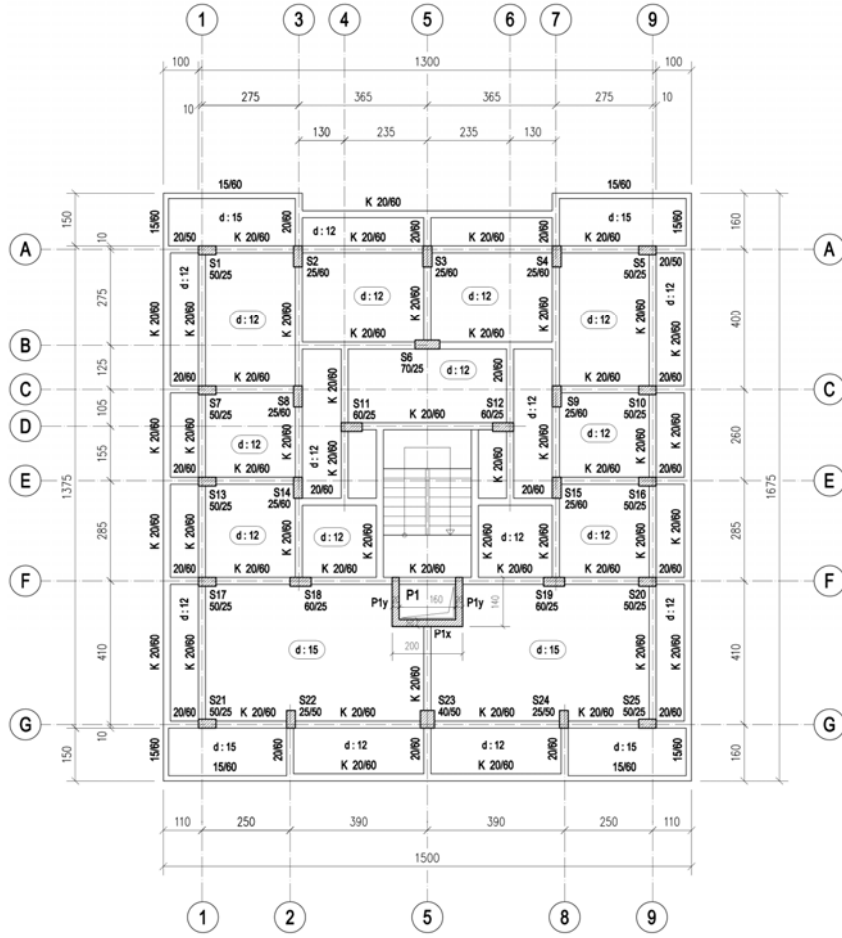


Şekil 3 - Bina-1 Bodrum Kat Tavanı Kalıp Planı

Kolonların yerleşim şekli ve oluşturulan çerçeve durumlarına bağlı olarak, taşıyıcı sistemin iki doğrultudaki yatay rijitliği farklıdır. Bu durum hakim titreşim periyodlarına yansımıştır. Beton basınç dayanımı 8 MPa olarak belirlenmiştir. Kolonlarda kullanılan donatı çeliği S220 olup, karşı gelen karakteristik akma dayanımı öngörülen 0.87 katsayısı kullanılarak 191 MPa olarak alınmıştır. Düşey taşıyıcı elemanlarda enine donatı sıklaştırması yoktur. Etriye çapı 8 mm, aralıkları da projeye uygun olarak 20 cm olarak göz önüne alınmıştır. Yerel zemin sınıfı olarak, binanın bulunduğu bölgeye ait önceki bilgilerden ZC seçimi yapılmıştır.

#### 4.2 Bina-2 (Bostancı-Çatalçeşme, perde-çerçeve taşıyıcı sistem)

İki doğrultuda asansör perdesi ve çerçeve taşıyıcı sisteme sahip 1984 yılında inşa edilmiş betonarme bina, 1 Bodrum kat + zemin kat + 3 normal kat olmak üzere toplam 5 katlıdır, Şekil 4. Binanın bodrum katının büyük bölümü simetrisi de sağlanmış olarak toprak altında bulunduğu rijit bodrum kat olarak kabul edilmiştir. Titreşime katılan kat sayısı 4 ve *kritik kat* olarak zemin kat dikkate alınmıştır.



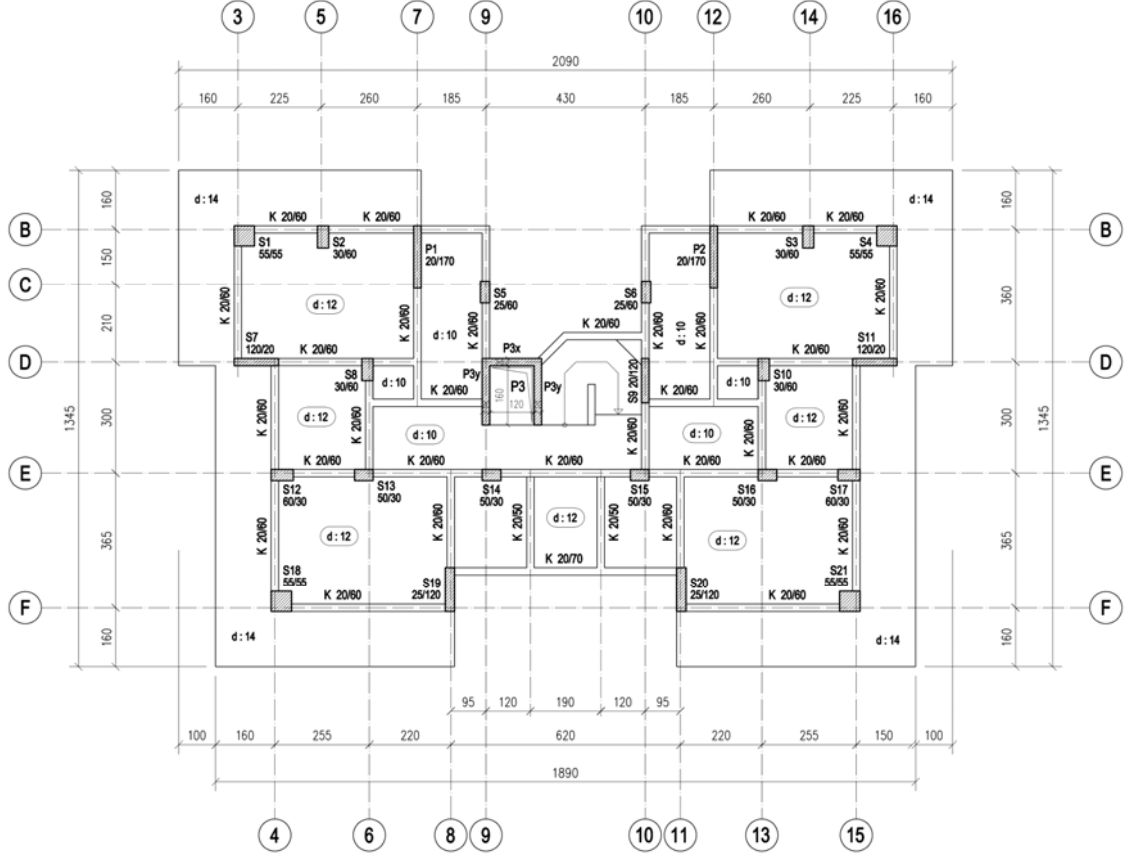
Şekil 4 - Bina-2 Zemin Kat Tavanı Kalıp Planı

Beton basınç dayanımı olarak 10 MPa değeri kullanılmıştır. Bina kolon ve perdelerinde kullanılan donatı çeliği S220 olup, karşı gelen karakteristik dayanım öngörülen 0.87 katsayısı kullanılarak 191 MPa olarak alınmıştır. Düşey taşıyıcı elemanlarda enine donatı sıklaştırması olmayıp; etriye çapı 8 mm, etriye aralıkları da projeye uygun olarak 20 cm olarak hesaba katılmıştır. Asansör perdesinin uçlarında 8 mm çaplı sargı donatısı bulunmaktadır. Yerel zemin sınıfı olarak, binanın bulunduğu bölgeye ait önceki bilgilerden ZC seçimi yapılmıştır.

#### 4.3. Bina-3 (Kadıköy-Acıbadem, perde çerçeve taşıyıcı sistem)

İki doğrultuda perde ve çerçeve taşıyıcı sisteme sahip 1988 yılında inşa edilmiş betonarme bina, 2 Bodrum kat + zemin kat + 3 normal kat olmak üzere toplam 6 katlıdır, Şekil 5.

Binanın 2. bodrum katı bütünüyle toprak altında bulunduğu için rijit bodrum kat olarak kabul edilmiştir. Titreşime katılan kat sayısı 5 olarak alınmıştır. Beton basınç dayanımı olarak 12 MPa değeri kullanılmıştır. Kolon ve perdelerde kullanılan donatı çeliği S220 olup, karşı gelen karakteristik dayanım öngörülen 0.87 katsayısı kullanılarak 191 MPa olarak alınmıştır. Etriye çapı, kolonlarda 8 mm iken perdelerde ve perde tipi kolonlarda 10 mm dir. Kolonlarda enine donatı sıklaştırması olmayıp, etriye aralıkları projedekine uygun olarak 20 cm alınmıştır. Asansör perdesinin uçlarında 8 mm çaplı sargı donatısı mevcuttur. Yerel zemin sınıfı olarak binanın bulunduğu bölgeye ait önceki bilgilerden ZC seçimi yapılmıştır.



Şekil 5 - Bina-3 Birinci Bodrum Kat Tavanı Kalıp Planı

Zemin kat tavanında dört köşede yer alan konsollara üstteki üç katın köşe kolonları mesnetlenmektedir. Bu nedenle *kritik kat* olarak sırasıyla 1.bodrum kat ve zemin kat seçilerek iki ayrı değerlendirme yapılmıştır. Bu örnekteki gibi konsollara oturan üst kat kolonları bulunan binalar için, Excel Hesap Tablosunda *önemli düşey yük momentlerinin* girilebileceği ilave sütunlar tanımlanmıştır. İlgili kolonlarda, moment taşıma kapasitesinden önemli düşey yük momentleri düşülerek artan moment kapasitesi *etki/kapasite karşılaştırmasında* kullanılmıştır.

## 5. ÖRNEK BİNA ÇÖZÜMLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Deprem riskinin belirlenmesinde kullanılan temel büyüklüklerin hesabında yapılan yaklaşıklık, risk tahmininin başarısını yakından etkilemektedir. Temel büyüklüklerin belirlenmesi sırasındaki yaklaşıklıkta ortaya koymak üzere, üç boyutlu doğrusal hesap modelleri kullanılarak gerçekleştirilen analizlerde elde edilen "*kesin sonuçlar*" ile önerilen hızlı değerlendirme yaklaşımının uygulandığı Excel hesap tablosu ile elde edilen "*yaklaşık sonuçlar*" karşılaştırılmıştır [7]. Temel büyüklükler, incelenen binada her iki doğrultudaki hakim serbest titreşim periyotları, taban kesme kuvvetleri, bina tepe yerdeğistirmeleri, kritik kat görelî yerdeğistirmeleri, kolon ve perde elemanlarda oluşan iç kuvvetler olarak sıralanabilir.

1. Önerilen yaklaşımla tahmin edilen *etkin titreşim periyotları* ile üç boyutlu kesin çözüm sonuçları (Tablo 1) arasındaki fark ortalama %10-15 düzeyindedir.

**Tablo 1 - Etkin Titreşim Periyodu Karşılaştırması**

Örnek Bina-	Üç Boyutlu Analiz		Önerilen Yaklaşım	
	$T_x$	$T_y$	$T_x$	$T_y$
	[s]	[s]	[s]	[s]
1	0.94	1.13	0.92	1.01
2	0.52	0.61	0.62	0.62
3	0.63	0.56	0.63	0.63

2. Önerilen yaklaşımla tahmin edilen taban kesme kuvvetleri ile üç boyutlu kesin çözüm sonuçları karşılaştırıldığında (Tablo 2); en büyük farklar *Örnek Bina-1* de %8.8, *Örnek Bina-2* de %18 ve *Örnek Bina-3* de %10.0 olarak elde edilmiştir.

**Tablo 2 - Taban Kesme Kuvveti Karşılaştırması**

Örnek Bina-	Üç Boyutlu Analiz		Önerilen Yaklaşım	
	$V_x$	$V_y$	$V_x$	$V_y$
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	6757	5711	6821	6213
2	7426	5984	6090	6090
3	5687	6451	6264	6264

3. Önerilen yaklaşımla tahmin edilen tepe yerdeğiştirmeleri üç boyutlu kesin çözüm sonuçlarıyla karşılaştırıldığında (Tablo 3); *Örnek Bina-1* de farklar %2.2 ve %2.4 düzeyinde gerçekleşmiştir. Fark oranları *Örnek Bina-2* de %15.3 ve %8.1; *Örnek Bina-3* de ise %3.6 ve %6.2 düzeyindedir.

**Tablo 3 - Tepe Yerdeğiştirmesi Karşılaştırması**

Örnek Bina-	Üç Boyutlu Analiz		Önerilen Yaklaşım	
	$(\delta_x)_{tepe}$	$(\delta_y)_{tepe}$	$(\delta_x)_{tepe}$	$(\delta_y)_{tepe}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	124.64	150.60	127.40	154.20
2	73.70	78.60	85.00	85.00
3	80.00	72.60	77.10	77.10

4. Önerilen yaklaşımla elde edilen *kritik kat görelî yerdeğiştirmeleri* üç boyutlu kesin çözüm sonuçlarıyla karşılaştırıldığında (Tablo 4); farkların *Örnek Bina-1* de %9.0 ve %8.2; *Örnek Bina-2* de %8.3 ve %3.7, *Örnek Bina-3* de %3.8 ve %17.4 olduğu görülmüştür.

**Tablo 4 - Kritik Kat Yerdeğiştirme Karşılaştırması**

Örnek Bina-	Üç Boyutlu Analiz		Önerilen Yaklaşım	
	$(\delta_x)_{\text{kritik kat}}$	$(\delta_y)_{\text{kritik kat}}$	$(\delta_x)_{\text{kritik kat}}$	$(\delta_y)_{\text{kritik kat}}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	23.40	28.46	25.50	30.80
2	15.70	16.40	17.00	17.00
3	7.42	6.56	7.70	7.70

5. Örnek Bina-1 in kritik katında kolon kesme kuvveti ve eğilme momenti tahminleri kesin çözüm sonuçlarıyla karşılaştırıldığında (Tablo 5); ortalama göreceli farklar kesme kuvveti için %18, eğilme momenti için de %14 mertebesinde olmuştur.

**Tablo 5 - Örnek Bina-1 in Kritik Katında İç Kuvvet Karşılaştırması**

	SAP2000 MODAL ANALİZ				ÖNERİLEN YÖNTEM				RÖLATİF FARK ORANLARI			
	$V_{ex}$	$V_{ey}$	$M_{ex}$	$M_{ey}$	$V_{ex}$	$V_{ey}$	$M_{ex}$	$M_{ey}$	$V_{ex}$	$V_{ey}$	$M_{ex}$	$M_{ey}$
	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[oran]	[oran]	[oran]	[oran]
S1	124.0	92.1	202.8	139.8	91.3	68.2	148.0	110.6	0.263	0.259	0.270	0.209
S2	110.3	56.4	156.7	99.5	82.2	58.5	133.1	94.8	0.255	0.037	0.150	0.048
S3	113.0	300.3	168.6	588.2	95.1	390.0	154.1	631.8	0.158	0.299	0.086	0.074
S4	111.8	300.8	167.6	587.4	95.1	390.0	154.1	631.8	0.149	0.297	0.080	0.076
S5	115.0	280.9	170.4	568.5	95.1	390.0	154.1	631.8	0.173	0.388	0.096	0.111
S6	84.5	69.1	116.1	131.2	57.1	84.2	92.4	136.5	0.324	0.219	0.204	0.040
S7	114.6	91.3	194.4	138.1	91.3	68.2	148.0	110.6	0.203	0.253	0.239	0.199
S8	212.2	124.4	382.9	185.2	194.1	125.4	314.5	203.1	0.085	0.007	0.179	0.097
S9	164.5	64.7	238.5	115.1	130.5	68.2	211.4	110.6	0.207	0.055	0.114	0.039
S10	342.8	238.7	622.9	353.7	456.5	240.7	739.6	389.9	0.332	0.008	0.187	0.102
S11	351.9	237.0	630.8	351.7	456.5	240.7	739.6	389.9	0.297	0.015	0.172	0.109
S12	268.5	75.6	432.6	140.4	277.3	87.7	449.3	142.2	0.033	0.161	0.039	0.012
S13	213.2	71.7	326.4	128.7	277.3	87.7	449.3	142.2	0.301	0.224	0.376	0.104
S14	274.6	209.9	562.9	326.2	319.6	240.7	517.7	389.9	0.164	0.147	0.080	0.195
S15	77.2	194.1	116.1	284.3	66.6	191.1	107.9	309.6	0.137	0.015	0.071	0.089
S16	191.2	112.9	306.7	166.0	194.8	78.0	315.6	126.4	0.019	0.309	0.029	0.239
S17	65.9	73.8	92.6	106.6	47.6	48.7	77.0	79.0	0.279	0.340	0.168	0.259
S18	113.8	104.7	193.2	151.2	91.3	97.5	148.0	157.9	0.197	0.069	0.234	0.045
S19	315.3	178.2	597.9	300.2	319.6	168.5	517.7	272.9	0.013	0.055	0.134	0.091
S20	319.0	99.6	601.1	227.8	319.6	168.5	517.7	272.9	0.002	0.692	0.139	0.198
S21	117.6	104.5	196.6	149.9	91.3	97.5	148.0	157.9	0.223	0.067	0.247	0.054
S22	66.1	74.1	92.6	107.0	47.6	48.7	77.0	79.0	0.280	0.342	0.168	0.262
S23	190.6	112.0	306.0	165.3	194.8	78.0	315.6	126.4	0.022	0.304	0.031	0.236
S24	77.8	191.2	116.6	281.0	66.6	191.1	107.9	309.6	0.144	0.001	0.075	0.102
S25	267.8	217.2	555.2	335.6	319.6	240.7	517.7	389.9	0.193	0.108	0.067	0.162
S26	207.6	113.6	320.8	167.1	194.8	78.0	315.6	126.4	0.062	0.314	0.016	0.244
S27	267.2	88.5	430.4	152.5	277.3	87.7	449.3	142.2	0.038	0.008	0.044	0.068
S28	349.9	236.2	627.4	351.2	456.5	240.7	739.6	389.9	0.305	0.019	0.179	0.110
S29	347.0	235.4	624.8	349.9	456.5	240.7	739.6	389.9	0.316	0.023	0.184	0.114
S30	165.4	63.3	238.8	113.1	130.5	68.2	211.4	110.6	0.211	0.078	0.115	0.022
S31	224.4	124.4	392.6	183.8	194.1	125.4	314.5	203.1	0.135	0.008	0.199	0.105
S32	119.1	93.9	197.4	141.5	91.3	68.2	148.0	110.6	0.233	0.273	0.250	0.218
S33	109.4	54.9	155.3	98.2	82.2	58.5	133.1	94.8	0.249	0.066	0.143	0.035
S34	111.6	289.2	166.7	578.8	95.1	390.0	154.1	631.8	0.148	0.349	0.075	0.092
S35	112.2	299.9	167.1	587.1	95.1	390.0	154.1	631.8	0.152	0.300	0.078	0.076
S36	113.3	297.2	168.1	583.5	95.1	390.0	154.1	631.8	0.160	0.312	0.084	0.083
S37	110.2	55.2	156.0	97.8	82.2	58.5	133.1	94.8	0.255	0.060	0.147	0.031
S38	119.6	89.2	197.8	136.3	91.3	68.2	148.0	110.6	0.236	0.235	0.252	0.189
	6760.0	5716.0	11391.3	9669.2	6820.7	6212.8	11049.5	10064.7	0.183	0.177	0.142	0.119
	<b>6760.0</b>	<b>5716.0</b>	<b>11391.3</b>	<b>9669.2</b>	<b>6820.7</b>	<b>6212.8</b>	<b>11049.5</b>	<b>10064.7</b>				



6. *Örnek Bina-2* de, binanın yatay yükler etkisindeki davranışında etkili olan perdede oluşan kesme kuvveti ve eğilme momentlerinde gerçekleşen göreceli farkların en büyüğü %9 olmuştur, Tablo 6. Toplam kesme kuvvetine göre göreceli farklar; X doğrultusundaki deprem için, o doğrultudaki kolonlarda %13.3, perdede %2.9, dik doğrultudaki kolonlarda %3.9 olmuştur. Y doğrultusundaki deprem için; bu oranlar sırasıyla %21.1, %3.5 ve %3.5 olarak elde edilmiştir.

**Tablo 6 - Örnek Bina-2 nin Kritik Katında İç Kuvvet Karşılaştırması**

	SAP2000 MODAL ANALİZ				ÖNERİLEN YÖNTEM						RÖLATİF FARK ORANLARI			
					BURULMASIZ KESME KUVVETLERİ		BURULMALI KESME KUVVETLERİ		MOMENTLER					
	VeX	VeY	MeX	MeY	VeX	VeY	VeX	VeY	MeX	MeY	VeX	VeY	MeX	MeY
[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[oran]	[oran]	[oran]	[oran]	
S1	254.3	59.4	484.6	91.7	79.3	38.9	177.5	38.9	303.6	66.5	0.302	0.345	0.373	0.274
S2	136.2	225.5	205.5	456.6	34.0	268.9	76.1	268.9	130.1	459.8	0.441	0.192	0.367	0.007
S3	121.0	225.0	190.7	456.0	34.0	268.9	76.1	268.9	130.1	459.8	0.371	0.195	0.318	0.008
S4	136.2	225.5	205.5	456.6	34.0	268.9	76.1	268.9	130.1	459.8	0.441	0.192	0.367	0.007
S5	254.3	59.4	484.6	91.7	79.3	38.9	177.5	38.9	303.6	66.5	0.302	0.345	0.373	0.274
S6	468.7	98.5	979.4	142.5	310.8	77.8	429.5	77.8	734.5	133.0	0.084	0.210	0.250	0.066
S7	196.0	74.5	364.5	105.7	79.3	55.6	109.6	55.6	187.4	95.0	0.441	0.254	0.486	0.101
S8	101.1	315.5	150.8	537.2	34.0	384.1	47.0	384.1	80.3	656.8	0.535	0.218	0.468	0.223
S9	101.1	315.5	150.8	537.2	34.0	384.1	47.0	384.1	80.3	656.8	0.535	0.218	0.468	0.223
S10	196.0	74.5	364.5	105.7	79.3	55.6	109.6	55.6	187.4	95.0	0.441	0.254	0.486	0.101
S11	265.4	81.4	529.6	119.5	195.7	66.7	271.6	66.7	464.5	114.0	0.023	0.181	0.123	0.046
S12	265.4	81.4	529.6	119.5	195.7	66.7	271.6	66.7	464.5	114.0	0.023	0.181	0.123	0.046
S13	160.0	73.6	288.6	104.9	79.3	55.6	109.2	55.6	186.8	95.0	0.317	0.245	0.353	0.094
S14	81.0	315.0	118.1	536.9	34.0	384.1	46.8	384.1	80.0	656.8	0.422	0.219	0.322	0.223
S15	81.0	315.0	118.1	536.9	34.0	384.1	46.8	384.1	80.0	656.8	0.422	0.219	0.322	0.223
S16	160.0	73.6	288.6	104.9	79.3	55.6	109.2	55.6	186.8	95.0	0.317	0.245	0.353	0.094
S17	128.9	75.3	212.7	106.4	79.3	55.6	70.4	55.6	120.5	95.0	0.453	0.262	0.434	0.107
S18	231.2	82.1	373.2	119.9	195.7	66.7	173.9	66.7	297.4	114.0	0.248	0.188	0.203	0.049
S19	231.2	82.1	373.2	119.9	195.7	66.7	173.9	66.7	297.4	114.0	0.248	0.188	0.203	0.049
S20	128.9	75.3	212.7	106.4	79.3	55.6	70.4	55.6	120.5	95.0	0.453	0.262	0.434	0.107
S21	56.8	57.4	80.7	89.9	79.3	38.9	-6.3	38.9	10.7	66.5	0.890	0.323	0.867	0.260
S22	36.2	82.6	38.0	221.8	28.3	155.6	-2.2	155.6	3.8	266.1	0.938	0.883	0.899	0.200
S23	74.8	112.2	96.7	335.3	116.0	249.0	-9.2	249.0	15.7	425.7	0.877	1.219	0.838	0.270
S24	36.2	82.6	38.0	221.8	28.3	155.6	-2.2	155.6	3.8	266.1	0.938	0.883	0.899	0.200
S25	56.8	57.4	80.7	89.9	79.3	38.9	-6.3	38.9	10.7	66.5	0.890	0.323	0.867	0.260
P1X	3282.0	0.0	14173.0	0.0	3796.9	0.0	3450.3	0.0	14258.2	0.0	0.051	*	0.006	*
P1Y	0.0	1295.0	0.0	4572.0	0.0	1178.6	0.0	1178.6	0.0	4870.6	*	0.090	*	0.065
P2Y	0.0	1295.0	0.0	4572.0	0.0	1178.6	0.0	1178.6	0.0	4870.6	*	0.090	*	0.065
	3958.6	3320.3	6959.6	5914.7	2297.2	3736.9	2643.8	3736.9	4610.6	6390.0				
	3282.0	2590.0	14173.0	9144.0	3796.9	2357.2	3450.3	2357.2	14258.2	9741.2				
	7240.6	5910.3	21132.6	15058.7	6094.1	6094.1	6094.1	6094.1	18868.8	16131.2				

7. *Örnek Bina-3* de, binanın yatay yükler etkisindeki davranışında etkili olan çekirdek perdede oluşan kesme kuvveti ve eğilme momentlerinde gerçekleşen göreceli farkların en büyüğü %11.4 olmuştur, Tablo 7. Toplam kesme kuvvetine göre göreceli farklar; X doğrultusundaki deprem için, o doğrultudaki kolonlarda %17.9, perdede %11.5, dik doğrultudaki kolonlarda %1.7 olarak gerçekleşmiştir. Y doğrultusundaki deprem için; bu oranlar sırasıyla %12.8, %11.3 ve %1.3 olarak ortaya çıkmıştır.
8. *Örnek Bina-1* “12” puan olarak “1. Derece Riskli Bina”; *Örnek Bina-2* “64.5” puan olarak “3. Derece Riskli Bina” ve *Örnek Bina-3* “82” puan olarak “Güvenli Bina” sınıfına girmiştir.
9. Üç boyutlu ayrıntılı analiz verileriyle uyumlu aşağıdaki genel sonuçlara ulaşılmıştır:
- a. *Örnek Bina-1* de göreceli kat ötelenmesi kontrolü sağlamamaktadır. Tüm kolonlarda eğilme kapasiteleri aşılmaktadır.

- b. *Örnek Bina-2* de görelî kat ötelenmesi kontrolü sağlanırken, eğilme kapasitesi aşılın kolonların oranı bir doğrultuda %0.0, diğér doğrultuda %6 olmuştur.
- c. *Örnek Bina-3* de görelî kat ötelenmesi kontrolü sağlanmakta ve eğilme kapasitesi aşılın kolonların oranı bir doğrultuda %29, diğér doğrultuda %30 olmuştur.

**Tablo 7 - Örnek Bina-3 ün Kritik Katında İç Kuvvet Karşılaştırması**

	SAP2000 ANALİZ				ÖNERİLEN YÖNTEM				RÖLATİF FARK ORANLARI			
	KESME KUVVETLERİ		MOMENTLER		KESME KUVVETLERİ		MOMENTLER					
	VeX	VeY	M <sub>ex</sub>	M <sub>ey</sub>	VeX	VeY	M <sub>ex</sub>	M <sub>ey</sub>	V <sub>ex</sub>	V <sub>ey</sub>	M <sub>ex</sub>	M <sub>ey</sub>
[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[oran]	[oran]	[oran]	[oran]	
S1	154.9	87.9	367.8	279.6	305.7	167.1	621.3	299.9	0.974	0.901	0.689	0.073
S2	79.8	46.9	110.7	190.2	77.3	118.3	157.1	212.4	0.031	1.523	0.419	0.117
S3	79.9	71.3	110.8	244.7	77.3	118.3	157.1	212.4	0.032	0.660	0.418	0.132
S4	157.3	136.9	369.8	385.3	305.7	167.1	621.3	299.9	0.943	0.220	0.680	0.222
S5	15.9	132.7	39.2	246.2	31.3	98.6	63.6	177.0	0.965	0.257	0.623	0.281
S6	24.9	136.9	47.1	259.0	31.3	98.6	63.6	177.0	0.256	0.280	0.353	0.317
S8	103.2	114.4	134.9	250.2	77.3	169.0	157.1	303.4	0.251	0.477	0.165	0.213
S10	93.8	143.6	126.8	301.9	77.3	169.0	157.1	303.4	0.175	0.177	0.239	0.005
S12	165.2	59.7	336.0	88.4	216.5	42.3	439.9	75.8	0.311	0.292	0.309	0.142
S13	171.3	56.4	259.4	80.8	179.0	35.2	363.7	63.2	0.045	0.375	0.402	0.217
S14	150.7	33.0	242.1	62.4	179.0	35.2	363.7	63.2	0.188	0.067	0.502	0.013
S15	152.9	83.0	243.9	107.6	179.0	35.2	363.7	63.2	0.171	0.576	0.491	0.413
S16	169.8	67.3	258.2	95.9	179.0	35.2	363.7	63.2	0.054	0.477	0.409	0.341
S17	164.5	77.7	335.5	114.1	216.5	42.3	439.9	75.8	0.316	0.456	0.311	0.335
S18	164.9	102.6	441.9	295.7	305.7	167.1	621.3	299.9	0.854	0.628	0.406	0.014
S21	164.0	151.8	441.0	394.4	305.7	167.1	621.3	299.9	0.864	0.101	0.409	0.240
P1	44.8	550.1	62.8	1965.0	10.8	640.7	22.0	2779.3	0.758	0.165	0.650	0.414
P2	45.6	684.6	63.6	2263.8	10.8	640.7	22.0	2779.3	0.763	0.064	0.654	0.228
S7-P	371.0	33.0	941.6	43.1	274.9	6.3	1350.1	11.2	0.259	0.810	0.434	0.739
S9-P	35.8	525.8	49.6	1022.6	7.6	281.7	15.5	1221.9	0.787	0.464	0.687	0.195
S11-P	375.4	42.7	945.0	55.8	274.9	6.3	1350.1	11.2	0.268	0.853	0.429	0.799
S19-P	73.9	320.1	105.1	959.7	14.9	281.7	30.3	1221.9	0.798	0.120	0.711	0.273
S20-P	73.7	371.3	104.9	1070.7	14.9	281.7	30.3	1221.9	0.798	0.241	0.711	0.141
P3X	2651.3	0.0	8071.0	0.0	2911.7	0.0	7150.4	0.0	0.098	*	0.114	*
P3Y	0.0	1195.3	0.0	3767.4	0.0	1229.6	0.0	3555.8	*	0.029	*	0.056
P3Y	0.0	1228.6	0.0	3854.1	0.0	1229.6	0.0	3555.8	*	0.001	*	0.077
	2012.8	1502.0	3865.2	3396.4	2743.4	1665.5	5575.5	2989.4				
	3671.4	4951.4	10343.6	15002.2	3520.5	4598.4	9970.6	16358.5				
	5684.2	6453.4	14208.8	18398.6	6263.9	6263.9	15546.1	19348.0				

## 6. SONUÇLAR

Mevcut betonarme binaların deprem risklerinin belirlenmesi için, sadece “binanın kritik katında” yapılan yaklaşık hesaplara dayanan bir hızlı değerlendirme yaklaşımının geliştirildiği bu çalışmada, aşağıdaki genel sonuçlara ulaşılmıştır:

- 1- Mevcut deprem riskinin belirlenmesi için; görelî kat ötelenmesi, düşey taşıyıcı elemanlardaki aksel gerilme düzeyi, düşey taşıyıcı elemanlarda iç kuvvet etki/kapasite oranları ve diğér bazı ölçütler dikkate alınarak; puanlama, genel değerlendirme ve sınıflandırma yapılmaktadır.
- 2- Değerlendirmede yardımcı bilgi olarak, binanın yapım yılı ve proje detaylarına uygun olarak seçilen taşıyıcı sistem davranış katsayısı (*R*) kullanılarak hesaplanan eşdeğer deprem yükünün düşey taşıyıcı elemanlar tarafından taşınabilirliği de irdelenmektedir.
- 3- Önerilen yaklaşım kullanılarak; taşıyıcı sistem özellikleri farklı üç binanın deprem riski, üç boyutlu ayrıntılı doğrusal analiz sonuçları ile uyumlu olarak elde edilmiştir.

- 4- Taşıyıcı sistemin bütünü için hesap modeli oluşturmadan sadece *kritik katın* değerlendirilmesi esasına dayanan “*hızlı değerlendirme yaklaşımının*” başarısı, taşıyıcı sistem özelliklerinin yeter doğrulukta tanımlanabilmesine bağlıdır. Gerçekçi taşıyıcı sistem planlarına ulaşılması ve malzeme özelliklerinin tanımlanması, yaklaşımın başarı oranını artırmaktadır.
- 5- Farklı binalardan elde edilecek tecrübelerle dayalı olarak, “*hızlı değerlendirme yaklaşımı*” ve Excel Hesap Tablosuna ilave özellikler katılması esnekliği bulunmaktadır.

### Kaynaklar

1. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, (TBDY-2018), Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar.
2. Riskli Yapıların Tespit Edilmesine İlişkin Esaslar, 2019, Çevre ve Şehircilik Bakanlığı.
3. Tezcan, S.S., Gürsoy, M. ve Kaya, E. (2002) “Depremde Can Kaybını Önleme Projesinin Tek Sorumlusu Devlettir”, Dünya İnşaat Dergisi, 2002-07, 107-111.
4. Sucuoğlu, H., Gür, T and Günay, M.S., (2004). “Performance-based Seismic Rehabilitation of Damaged Reinforced Concrete Building”, Journal of Structural Engineering, ASCE 130, 10, 1475-1486.
5. Bal, İ.E., Tezcan, S.S. ve Gülay, F.G. (2007) “Betonarme Binaların Göçme Riskinin Belirlenmesi İçin P25 Hızlı Değerlendirme Yöntemi”, Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul, 661-673.
6. İlki, A., Cömert, M., Demir, C., Orakcal, K., Ulugtekin, D., Tapan, M. And Kumbasar, N. (2014) “Performance-based Rapid Seismic Assessment Method (PERA) for Reinforced Concrete Frame Buildings”, Advances in Structural Engineering, 17 (3), 439-459.
7. Altıneller Müh. ve Taah. Ltd. Şti. ve İF Müh. Ltd. Şti., “Türkiye İş Bankası Bina Stoğunda Bulunan Bazı Betonarme Hizmet Binalarının Mevcut Deprem Risklerinin Hızlı Değerlendirme Yaklaşımıyla Belirlenmesi İçin Geliştirilen Yöntem Hakkında Teknik Rapor”, 2020.
8. ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Vol.1. Applied Technology Council. 555 Twin Dolphin Drive. Suite 550 Redwood City, California 94065.
9. FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Applied Technology Council (ATC-55 Project) 201 Redwood Shores Parkway, Suite 240 Redwood City, California 94065.
10. Gökçe, T., Karayel, V., Çalım, F., Rifai, Ş., Şahin, F., Yüksel, E., “Betonarme Binaların Mevcut Deprem Performansının Belirlenmesi İçin TBDY-2018’ de Önerilen Doğrusal Hesap Yönteminin Uygulanması Üzerine Bir İrdeleme”, Süleyman Demirel Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi, *Değerlendirmede*.
11. Yüksel, E., “30 Ekim 2020 Sisam Depreminde İzmir’de Toptan Göçen Betonarme Binaların Analizi ve Mevcut Konut Stoku İçin Bir Öneri”, İzmir Deprem Çalıştayı, IZDEP’22, 31 Ekim 2022, İzmir.



# GFRP Donatı ile Güçlendirilmiş Betonarme Döşemelerin Zımbalama Dayanımının Makine Öğrenmesi ile Belirlenmesi

Gamze DOĞAN<sup>1</sup>, Musa Hakan ARSLAN<sup>2</sup>

## ÖZET

Kirişsiz döşemelerde kolon yakın çevresinde meydana gelebilecek olan zımbalama kaynaklı kesme hasarının önlenmesi oldukça önemli bir konudur. Literatürde kirişsiz döşemelerin zımbalama dayanımının artırılması amacıyla Fiber Takviyeli Donatı (FRP) kullanılarak çeşitli deneyler yapılmıştır. Deneysel çalışmalarda kolon şekli ve boyutu, zımbalama çevresi, döşemenin faydalı yüksekliği, kullanılan FRP'nin mekanik özellikleri ve miktarı ve betonun basınç dayanımı gibi oldukça farklı parametrelerin sonuç üzerinde etkili olduğu gözlemlenmiştir. Bu çalışmada Cam Fiber Takviyeli Polimer (GFRP) donatı ile üretilen 63 adet zımbalamadan hasar görmüş döşeme deney verisi toplanmıştır. Toplanan verilerde parametreler düzenlenmiş ve makine öğrenmesi algoritmalarından Aşırı Gradyan Artırma (Extreme Gradient Boosting-XGBoost) algoritması kullanılarak döşemelerin zımbalama dayanımlarına yönelik tahmin modeli geliştirilmiştir. Verilerdeki her bir parametrenin etkisi ile makine öğrenme algoritmasının sonuca yakınsama performansının test edildiği çalışmada ayrıca ACI 440 ve literatürdeki diğer yaklaşımların zımbalama dayanımını ne ölçüde tahmin ettiği yorumlanarak karşılaştırılmıştır. Çalışmada kullanılan  $R^2$ , MAE ve RMSE başarı metriklerine göre GFRP donatı ile güçlendirilmiş döşemelerde zımbalama dayanım tahmini XGBoost algoritması kullanılarak %85,46; 83,13 ve 123,62 oranında elde edilmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Cam Fiber Takviyeli Polimer (GFRP) Donatı, Betonarme Döşeme, Zımbalama Dayanımı, Makine Öğrenmesi.

## ABSTRACT

### **Determining Puncing Shear Strength of RC Slabs with GFRP Reinforcement by Machine Learning**

It is a very important issue to prevent shear damage caused by punching, which may occur in the immediate vicinity of the column in non-beamed slabs. In the literature, various experiments have been carried out using FRP (Fiber Reinforced Polymers) in order to increase the punching

---

1 Konya Teknik Üniversitesi, Konya - gdogan@ktun.edu.tr

2 Konya Teknik Üniversitesi, Konya - mharslan@ktun.edu.tr

*strength of beamless slabs. In experimental studies, it has been observed that quite different parameters such as column shape and size, punching circumference, useful height of the slab, mechanical properties, and amount of FRP used, and compressive strength of concrete influence the result. In this study, 63 experimental data for slabs damaged by punches produced with Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) reinforcement were collected. The parameters were arranged in the collected data and create a prediction model to determined punching shear strength of the slabs was developed by using the Extreme Gradient Boosting (XGBoost) algorithm, one of the machine learning algorithms. In the study, in which the effect of each parameter in the data and the convergence performance of the machine learning algorithm were tested, it was also interpreted and compared to what extent ACI 440 and other approaches in the literature predict the punching strength. According to the  $R^2$ , MAE and RMSE metrics used in the study, the punching strength estimation for slabs reinforced with GFRP reinforcement was 85.46%; 83.13 and 123.62 were obtained by using the XGBoost algorithm.*

**Keywords:** *Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP), RC slab, punching shear strength, machine learning.*

## **1. GİRİŞ**

İnşaat sektörünün en önemli problemlerinden biri donatı çeliğinin korozyona uğramasıdır [1,2]. Bu durum betonarme yapılarda zaman alıcı ve yüksek maliyetli bakım, onarım ve güçlendirme işlemleri uygulanmasını gerektirmekte ve bu tür yapıların kullanılabilirlik sürelerinin kısılmasına neden olmaktadır. Betonarme yapılarda ortaya çıkan bu tür problemlerden dolayı, polimer lifli donatıların (FRP) yapılarda kullanılması alternatif bir çözüm yöntemi olarak ortaya çıkmıştır. Günümüzde FRP donatılar inşaat sektöründe; hafiflik, yüksek dayanım, korozyona dayanıklılık, yorulma mukavemetinin yüksek olması, düşük ısı iletkenlik özelliği ve manyetik geçirgenliğinin olmaması gibi avantajlarından dolayı kullanılmaya başlanmıştır. FRP donatısı, çelik donatıya göre daha yüksek çekme dayanımlı bir malzeme olmasının yanında daha düşük bir elastisite modülüne sahiptir. Betonarme yapılarda döşeme sistemi olarak sıklıkla tercih edilen kirişsiz döşemelerde de düşük pas payının da etkisiyle zamana bağlı sebeplerden dolayı betonarme donatısında kapasite kaybı meydana gelmektedir. Bununla beraber kirişsiz döşeme sistemlerinin uygulamalarında en büyük sorunu özellikle alt katlarda bulunan kolonların etrafında oluşabilecek gevrek ve ani bir kırılma mekanizması olan zımbalama etkisidir. Literatürde bu şekilde göçmüş çok sayıda betonarme bina rapor edilmiştir [3, 4].

## **2. AMAÇ**

Yapılan çalışmada Cam Fiber Takviyeli Polimer (GFRP) donatılarla güçlendirilmiş döşemelerde zımbalama dayanımları araştırılmış ve bu dayanımın belirlenmesinde makine öğrenmesi algoritması (Machine Learning-ML) kullanılarak pratik bir tahmin yapılmıştır. ML algoritmalarından ise literatürde en güncel uygulanan Aşırı Gradyan Artırma (Extreme Gradient Boosting-XGBoost) model seçilmiştir. Çalışmada ayrıca ACI 440.1R-15 [5] ve literatürdeki diğer yaklaşımların zımbalama dayanımını ne ölçüde tahmin ettiği de yorumlanarak karşılaştırılmıştır.

## **3. MATERYAL VE YÖNTEM**

### **3.1. Veri Tabanın Elde Edilmesi**

Betonarme döşemelerin kesme hasarına karşı zafiyetini giderebilmek için çok farklı yöntemler olmakla beraber günümüzde bunların en popüler olanları FRP bar uygulaması ile kesme kapasitesinin artırılmasıdır. Kirişsiz döşemelerde zımbalama dayanımının hesaplanmasında

döşeme içinde FRP donatı olması durumunda hesabın nasıl yapılacağına ilişkin literatürde sınırlı sayıda yaklaşım bulunmaktadır. Bunlar ACI-440.1R-15 [5], CSA S806 [6], BS 8110 [7], JSCE [8] gibi yönetmelikler ve farklı araştırmacıların [9-14] geliştirdiği denklemlerdir.

Kesitin zımbalama dayanımı ( $P_{pr}$ ) kesite gelen tasarım zımbalama kuvvetinden ( $P_{pd}$ ) az ise bu durumda kesitte zımbalama dayanımını artırıcı donatılara ihtiyaç vardır. FRP kompozit donatılar bu anlamda kesitin dayanımına önemli katkıda bulunmaktadır. Literatürde sıklıkla tercih edilen kompozit donatı ile imal edilmiş döşemelerin zımbalama dayanımı bağıntıları Doğan ve Arslan [15] çalışmasında ilgili denklemler ile Tablo 1’de verilmiştir. Kompozit döşemelerin zımbalama dayanımı için geliştirilen denklemlerin ve yönetmeliklerdeki yaklaşımların temelde döşeme içinde kullanılan kompozit donatının elastisite modülüne ( $E_f$ ) ve kompozit donatının alanca yüzde oranına ( $\rho_{ho}$  %) bağlı olduğu görülmektedir. Tablo 1’deki denklemler incelendiğinde; bazı çalışmalarda verilen [7, 9, 13] denklemlerin oldukça yakın olduğu görülmektedir. El-Ghandour ve ark. [10] haricinde tüm denklemlerde kompozit yüzdesel oranı  $\rho_{ho}$  bulunmaktadır. Verilen tüm denklemlerde döşeme kalınlığı  $d$ , zımbalama çevresi  $b_o$ , beton basınç dayanımı  $f_c$ , kompozit elastisite modülü  $E_f$  ve kompozit yüzdesel oranı  $\rho_{ho}$  olarak belirtilmiştir. Döşemelerdeki zımbalama dayanımın tahminine yönelik denklemlerin hepsinde FRP donatı elastisite modülü ile beton elastisite modülünün oranı olan  $n$  katsayısının da kullanıldığı görülmektedir.

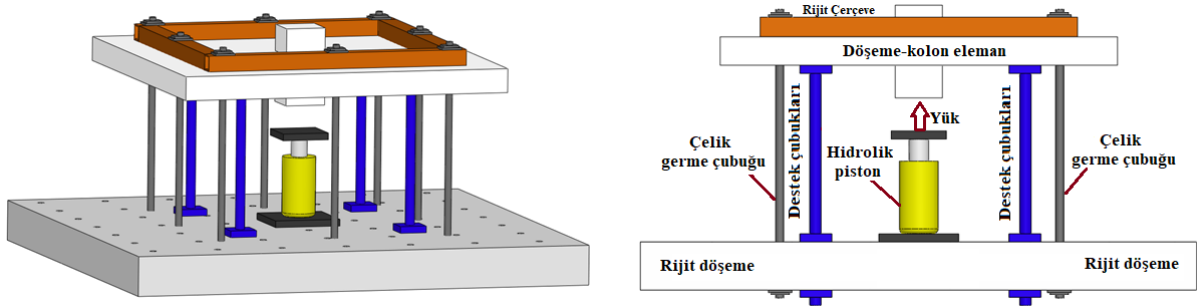
**Tablo 1 - Zımbalama Dayanımı İçin Önerilen Denklemler [15]**

Kaynak	Formül	Açıklama
ACI440 [5]	$P = \frac{4}{5} \sqrt{f_c} b_o c$ $c = kd$ $k = \sqrt{2\rho_{ho}n_f + (\rho_{ho}n_f)^2 - \rho_{fho}n_f}$	$b_o$ = döşemeler ve temeller için kritik kesit çevresi $c$ = çatlamış kesit eksen deriliği $\rho_{ho}$ = FRP donatı oranı $n_f$ = modüler oran ( $E_f/E_s$ )
BS8110 [7]	$P = 0.79 \left[ 100\rho_{ho}(1.8) \frac{E_f}{E_s} \right]^{1/3} \left[ \frac{400}{d} \right]^{1/4} \left[ \frac{f_c}{25} \right]^{1/3} b_o d$	
El-Ghandour ve ark. [10]	$P = 0.33 \sqrt{f_c} \left[ \frac{E_f}{E_s} \right]^{1/3} b_o d$	$b_o = 4(c + d)$
Matthys and Taerwe, [9]	$P = 1.36 \frac{\left[ 100\rho_{ho} \frac{E_f}{E_s} f_c \right]^{1/3}}{d^{1/4}} b_o d$	$b_o = 4(c + 3d)$ $f_c = 28$ günlük silindirik numunelerinin ortalama beton basınç dayanımı
Ospina ve ark. [13]	$P = 2.77 (\rho_{ho} f_c)^{1/3} \left[ \frac{E_f}{E_s} \right]^{1/2} b_o d$	$b_o = 4(c + 3d)$
Zaghloul [14]	$P = 0.007 (\rho_{ho} f_c E_f)^{1/3} b_o d$	$b_o = 4(c + d)$

Bu bildiriye ilgili formüllerin sonuçlarının irdelenmesi amacıyla literatürden bir çok araştırmacının test sonuçlarına erişilmiş ve parametrelere göre test sonuçları derlenmiştir. Çalışmada toplam 63 adet birbirinden farklı döşeme deneyi verileri [10, 13, 16-27] ilgili kaynaklardan erişilerek derlenmiştir. Veri setin için seçilen parametreler ve parametrelerin değişim aralıkları Tablo 2’de verilmiştir. Şekil 1’de deneylerde kullanılan yükleme düzeneği ve numune şematik olarak gösterilmiştir.

**Tablo 2** - Veri tabanında bulunan zımbalama kesme tasarım parametrelerinin dağılımı

Parametreler	Birim	Veri aralığı
Kolon tipi	----	Kare-Dikdörtgen
Kolon alanı ( $A_p$ )	(mm <sup>2</sup> )	6400 ~202500
Kritik kesit boyutu ( $b_o$ )	(mm)	676~2936
Faydalı yükseklik ( $d$ )	(mm)	82~284
Beton basınç dayanımı ( $f_c$ )	(MPa)	26~118
FRP Elastisite modülü ( $E_f$ )	(GPa)	28.4~68
FRP Donatı oranı ( $\rho_{ho}$ )	%	0.18~3.78



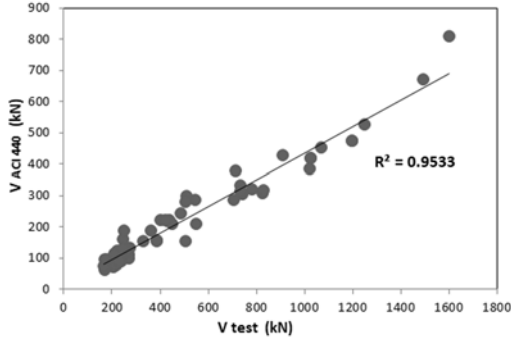
**Şekil 1** - Deney yükleme düzeneği ve numune şematik görüntüsü

**Tablo 3** - Mevcut denklemlerden hesaplanan  $V_{test}$  değerleri için  $R^2$  değeri (%)

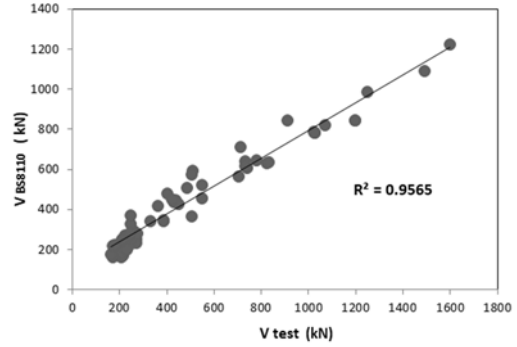
Kaynak	$R^2$ (%)
ACI440 [5]	95.33
BS8110 [7]	95.65
El-Ghandour ve ark. [10]	88.12
Matthys and Taerwe, [9]	95.65
Ospina ve ark. 2003 [13]	96.92
Zaghloul 2003 [14]	97.12
Average	94.79



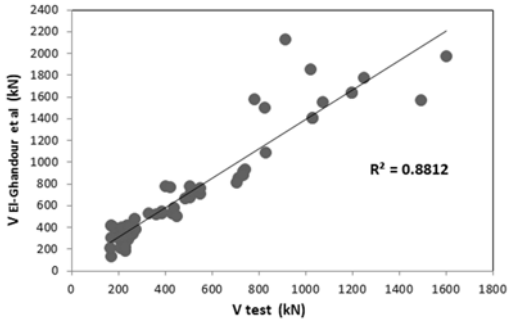
Döşemelerde zımbalama dayanımının ( $V_{test}$ ) belirlenmesi ile ilgili Tablo 1’de verilen literatürdeki yaklaşımların derlendiği denklemler ile dayanım hesapları yapılmış ve elde edilen değerler deneysel çalışmadan gelen dayanım değerleri ile karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırmalar neticesinde Tablo 1’de yer alan yaklaşımların GFRP katkılı betonarme döşemelerin zımbalama dayanımının belirlenmesinde deneysel verilerle ne kadar yakınsadığı sonucuna bakılarak bu çalışmadan elde edilen yöntem ile kıyaslanmıştır. Deneysel  $V_{test}$  ve denklemlerden bulunan  $V_{test}$  değerleri korelasyon değeri olan “ $R^2$  score” üzerinden kıyas edilmiş ve literatürdeki yaklaşımın tahmin başarısı oranı Tablo 3’te verilmiştir. Her bir çalışma için  $R^2$  grafikleri ise Şekil 2-Şekil 7’de gösterilmiştir.



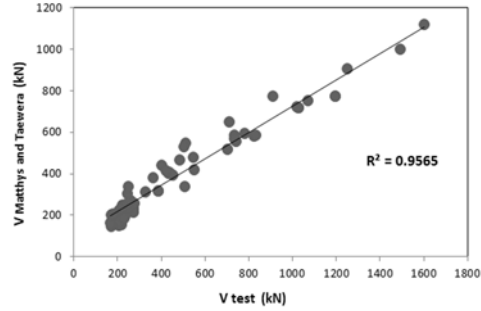
Şekil 2 - GFRP ile İmal Edilmiş Döşemelerde  $R^2$  değerleri (ACI 440 [5] ile kıyaslama)



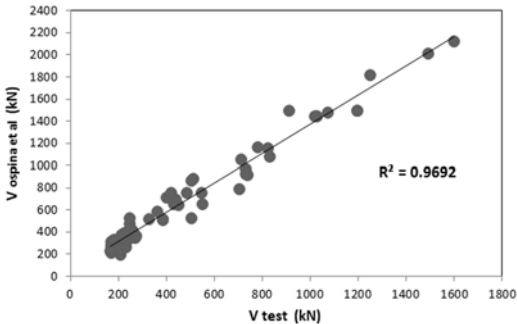
Şekil 3 - GFRP ile İmal Edilmiş Döşemelerde  $R^2$  değerleri (BS 8110 [7] ile kıyaslama)



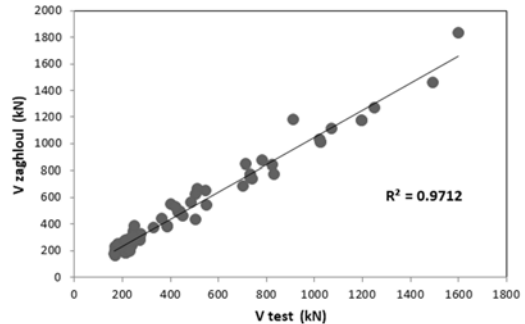
Şekil 4 - GFRP İle İmal Edilmiş Döşemelerde  $R^2$  değerleri (El-Ghandour ve ark. [10] ile kıyaslama)



Şekil 5 - GFRP ile İmal Edilmiş Döşemelerde  $R^2$  değerleri (Matllys ve Taerwe [9] ile kıyaslama)



Şekil 6 - GFRP ile İmal Edilmiş Döşemelerde  $R^2$  değerleri (Ospina ve ark. [13] ile kıyaslama)



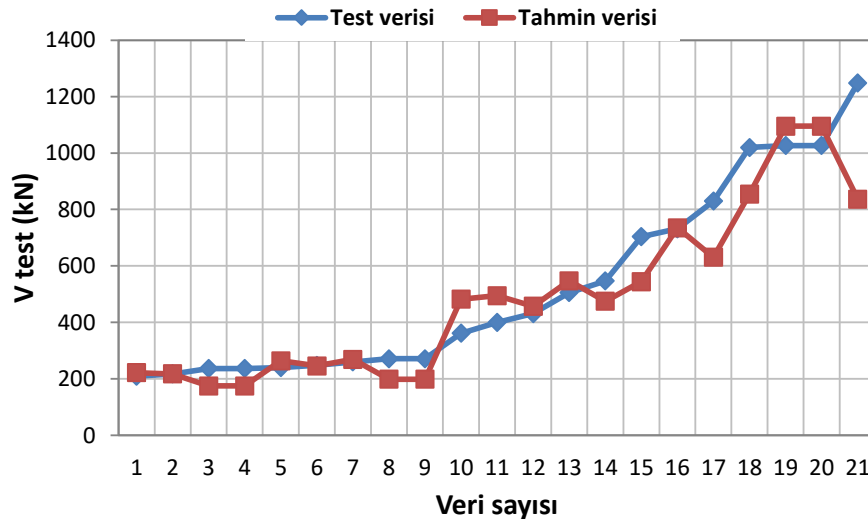
Şekil 7 - GFRP ile İmal Edilmiş Döşemelerde  $R^2$  değerleri (Zaghloul [14] ile kıyaslama)

### 3.2. Makine Öğrenmesi

Makine öğrenmesi (ML) insan fizyolojisinde mümkün olan eğitim, öğrenme ve bilgi aktarım süreçlerinin geliştirilen algoritmalar sayesinde makineler üzerinde gerçekleştirilmesi olarak tanımlanır. Bu işlem için veriler aracılığıyla bir eğitim modeli oluşturulup sistemin karar verme niteliği geliştirilir. Böylelikle bir öğrenme sağlanarak daha sonra sisteme benzer veriler sunulduğu zaman başarılı tahmin ya da başarılı bir kategorizasyon yapması beklenmektedir. Bu çalışmada veriler üzerinden tahmin geliştirme üzerinde durulacağı için ML regresyon algoritmalarından Aşırı gradyan artırma (Extreme gradient boosting -XGBoost) modeli kullanılmıştır. XGBoost modeli 2016 yılında Chen ve Guestrin [28] tarafından geliştirilen gradient boosting algoritmasının gelişmiş bir modelidir. Algoritmanın en önemli özelliği verilerde aşırı öğrenme oluşturmayacak şekilde yüksek tahmin gücü ile diğer popüler algoritmalarından 10 kat daha hızlı çalışması gösterilmektedir. Modelin çalışma mantığı ağaç tabanlı algoritmalarda ilk adımda bir tahmin yaparak diğer adımlardaki sonucu iyileştirmeye yöneliktir.

### 3.3. Analitik Çalışma Prosedürü

Bu çalışmada döşemelerin zımbalama dayanım ( $V_{test}$ ) değerinin tahmini için zımbalamadan hasar görmüş döşeme deney verileri üzerinde XGBoost modeli kullanılmıştır. Algoritmanın kodlama işlemi Python 3.7 [29] programında gerçekleştirilmiştir. İlk olarak gerekli kütüphanelerden Numpy ve Pandas kütüphaneleri veriyi işlemek üzere Python ortamına yüklenmiştir. Veri seti eğitim ve test seti olarak iki parçaya ayrılmaktadır.. Tüm verilerin yaklaşık 2/3 lük bir kısmı eğitim seti olarak 1/3 ü ise test seti olarak “rastgele” ayrılmıştır. GFRP donatı kullanılan toplam 63 verinin 42 adedi eğitim, 21 adeti test seti olarak rastgele ayrılmıştır. Veriler üzerinde eğitim ve tahmin yapabilmek için Sci-Kit Learn (sklearn) kütüphanesi kullanılmıştır. Sklearn kütüphanesinin fit fonksiyonu ile veriler eğitilmiş, predict fonksiyonu ile tahminde bulunulmuştur. Eğitilmiş olan modelin test performansını değerlendirmek için “r2\_score, mean absolute error, root mean square error” metrikleri kullanılmıştır. Tahmin başarısı için “Numpy” dizisi olan gerçek veriler ile “predict” fonksiyonun çalıştığı modelden elde edilen tahmin verileri karşılaştırılmış ve modelin ne kadar başarılı tahmin yaptığı bu metrikler ile sınanmıştır.



Şekil 8 - XGBoost modeli grafiği

GFRP donatılar ile güçlendirilmiş döşemelerde zımbalama deneylerine ait literatürden elde edilen deneysel verilerden zımbalama dayanım değerleri tahmini üzerine XGBoost algoritmasının

kullanıldığı bu çalışmada  $R^2$ , MAE ve RMSE başarı metriklerine göre sırasıyla %85,46; 83,13 ve 123,62 değerleri elde edilmiştir. Verilere ait sonuçlar Şekil 8’de gösterilmiştir. Grafiklerde test verisi olarak kullanılan gerçek deneysel veriler ile tahmin verileri korelasyonu gösterilmiştir.

#### 4. SONUÇ VE TARTIŞMA

Bu çalışmada GFRP donatılar ile imal edilmiş betonarme döşemelerin zımbalama dayanımlarının belirlenmesinde makine öğrenmesi algoritmalarında literatürde oldukça yeni olan XGBoost modeli kullanılmıştır. Bu bağlamda 63 adet kirişsiz döşeme deney verisi toplanmıştır. Deneysel verilerin dağılımı incelendiği zaman El-Ghandour et al. [10] yaklaşımının verdiği sonuçların özellikle zımbalama dayanımı 800-1000 kN arasında olan numunelerde yakınsama problemi olduğu görülmektedir. Yaklaşımlar incelendiği zaman sadece El-Ghandour et al. [10] yaklaşımının boyuna donatı oranından ( $\rho_{ho}$ ) bağımsız olması dikkat çekmektedir. Kolon ebatlarının artması ile hasar göreceği yüzey daha da büyüyeceği için zımbalama kesme gerilmesi seviyesi de azalacaktır. Benzer şekilde döşeme kalınlığının artması da aynı etkiye sahiptir. Ayrıca kompozit miktarının belirli bir üst limit değerinden sonra (%3) artık kapasiteye fazla bir katkısının olmayacağı da yine deneylerde gözlemlenmiştir. Bu durumda amprik bağıntılar içinde bulunmamaktadır. Bu özetlenen durumlardan anlaşıldığı üzere; davranışın sadece matematiksel formüllerden ibaret olamayacağı da görülmektedir. Literatürde önerilen modellerin deneysel sonuçlara yakınsama kapasitelerinin sınırlı olması bu parametrelere bağlıdır.

Az sayıda eğitim verisi olmasına karşın XGBoost modeli uygulamada başarılı olmuştur. Bu sonuca göre; araştırmacılar için GFRP donatı kullanılan döşemelerde kolon ve döşeme kesitine ait bilgiler, kullanılan malzeme olarak betonla ilgili bilgiler ve donatı oranı gibi parametrelerin bilinmesi halinde deneysel bir çalışmaya ihtiyaç duyulmaksızın XGBoost algoritması kullanılarak  $V_{test}$  (kN) değeri yaklaşık olarak tahmin edilebilmektedir. Deneysel veri setinin ilerleyen çalışmalarda daha da zenginleştirilmesi önerilen yöntemin başarısına ve etkinliğine olumlu katkı sağlayacaktır.

Makine öğrenmesinde ilgili giriş parametrelerinin sonucuna etkisini gösteren katsayı değerlerini elde etmek mümkündür. Bu çalışma için ileride daha kapsamlı bir veri seti ile geliştirilecek algoritma neticesinde her parametrenin etki yüzdesine göre döşeme zımbalama dayanımının hesabı için yeni bir denklem önerilebilecektir.

Bu çalışmada dikkate alınan kirişsiz döşemelerin davranışının yapı mühendisliğinde önemli bir çalışma alanı olması nedeniyle bu konuda gelecekte özellikle döşemelerin enerji yutma kapasiteleri ve deplasman sünekliklerini de içeren modellerin yapılması önemli sonuçlar verecektir.

#### Kaynaklar

1. Ikehata S., Ishiguro H., Nakano T., Nakamura H., 2020, “Experimental evaluation of punching shear capacity of reinforced concrete slabs with horizon tal crack due to compression rebar corrosion” Structural Concrete. 2020;21:890–904.
2. Said M.E., Hussein A., Hassan A., (2016), “Monitoring the corro-sion process of reinforced concrete flat slab-column connec-tion. CSCE, Resilient Infrastructure”, MAT-708.1-9.
3. Gardner N.J., Huh J., and Chung L., 2002, “Lessons from Sampoong Department Store Collapse”, Cement and Concrete Composites, 24(2), pp.523- 529.

4. Mitchell D., Tinawi R. And Redwood R.G., 1990, “Damage to Buildings Due to the 1989 Loma Prieta Earthquake – A Canadian Code Perspective”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 17(5), pp. 813-834.
5. ACI 440.1R-15, 2015, “Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars”, ACI Committee 440.
6. Canadian Standards Association (CSA). Design and construction of building structures with fibre reinforced polymers. CAN/CSA S806– 12. Rexdale, ON (2012). Canada.
7. British Standards Institution, U. (BS 8110), (1997), *Structural Use of Concrete. Part I: Code of Practice for Design and Construction*.
8. Japan Society of Civil Engineers (JSCE). Recommendation for design and construction of concrete structures using continuous fibre reinforcing materials. *Concrete Engineering*, Series 23, A. Machida, ed. (1997). Tokyo, Japan.
9. Matthys S., Taerwe L., 2000, “Concrete slabs reinforced with FRP grids. II: punching resistance”, *Journal of Composites for Construction* 4 (2000) 154–161.
10. El-Ghandour, A.W., Pilakoutas, K., Waldron, P. (2003) Punching shear behavior of fiber reinforced polymers reinforced concrete flat slabs: experimental study, *Journal of Composites for Construction*, 7 (3), pp. 258-265.
11. Zaghoul A.E., Razaqpur A.G., 2003, “Punching shear behavior of CFRP reinforced concrete flat plates”, in: D. Bruno, G. Spadea, 132 I.M. Metwally R.N. Swamy (Eds.), *Proceedings of the international conference on, composites in construction*, 2003, pp.1–726.
12. El-Gamal, E.F. El-Salakawy, B. Benmokrane, 2005, A New Punching Shear Equation for Two-Way Concrete Slabs Reinforced with FRP Bars by S., SP-230—50.
13. Ospina C.E., Alexander S.D.B., Cheng J.J.R., 2003, “Punching of twoway slabs with fiber-reinforced polymer reinforcing bars or grids”, *ACI Structural Journal* 100 (2003) 589–598.
14. Zaghoul, A.: Punching Behavior of Cfrp Reinforced Concrete Flat Plate. In: *Proceeding of the International Conference Composites in Construction*, Cosenza, Italy, (2003).
15. Dogan G., Arslan M.H., 2022, Determination of Punching Shear Capacity of Concrete Slabs Reinforced with FRP Bars Using Machine Learning, *Arabian Journal for Science and Engineering*, <https://doi.org/10.1007/s13369-022-06679-8>.
16. El-Ghandour, A.W.; Pilakoutas, K.; Waldron, P.: New approach for punching shear capacity prediction of fiber reinforced polymer reinforced concrete flat slabs. *ACI J. SP 188–13*, 135–144 (1999).
17. Matthys S., Taerwe L., 2000, “Concrete slabs reinforced with FRP grids. II: punching resistance”, *Journal of Composites for Construction* 4 (2000) 154–161.
18. Hussein A., Rashid I., 2004, “Two-way concrete slabs reinforced with GFRP bars”, *Proceedings of the 4th International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, Calgary, Alberta, 2004.
19. Lee, J.H.; Yoon, Y.S.; Mitchell, D.: Improving punching shear behavior of glass fiberreinforced polymer reinforced slabs. *ACI Struct. J.* 106(4), 427–434 (2009).
20. Zhang Q., Marzouk H., Hussein A., 2005, “Preliminary study of highstrength concrete two-way slabs reinforced with GFRP bars”, in: *Proceedings of the 33rd CSCE Annual Conference: General Conference and International History, Symposium*, 2005, pp. 1– 10.

21. El-Gamal, E.F. El-Salakawy, B. Benmokrane, 2005, A New Punching Shear Equation for Two-Way Concrete Slabs Reinforced with FRP Bars by S., SP-230—50.
22. Ramzy Z., Mahmoud Z., Salma T., 2007, “Punching behavior and strength of two-way concrete slab reinforced with glass-fiber reinforced polymer (GFRP) rebars”, in: Structural Composites for Infrastructures Applications Conference, Hurghada, Egypt.
23. Nguyen-Minh, L. and Rovnak, M. (2012), “Punching Shear Resistance of Interior Gfrp Reinforced Slab-Column Connections”, *J. Compos. Constr.*, 17 (1), 2-13.
24. Hassan, M., Ahmed, E. Benmokrane, B. (2013), “Punching-shear strength of normal and high-strength two-way concrete slabs reinforced with gfrp bars”, *J. Compos. Constr.*, 17(6), 04013003.
25. Dulude, C., Ahmed, E., Benmokrane, B. 2010b. Punching Shear Strength of Concrete Flat Slabs Reinforced with GFRP Bars. Proceedings of the 2nd International Structural Specialty Conference (ISSC-02), CSCE, Winnipeg, MB, Canada, 9-12 June, 10 p.
26. Bouguerra K., Ahmed E.A., El-Gamal S., Benmokrane B., 2011, “Testing of full-scale concrete bridge deck slabs reinforced with fiber-reinforced polymer (FRP) bars”, *Construction and Building Materials* 25 (2011) 3956–3965.
27. Gouda A., El-Salakawy E., 2016, “Punching Shear Strength of GFRP-RC Interior Slab–Column Connections Subjected to Moment Transfer”, *Journal of Composites for Construction*, 20(1).
28. Chen, T., & Guestrin, C., 2016, Xgboost: A scalable tree boosting system. In Proceedings of the 22nd ACM sigkdd international conference on knowledge discovery and data mining (pp. 785-794).
29. Python Programming, Van Rossum, G. & Drake Jr, F.L., 1995. Python reference manual, Centrum voor Wiskunde en Informatica Amsterdam.



# Sismik İzolasyonlu Binalardaki Rafların En Üst Kat Yerdeğiştirmelerinin Sentetik Pulslar ile Değerlendirilmesi

Zafer KANBİR<sup>1</sup>, Z. Metehan KARSLIOğLU<sup>2</sup>, Onur ÇEVİK<sup>3</sup>, Cenk ALHAN<sup>4</sup>

## ÖZET

Titreşime duyarlı cihazların korunması açısından sismik izolasyonlu binaların performansı değerlendirilirken genelde kat ivme tepkileri dikkate alınsa da, bu cihazların üzerlerine yerleştirildikleri raf sistemlerinin yapısal bütünlüğüne ilişkin kat yerdeğiştirmesi tepkilerini incelemek de önemlidir. Uzun periyotlu pulslar içeren yakın-fay yer hareketlerine karşı hassas olan sismik izolasyonlu binaların analizlerinde puls modelleri sıkça kullanılmaktadır. Bu çalışmada, yaygın olarak kullanılan Agrawal ve He (2002) puls modelinin yakın-fay kayıtlarını sismik izolasyonlu binalardaki rafların en üst kat yerdeğiştirmeleri açısından temsil etme başarısının incelenmesi amacıyla, sismik izolasyonlu bir bina ve içindeki rafın zaman tanım alanındaki analizleri tarihsel bir deprem kaydı ve onun sentetik karşılığı etkisinde yapılmış ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Sismik izolasyon, yer hareketi puls modeli, raf yerdeğiştirmesi, titreşime duyarlı cihazlar.

## ABSTRACT

### *Evaluation of the Top Floor Displacements of Racks in Seismically Isolated Buildings by Synthetic Pulses*

Although floor acceleration responses are generally taken into account when evaluating the performance of seismically isolated buildings for the protection of vibration sensitive devices, it is also important to examine the rack floor displacement responses related to the structural integrity of the rack systems on which these devices are placed. Pulse models are frequently used in the analyses of seismically isolated buildings that are particularly sensitive to the near-fault ground motions with long-period pulses. In this study, in order to examine the success of the widely used Agrawal and He (2002) pulse model in representing the near-fault records in terms

---

1 İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, İstanbul - zafer.kanbir@iuc.edu.tr

2 İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, İstanbul - zmetehans@gmail.com

3 İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, İstanbul - onurcevik04@hotmail.com

4 İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, İstanbul - cenkalan@iuc.edu.tr

*top-floor displacements of racks in seismically isolated buildings, time history analyses of a seismically isolated building with a rack inside are conducted under a historical earthquake record and its synthetic counterpart and the results are compared.*

**Keywords:** *Seismic isolation, ground motion pulse model, rack displacement, vibration-sensitive equipment.*

## **GİRİŞ**

Geleneksel yapı teknolojisinde binalar ankastre mesnetlerle zemine sabitlenmektedir. Bu durum yer kabuğunda deprem nedeniyle oluşan titreşimlerin olduğu gibi üst yapıya geğmesine neden olmaktadır. Sismik izolasyon tekniği, yatayda sağladığı esneklik sayesinde yerdeğiştirmelerin izolasyon katı seviyesinde toplanmasını sağlayarak üst yapının deprem titreŐimlerinden yalıtılmasını sağlar [1]. Sismik izolasyon tekniği konusunda elde edilen deneyimin zamanla artması ve maliyetlerin azalmasıyla, bu teknik git gide daha popöler hale gelmekte ve sismik izolasyonlu yapı sayısı artmaktadır. Mevcut sismik izolasyonlu binaların maruz kaldığı depremlerde gösterdikleri performans ise bu tür yapıların avantajlarının daha iyi anlaşılmasını sağlamaktadır [2]. Bu teknik, binaların doğal titreşim periyodunu uzatmak ve sönümlenen enerjiyi arttırmak suretiyle kat ivmeleri ve görelî kat ötelemelerini azalttığı için titreşime duyarlı cihazların korunması açısından da etkili yöntemlerden biridir. Özellikle uzak fay depremlerinin etkisindeki binalarda bulunan titreşime duyarlı cihazların korunmasında sismik izolasyon çok etkili iken, yapılan bazı çalışmalarda, yakın-fay depremlerinin etkisinde bulunan sismik izolasyonlu binalardaki titreşime duyarlı cihazların korunmasının görece zor olduğu ortaya koyulmuştur [3]. Bu nedenle, sismik izolasyonlu yapılar ve bunların içerisinde bulunan titreşime duyarlı cihazların deprem etkisi altındaki davranışları incelenirken yakın-fay etkilerinin dikkate alınması önem arz etmektedir.

Bir depremde fay düzlemine yakın bölgelerde kaydedilen ve uzun periyotlu hız pulsları içeren kayıtlar yakın-fay deprem kayıtları olarak tanımlanmaktadır [4]. Yapısı gereği doğal titreşim periyotları uzun olan ve bu nedenle yakın-fay deprem kayıtlarına karşı daha hassas olan yüksek yapılar, asma köprüler ve sismik izolasyonlu binalar gibi yapıların deprem etkisi altındaki davranışları incelenirken kullanılmak üzere çok sayıda yakın-fay deprem kaydına ihtiyaç duyulmaktadır. Özellikle geniş kapsamlı parametrik çalışmalar, çeşitli özelliklerde çok daha fazla sayıda yakın-fay deprem kaydının kullanılmasını gerektirmektedir. Ancak tarihi depremlerde kaydedilmiş yakın-fay deprem kayıtlarının sayısı bu ihtiyacı karşılamakta yeterli değildir. Yakın-fay deprem kayıtlarında öne çıkan uzun periyotlu hız pulslarının zaman tanım alanındaki eşlenik puls modelleriyle simüle edilebilir olmaları sayesinde [5], bu ihtiyacın karşılanması için çeşitli araştırmacılar tarafından sentetik puls modelleri geliştirilmiştir [6-8]. Bunlar arasında yer alan, kolay kullanımı ve etkin analitik yapısıyla öne çıkan Agrawal ve He [7] puls modeli yaygın şekilde kullanılmaktadır.

Titreşime duyarlı cihazların korunması açısından sismik izolasyonlu binaların performansı değerlendirilirken genelde kat ivme tepkileri dikkate alınsa da, bu cihazların güvenliği açısından üzerlerine yerleŐtirildikleri raf sistemlerinin yapısal bütünlüğünün de korunması gerekmektedir. Söz konusu rafların yapısal güvenliği yerdeğiştirme tepkileri ile doğrudan ilişkili olduğundan, bu tür raf sistemlerinin kat yer değiştirmelerin incelenmesi önem arz etmektedir. Bu tür çalışmalarda, tarihi yakın-fay deprem kayıtlarını temsilen puls modelleri kullanılarak oluşturulacak sentetik yer hareketi kayıtlarının kullanılabilmesi, bu sentetik kayıtların tarihi deprem kayıtlarını ne kadar iyi temsil edebildiğine bağlıdır.



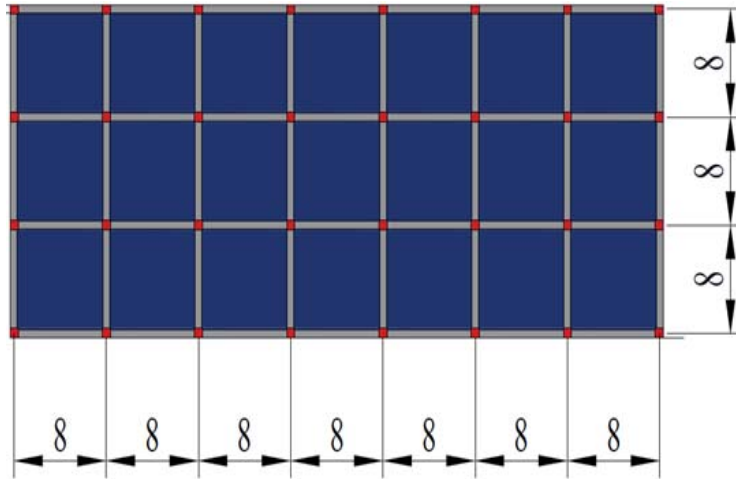
## AMAC

Bu çalışmada, Agrawal ve He [7] puls modeli kullanılarak oluşturulan sentetik yer hareketi kayıtlarının yakın-fay deprem kayıtlarını sismik izolasyonlu binalardaki rafların en üst kat yerdeğiştirmeleri açısından temsil etme başarısı incelenmiştir. Bu amaçla, doğrusal sismik izolasyon sistemine sahip betonarme örnek bir bina ve içindeki rafın zaman tanım alanındaki analizleri, tarihsel bir deprem kaydı ile onun sentetik karşılığı olan ve yaygın kullanılan puls modellerinden Agrawal ve He [7] puls modeli kullanılarak üretilen yer hareketi kaydı etkisinde yapılmıştır. Analizler sonucunda elde edilen, rafların en üst kat yerdeğiştirmesi tepkileri karşılaştırılarak Agrawal ve He [7] puls modelinin bu bağlamdaki başarısının değerlendirilmesi hedeflenmiştir.

## MALZEME VE YÖNTEM

### Yapısal Model

Çalışmada kullanılan betonarme bina üst yapısı 4 katlı ve her iki doğrultuda simetrik bir kat planına sahiptir. Taşıyıcı sistemi kolon ve kirişlerle teşkil edilmiş moment aktaran çerçevelerden oluşmaktadır. Kat planı mevcut bir çalışmadaki [9] örnek bir binaya benzer olup betonarme çekirdek perdeleri ve rijit bodrum perdeleri kaldırılarak taşıyıcı sistemde sismik izolasyona uyum için bazı değişiklikler yapılmıştır. Kat yükseklikleri 3.5 m olan binanın kolon en kesit boyutları 70×70 cm, kiriş genişlik ve yükseklikleri ise sırasıyla 60 cm ve 75 cm'dir. Sismik izolasyonlu binalarda üstyapıya gelen deprem etkilerinin azaltılması ve böylece üstyapının doğrusal sınırlarda kalması hedeflendiğinden üstyapı taşıyıcı elemanlarının doğrusal davranış göstermesi beklenir [10]. Bu doğrultuda, ele alınan sismik izolasyonlu binanın üstyapı modeli elastik çubuk elemanlarla oluşturulmuştur. Beton malzeme sınıfı C35 olarak seçilmiş olup beton elastisite modülü,  $E=33227$  MPa olarak ele alınmıştır. Kat döşemelerinin etkisi her katta oluşturulan rijit diyaframlarla dikkate alınmış ve kat kütlelerinin döşeme seviyesinde toplandığı kabul edilmiştir. Binanın X yönünde 7, Y yönünde ise 3 açıklığı bulunmakta olup tüm açıklıkları 8 m'dir. Yalıtım katı ile birlikte binanın toplam sismik kütlesi  $M=5621$  ton'dur. Binanın tipik kat planı Şekil 1'de gösterilmiştir.



Şekil 1 - Binanın tipik kat planı (ölçü birimi metredir).

Binanın izolasyon sistemi her kolonun altında bir adet olmak üzere toplam 32 adet doğrusal izolatör ve tüm izolatörlerin bir arada hareket etmesini sağlayan rijit bir yalıtım düzleminde oluşmaktadır. İzolasyon sistemi, sismik izolatörlerin efektif periyodu  $T_{eff}=3.0$  saniye, efektif

viskoz sönüm oranı ise  $\beta_{eff} = 0.15$  olacak şekilde tasarlanmıştır [11]. İzolatörlerin efektif rijitlik ( $K_{eff}$ ) ve efektif viskoz sönüm katsayısı ( $C_{eff}$ ) gibi diğer parametreleri aşağıdaki eşitlikler yardımıyla hesaplanmıştır.

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} \quad (1)$$

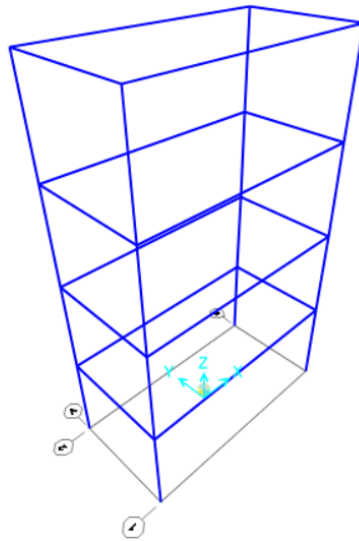
$$\omega_{eff} = \frac{2\pi}{T_{eff}} \quad (2)$$

$$C_{eff} = 2\beta_{eff} M \omega_{eff} \quad (3)$$

Bu çalışmada, sismik izolasyonlu binalardaki rafların en üst kat yerdeğiştirme tepkilerinin incelenmesi amacıyla kullanılan raf modelinin boyutları; X ve Y yönlerinde sırasıyla 1.2 m ve 0.6 m, yüksekliği ise 2.0 m'dir. Sismik izolasyonlu binalarda bilgisayar veya veri sistemlerini yerleştirmek için kullanılan bir veri kabini temsil eden 4 katlı raf modelinin taban ankastre durumdaki hâkim serbest titreşim periyodu 0.1 saniyedir. Bu periyot değerini yakalayacak şekilde malzeme özellikleri tanımlanmış olan ve uygulanan deprem yükleri altında elastik davranış gösterdiği kabul edilen rafın taşıyıcı sistemi elastik çubuk elemanlarla oluşturulmuş olup bu elemanlar birbirlerine düğüm noktalarında rijit olarak bağlanmışlardır. Raf, çalışmada ele alınan 4 katlı sismik izolasyonlu binanın dördüncü kat döşemesine, kat kütle merkezinde ankastre şekilde sabitlenmiş olarak modellenmiştir. Raf modelinin üç boyutlu görünümü Şekil 2'de gösterilmiştir.

### Sentetik Puls Modeli

Yakın-fay deprem kayıtlarının yapılar üzerindeki etkilerinin ele alınacağı kapsamlı çalışmalarda farklı fay mesafeleri ve deprem büyüklükleri açısından sınıflandırmak üzere çok sayıda yakın-fay deprem kaydına ihtiyaç duyulması nedeniyle çeşitli araştırmacılar



Şekil 2 - Raf modelinin 3 boyutlu görünüşü.

tarafından tarihi yakın-fay yer hareketlerinin özelliklerini simüle edecek ve tarihi deprem kayıtlarını temsilen kullanılacak analitik puls modelleri önerilmiştir. Bunlar arasında yer alan ve yaygın şekilde kullanılan Agrawal ve He [7] puls modeli, yakın-fay yer hareketlerinde görülen uzun periyotlu hız pulslarının modellenmesi için sönümlenen sinüzoidler kullanılarak kapalı formulu bir yaklaşım ortaya koymaktadır. Bu puls modelinin, tarihi yakın-fay yer hareketlerini temsilen kullanılacağı yapılan bazı çalışmalarda gösterilmiştir [12,13]. Bu puls modeli için üretilen hız ve ivme fonksiyonları sırasıyla Eşitlik 4 ve 5’de verilmiştir [7].

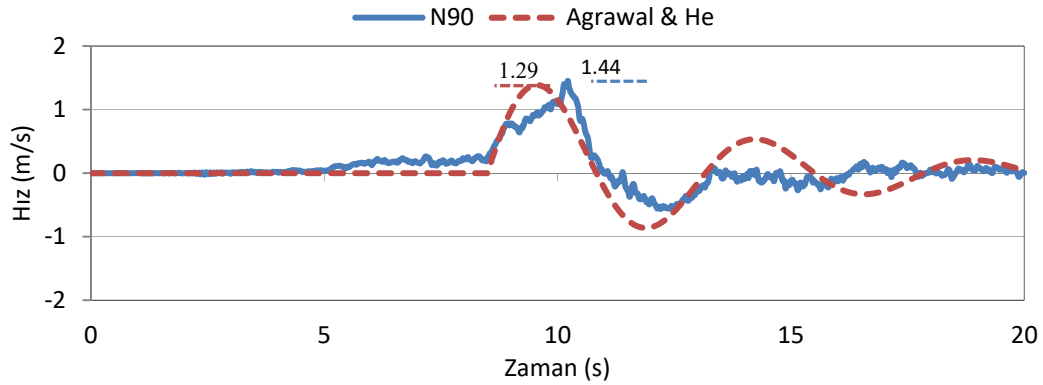
$$\dot{u}_g(t) = se^{\alpha t} \sin(\beta t), \quad \alpha = -\zeta_p \omega_p, \quad \beta = \omega_p \sqrt{1 - \zeta_p^2} \quad (4)$$

$$\ddot{u}_g(t) = se^{\alpha t} [\alpha \sin(\beta t) + \beta \cos(\beta t)] \quad (5)$$

Burada;  $t$  zaman,  $s$  sinüzoidin başlangıç genliği,  $\zeta_p$  sinüzoidin sönüm faktörü ve  $\omega_p$  sinüzoidin açısal frekansdır.

### Analizler

Yukarıda tanımlanan sismik izolasyonlu bina ile rafın 3 boyutlu modeli Sap2000 [14] programında oluşturulmuş ve  $X$  doğrultusunda zaman tanım alanında analizler gerçekleştirilmiştir. Analizlerde, uzun periyotlu ve büyük genlikli hız pulsları içeren tarihi yakın-fay deprem kayıtlarını temsilen 1992 Landers Depremi’nin Lucerne Valley istasyonunda kaydedilmiş olan N90 kaydı [15] kullanılmıştır. Agrawal ve He [7], N90 kaydı için ürettikleri sentetik puls için gerekli başlangıç genliği  $s$  değerlerini 174 cm/s, puls periyodu  $T_p$  değerlerini ise 4.62 s olarak dikkate almışlardır. Bu parametreler kullanılarak elde edilen eşdeğer yer hareketi kaydı ile tarihi N90 kaydının hız-zaman grafikleri Şekil 3’de gösterilmiştir. Kayıt genelinde bazı tutarsızlıklar olsa da Agrawal ve He puls modeli ile üretilen sentetik yer hareketi kaydının orijinal kaydı ana puls civarında yakaladığı ve özellikle pik değerlerin birbirine oldukça yakın olduğu görülmektedir. N90 kaydının pik hızı 1.44 m/s iken Agrawal ve He puls modeli ile üretilen sentetik yer hareketi kaydının pik hızı 1.29 m/s’dir ve aradaki fark yaklaşık % 10’dur.

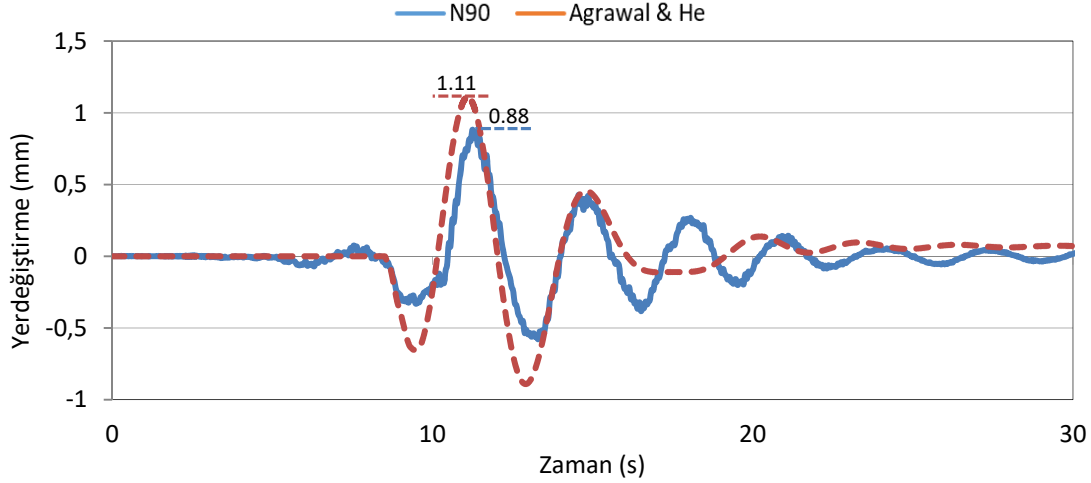


Şekil 3 - Tarihi N90 kaydı ve eşlenik yer hareketi kaydının hız-zaman grafikleri.

Her iki yer hareketi kaydı etkisinde rafın en üst katında elde edilen yerdeğiştirmelerin zamanla değişimleri Şekil 4’te sunulmuştur. Agrawal ve He puls modeli kullanılarak oluşturulan sentetik yer hareketi kaydının genel davranışı özellikle ana puls civarında başarılı şekilde yakaladığı ancak ana pulsun dışında her iki sonuç arasında uyumsuzlukların olduğu görülmektedir. Bununla birlikte, pik değerlerin de birbirinden farklı olduğu, N90 kaydı etkisinde en büyük

yerdeğiştirmenin 0.88 mm olarak elde edilmesine rağmen Agrawal ve He puls modeli ile üretilen sentetik yer hareketi kaydı etkisinde bu değerin yaklaşık % 26

farkla 1.11 mm olarak tespit edildiği anlaşılmaktadır. Elde edilen sonuçlar, rafların en üst kat yerdeğiştirme tepkisi sonuçlarındaki farkın, her iki yer hareketinin hız serilerindeki pik değerler arasındaki farktan fazla olabileceğini göstermektedir.



Şekil 4 - Rafın en üst kat yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi.

## SONUÇ

Sismik izolasyonlu binalardaki rafların en üst kat yerdeğiştirmeleri açısından Agrawal ve He [7] puls modeli kullanılarak oluşturulan sentetik yer hareketi kayıtlarının yakın-fay deprem kayıtlarını temsil etme başarısının incelenmesi amacıyla sismik izolasyonlu bir bina ve bu binanın dördüncü katında yer alan raf sisteminin 3 boyutlu modeli SAP2000 [14] programında oluşturulmuş ve N90 tarihsel deprem kaydı ile onun sentetik karşılığı etkisinde zaman tanım alanında analizler gerçekleştirilmiştir. Gerçekleştirilen analizler neticesinde, sismik izolasyonlu binalardaki rafların yerdeğiştirmeleri açısından puls modellerinin genel trendin belirlenmesinde faydalı olabileceği ancak stratejik öneme sahip ve titreşime duyarlı cihazların yer aldığı binaların analizi için tarihi deprem kayıtlarının tercih edilmesinin isabetli olacağı değerlendirilmektedir. Daha fazla yer hareketi kaydı ve daha farklı sismik izolasyon sistemine sahip binalar kullanılarak yapılmakta olan çalışmaların daha genel sonuçlar elde etmek için faydalı olacağı düşünölmektedir.

## Semboller

- $C_{eff}$  : Efektif sönüm katsayısı  
 $e$  : Euler sayısı (doğal logaritmanın tabanı)  
 $E$  : Betonun elastisite modöü  
 $K_{eff}$  : Efektif rijitlik  
 $M$  : Kütle  
 $s$  : Sinüzoidin başlangıç genliği  
 $t$  : Zaman

- $T_{eff}$  : Efektif periyot  
 $T_p$  : Puls periyodu  
 $\dot{u}_g(t)$  : Puls modelinin hız fonksiyonu  
 $\ddot{u}_g(t)$  : Puls modelinin ivme fonksiyonu  
 $\beta_{eff}$  : Efektif sönüm oranı  
 $\omega_{eff}$  : Efektif açısal doğal frekans  
 $\omega_p$  : Sinüzoidin açısal frekansı  
 $\zeta_p$  : Sinüzoidin sönüm faktörü

### Kaynaklar

1. Naeim, F., Kelly, J.M., Design of seismic isolated structures: from theory to practice, John Wiley & Sons, ISBN: 978-0-471-14921-7, New York, 1999.
2. Giarlelis, C., Koufalis, D., and Repapis, C, Seismic Isolation: An Effective Technique for the Seismic Retrofitting of a Reinforced Concrete Building. Structural Engineering International, 30(1), 2020, pp 43-52.
3. Alhan, C. and Öncü-Davas, S., Performance limits of seismically isolated buildings under near-field earthquakes. Engineering Structures, 116, 2016, pp 83-94.
4. Bertero, V.V., Mahin, S.A. and Herrera, R.A., Aseismic design implications of near-fault San Fernando earthquake records, Earthquake engineering & structural dynamics, 6(1), 1978, pp 31-42.
5. Somerville, P.G., “Engineering characterization of near fault ground motions”, Planning and Engineering for Performance in Earthquakes (2005 NZSEE), Taupo, New Zealand, 2005.
6. Makris, N., Rigidity–plasticity–viscosity: Can electrorheological dampers protect base-isolated structures from near-source ground motions?, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 26(5), 1997, pp 571-591.
7. Agrawal, A.K. and He, W.L., “A closed form approximation of near fault ground motion pulses for flexible structures”, 15th ASCE Proceeding of Engineering Mechanics Conference, New York, USA, 2002.
8. Mukhopadhyay, S. and Gupta, V.K., Directivity pulses in near-fault ground motions—II: Estimation of pulse parameters. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 50, 2013, pp 38-52.
9. TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018), Eğitim Elkitabı Açıklamalar ve Uygulama Örnekleri Kısım-I: Genel Konular, 1. baskı, Ankara, Türkiye, 2018.
10. Matsagar V.A. and Jangid RS., Influence of isolator characteristics on the response of base-isolated structures. Engineering Structures, 26, 2004, pp 1735-1749.

11. Kanbir Z. , evik O., Karşlıoğlu Z. M. , Alhan C., “Comparison of historical near-field ground motions and synthetically generated pulse models in terms of acceleration response of racks in seismically isolated buildings” 14th INTERNATIONAL CONGRESS ON ADVANCES IN CIVIL ENGINEERING, İstanbul, Türkiye, 6 - 08 Eylül 2021, ss.936-940.
12. Wang, Y., McFarland, D.M., Vakakis, A.F. and Bergman, L.A., , “Efficacy of a nonlinear base isolation system subjected to near-field earthquake motions”, International Conference on Advances and New Challenges in Earthquake Engineering Research, Harbin, People’s Republic of China, 2002.
13. He, W.L. and Agrawal, A.K., An analytical model of ground motion pulses for the design and assessment of smart protective systems, Journal of structural engineering (ASCE), 134 (7), 2008, pp 1177-1188.
14. Computers and Structures Inc. Integrated software for structural analysis and design, SAP 2000, Version 21.0, CSI, Berkeley, CA, 2019.
15. COSMOS (2013) Strong-Motion Virtual Data Center <http://db.cosmos-eq.org>

## Betonarme Kiriş Kesme Dayanımına GFRP Katkısının Değerlendirilmesi

Kadir ŞENGÜN<sup>1</sup>, Güray ARSLAN<sup>2</sup>

### ÖZET

Son yirmi yılda, FRP ile güçlendirilen elemanların davranışlarının anlaşılmasında ve FRP'nin dayanıma olan katkısının hesaplanmasında önemli gelişme kaydedilmiştir. Ancak, FRP'nin kesme dayanımına katkısı için literatürde önerilen bağıntıların tahminlerinde önemli farklılıklar bulunmaktadır. Bu çalışmada literatürdeki tahminler ile deneysel sonuçlar karşılaştırılmış ve değerlendirilmiştir. Değerlendirilmede temel parametreler; kirişlerde enine donatı bulunması, kesit şekli ve GFRP ile güçlendirme yöntemi (U ve sadece iki yan yüzeyinde) kabul edilmiştir. Değerlendirme sonucu, bağıntılar her iki güçlendirme şeklinde enine donatısız kirişlerde enine donatılı kirişlere göre daha güvenilir tahminlerde bulunmuştur. Ayrıca, her iki güçlendirme yönteminde T kesitli kirişlerde dikdörtgen kesitli kirişlere göre bağıntıların daha güvenilir sonuçlar verdiği görülmüştür.

**Anahtar Kelimeler:** Lif takviyeli polimer; Kesme dayanımı; Güçlendirme

### ABSTRACT

#### **Evaluation of GFRP contribution to the shear strength of reinforced concrete beams**

In the last two decades, significant progress has been made in understanding the behavior of FRP-strengthened specimens and calculating the FRP contribution to strength. However, there are significant differences in the estimates of the relations proposed in the literature for the FRP contribution to shear strength. In this study, the predictions obtained using the relations in the literature and the experimental results were compared and evaluated. The main parameters examined are the presence of transverse reinforcement, the cross-section shape and the GFRP strengthening configurations (U-wrapping and side-bonding). As a result of the evaluation, the relations gave more reliable predictions for beams without transverse reinforcement in both strengthening configurations than for beams with transverse reinforcement. In addition, it has been seen that the relations give more reliable results in T-section beams than rectangular section beams in both strengthening methods.

**Keywords:** Fiber reinforced polymer; Shear strength; Strengthening

---

1 Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul - kkadirsengun@gmail.com

2 Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul - aguray@yildiz.edu.tr

## 1. GİRİŞ

Dayanımı yetersiz yapıların hizmet sürelerinde çok fazla aksamaya neden olmadan, hızlı ve güvenilir şekilde güçlendirilmesi inşaat mühendisliğinin önemli çalışma alanlarından biridir. Lif takviyeli polimer (FRP) yüksek mukavemetli, korozyona dayanıklı, uygulaması diğer yöntemlere göre kolay olan bir kompozit malzemedir. Son 20 yılda FRP'nin yapıların ve yapı elemanlarının güçlendirilmesi uygulamalarında kullanımı yaygınlaştıkça yapılan araştırmaların sayısında artış gözlenmiştir. Deneysel [1-27] ve analitik [28-37] çalışmalar ile güçlendirilen elemanların davranışlarının anlaşılmasında ve FRP'nin dayanıma olan katkısının hesaplanmasında önemli gelişme kaydedilmiştir. Enine donatılı kirişlerde, dayanıma FRP'nin katkısının enine donatısız elemanlara göre daha az olduğu, enine donatı ile FRP arasında bir etkileşim olabileceği ve bu durumun kesme dayanımı hesabında dikkate alınması gerektiğini ifade edilmiştir [12,25-27]. Kar & Biswal [38]; Lima & Barros [39], Pellegrino & Vasic [40] ve Kotynia et al. [41] tarafından yapılan çalışmalarda, FRP'nin kesme dayanımına katkısının hesabı için önerilen bağıntıların tahminleri istatistiksel olarak incelenmiştir.

Lif takviyeli polimerler ile güçlendirilen kirişlerin dayanım artışlarının değerlendirildiği çalışmalarda, genellikle karbon lif takviyeli polimer (CFRP) üzerine odaklanılmış olup, cam lif takviyeli polimer (GFRP) ile gerçekleştirilen çalışmaların sayısı sınırlıdır. Ayrıca FRP'nin kesme dayanımına katkısının hesabı için önerilen bağıntılar çoğunlukla CFRP ile güçlendirilen elemanların sonuçları kullanılarak çıkarılmıştır. Önerilen bu bağıntıların özellikle GFRP ile kesmede güçlendirilen elemanlarda ne kadar doğru sonuçlar verdiği incelenmelidir. Bu çalışmada, dikdörtgen ve T kesitli kirişlerde GFRP kullanılarak kesmede iki farklı şekilde (U ve sadece iki yan yüzeyinde) güçlendirme uygulanan literatürdeki deneysel sonuçlar alınmış, FRP'nin kesme dayanımına katkısı tahminleri (Mofidi & Chaallal (2011) [36], Chen & Teng (2003) [28-29] ve Sengun & Arslan (2022) [56], ACI 440.2R (2017) [57], Fib-TG 9.3 (2001) [58], CNR-DT200 (2004) [59], CSA-S806 (2002) [60] ve CNR DT-200 R1/2013 [61]) ile karşılaştırılmış ve istatistiksel olarak değerlendirilmiştir.

## 2. ÇALIŞMANIN AMACI VE KAPSAMI

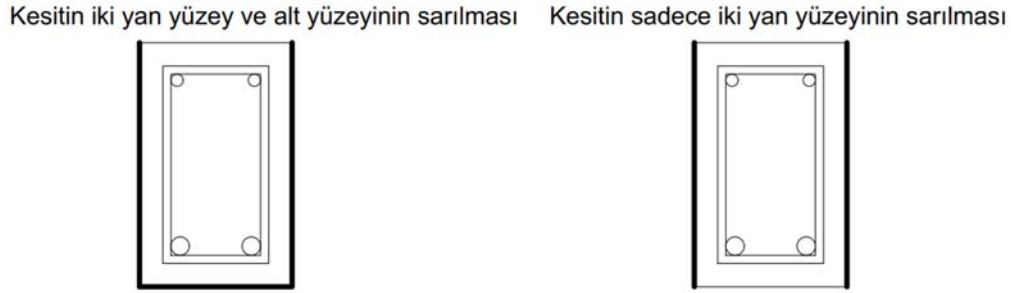
GFRP ile güçlendirilip üç /dört noktalı eğilme deneyi ile yükleme uygulanmış ve kesme kırılmasıyla güç tükenmesi oluşmuş kirişlerin özellikleri (Şekil 1) literatürden (Panda et al. [42], Panda et al. [43], Panda et al. [44], Sundarraja et al. [45], Baggio et al. [46], Saafan [47], Panigrahi et al. [48], A.H. Al-Shalif et al. [49], Berset [50], Al-Sulaimani et al. [51], Chajes et al. [52], Annaiah [53], Deniaud et al. [54], Oller et al. [55]) alınmış ve karşılaştırmalar yapılmıştır. Dikdörtgen ve T kesitli kirişlerde güçlendirme kesitin iki yan yüzey ve alt yüzeyi saracak şekilde (U-şeklinde) ve sadece iki yan yüzeyinde (Şekil 2) uygulanmıştır. Literatürden toplanmış olan ve GFRP ile güçlendirilmiş olan kirişlerin daha detaylı özellikleri, incelenen her iki güçlendirme durumu için Tablo 1'de verilmiştir. İstatistiksel olarak değerlendirme yapmak amacıyla, GFRP'nin kesme dayanımına deneysel katkısı ( $V_{f,exp}$ ), GFRP ile güçlendirilmiş elemanların kesme dayanımından kontrol (referans) elemanlarının kesme dayanımının çıkartılmasıyla bulunmuştur. GFRP'nin kesme dayanımına katkısının tahmini için literatürde önerilen bağıntılar ( $V_{f,pre}$ ) kullanılmıştır. Her bir kiriş için deneysel GFRP katkısının tahmin edilen GFRP katkısına oranı hesaplanmıştır ( $V_{f,exp}/V_{f,pre}$ ). Hesaplanan  $V_{f,exp}/V_{f,pre}$  değerlerinin ortalama (MV), standart sapma (STD) ve varyasyon katsayısı (COV) değerleri incelenen tüm bağıntılar için hesaplanmıştır. Varyasyon katsayısı, verilerin ne kadar homojen dağıldıklarını gösteren bir değişkendir. Varyasyon katsayısı (COV) değeri küçüldükçe incelenen bağıntıların doğrulukları artmaktadır. Ortalama değer (MV) birden büyük olması ise, sonuçların konservatif olduğunu ifade etmektedir.



Yapılan deneysel çalışmalarda [12,25-27], enine donatısız kirişlerde FRP'nin kesme dayanımına katkısının enine donatılı kirişlerden daha fazla olduğu genellikle ifade edilmiştir. Enine donatılı ve enine donatısız GFRP ile güçlendirilen betonarme kirişlerde GFRP'nin kesme dayanımına katkısı belirlenerek, bağıntıların tahminleri karşılaştırılmış ve tahminlere enine donatısının etkisi değerlendirilmiştir. Betonarme kesitin şekli FRP'nin uygulama şeklini dolayısıyla güçlendirmeden alınacak olan verimi de etkilemektedir. T kesitli kirişlerde kesitin tüm kenarlarının FRP ile sarılması döşeme yüzünden mümkün olmamaktadır. Bu yüzden genellikle T kesitli kirişlerde U şeklinde ve iki yan yüzeyin sarılmasıyla güçlendirme uygulanmaktadır. Kesit şeklinin bağıntıların tahminlerine etkisi de değerlendirilmiştir.



Şekil 1 - Kirişlerin özelliklerindeki dağılım



Şekil 2 - Kirişlerin güçlendirme şekilleri

Tablo 1 - GFRP ile güçlendirilen elemanların detayları

Parametre	U şeklinde	Sadece yan yüzeyleri sarılan
Etriyeli/etriyesiz kiriş sayısı	17/8	17/10
Kesit şekli dikdörtgen / T	6/19	8/19
Kiriş genişliği ( $b_w$ , mm) en az/en fazla	64/150	100/150
Etkili derinlik ( $d$ , mm) en az/en fazla	150/535	85/225
Enine donatı yüzdesi ( $\rho_{sw}$ , %) en az/en fazla	0.090/0.754	0.090/0.754
Kesmede kullanılan FRP yüzdesi ( $\rho_f$ , %) en az/en fazla	0.044/8.400	0.242/4.000
FRP elastisite modülü ( $E_f$ , GPa) en az/en fazla	8/76	13/76
FRP çekme dayanımı ( $f_f$ , MPa) en az/en fazla	106/3400	160/3400
Beton basınç mukavemeti ( $f_c$ ) (MPa)	12.40/69.93	29.11/69.93

### 3. KESME BAĞINTILARI TAHMİNLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Bu çalışmada dikkate alınan bağıntıların belirli sınır şartlarını sağlanması durumunda geçerli olması ifade edildiğinden, Tablo 2-5'teki bağıntıların tahminlerinin karşılaştırılmasında verilen kiriş sayıları farklılık göstermektedir. CNR DT-200 R1/2013 [61] yönetmeliği, CNR-DT200 (2004) [59] yönetmeliğinin güncel hali olmasına rağmen kesitin sadece kenarlarının sarılmasıyla uygulanan güçlendirme şekli için herhangi bir bağıntı içermemektedir. Bu yüzden CNR DT-200 R1/2013 için kesitin sadece yan yüzeylerinin sarılmasıyla uygulanan güçlendirme için değerlendirme yapılamamıştır. Her iki yönetmeliğin performansı (CNR-DT200 (2004) [59] ve CNR DT-200 R1/2013 [61]) kesitin U şeklinde güçlendirilen elemanlar için incelenmiştir. Bağıntıların tahminlerine enine donatının ve kesit şeklinin etkisi her iki güçlendirme şekli için Tablo 2-5'de verilen MV, STD ve COV değerleri kullanılarak değerlendirilmiştir.

Mofidi & Chaallal (2011), CNR-DT200 (2004) ve Sengun & Arslan (2022) bağıntıları MV değerleri birden küçük oldukları için U şeklinde uygulanan güçlendirmede konservatif olmayan sonuçlar vermişlerdir. İncelenen diğer bağıntılar MV değerleri birden büyük oldukları için konservatif sonuçlar vermişlerdir. Hesaplanan COV değerleri incelendiğinde Chen & Teng (2003a,b) ve Sengun & Arslan (2022) bağıntıları U şeklinde uygulanan güçlendirme için diğer bağıntılardan daha güvenilir sonuçlar vermişlerdir. Kesitin sadece yan yüzeylerinin sarılmasıyla uygulanan güçlendirme yönteminde ACI 440.2R (2017) kullanılarak hesaplanan kiriş sayısı diğer incelenen bağıntılara göre azdır. Bunun nedeni ACI 440.2R (2017) kullanarak GFRP'nin kesme dayanımına katkısının hesabında kiriş yüksekliği ve güçlendirme şekline bağlı verilen "k<sub>2</sub>" değişkeninin negatif olarak hesaplanması ve bu yüzden bu kirişlerin değerlendirilmeye alınamamasıdır. Kiriş yan yüzeylerinde güçlendirme uygulanması durumu için bulunan tahminler incelendiğinde, CNR-DT200 (2004) ve CSA-S806 (2002) bağıntıları hariç incelenen tüm bağıntıların ortalama değerleri (MV) birden küçük oldukları için konservatif olmayan sonuçlar vermiştir. Enine donatı içeren ve GFRP ile sadece kesitin yan yüzeylerinin sarılmasıyla güçlendirilen kirişler için Chen & Teng (2003a,b) tarafından önerilen bağıntı deneysel sonuçlarla karşılaştırıldığında, ortalama değerinin bire en yakın ve en düşük COV değerine sahip olduğundan diğer bağıntılardan daha iyi tahminde bulunduğu görülmüştür (Tablo 2).

**Tablo 2 - GFRP ile güçlendirilen enine donatılı kirişler**

Bağıntılar	U-şeklinde uygulanan güçlendirme				Kirişin iki yan yüzüne uygulanan güçlendirme			
	Kiriş sayısı	MV	STD	COV	Kiriş sayısı	MV	STD	COV
ACI 440.2R [57]	13	1.451	1.076	0.741	5	0.938	0.893	0.952
Fib-TG 9.3 [58]	17	1.216	0.737	0.606	17	0.849	0.488	0.575
Mofidi & Chaallal [36]	17	0.903	0.532	0.589	17	0.936	0.473	0.505
Chen & Teng [28-29]	17	1.611	0.811	0.503	17	0.989	0.464	0.469
CNR-DT200 [59]	17	0.847	0.503	0.594	17	1.105	0.952	0.862
CNR DT-200 R1 [61]	17	1.057	0.589	0.557	-	-	-	-
CSA-S806 [60]	17	1.754	1.358	0.774	17	3.121	2.432	0.779
Sengun & Arslan [56]	17	0.650	0.303	0.467	17	0.487	0.285	0.585

GFRP ile güçlendirilen ve enine donatısız betonarme kirişlerde hesaplanan bağıntı tahminleri her iki güçlendirme şekli için Tablo 3'te verilmiştir. ACI 440.2R (2017), Mofidi & Chaallal (2011) ve CNR-DT200 (2004) bağıntıları hariç incelenen diğer bağıntılarda MV değerleri birden büyük oldukları için kesitin U şeklinde güçlendirmesinde konservatif sonuçlar vermişlerdir. CNR-DT200 (2004) bağıntısının enine donatısız ve GFRP ile kesitin U şeklinde güçlendirmesinde en düşük COV değerine sahip olduğundan diğer bağıntılara göre daha iyi tahminde bulunduğu görülmüştür. Mofidi & Chaallal (2011) ve Sengun & Arslan (2022) bağıntıları hariç diğer bağıntılar kesitin sadece iki yan yüzeylerinin sarılmasıyla uygulanan güçlendirme şekli için MV değerlerinin birden büyük oldukları görüldüğünden konservatif sonuç verdiği belirtilebilir. Mofidi & Chaallal (2011), Chen & Teng (2003a,b) ve Sengun & Arslan (2022) bağıntıları diğer bağıntılardan daha düşük COV değerlerine sahip oldukları için enine donatısız ve kesitin iki yan yüzeyinin sarılmasıyla uygulanan güçlendirme yöntemi için daha doğru bağıntı tahminleri vermişlerdir. Tablo 2-3'teki değerler birlikte değerlendirildiğinde her iki güçlendirme yönteminde enine donatısız elemanlarda incelenen bağıntılar için hesaplanan COV değerlerinin, enine donatılı elemanlardan düşük olduğu tespit edilmiştir. İncelenen bağıntıların, GFRP ile güçlendirilen enine donatısız elemanlarda daha iyi tahminde bulunduğu; enine donatılı elemanlarda daha güvenilir bağıntıların çıkarılabilmesi için daha fazla deneysel çalışmaya ihtiyaç duyulduğu görülmektedir.

**Tablo 3 - Enine donatısız GFRP ile güçlendirilen betonarme kirişler**

Bağıntılar	U-şeklinde uygulanan güçlendirme				Kirişin iki yan yüzüne uygulanan güçlendirme			
	Kiriş sayısı	MV	STD	COV	Kiriş sayısı	MV	STD	COV
ACI 440.2R [57]	4	0.906	0.550	0.607	2	2.802	2.262	0.807
Fib-TG 9.3 [58]	8	1.387	0.538	0.388	10	1.249	0.632	0.506
Mofidi & Chaallal [36]	8	0.727	0.255	0.351	10	0.714	0.240	0.337
Chen & Teng [28-29]	8	1.718	0.586	0.341	10	1.642	0.482	0.294
CNR-DT200 [59]	8	0.820	0.187	0.228	10	1.833	1.094	0.597
CNR DT-200 R1 [61]	8	1.269	0.614	0.483	-	-	-	-
CSA-S806 [60]	8	1.813	1.254	0.691	10	4.157	4.014	0.966
Sengun & Arslan [56]	8	1.049	0.295	0.281	10	0.754	0.235	0.312

U şeklinde güçlendirilen kirişlerde, kesit şeklinin dikdörtgen ve T şeklinde olmasının etkisi Tablo 4'te değerlendirilmiştir. Sengun & Arslan (2022) tarafından önerilen bağıntı hariç diğer bağıntıların tahminleri dikdörtgen kesitli kirişler için konservatif sonuçlar vermiştir. T kesitli kirişlerde ise, Mofidi & Chaallal (2011), CNR-DT200 (2004) ve Sengun & Arslan (2022) bağıntılarının tahminleri hariç diğer bağıntıların tahminleri konservatif sonuçlar vermişlerdir. Hesaplanan COV değerleri değerlendirildiğinde, dikdörtgen kesitli kirişler için CNR DT-200 R1/2013; T kesitli kirişler için CNR-DT200 (2004) bağıntıları en doğru tahminleri vermişlerdir. T kesitli ve kesitin U şeklinde güçlendirildiği kirişlerde, bağıntıların tahminleri (CNR DT-200

R1/2013 hariç) karşılaştırıldığında, dikdörtgen kesitli elemanlardan daha düşük COV değeri bulunmuş, incelenen bağıntıların T kesitli kirişlerde daha güvenilir sonuçlar verdiği görülmüştür. Ancak literatürdeki deneysel kiriş verisi artışı ile bu gözlemin doğruluğu tekrar gözden geçirilmelidir.

**Tablo 4 - U şeklinde güçlendirilen kirişlerde kesit şeklinin etkisi**

Bağıntılar	Dikdörtgen kesitli kirişler				T kesitli kirişler			
	Kiriş sayısı	MV	STD	COV	Kiriş sayısı	MV	STD	COV
ACI 440.2R [57]	6	1.573	1.406	0.894	11	1.186	0.724	0.610
Fib-TG 9.3 [58]	6	1.242	0.893	0.719	19	1.280	0.619	0.483
Mofidi & Chaallal [36]	6	1.010	0.802	0.794	19	0.795	0.310	0.389
Chen & Teng [28-29]	6	1.289	0.907	0.703	19	1.757	0.661	0.376
CNR-DT200 [59]	6	1.093	0.721	0.660	19	0.758	0.257	0.339
CNR DT-200 R1 [61]	6	1.480	0.725	0.490	19	1.013	0.517	0.510
CSA-S806 [60]	6	1.487	1.468	0.987	19	1.863	1.272	0.683
Sengun & Arslan [56]	6	0.648	0.343	0.529	19	0.819	0.351	0.429

Kesitin iki yan yüzeyinin GFRP ile sarılmasıyla güçlendirilen elemanlarda kesit şeklinin bağıntı tahminlerine etkisi Tablo 5'te verilen değerler kullanılarak değerlendirilmiştir. ACI 440.2R (2017), Chen & Teng (2003a,b), CNR-DT200 (2004) ve CSA-S806 (2002) bağıntıları, dikdörtgen kesitli kirişler için konservatif sonuçlar verirken diğer bağıntılar konservatif olmayan sonuçlar vermiştir. Mofidi & Chaallal (2011) ve CNR-DT200 (2004) bağıntıları diğer bağıntılara göre daha düşük COV değerlerine sahip oldukları için dikdörtgen kesitli ve kesitin sadece yan yüzeylerinin GFRP ile sarıldığı elemanlarda daha doğru tahminde bulunduğu görülmüştür. T kesitli kirişlerde Mofidi & Chaallal (2011) ve Sengun & Arslan (2022) hariç tüm bağıntıların tahminleri konservatif sonuçlar vermişlerdir. T kesitli ve GFRP ile kesitin sadece yan yüzeylerinin sarıldığı kirişlerde Chen & Teng (2003a,b) tahminlerinin daha doğru sonuçlar verdiği tespit edilmiştir. U şeklinde güçlendirme uygulanan kirişlerde olduğu gibi, sadece iki yan yüzeyin sarılmasıyla güçlendirilen elemanlarda T kesitli kirişlerde incelenen bağıntılar, genellikle dikdörtgen kesitli elemanlara göre daha doğru tahminde bulunmuştur.

Sengun & Arslan (2022) hariç diğer bağıntılar, dikdörtgen kesitli kirişlerde kesitin sadece iki yan kenarın sarılmasıyla uygulanan güçlendirme yönteminde diğer güçlendirme yöntemine göre daha düşük COV değerlerine sahiptir. Dikdörtgen kesitli ve GFRP ile sadece iki yan yüzeyin sarıldığı elemanlarda incelenen bağıntıların, dikdörtgen kesitli ve GFRP ile iki yan yüzeyin ve alt yüzeyin sarıldığı elemanlara göre daha güvenilir sonuçlar verdiği görülmektedir. Fakat T kesitli kirişlerde incelenen bağıntılarla her iki güçlendirme şekli için bağıntı tahminlerinde (genellikle yakın COV değerleri hesaplandığından) belirgin bir fark görülmemiştir. Yani T kesitli kirişlerde uygulanan güçlendirme şekli incelenen bağıntıların doğruluklarını çok fazla etkilemezken bu fark dikdörtgen kesitli kirişlerde daha belirgin olmaktadır.

**Tablo 5 - İki yan yüzün sarılmasıyla güçlendirilen kirişlerde kesit şeklinin etkisi**

Bağıntılar	Dikdörtgen kesitli kirişler				T kesitli kirişler			
	Kiriş sayısı	MV	STD	COV	Kiriş sayısı	MV	STD	COV
ACI 440.2R [57]	6	1.716	1.466	0.854	-	-	-	-
Fib-TG 9.3 [58]	8	0.655	0.433	0.661	19	1.141	0.567	0.497
Mofidi & Chaallal [36]	8	0.583	0.334	0.572	19	0.968	0.394	0.407
Chen & Teng[28-29]	8	1.145	0.758	0.662	19	1.267	0.479	0.378
CNR-DT200 [59]	8	2.232	1.340	0.600	19	1.013	0.654	0.646
CNR DT-200 R1 [61]	-	-	-	-	-	-	-	-
CSA-S806 [60]	8	1.054	0.703	0.667	19	4.536	3.115	0.687
Sengun & Arslan [56]	8	0.458	0.346	0.754	19	0.639	0.261	0.408

#### 4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

GFRP ile güçlendirilen kirişler üzerinde gerçekleştirilen deneysel çalışmaların sonuçları kullanılarak, FRP'nin kesme dayanımına katkısının hesabı için önerilen bağıntıların tahminleri üzerinde enine donatı ve kesit şeklinin etkisi istatistiksel olarak incelenmiştir. Çalışmada bulunan başlıca sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:

- Chen & Teng (2003a,b) ve Sengun & Arslan (2022) bağıntıları enine donatılı ve GFRP ile U şeklinde sarılmasıyla uygulanan güçlendirme için; Chen & Teng (2003a,b) enine donatılı ve GFRP ile sadece kesitin yan yüzeylerinin sarılmasıyla güçlendirilen kirişler için diğer bağıntılardan daha güvenilir sonuçlar verdiği görülmüştür.
- Enine donatısız ve GFRP ile U şeklinde sarılmayla uygulanan güçlendirmede CNR-DT200 (2004) tahmini; enine donatısız ve GFRP ile sadece kesitin yan yüzeylerinin sarılmasıyla güçlendirmede ise Mofidi & Chaallal (2011), Chen & Teng (2003a,b) ve Sengun & Arslan (2022) bağıntılarının daha iyi tahminler yaptığı bulunmuştur.
- İncelenen bağıntılar, her iki güçlendirme şeklinde, enine donatısız kirişlerde enine donatılı kirişlere göre daha güvenilir sonuçlar verdiği tespit edilmiştir.
- İncelenen bağıntılar, her iki güçlendirme yönteminde, T kesitli kirişlerde dikdörtgen kesitli kirişlere göre genellikle daha güvenilir sonuçlar verdiği bulunmuştur.
- Dikdörtgen kesitli elemanlarda, her iki güçlendirme şekli için incelenen bağıntıların tahminleri çok fazla değişirken; T kesitli elemanlarda her iki güçlendirme şekli arasında önemli bir fark gözlenmemiştir.

Enine donatının bulunması, kesit ve GFRP uygulanma şeklinin bağıntıların doğruluklarını etkilediği; bu etkilerin de dikkate alındığı daha güvenilir bağıntıların türetilmesi için daha fazla deneysel çalışmaya ihtiyaç bulunmaktadır.

### **Kaynaklar**

1. Kim, G., Sim, J., & Oh, H. (2008). Shear strength of strengthened RC beams with FRPs in shear. *Construction and Building Materials*, 22(6), 1261-1270. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.01.021>
2. Bencardino, F., Spadea, G., & Swamy, R. N. (2007). The problem of shear in RC beams strengthened with CFRP laminates. *Construction and Building Materials*, 21(11), 1997-2006. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.05.056>
3. Benzeguir, Z. E. A., El-Saikaly, G., & Chaallal, O. (2018). Influence of size on the behavior of RC T-beams strengthened in shear with externally bonded CFRP.
4. Carolin, A., & Täljsten, B. (2005). Experimental Study of Strengthening for Increased Shear Bearing Capacity. *Journal of Composites for Construction*, 9(6), 488-496. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2005\)9:6\(488\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2005)9:6(488))
5. Haddad, R. H., & Marji, C. S. (2019). Composite Strips with U-Shaped CFRP Wrap Anchor Systems for Strengthening Reinforced Concrete Beams. *International Journal of Civil Engineering*, 17(11), 1799-1811. <https://doi.org/10.1007/s40999-019-00447-w>
6. Teng, J. G., Chen, G. M., Chen, J. F., Rosenboom, O. A., & Lam, L. (2009). Behavior of RC Beams Shear Strengthened with Bonded or Unbonded FRP Wraps. *Journal of Composites for Construction*, 13(5), 394-404. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000040](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000040)
7. Li, W., & Leung, C. K. Y. (2016). Shear Span–Depth Ratio Effect on Behavior of RC Beam Shear Strengthened with Full-Wrapping FRP Strip. *Journal of Composites for Construction*, 20(3), 04015067. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000627](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000627)
8. Jayaprakash, J., Abdul Samad, A. A., Anvar Abbasovich, A., & Abang Ali, A. A. (2008). Shear capacity of precracked and non-precracked reinforced concrete shear beams with externally bonded bi-directional CFRP strips. *Construction and Building Materials*, 22(6), 1148-1165. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.02.008>
9. Galal, K., & Mofidi, A. (2010). Shear Strengthening of RC T-Beams Using Mechanically Anchored Unbonded Dry Carbon Fiber Sheets. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 24(1), 31-39. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000067](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000067)
10. Sundarraja, M. C., & Rajamohan, S. (2009). Strengthening of RC beams in shear using GFRP inclined strips – An experimental study. *Construction and Building Materials*, 23(2), 856-864. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.04.008>
11. Dong, J., Wang, Q., & Guan, Z. (2013). Structural behaviour of RC beams with external flexural and flexural–shear strengthening by FRP sheets. *Composites Part B: Engineering*, 44(1), 604-612. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2012.02.018>
12. Khalifa, A., Belarbi, A., & Nanni, A. (2000). Shear performance of RC members strengthened with externally bonded FRP wraps. *New Zealand*, 9.
13. Benzeguir, Z. E. A., El-Saikaly, G., & Chaallal, O. (2020). Size Effect of RC T-Beams Strengthened in Shear with Externally Bonded CFRP L-Shaped Laminates. *Journal of Composites for Construction*, 24(4), 04020031. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0001045](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0001045)
14. Li, A., Diagona, C., & Delmas, Y. (2002). Shear strengthening effect by bonded composite fabrics on RC beams. *Composites Part B: Engineering*, 33(3), 225-239. [https://doi.org/10.1016/S1359-8368\(02\)00003-3](https://doi.org/10.1016/S1359-8368(02)00003-3)

15. Mostofinejad, D., & Tabatabaei Kashani, A. (2013). Experimental study on effect of EBR and EBROG methods on debonding of FRP sheets used for shear strengthening of RC beams. *Composites Part B: Engineering*, 45(1), 1704-1713. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2012.09.081>
16. Grace, N. F., Sayed, G. A., Soliman, A. K., & Saleh, K. R. (1999). Strengthening reinforced concrete beams using fiber reinforced polymer (FRP) laminates. *ACI Structural Journal-American Concrete Institute*, 96(5), 865-874.
17. Nanda, R. P., & Behera, B. (2020). Experimental Study of Shear-Deficient RC Beam Wrapped with GFRP. *International Journal of Civil Engineering*, 18(6), 655-664. <https://doi.org/10.1007/s40999-020-00498-4>
18. Van Cao, V., & Pham, S. Q. (2019). Comparison of CFRP and GFRP Wraps on Reducing Seismic Damage of Deficient Reinforced Concrete Structures. *International Journal of Civil Engineering*, 17(11), 1667-1681. <https://doi.org/10.1007/s40999-019-00429-y>
19. Guadagnini, M., Pilakoutas, K., & Waldron, P. (2006). Shear Resistance of FRP RC Beams: Experimental Study. *Journal of Composites for Construction*, 10(6), 464-473. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2006\)10:6\(464\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2006)10:6(464))
20. Hawileh, R. A., Rasheed, H. A., Abdalla, J. A., & Al-Tamimi, A. K. (2014). Behavior of reinforced concrete beams strengthened with externally bonded hybrid fiber reinforced polymer systems. *Materials & Design*, 53, 972-982. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2013.07.087>
21. Keskin, R. S. O., Arslan, G., & Sengun, K. (2017). Influence of CFRP on the shear strength of RC and SFRC beams. *Construction and Building Materials*, 153, 16-24. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.06.170>
22. Sengun, K., & Arslan, G. (2022). Parameters affecting the behaviour of RC beams strengthened in shear and flexure with various FRP systems. *Structures*, 40, 202-212. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.04.024>
23. Sengun, K., & Arslan, G. (2017). Influence of CFRP on the strength of retrofitted RC beams without stirrups. *Sigma Journal of Engineering and Natural Sciences*, 35(1), 77-85.24.
24. Keskin, R. S. O., Sengun, K., & Arslan, G. (2017). RETROFITTING SFRC BEAMS BY USING CFRP. *The Eurasia Proceedings of Science Technology Engineering and Mathematics*, (1), 310-315.
25. Bousselham, A., & Chaallal, O. (2008). Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams Strengthened in Shear with Externally Bonded FRP. *Journal of Composites for Construction*, 12(5), 499-512. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2008\)12:5\(499\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2008)12:5(499))
26. Bousselham, A., & Chaallal, O. (2006). Effect of transverse steel and shear span on the performance of RC beams strengthened in shear with CFRP. *Composites Part B: Engineering*, 37(1), 37-46. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2005.05.012>
27. Bousselham, A., & Chaallal, O. (2006). Behavior of reinforced concrete T-beams strengthened in shear with carbon fiber-reinforced polymer-an experimental study. *ACI structural Journal*, 103(3), 339.
28. Chen, J. F., & Teng, J. G. (2003a). Shear capacity of FRP-strengthened RC beams: FRP debonding. *Construction and Building Materials*, 17(1), 27-41. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(02\)00091-0](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(02)00091-0)

29. Chen, J. F., & Teng, J. G. (2003b). Shear Capacity of Fiber-Reinforced Polymer-Strengthened Reinforced Concrete Beams: Fiber Reinforced Polymer Rupture. *Journal of Structural Engineering*, 129(5), 615-625. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2003\)129:5\(615\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:5(615))
30. Triantafillou, T. C., & Antonopoulos, C. P. (2000). Design of Concrete Flexural Members Strengthened in Shear with FRP. *Journal of Composites for Construction*, 4(4), 198-205. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2000\)4:4\(198\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2000)4:4(198))
31. Cao, S. Y., Chen, J. F., Teng, J. G., Hao, Z., & Chen, J. (2005). Debonding in RC Beams Shear Strengthened with Complete FRP Wraps. *Journal of Composites for Construction*, 9(5), 417-428. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2005\)9:5\(417\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2005)9:5(417))
32. Adhikary, B. B., Mutsuyoshi, H., & Ashraf, M. (2003). EFFECTIVE SHEAR STRENGTHENING OF CONCRETE BEAMS USING FRP SHEETS WITH BONDED ANCHORAGE. *Fibre-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures*, 457-466. [https://doi.org/10.1142/9789812704863\\_0042](https://doi.org/10.1142/9789812704863_0042)
33. Ianniruberto, U., & Imbimbo, M. (2004). Role of Fiber Reinforced Plastic Sheets in Shear Response of Reinforced Concrete Beams: Experimental and Analytical Results. *Journal of Composites for Construction*, 8(5), 415-424. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2004\)8:5\(415\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2004)8:5(415))
34. Mostofinejad, D., Tabatabaei Kashani, A., & Hosseini, A. (2016). Design model for shear capacity of RC beams strengthened with two-side CFRP wraps based on effective FRP strain concept. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 20(2), 161-179. <https://doi.org/10.1080/19648189.2015.1021382>
35. Khalifa, A., Gold, W. J., Nanni, A., & M.I., A. A. (1998). Contribution of Externally Bonded FRP to Shear Capacity of RC Flexural Members. *Journal of Composites for Construction*, 2(4), 195-202. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(1998\)2:4\(195\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(1998)2:4(195))
36. Mofidi, A., & Chaallal, O. (2011). Shear Strengthening of RC Beams with EB FRP: Influencing Factors and Conceptual Debonding Model. *Journal of Composites for Construction*, 15(1), 62-74. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000153](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000153)
37. Al-Rousan, R. (2020). Predicting the Optimum Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Externally Strengthened With CFRP Composites. *Procedia Manufacturing*, 44, 631-638.
38. Kar, S., & Biswal, K. C. (2020). Shear Strengthening of Reinforced Concrete T-Beams by Using Fiber-Reinforced Polymer Composites: A Data Analysis. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 45(5), 4203–4234. <https://doi.org/10.1007/s13369-020-04412-x>
39. Lima, J. L., & Barros, J. A. (2011). Reliability analysis of shear strengthening externally bonded FRP models. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 164(1), 43-56. <https://doi.org/10.1680/stbu.9.00042>
40. Pellegrino, C., & Vasic, M. (2013). Assessment of design procedures for the use of externally bonded FRP composites in shear strengthening of reinforced concrete beams. *Composites Part B: Engineering*, 45(1), 727-741. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2012.07.039>
41. Kotynia, R., Oller, E., Marí, A., & Kaszubska, M. (2021). Efficiency of shear strengthening of RC beams with externally bonded FRP materials – State-of-the-art in the experimental tests. *Composite Structures*, 18.



42. Panda, K. C., Bhattacharyya, S. K., & Barai, S. V. (2013). Effect of transverse steel on the performance of RC T-beams strengthened in shear zone with GFRP sheet. *Construction and Building Materials*, 41, 79-90. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.11.098>
43. Panda, K. C., Bhattacharyya, S. K., & Barai, S. V. (2011). Shear strengthening of RC T-beams with externally side bonded GFRP sheet. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 30(13), 1139-1154. <https://doi.org/10.1177/0731684411417202>
44. Panda, K. C., Bhattacharyya, S. K., & Barai, S. V. (2013). Shear strengthening effect by bonded GFRP strips and transverse steel on RC T-beams. *Structural Engineering and Mechanics*, 47(1), 75–98. <https://doi.org/10.12989/SEM.2013.47.1.075>
45. Sundararaja, M. C., Rajamohan, S., & Bhaskar, D. (2008). Shear Strengthening of RC Beams Using GFRP Vertical Strips—An Experimental Study. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 27(14), 1477-1495. <https://doi.org/10.1177/0731684407081772>
46. Baggio, D., Soudki, K., & Noël, M. (2014). Strengthening of shear critical RC beams with various FRP systems. *Construction and Building Materials*, 66, 634-644. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.05.097>
47. Saafan, M. A. A. (2006). Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using GFRP Wraps. *Acta Polytechnica*, 46(1). <https://doi.org/10.14311/800>
48. Panigrahi, S. K., Deb, A., & Bhattacharyya, S. K. (2016). Modes of failure in shear deficient RC T-beams strengthened with FRP. *Journal of Composites for Construction*, 20(1), 04015029.
49. A.H. AL-Shalif, S., Akin, A., Aksoylu, C., & Hakan Arslan, M. (2022). Strengthening of shear-critical reinforced concrete T-beams with anchored and non-anchored GFRP fabrics applications. *Structures*, 44, 809–827. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.08.044>
50. Berset J. Strengthening of reinforced concrete beams with FRP. *Composites* 1992.
51. Al-Sulaimani GJ, Sharif A, Basunbul IA, Baluch MH, Ghaleb BN. Shear repair for reinforced concrete by fiberglass plate bonding. *ACI Struct J* 1994;91:458–64.
52. Chajes MJ, Januszka TF, Mertz DR, Thomson Jr TA, Finch Jr WW. Shear strengthening of reinforced concrete beams using externally applied composite fabrics. *ACI Struct J* 1995;92:295–303.
53. Annaiah R. Shear performance of RC beams strengthened in situ with composites; 2020.
54. Deniaud C, Cheng JJR. Reinforced concrete T-beams strengthened in shear with fiber reinforced polymer sheets. *J Compos Constr* 2003;7:302–10. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2003\)7:4\(302\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2003)7:4(302)).
55. Oller, E., Kotynia, R., & Mari, A. (2021). Assessment of the existing models to evaluate the shear strength contribution of externally bonded frp shear reinforcements. *Composite Structures*, 266, 113641. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2021.113641>
56. Sengun, K., & Arslan, G. (2022). Investigation of the parameters affecting the behavior of RC beams strengthened with FRP. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, <https://doi.org/10.1007/s11709-022-0854-9> (In press).
57. American Concrete Institute. *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI 440.2R-17)*. Farmington Hill, Mich., USA; 2017.
58. Fédération internationale du béton, 2001. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Task Group 9.3, Bulletin No. 14, Lausanne, Switzerland.

59. CNR-Italian Research Council, Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, 2004, Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. Materials, RC and PC Structures, Masonry Structures (CNR-DT 200/ 2004). Rome, Italy
60. CAN/CSA. (2002). "Design and construction of building components with fiber-reinforced polymer." S806-02, Canadian Standards Association, Rexdale, Canada.
61. CNR-DT 200 R1/2013. 2013. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures. Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction (CNR), Rome.

## Orta Yükseklikteki Bina Sınıfı İçin Uzak ve Yakın Deprem Davranışlarının Sayısal Ortamda İncelenmesi

Ahmet Berkay MOSTURA<sup>1</sup>, Kemal, BEYEN<sup>2</sup>

### ÖZET

Deprem ve azaltılacak insan kaynaklı deprem zararları, sismik olarak aktif olan Türkiye coğrafyasında depreme güvenli yapılaşma ve sağlıklı toplumsal yaşam için deprem ilişkili ortak alanlarda disiplinler arası azami ortak çalışmaların yapılması gereken bir olgudur. Günümüzün gelişen teknolojilerinin sunduğu yüksek hassaslıkta canlı yapısal izleme, veri saklama ve mühendislik analiz imkanları yakın ve uzak saha kaynaklı deprem kayıtlarının senaryo çalışmaları çerçevesinde benzeşim denekleri olarak sayısal yapı testlerinin yürütülmesine imkân vermektedir. Yapı girdi ve çıktı değerlerinin bina nümerik modeli üzerinden hesaplanmasıyla yapının tepkilerinin uzak ve yakın saha kaynaklı deprem guruplarına gösterdiği davranış büyüklüklerinin benzerliği veya farklılıkları frekans tanım alanında bir dizi istatistiki kıyaslamalarla, yapı tanı algoritmalarının sonuçlarıyla ve sonlu eleman analizlerinin simülasyonları üzerinden tartışılmıştır. Deprem kayıtlarının fazlalığı sonucunda analizlerin farklarının araştırılması ve bu araştırmalar sonucunda gerekli olan yapı tanıma analizlerinin yapılması gerekmektedir. Analizler, taşıyıcı elemanların yeterliğinin kontrolü için kritik bir önem oluşturmaktadır.

**Anahtar Kelimeler:** Frekans, Transfer Fonksiyonu, Girdi Çıktı İlişkisi, Yapısal Davranış, Benzeşim

### ABSTRACT

#### **Analysis of Near and Far Field Earthquake Responses for the Midrise Buildings**

In seismic active regions of Türkiye, earthquake and human caused earthquake damage to be reduced are main phenomenon that require maximum interdisciplinary joint work in earthquake-related disciplines for aseismic design-construction and healthy social life. The high-precision live structural health monitoring network, data storage and structural analysis opportunities offered by today's developing technologies allow the engineers for adopting different methods of the computational dynamics and executing numerical structure tests. Structures as simulation

---

1 Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli - mosturaberkey@gmail.com

2 Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli - kbeyen@kocaeli.edu.tr

*subjects may be tested within the framework of scenario studies of earthquake data recorded at near and far stations.*

*Under the earthquake inputs recorded at far and near field, the structural earthquake responses were calculated over the numerical model. Similarity or differences of the behaviors are comparatively discussed in this study. A series of statistical evaluations and comparisons in the frequency domain are summarized in discussion part over the results of the finite element simulations and the outcomes of the different algorithms of the structural identification studies.*

**Keywords:** *Frequency, Transfer Function, Input Output Relations, Structural Behaviour, Simulation*

## GİRİŞ

Depremler, Dünya tektonik aktivitesinin bir sonucu olarak yapılarda önemli hasar riskleri üretirler. Yer yapısı içinde yayılan deprem dalgalarının yer ile irtibatlı bütün mühendislik yapılarıyla etkileşimi bir güvenlik problemidir. İnsanların güvenli yapı inşaatı için belirli önlemler alması gerekmektedir. Ülkemizde 1947 yönetmeliğiyle bilimsel çalışmalar başlamış ve gelişmektedir. Analiz yaklaşımları, hesaplama teknolojilerinin sunduğu imkânlar çerçevesinde yönetmeliklerde sağlama kriterleriyle güncellenmektedir.

Günümüzün elektronik ve bilgisayar teknoloji gelişmelerinin desteğinde yapı üzeri gözlem faaliyetleri yapı sağlığı ve davranış verileri kullanılarak anlık durum değerlendirmesinin yapılmasını mümkün kılmıştır. Bu elektronik izleme imkânı büyük veri setleriyle analiz ve tekrar-üretim (benzeşim) çalışmalarıyla sanal laboratuvar denemelerinin önünü açmıştır. Yapı izlemelerinde yapısal noktalara serilmiş ivmeölçer ağlarıyla elde edilen yapısal davranış kayıtları yapı tanılama ve hasar tanılama çalışmalarında kullanılan temel verilerdir. Bu tür çalışmalar literatürde birçok çalışmada görülmektedir (M. Çelebi 1993, K. Beyen 2015, E. Şafak 2003, P. Block 2006, C. Simpson 1993).

Depremlerin oluşumu kırılma mekanizması, deprem kaynağı, dalga yayılım şartları ve yerel zemin katmanlarının ve yüzey formunun etkileriyle kendine özgün deprem verileri oluşturur (KBeyen ilgili makaleleri refere et). Hesaplama teknolojilerinin gelişmesiyle deprem setlerinin kullanılması kaçınılmaz hale gelirken deprem kayıtlarının depolandığı veri arşivlerinin bazı merkezlerde oluşmasına ihtiyaç göstermiştir. Yurt içinden AFAD denetiminde ‘Turkish Accelerometric Database and Analysis System (TADAS)’ ve yurtdışındaki sayısız merkezlerden PEER/Berkeley örnek olarak arşivlerini paylaşan merkezlerdir. Dünya’da kaydedilmiş yakın alan kaynaklı depremlerin oluşturduğu arşivde en fazla yakın saha istasyonlarıyla kayıt alınmış deprem Tayvan’da 21 Eylül 1999’da gerçekleşen Chi-Chi depremidir. 7.6 moment büyüklüğü olan ana şoktan sonra 6.5-6.8 moment büyüklükleri arası üç ve altı büyüklüğünün üstünde toplam altı tane artçılılarıyla binalarda oluşan etkileri çok geniş bir coğrafyada hissedilmiştir. Yakın alan kaynaklı moment büyüklüğü 7 ve üstü olan 1999 öncesi Dünyanın toplam 12 civarı olan deprem kayıt sayısına deprem merkezinden çizilecek 20 Km çaplı daire içinde bulunan 65 istasyon ile önemli katkı sağlamıştır. Kocaeli depreminin yakın alan istasyon kayıtlarıyla Dünyanın yakın alan kaynaklı kayıt sayısı yükselmiş ve yeni bir çalışma oluşturmuştur. 1999 Chi chi/Tayvan depremiyle, 1995 Kobe/Japonya depreminin 10 katı ve 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin %50 fazlası sismik moment cinsinden enerji ortaya çıkmıştır (1). Ülkemizde 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi, 12 Kasım 1999 Düzce Depremi ve 23 Ekim 2011 Van Depreminde elde edilen kayıtlarla yakın saha kaynaklı deprem çalışmalarının örnekleri çoğalmaya başlamıştır (2, 3).

Son on yıl için baktığımız zaman ülkemiz adına önemli iki deprem karşımıza çıkmakta ve bu depremler için belirli uzak ve yakın kayıtlar elde edilmektedir. Bu depremler sırasıyla 24 Ocak 2020 Elazığ Depremi ve 30 Ekim 2020 İzmir Depreimidir. İzmir Depremi için alınan kayıt sayısı 167 iken, Elazığ Depremi için elde edilen kayıt sayısı 243 olmaktadır.

Önceki yıllarda alınan kayıt sayısı örneğin büyük acılara ve kayıplara sebep olan Kocaeli Depreminde izleme 22 tane yakın saha kayıt istasyonu ile yürütülürken 1999 sonrası deprem gerçeği ve algısı değişmiş ve istasyon ağı büyük sıçrama gerçekleştirmiştir.

Veri sayılarının artması bir çalışma konusu olarak yakın ve uzak deprem kuvvetlerinin çok hasar örneği olan orta ölçekli yapılarda gösterdiği davranış değişikliklerinin sistematığına bir göz atmayı zaruri hale getirmiştir.

### **Kinematik Parametrelerin Denkleştirilmesi:**

Deprem yükleri binalara X, Y ve Z eksenleri üzerinden kinematik etkiler oluşturmaktadır. Bu etkiler sırasıyla ivme, hız, yer değiştirme, eğim ve moment etkileridir. Dayanımına göre tasarımlar doğrultusunda moment etkileri önem arz ederken, performansa dayalı tasarımlar için ise ivme, hız ve yer değiştirme önemli parametreler olmaktadır. Bu sonuçlar doğrultusunda binanın plastik mafsallaşma sonucunda performansa dayalı tasarım sonuçlarının büyük ölçüde bina için en gerekli parametreleri oluşturduğu analitik ve gözlemlerle anlam yüklenmiş ampirik sonuçlar göstermektedir.

Analitik ve ampirik sonuçları bire bir ilişki içinde frekans ortamında transfer fonksiyonlarıyla değerlendirmek ve gözlenen hata dağılımına katlar arası veya veri imkanı varsa kat içinde bakarak taşıyıcı duvar, duvar yükleri, basitleştirilmiş alansal yayılı yükler ve hasarlı eleman rijitliği için kullanılan plastik mafsalları gibi koşullar düzeltiler. Güncelleme sonucunda benzeme ölçütü olmadan tutarlılığı değerlendirmek zordur. Güncellenen modelin sonuçlarının zaman ve frekans tanım alanında deneysel sonuçlarla mukayesesini teorik olarak açıklamak gerekirse eğer aşağıdaki eşitlik gereklidir (2).

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = \{F(t)\} \quad (1)$$

Eş. (1)'de gösterilen denklemler dahilinde binanın kendi oluşturduğu parametreler olan [M], [C] ve [K] parametreleri sırasıyla; kütle, sönüm ve rijitliği tanımlamaktadır. Bu tanımlamalar dahilinde kinematik parametreler olan  $\{\ddot{X}\}$ ,  $\{\dot{X}\}$  ve  $\{X\}$  değerler ise sırasıyla; hız, ivme ve yer değiştirme değerlerini temsil etmektedir.

### **Transfer Fonksiyonları ve Elde Edilme Yöntemleri:**

Depremlerin yapılara olan etkileri kütle, sönüm ve rijitlik parametrelerinin değişkenlikleriyle alakalı olmasından dolayı her yapının depreme tepkisi farklıdır. Yapı girdi kuvvet zaman hikayeleri (input) kullanılarak yapı tepkilerinin hesaplanması ve hatta davranış simülasyonu günümüz mühendisliğinde inceleme, anlama ve tasarlamaya önemli katkı vermiştir. Diğer bir cephede titreşim sinyalleriyle çalışmalar gelişen sensor teknolojileriyle yeni ve farklı disiplinlerde uygulama alanları açmıştır. İnşaat mühendisliği içinde titreşim verileriyle yapı özelliklerini tanımlama, hasar tespiti ve durum değerlendirmesi uygulamaları teorik mekaniğin klasik sonlu eleman analizleri içindeki ilerlemesiyle özellikle inşaat + elektronik mühendisliği ortamı kaçınılmaz olarak oluşmuştur. Bu çalışmada izlenen veya varsayımsal sonuçlarla elde edilen titreşim sinyalleri veri işleme algoritmalarıyla işlenerek sonlu eleman (nümerik) analiz sonuçları diğer bir açıdan örneğin transfer fonksiyonlarıyla test edilecektir. Transfer fonksiyonlarının hesabı için birçok yöntem mevcut olmakla beraber temel anlamda girdi ve çıktı çiftlerinin sebep olduğu davranış değerlerinin işlenerek oranlanması ile çözülmektedir. İşleme/analiz çok değişik metodlar ile çalışılabilmektedir. Bu çalışmada durum-uzay (state-space) yöntemi kullanılmıştır. durum-uzay çözümü için yapının (hareket) davranış denklemlerine Laplace Dönüşümü uygulanırsa;

$$m*s^2*X(t) + c*s*X(t) + k*X(t) = P(t) \quad (2)$$

$$X(s) = P(s) / (m*s^2 + c*s + k) \quad (3)$$

$$G(s) = X(s) / P(s) \quad (4)$$

$$G(s) = 1 / (m*s^2 + c*s + k) \quad (5)$$

Eş. (4) transfer fonksiyonun girdi ve çıktı değerlerinin oranı ile bulunması sonucunda elde edilirken, Eş. (5) ise durum-uzay yöntemi ile transfer fonksiyonlarının elde edilmesini göstermektedir (3). Bu çalışmada frekans tanım alanında çıktı ve girdi değerlerinin oranları elde edilerek transfer fonksiyonları elde edilecektir.

### Frekans Tanım Alanında Analiz:

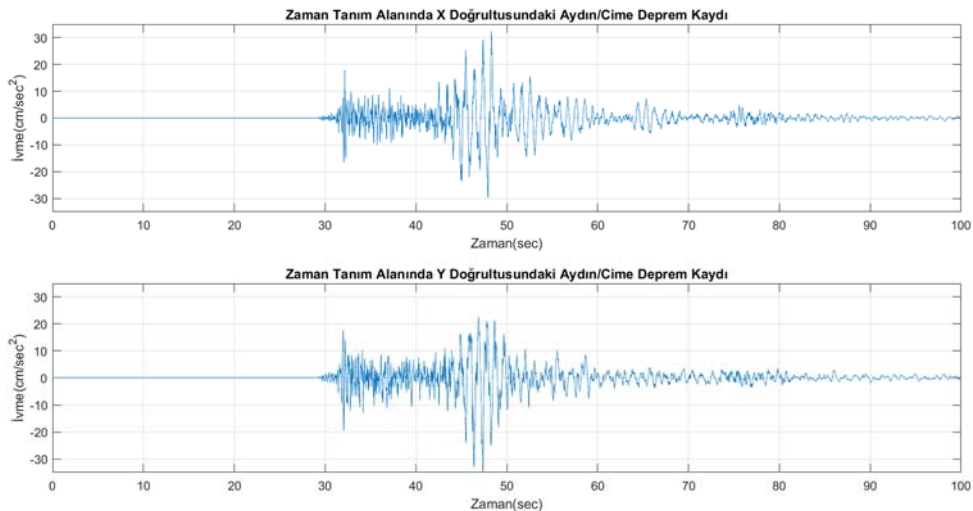
Zaman tanımındaki yer değiştirme etkileri olan  $X(t)$ , sonsuz bir periyot içinde etkimesi olduğu kabul edilerek zaman tanım alanında frekans tanım alanına Fourier Dönüşümü uygulanarak frekans içeriği bilgisine ulaşılabilir.

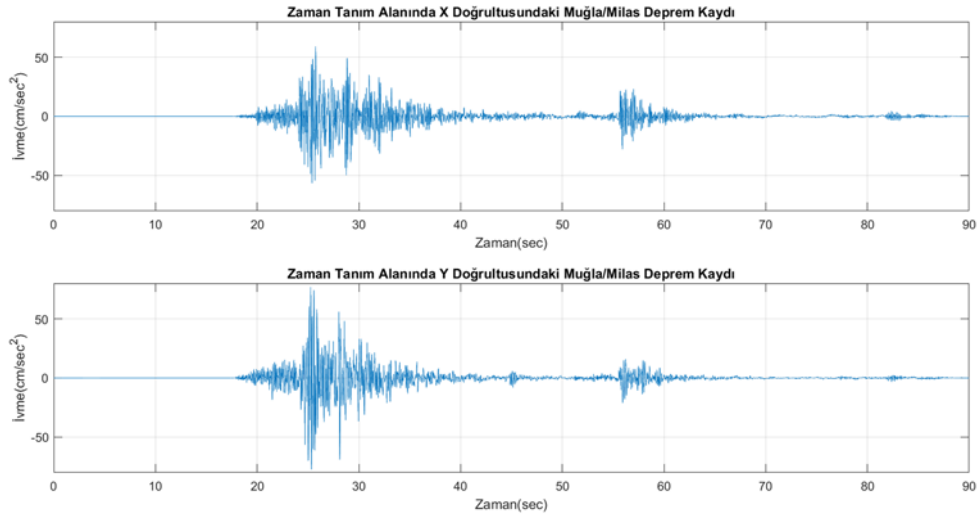
$$X(\omega) = \mathcal{F}[x(t)] = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t)e^{-i\omega t} dt \quad (6)$$

Belirli araştırmalar sonucunda yapıda rijitlik zayıflaması, kütle kaybı veya sönümlerin büyümesiyle sonuçlanan lineer elastik davranışlardan uzaklaşan bozulmaların sonuçlarını barındıran titreşim sinyalleri bir çeşit zaman – frekans ilişkisine bağlı dinamik karakteristiklerin eşleştirmelerinin yapıldığı algoritmalar zorunlu hale geldiği anlaşılmıştır (4). Bu araştırmaların öncüleri olarak Sohn (2003) ve Doebling (1996) ele alınabilir.

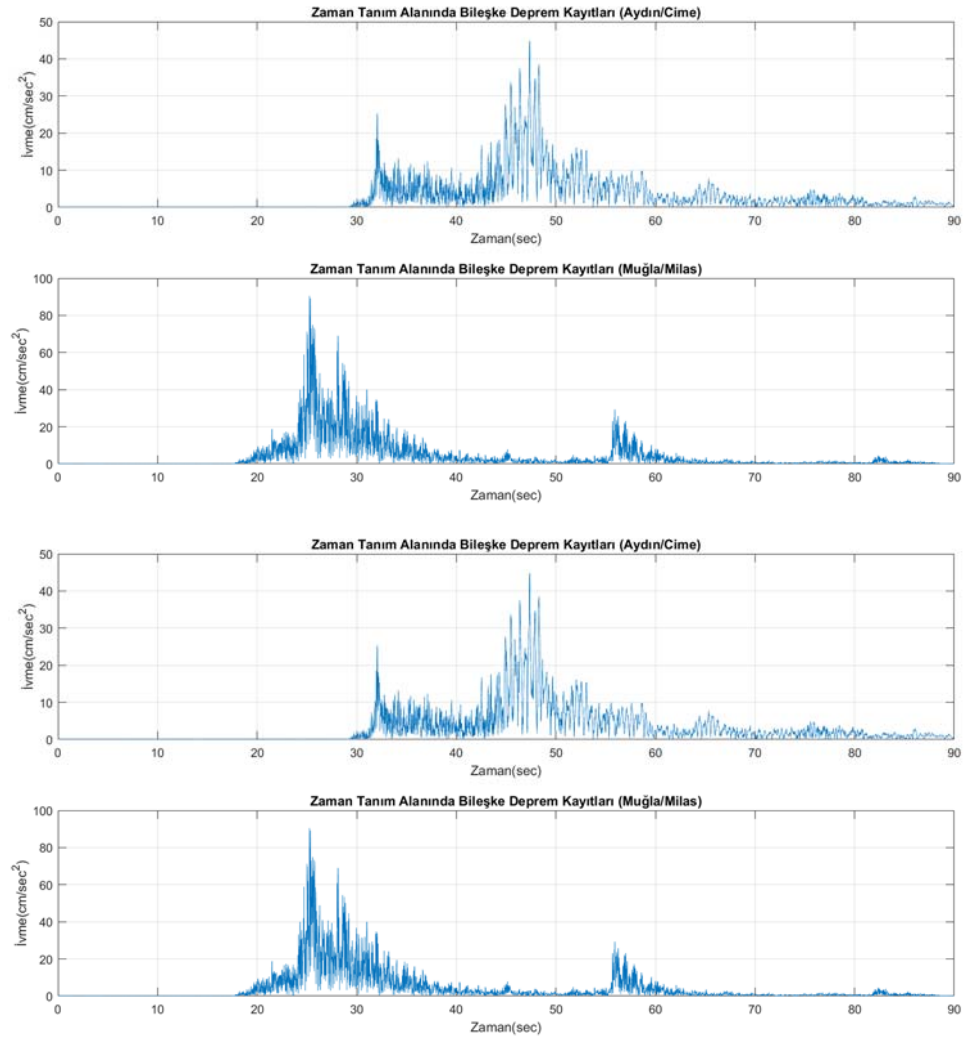
### Kullanılacak Olan Yol ve Örneklem Değerlerin Kontrol Edilmesi:

TADAS değer verileri yardımıyla birlikte 20 Temmuz 2017 Bodrum Depremi esas alınarak yirmi kilometre yarıçaplı dairesel alan içerisindeki Muğla Milas Deprem Kayıtları yakın kayıt verileri olarak referans kabul edilirken, yirmi ve elli kilometre yarıçaplı dairesel alanın arasındaki alansal bölge arasında kalan Aydın Çine Deprem Kayıtları uzak kayıt verileri olarak referans kabul edilmiştir.

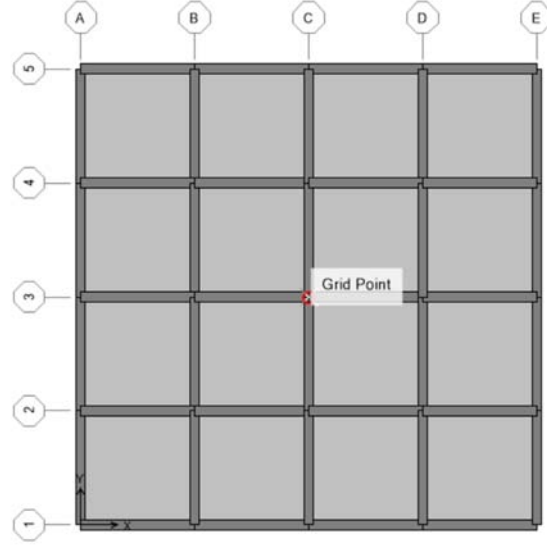




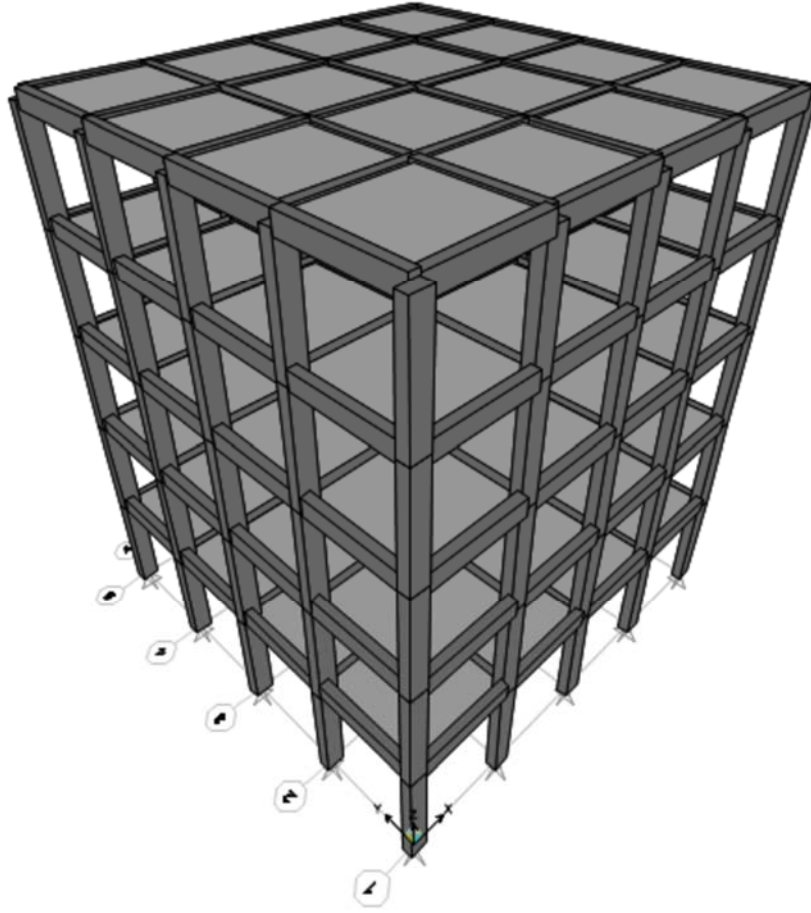
Şekil 1 - Zaman Tanım Alanında Girdi Değerlerin Grafikleri



Şekil 2 - Zaman Tanım Alanında Depremlerin Bileşke Grafiği



**Şekil 3 - Değerlerin Alınacağı Yapı Noktası**



**Şekil 4 - Yapının Üç Boyutlu Gösterimi**



Deprem kayıtlarının tek bir noktaya etkisinin ölçülmesi adına geometrik ortalama alınarak bileşke ivme-zaman grafiği elde edilmek istenilmiştir.

$$Q(a) = \sqrt{[X(a)]^2 + [Y(a)]^2} \quad (7)$$

Ek. 7'deki bileşke ivme sonucunda 45 dereceye etki eden ivme değeri bulunmuş olup bu sonuçlar dahilinde etkilerin farklılıkları incelenmiştir.

Bu değerleri simetrik bir yapı olarak SAP2000'de tasarlayarak, düzensizliklerin oluşturulmadığı, bunun amacı olarak binanın etkilenmesinden ziyade deprem kayıtlarının farklılıklarının araştırılması amaçlanmıştır.

Yapıdaki değerler Şekil 3'deki Grid Noktasından alınması hesap edilmiş olup; birinci, üçüncü ve beşinci katlardaki değerler hesaplarda karşılaştırmalarda kullanılmıştır. Bununla birlikte yapıdaki oluşacak olan mod değerlerinin kat değerleri olan beşi geçmemesi gerekmektedir. Bunun için kütle katılım oranı ve otokorelasyon kontrolü gerekmektedir. Öncelik olarak kütle katılım oranı incelendiğinde:

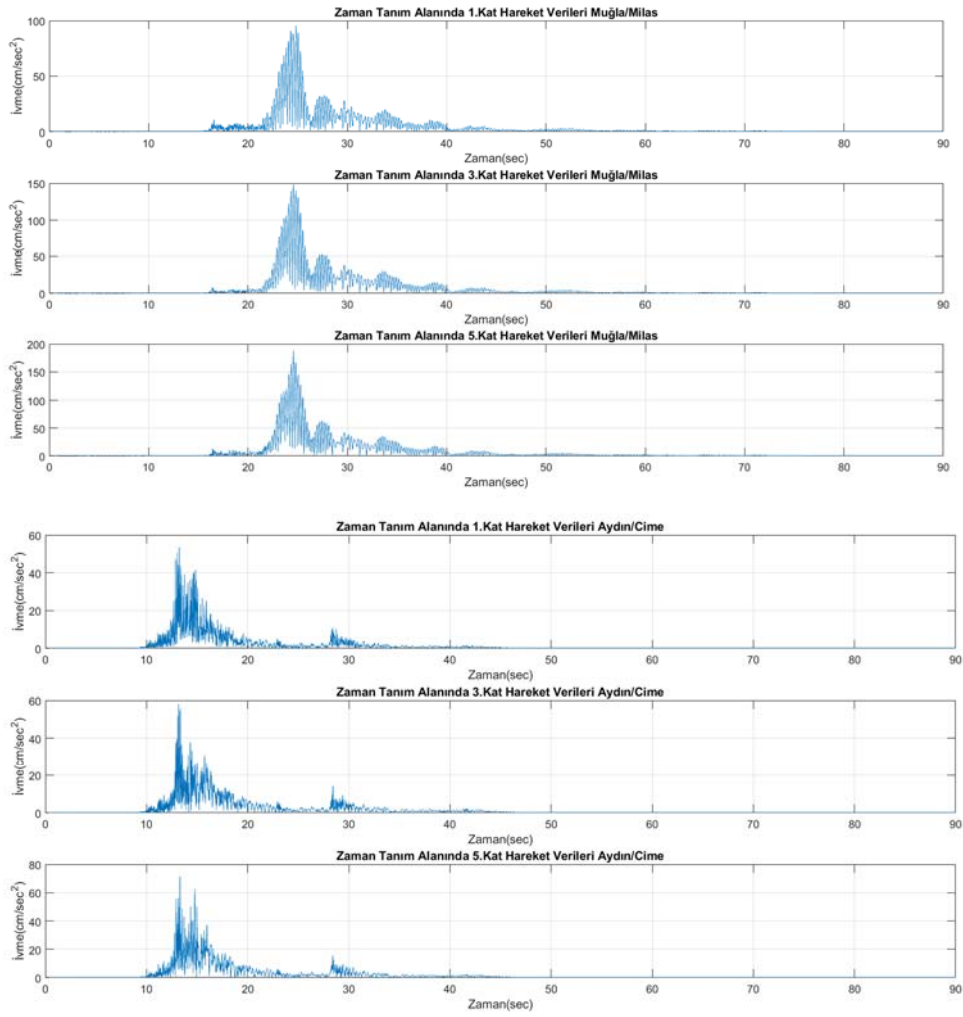
	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless
	MODAL	Mode	1	0.687258	0	0.97	0
	MODAL	Mode	4	0.199668	0	0.02803	1.583E-20
	MODAL	Mode	7	0.11063	0	0.00297	1.903E-19
	MODAL	Mode	9	0.079485	4.827E-20	0.0005912	2.475E-16
	MODAL	Mode	11	0.06631	2.715E-19	0.0001003	6.452E-16
▶	MODAL	Mode	10	0.074077	0.004848	2.129E-19	1.422E-15
	MODAL	Mode	2	0.499293	0	0	0
	MODAL	Mode	3	0.464532	0.96	0	0
	MODAL	Mode	5	0.145646	1.531E-20	0	5.256E-17
	MODAL	Mode	6	0.137661	0.03801	0	1.268E-16
	MODAL	Mode	8	0.079817	2.581E-19	0	8.084E-16
	MODAL	Mode	12	0.055689	9.375E-19	0	2.255E-15

Şekil 5 - Kütle Katılım Oranları

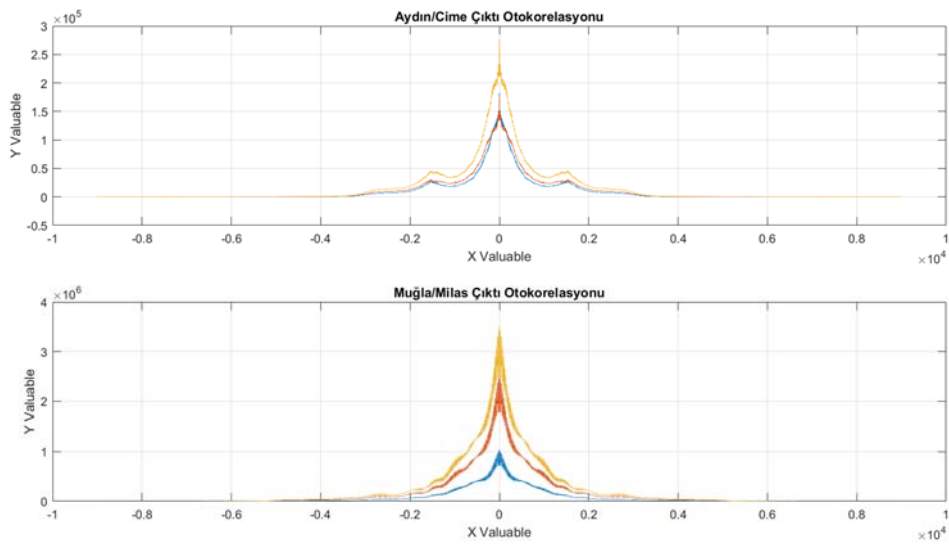
Türkiye Deprem Yönetmeliğinde 4.8.1.2'ye göre katılım oranı olarak %95 olmaktadır. Mavi olarak belirtilen değerler X ve Y yönü için etkiyen kütle katılım oranları olmaktadır. Bu şartın sağlandığı şekillerde görülmektedir. 0'a yakınsayan ve 0 olan modal değerler etkilenmeyeceği görülmüş olup beş modunda yapıda etkisinin olduğu görülmüştür. Otokorelasyon yöntemi için ise çıktı bilgilerin oluşturulması gerekmektedir, ileriki adımlarda bu yöntemin doğruluğu araştırılacaktır.

#### Analiz:

Yapıya etki ettirilen veri setleri girdi (input) setleri olmaktadır. Bunun sonucunda bina belirli varsayımsal lineer davranışlar göstermiştir. Bu davranışlar sonucunda binaya etkiyen 45 derecelik açının oluşturduğu deprem etkileri sonucunda oluşan ivme-zaman grafikleri Şekil 6'da gösterilmektedir.



Şekil 6 - Zaman Tanım Alanında Depremlerin Çıktı Grafikleri

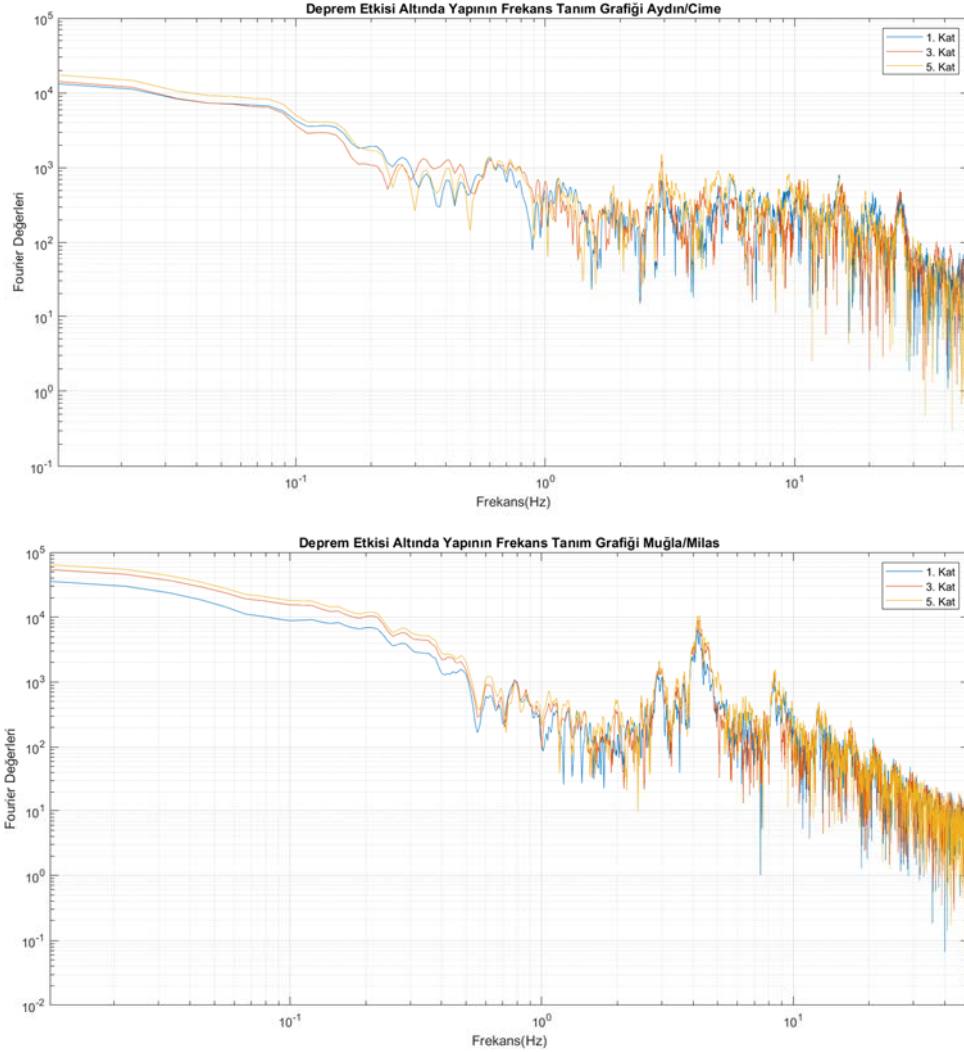


Şekil 7 - Çıktıların Otokorelasyon Grafikleri

Bu grafiklerden görüldüğü üzere kat yüksekliği arttıkça deprem etkilerinin arttığı, deprem kayıtlarının ise farklı zaman aralıklarında etki ettiği görülmektedir. Modal analizdeki modların kontrolü adına otokorelasyon yapıldığında Şekil 4'teki grafik oluşmaktadır.

Şekil 7'deki grafiklerin gösterdiği üzere pik değerlerde herhangi bir kayma(shift) gerçekleşmediği bunun sonucunda çıktı değerlerin oluşturacağı mod değerlerinin tutarlı olduğu gözlemlenmiştir.

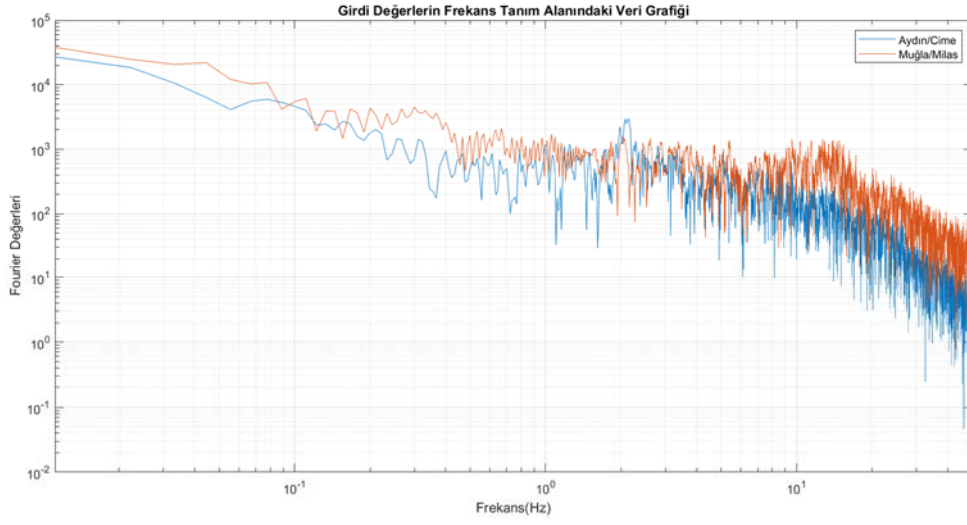
Çıktı değerlerin zaman tanım alanındaki veri değerleri için Fourier Dönüşümü uygulanıp faz açısı değerleri haricindeki sonuçlar tanımlandığında oluşan grafik Şekil 8'de belirtilmiştir.



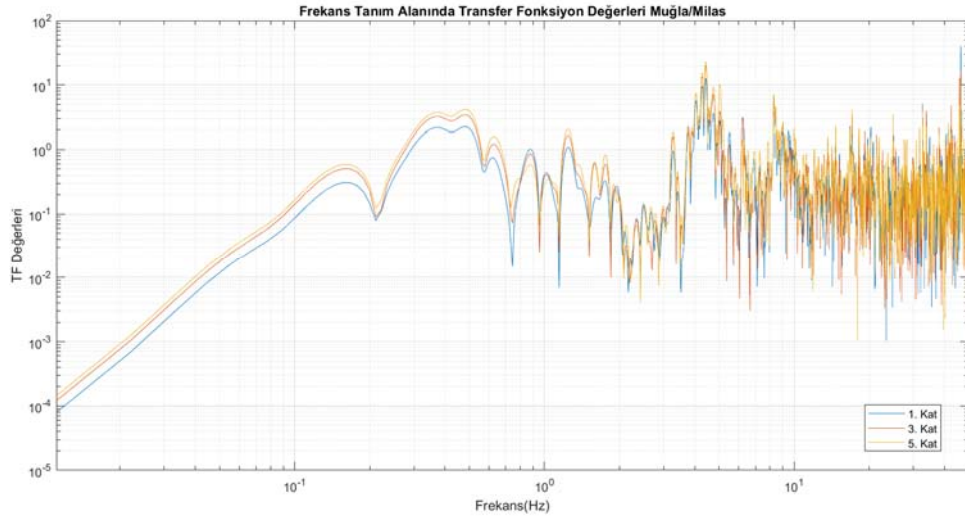
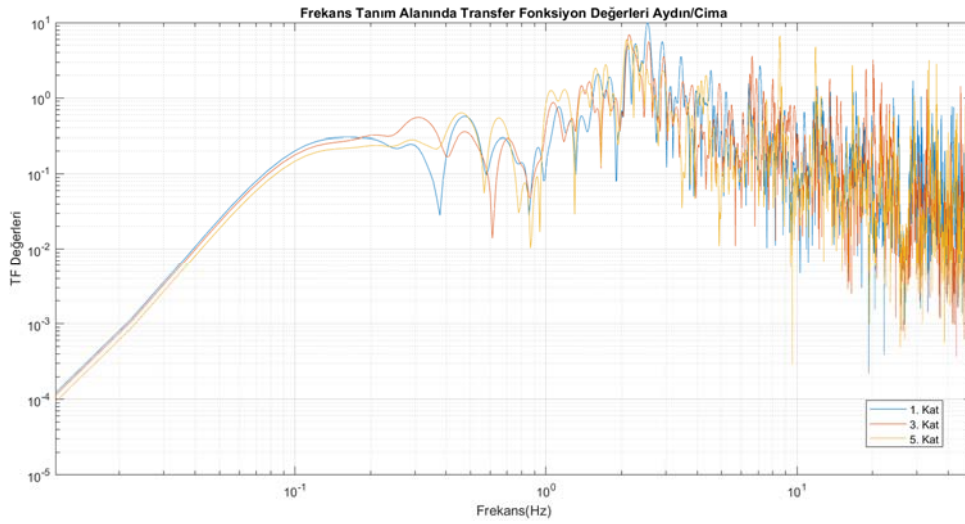
Şekil 8 - Çıktı Değerlerin Frekans Tanım Alanındaki Grafiği

Görüldüğü üzere deprem verilerinin farklılıkları yapının davranışında oluşturduğu farklılıklar Şekil 8 içerisinde net bir şekilde görülmüştür. Düşük frekans değerlerinde Aydın kaydında kat davranışlarının birbirine yakınsamış olduğu, görülen yakınsama davranışının benzerinin ise Milas kayıtlarında yüksek frekans değerlerinde görülmesi, binaların deprem dalgalarını yansıtarken farklı karakteristik kat davranışlarına ulaştığı görülmüştür.

Girdi değerlerindeki frekans tanım alanında tanımlanması gerekmektedir. Şekil 9'da girdi değerlerinin oluşturduğu grafiği göstermektedir.



Şekil 9 - Girdi Değerlerin Frekans Tanım Alanındaki Grafiği



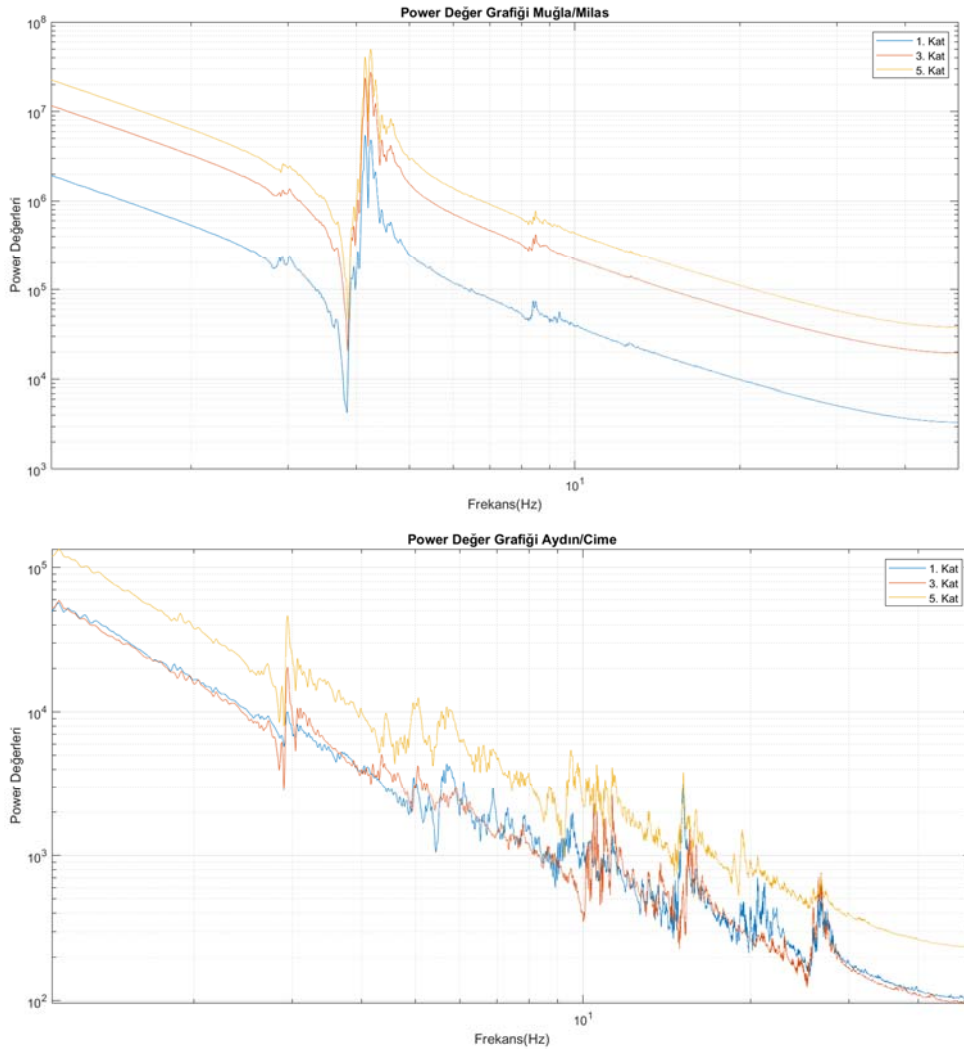
Şekil 10 - Kayıtların Transfer Fonksiyonu

Girdi değerlerin binaya oluşturduğu etkilerin değer aralığının benzerlik göstermesi, bunun dışında ise binanın karakteristik yapısının oluşturduğu etki farkları belirli frekans değerlerinde anlaşılmaktadır. Muğla/Milas kaydındaki 5-10 Hertz arasındaki oluşan değer pikinin girdi değerinde görülmediği, Aydın/Cime kaydında ise oluşan pik farkının Muğla/Milasa nazaran daha az bir Şekilde olduğu görülmüştür. Basit olarak binanın karakteristik değerlerinin depremi yansıtması, depremlerle birlikte binanın mekanik çalışma gösterdiğinin bir kanıtı olmaktadır.

Transfer fonksiyonlarının verileri grafiksel olarak gösterimi Şekil 10’da gösterilmektedir. Eldeki verilerin sağlıklı bir görüntü halde olması adına Butterworth Filtresi ile filtre edilmiştir.

Elimizdeki grafikler sonucunda belirli noktalarda farklılıklar olmakta, dikkat çeken detay olarak Aydın/Cima transfer fonksiyon (TF) grafiklerinde katların belli noktalarda standart hareketleri bozduğu bazı noktalarda birinci katın farklı frekans değerlerinde standart olan stabil kinematik verilere ulaşmadığı, farklı bir hareket Őemasına sahip olduğu görülmüştür. Muğla/Milas transfer fonksiyonu (TF) grafiklerinde ise bu tarz bir aykırılık görünümün Aydın/Cima transfer fonksiyon (TF) grafiğinde görülmediği anlaşılmaktadır.

Transfer fonksiyon grafikleri bize aslında binanın oluşturduğu hareket Őemasını sağlasa da modal noktaları net olarak görülmemesinden ötürü, güç değerlerinin elde edilip grafik haline getirilmesi önem arz etmektedir. Aşağıda Şekil 11’de güç değerlerinin grafikleri verilmektedir.



Şekil 11 - G Değer Grafiği

Güç analizi sonucunda Muğla/Milas kaydında baskın modun görüntüsü sonucunda diğer modal görüntülerinin görünmediği fakat aynı durumun Aydın/Cime kaydında olmadığı görülmüştür. Grafikler ışığında uzak ve yakın deprem kayıtları arasındaki net olan görüntü farkını güç noktaların oluşturduğu görülmektedir.

## **SONUÇ VE DEĞERLENDİRME**

Düzenli ve stabil bir binanın zeminden gelen depremi büyüterek kendi yapısal elemanlar içerisinde yansıttığı, bu sebepten ötürü deprem kayıtlarının farklılıklarıyla beraber binanın yapısal karakterinin, binanın yapısal analizinde büyük önem arz ettiği görülmektedir.

Deprem kayıtlarının uzaklığın artması mümkün olan etkileri azaltmakta fakat binanın tekil taşıyıcı elemanlarının diğer taşıyıcı elemanlara kıyasla farklı deplasman, hız ve ivme değerlerine ulaştığı bunun sonucunda farklı modal görüntülerinin olduğu görülmektedir. Nitekim bu modal görüntülerin baskınlığının güç grafiklerinde bariz olarak görüldüğü, Muğla Deprem Kaydının çıktı değerlerinin modal görüntülerinin bariz olarak görüldüğü fakat Aydın/Cimede bu modal görüntülerinin net görülmediği anlaşılmıştır.

Transfer fonksiyonların katlara göre davranış bakımından farklılık göstermesi belirli noktalarda birinci katın TF değerlerinin üçüncü ve beşinci katı geçtiği, bazı noktalarda ise birinci katın diğer katlara göre farklı bir hareket şeması çizdiği görülmüştür.

Binanın yapısı ve eleman dizilimlerin değişmesi sonucunda farklı deprem kayıtlarının yapıya olan etkisinin farklılaştığı bu sebepten ötürü, deprem kayıtlarının farklılaşıp analiz edilmesinin büyük önem taşıdığı görülmektedir.

Yapıların kinematik farklılıkları sonucunda elemanların farklı şekilde ivme değerleri kazandığı bu değerler için ise gerekli önlemlerin alınması gerektiği, yapıların lineer davranış varsayımında bile farklı deformasyonlara sahip olduğu bu deformasyonların lineer olmayan alandaki etkilerinde incelenmesi gerektiği görülmüştür.

Katlar arasındaki farklılıklar genel anlamda yüksek kattaki salınım ve hareket değerlerinin daha yüksek olduğu fakat bazı noktalarda belirli kat noktalarının bu salınımlara denk veya yüksek değerlere sahip olduğu görülmüştür.

## **Kaynaklar**

1. Present day kinematics of active mountain building in Taiwan from GPS observations during 1995-2005, Journal of Geophysical Research Vol. 116, Kuo-En Ching, Kaj M. Johnson, 2011
2. Titreşim verisiyle güncellenmiş sonlu eleman modeliyle hasar simülasyonu, Journal of the Faculty of Engineering and Architecture of Gazi University, Kemal Beyen, 2011
3. Modal analysis of structure, Jimin He, Zhi-Fang Fu, 2001
4. İzmir hasar tanılama çalışmalarında ve sismoloji konferansı, Kemal Beyen, 2015.
5. Seismic responses of two adjacent buildings I and II, Mehmet Çelebi, 1993
6. Effect of baseline corrections on response spectra for two recordings of the 1999 Chi- Chi, USGS, D.M Boore, 1999
7. Structural dynamics of earthquake engineering theory and application using MATHEMATICA and MATLAB, S. Rajasekaran, 2009

## Taban Yalıtımlı Bir Binanın Deprem Davranışının Zaman-Frekans Ortamında Araştırılması

Ahmet ÖZENİR<sup>1</sup>, Kemal BEYEN<sup>2</sup>

### ÖZET

*Bu çalışmada sismik taban yalıtımlı bir yapıda katlara yerleştirilmiş ivme ölçerler tarafından 1994 Northridge depreminde elde edilen ivme kayıtları kullanılarak yapı davranışı Zaman-Frekans analizi yaklaşımıyla belirlenmeye çalışılmıştır. Çalışmada zaman-frekans ortamında sürekli dalgacık dönüşümü yöntemi kullanılarak yapının dinamik özelliklerinin zaman içerisindeki değişimleri gözlenmiştir. Buna göre, sismik taban yalıtımının etkisi ile kuvvetli yer hareketinin önemli miktarda enerji içeriğine sahip yüksek frekanslı bileşenlerinin üst yapıya aktarımının belirgin bir şekilde azaldığı anlık olarak izlenmiştir. Pasif kontrol sistemi olan taban yalıtımlı yapı deprem etkisini, üst yapı davranışını ve aldığı kuvvetlerin değişimlerini Zaman-Frekans boyutunda göstermesi açısından etkin bir yöntemdir.*

**Anahtar Kelimeler:** Zaman-Frekans Analizi, Taban Yalıtımı, Dalgacık Dönüşümü, Yapı Sağlığı ve İzleme

### ABSTRACT

#### **Seismic Performance of a Base Isolated Structure in Time-Frequency Domain**

*In this study, dynamic characteristics of the structure and earthquake response characteristics of the seismic base isolation are evaluated in Time-Frequency domain. Structure story responses and earthquake data set were recorded by the accelerometer network during the 1994 Northridge earthquake. Time-frequency domain continuous wavelet transform is used to monitor the variations of structural frequencies in time. In accordance with the efficiency of the base isolation, reduction of significant energy transmission to upper structure in the higher frequency range is traced instantaneously. The seismic base isolation performance of the observed structure can be identified and dynamic behavior of the passive structural vibration control also can be traced absolutely in the time-frequency domain. It has been observed that the time-frequency analysis is a very efficient method in terms of showing the variations of the earthquake effect and the behavior kinematics and operational forces in the superstructure in time-frequency domain.*

---

1 Kocaeli Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kocaeli - ozenir.ahmet@gmail.com

2 Kocaeli Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kocaeli - kbeyen@kocaeli.edu.tr

**Keywords:** Time-Frequency Domain Analysis, Base Isolation, Wavelet Transform, Structural Health Monitoring.

## 1. GİRİŞ

Sinyaller birbirinden farklı kaynaklar tarafından oluşturulan bilgi taşıyıcılar olarak tanımlanabilir [1]. Sinyaller gerek doğadan direkt olarak elde edilmiş gerekse insan eliyle yapay olarak üretilmiş olsun bir alıcı aracılığıyla zamana bağlı ölçülmesinden dolayı çoğunlukla zaman ortamında tanımlanmaktadır.

Sinyaller genel olarak farklı alt sinyal bileşenlerinden oluşmaktadır. Bunlar periyodik ve periyodik olmayan kısım, gürültü, anlık sıçrama ve anomaliler olarak tanımlanabilir. Bu nedenle incelenen sinyalde bu bileşenler ayrıştırılarak problemin tipine bağlı olarak ilgili yapısal kısım ve buna ait özellikler belirlenmeye çalışılmaktadır. Bunun için çalışma yapılan ortamın sinyal içeriğini ne ölçüde yansıttığı ve bu ortamın anlaşılabilirliği önemli olmaktadır. Bu nedenle, sinyaller kayıt altına alındığı ortam yerine ihtiyaca en uygun ortama dönüştürülerek bu ortamda işlenmektedirler. Sonuç olarak, aynı sinyale farklı bir açıdan bakılarak sinyal içeriğinde aranılan bilgiye daha net bir şekilde ulaşılmaya çalışılmaktadır.

Zaman ortamında kaydedilen sinyallerden genlik, faz, enerji, süre gibi bazı temel bilgiler elde edilebilirken, uygulanan Fourier dönüşümü ile frekans ortamında kompleks sinyal farklı genlik ve farklı frekans yapılarında harmonik dalga formlarının bileşenlerinden oluşturulabilir. Ayrıştırılmış harmonik sinyallerin frekans içeriğine bağlı olarak farklı ortamlardaki yayılım ve azalım özellikleri belirlenebilir. Ancak, gözlenen gerçek fizik yasalarına uymayan ayrıştırılmış-sonsuz enerjiye sahip basit harmonik zaman fonksiyonlarının bir süre sonra sönümlenmesi bu dönüşüm içinde gerçekleşmemektedir. Dahası, sinyale ait Fourier spektrumu incelendiğinde ayrıştırılmış harmonik sinyallerin frekans, genlik ve faz bilgileri elde edilirken, bu bilgilerin kayıt zamanı süresince anlık durumuna ait değişim bilgileri de elde edilememektedir.

Fourier analizi basit algoritması ve uyarlanabilir yazılım kolaylığı gibi birçok avantajından dolayı lineer-duragan(stasyonier)-ercodik(ergodic) fizik şartlarında izlenen kayıtların analizi ve işlenmesi için oldukça yaygın kullanılan bir yöntemdir. Yukarıda belirtilen özelliklerle matematiksel avantajlarına rağmen bazı fiziksel uygulamalarda sınırlamaları bulunmaktadır [2]. Yöntemin matematiksel yönü belirli durumlarda sinyal özelliklerini doğru olarak sağlasa da fiziksel gerçekliğini bozabilmektedir.

Gerçek sinyallerin çok büyük bir kısmı durağan olmayan özelliktedir. Zaman-Frekans analizi yöntemleri, özellikle mekanik titreşim sonucu elde edilen durağan olmayan sinyallerin dinamik karakteristiklerini zamana bağlı olarak dikkate almaktadırlar. Zaman-Frekans spektrumları durağan olmayan sinyallerin analizi için yaygın olarak kullanılan adaptif yöntemlere göre de daha fazla ve doğru bilgi sağlamaktadır [2-7].

## 2. ANALİTİK ( KOMPLEKS) SİNYAL

Sinyaller doğada gerçek formda bulunmasına rağmen, matematiksel olarak kompleks formda tanımlamak sinyalin özellikle faz içeriğini ve bununla beraber frekans içeriğini elde etmek açısından avantajlı bir yaklaşım olmaktadır [8]. Buna göre gerçek bileşeni  $s_r(t)$ , sanal bileşeni  $s_i(t)$  olan bir kompleks sinyal,  $x(t)$  aşağıdaki şekilde tanımlanabilir.

$$x(t) = s_r + js_i = A(t) e^{j\psi(t)} \quad (2.1)$$

Bu ifadeden anlık genlik,



$$A(t) = \pm|X(t)| = \pm\sqrt{x^2(t) + \tilde{x}^2(t)} = e^{\text{Re}[\ln X(t)]} \quad (2.2)$$

ve anlık faz,

$$\psi(t) = \arctan \frac{\tilde{x}(t)}{x(t)} = \text{Im}[\ln X(t)] \quad (2.3)$$

Anlık fazın zamanda birinci türevi anlık açısal frekans olarak ifade edilmektedir.

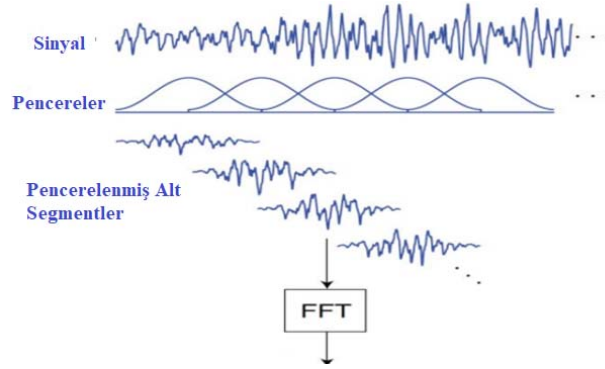
$$\omega(t) = \dot{\psi}(t) \quad (2.4)$$

Bir sinyalin her bir zaman anında bir anlık faz değeri bulunmaktadır.

### 3. ZAMAN-FREKANS ANALİZİ YÖNTEMLERİ

#### 3.1. Kısa Zaman Pencereli Fourier Dönüşümü

Kısa zaman pencereli Fourier dönüşümü ile bir sinyal pencereleme tekniği ile alt parçalara ayrılarak her parçaya Fourier dönüşümü uygulanmasıyla spektral özellikleri belirlenmektedir. Her bir zaman aralığı için hesaplanan spektrum ile sinyalin frekans içeriğinin zaman içerisindeki değişimi gözlenebilir.



Şekil 3.1 - Kısa Zaman Pencereli Fourier Dönüşümü [9]

Bu yöntem ile bir sinyalin  $t$  anındaki özelliklerini belirlemek için, sinyalin bu andaki kısmı belirginleştirilirken bu anın dışındaki kısımlar bastırılmaktadır. Bu işlem sayesinde sinyalin bir pencere fonksiyonu  $h(t)$  ile  $t$  anında merkezlenerek çarpılması ile dönüştürülmüş sinyal edilir.

$$s_t = s(\tau) + h(\tau - t) \quad (3.1)$$

Buna göre Fourier dönüşümü,

$$S_t(\omega) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} S_t(\tau) e^{-j\omega\tau} d\tau \quad (3.2)$$

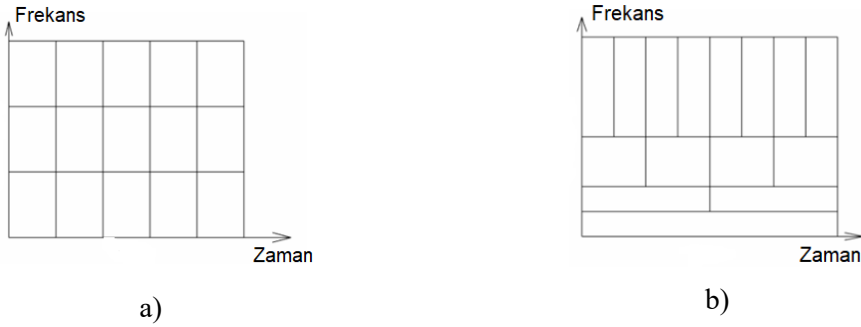
$$S_t(\omega) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} S(\tau) h(\tau - t) e^{-j\omega\tau} d\tau \quad (3.3)$$

Sinyalin  $t$  anı için enerji yoğunluk spektrumu ise,

$$P_{SP}(t, \omega) = |S_t(\omega)|^2 = \left| \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} S(\tau) h(\tau - t) e^{-j\omega\tau} d\tau \right|^2 \quad (3.4)$$

ifadesi ile elde edilebilir. Bu ifade ile her bir zaman anı için farklı bir spektrum elde edilerek, tüm bu spektrumların birleştirilmesi ile zaman-frekans dağılımı,  $P_{sp}$  bulunur. Söz konusu dağılıma “Spektrogram” adı verilmektedir.

Kısa Zaman Pencereli Fourier Dönüşümü yönteminde bazı potansiyel problemler bulunmaktadır [6]. Bu yöntemde farklı frekans içerikleri için sabit zaman ve frekans çözünürlüğü kullanılmaktadır. Bu durum, zaman ya da frekans ortamında çözünürlüğün kaybedilmesine sebep olmaktadır. Kullanılan pencere fonksiyonundan dolayı elde edilen enerji içeriği salt orijinal sinyale ait olmayıp, pencere fonksiyonundan dolayı yapay bir içeriği de bünyesinde barındırmaktadır. Bir diğer durum ise sızıntı oluşumudur. Pencere fonksiyonu uygulanmış bir sinyalin spektrumu tek bir frekansı baskın olarak ortaya çıkarmayıp, pencere fonksiyonun frekans genişliği boyunca yayılı bir frekans spektrumu elde edilmesine neden olmaktadır. Kısa Zaman Pencereli Fourier dönüşümünde, pencere fonksiyonunun genişliği önemli bir parametre olup, analiz sonucunda hangi frekansların tespit edileceğini kontrol etmektedir. Bu nedenle, pencere fonksiyonun zaman ortamındaki genişliğinin sinyal içeriğindeki en büyük baskın periyodun süresinden daha fazla olması önerilen bir yaklaşımdır. Bu durumun sağlanamaması durumunda, elde edilen sinyalin frekans içeriği gerçek durumu temsil etmeyebilir. Uzun periyotlu titreşim özelliklerine sahip sistemlerde bu durum zaman ortamında çözünürlüğünün kaybedilmesine sebep olabilmektedir.



Şekil 3.2 - Zaman-Frekans Çözünürlükleri, a) Kısa Zaman Pencereli Fourier Dönüşümü, b) Sürekli Dalgacık Dönüşümü [9]

### 3.2. Sürekli Dalgacık Dönüşümü

Sürekli dalgacık dönüşümü zaman ortamında aşağıdaki ifade ile tanımlanmaktadır [10].

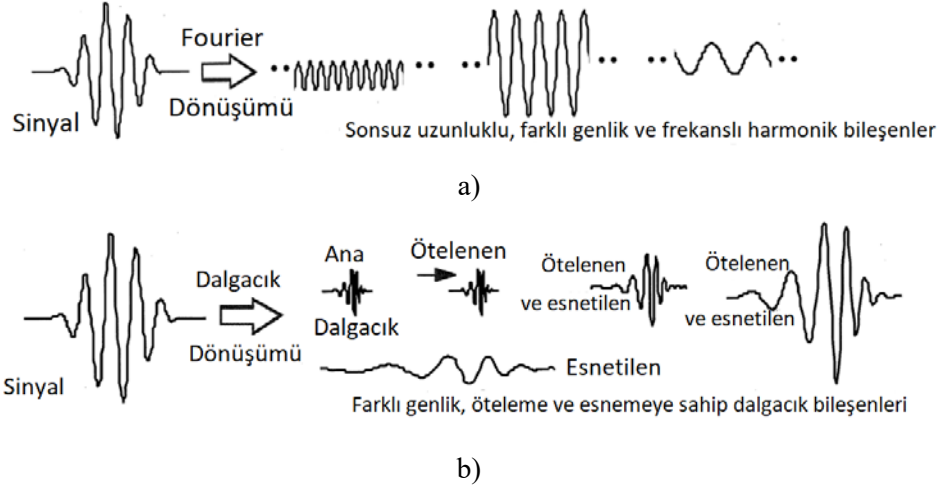
$$W_g(a, b) = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{+\infty} x(t) g^* \left( \frac{t-b}{a} \right) dt \quad (3.5)$$

Bu ifade sinyal ile dalgacık fonksiyonunun konvolüsyonu işlemidir. Buna göre, sinyal ile dalgacık fonksiyonu genliği her bir ölçek parametresi “a” için, her bir zaman adımında terim terime skaler olarak çarpılarak toplanır ve ilgili zaman adımı için sonuç değeri elde edilir. Bu işlem sinyal uzunluğu boyunca her bir zaman adımı için yapılarak ilgili ölçek parametresi için her bir zaman adımına karşı gelen dalgacık katsayıları elde edilir. Ölçek parametresi yenilenerek sinyalin tüm frekans spektrumu için yukarıdaki işlem yapılarak dalgacık katsayılarından oluşan matris elde edilir. Zaman ortamında tanımlanan bu işlem frekans ortamında da yapılabilmektedir.

$$W_g(a, b) = \sqrt{a} \int_{-\infty}^{+\infty} X(\omega) G^* (a\omega) e^{i\omega b} d\omega \quad (3.6)$$

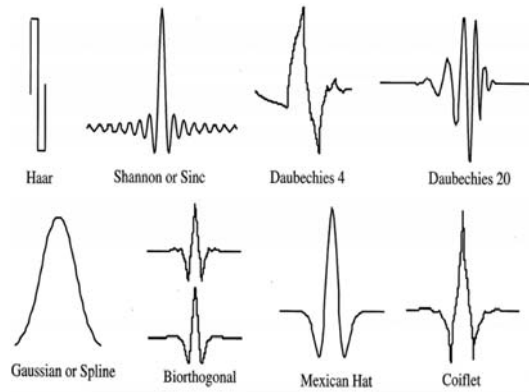
Dalgacık dönüşümü yöntemini daha pratik bir şekilde anlatmak gerekirse Fourier dönüşümü ile bir benzeşim yapılabilir [6]. Fourier dönüşümü ile periyodik bir sinyal sonsuz uzunluğa sahip

farklı genlik ve frekans özelliklerine sahip harmonik bileşenlerinin toplamı olarak tanımlanabilir. Dalgacık dönüşümünde ise, periyodik veya periyodik olmayan bir sinyalin sınırlı uzunluktaki ana dalgacık ile bu dalgacığın zaman içerisinde ötelenen ve ölçeklenerek esnetilen bileşenlerinin toplamı olduğu söylenebilir.



Şekil 3.3 - Dalgacık ve Fourier Dönüşümü Benzeşimi, a) Fourier Dönüşümü, b) Dalgacık Dönüşümü [11]

Dalgacık dönüşümü yöntemindeki en önemli adımlardan biri uygun dalgacık fonksiyonunun belirlenmesidir. Sinyal özellikleri, yapılacak çalışmanın amacına bağlı olarak farklı dalgacık fonksiyonları kullanılabilir. Seçilen dalgacık fonksiyonu analitik yapıda ise dalgacık dönüşümü sonrasında sinyale ait genlik ve faz bilgileri edilebilir. Bu nedenle sinyalin anlık frekans ve faz özelliklerinin belirlenmesinde en uygun dalgacık fonksiyonlarıdır. Bu yapıdaki dalgacık fonksiyonlarının Fourier dönüşümü sonrasında negatif frekans bileşenlerinin genliği sıfır olmaktadır. Bu tip dalgacık fonksiyonlarına örnek olarak Analitik Morlet, Bump ve Moarse dalgacık fonksiyonları verilebilir.



Şekil 3.4 - Örnek Dalgacık Fonksiyonları [10]

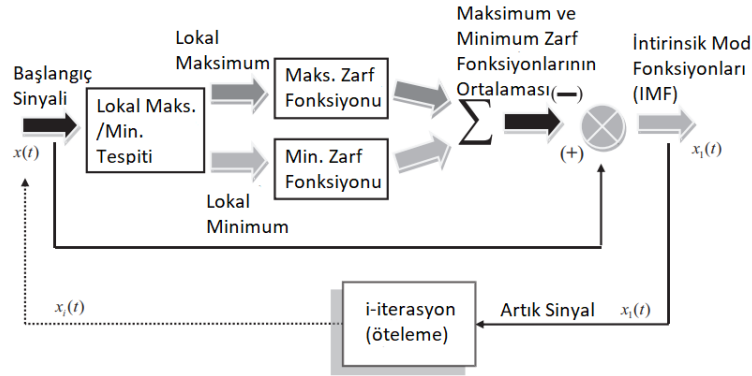
### 3.3. Hilbert ve Hilbert-Huang Dönüşümü

Hilbert dönüşümü, Fourier ve Laplace dönüşümleri gibi bir integral dönüşümü olup, adını matematiksel fizik alanında ilk defa tanımlayan David Hilbert den almakta olan özel bir integral denklemdir [12].

$$H[x(t)] = \tilde{x}(t) = \pi^{-1} \int \frac{x(\tau)}{t-\tau} d\tau \quad (3.7)$$

Hilbert Dönüşümünün anlaşılması ve uygulanması hakkında fiziksel tanımı yukarıda verilen integral dönüşümünden daha basit bir anlatım sunmaktadır. Fiziksel olarak Hilbert dönüşümü, spektral bileşenlerin genlikleri sabit kalırken, fazların  $\frac{\pi}{2}$  kadar ötelendiği özel bir lineer filtreye eşdeğer olarak görülebilir. Hilbert dönüşümü ile tek komponentli sinyallerin analizi gerçekleştirilmektedir.

Hilbert-Huang Dönüşümü (HHT), Huang vd. [13] tarafından geliştirilen ampirik bir zaman-frekans analizi yöntemi olup, özellikle durağan olmayan ve doğrusal olmayan sinyallerin çözülmesinde kullanılmaktadır. Yöntem esas itibarı ile Ampirik Mod Ayırıştırma (EMD) ve Hilbert Spektral Analizi (HSA) olarak iki temel kısımdan oluşmaktadır. Ampirik Mod Ayırıştırma ile harmonik veya periyodik olmayan alt sinyallerden oluşan bir sinyalin, intrinsik mod fonksiyonlarının (IMF) toplamından meydana geldiği kabul edilmektedir. Ampirik Mod Ayırıştırma (EMD) ile çok komponentli bir sinyal tek komponentli intrinsik mod fonksiyonlarına ayrılmaktadır. Her bir intrinsik mod fonksiyonuna Hilbert dönüşümü uygulanarak, bu tek komponentli alt sinyallerin anlık faz, frekans bilgileri elde edilmektedir. Yöntemin işlem adımları Şekil (3.5) de sunulmaktadır.



Şekil 3.5 - Ampirik Mod Ayırıştırma Yöntemi (EMD) Akış Diyagramı [12]

Ampirik Mod Ayırıştırma yöntemi için ilk olarak ana sinyalin ortalaması,  $m_1(t)$  hesaplanarak tüm sinyalden  $X(t)$  çıkartılır ve aday IMF fonksiyonu için gerekli kabul şartlarının sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir.

$$h_1(t) = X(t) - m_1(t) \quad (3.8)$$

Bu aşamadan sonra,  $h_1(t)$  fonksiyonun maksimum ve minimum zarf fonksiyonları belirlenerek bunların ortalaması  $m_{11}$  elde edilerek,  $h_1(t)$  fonksiyonundan çıkartılır.

$$h_{11}(t) = h_1(t) - m_{11}(t) \quad (3.9)$$

Bu adıma öteleme işlemi adı verilir ve kalan artık fonksiyon sabit (monotonik) bir fonksiyon olana veya fonksiyon sıfır temel eksenine kadar "k" defa devam edilir.

$$h_{1k}(t) = h_{k-1}(t) - m_{1k}(t) \quad (3.10)$$

$$c_1(t) = h_{1k} \quad (3.11)$$

Elde edilen  $h_{1k}(t)$  fonksiyonu birinci IMF fonksiyonu  $c_1(t)$ , olarak adlandırılır ve sinyal muhteviyatındaki yüksek frekans içeriğini barındırmaktadır. Sinyal içeriği  $X(t)$  den  $c_1$  fonksiyonu çıkartılarak daha düşük frekans içeriğine sahip kalan artık kısım  $r_1$  fonksiyonu oluşturulur. Bu prosedüre tüm  $r_i(t)$  fonksiyonları elde edilinceye kadar devam edilir.

$$r_1(t) = X(t) - c_1(t) \quad (3.12)$$

$$r_i(t) = r_{i-1}(t) - c_i(t), \quad i=1,2,3,4,\dots,n \quad (3.13)$$

Ayrıştırma işlemi tamamlandıktan sonra, orijinal sinyal “n” adet IMF fonksiyonu ile kalan son artık fonksiyonun toplamından meydana gelmektedir.

$$X(t) = \sum_{i=1}^n c_i(t) - r_n(t) \quad (3.14)$$

Elde edilen her bir IMF fonksiyonuna Hilbert Spektral Analizi uygulanarak sinyalin zamana bağlı anlık frekans, genlik ve faz özellikleri belirlenir. Hilbert Spektral Analizi ile  $c_i(t)$  sinyali ve bu sinyalin Hilbert dönüşümü  $H[c_i(t)]$  ile kompleks yapıdaki analitik sinyal,  $Z_i(t)$  elde edilir.

$$Z_i(t) = c_i(t) + jH[c_i(t)] = \alpha_i(t) e^{j\psi_i(t)} \quad (3.15)$$

Buradan zamana bağlı genlik  $a(t)$ , faz  $\psi(t)$  ve anlık frekans  $\omega(t)$  aşağıdaki ifadeler ile belirlenebilir.

$$\alpha_i(t) = \sqrt{c_i^2(t) + H[c_i^2(t)]} \quad (3.16)$$

$$\psi_i(t) = \arctan \frac{H[c_i(t)]}{c_i(t)} \quad (3.17)$$

$$\omega(t) = \frac{d\psi(t)}{dt} \quad (3.18)$$

Hilbert dönüşümünün “n” sayıdaki IMF fonksiyonuna uygulanması ile orijinal sinyal  $X(t)$ , genlik ve anlık frekansın fonksiyonu olarak aşağıdaki formda yazılabilir,

$$X(t) = \Re \sum_{i=1}^n \alpha_i(t) e^{j \int \omega_i(t) dt} \quad (3.19)$$

Verilen bu ifadenin Fourier dönüşümünden elde edilen zamandan bağımsız sabit genlik ve faz durumundan farklı olduğu görülmektedir. Bu yaklaşım zaman-frekans ortamında Hilbert Spektrumu ile temsil edilmektedir.

$$H(\omega, t) = \sum_{i=1}^n \widetilde{H}_i(\omega, t) = \sum_{i=1}^n \alpha_i(t) \quad (3.21)$$

Bu ifade de yer alan  $\widetilde{H}_i(\omega, t)$ , Hilbert Spektrumunun  $i$ 'inci bileşenini göstermektedir. Hilbert Spektrumunun karesi enerji yoğunluğunu vermektedir.

#### 4. SÜREKLİ DALGACIK DÖNÜŞÜMÜ YÖNTEMİYLE YAPI ÖZELLİKLERİNİN BELİRLENMESİ

Dalgacık Dönüşümü Yöntemi özellikle 90'lı yılların son on yılından itibaren farklı araştırmacılar tarafından çalışılmaktadır. Özellikle Carmona vd. [14], [15] tarafından önerilen yaklaşıma göre

bir sinyale ait dalgacık katsayıları, her bir zaman adımında o sinyal içeriğinde bulunan yüksek enerjili baskın frekanslarda en büyük değere sahip olmaktadır. Söz konusu dalgacık katsayıları sinyal uzunluğu boyunca zaman-frekans düzleminde o sinyale ait sırt (ridge) eğrisini oluşturmaktadır. Sırt Eğrisini oluşturan dalgacık katsayılarının zaman eksenini boyunca oluşturduğu eğri ise İskelet Eğrisi olarak tanımlanmaktadır. Bu eğriyi oluşturan dalgacık katsayıları kompleks yapıda olup, gerçek ve sanal bileşenler ilgili mod frekansına ait analitik sinyalin gerçek bileşeni ile onun Hilbert dönüşümüdür. Elde edilen bu alt sinyaller kullanılarak zaman ya da frekans analizi yöntemleri ile sinyale ait modal genlik, faz, anlık frekans, sönüm gibi özellikler belirlenebilmektedir. Aynı zamanda, bu alt sinyallerden tersine dönüşüm yapılarak esas sinyale ulaşılması da mümkündür. Bu yöntem kullanılarak yapılmış çalışmalar [16], [17], [18] referans olarak belirtilebilmektedir. Yöntemin en önemli avantajı, yapısal tepkiye ait baskın alt sinyal bileşenleri tespit edildikten sonra hem zaman hem de frekans esaslı temel yöntemlerin kullanılabilmesine imkan sağlamasıdır.

Sırt eğrisi, Analitik sinyal tanımından aşağıdaki ifade ile açıklanabilir [14].

$$\alpha(t) = x(t) + j\hat{x}(t) = A(t)e^{j\psi(t)} \quad (4.1)$$

Sinyal ve dalgacık fonksiyonlarının genliğindeki değişimin faz değişiminden daha yavaş olduğu asimptotik sinyaller olduğu kabul edilirse,

$$\bar{\psi}_{a,b}(t) = \psi_x(t) - \psi_g(t - b)/a \quad (4.2)$$

Bu ifade de yer alan  $\psi_x$  ve  $\psi_g$  sinyal ve dalgacık fonksiyonunun anlık fazını göstermektedir. Sırt eğrisi fonksiyonu  $a=r(b)$  eğrisine eşit olup  $t_s(a,b)=b$  şartını sağlayan noktalardan meydana gelmektedir. Buna göre sırt eğrisi fonksiyonu aşağıdaki ifade ile tanımlanmaktadır.

$$r(b) = \frac{\psi_g(0)}{\psi_x(b)} \quad (4.3)$$

Dalgacık dönüşümünde sırt eğrisi değerleri ile sınırlı değerler olarak tanımlanan iskelet eğrisi ise,

$$(W_g x)_{(r(b),t)} = C(t)a(t) \quad (4.4)$$

$C(t)$  fonksiyonu dalgacık fonksiyonu ve sinyale bağlı olarak oluşturulan düzeltme fonksiyonudur. Sırt eğrisi fonksiyonunun elde edilmesi için en temel yaklaşım dalgacık katsayılarının lokal maksimumlarının bulunmasıdır. Bunun dışında farklı araştırmacılar tarafından geliştirilmiş yöntemlerde bulunmaktadır [19]

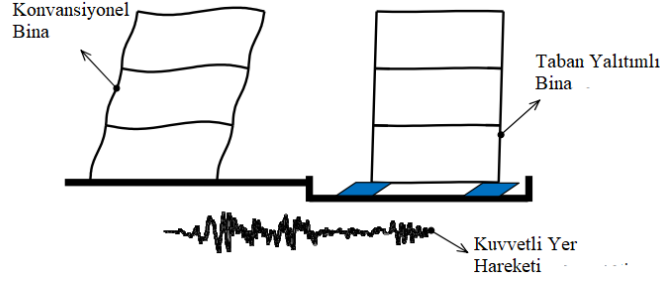
Sırt eğrisi fonksiyonu ve iskelet eğrisi her bir mod için elde edilebilir. Elde edilen iskelet eğrileri, her bir mod için toplam tepki fonksiyonu ile Hilbert dönüşümünü oluşturmaktadır. Buradan her bir mod için modal frekans ve sönüm özellikleri elde edilebilmektedir.

Bu çalışmada dalgacık dönüşümünde Genelleştirilmiş Morse Dalgacığı kullanılmıştır. Morse dalgacığı analitik bir dalgacık olup, yapısında bulunan iki parametre ile farklı analitik dalgacıklar elde edilebilmektedir. Frekans ortamında Morse dalgacığı aşağıdaki ifade ile tanımlanmaktadır [20].

$$\psi_{p,\gamma}(\omega) = U(\omega)\alpha_{p,\gamma}\omega^{\frac{p^2}{\gamma}}e^{-\omega^\gamma} \quad (4.5)$$

## 5. TABAN YALITIMLI BİNALARIN DEPREM ETKİSİ ALTINDAKİ DAVRANIŞLARI

Taban yalıtımı, deprem etkisi altında yapı taşıyıcı sistemi, yapısal olmayan elamanlar ve bina muhteviyatında oluşacak hasar ve kayıpların azaltılmasında etkin bir yöntem olarak kullanılmaktadır. Bu yöntemde temel yaklaşım yapının yalıtım birimi olarak adlandırılan esnek elemanlar ile zeminden yalıtılarak yüksek frekans içerikli sismik dalgalar tarafından yapıya aktarılabacak mekanik enerjinin azaltılmasına dayanmaktadır. Yapıya aktarılan enerjinin azaltılması, yapıda oluşacak ivme, hız ve yer değiştirme tepkisi ile yapıda oluşacak hasarın azalmasını sağlamaktadır.



Şekil 5.1 - Konvansiyonel ve Taban Yalıtımlı Binada oluşan Şekil değiştirmeler [21]

Pratik uygulamalarda yalıtımlı yapıların analitik olarak modellenmesinde iki temel yaklaşım kullanılmaktadır [22]. Doğrusal davranışa sahip modellerde yalıtım birimleri doğrusal bir yay ile viskoz sönümden meydana gelmektedir. Yalıtım biriminin kuvvet-yer değiştirme ilişkisinde eğrinin eğimi etkin rijitlik olarak tanımlanmaktadır. Doğrusal olmayan modelde ise sistemde akma öncesi ve sonrası davranışı temsil eden iki adet doğrusal yay bulunmakta olup, plastik şekil değiştirme bölgesinde sönüm "Coulomb sönüm" yaklaşımı ile dikkate alınmaktadır. İki doğrulu kuvvet-şekil değiştirme ilişkisinde ilk eğri yalıtım biriminin elastik şekil değiştirme ile ilişkili başlangıç rijitliği, akma sonrasındaki plastik şekil değiştirmelerin elde edilmesinde ise akma sonrası rijitliği kullanılmaktadır.

Doğrusal yalıtım sistemlerinde, sönüm oranının sınırlı bir düzeyde olduğu veya sönüm oranının yüksek olmasına rağmen yüksek mod etkilerinin azaltılması amacıyla ilave viskoz sönümleyicilerin kullanıldığı durumlarda yüksek mod ivmelerinin oluşumu sınırlı düzeyde kalmaktadır. Bu nedenle, sistemin toplam tepkisi büyük oranda ilk mod davranışından oluşmaktadır. Yüksek sönüm oranlarına ulaşıldığı durumlarda ise modal katılımlar ve mod şekilleri değişim göstererek sistemin çözümlenmesinde kullanılan basitleştirmeler geçersiz olmaya başlamaktadır.

Doğrusal olmayan yalıtım sistemlerinde, yalıtım birimlerinde akma sonrası davranış arttıkça sistemde yüksek mod tepkisinin katılımı artmaktadır. Yüksek mod etkinliğinin artmasıyla, sistemin ilk moduna kıyasla üst yapı atalet kuvvetleri artış göstermektedir. Sistemin izolasyon seviyesindeki toplam taban kesme kuvvetleri değeri büyük oranda ilk moda yakın bir değerde sabit kalırken sistemin farklı katlarındaki kat ivmeleri ve kesme kuvvetleri artmaktadır.

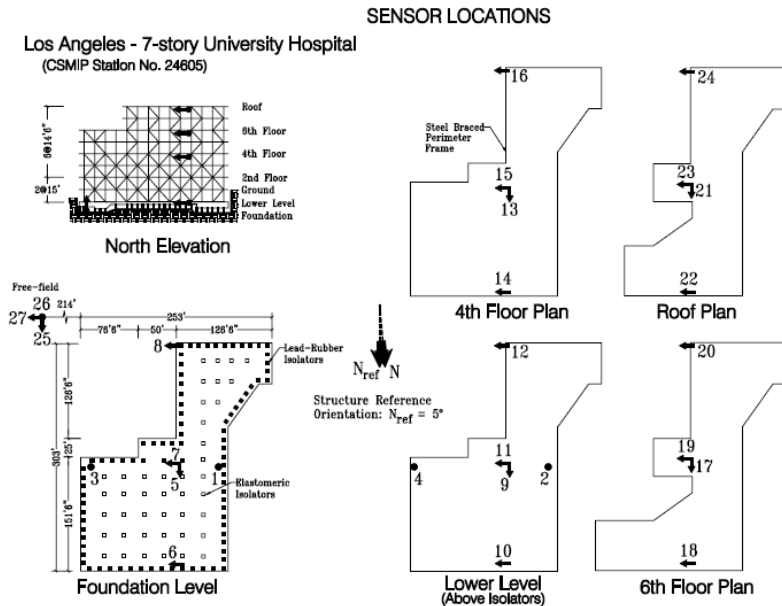
Doğrusal elastik bir yapının doğrusal olmayan yalıtım birimleri ile toplam tepkisi modal tepkilerin toplamı olarak elde edilebilir. Ancak bu durumda modal tepkiler klasik sönüm modeline sahip doğrusal sistemlerden farklı olarak birbirlerine bağlı olmaktadır. Bu duruma pratik bir çözüm üretmek için özellikle sisteme ait taban kesme kuvveti ve yer değiştirme isteminin oldukça tutarlı olarak elde edildiği sistemin eşdeğer doğrusal özelliklere sahip etkin rijitlik, etkin periyot ve etkin sönüm ile temsil edildiği yaklaşım yaygın olarak kullanılmaktadır. Doğrusal olmayan modlar, sınırlı sönüm oranına sahip doğrusal yalıtım birimlerinde olduğu gibi klasik sönüm modeline uyan ve diklik koşulunu sağlayan özelliktedirler. Bu modlar, kuvvet-yer değiştirme çevriminde en büyük tepki durumunda olduğundan yalıtım biriminin akma sonrası fazına ait olup maksimum

tepki durumunu yansıtmaktadır. Sistemin akma sonrası fazına ait modlardan elastik faza geçişlerde sistemde bulunan enerji modlara yeniden dağıtılmaktadır. Buna göre yüksek enerjili ilk moddan düşük enerjili yüksek modlara enerji transfer edilmektedir. Gerçekleştirilen zaman-frekans analizleri ile bu enerji geçişleri ile spektral değişimler gözlenmeye çalışılmaktadır.

## 6. ZAMAN-FREKANS ANALİZİ YÖNTEMLERİ İLE TABAN YALITIMLI ÖRNEK BİR YAPININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Bu çalışma kapsamının konusu olan yapı Los Angeles da bulunan yedi katlı Üniversite Hastanesi binasıdır. Yapı dünyadaki ilk taban yalıtımlı hastane yapısı olup toplam 275 yatak kapasitesine sahiptir. Yapı 1991 yılında kullanıma açılmıştır. Yapıya ait temel bilgiler ve 1994 Northridge depremi kayıtları CSMIP [23] veri bankasından elde edilmiştir.

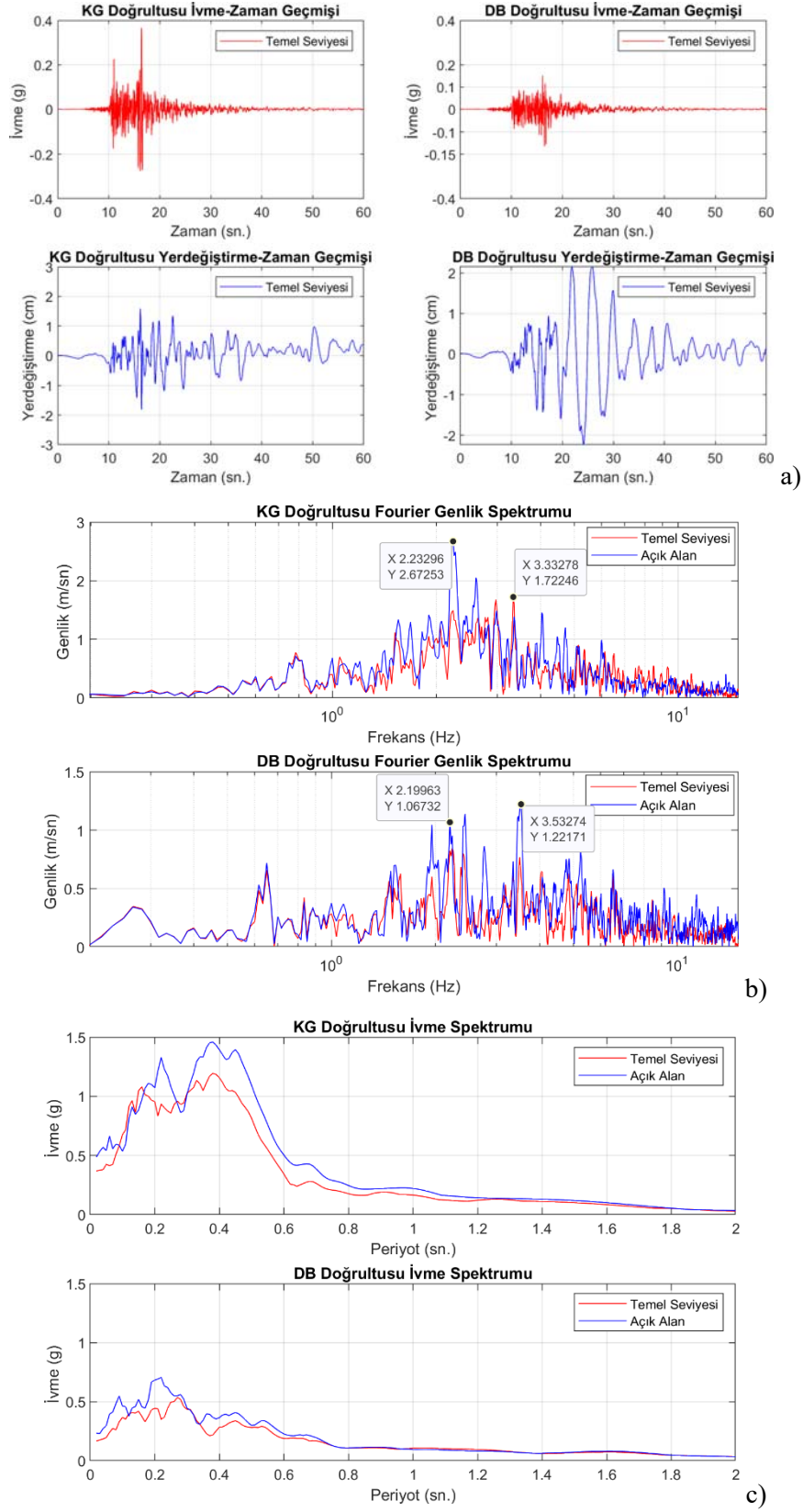
Yapı bir adet bodrum kat olmak üzere toplam sekiz kattan oluşmaktadır. Yapı taşıyıcı sistemi moment aktaran çerçeveler ile yapı kenar akslarında bulunan merkezi çaprazlı çerçevelerden meydana gelmektedir. Yapı kat döşemeleri kompozit döşeme sistemidir. Yapının temel sistemi tekil ve sürekli temel kirişlerinden oluşmaktadır. Yapı hem plan hem de düşey düzlemde düzensiz bir yapıya sahiptir. Yapının plan boyutları 92.4 m ve 77.1 m olup inşaat alanı 35000 m<sup>2</sup> dir. Yapının merkezi çaprazlı çerçevelerin bulunduğu kenar akslarında toplam 68 adet kurşun çekirdekli kauçuk mesnet, düşey yük taşıyan iç aks kolonlarında ise 81 adet elastomer mesnet bulunmaktadır. Yalıtım birimleri en büyük yer değiştirme istemi 26.04 cm olacak şekilde tasarlanmıştır [24]. Yapıya 1991 yılında toplam 24 adet, açık alanda ise 3 adet ivme ölçer sensör yerleştirilmiştir. Cihazların yerleşimi ve kat planları Şekil (6.1) de gösterilmektedir.



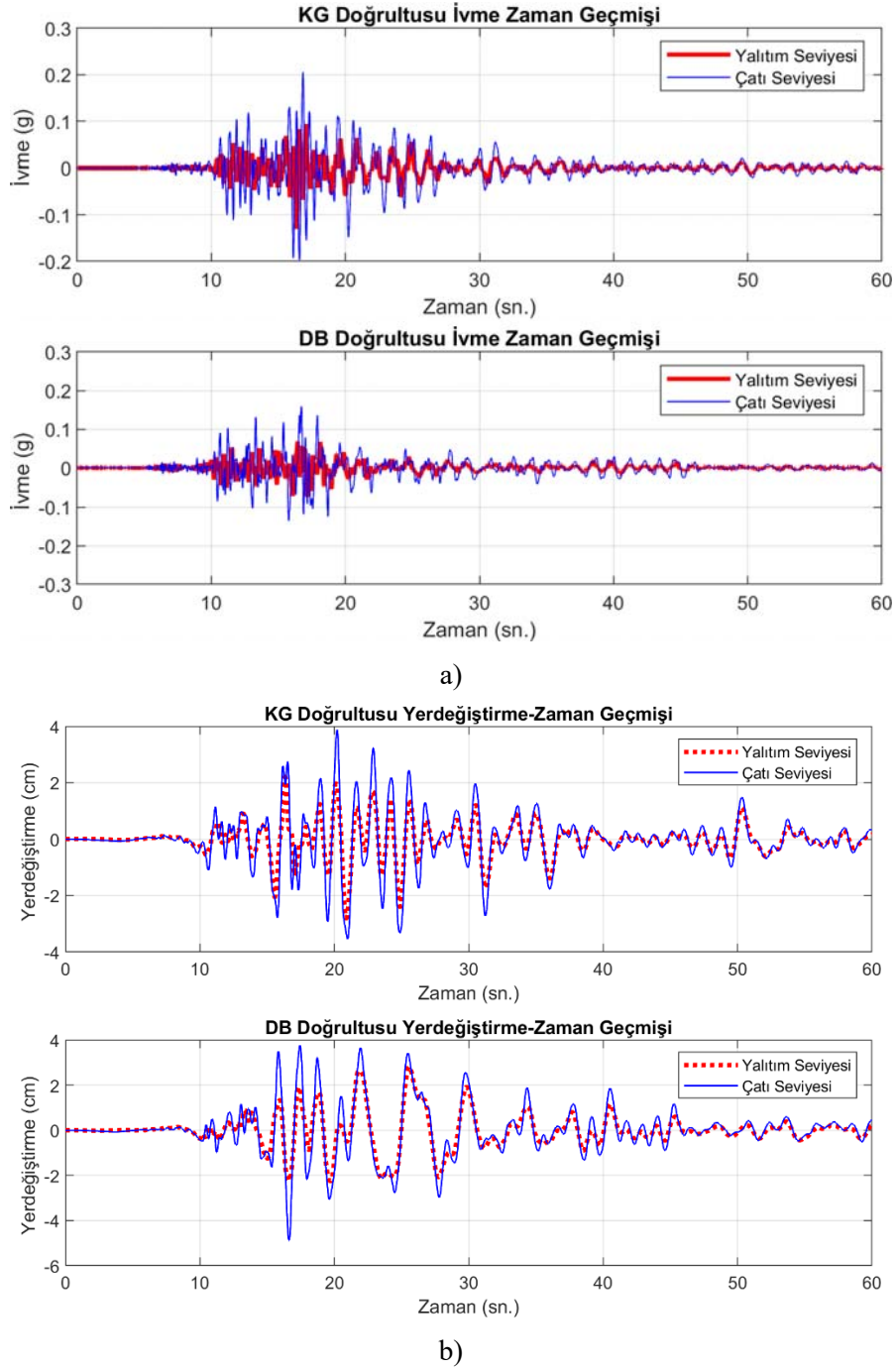
Şekil 6.1 - Yapı Kat Planları ve ivme ölçer yerleşimleri [24]

Yapıya ait yer hareketleri incelendiğinde bu yapının temel seviyesinde ve serbest saha da bulunan istasyonların kullanılması ile tepki geçmişleri ve spektrumları elde edilmiştir (Şekil 6.2). Kuzey-güney doğrultusunda en büyük yer ivmesinin yaklaşık 0.5g, ivme spektrumunun hız duyarlı bölgesinde spektral ivme değerleri 1.5g mertebesine ulaşmaktadır. Şekil (6.2) incelendiğinde yer hareketinin yüksek enerjili frekans bileşenleri 0.6-3.5 Hz aralığında bulunmaktadır. Bu durum yer hareketinin orta katlı konvansiyonel yapıların doğal frekansları ile aynı aralıkta bulunmasından dolayı yıkıcı bir etkiye sahip olduğu görülmektedir.





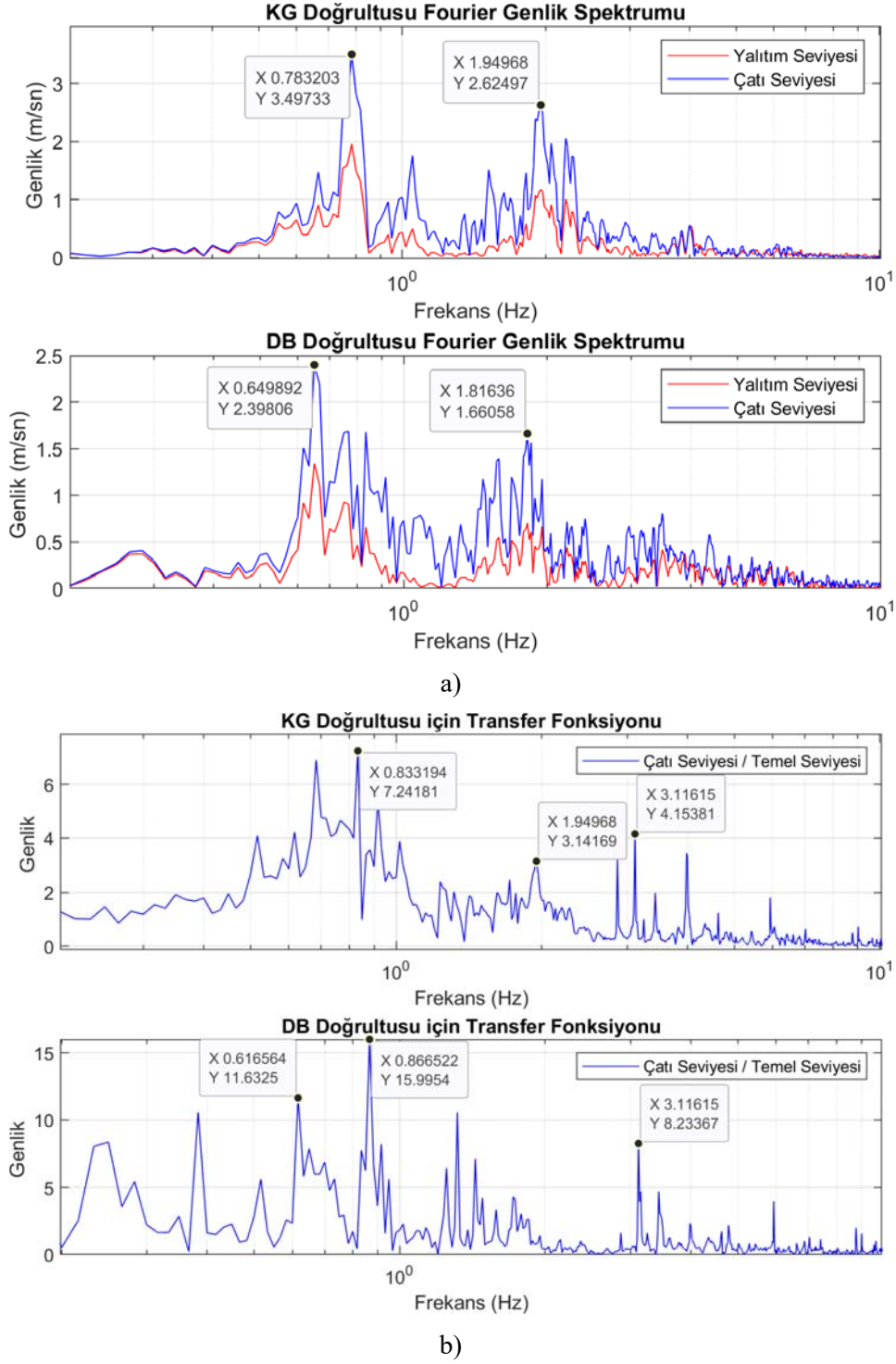
Şekil 6.2 - Yer Hareketi Özellikleri, a) İvme-Zaman ve Yer değiştirme-Zaman Geçmişi, b) Fourier Spektrumu, c) İvme Tepki Spektrumu



Şekil 6.3 - Yapı Tepki Geçmişleri a) İvme-Zaman Geçmişi, b) Yerdeğiştirme-Zaman Geçmişi,

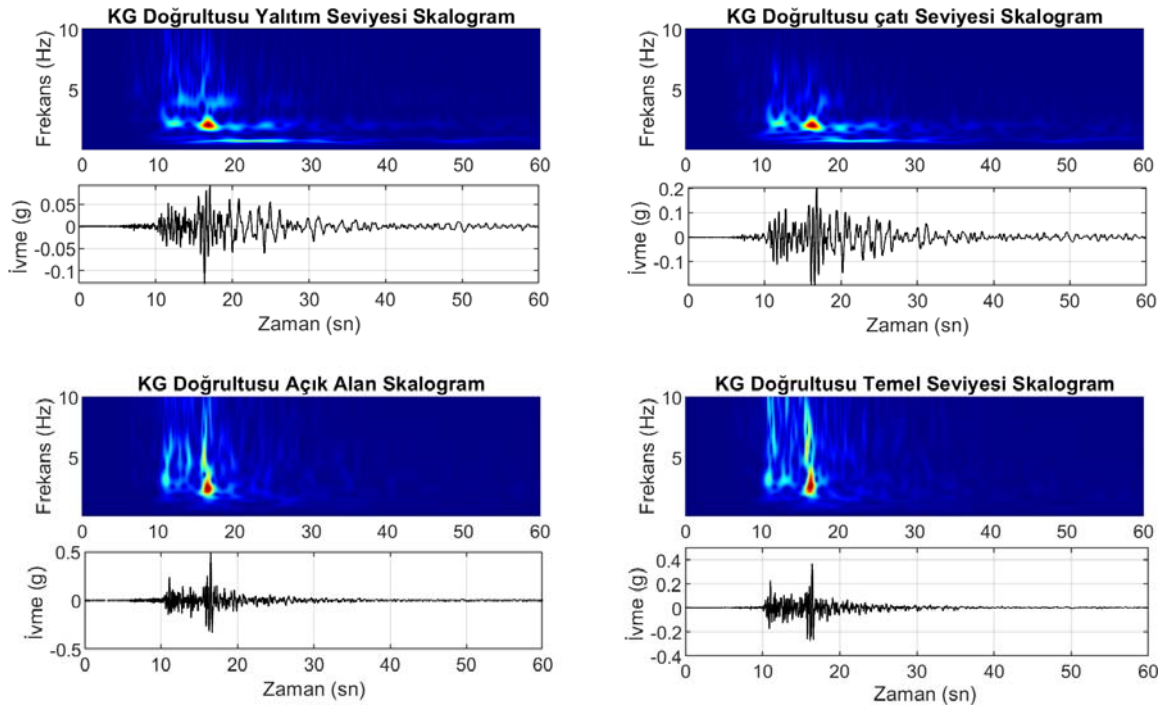
Yapının çatı ve izolasyon katına ait Fourier spektrumları incelendiğinde yapının doğu-batı yönlü istasyonlarında baskın frekansların 0.65-1.8 Hz aralığında, kuzey-güney doğrultusunda ise 0.75-2Hz aralığında olduğu görülmektedir Şekil (6.4). Her iki doğrultu içinde Fourier Spektrumunda baskın pik noktaların belirgin olmadığı bunun yerine frekans eksenini boyunca yayılı bir dağılım olduğu görülmektedir. Bu nedenle yapının hakim frekanslarının belirgin bir şekilde tespit edilmesi zorlaşmaktadır. Diğer taraftan yapının izolasyon ve çatı katına ait kayıtlar ile temel seviyesindeki kayıtlar frekans ortamında karşılaştırılarak transfer fonksiyonları elde edilmiştir.

Bu grafiklerden de görüleceği üzere çok sayıda pik tepki noktası bulunmakta ve buna göre yüksek dereceli, düşük doğrulama oranlı ve sistem özelliklerinin yeterli tutarlılıkta temsil edilemediği bir sistem modeli elde edilmesine neden olmaktadır.



Şekil 6.4 - Farklı İstasyonlar için Tepki Spektrumları, a) Yapı Fourier Spektrumları, b) Çatı ve Temel Seviyesi için Transfer Fonksiyonları

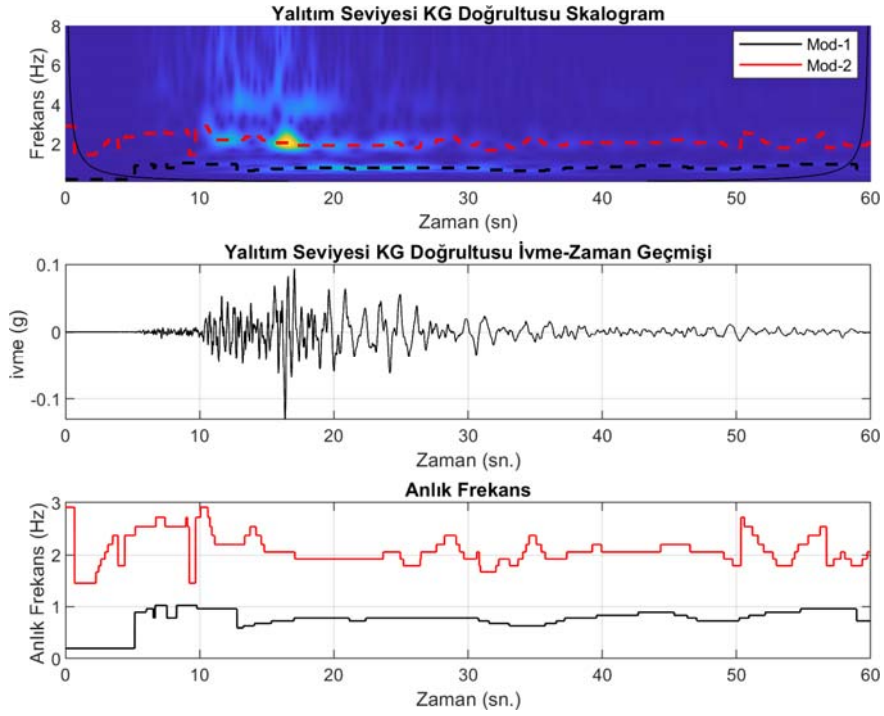
Yapının serbest alan, temel, izolasyon ve çatı seviyesindeki kayıtları için sürekli dalgacık dönüşümü uygulanarak dalgacık enerji yoğunluğu grafikleri Şekil (6.5)'de sunulmuştur. Yer hareketinin yüksek enerjili bölümü kaydın 10-20sn arasında ve 0.5-10 Hz frekans aralığında bulunmaktadır. İzolasyon katına ait sonuçlar incelendiğinde, yapıya ait baskın modların zaman içerisinde oldukça iyi bir şekilde farklı frekans aralıklarına ayrıştırıldığı görülmektedir. Bu durum taban yalıtımlı yapının dar bir zaman aralığında ve oldukça geniş bir frekans içeriğine sahip yüksek enerjili yer hareketi girdisini başarılı bir şekilde filtreleyerek yüksek frekanslı muhteviyatın bastırıldığı söylenebilir. Yapının çatı seviyesine ulaşıldığında ise yüksek frekans etkisinin daha da azaldığı, buna rağmen yapısal modlara ait olduğu görülen frekans bantlarında girişimler olduğu görülmektedir ve bu durumun ilk mod davranışının dışındaki üst yapı özelliklerine bağlı modlardan kaynaklandığı değerlendirilmektedir. Ayrıca, yapıda elde edilen bu olumlu davranışın izolasyon döşemesi seviyesindeki 2.5cm gibi oldukça sınırlı bir yer değiştirme istemi altında sistemin neredeyse başlangıç rijitliği altında oluşması ise bir diğer olumlu durumu oluşturmaktadır. Bu çalışmada elde edilen sonuçların S.Nagarajaiah ve S. Xiaohong'un çalışmasında [24] paylaşılanlar ile uyumlu olduğu görülmüştür.



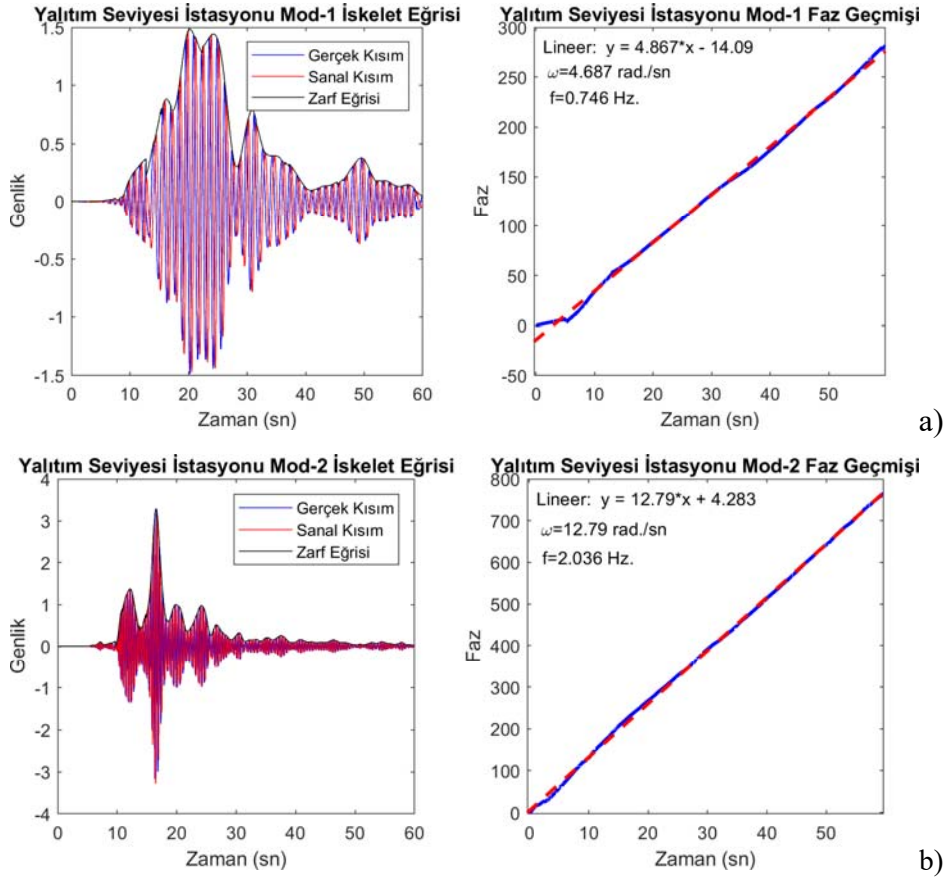
Şekil 6.5 - Farklı İstasyonlar için Sürekli Dalgacık Dönüşümü Skalogramları

Yapının ilk iki modu için tespit edilen en yüksek genliğe sahip kompleks özellikteki dalgacık katsayıları ile sırt eğrisi elde edilmiştir. Söz konusu sırt eğrisini oluşturan kompleks dalgacık katsayıları gerçek ve sanal bileşenlerine ayrılarak iskelet eğrisi elde edilmiştir. Ayrıca, sanal kısım ile gerçek kısım zamana bağlı olarak oranlanarak faz fonksiyonu oluşturulmuştur Şekil (6.7). Faz fonksiyonun eğiminden anlık frekanslar hesaplanarak, Şekil (6.5) de hesaplanan anlık frekanslar ile karşılaştırılmış ve anlık sıçramaların dışında genel trendin uyumlu olduğu görülmüştür.

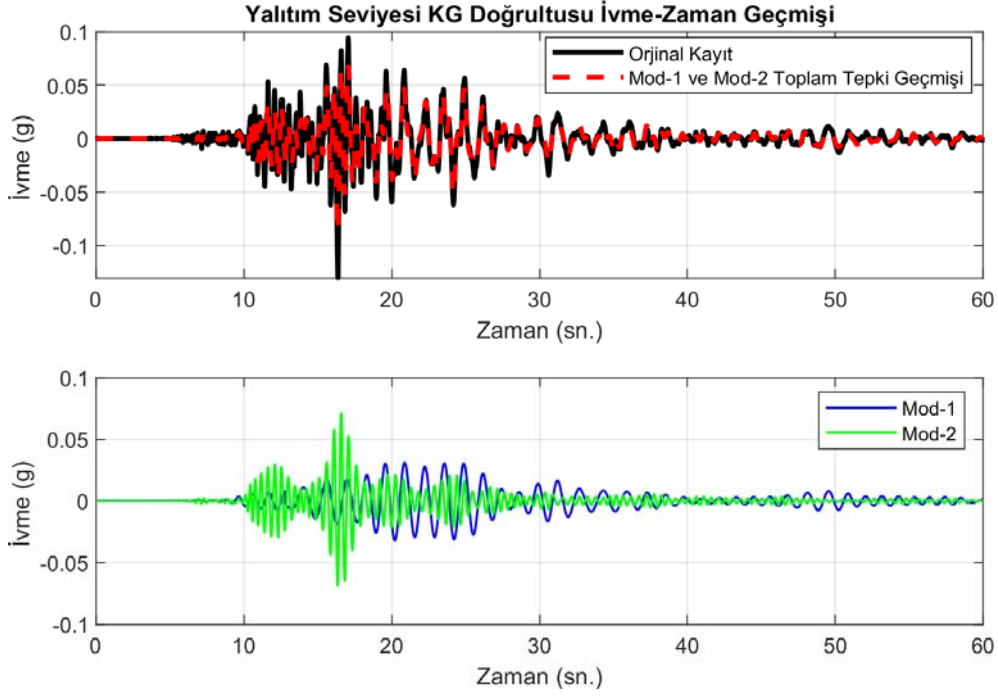
Her iki mod için tespit edilen en yüksek genlikli dalgacık katsayılarına ters dönüşüm uygulanarak esas sinyalin içerisinde bu iki moda ait toplam tepki geçmişi elde edilmiştir. Anlık genlik ve faz özellikleri zamanla yavaş olarak değişen bu iki modun zaman geçmişleri süperpoze edilerek esas sinyal ile karşılaştırılmış ve esas sinyali oldukça iyi bir şekilde temsil ettiği görülmüştür Şekil (6.8).



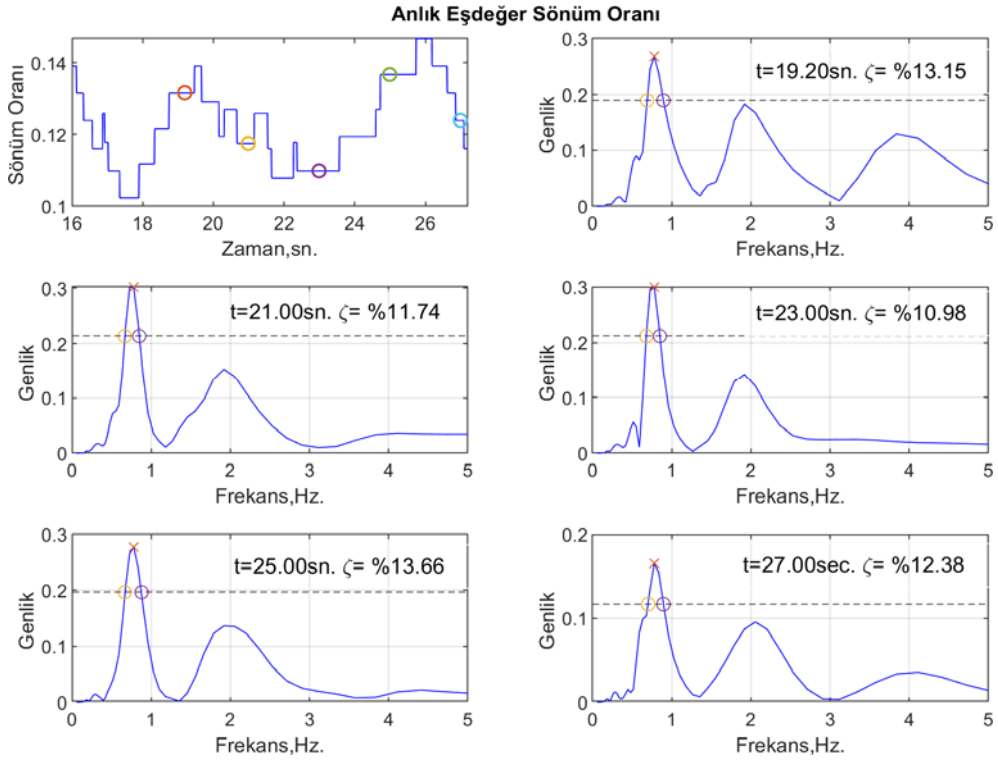
Şekil 6.6 - İzolasyon Katı için Anlık Frekansın Elde Edilmesi



Şekil 6.7 - İzolasyon Katı için dalgacık iskelet eğrileri ve faz fonksiyonları, a) Mod-1, b) Mod-2



Şekil 6.8 - İzolasyon Katı için Girdi Sinyalinin Yeniden Oluşturulması, a) orijinal girdi sinyali ile ilk iki mod için yeniden oluşturulan sinyalin karşılaştırılması, b) ilk iki mod için tepki fonksiyonları



Şekil 6.9 - Yarı-güç spektrum bant genişliği metodu ile birinci mod için anlık sönüm oranı değişimi

Çalışma konusu kayıtların hem kuvvetli yer hareketi altında toplam yapı tepkisini içermesi hem de zaman-frekans analizi yaklaşımında anlık spektrumlar elde edilebilmesi nedeniyle eşdeğer sönüm oranının belirlenmesinde yarı-güç spektrum bant genişliği metodu [25], [26] kullanılmıştır. Yapı tepkisine ait kayıtların dalgacık dönüşümü sonucunda elde edilen matris her bir zaman adımı için frekans tepki fonksiyonunu oluşturmaktadır. Buna göre izolasyon döşemesine ait kaydın yapının en büyük tepki geçmişine sahip 16-27sn aralığı için %10-14 aralığında değişen eşdeğer sönüm oranı hesaplanmıştır (Şekil 6.9). Yapının yalıtım modunu temsil eden ilk modun sönüm oranını elde edebilmek amacıyla yalıtım seviyesindeki kayıtlar kullanılmıştır.

## 7. SONUÇLAR

Ülkemizde kullanımı son yıllarda artan ve depremin yapılar üzerindeki olumsuz etkisinin azaltılmasında etkin bir yöntem olarak kullanıldığı taban yalıtımlı sistemlerin kuvvetli yer hareketi etkisinde durağan olmayan özellikteki davranışı dalgacık dönüşümü yöntemi ile incelenmiştir. Söz konusu yöntem ile yapıdan alınan gerçek kayıtlar altında toplam yapı tepkisinden hakim modlara ait tepki geçmişleri belirlenmiş ve buradan sisteme ait anlık frekans ve sönüm özellikleri tespit edilmiştir. Aynı zamanda, kuvvetli yer hareketinin içeriği de değerlendirilmiş olup, taban yalıtımı ve üst yapı özellikleri ile girdi özelliklerinin değişimi anlık olarak yapının farklı konumlarına bağlı olarak incelenmiştir. Sonuç olarak, bu çalışmada olduğu gibi özellikleri zaman ile değişen durağan olmayan tipteki sinyallere zaman-frekans penceresinden bakılması, oldukça karmaşık olan sistem davranışını daha basit bir formda sunduğu ve yapı davranışını daha iyi anlattığı görülmüştür. Bununla birlikte bu örnekte olduğu gibi, taban yalıtımının yıkıcı büyüklükteki deprem etkilerinden dolayı oluşacak zararların azaltılması noktasında etkin bir yöntem olduğu kaydedilmiş gerçek veriler üzerinden görülmüştür.

### Semboller

$X(t)$ : Zaman ortamında tanımlanan sinyal

$X(\omega)$ : Frekans ortamında tanımlanan sinyal

$A(t)$ : Anlık Genlik

$\psi(t)$ : Anlık Faz

$z(t)$ : Analitik Sinyal

$\omega(t)$ : Anlık Açısız Frekans

$f(t)$ : Anlık Frekans

$P_{SP}$  : Sinyalin Güç Yoğunluk Fonksiyonu

$W_g(a, b)$ : Dalgacık Katsayıları Matrisi

$a$ : Ana dalgacığın esnetilmesini sağlayan ölçek parametresi

$b$ : Ana dalgacığın Zamanda kaydırılmasını sağlayan zaman parametresi

$g(t)$ : Zamana Bağlı Dalgacık Fonksiyonu

$H[x(t)]$  : Gerçek bir sinyalin Hilbert Dönüşümü

$\psi_{p,\gamma}(\omega)$ : Morse Dalgacığı

$U(\omega)$ : Morse Dalgacığı birim step fonksiyonu

$\alpha_{p,\gamma}$ : Morse Dalgacığı Normalizasyon Katsayısı

$P^2$  : Morse Dalgacığı Zaman-Bant Genişliği Kontrol Değişkeni

$\gamma$ : Morse Dalgacığı Simetri Kontrol Değişkeni

### **Kaynaklar**

1. P.Flandrin, Explorations in Time-Frequency Analysis, Cambridge University Press, 2018.
2. Beyen K., Damage Identification of a Historical Masonry Structure in T-F Domain, Teknik Dergi,2021, 10577-10610.
3. Beyen K., Hasar Tanılama Analizlerinde Frekans-Zaman Çözümlemesi, 5.th International Earthquake Symposium, Kocaeli, Cilt 1,ss 595-599, 2015.
4. Beyen K., Fatih Camii'nin Zaman ve Frekans Ortamında Çevresel ve Deprem Tepki Analizleri, 6.Tarihi Yapıların Korunması ve Güçlendirilmesi Sempozyumu, Trabzon, Türkiye, 2-04 Kasım 2017, cilt 1, ss 1-12.
5. Beyen K., Yapı Tanılama Çalışmalarında Fourier Dönüşümü ve Yeni Nesil Dönüşümler, IESKO 2019, Kocaeli, Türkiye, 25-27 Eylül 2019,ss 640-650.
6. Sak F.Ö., Beyen K., Hasar Tanılama İstatistik Değerlendirme Yönlendirme Yöntemlerinin Zaman-Frekans Ortamında İrdelenmesi, 5.IECESS, Ankara, Türkiye, 8-11 Ekim 2019, ss 1-12.
7. Sak F.Ö., Beyen K., Damage Identification Analysis of the Structures in Time-Frequency Domain with Wavelet Transform Method, Teknik Dergi, cilt 30, ss.8835-8860,2019.
8. T.Kijewski, A.Kareem, Efficacy of Hilbert and Wavelet Transforms for Time-Frequency Analysis, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 1037-1049, October 2006.
9. M.Misiti, Y.Misiti, G.Oppenheim, J.M.Poggi, Wavelet Toolbox, R2020a, Mathworks.
10. L. Cohen, Time-Frequency Analysis, ISBN 0-13-594532-1, Prentice-Hall PTR,1995.
11. D.L.Fugal, Conceptual Wavelets in Digital Signal Processing an in-depth Practical Approach for the Non-Mathematician, Space and Signals Technical Publishing, 2009.
12. M.Feldman, Hilbert Transform in Vibration Analysis, Mechanical Systems and Signal Processing, 25 (2011), 735-802.
13. Norden E.Huang, Z.Shen, S.R.Long, M.C.Wu, H.H.Shih, Q.Zheng, N.C.Yen, C.C.Tung, H.H.Liu, The empirical mode decomposition and the Hilbert Spectrum for Nonlinear and Non-stationary time analysis, Proc.R.Soc. London, Ser.A. 454.
14. R.A. Carmona, W.L.Hwang, B. Torresani, Characterization of Signals by the Ridges of Their Wavelet Transforms, IEEE Transactions of Signal Processing 45 (10), 2586-2590, 1997.
15. R.A. Carmona, W.L.Hwang, B. Torresani, Multiridge Detection and Time-Frequency Reconstruction, IEEE Transactions of Signal Processing 47 (2), 480-491, 1999.
16. M.Ruzzene, A.Fasana, L.Garibaldi, B.Piombo, Natural Frequencies and Damping Identification Using Wavelet Transform: Application to Real Data, Mechanical Systems and Signal Processing, 11(2), 207-218, 1997.



17. W.J. Staszewski, Identification of Non-Linear Systems Using Multi-Scale Ridges and Skeletons of the Wavelet Transform, *Journal of Sound and Vibration*, 214 (4), 639-658, 1998.
18. T. Kijewski, A. Kareem, Wavelet Transforms for System Identification in Civil Engineering, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 18 (2003), 339-355.
19. W.J. Staszewski, Identification of Damping in MDOF Systems Using Time-Scale Decomposition, *Journal of Sound and Vibration*, 203 (2), 283-305, 1997.
20. Lily, J.M., S.C.Olhede, Generalized Morse Wavelets as a Superfamily of Analytic Wavelets, *IEEE Transactions of Signal Processing*, 60 (11), 6036-6041, 2012.
21. N.D.Dao, Seismic Response of a Full-scale 5-story Steel Frame Building Isolated by Triple Pendulum Bearings under 3D Excitations, Phd Thesis, University of Nevada,Reno, 2012.
22. R.I. Skinner, T.E. Kelly, B.(W.H.) Robinson, *Seismic Isolation for Designers and Structural Engineers*, Robinsn Seismic Ltd &Holmes Consulting Group, 2011, 387p.
23. <https://www.strongmotioncenter.org/index.html>, Erişim tarihi 05.02.2002.
24. S.Nagarajaiah, S. Xiaohong, Response of Base-Isolated USC Hospital Building in Northridge Earthquake, *Journal of Structural Engineering*, 1177-1186, October 2000.
25. A.K.Chopra, *Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Fifth Edition,Pearson Education Limited,2020, 994p.
26. Clough, R. W., and Penzien, J., *Dynamics of Structures*, Mc Graw- Hill Kogakusha Ltd.,Tokyo 1975, 634 p.



# İki Boyutlu Doğrusal Olmayan Analizlere Dayalı Topoğrafyanın Deprem Yer Büyütmelerine Etkisi ve Hasar Gözlemleri

Kemal BEYEN<sup>1</sup>

## ÖZET

*Aktif kuşaklar üzerinde bulunan şehirler vadi, yamaç, tepe, dağ etekleri ve kanal gibi değişik yüzey coğrafyalarında konumlanmıştır. Yayılan deprem dalgaları genlik, geliş açısı frekans muhteviyatı ve kanal, kama ve odaklanma gibi öngörülemeyen topoğrafik etkiler altında değişirler. Bütün bu faktörlerin zemin büyütmelerine olan etkisi parametrik anlamda incelenerek farklı yüzey eğimi olan yapıların kuvvetli ve zayıf deprem kuvvetleriyle doğrusal olan ve olmayan zemin davranış şartlarında ürettiği tepkiler değişen frekans ve geliş açıları için karşılaştırılmıştır. İki-boyutlu doğrusal / doğrusal olmayan ortam davranış sonuçları yönetmeliklere konulacak parametrik değerler olarak sunulmuştur. Yüzey düzensizliğine bağlı olarak, tepki girişimleri kompleks büyüme ve küçültmeler üretmektedir. Genel olarak, girdi seviyesine göre kret civarında 2.5-3.0 katı büyütmeler gerçekleşmektedir. Artan geliş açısına bağlı olarak ise topoğrafik ivmeler azalmaktadır. Gelen ve kırılarak dönen dalgaların girişimiyle yamaçlarda değişen yüzey tepki genlikleri izlenmektedir. Çalışmanın sonuçları deprem senaryo üretiminden afet yönetimine, alan planlamadan mühendislik uygulamalarına uzanan bir kullanım imkânı sunmaktadır.*

**Anahtar Kelimeler:** Topoğrafik etki, doğrusal olmayan, iki-boyutlu etki, saha büyütmesi

## ABSTRACT

### **Two Dimensional Nonlinear Analysis of Topographical Site Effects On Earthquake Ground Response and Field Observations**

*Cities on active fault regions are located in different surface geographies such as valleys, slopes, hills, foothills, skirts and channels. Propagated seismic waves vary in amplitude, angle of incidence, frequency content, and under unpredictable topographic effects such as channel, wedge, and focus. The effects of all these factors on soil amplification were analyzed parametrically. Site responses produced by the earth structures with different surface slopes under strong and weak seismic forces in cases of linear and non-linear ground behavior conditions were compared for varying frequencies and angles of incidence. Two-dimensional linear/nonlinear amplifications of the site responses are plotted for varying parametric values.*

---

<sup>1</sup> Kocaeli Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kocaeli - kbeyen@kocaeli.edu.tr

*Such presentation might be suitable for future regulations. Depending upon the type of irregularity, interaction of waves produces complex patterns of amplification and deamplification. In general, the amplification near crest of a ridge is found to be of the order of about 2.5-3.0 times the average base acceleration. The topographic acceleration decreases with the increasing incidence angle. Interference between the incident waves and diffracted waves causes differential ground motion along the slope of the topography. The results of the study offer a usage opportunity ranging from earthquake scenario production to disaster management, from site planning to engineering applications.*

**Keywords:** *Topographic effects, Nonlinearity, Two-dimensional effect, Site amplification*

## **GİRİŞ**

Günümüzde depremi ağır hasarlarla yaşayan şehirlerimiz yeni gelişme alanlarında sağlıklı ve depreme dayanıklı yapılaşma arayışı içindedir. Mevcutların dönüşümü rant hesaplarından uzak bilimin sunduğu bilgilerin ışığında yerel özelliklerin oluşturduğu şartlar çalışılarak sağlıklı yapı dönüşümü bir diğer tamamlayan çözüm olacaktır. Son olan 17 Ağustos ve 12 Kasım 1999 depremlerinden sonra Adapazarı ve Düzce ağır bedeller ödeyerek yaşadığı deprem sonrasında yeni yerleşim ve gelişim alanları araştırma ve deprem riskini yeniden değerlendirme çalışmalarında benzer sorunlarla yüzleşti [1]. Şehirlerin gelişme ve imar şartlarını deprem öncesi belirlemek ve doğru çalışılmış ve sonuç olarak doğru seçilmiş yeni alanların kullanıma açılması şehirlerin deprem hasar potansiyelini azaltacaktır. Yerel topoğrafya ve zemin yapısının modellenmesi ve üreteceği tepkilerin hesaplanması olası büyük depremlere göre analizlerinin yapılması ve sonuçların şehir planlama çalışmalarında kullanılması alan bazlı hataların sıfırlanmasında çok önemlidir. Yapılaşma alanlarında yeni projelere çalışma sahasının dinamik davranış büyüklüklerinin yerel yönetim tarafından bilgi olarak sunulması sahaya özel doğru bilgilerle tasarımı özendirirken yeni bilgilerle üretilmiş mühendislik yapılarının hasar riskini minimize edecektir.

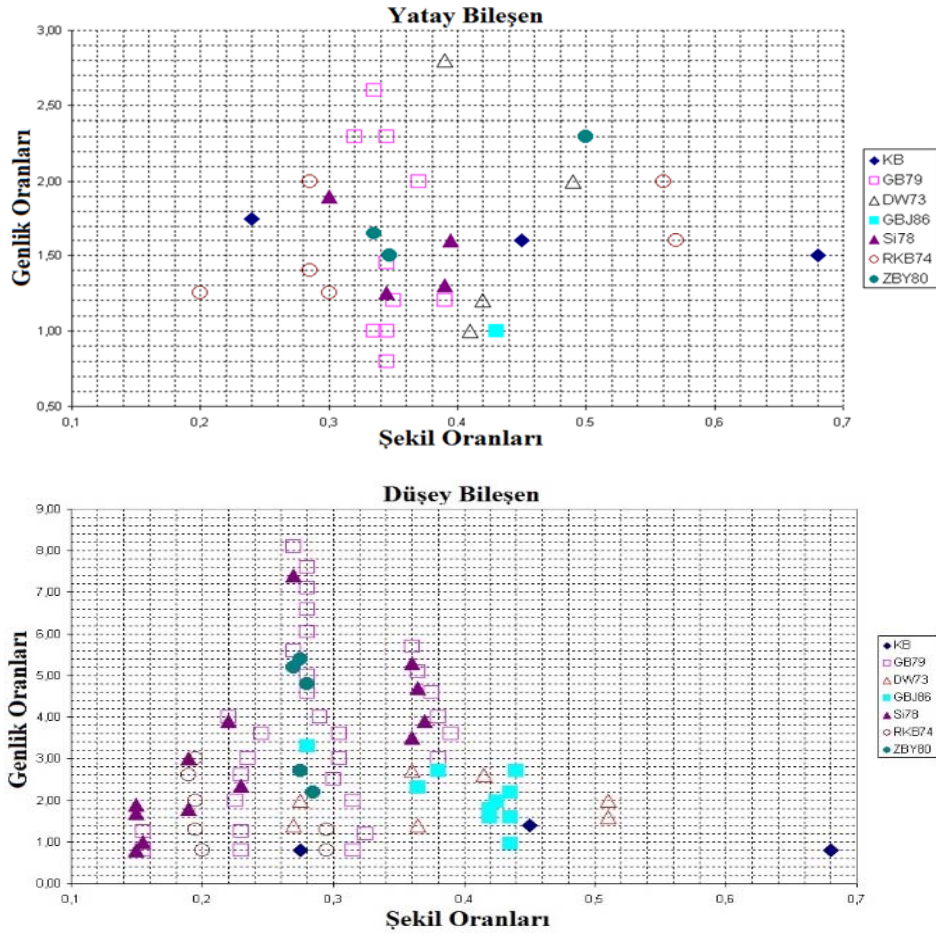
Şehirlerin kurulduğu coğrafyaların ve gelişim alanları vadi, yamaç ve tepelere yayılmasının getirdiği yerel zemin risklerinin yanı sıra topoğrafyanın sunduğu kanal, kama odaklanmaları, vadi baseni, yamaç, tepe, tepe-tepe ve benzeri yoğunlaşma etkilerinin neden olacağı büyütmeler nümerik benzeşim analizleri yapılmadan tahmin edilemeyecek gerçekler olup deprem kaynağı, yayılım ortamı, geliş açısı, deprem enerjisinin büyüklüğü, süresi ve frekans içeriğiyle değişim gösterebilir. Topoğrafik etkilerin yerel tepkileri artırdığı yapılan değişik nümerik modellerle parametrik olarak detaylı çalışılmış, [2, 3], topoğrafik etkilerin deprem hasar riskini ağırlaştırıcı etkisi incelenmiştir. Sonuçların uygulanması yapısal hasarın azalmasına, toplumsal psikolojimizin yükselmesine katkı vereceği gibi, deprem öncesi, anında ve sonrasında yapılacak müdahale ve afet yönetimine ciddi altlık oluşturacak temel bilgiler sağlayacaktır.

Dünyada da benzer şekilde tepe, dağ veya yamaç yüzey yerleşimlerinde yıkıcı bir depremden sonra tepe tabanından daha büyük seviyede hasar tepe zirvelerinde izlendiği rapor edilmiştir. Şehir ulaşım yolları, yerleşimlerin gaz şebekesi, elektrik ve haberleşme altyapısı topoğrafyanın geometrik özelliklerine bağlı olarak ciddi hasarlar alabilmektedir. Gözlemlere örnek olarak Brambati ved. Çalıştığı Friuli, İtalya, 1976 depremi [4], Siro' nun çalışması Ipinia, İtalya, 1980 depremi [5], Çelebi, M.' nin 1985 Şili depremi [6] sayılabilir. Yüzey şeklinin, jeolojik şartların ve zeminin mühendislik parametrelerinin yer hareketine etkileri, [6, 7] numaralı çalışmalarda detaylarıyla bulunabilir. Teorik olarak kurulan nümerik tepe-kret ve konveks yüzey şekilli modeller üzerinde sismik dalgaların büyüme, konkav yüzey şekillerinin ise azalması sebep olduğu sonuçlarına ulaşılmıştır [8, 9]. Literatürde yapılan saha çalışmalarına bakıldığında, kuvvetli yer hareketinin neden olduğu hasar dağılımlarında görülen ani değişim alanları topoğrafyanın etkisiyle açıklanabilmektedir. Ülkemizde şiddeti büyük olan Erzincan, Dinar, Kocaeli ve Bingöl depremleri sonrası yapılan saha çalışmalarında tepe, yamaç, geçiş bölgeleri, tepe kret noktaları

hasarların yoğunlaştığı alanlar olarak dikkat çekmiştir [10-13]. Ayrıca bu depremlerdeki saha gözlemlerime dayanarak; 1) 1995 Dinar depreminde yamaçta bulunan Santral sokaktaki hasar aşağı ve yukarı kotlardaki paralel sokakların hasarlarının birkaç katı olmasında etkenin topoğrafya olması; 2) 2003 Bingöl depreminde, şehir merkezinin kurulu olduğu büyük teras düzlükleri bölerek geçen Çapakçur ve Gayıt sularının açtığı kanalların her iki yakasında (kret bölgelerinde) yer alan mahallelerdeki hasarların kanyondan geriye düzlüklere doğru uzaklaşıldıkça azalması benzer şekilde topoğrafik etkinin azalmasının işaretleridir; 3) 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminde deprem merkezinden 100 Km. uzakta İstanbul' un Avcılar bölgesinde sadece yamaç ve zirve (kret) bölgesindeki mahallelerde (Gümüş Pala Mah., Deniz Köşklere Mah. Ambarlı Mah., Firuzköy Mah., Cihangir Mah., ve Avcılar Merkezi) oluşan 274 can kaybı (Aletsel büyüklüğü 3 civarı öncü şoklarda insanlar evleri terk ettikleri için can kaybı az olmuştu) ve büyük yapı hasarları (Hasarsız 940 bina; Yıkık: 28 Bina; Az Hasarlı:1064 Bina; Orta Hasarlı:491 Bina; Ağır Hasarlı: 455 Bina) ve 4) 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminde Adapazarı merkezinde yer alan Serdivan tepesi hasarları topoğrafik etkiler ile açıklanabilir. Tarihi depremlerde aletsel kayıtlarla topoğrafik etki çalışmalarının ilk örnekleri mevcuttur [14-18]. Mevcut yapı tasarım yönetmelikleri sahada gözlenen topoğrafik büyütme dikkate almamaktadır. Oysa, iki-boyutlu topoğrafik düzensizliklerin tepki analizleri için hesaplama algoritmaları ve bunların uygulama yazılımları doğrusal ve doğrusal olmayan yaklaşımlarla homojen yarı-sonsuz ortamlar için yürütülebilmektedir. Kullanılan yöntemler arasında, sonlu farklar yöntemi [19-20], sonlu elemanlar yöntemi [21], integral denklem yöntemi [22], sınır elemanlar metodu [23], ve ayrık dalga sayısı yöntemleri [24-25] sayılabilir.

Tepe yapılarında büyütme oranları zirve/tabana büyütme değerleriyle zaman tanım alanında geometrik şekil katsayısı ( $r$ ), yükselti (dağ, tepe vb.) büyüklüğü  $h$  ile yükseltinin taban genişliği oranlanarak ( $h/L$ ) izlenmektedir. Louis [26] zirve taban oranını etkileyen iki hususun; (1) tepede oluşan geniş-bant büyütme gelen dalganın dalga-boyu ( $\lambda$ ) ile tepe yapının taban genişliğiyle ( $L$ ) göreceli değiştiğini; (2) Tepe yapı tabanı ( $L$ )' de büyüme/küçülme dönüşümü küçük frekanslarda küçülmeden başladığı ve bu ilk P dalgasının dışarıya kırılan dalgalarla yaptığı girişim ile açıklanmıştır [25, 27]. Bu yüzden maksimum zirve/tabana spektral oran değeri tepenin taban genişliği ( $L$ )' den daha büyük dalga boylarının ( $\lambda$ ) oluştuğu frekanslarda izlenir ve Louis' in bir çalışmasında [26] açıkladığı gibi artan şekil katsayısı ( $r$ ) ile göreceli olarak bu maksimum değerlere yükselmektedir. Diğer taraftan, büyütmenin gelen P dalga cephesinde S' ye göre düşük olduğunu; Düzlem içi yatay yayılan (P-S<sub>v</sub>) dalgaları, düzlem dışı gelen (S<sub>H</sub>) dalgalarına göre daha fazla büyütme oluşturduğunu; Genlik ve fazın dağın eğimli yüzeyinde (yamaçta) hızlı değişerek büyüyen hareketler ürettiği Louis çalışmasında [26] açıklamıştır. Griffiths ve Bollinger [28] zirve ve tabanda 137 deprem kaydıyla izlediği altı topoğrafik yapıda tepede kaydedilen sismik hareketlerin tabana göre yüksek olduğunu bildirmiştir. Küçük topoğrafik yapılarda zirve/tabana spektral oranın 10 katı aştığı gözlenmiştir [29].

Geçmiş çalışmalarda ve bu çalışmada topoğrafik şekil oranlarının bir fonksiyonu olarak tepki hikayelerinin tepe değerleriyle zirve/tabana oranları alınarak hesaplanan büyütme Şekil 1' de çizdirilmiştir. Dolu ve açık simgeler sırasıyla hesaplanan ve gözlenen depremlerdir. Görüldüğü gibi katman coğrafyasının teorik yaklaşım uygulanarak yürütülen analizlerinde zirve/tabana büyütme farklı depremler için 1.7 ile 3.4 bandında çok geniş dağılım göstermektedir. Büyütmenin yatay bileşende düşeye göre büyük olduğu ve tepenin tabana göre fazla büyüttüğü her deprem için kesin söylenebilir. Dalga boyu ile topoğrafik yapı taban genişliği oranının verdiği frekansa yakın oluşan büyütme frekansı bir tutarlılık göstergesi olarak değerlendirilebilir. Topoğrafyanın üç boyutlu olması, alt katmanların düzensizliği, komşu topoğrafyalarla dalga girişimleri gibi birçok etken farklılıklara sebep olabileceği düşünülmektedir.



**Şekil 1** - Geçmiş ve mevcut çalışmalarda zirve/tabán büyütmeleri. Simgeler: □GB79 = Griffiths ve Bollinger, 1979; △ DW73 = Dawis ve West, 1973; ■ GBJ86 = Griffiths ve Bollinger,1986; ▲ Si78 = Sills, 1978; ○ RKB74 = Rogers vd., 1974; ● ZBY80 = Zhenpeng vd., 1980; (Louis vd.,1988' den üretilmiştir), ◆ KB=Kemal Beyen.

## AMAÇ

Yerel topoğrafya ve zemin yapısının modellenmesi ve üreteceği tepkilerin hesaplanması olası büyük depremlere göre analizlerinin yapılması ve sonuçların şehir planlama çalışmalarında kullanılması alan bazlı hataların sıfırlanmasında çok önemlidir. Topluma yansıyacak fayda güvenli yeni yapı sayısının artmasıyla açıklanabilecektir. Yapılaşma alanlarında yerel yönetimlerin yeni proje çalışma sahalarının dinamik davranış parametrelerinin yanı sıra yerel topoğrafik büyütme de saha bilgisi olarak sunması mühendislik yapılarının hasar riskini minimize edeceği gibi şehircilik açısından alan kullanımlarının planlanmasına da katkı verecektir. Bu amaçlar doğrultusunda farklı topoğrafik yüzey modelleri davranışa etki eden parametrelerin farklı değerleri için iki boyutlu doğrusal olmayan analizlerle çalışıldı. Karakteristik değerleriyle sonuçlar belirli yüzey yapıları için tablo-grafik çizimlerle sunuldu.

## TEORİK TOPOĞRAFİK MODELLERLE ÇALIŞMA

Zemin ortamının davranışını analiz etmek amacıyla zeminin doğrusal olmayan davranışını ve düzlem-birim-şekil-değiştirme ve toplam gerilme yaklaşımını kullanarak iki boyutlu çözümleme

yapan bir bilgisayar programı geliştirilmiştir. Program sonlu eleman uygulaması içinde sonlu farklar yaklaşımıyla çözüm yapmaktadır [3, 30]. Değişik yüzey topoğrafyaları tepe ve yamaç olmak üzere  $45^\circ$ ,  $26.56^\circ$  ve  $14.03^\circ$  eğimlerinde; zemin kütlelerinin ise sonlu farklar elemanının merkezinde yığılı olduğu kabul edilerek yatay ve düşey serbestliğe sahip düzlem içi zorlanan nümerik modeller olarak Şekil 3a ve 3b' de görüldüğü gibi gerçek coğrafyada olabilecek sekiz yüzey yapısı modellendi. Şekil oranı H/L ve eğimlerin oluşturduğu modeller Çizelge 1' de sunulmuştur. Bu çalışmada örnek olarak alınan modellerin sonuçları kuvvetli (doğrusal olmayan davranış modeli) ve zayıf yer hareketi (doğrusal davranış modeli) etkisinde değişen frekans içeriği ve geliş açıları için karşılaştırmalı olarak tartışılmıştır. Her bir model 5 saniyelik girdi hareketi altında her bir değişen parametre değerinin tepkiye etkisi 20 saniyelik analiz süresi boyunca ivme, hız ve yer değiştirme cinsinden zaman geçmişleri hesaplandı ve ileri analizler için kullanıldı. Fourier spektral oranları, ivme zaman geçmişlerinin yatay tepe ivmelerinin oranı ve maksimum yatay ivme kontur zarfları parametrelerin etkisinin görülmesi için sunulmuştur.

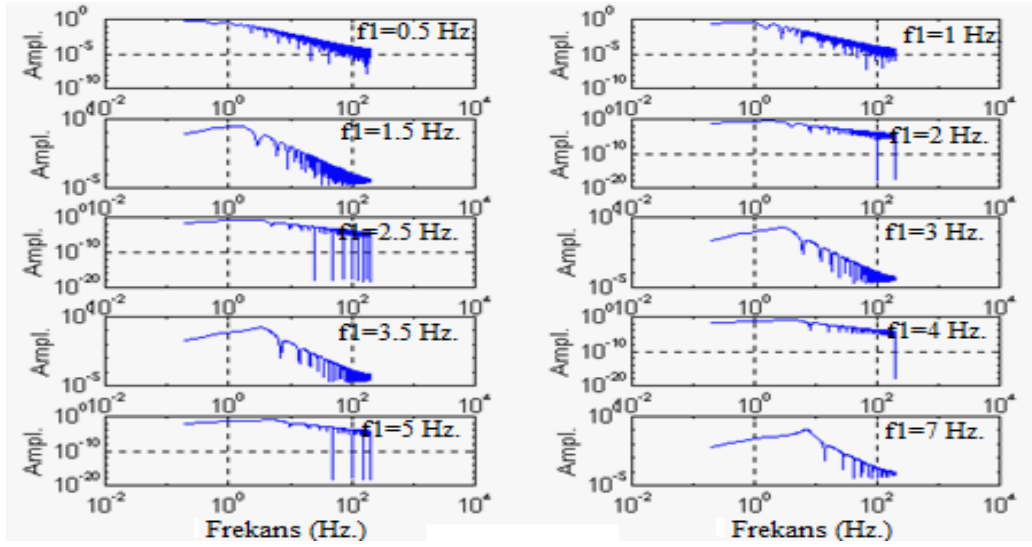
Sonuçlar ait olduğu topoğrafik modeli göstermek için sekiz karakterden oluşan kodla isimlendirildi. Kodlamada, ilk iki karakter model isimlerini D1, D2 gibi, üçüncü karakter depremin kuvvetli, S veya zayıf, W olduğunu, 0' dan 9' a kadar değişen dördüncü karakter on değişik hâkim frekans (0.5, 1., 1.5, 2., 2.5, 3., 3.5, 4., 5. ve 7. Hz.) depremlerin gösterimi için kullanıldı. Beşinci karakter H veya V kullanılarak sırasıyla yatay veya düşey bileşenleri ve etiketin sonuncusu ise 0' dan 5' e kadar değişen rakamları sırasıyla geliş açıları olan  $0^\circ$ ,  $15^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $60^\circ$  ve  $75^\circ$  değerlerini ifade etmektedir. Nonliner zemin davranışının modellenmesinde dağ ve tepe formasyonları için, yumuşak kayalarda birim kütle yoğunluğu,  $\rho$   $2200 \text{ kg/m}^3$ , drenajlı kesme mukavemeti  $S_u$   $7.92E5 \text{ Kg/m}^2$ , Kayma dalgası hızı,  $V_s$   $600 \text{ m/sn.}$ , basınç dalgası hızı,  $V_p$   $2500 \text{ m/sn.}$  ve Poisson oranı 0.46 olarak hava ile temasta kalmış kum kayaları için alındı. Yamaç kayaçları için birim kütle yoğunluğu,  $\rho$   $2700 \text{ kg/m}^3$ , kayma dalgası hızı,  $V_s$   $2000 \text{ m/sn.}$ , basınç dalgası hızı  $V_p$   $3500 \text{ m/sn.}$  olarak alındı. Zemin ortamı homojen, izotropik yatay katmanlar kaya üzeri tabakaları olarak oluşturuldu. Geometrik kesitler düzlem zorlanan modeller olarak alınıp düşey ve yatayda 5 metrelik sonlu fark elemanlarıyla yer yapısı 1100 m. ve 150 m. yükseklikler arasında iki boyutlu modellendi. Stabil bir analiz için 0.0025 sn. zaman adımları denemeler sonucu seçilerek simülasyonlar yürütüldü.

**Çizelge 1 - Çalışılan Yüzey Şekillerinin Özellikleri**

MODEL ADI	SOL EGİM AÇISI	SAG EGİM AÇISI	Hsol/Lsol	Hsağ/Lsağ
D1-Tepe	$45^\circ$	$45^\circ$	0.72	0.72
D2-Tepe	$26.56^\circ$	$26.56^\circ$	0.46	0.46
D3-Tepe	$26.56^\circ$	$45^\circ$	0.46	0.72
D4-Tepe	$14.03^\circ$	$14.03^\circ$	0.25	0.25
D5-Tepe	$14.03^\circ$	$45^\circ$	0.25	0.81
D6-Yamaç	$45^\circ$		0.72	
D7-Yamaç	$26.56^\circ$		0.46	
D8-Yamaç	$14.03^\circ$		0.25	

Kuvvetli ve zayıf hipotetik deprem hareketi eksponansiyel azalan sinüs genlikleri 300 mg ile kuvvetli yer hareketi (doğrusal olmayan davranış) ve 5 mg ile zayıf yer hareketi (doğrusal davranış) simülasyonlarda kullanıldı.

$$f(t) = e^{-k.dt} \cdot \text{Sin}(2. \pi. k. dt) \quad (1)$$



Şekil 2 - Simülasyonlarda kullanılan, farklı hâkim frekans yer hareketi modellerinin FAS spektrumları [2]

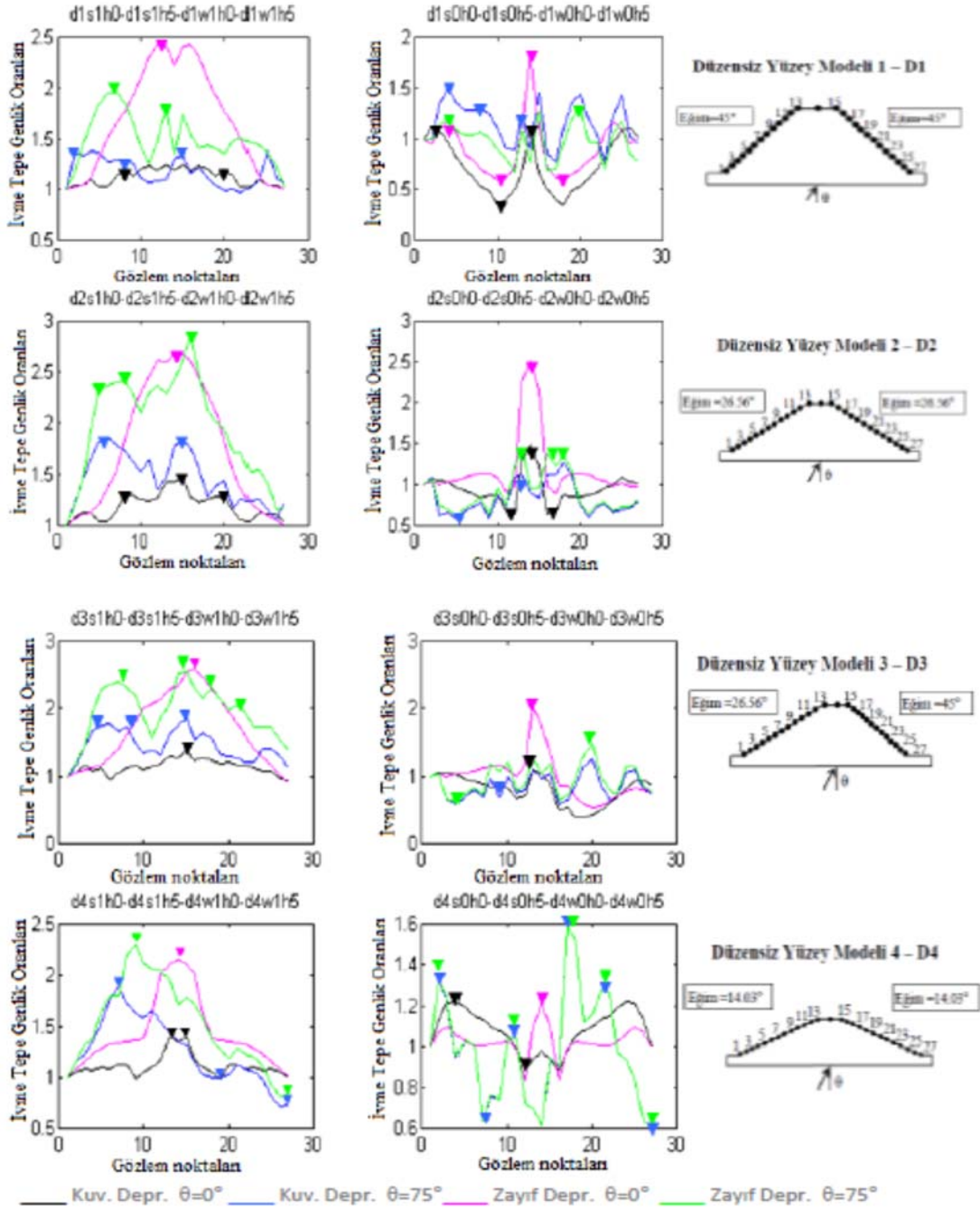
## TOPOĞRAFİK BÜYÜTMELER

Çalışma parametrelerinin değişik yüzey eğimleri altında yer yüzeyi tepkileri Şekil 3' de çizilmiştir. Tepe modellerin düşey gelen küçük hâkim frekans (sol kolon) ve yüksek hâkim frekans (sağ kolon) girdi kuvvetleri için yapılan doğrusal analizler maksimum tepkileri genellikle tepe bölgesine yığmıştır. Geliş açılarının büyümesi ise küçük hâkim frekanslı zayıf girdi kuvvetlerinin ürettiği maksimumları eteklere kaydırırken, yüksek hâkim frekanslı zayıf girdi kuvvetlerinin ürettiği büyük azalım katsayılarını yamaçlara kaydırmış ama maksimum büyütmeler yine tepe bölgesinde oluşmuştur. Aynı modellerin aynı şartlarda kuvvetli yer hareketi altında (doğrusal olmayan davranış) 1 ile 1.5 katı arasında büyütmeleri küçük hâkim frekanslı yer hareketinde tepe noktasında verirken, yüksek hâkim frekanslı yer hareketi benzer davranmış ve maksimumlar bütün modellerde tepe de yoğunlaşırken, küçük yamaç eğimiyle D4 farklı davranmıştır. En büyük geliş açısı altında küçük hâkim frekans modellerde yüksek büyütmeye yaparken, büyük hâkim frekans küçük amplifikasyonlar ve azalmalar üretmiştir.

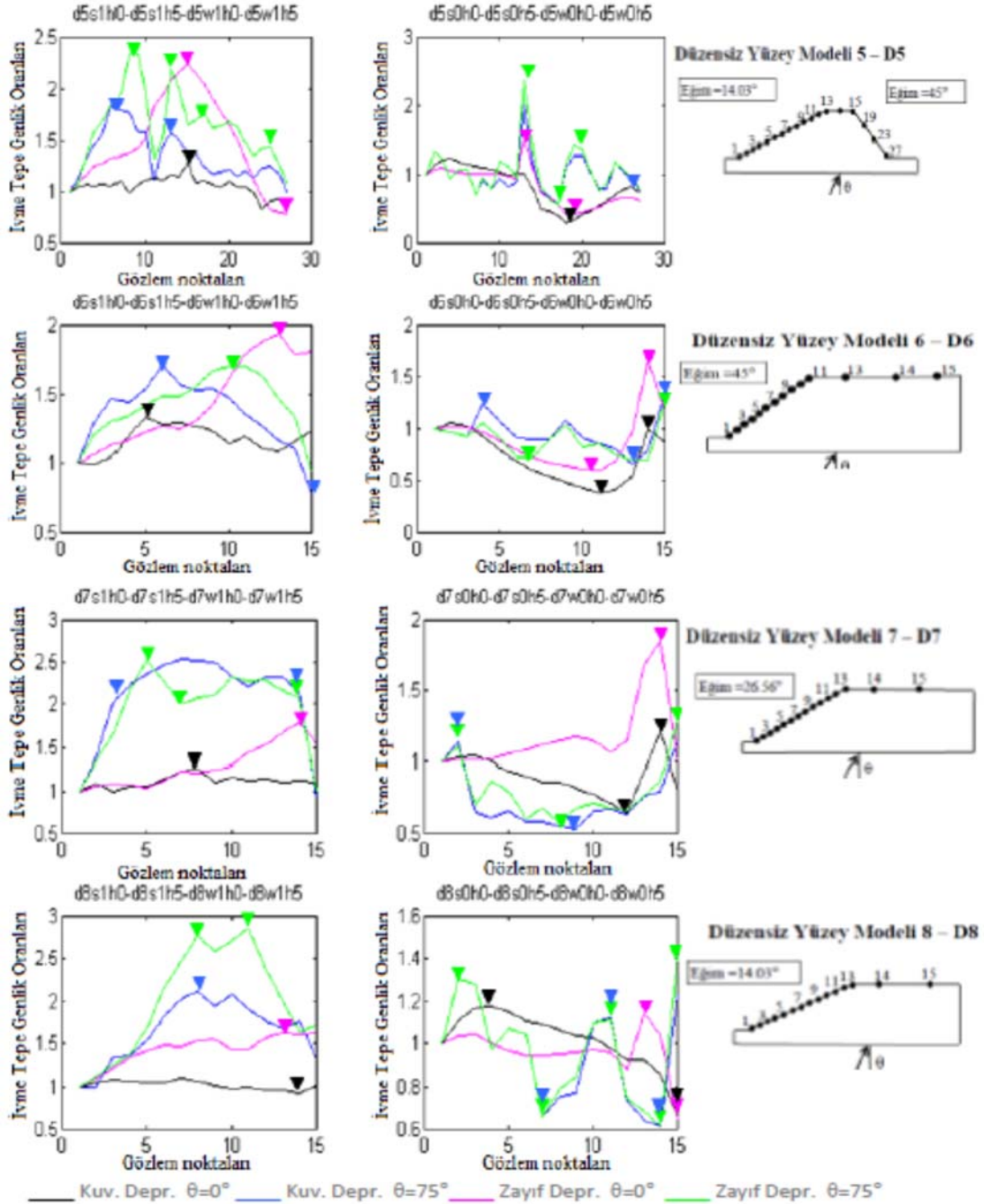
Benzeşim çalışmalarının farklı yüzey yapısı düzensizliklerine örnek modelleri ve üzerindeki gözlem nokta yerlerine uygun maksimum tepe-taban genlik oranları değişik geliş açıları için Şekil 3a ve 3b' de çizdirilmiştir. Saha kullanımına veri sağlayacak büyütmeye oranlarıyla ilgili tartışma ve yorumlar Beyen' in çalışmasında [2] bulunabilir. Özetlenecek olursa; Model D1, doğrusal davranış içinde yer hareketinin frekans yapısına hassaslık göstermiştir. Düşük hâkim frekanslı deprem yüksek hâkim frekanslı depremin yüksek genlik oranlarını aşağıya çekmiştir. Geliş açısının artmasıyla yüksek ve düşük hâkim frekanslı depremlerin büyütmeye oranları arasındaki fark azalmıştır. Doğrusal olmayan analiz ise doğrusal tersine yüksek hâkim frekanslı deprem kuvveti altında büyütmeye oranlarını göreceli olarak artırmıştır. Model D2 doğrusal davranışta bütün deprem girdileri için benzer genlik oranları vermesine rağmen doğrusal olmayan analiz değişken hâkim frekans yapıları yer hareketine farklı büyütmeye oranları vermiştir. Model D3, doğrusal analizlerde, küçük geliş açılı düşük hâkim frekanslı yer hareketi, yüksek frekanslılara oranla daha yüksek büyütmeye oranı vermiştir. Doğrusal olmayan koşullarda, model D3 küçük geliş açıları altında doğrusal sonuçlarla benzerlik gösterirken, 15°'den büyük geliş açılarında düşük büyütmeye oranları vermektedir. Model D4, 45°' den küçük geliş açıları altında düşük hâkim frekanslı yer hareketi, yüksek frekanslılara oranla nispeten yüksek büyütmeye oranını doğrusal analizlerde vermektedir. Doğrusal olmayan analizlerde ise, yüksek büyütmeye oranları yüksek



hâkim frekansa aynıdır. Model D5, doğrusal analizlerde bütün depremler için benzer genlik oranlarını geliş açılara bağlı olarak veriyor. Doğrusal analizde, 30°' e kadar geliş açılı düşük hâkim frekanslı deprem girdisinde benzer oranlardadır. Doğrusal olmayan analizde, yüksek hâkim frekans yapıda fark edilebilen değişik genlik oranları vermektedir. Model D6, doğrusal analizde düşük hâkim frekanslı yer hareketi için yüksek büyütme oranı verirken D6' nın yer hareketi hâkim frekanslara hassas olduğunu tepki farklılıklarından anlıyoruz. 45°'den büyük geliş açılı altında bütün girdi hareketine doğrusal olmayan analiz yakın büyütme oranları vermektedir. Model D7, doğrusal ve doğrusal olmayan analizde, yüksek hâkim frekans muhteviyatlı depremler



yüksek büyüme oranları vermekle beraber, doğrusal analiz yüksek ve düşük hâkim frekans muhteviyatlı depremlerin tepki genliklerinin oranlarında büyük fark üretmemiştir. Model D8, 45° 'ye kadar ki geliş açılı depremlerde doğrusal analiz yüksek büyüme oranları vermekle beraber düşük hâkim periyodu olan depremler yüksek hâkim periyoda sahip depremlere oranla daha yüksek oranda etkilenmektedir. Doğrusal olmayan analiz ters yönde bir davranış sergiliyor.



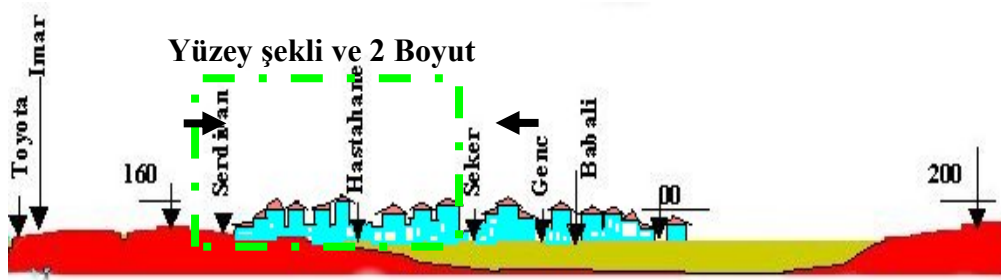
Şekil 3b - Değişik yüzey şekillerinin yatay ivmelerin taban değerine oranları, büyüme katsayıları



**Çizelge 2 - İstasyonlarda kaydedilmiş Kocaeli depremi aletsel büyüklüğü 3.6 üstü artçılarının izleme profil yönü KG yatay bileşenlerinin maksimum değerleri [2]**

TARİH	MAG.	BOYL.	ENL.	DEPR. MERK.	K-G İVME BİLEŞENLERİ (mg)						
					Toyota 1410	İMAR 1415	SERDİVAN 1409	Hastane 1417	Şeker 14303	Genç 16755	Babalı 1411
30-08-99	4	40.79	30.53	Akyazi-Adap.	10	9	12	25			
31-08-99	5.2	40.75	29.92	Izmit	20	24	39	45			50
31-08-99	4.6	40.78	29.96	Izmit		10	15	11			17
01-09-99	3.7	40.81	29.96	Izmit		2	3				4
02-09-99	4	40.73	30.82	Hendek-Adap.	4	8	15				9
05-09-99	4.2	40.69	30.54	Akyazi-Adap.	9	7	7	7			5
09-09-99	3.6	40.68	30.59	Akyazi-Adap.	3	6		10			6
13-09-99	5.8	40.77	30.1	Izmit	51	54	212	71	144	70	90
17-09-99	4.5	40.72	30.1	Sapanca-Adap.	12	78	141	45	73	34	50
19-09-99	4.2	40.64	30.52	Akyazi-Adap.	26	33	41	102	41	30	28
24-09-99	3.8	40,80,	30,29	Adapazarı	22	26	67	9	24	12	10
29-09-99	4.8	40,7	29,34	Yalova	15	14	39		50	32	23

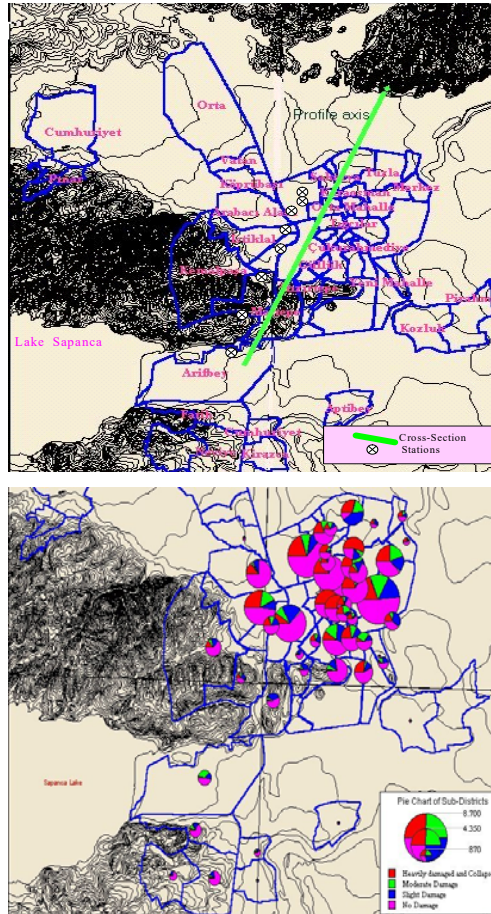
Yamaç başlangıcında yer alan İMAR istasyonu ile kret bölgesinde konumlanmış artçı istasyon SERDİVAN ve hemen Serdivan'ın eteğinde basen çanağı kenarında bulunan HASTANE veya Güney eteğindeki TOYOTA kayıtları mukayese için kullanılmıştır. Şüphesiz deprem merkezine mesafe, yayılım yolu, depremin büyüklüğü ve frekans içeriği gibi faktörlerin etkisini göz önünde bulundurarak Çizelge 2'ye bakarsak, küçük depremlerde, İMAR ile hemen eteğinde yer alan TOYOTA veya basen kenarında yer alan HASTANE zaman tanım alanında yakın deprem büyüklükleri üretirken, ortalama 0.9-1.2 büyütme ve ortalama 0.25-0.5 küçültmeleri bazı depremlerde gerçekleşmiştir. SERDİVAN bu istasyonlara göre 1-2.7 arası büyütme yapmıştır. Kuvvetli yer hareketi olabilecek 5.8 aletsel büyüklüğü olan 13 Eylül 1999 depreminde kret civarında bulunan SERDİVANIN 4 katına çıkan büyütme oranı çok dikkat çekicidir. Şekil 7' de profil boyunca kaydedilen ve geoteknik modelden hesaplanan hız zaman hikayelerinin dalga formu, genlik ve periyodik yapı tutarlılığı, örneğin Deprem 1 kaydı olmayan Şeker, Genç ve Babalı istasyon kayıtlarının yerine kullanılabilme fırsatını bize sunmaktadır.



**Şekil 5 - 11 Km. uzunluğunda Sakarya ovasını kesen Güney Kuzey profilin iki boyutlu doğrusal olmayan nümerik Sonlu Farklar Geoteknik Modeli, Güney ucunda yer alan İmar ve Serdivan gibi tepelerin artçı deprem kayıtlarıyla örtüşmektedir [2].**

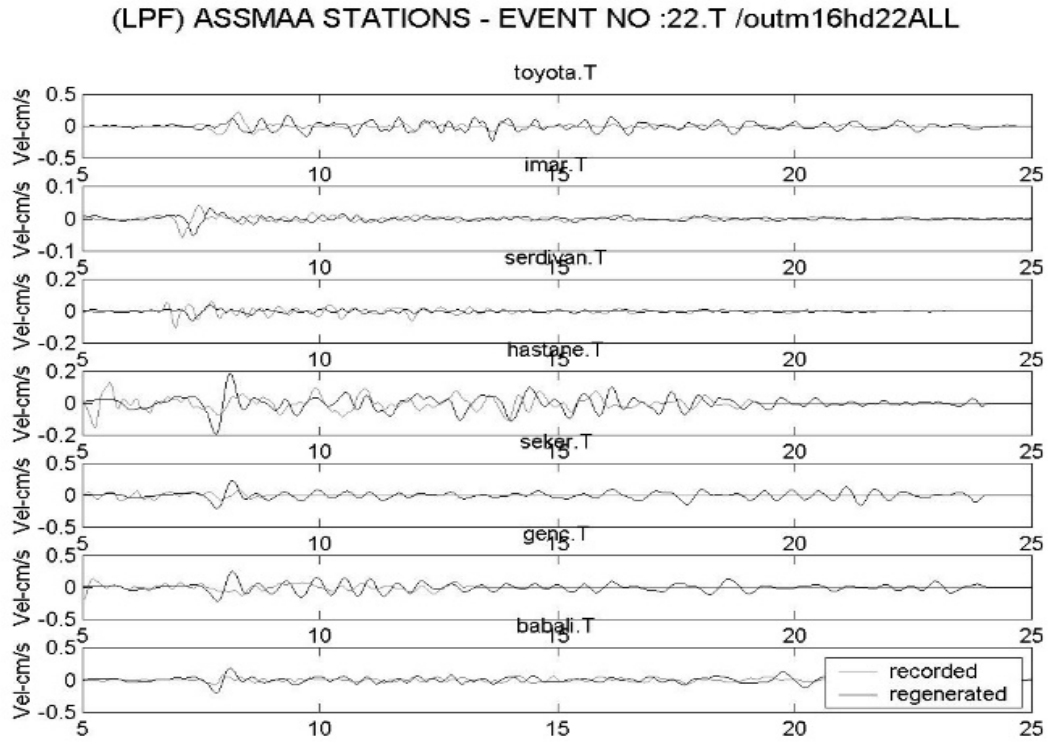
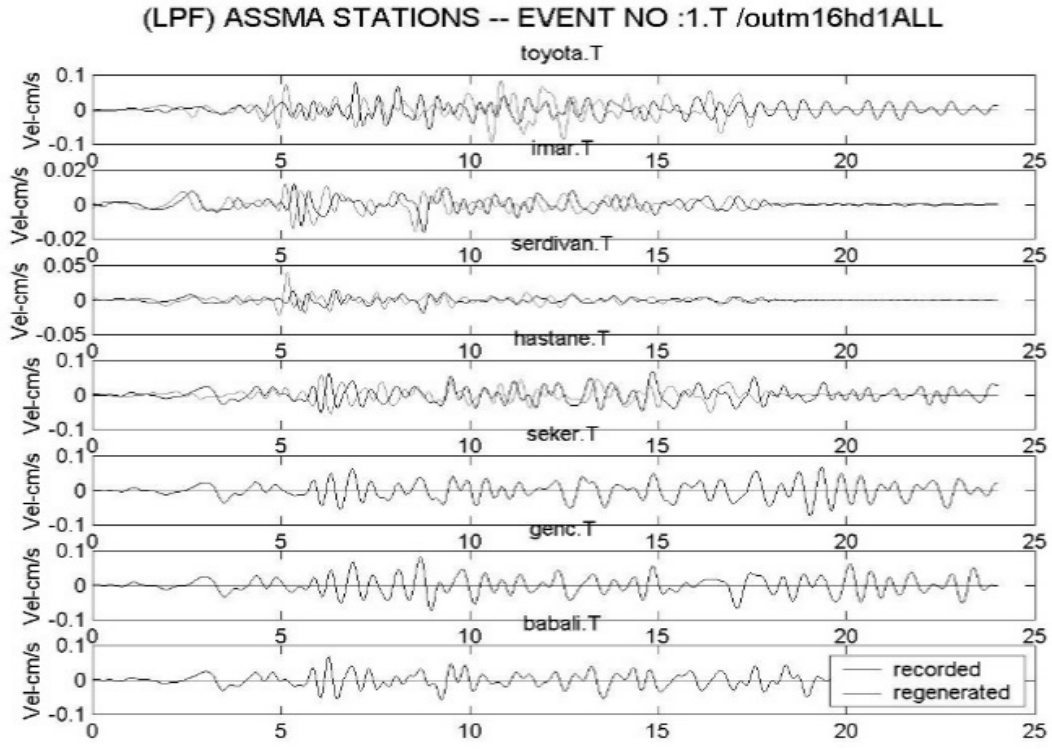
Benzer şekilde İMAR' a göre SERDİVAN'ın büyütme oranlarını Şekil 7' de görüldüğü gibi frekans tanım alanında inceleyecek olursak, 4.5, 4.6, 4.8 ve 5.8 'lik büyük depremlerin 1Hz' in altında 1 katı veya az ortalama amplifikasyonlar yaparken, 2Hz' in üstünde 5 ila 20 katı

büyütmeler İMAR ile göreceli olarak gözlenmiştir. Deprem merkezine yaklaşık aynı mesafede biri yamaç eteğinde diğeri kret civarında olan istasyonların birbirine göre 4.5 ve üstü depremlerde görülen büyütmelerin nedeni topoğrafyadır. 4.2 aletsel büyüklüğe kadar kaydedilen küçük depremler 1 Hz' in altında nispeten büyüme, 1 Hz' in üstünde ise en fazla 2 katı civarı bazı frekanslarda büyüme yaparak, zaman zaman ise küçültmelerle 1 civarında salınması, küçük depremlerde topoğrafik etkinin gelen depremin frekans muhteviyatına kuvvetle bağlı olduğunu göstermektedir. Şekil 6' da görüldüğü gibi, genelde yerel tepkinin frekans içeriği genlik ortalamasından geçen yaklaşık bir değer etrafında kuvvetli salınımlarla frekans eksenini boyunca davranış sergiliyor. Yüksek frekans bölgesinin düşük frekans bölgesine göre daha zengin olması ise topoğrafik etkinin girişim ve kırılımlar altında gerçekleştiğini göstermektedir. Bu özellikleri SERDİVAN' ın İMAR' a göre göreceli oranlanmasından güçlü olarak Şekil 6, Şekil 7 ve Çizelge 2' de da görüyoruz. Ayrıca, geoteknik model analizleriyle hesaplanan profil üstü istasyonlarının zaman hikayelerinin maksimum genlik oranları Şekil 7' de görüldüğü gibi hesaplanacak olursa benzer büyütmeler elde edilebilmektedir.

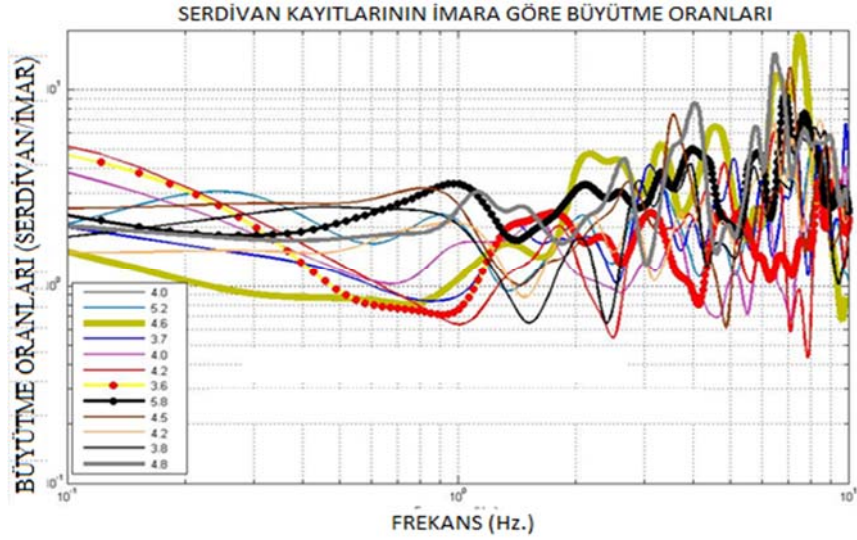


**Şekil 6** - Adapazari yerleşimleri ve yerel topoğrafik haritası, hasarlı bölgelerden geçen K-G profil üzerinde konumlandırılmış 8 ivme ölçer artçı istasyonları [2]' den alıntıdır.

Deprem 1 kayıtları olmayan Şeker, Genç ve Babalı istasyonları için yürütülen simülasyon çalışmalarının öngördüğü sentetik yerel tepkiler kaydedilememiş olan gerçek deprem yerel tepkilerin yerine yüksek güvenilirlikle kullanılabilir. Burada dikkat edilecek detay geoteknik modelin üretebileceği simülasyon frekansıdır. Geoteknik modelin üretebileceği simülasyon frekans eşiği olan 50 Hz' den daha yüksek frekanslar geoteknik modelin hesaplanan kayıtlarından süzdürülerek uzaklaştırılmıştır.



Şekil 7 - Profil boyunca kaydedilen ve geoteknik modelden hesaplanan hız zaman kayıt örneği 1 numaralı (üst) ve 22 numaralı (alt) depremlerin T bileşeni için örnek olarak çizilmiştir.

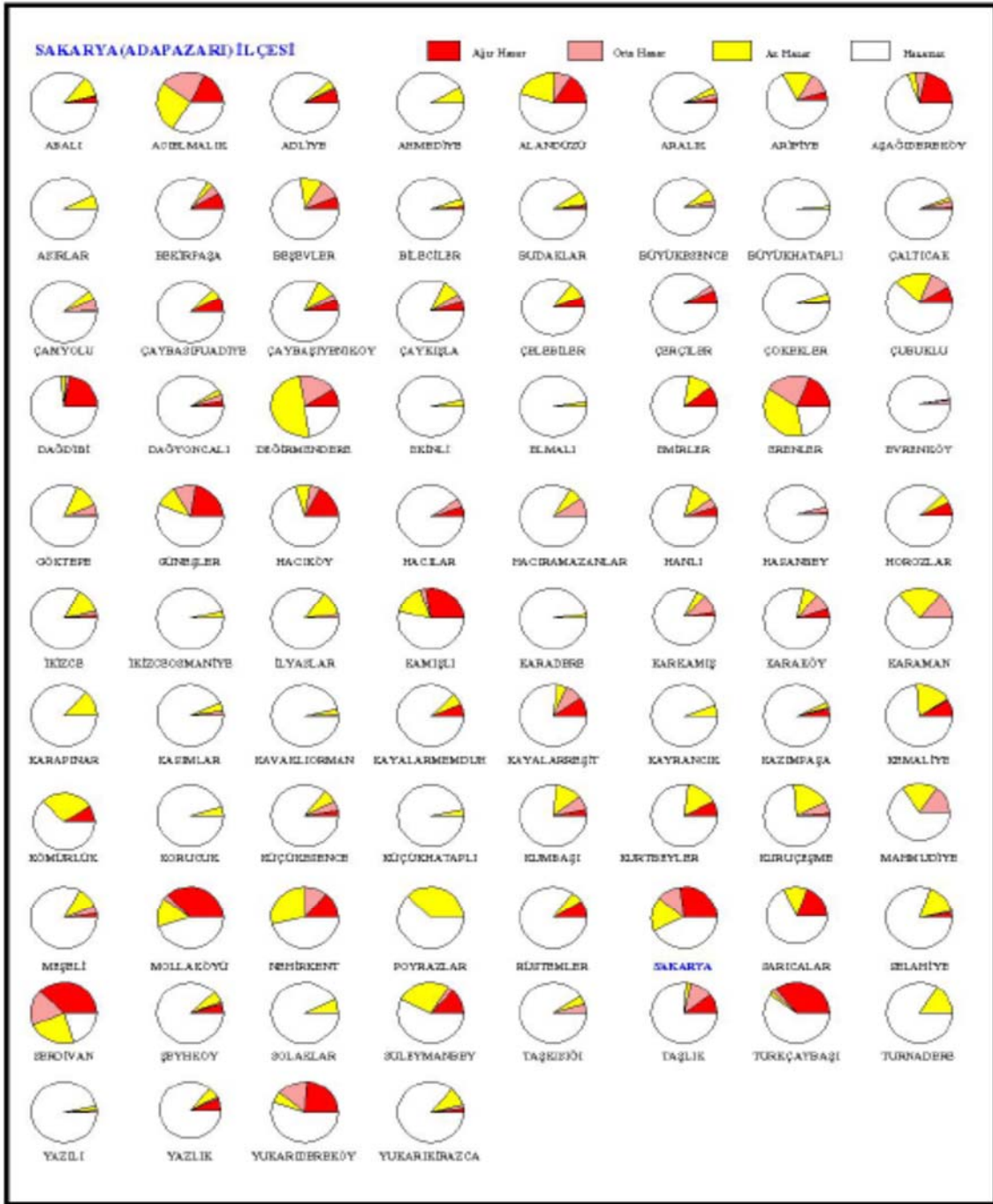


**Şekil 8** - Etek istasyon İMAR' a göre kret bölgesi istasyonu SERDİVAN' ın büyütme oranları kalın çizgiyle gösterilenler 4.5 ve üstü depremler, ince çizgiyle gösterilenler 4.2 aletsel büyüklüğü ve altında gelişen depremlerdir. Kare siyah çizgili 5.8 ile güçlü depremi, kare açık çizgiyle 3.6 ile küçük depremi göstermektedir.

**Çizelge 3** - Parametrik model çalışmasından çarpıcı sonuçlar

Geliş Açısı		@ 0 derece		artan eğimlerde		@ 75 derece	
Yer Hareketi		Amp. Oranı	Amp. bölg	Amp. Oranı	Amp. bölg	Amp. Oranı	Amp. bölg
Zayıf (Lineer)	@ F1	yüks Amp	Tepe-Kret	makslar	eteklere iniyor		
	artan F1	yüks Amp	Tepe-Kret	makslar, diampf ve kompleks patenler	tepede, eğimli yüzeylerde		
Kuvvetli (NonLin)	@ F1	1,0 - 1,5	Tepe-Kret			yük. Amp., en yüksek	kenarlarda @ 75 derece
	artan F1	ort. Amp diampfik., yalnız D4 farklı 1.2, zayıf deampf	Tepe-Kret, kenarlarda, yüzeylerde ve @tepe	küçük büyütme ve diampf	bütün tepe modellerin eğimli kenarları boyunca		

Yamaç Modeller'in Yatay Bileşenleri							
Geliş Açısı		@ 0 derece		artan eğimlerde		@ 75 derece	
Yer Hareketi		Amp. Oranı	Amp. bölg	Amp. Oranı	Amp. bölg	Amp. Oranı	Amp. bölg
Zayıf (Lineer)	@ F1	1,7 katı	Tepe-Kret	2,5 - 3	yamaçlarda		
	artan F1	6 katı	Tepe-Kret	amp.'dan diampfikasy ona dönüşüyor	yamaçda		
Kuvvetli (NonLin)	@ F1	zayıf ampl	yamaçda	2,0 - 3,0	yamaçlarda		
	artan F1	yüksek Amp	yamaçda	amp.'dan diampfikasy ona dönüşüyor	yamaçlarda		



Şekil 9 - Rakamsal verilerle Sakarya (Adapazarı) ilçesinde meydana gelen hasarların oransal dağılımı [32].

Şekil 9' da verilen bir başka çalışmada, rakamsal verilerle Sakarya (Adapazarı) ilçesinde meydana gelen hasarların oransal dağılımı Özen, B.' nin bir çalışmasında [32] TDV tarafından yayımlandı. Serdivan yapı stok pastası incelendiğinde, az, orta ve ağır hasar büyük bir pay tutarken, pastada hasarsız yapı dilimi oransal olarak çok küçüktür. Serdivan yapı stok pastası alttan ikinci satır başında en ağır tabloyla görülmektedir [32]. Çizelge 3' de yapılan parametrik çalışmanın genlik oranlarının büyümesi ve büyüme frekanslarının geliş açısı ve yamaç eğimleriyle olan etkileşimi



özetlenmiştir. Yamaç eğiminin azalması topoğrafik büyütme azaltırken, geliş açısının artması bazı bölgelerde büyütme bazı yerlerde azaltmaya sebep olduğu gözlenmiştir. Çizelge 4’ de ise 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depreminin büyük ve küçük artçılarının kaydedilmiş zaman tanım alanı büyütme oranları ana fikri destekleyen gerçek kayıt değerleri olarak özetlenmiştir. Çizelge 4’ den görüleceği gibi bir tepenin kuzey tepe yamacı (Serdivan) ve güney tepe üstünde bulunan (İmar) kayıtları ve güney etek düzlüğü (Toyota) ile Kuzey etek düzlüğünde basen kenarında yer alan Hastane kayıtlarının genlikleri değişik ölçekteki artçılar için mukayese edilirse Serdivan / Hastane büyük depremlerde sistematik büyütme sergilememekle beraber yaklaşık 3 katı büyütme 4.5 ve 5.8 ‘lik depremlerde göz ardı edilmemelidir. Kret/Tepe üstüne örnek olabilecek Serdivan/İmar 1.5 -2 katı oran ile kret noktasından tepe üstüne doğru ilerlendiğinde küçülme simülasyonlarla benzerlik göstermektedir.

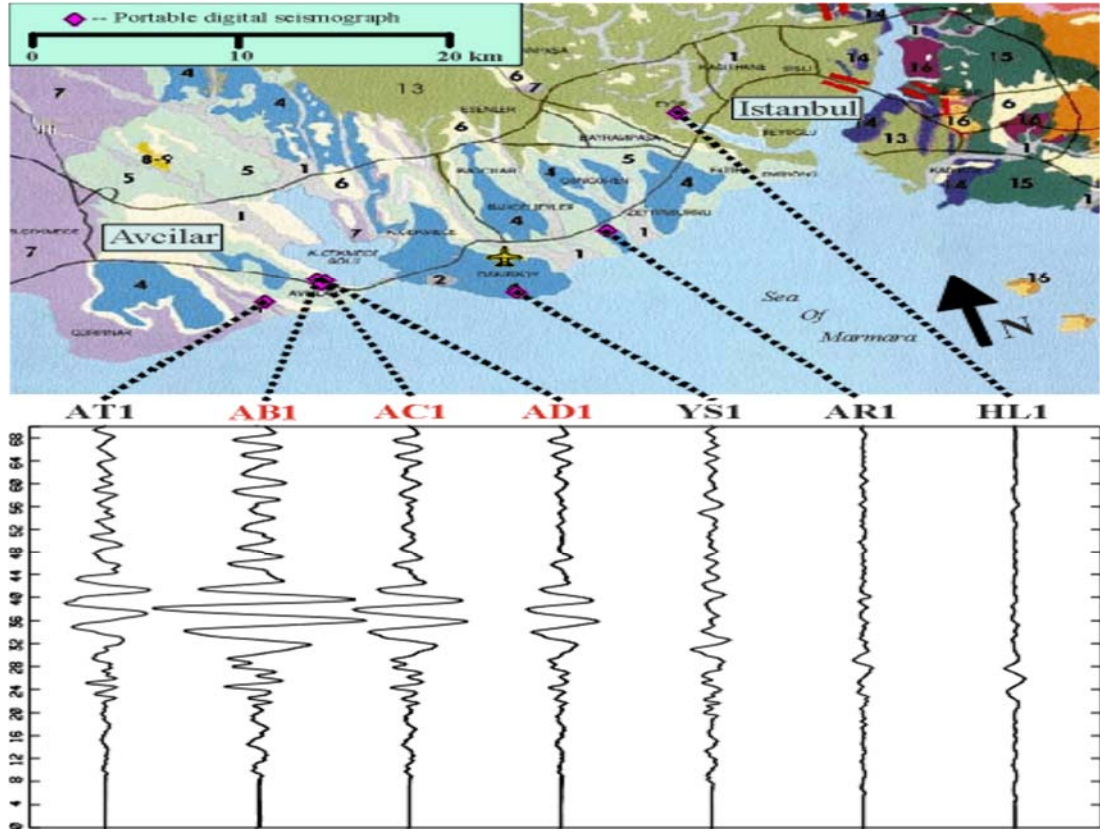
**Çizelge 4 - 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi Artçılarının Adapazarı Çalışması içinde Kaydedilmiş Zaman Tanım Alanı Büyütme Oranları**

oranlar	Küçük depremler							Büyük Depremler				
	3,6	3,7	3,8	4	4	4,2	4,2	4,5	4,6	4,8	5,2	5,8
<b>İmar/Toyota</b>	0,5	-	1,2	0,9	2	0,8	1,3	6,5	-	0,95	1,2	1,1
<b>Serd/Toyota</b>	-	-	3	1,2	3,8	1,7	-	12	-	2,6	-	4,1
<b>İmar/Hastan</b>	0,6	-	3	0,9	-	0,25	-	1,7	-	-	1,2	0,8
<b>Serd/Hastan</b>	-	-	7,5	0,8	-	1	2,5	3,1	1,4	-	0,8	3,1
<b>Serd/İmar</b>	-	1,5	2,7	1,3	2	1	1,3	1,9	1,5	2,8	1,6	4

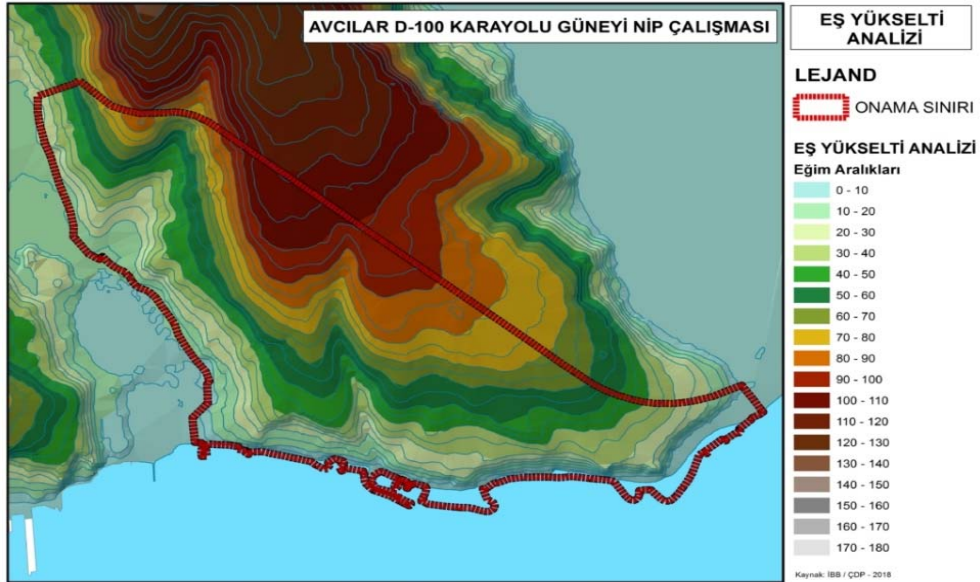
## 17 AĞUSTOS 1999 KOCAELİ DEPREMİ VE AVCILAR-İSTANBUL ÇALIŞMASI

17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminde İstanbul’ da en fazla hasar Avcılarda oldu. Deprem merkezinden yaklaşık 90 Km. uzakta İstanbul’ un Avcılar bölgesinde sadece yamaç ve zirve (kret) bölgesindeki mahallelerde (Gümüş Pala Mah., Deniz Köşklere Mah. Ambarlı Mah., Firuzköy Mah., Cihangir Mah., ve Avcılar Merkezi) oluşan 274 can kaybı ile sonuçlanan bir deprem gerçeği değişik bilim disiplinleri tarafından çalışılmış ve ihtimal sebepleri açıklanmıştır. Alelcelde büyüklüğü 3 civarı öncü şoklar sonrası insanlar evlerini terk ettikleri için can kaybının nispetten az olduğu Avcılar’ da yapı hasarları 1823 konut ve 326 iş yerinin yıkıldığı ya da ağır hasarlı olduğu, 5 bin 106 konut ve 872 iş yerinde orta hasar, 3 bin 685 konut ve 461 iş yerinde de hafif hasar oluşması 90 Km uzaklıktaki bir coğrafyanın yerel etkisiyle de açıklanabilir. Hasarlı ve yıkılan binaların tasarım ve inşaat kalitesi için yazılan raporlar ve görüşlerin doğruluğu tartışmasıdır. Yapım yıllarında yürürlükte olan yönetmeliklerin günümüzde ulaşılan bilgilerden yoksun oluşturulması, yapıların mevcut affedilemeyecek kusurlarıyla yapısal af ilan edilip yasal hale getirilmesi ve benzeri uygulamalar bu can kayıplarının malesef insan kaynaklı olduğu gerçeğinin inkâr edilemeyeceğini gösteriyor. Günümüzün teknolojik izleme imkanları topoğrafik büyütme etkisinin de tartışmaya dahil edilmesini gerektirmektedir.

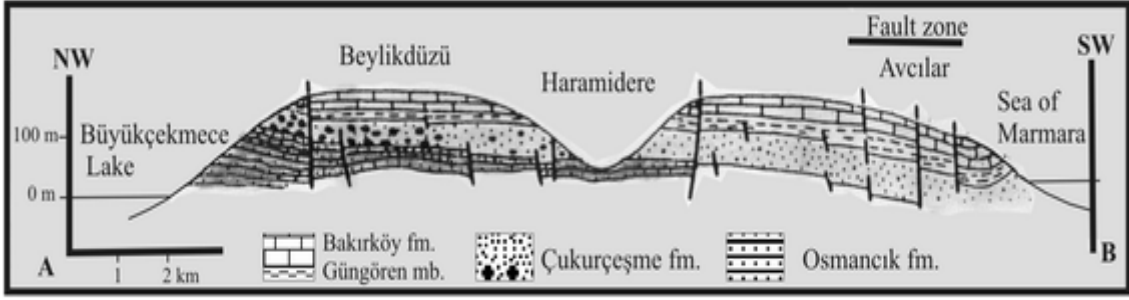
İstanbul’ un batı yakasına seyahet eden ana şokun Halıcıoğlu, Zeytinburnu, Yeşilköy istasyonlarına yaklaşık aynı dalga cephesiyle sabit yayılırken Yeşilköyde biraz büyüyerek yayıldıkları görülmektedir. Avcıların istasyonlarında aşırı büyüyerek batıya seyahet ettiklerini ve Ambarlı Termik Santral istasyonunda atenüasyona uğrayarak beylikdüzü yüzey yapısına doğru yayıldıklarını Şekil 10’ dan anlamaktayız.



Şekil 10 - 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi dalgalarının deprem merkezinden batıya İstanbul'a doğru yayılımını ve coğrafyadaki değişimini gösteren 60 saniyelik ivme-zaman geçişi [13].



Şekil 11 - Avcılar merkez ve güney bölgesinin eş yükselti haritası [33]



Şekil 12 - Avcılar Doğu-Batı profil [34].



Şekil 13 - Avcılar bölgesinin hava fotoğrafı, yerleşim alanlarının Şekil 11 ve 12' de gösterilen eğimli arazi üzerinde yayılımı [36].

Deprem merkezinden yaklaşık 90 Km. uzakta bulunan Avcılar bölgesinin aldığı hasar ve yıkımlar için değişik görüşler dile getirilmiştir. Bunlardan bazılarını hatırlayacak olursak; (1) yer altı merkeksi katmanlara çarparak kırılan dalgaların girişiyle; (2) sismik genlik büyütmesiyle; (3) deniz içi heyelanların Avcılarda şiddeti artırdığıyla açıklayanlar olmuştur [35]. (4) Sığ derinliklerde kil katman ile sarılı suya doymuş kum katmanlarının sıkışmış yapı altında gözenek su basıncının artarak sismik büyütme gerçekleştiğini [35] açıklayanlar dahi olmuştur. Yer bilim





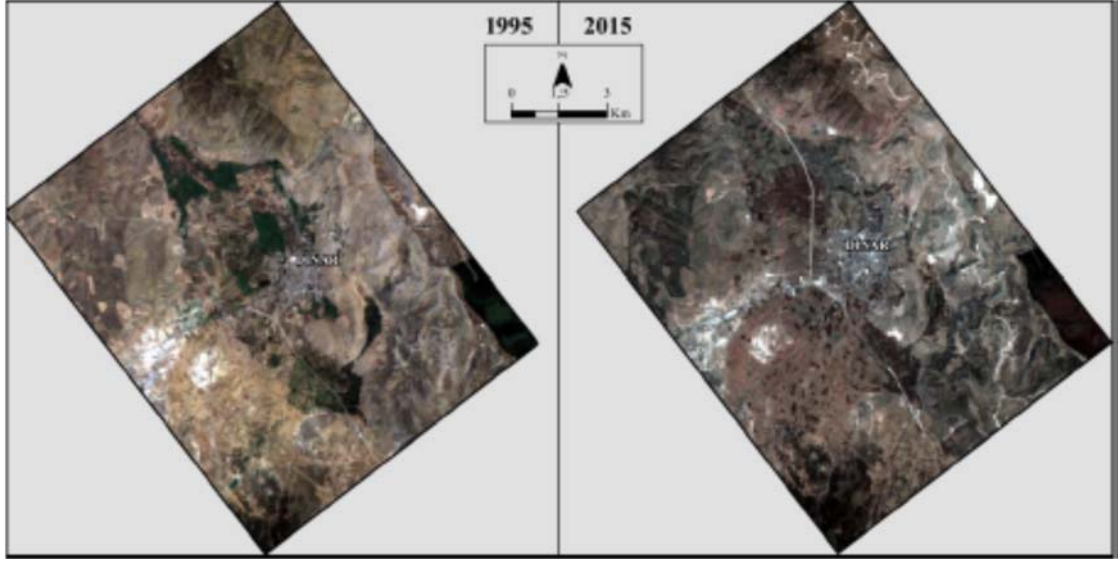
yaslandığı dağın eteklerinden yamaçlara doğru ilerlemiştir. Şehirlerin genişleme alanlarına karar verilirken, mücavir alanlar tespit edilirken, ulaşım, erişim, afet kontrolü ve yönetimi, sağlıklı kentleşme ve sahaların dinamik davranışları göz önünde bulundurulmak zorundadır. Şekil 19’da görülen uydu fotoğrafları yerleşim alanı iki katına büyümüş dağ yamaçlarının imar açıldığı bir şehir ve afet riskinin büyüdüğü bir yer seçimi örneğidir.



**Şekil 17** - Afyonkarahisar, Dinar Santral caddesindeki tipik göçmeler [38].



**Şekil 18** - Afyonkarahisar, Dinar Santral caddesi ağır hasarlı yapıların yıkımı [38].



**Şekil 19** - 1995 ve 2015 yıllarına ait uydu görüntüleri. Yerleşim 2 katı alana yayılmış ve yamaca doğru ilerlemiş [38].

### 1 MAYIS 2003 BİNGÖL DEPREMİ YEREL DAVRANIŞ ETKİLERİ

Çapakçur ve Gayıt çaylarının Kuzey ve Güney teraslarına yerleşen Bingöl' ün yeni şehir merkezi 40m-45m arası yüksekliğe ve 45°-50° yamaç eğimleri olan tepelerin üzerine Şekil 20' de verilen fotoğrafta görüldüğü gibi yayılmıştır. Şekil 20 Çapakçur suyunun oyduğu kanyonun tepeleri (teraslar) yeni şehir yerleşim alanları olarak yeni Bingöl' e ev sahipliği yaparken havzada suyun taşıyıp doldurduğu coğrafya üzerinde kurulmuş ve geçmiş depremlerde ve en son olarak 1971 depreminde ağır yapısal hasar almış ve çok can kaybı verilmiş olan eski Bingöl' e alternatif oluşturulmasına rağmen 1 Mayıs 2003 depreminde, teraslar ciddi yapısal hasarlar almıştır [39]. Şekil 21' de Şehir merkezinde yer alan mahalleler görülmektedir. Çizelge 5 Bölge istasyonlarının kaydettiği 6.4 Mw, 1 Mayıs 2003 Bingöl Depremini ve maksimumlarını vermektedir. Bingöl istasyonu P-S zaman farkından anlaşılacağı gibi deprem dış merkezine KB yönünde yaklaşık 14 Km uzakta en yakın istasyon olmasının yanısıra topoğrafik yükseltinin etkisiyle büyümenin farkı



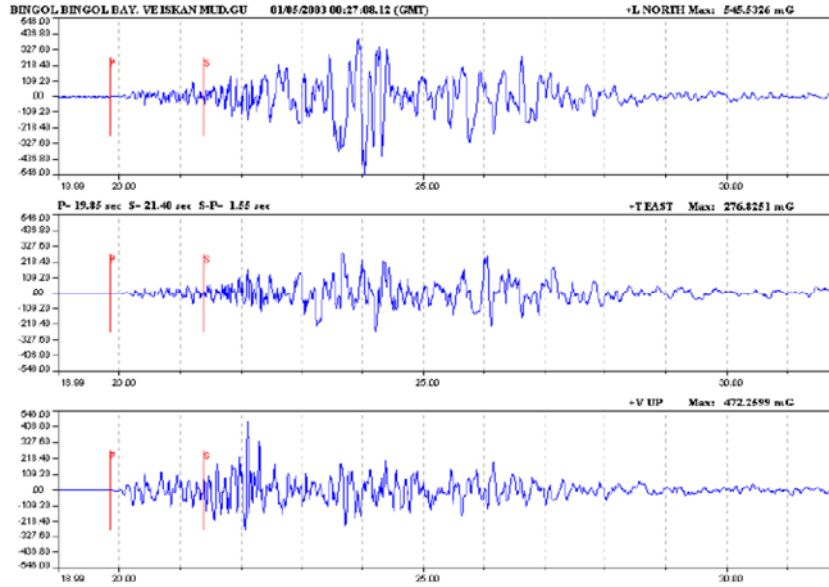
**Şekil 20** - Çapakçur suyunun oyduğu kanyonun tepeleri (teraslar) genişleyen şehir yerleşim alanları olarak yeni Bingöl' e ev sahipliği yaparken havzada suyun taşıyıp doldurduğu coğrafya üzerinde kurulmuş eski Bingöl' e alternatif olmuştur. Depremde, teraslara yayılmış yeni Bingöl ciddi yapısal hasarlar almıştır [39].



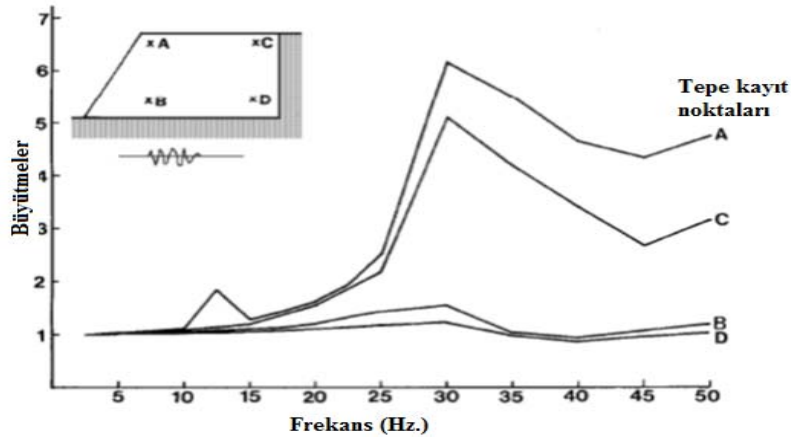




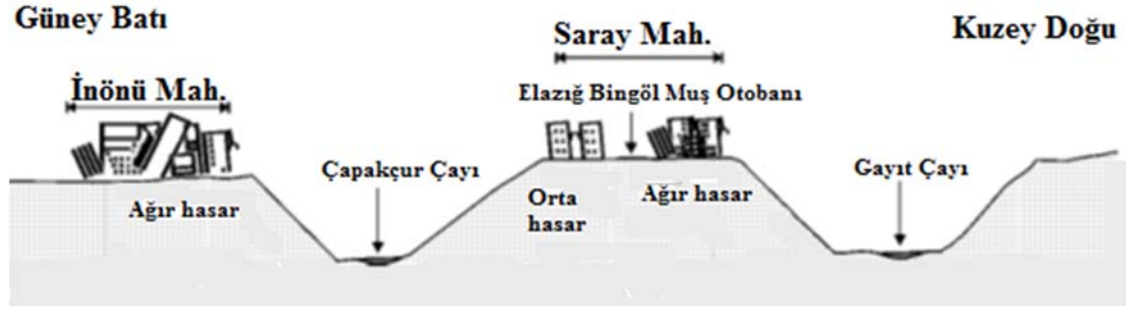
Şekil 22 - 1 Mayıs 2003 Bingöl depreminde, Bingöl merkez ilçesi Saray mahallesinden yamaç kret noktasına yakın göçme ve ağır hasarlı Betonarme bina örnekleri [41]



Şekil 23 - Bingöl depreminin Deprem Araştırma Dairesine (DAD) ait Bingöl istasyon kayıtlarının üç bileşeni, P ve S dalgalarının varış zamanı işaretleri [40]



Şekil 24 - Eğimli yamaç yapı üzerinde kret noktası (A), kret ötesi düzlük (C), Yamaç eteği (B) ve tepe taban bölgesi (D) konumlarında kaydedilmiş ivme kayıtlarının Maksimum genliklerinin frekansa göre değişimi [39].



Şekil 25 - KD-GB yönünde Bingöl merkezinden alınan profil ve yerleşimlerin şematik olarak gösterilmiş hasar yayılımı [39].

Çizelge 6 - Bingöl merkez ve civarı hasar dağılımı [41]

SIRA NO	MAHALLE	HASAR DURUMU (ADET YAPI)			
		YIKIK	AĞIR HASAR	ORTA HASAR	HASARSIZ
1	MERKEZ SARAY MAHALLESİ	78	754	484	535
2	MERKEZ UYDUKEN MAH.		17	247	126
3	MERKEZ KARŞIYAKA MAH.		556	350	29
4	MERKEZ B. EVLER MAHALLESİ	21	234	254	127
5	MERKEZ YENİŞEHİR MAH.	3	103	320	337
6	MERKEZ YENİ MAHALLE	65	186	354	185
7	MERKEZ MİRZAN MAHALLESİ	3	35	22	54
8	MERKEZ KÜLTÜR MAHALLESİ	2	55	68	87
9	MERKEZ AYDINSU MAHALLESİ		1	9	124
10	MERKEZ İNÖNÜ MAHALLESİ	127	548	355	73
11	MERKEZ YEŞİLYURT MAH.	6	41	43	101
12	MERKEZ Y. AKPINAR MAH.	4	20	4	34
13	MERKEZ KALEÖNÜ MAH..	4	7	29	42
	<b>TOPLAM</b>	313	2557	2539	1854

## SONUÇLAR

Yüzey düzensizliğine bağlı olarak, tepki girişimleri kompleks büyüme ve küçültmeler üretmektedir. Genel olarak, girdi seviyesine göre kret civarında 2.5-3.0 katı büyütmeler gerçekleşmektedir. Artan geliş açısına bağlı olarak ise topoğrafik ivmeler azalmaktadır. Gelen ve kırılarak dönen dalgaların girişimiyle yamaçlarda değişen yüzey tepki genlikleri izlenmiştir.

Genel olarak, simetrik ve dengi olan simetrik olmayan eğimli tepe modellerinde maksimum bölgeler çok benzerlik gösterirken, büyütme oranlarında önemli farklar vermişlerdir. Kocaeli depreminde Avcılar-İstanbul' da ve Adapazarı-Sakarya' da Dinar' da ve Bingöl' de bu tespitler kuvvetle gözlenmiştir. Zaman tanım alanında, zayıf yer hareketi etkisinde simetrik tepelerin yamaç eğimleri arttıkça, yatay bileşenin büyütme oranları küçülmüştür. 26.56° yamaç eğimiyle tepe en yüksek büyütme oranını yapmıştır. Bu özelliği yerleşim alanlarının kullanımında tepelerin barındırdığı riskin göz önüne alınması gerekliliğini göstermektedir. Geliş açısının etkisini düşey ile 0° ve 75° arasında mukayese yapıldığında uç örnekler olarak görünmektedir. Bu etki en güçlü şekilde orta yamaç eğimi (26.56°) olan tepelerde gözlenmektedir. Yamaç eğimi küçüldüğü zaman (14.03°), maksimumlar küçülerek kret civarında azalarak yamaçlara kaymaktadır. Simetrik olmayan topoğrafyalar tepenin yanısıra yamaç ortasında riskli alanlar oluşturmaktadır. Bu özellik büyük yamaç eğim farkı olan D5 gibi tepelerde görülmemektedir. Yamaç eğiminin azalması topoğrafik büyütme oranını azaltırken, geliş açısının artması eğimli yüzeyde bazı bölgelerde büyütme bazı yerlerde azalma sebep olmaktadır.

Kuvvetli yer hareketinin zeminde oluşturduğu doğrusal olmayan davranış büyütme oranları bir miktar azaltmaktadır. Yatay bileşende düşey bileşene oranla yüksek büyütme oranları ile beraber düşey bileşen bazı yapıların tasarımında ihmal edilemeyecek oranlarda değerler vermektedir. Yönetmeliklerde özellikle depremin düşey bileşenin topoğrafik etkilerinin izlenmesi açısından ihmal edilemeyecek mertebede etkilerini göz önüne alacak kriterlerin tanımlanması kaçınılmazdır.

Çalışmanın sonuçları deprem senaryo üretiminden afet yönetimine, alan planlamadan mühendislik uygulamalarına uzanan bir kullanım imkânı sunmaktadır. Nümerik sonuçların şehir imar projelerinde, alan değerlendirme çalışmalarında ve saha geliştirme hizmetlerinde karar verici mercilere yansıtılacak pratik sonuçlarını özetlersek;

Tepeler ve yamaçlar üzerine yerleşmiş ve genişleyen şehirlerin yerel dinamik deprem karakteristiklerinin anlaşılması ve barındırdıkları risklerin tanımlanması çok önemlidir. (2) Mühendislik yapılarının yüzey formasyonları üzerindeki konumları makro yaklaşım sergileyen yönetmelik kriterleri yerine yerel şartları ve risklerini doğru değerlerle kullanma imkânı sunmaktadır. (3) Afet bölgelerinde yapılacak yapılar hakkında yönetmelik metni içinde tanımlanmamış diğer deprem risklerini de göz önüne alınmaktadır. (4) Çalışmada, düzensiz geometriye sahip yüzey zemin yapılarının doğrusal ve doğrusal olmayan zemin davranış özellikleriyle zemin büyütme oranları olan etkisi incelenmiş ve sonuçlarının mikro bölgeleme açısından önemine işaret edilmiş, şehircilik uygulamalarına önemli veri sağladığı görülmüştür.

### Kaynaklar

1. TÜBİTAK, ODTÜ ve MTA., '17 Ağustos 1999 Gölcük-Arifiye (Kuzeydoğu Marmara) Depremleri Sonrası Sakarya İli ve Ona Bağlı Yerleşkeler için Yerleşim Alanları araştırma Raporu', Ankara, Kasım, 1999.
2. Beyen, Kemal ve Erdik, Mustafa, 'Two-Dimensional Nonlinear Site Response Analysis Of Adapazarı Plain and Predictions Inferred From Aftershocks of the Kocaeli Earthquake Of 17 August 1999', Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 24, Issue 3, 2004, pp. 261-279.
3. Beyen, Kemal (1997), 'A Study on Two Dimensional Nonlinear Analysis of Site Response', PhD. Dissertation, Boğaziçi University, İstanbul.
4. Brambati A., Faccioli E., Carulli G.B., Cucchi F., Onofri R., Stefanini S. & Ulcigrai F. (1980) Studio di microzonazione sismica dell' area di Tarcento (Friuli). Regione Autonomia

- Friuli-Venezia Giulia & Università degli Studi di Trieste con la collaborazione del Politecnico di Milano. Trieste.
5. Siro, L. (1982) 'Southern Italy November 23, 1980 Earthquake' , Proceedings of 7th European Conference on Earthquake Engineering, Athens, Greece.
  6. Celebi, M., (1987), 'Topographical and geological amplifications determined from strong motion and aftershock records of the 3 March 1985 Chile earthquake, Bull. Seism. Soc. Am., 77(4), 1147-1167.
  7. Bard, Pierre-Yves, 'Effects of Surface Geology on Ground Motion: Recent Results and Remaining Issues', 10th European Conference on Earthquake Engineering, Duma (ed.), 1995, Balkema, Rotterdam.
  8. Sanchez-Sesma (1990), 'Elementary solution for the response of a wedge shaped medium to incident SH and SV waves', BSSA, 80, 737-742.
  9. Sanchez-Sesma, F. and Campillo, M. (1993), 'Topographic effect for incident P, SV and Rayleigh waves', Tectonophysics, 218, 113-125.
  10. Erdik, Mustafa (1992), 'Intensity Assessments, March 13, 1992 (Ms=6.8) Erzincan Earthquake', A Preliminary Reconnaissance Report, Boğaziçi University, 1992.
  11. Erdik, Mustafa (1999), 'Report On 1999 Kocaeli and Düzce Earthquakes', Earthquake Engineering Web Page: <http://www.koeri.boun.edu.tr/depremmuh/Kocaelireport.pdf>, Boğaziçi University, Department of Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey.
  12. Tezcan SS and Ipek M, (1996), 'A reconnaissance report: 1995 Dinar, Turkey, earthquake', Engineering Structures 18: (12) pp. 906-916
  13. Cranswick, Edward, Oguz Ozel, Mark Meremonte, Mustafa Erdik, Erdal Safak, et. al., (2000), 'Earthquake Damage, Site Response, and Building Response in Avcilar, West of Istanbul, Turkey' , International Journal for Housing Science and Its Applications, Special Issue: Kocaeli Eathquake 1999, Vol. 24, No. 1, 2000, pp. 85-96.
  14. Davis, L.L., and West, L.R. (1973), 'Observed effects of topography on ground motion' , Bull. Seism. Soc. Am., 63, 283-298.
  15. Rogers et al., (1974), 'Topographic effects on ground motion for Incident P waves: A model study', Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 64, No. 2, 437-456.
  16. Berardi, Capozza, and Zonetti (1978), 'Analysis of rock motion accelerograms recorded at surface and underground during the 1976 Friuli seismic period', Proceedings of the 1976 Friuli Earthquake on the antiseismic design of nuclear installation conference, Rome, Italy.
  17. Griffiths D.W., Bollinger G.A. (1979), 'The effect of Appalachian Mountain topography on seismic waves', *Bull. seism. Soc. Am.*, Vol. 69, pp., 1081-1105.
  18. Tucker, B. E., J. L. King, D. Hatzfeld, and I. L. Nersesov (1984), 'Observations of hard-rock site effects', Bull. Seism. Soc. Am. 74, 121-136.,
  19. Boore, D. M., (1972), 'A note on the effect of simple topography on sesimic SH waves', Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.62, No.1, pp. 275-284.
  20. Zahradnik, J. and L. Urban (1984), 'Effect of a simple mountain range on underground seismic motion', Geophys. J. R. Astr. Soc. 79, 167-183.
  21. Smith, W.D., (1975), 'The application of finite element analysis to body wave propagation problems', Geophys. J., 42, 747-768.

22. Sills, L., (1978), 'Scattering of horizontally polarised shear waves by surface irregularities', *Geophys. J. R. astr. Soc.*, 54, 319–348.
23. Sanchez-Sesma, F.J., Herrera, I. & Aviles, J., (1982), 'A boundary method for elastic wave diffraction: application to scattering SH waves by surface irregularities', *Bull. seism. Soc. Am.*, 72, 473–490.
24. Bouchon, M., (1973), 'Effect of topography on surface motion', *Bull. seism. Soc. Am.*, 63, 615–632.
25. Bard, P.Y., (1982), 'Diffracted waves and displacement field over two dimensional elevated topographies', *Geophys. J. Int.*, 71, 731–760.
26. Louis. Geli, P.-Y. Bard, and B. Jullien, (1988), 'The effect of topography on earthquake ground motion: A review and new results', *Bulletin of the Seismological Society of America*, 78(1):42–63.
27. Rogers, A.M., Katz, L.J. & Bennett, T.J. (1974), 'Topographic effects on ground motion for incident P waves: a model study', *Bulletin of the Seismological Society of America*, 64 (2), pp 437-456.
28. Griffiths, D.W. & Bollinger, G.A. (1979), 'The effect of Appalachian Mountain topography on seismic waves', *Bulletin of the Seismological Society of America*, 69 (4), pp 1081-1105.
29. Umeda, Y., A Kuroiso, K. Ito, Y. Ito and T. Saeki, (1986), 'High acceleration in the epicentral area of the Western Nagana Prefecture, Japan, Earthquake of 1984', *J. seism. Soc. Japan* 39, 217-228.
30. Joyner WB. (1975), 'Fortran programs for calculating nonlinear seismic ground response in two dimensions', *US Geological Survey, Open File Report*. p. 78–287.
31. Erturaç, M. Korhan, (2018), 'Sakarya'nın Jeomorfolojik Özellikleri', 2017-02-18-003 Nolu proje: Sakarya'nın Fiziki Beşerî ve İktisadi Coğrafya Özellikleri, Sakarya Üniversitesi.
32. Özen, B., (2000), '17 Ağustos 1999 İzmit Körfezi Depreminin Hasar Durumu (Rakamsal Verilerle)', *Türkiye Deprem Vakfı/Dr 010-53*.
33. <https://sehirplanlama.ibb.istanbul/d-100-karayolu-guneyi-nip/>
34. Şen, Şamil (2007), 'A fault zone cause of large amplification and damage in Avcılar (west of Istanbul) during 1999 Izmit earthquake', *Natural Hazards* 43, 351–363. <https://doi.org/10.1007/s11069-007-9122-5>.
35. Gürbüz, M., Kuran, U., ve Ergün, T., (2005), 'Avcılar Mikrobölgelendirme Çalışmaları', *Afet İşleri Genel Müdürlüğü Deprem Araştırma Dairesi Laboratuvarlar Şubesi*.
36. 'The Marmara, Turkey Earthquake of 17 August 1999: Reconnaissance Report', *Technical Report MCEER-00-0001*, March 23, 2000.
37. Bayülke, Nejat (2008), 'Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Yapıların Deprem Davranışı ve Güçlendirme', *İnşaat Mühendisleri Odası Ankara Şubesi*, 27 Mayıs 2008.
38. Mehmet Ali Özdemir, Erdem Gür, (2016), 'Dinar Depremi Öncesinde ve Sonrasında Dinar Şehri ve Yakın Çevresinde Arazi Kullanımı', *TÜCAUM Uluslararası Coğrafya Semp.*
39. Aydan Ömer, Ulusay, R., Miyajima, M., (2003), 'The Bingöl Earthquake Of May 1, 2003', *Japon İnşaat Mühendisleri Odası*.
40. Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı AFAD, <https://tadas.afad.gov.tr/> .

*İki Boyutlu Doğrusal Olmayan Analizlere Dayalı Topoğrafyanın Deprem Yer Büyütmelerine Etkisi ve Hasar Gözlemleri*