



TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası

# Teknik Dergi

*Technical Journal  
of  
Turkish Chamber of Civil Engineers  
Volume 28 Number 4 October 2017*

Cilt 28 Sayı 4 Ekim 2017

TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası

# Teknik Dergi

## Sahibi:

TMMOB İnşaat Mühendisleri  
Odası adına  
Cemal GÖKÇE

## Yazı İşleri Müdürü:

Hüseyin KAYA

## Yazışma Adresi:

Teknik Dergi  
İnşaat Mühendisleri Odası  
Necatibey Cad. No:57  
Kızılay 06440 Ankara  
Tel : 0 (312) 294 30 00  
Faks: 0 (312) 294 30 88  
Web: www.imo.org.tr  
E-posta: teknikdergi@imo.org.tr

## Yayın Kurulu:

Süheyl AKMAN  
Ender ARKUN  
İsmail AYDIN  
Özer ÇİNİCİOĞLU  
Metin GER  
Gürkan Emre GÜRCANLI  
Alper İLKİ  
Cem OĞUZ  
Kutay ORAKÇAL  
Günay ÖZMEN  
Baki ÖZTÜRK  
İsmail ŞAHİN  
Tuğrul TANKUT

## Yayın Sıklığı:

Üç ayda bir yayımlanır

## Editör:

Tuğrul TANKUT

## Yardımcı Editörler:

Ender ARKUN  
İsmail AYDIN  
Özer ÇİNİCİOĞLU  
Metin GER  
Gürkan Emre GÜRCANLI  
Alper İLKİ  
Kutay ORAKÇAL  
İsmail ŞAHİN

## Yayın Sekreteri:

Cemal ÇİMEN

ISSN : 1300-3453

## Danışmanlar:

Bu liste, son iki yayın yılında danışmanlık yapmış olan kişileri içerir ve her Ocak sayısında yenilenir.

Emine AĞAR  
Hasan U. AKAY  
Sami Oğuzhan AKBAŞ  
Hüseyin AKBULUT  
Ali Payidar AKGÜNGÖR  
M. Vefa AKPINAR  
Zuhal AKYÜREK  
A. Burcu ALTAN SAKARYA  
Cem AYDEMİR  
M. Tamer AYVAZ  
Yusuf AYVAZ  
Eray BARAN  
Emine BEYHAN YEĞEN  
Niyazi Özgür BEZGİN  
İlknur BOZBEY  
Zafer BOZKUŞ  
Burcu BURAK BAKIR  
Erdem CANBAY  
Halim CEYLAN  
Hikmet Kerem CİGİZOĞLU  
Özgür ÇAKIR  
Hilmi Berk ÇELİKOĞLU  
FeYZa ÇİNİCİOĞLU  
Mustafa Kürşat ÇUBUK  
Ender DEMİREL  
Ümit DİKMEN  
Ahmet DOĞAN  
Emrah DOĞAN  
İsmail DURANYILDIZ  
Nilay ELGİNÖZ KANAT  
M. Emin EMİROĞLU  
Ercan ERDİŞ  
Gökmen ERGÜN

Orhan EROL  
Uğur ERSOY  
Güngör EVREN  
Ergun GEDİZLİOĞLU  
Mustafa GÖĞÜŞ  
İlgin GÖKAŞAR  
Veysel GÜLDAL  
M. Halis GÜNEL  
Mehmet Şükrü GÜNEY  
Aslı Pelin GÜRGÜN  
Soner HALDENBİLEN  
Zeynep İŞİK  
Hande İŞİK ÖZTÜRK  
Murat KARACASU  
Engin KARAESMEN  
Halil KARAHAN  
Cevza Melek KAZEZYILMAZ ALHAN  
Engin KEYDER  
Veysel Şadan Özgür KIRCA  
Gökhan KIRKİL  
Niyazi Uğur KOÇKAL  
Nuri MERZİ  
Yetiş Şazi MURAT  
Sepanta NAIMI  
Dilek OKUYUCU  
Akin ÖNALP  
Bihrat ÖNÖZ  
Hızır ÖNSOY  
Ali Hakan ÖREN  
Orkan ÖZCAN  
Halit ÖZEN  
Mehmet ÖZGER  
Hulusi ÖZKUL

Beliz ÖZORHON ORAKÇAL  
Turan ÖZTURAN  
Nilüfer ÖZYURT ZİHNİOĞLU  
Serdar SELAMET  
Osman SİVRİKAYA  
Serdar SOYÖZ  
İbrahim SÖNMEZ  
Rifat SÖNMEZ  
Nermin ŞARLAK  
Burak ŞENGÖZ  
Aykut ŞENOL  
A. Ünal ŞORMAN  
Mehmet Ali TAŞDEMİR  
Gökmen TAYFUR  
Erhan TEKİN  
Turgut TOKDEMİR  
Nabi Kartal TOKER  
Mustafa TOKYAY  
Tamer TOPAL  
Cem TOPKAYA  
Mehmet UTKU  
Tanvir WASTI  
İsmail Özgür YAMAN  
A. Melih YANMAZ  
Emine Beyhan YEĞEN  
Nevzat YILDIRIM  
Osman YILDIZ  
Koray Kamil YILMAZ  
M. Tuğrul YILMAZ  
M. Semih YÜCEMEN  
Yeliz YÜKSELEN AKSOY

Teknik Dergi, özgün bilimsel araştırmalar ile ilginç uygulama çalışmalarına yer veren ve bu niteliği ile hem araştırmacılara hem de uygulamadaki mühendislere seslenmeyi amaçlayan hakem sistemini etkin kullanan bir dergidir.

# Teknik Dergi

Cilt 28 Sayı 4 Ekim 2017

## İÇİNDEKİLER

- Betonarme Kirişlerin Hasar Sınırlarının Deneysel Gözlemlerle İrdelenmesi 8023  
**Cem AYDEMİR, Müberra ESER AYDEMİR**
- Farklı Tip Betonarme Binalar İçin Geliştirilmiş Hasar Tahmin Yöntemleri 8051  
**Ali GÜRBÜZ, Muhammed TEKİN**
- Tasarım Spektrumu Parametreleri için Olasılıksal Sismik Tehlike Analizlerine Bağlı Bir Çalışma 8077  
**Özkan KALE**
- Narin Çelik Kirişlere Stabilite Desteği Sağlayan Kayma Diyaframlarının Rijitlik Gereklilikleri 8105  
**Oğuz Özgür EĞİLMEZ, Andaç AKBABA, Mustafa VARDAROĞLU**
- Betti Teoremi ile Plaklar ve Dönel Kabuklar için Genelleştirilmiş Sonlu Fark Çözümü 8129  
**Nahit KUMBASAR**
- TEKNİK NOT**
- Eğik Kısa Kazıkların Yanal Yük Taşıma Kapasitelerinin Deneysel Olarak İrdelenmesi 8143  
**Gizem MISIR, Mustafa LAMAN**



# Betonarme Kirişlerin Hasar Sınırlarının Deneysel Gözlemlerle İrdelenmesi

Cem AYDEMİR<sup>1</sup>

Müberra ESER AYDEMİR<sup>2</sup>

## ÖZ

Bu çalışmada üç ayrı kesme açıklığı/kiriş derinliği oranına sahip betonarme konsol kiriş imal edilerek, numunelerin deprem yükleri altındaki davranışları yerdeğiştirme kontrollü çevrimsel yüklere benzeştirilerek test edilmiştir. Deneysel incelemelerdeki hasar gözlemleri, plastik mafsal bölgeleri ve şekil değiştirme talepleri; Türk Deprem Yönetmeliği Hasar Sınırı Yaklaşımı kabulleriyle karşılaştırılmalı olarak irdelenmiştir. Bu incelemelerde, yönetmelik hasar sınırı yaklaşımının -özellikle yanal donatı aralığının artmasıyla- boyuna donatıdaki burkulma etkisini betimlemekte yetersiz kaldığı tespit edilmiştir. Basınç donatısındaki burkulmanın da etkisini yansıtacak bir hasar sınırı tespitine yönelik yapılan analizle, basınç donatısı burkulma birim şekil değiştirme sınırı etkin davranış parametrelerine göre ifade edilmiş ve geliştirilen bağıntı deneysel sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** Kesit hasar sınırları, birim şekil değiştirme sınırları, donatı burkulması, deneysel yük yerdeğiştirme ilişkileri.

## ABSTRACT

### Experimental Evaluation of the Damage Limit States of R/C Beams

In this study, three cast in situ RC cantilever beams with different shear length / beam effective depth ratios are used for investigating their behavior under displacement controlled cyclic loading simulating earthquakes. Experimentally observed damage states are compared with the respective values proposed by the Turkish Seismic Design Code. It is found that, code based material strain limits remain insufficient to obtain the damage limit state due to buckling of longitudinal steel bars. A new equation for estimating upper strain limits reflecting the contribution of longitudinal bar buckling in compression is derived. The new equation is tested against experimental findings.

**Keywords:** Damage limit states, material strain limits, bar buckling, experimental load deflection relationship.

---

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 01.09.2015 günü ulaşmıştır.
- 31 Aralık 2017 gününe kadar tartışmaya açıktır.
- DOI: 10.18400/tekderg.331587

1 İstanbul Aydın Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - cemaydemir@aydin.edu.tr

2 İstanbul Aydın Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - muberraaydemir@aydin.edu.tr

## 1. GİRİŞ

Günümüzde depreme dayanıklı tasarım yönetmelikleri şiddetli bir deprem etkisinde yapının elastik ötesi davranış sergileyerek, açığa çıkan enerjinin sönmülenebilmesine izin vermektedir. Bir zorunluk olmayan bu tasarım seçeneğinin yaygın olarak tercih edilmesinin temel nedeni ekonomik sebeplerdir. Sismik yükler altında elastik ötesi zorlanan bir yapısal sistemin tasarımında, potansiyel hasar noktalarında enerjiyi tüketilebileceği kadar plastik dönme yapması ve meydana gelecek güç tükenmesinin sünek olarak oluşmasının sağlanmasına çalışılır. Yönetmeliklerde uygulanan kuvvetli kolon-zayıf kiriş prensibi, kolon kiriş birleşimi kesme güvenliği yaklaşımı, kapasite tasarımı gibi tasarım kuralları, - elastik ötesi davranış sergileyen yapının- potansiyel hasar bölgelerinin yaygın olarak kiriş mesnet kesitlerinde gerçekleşmesine neden olur. Bu nedenle betonarme kirişlerin çevrimsel yükler altında plastik dönme kapasitesi yaygın olarak inceleme konusu olmuştur [1~7].

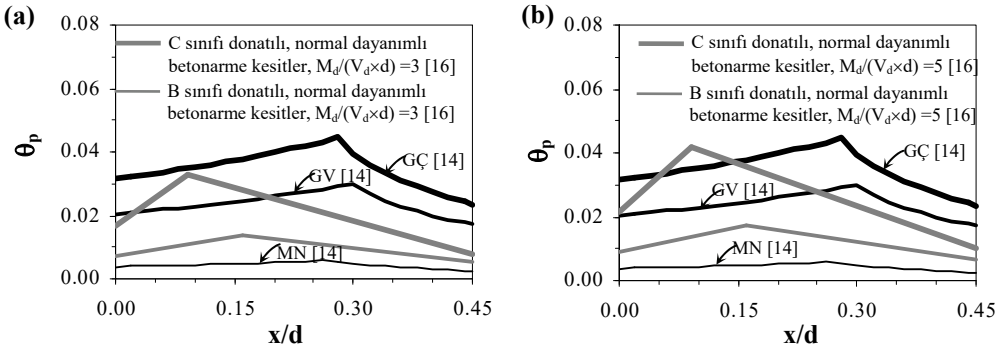
Bilindiği üzere, bir yapının bölgesel ya da bütünü ile göçmesine neden olan durumlara kısaca *son limit durum* adı verilir. Burkulma, genel dengenin bozulması, yorulma ve benzeri hâller dışındaki son limit durum *taşıma gücü limit durumu*, ya da kısaca *taşıma gücü* olarak adlandırılır. Yapıdan beklenen işleve ve performansa göre taşıma gücü limit durumu dışında birçok limit durum tanımlanabilir. 2007 Deprem Yönetmeliğinin yürürlüğe girmesiyle birlikte ülkemizdeki mevcut yapı stokunun incelenmesi sürecinde yaygın olarak kullanılan *yapısal performans limit durumları*, belirli bir tasarım depremi altında yapıda beklenen hasarın nitel bir ifadesi olarak açıklanabilir. Performansa dayalı tasarıma yönelik hazırlanmış dokümanlar, sismik yükler altında yapıda oluşacak hasarın ifadesi için çeşitli performans limit durumları tanımlanmakta ve performans denetimi için her bir performans seviyesinin nicel ifadesi olarak, sünek taşıyıcı sistem elemanları için plastik şekil değiştirme sınırları esas almaktadır [8~14]. 2007 tarihli Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik [14] taşıyıcı sistem elemanlarının potansiyel hasar bölgelerinde oluşması muhtemel hasarı: *Minimum Hasar Sınırı* (MN), *Güvenlik Sınırı* (GV) ve *Göçme Sınırı* (GÇ) olmak üzere üç farklı hasar limit durumuyla ifade etmektedir. Söz konusu hasar limit durumlarının nicel ifadesi olarak da her bir hasar sınırı için, taşıyıcı sistem elemanlarında oluşmasına izin verilen en büyük beton ve çekme donatısı birim şekil değiştirme sınırları tanımlanmıştır. Betonarme bir taşıyıcı elemanın belirli bir hasar sınırına karşı gelen plastik dönme kapasitesi, plastik mafsallı hipotezinden [15] yararlanılıp, -bazı basitleştirici kabullerle- sınırlı sayıda değişkene bağlı bir biçimde ifade edilebilir. Bu ilişkinin elde edilmesinde kullanılacak plastik mafsallı kesiti hasar sınır eğriliği,  $\phi_L$  (1) bağıntısıyla ifade edilebilir.

$$\phi_L = \text{Min} \left( \frac{\varepsilon_{cL}}{x}, \frac{\varepsilon_{sL}}{d-x} \right) \quad (1)$$

(1) bağıntısında eşitliğin her iki tarafı kiriş etkili derinliği (d) ile çarpılarak, belirli bir hasar sınır durumu için toplam plastik mafsallı kesiti eğriliği aşağıdaki şekilde de yazılabilir.

$$\phi_L \times d = \text{Min} \left( \frac{\varepsilon_{cL}}{\frac{x}{d}}, \frac{\varepsilon_{sL}}{1-\frac{x}{d}} \right) \quad (2)$$

(2) bağıntısındaki eşitliğin sağ tarafında yer alan tüm değişkenler görüldüğü üzere boyutsuzdur. Bu bağıntı yardımıyla, kesitin plastik dönme kapasitesi ile tarafsız eksen derinliği arasındaki ilişki sınırlı sayıda değişkene bağlı olarak daha sade bir şekilde ifade edilebilir. Bu ifadeye benzer bir yaklaşım Eurocode 2 yönetmeliği tarafından da benimsenmiştir [16]. Eurocode 2 yönetmeliği kiriş kesme açıklığının etkili derinliğine oranının ( $a/d$ ) 3 olması durumu için, beton sınıfı ve donatı çeliği süneklik düzeyine göre kesitin plastik dönme kapasitesinin tarafsız eksenle değişimini gösteren bir tasarım diyagramı önermektedir.  $a/d$  oranının farklı değerleri için tasarım diyagramı plastik dönme kapasiteleri  $[a/(3d)]^{0.5}$  katsayısıyla çarpılmaktadır. Şekil 1'de, Türk Deprem Yönetmeliğinde tanımlanan hasar sınırları için beton ve donatı çeliği için izin verilen en büyük birim şekil değiştirmeler esas alınarak belirlenen tarafsız eksen derinliği (beton hasar sınırının tanımlandığı en dış basınç lifinden tarafsız eksene mesafe) -plastik dönme kapasitesi ilişkileri (donatı sınıfı S420,  $d/h$  oranı 0.90,  $d_c/h$  oranı 0.85,  $L_p/h \approx 0.5$  [14] ve  $\phi_y \approx 1.7 \times \epsilon_{sy}/h$  [17],  $(\theta_p = (\phi_L - \phi_y) \times L_p)$ ), Eurocode 2 yönetmeliğinde [16] B ve C sınıfı donatılı, normal dayanımlı betonarme kesitler için verilen tarafsız eksen-plastik dönme (tasarım değerleri) ilişkileriyle karşılaştırılmıştır.



Şekil 1. Türk Deprem Yönetmeliğinde verilen hasar sınırlarına [14] göre belirlenen plastik dönme kapasitelerinin Eurocode 2'de [16] verilen plastik dönme kapasiteleriyle karşılaştırılması  
(a)  $M_d/(V_d \times d) = 3$  (b)  $M_d/(V_d \times d) = 5$

Plastik mafsal son limit dönme kapasitesinin malzeme birim şekil değiştirme sınırları tanımlayarak belirleyen bir diğer yönetmelik ise Yeni Zelanda Betonarme Yapı Standardıdır [13]. Bu yönetmelikte koşullu bir değerlendirme ile belirlenen şekil değiştirme üst sınırları ya da eğrilik düktilitesi oranları; eleman türü, yükleme türü, sargı donatısının ve boyuna donatı oranının minimum gereksinimleri karşılayıp karşılamadığı ile süneklik düzeyine göre değişiklik göstermektedir. Walker ve Dhakal [18] tarafından yapılan deneysel bir çalışmada, -literatürdeki deney sonuçlarından da yararlanarak- Yeni Zelanda Betonarme Yapı Standardında tanımlanan 3 ayrı süneklik düzeyinde betonarme kirişlerin eğrilik düktilitesi için oranlar önerilmiştir. Betonarme kirişlerin plastik dönme kapasitesinin belirlenmesinde yaygın olarak kullanılan bir diğer yöntem ise Fardis ve Biskinis [19] tarafından deneysel bir veri tabanı esas alınarak yapılan çalışmadan elde edilen analitik yaklaşımdır. Eurocode 8 yönetmeliğince [12] de benimsenen bu yaklaşımda,

yatay yük taşıma gücünde %20 azalma göçme öncesi limit durum olarak kabul edilerek, bu sınır duruma karşı gelen deneysel dönme kapasitesinin tahmini için analitik bağıntılar geliştirilmiştir. Yaygın kullanımı olan yöntemlerden bir diğeri ise koşullu bir değerlendirme yaklaşımı kullanan FEMA-356 yönetmelik yaklaşımıdır. FEMA-356 yönetmeliği, betonarme kirişlerin üç farklı hasar sınırı için plastik dönme kapasitelerini, davranış biçimi ve uygunluk kontrolleriyle; doğrudan numerik değerler ile ifade etmektedir [10].

Türk Deprem Yönetmeliğinde tanımlanan hasar seviyeleri için kolon davranışı üzerine çeşitli çalışmalar yapılmıştır. Aydemir vd. [20], Türk Deprem Yönetmeliğinde verilen hasar seviyeleri için kolon hasar sınır eğriliklerinin, başta eksenel yük düzeyi olmak üzere çeşitli tasarım değişkenlerine göre değişimlerini incelenerek, toplam sınır eğriliğinin belirlenmesi için bir bağıntı önermiştir. Acun ve Sucuoğlu tarafından yapılan deneysel çalışmada [21], Türk Deprem Yönetmeliğine uyumlu ya da uyumsuz olarak tasarlanan betonarme kolonların hasar sınırı yaklaşımıyla belirlenen analitik dönme kapasiteleri, deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Çalışmada, yönetmelik şartlarına uyumlu kolonlar için sınır değerlerin uygun, yönetmelik şartlarına uyumsuz kolonlar için ise sınır değerlerin bir miktar ihtiyatlı olduğu rapor edilmiştir.

Bu çalışmanın temel amacı eğilme kırılması ile taşıma gücüne ulaşan betonarme kirişlerin hasar sınırlarının, tersinir-tekrarlanır yatay yükler altında deneysel olarak incelenmesi ve malzeme birim şekil değiştirme üst sınırlarına göre belirlenen hasar sınırı yaklaşımının geliştirilmesidir.

## 2. DENEY PROGRAMI

### 2.1. Deney Numunelerinin Detayları ve Test Düzeni

Çalışmada 3 ayrı kesme açıklığı/etkili derinlik oranına (a/d) sahip çift donatılı konsol kiriş numunesi imal edilerek test edilmiştir. Yerdeğiştirme kontrollü yanal yükün uygulandığı konsol kiriş numunesinin uç noktası gerçek yapıda moment sıfır noktasını, konsol kirişin mesnedi ise gerçek yapıda rijit bir kolonu simgelemektedir. Donatı ve test düzenleri Şekil 2 ve Şekil 3'de gösterilen deney numunelerinin özellikleri ise Çizelge 1'de özetlenmiştir.

*Çizelge 1. Deney numunelerinin özellikleri*

Parametre	Deney Numunesi		
	IAU_K01	IAU_K02	IAU_K03
b/h/d (cm/cm/cm)	25/50/46	25/50/46	25/50/46
(a/d) <sup>(1)</sup> (cm/cm)	165/46=3.6	215/46=4.7	275/46=6.0
f <sub>c</sub> <sup>(2)</sup> (MPa)	45.6	46.9	48.6
f <sub>v</sub> <sup>(3)</sup> /f <sub>su</sub> <sup>(4)</sup> /f <sub>yw</sub> <sup>(5)</sup> (MPa)	498/602/597	498/602/597	498/602/597
Mesnet Kesiti Üst Donatıları (Oranı)	6φ16 (0.0105)	6φ16 (0.0105)	6φ16 (0.0105)
Mesnet Kesiti Alt Donatıları (Oranı)	3φ16 (0.0052)	3φ16 (0.0052)	3φ16 (0.0052)
Enine Donatı (Oranı)	φ8/12.5 (0.0032)	φ8/16 (0.0025)	φ8/20 (0.002)

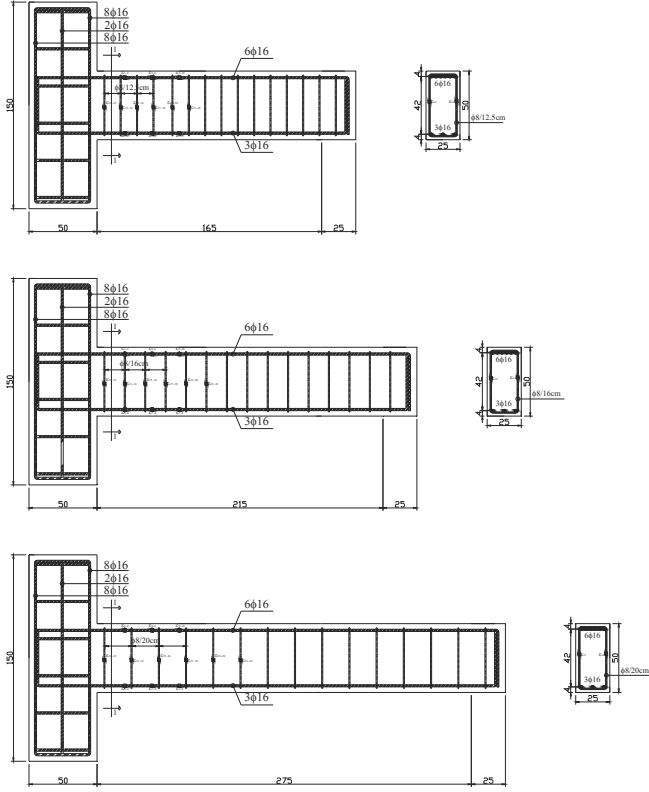
<sup>(1)</sup> Kesme açıklığının (konsol boyunun) kiriş etkili derinliğine oranı,

<sup>(2)</sup> Deney günü eksenel basınç deneyine tabi tutulan standart silindir numune basınç dayanımıdır. C35 sınıfı olan numune betonlarının tasarımında hedef dayanım TS802 yönetmeliğine göre 43MPa olarak alınmıştır,

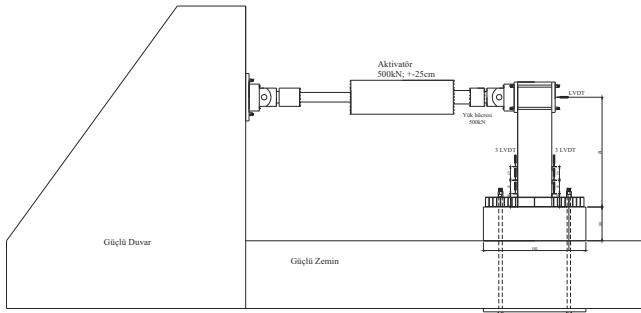
<sup>(3)</sup>, <sup>(4)</sup> S420 sınıfı boyuna donatının deneysel akma ve çekme dayanımları,

<sup>(5)</sup> S420 sınıfı enine donatının deneysel akma dayanımı,





Şekil 2. Numune detayları ve birim şekil değiştirme ölçerlerinin konumları

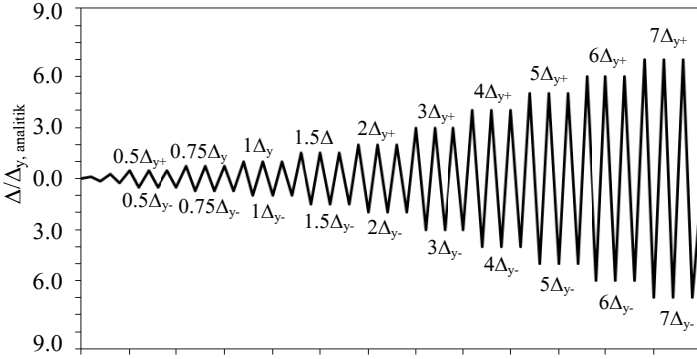


Şekil 3. Test düzeni

## 2.2. Yükleme Geçmişi

Deney numunelerine uygulanan yerdeğiştirme kontrollü yükleme geçmişi Şekil 4'de gösterilmiştir. Yükleme geçmişinde, numunelerin analitik akma yer değiştirmeleri

yardımıyla belirlenen nominal yerdeğiştirme sünekliği oranları ( $\Delta/\Delta_{y,analitik}$ ) hedeflenmektedir. Deneysel incelemede numunelerin kesme açıklıklarının farklı olması ve simetrik olmayan boyuna donatı düzeni uygulaması nedeniyle, nominal yerdeğiştirme sünekliği bakımından özdeş yükleme geçmişi uygulanmasına karşın hedef yerdeğiştirme talepleri birbirinden farklı olmaktadır.



Şekil 4. Yerdeğiştirme sünekliği kontrollü yükleme geçmişi

### 3. DENEYSEL SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRİLMESİ

#### 3.1. Hasar Biçimleri

Boyuna donatı düzenleri özdeş, a/d oranları değişken konsol kiriş numunelerinde, deneysel eğilme momenti ve kesme kuvvetinin maksimum değerlerinin ( $M_{maks}$ ,  $V_{maks}$ ) taşıma güçleriyle karşılaştırılması, Çizelge 2’de özetlenmiştir. Deney kirişlerinin kesme kuvveti taşıma gücü hesabında betonun kesme kuvvetine katkısı ihmal edilmiş [14] ve taşıma gücü hesaplarında deneysel malzeme dayanımları dikkate alınmıştır.

Çizelge 2. Deney numunelerinin kesme ve eğilme kapasitelerinin karşılaştırılması

Numune adı	a/d	$\rho$	$\rho'$	$M_n^{(1)}$	$V_n^{(2)}$	$V_{maks}^{(3)}$	$M_{maks}^{(4)}$	$\frac{V_{maks}}{b_w \cdot d \cdot f_{ct}}$	$\frac{V_{maks}}{V_n}$	$\frac{M_{maks}}{M_n}$
IAU_K01	3.6	0.0105	0.0053	258	220.8	159	257.4	0.58	0.72	1.02
		0.0053	0.0105	133		84.5	139.4	0.31	0.38	1.05
IAU_K02	4.7	0.0105	0.0053	258	172.5	119.5	256.9	0.43	0.69	1.00
		0.0053	0.0105	133		65.2	140.2	0.24	0.38	1.05
IAU_K03	6.0	0.0105	0.0053	258	138.0	95.2	261.8	0.34	0.69	1.01
		0.0053	0.0105	133		50.4	138.6	0.18	0.37	1.04

(1) Karakteristik malzeme dayanımları esas alınarak, TS500-2000’e göre belirlenen moment kapasitesi,

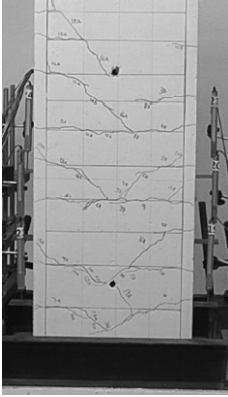
(2) Betonun kesme kuvvetine katkısı ihmal edilerek hesaplanan kesme kuvveti taşıma gücü ( $V_n \approx V_w$ ),

(3) Çevrimsel yüklemdeki maksimum deneysel kesme kuvveti,

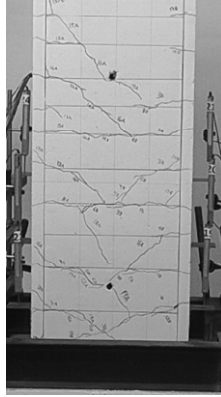
(4) Çevrimsel yüklemdeki maksimum deneysel eğilme momenti.

Çevrimsel yüklemelerde gelişen hasar gözlemleri Şekil 5 ~ Şekil 7’de gösterilmiştir. Taşıma gücü sınır durumuna eğilme kapasitesiyle ulaşan deney elemanlarında gözlenen hasar durumları aşağıda maddeler halinde özetlenmiştir.

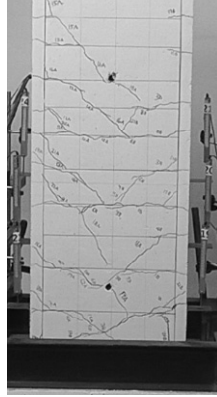
- Kiriş eğilme rijitliğinde görünür azalmaya neden olan ilk hasar göstergesi, numune eksenine dik doğrultuda gelişen eğilme çatlaklarıdır. Bu çatlaklar, kiriş derinliğinin yaklaşık %40’ı kadar aralıklarla oluşarak, gelişmekte ve eş yerdeğiştirme genliğine sahip tekrarlı yüklem adımlarından pek etkilenmemektedir.
- Artan tekrarlı yerdeğiştirme genlikleriyle kiriş eğilme rijitliğinde değişim gözlenen bir diğer hasar göstergesi ise çekme donatısındaki akma durumudur. Deney sırasında bu durum donatılara yerleştirilen birim şekil değiştirme ölçerle ile saptanmıştır.
- Donatı akma hasar durumuna yakın yerdeğiştirme çevrimlerinde, a/d oranı 3.6 olan deney kirişinin her iki yüzünde, a/d oranı 4.7 ve 6.0 olan numunelerde ise genelde boyuna donatı oranı yüksek olan kiriş yüzünde eğik çekme çatlakları oluşmakta ve meydana gelen bu yeni çatlaklar ile birlikte çatlak aralıkları azalmaktadır.
- Boyuna donatı düzenleri bakımından simetrik olmayan deney numunelerinde, itme doğrultusundaki çevrimlerinde gözlenen hasar göstergeleri: Kesitte ilk çatlama, boyuna donatıda ilk akma, kabuk betonda ezilme başlangıcı, boyuna donatıda burkulma ve kabuk betonda belirgin dökülme olarak sıralanabilir. Çekme doğrultusundaki çevrimlerde gözlenen hasar göstergeleri ise kesitte ilk çatlama, boyuna donatıda ilk akma, kabuk betonda ezilme başlangıcı ve çekme donatısında kopma hasar durumlarıdır.
- Deney numunelerinin taşıma gücünde kayda değer azalma (göçme öncesi hasar limit durumu) boyuna donatı oranı az kiriş yüzündeki donatılarda meydana gelen burkulmayla gerçekleşmektedir (Bkz. Şekil 8). Bu durum boyuna donatı düzeni farklı kirişin eğilme momenti kapasitesinin yöne göre değişkenlik göstermesi ve dolayısıyla donatı oranı düşük kiriş yüzündeki donatılara yüksek basınç kuvveti iletilip, donatıların elastik ötesi zorlanması olarak açıklanabilir. Deneysel incelemede basınç donatılarında birim şekil değiştirmenin elastik ötesi davranış bölgesine geçmesiyle birlikte, donatı eksenine doğrultusunda çatlak oluşunu gözlenmiş ve yerdeğiştirme genliğinin artmasıyla birlikte donatı burkulması belirginleşmiştir. Numunelerde boyuna donatı burkulması öncesi donatı akma birim şekil değiştirmesi mertebesinde seyreden sargılı beton lifi birim kısalması, belirgin donatı burkulmasıyla birlikte etkili değerine ulaşarak, ezilmiştir. Yazarlar bu durumun irdelenmesinde yarar görmektedir. Bilindiği üzere sargılı beton etkili birim kısalması, salt basınç altında denenen betonarme kesitlerde yanal donatı pasif kuşatmasının yanal donatının kopmasıyla son bulduğu noktaya karşılık gelir [22, 23]. Bu bilgi, deneysel gözlemler ile birlikte değerlendirildiğinde, sargılı beton etkili birim kısalma sınırının boyuna donatı burkulma sınırını yansıtmakta yetersiz kaldığı söylenebilir.
- Yanal donatı aralığının boyuna donatı çapına oranı ( $s/\phi_{\text{boyuna}}$ ) (deney kirişlerinde bu oranlar sırasıyla 8, 10 ve 12.5’dir), gerek burkulmayla ortaya çıkan donatı eksenindeki yanal yerdeğiştirmeye; gerekse de kirişin yük taşıma kapasitelerindeki azalmayla güçlü bir ilişki sergilemektedir. Deneysel yüklemeye, burkulma sonrası donatı oranı az kiriş yüzündeki donatı ya da donatılarda kopma gözlemlendiği durumda son verilmiştir.



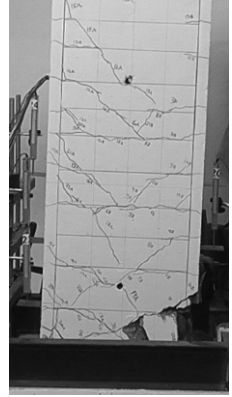
IAU\_K01  
 $\Delta_{(+)/L} \approx \%1.0$   
 $\Delta_{(-)/L} \approx \%0.8$



IAU\_K01  
 $\Delta_{(+)/L} \approx \%1.5$   
 $\Delta_{(-)/L} \approx \%1.2$

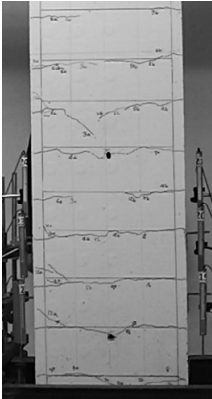


IAU\_K01  
 $\Delta_{(+)/L} \approx \%1.9$   
 $\Delta_{(-)/L} \approx \%1.7$



IAU\_K01  
 $\Delta_{(+)/L} \approx \%3.2$   
 $\Delta_{(-)/L} \approx \%2.9$

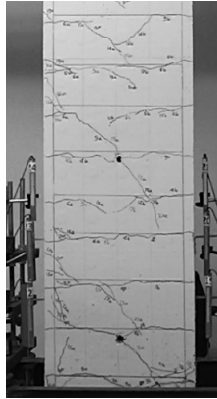
Şekil 5. IAU\_K01 numunesinde artan öteleme oranları boyunca gelişen hasar gözlemleri



IAU\_K02  
 $\Delta_{(+)/L} \approx \%0.9$   
 $\Delta_{(-)/L} \approx \%0.8$



IAU\_K02  
 $\Delta_{(+)/L} \approx \%1.8$   
 $\Delta_{(-)/L} \approx \%1.6$

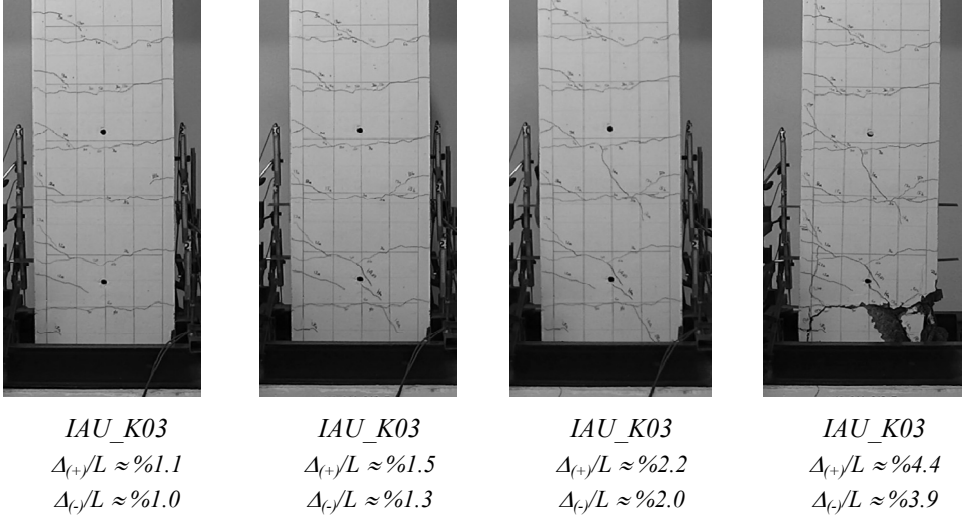


IAU\_K02  
 $\Delta_{(+)/L} \approx \%2.4$   
 $\Delta_{(-)/L} \approx \%2.1$

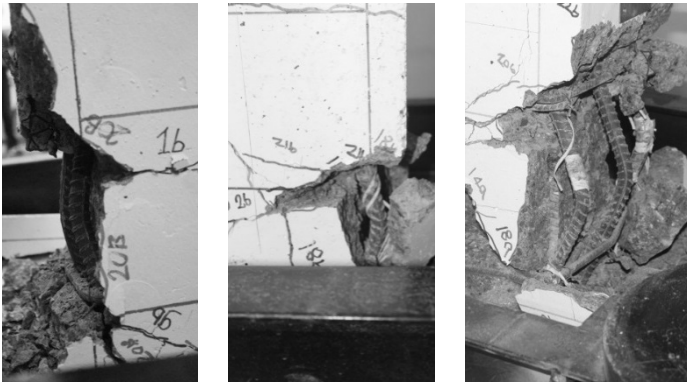


IAU\_K02  
 $\Delta_{(+)/L} \approx \%3.7$   
 $\Delta_{(-)/L} \approx \%3.1$

Şekil 6. IAU\_K02 numunesinde artan öteleme oranları boyunca gelişen hasar gözlemleri



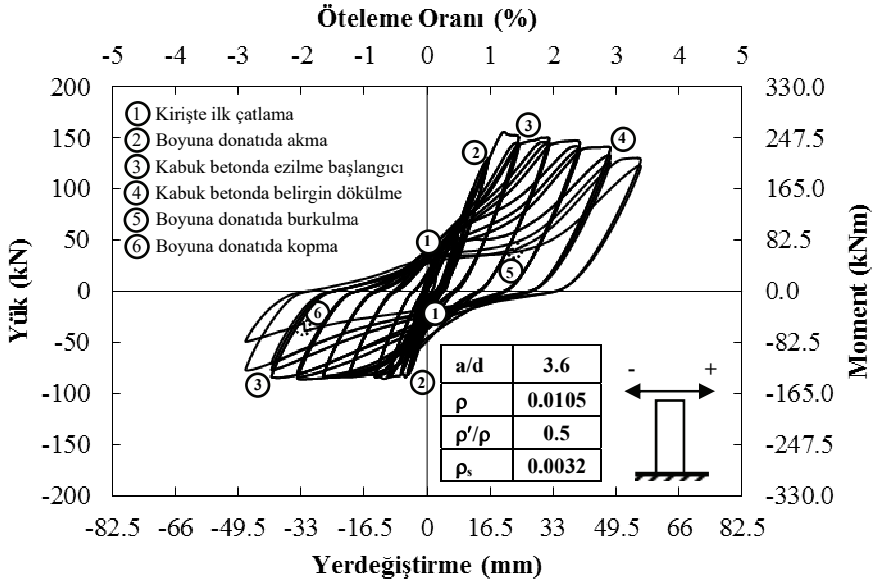
Şekil 7. IAU\_K03 numunesinde artan öteleme oranları boyunca gelişen hasar gözlemleri



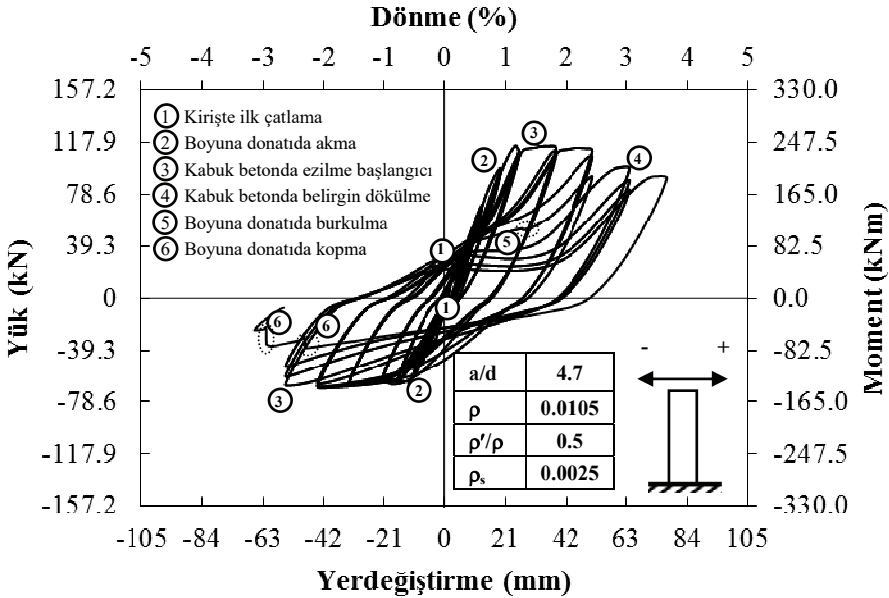
Şekil 8. Deney numunelerinde boyuna donatı burkulması hasar durumu

### 3.2. Yük-Yerdeğiştirme İlişkileri

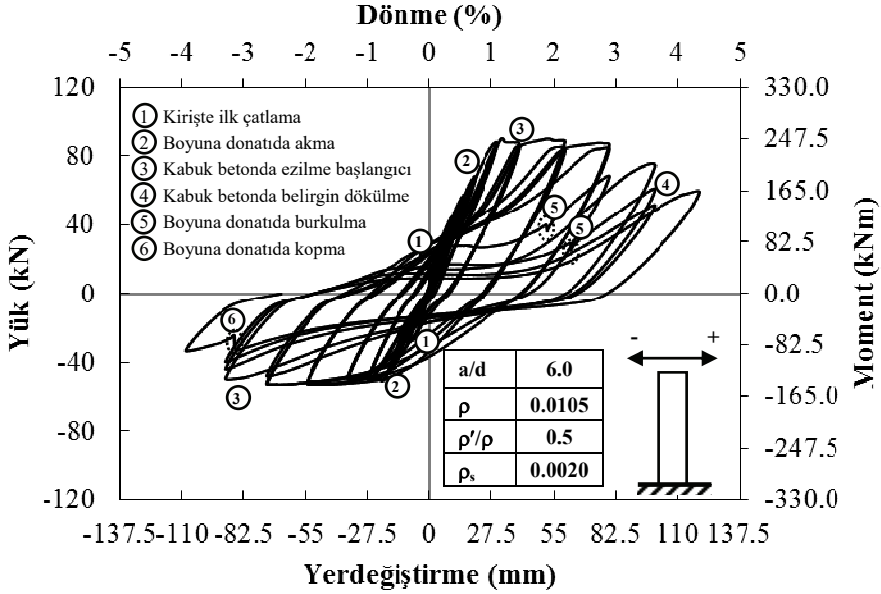
Deney elemanlarının çevrimsel yükler altındaki yük-yerdeğiştirme ilişkileri Şekil 9~11'de verilmiştir. Kritik kiriş kesitindeki hasar durumunun daha kolay izlenmesi amacıyla, deney sırasında gözlenen ve/veya ölçülen çeşitli sınır durumlar çevrimsel yük-yerdeğiştirme diyagramları üzerinde işaretlenmiştir. İzlenen davranış sınır durumları: Kiriş kesitinde ilk çatlama, boyuna donatıda ilk akma, kabuk betonda ilk ezilme başlangıcı, kabuk betonda belirgin ezilme, boyuna donatıda burkulma ve boyuna donatıda kopma durumu olarak sıralanabilir.



Şekil 9. IAU\_K01 numunesinde çevrimsel yük-yerdeğiştirme ilişkisi



Şekil 10. IAU\_K02 numunesinde çevrimsel yük-yerdeğiştirme ilişkisi



Şekil 11. IAU\_K03 numunesinde çevrimsel yük-yerdeğiştirme ilişkisi

### 3.3. Eşdeğer Plastik Mafsalsal Boyu

Bu bölümde, elastik ötesi yerdeğiştirme talebinde kirişin kritik mesnet kesitindeki eğilme mafsalı kabulü (plastik mafsal) ele alınacaktır. Plastik mafsal teorisi gereği konsol bir kirişin toplam tepe yerdeğiştirmesi Park ve Paulay [15] tarafından önerilen aşağıdaki bağıntı yardımıyla hesaplanabilir.

$$\Delta = \Delta_e + \Delta_p = \phi_y \cdot \frac{L^2}{3} + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p \cdot (L - 0.5 \cdot L_p) \quad (3)$$

(3) bağıntısında  $\Delta$  toplam yerdeğiştirmeyi,  $\Delta_e$  elastik yerdeğiştirmeyi,  $\Delta_p$  plastik yerdeğiştirmeyi,  $\phi_y$  kesitin akma eğrilikliğini,  $\phi_u$  kesitin limit eğrilikliğini,  $L$  kesme açıklığını ve  $L_p$  ise eşdeğer plastik mafsal boyunu göstermektedir. Deneysel incelemede ele alınan kirişlerin yerdeğiştirme süneklik oranının ( $\mu_\Delta$ ) 1'in üzerindeki değerleri için (3) bağıntısı yardımıyla hesaplanan plastik mafsal boyları Çizelge 3'de özetlenmiştir.

Çizelge 3. Deney numunelerinin eşdeğer plastik mafsal boyları

Numune Adı	a/d	ρ	ρ'	ρ'/ρ	Yüklenme Adımı	$L_{p,i}/h$	$L_{p,ort}/h$
IAU_K01	3.6	0.0105	0.0052	0.5	18a	0.52	0.43
					21a	0.49	
					24a	0.3	
					27a	0.4	
	0.0052	0.0105	2	18b	0.63	0.57	
				21b	0.73		
				24b	0.5		
				27b	0.43		

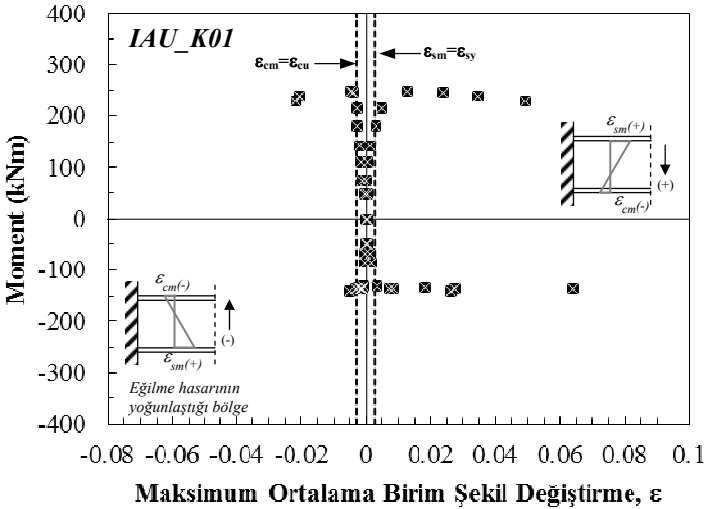
Çizelge 3. Deney numunelerinin eşdeğer plastik mafsal boyları (devam)

Numune Adı	a/d	$\rho$	$\rho'$	$\rho'/\rho$	Yükleme Adımı	$L_{p,i}/h$	$L_{p,ort}/h$
IAU_K02	4.7	0.0105	0.0052	0.5	15a	0.76	0.55
					18a	0.54	
					21a	0.48	
					24a	0.4	
	0.0052	0.0105	2	15b	0.51	0.56	
				18b	0.5		
				21b	0.56		
				24b	0.66		
IAU_K03	6	0.0105	0.0052	0.5	15a	0.78	0.57
					18a	0.58	
					21a	0.49	
					24a	0.42	
	0.0052	0.0105	2	15b	0.6	0.62	
				18b	0.5		
				21b	0.7		
				24b	0.68		

### 3.4. Moment - Ortalama Birim Şekil Değişirme İlişkileri

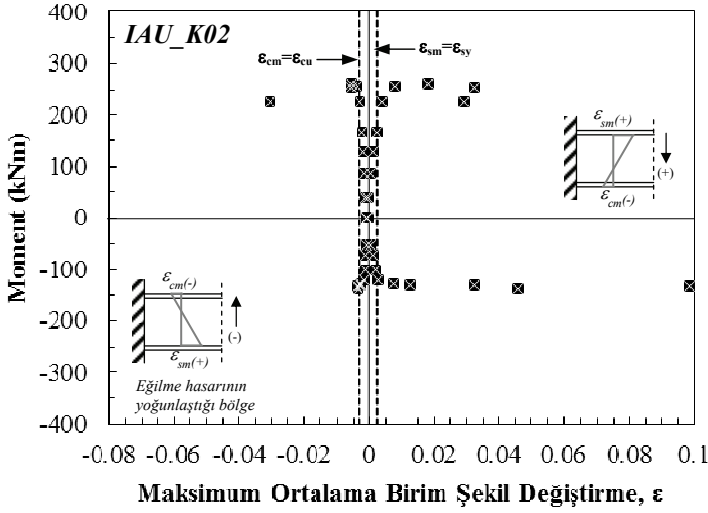
Şekil 12~14'de, plastik mafsal bölgesi maksimum birim şekil değiştirmelerinin (3 ayrı ölçüm düzeyinde LVDT yerdeğiştirmeleri yardımıyla hesaplanan en dış beton lifi ve en dış çekme donatısı düzeyi birim şekil değiştirmelerinin en büyüğü), yatay yüke göre belirlen eğilme momentiyle etkileşimi gösterilmiştir. Diyagramların çiziminde, belirli bir eğilme doğrultusu için ( $M>0$  ya da  $M<0$ ) plastik mafsal bölgesi en dış beton lifi birim kısalması ( $\epsilon_{cm}$ ) negatif, en dış çekme donatısı düzeyi birim uzaması ( $\epsilon_{sm}$ ) ise pozitif olarak işaretlenmiştir.

Deney numunelerinde elastik ötesi davranış altında çeşitli yüklemelerde ölçülen birim şekil değiştirmelerin Türk Deprem Yönetmeliğinde izin verilen beton ve çekme donatısı birim şekil değiştirme sınırlarıyla karşılaştırılması Çizelge 4 'de özetlenmiştir.

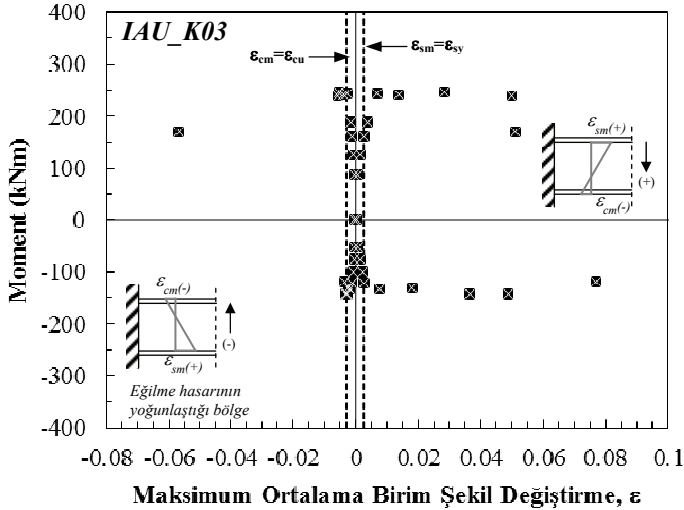


Şekil 12. IAU\_K01 numunesinde deneysel moment-maksimum ortalama birim şekil değiştirme ilişkisi





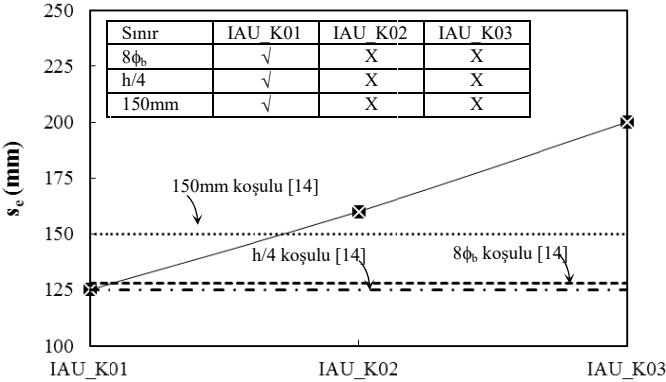
Şekil 13. IAU\_K02 numunesinde deneysel moment-maksimum ortalama birim şekil değiştirme ilişkisi



Şekil 14. IAU\_K03 numunesinde deneysel moment-maksimum ortalama birim şekil değiştirme ilişkisi

Şekil 12~14'de verilen diyagramlar ve Çizelge 4'ün incelenmesiyle yapılan değerlendirmeler aşağıda maddeler halinde verilmiştir.

- Boyuna donatı oranı az olan kiriş yüzünün çekmeye zorlandığı ( $\rho'/\rho=2$ ,  $M<0$ ) elastik ötesi davranışta hasar *donatı kontrollü* sınır durumla gerçekleşmektedir (donatı birim şekil değiştirme değerlerine bağlı olarak hasar sınır durumunun betimlenmesi). Donatı oranının azalmasıyla -kuvvet dengesi gereği- tarafsız eksen derinliğinin küçüleceği ve dolayısıyla çekme donatısındaki birim uzamanın artacağından hareketle bu eğilim doğaldır. Türk deprem yönetmeliğinde çekme donatısına tanımlanan en büyük birim şekil değiştirme –genelde- hasar sınırının betimlenmesinde başarılıdır.
- Boyuna donatı oranı yüksek olan kiriş yüzünü çekmeye zorlayan ( $\rho'/\rho=0.5$ ,  $M>0$ ) elastik ötesi davranışta ise ilk adımlarında beton kontrollü hasar sınır durumu gözlenirken (minimum hasar); basınç donatılarının burkulmasıyla en dış beton lifindeki birim kısalmada bir sıçrama gözlenmekte ve beton birim kısalması sargılı beton ezilme birim kısalmasının üzerine çıkmaktadır. Boyuna donatının burkulması ve dolayısıyla donatı ekseninde gerçekleşen yer değiştirme miktarına bağlı değişen bu eğilim, yanal donatı aralığının artmasıyla daha da belirginleşmektedir. Bu bağlamda, Yanal donatı bakımından gerekli koşulları sağlamayan kirişlerin ( $s_c/\phi_b$  oranının artması vb.) ileri hasar bölgesi basınç birim şekil değiştirme üst sınırını doğrusal bir ilişkiyle tanımlayan Türk Deprem Yönetmeliği yaklaşımının yetersiz kaldığı söylenebilir.
- Deneysel numunelerinin yanal donatı aralıklarının Türk deprem Yönetmeliği aralık sınırlarıyla karşılaştırılması Şekil 15’de gösterilmiştir. Türk Deprem yönetmeliğinde yanal donatı aralığı için  $s_c/\phi_{\text{boyuna}}$  oranının 8 ile sınırlandırılması, basınç donatısında elasto-plastik davranış kabulünün gerçekleştirilmesine yönelik bir tedbir olarak değerlendirilebilir. Simetrik olmayan donatı düzenine sahip ve  $s_c/\phi_{\text{boyuna}}$  oranları 8, 10 ve 12.5 olan deneysel numunelerinin tamamında donatı burkulması gözlenmesi göz önünde bulundurulduğunda, tasarımda 8 olarak alınan  $s_c/\phi_{\text{boyuna}}$  sınırının bir miktar azaltılmasının uygun olacağı söylenebilir.



Şekil 15. Deneysel numunelerinde etriye aralıklarının Türk Deprem Yönetmeliği [14] sınırlarıyla karşılaştırılması

Çizelge 4. Deneysel birim şekil değiştirmelerin analitik sınırlarla karşılaştırılması

Numune Adı	a/d	$\rho'/\rho$	Yükleme Adımı	$\epsilon_{cm}$	$\epsilon_{sm}$	$\epsilon_{cL}/\epsilon_{sL}$		
						MN	GV	GÇ
IAU_K01	3.6	0.5	18a	-0.0047	0.0126	-0.0035/	-0.0135/	-0.018/
			21a	-0.0041	0.0237	0.01	0.04	0.06
			24a	-0.0204	0.0347			
			27a	-0.0218	0.0493			
		2	18b	-0.0025	0.0189			
			21b	-0.0033	0.0272			
			24b	-0.005	0.0261			
IAU_K02	4.7	0.5	15a	-0.0033	0.0079	-0.0035/	-0.0113/	-0.0149/
			18a	-0.0053	0.0185	0.01	0.04	0.06
			21a	-0.0053	0.0328			
			24a	-0.03	0.0295			
		2	15b	-0.0023	0.0133			
			18b	-0.0026	0.0328			
			21b	-0.0031	0.0462			
24b	-0.0035	0.0981						
IAU_K01	6	0.5	15a	-0.0038	0.0139	-0.0035/	-0.0098/	-0.0128/
			18a	-0.0057	0.0284	0.01	0.04	0.06
			21a	-0.0061	0.0499			
			24a	-0.0566	0.0511			
		2	15b	-0.0024	0.0182			
			18b	-0.0027	0.0364			
			21b	-0.0031	0.0489			
24b	-0.0035	0.0769						

#### 4. HASAR SINIR YAKLAŞIMININ BASINÇ DONATISI BURKULMA BİRİM ŞEKİLDEĞİŞTİRME SINIRIYLA YETKİNLEŞTİRİLMESİ

Betonarme kiriş mesnet kesitlerinin boyuna donatı tasarımında yaygın olarak kullanılan simetrik olmayan donatı düzenlemesi, şiddetli bir deprem etkisinde donatı oranı az kiriş yüzü basınç donatıları üzerinde elastik ötesi zorlama yaratır. Kirişin eğilme momenti kapasitesinin yöne göre değişkenlik göstermesi ve dolayısıyla donatı oranı az kiriş yüzüne iletilen yüksek basınç kuvvetinden kaynaklanan bu durum, plastik mafsal bölgesinde donatı oranı az kiriş yüzündeki basınç donatılarının burkulma potansiyelini artırır. Sargılı beton etkili birim kısalması, salt basınç altında denenen betonarme kesitlerde yanal donatı pasif kuşatmasının yanal donatının kopmasıyla son bulduğu noktaya karşılık geldiği bilgisiyle, sargılı beton etkili birim kısalma sınırının boyuna donatı burkulma sınırını yansıtmakta yetersiz kalabileceği söylenebilir. Daha açık bir anlatımla, farklı hasar sınırları için sargılı beton lifinde tanımlanacak şekil değiştirmeler aynı yükleme adımına sıkışarak hasar durumuna yansıtmayabilir. Bu bölümde, basınç altındaki donatı çeliği davranışını yatay yer değiştirmeye bağlı bir biçimde ifade eden bir davranış modeli kısaca tanıtılarak,

burkulmanın göçme modu üzerine etkin olduğu plastik mafsal kesitleri için burkulma kontrollü bir şekil değiştirme limiti üzerinde durulacaktır.

#### 4.1. Basınç Yükü Etkisindeki Donatı Çeliğinin Eksenel Gerilme-Yatay Yerdeğiştirme İlişkileri

Eksenel yükü zorlanan donatı çubuklarının çekme ve basınç yükleri altındaki davranış farklılıklarına yönelik literatürde birçok çalışma yapılmıştır. Bu çalışmalarda çubuk serbest boyu ( $s$ ) ile çap ( $\phi$ ) oranının basınç altındaki davranış üzerinde en etkin değişken olduğu, malzeme ve yükleme özelliklerinin etkilerinin ikincil düzeyde kaldığı rapor edilmektedir [24, 25, 26]. Şekil 16 (a)'da, yerdeğiştirme profili şematik olarak gösterilen burkulmuş donatı çeliğinin eksenel boy değişimi ve ortalama birim şekil değiştirmesi, aşağıdaki bağıntılar yardımıyla ifade edilebilir [27, 28].

$$u = u_{xx} + u_{xz} \quad (4)$$

$$\varepsilon_x = \frac{du_{xx}}{dx} - z \cdot \frac{d^2w}{dx^2} = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{xz} \quad (5)$$

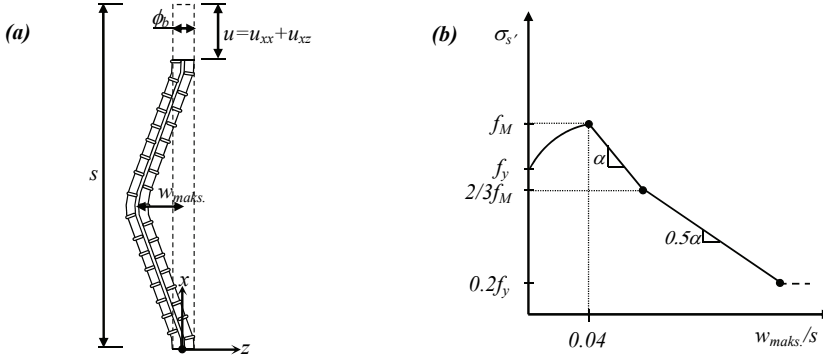
Bağıntılarda,  $u_{xx}$ , eksenel deformasyondan oluşan eksenel yerdeğiştirmeyi,  $u_{xz}$ , yanal yer değiştirmeden oluşan eksenel yerdeğiştirme,  $w$ , donatı çubuğu ekseninde gözlenen yanal yerdeğiştirmeyi,  $\varepsilon_x$ , ortalama eksenel birim şekil değiştirmeyi,  $\varepsilon_{xx}$ , eksenel gerilmeden oluşan eksenel birim şekil değiştirmeyi,  $\varepsilon_{xz}$ , yanal yerdeğiştirmeden oluşan eksenel birim şekil değiştirmeyi göstermektedir. Yanal yerdeğiştirme etkisiyle donatı çubuğunda oluşan eksenel yerdeğiştirme  $s/\phi$  oranına bağlı bir biçimde yazılabilir [28].

$$\varepsilon_{xz} = \frac{0.035 \cos \theta + \theta}{\cos \theta - 0.035 \theta} \cdot \frac{w_{maks}}{\phi_b} \geq \frac{1}{\cos \theta - 0.07 \theta} \cdot (0.07 \cos \theta + \theta) \cdot \left( \frac{w_{maks}}{\phi_b} - 0.035 \right) \quad (6)$$

$$\theta = \frac{6.9}{(s/\phi_b)^2} - 0.05 \quad (7)$$

Basınç altında donatı davranışı için esas alınan ve Şekil 16 (b)'de gösterilen eksenel gerilme-yatay yerdeğiştirme analitik modelinde, maksimum gerilme  $f_M$ , donatı çeliği mekanik özellikleri ve  $s/\phi$  oranına bağlı bir biçimde aşağıdaki bağıntı ile ifade edilmektedir.

$$\frac{f_M}{f_y} = -0.45 \cdot \left( \frac{f_{su}}{f_y} \right)^{1.5} \cdot \left[ \ln \left( \frac{s/\phi_b}{4} \right) \right] + \frac{f_{su}}{f_y} \leq \frac{f_{su}}{f_y} \quad (8)$$



Şekil 16. (a) Burkulmuş donatı çubuğunun yerdeğiştirme profili, (b) basınç etkisindeki donatı çubuğu aksenal gerilme-yanal yerdeğiştirme davranış modeli [28]

Davranış modelinde yatay yerdeğiştirme-gerilme ilişkisi aşağıda verilmiştir.

$$\frac{w_{maks}}{s} \leq 0.04; \sigma'_s = f_y + (f_M - f_y) \cdot \sqrt{1 - \left( \frac{w_{maks}}{0.04 \cdot s} - 1 \right)^2} \quad (f_M > f_y) \quad (9)$$

$$\frac{w_{maks}}{s} \leq 0.04; \sigma'_s = f_y + \frac{(f_M - f_y)}{0.04} \cdot \frac{w_{maks}}{s} \quad (f_M \leq f_y) \quad (10)$$

$$\frac{w_{maks}}{s} > 0.04; \sigma'_s = f_y \cdot \alpha \cdot \left( \frac{w_{maks}}{s} - 0.04 \right) + f_M \quad (f_M > f_y) \quad (11)$$

$$\frac{w_{maks}}{s} > 0.04; \sigma'_s = f_y \cdot \frac{\alpha}{2} \cdot \left( \frac{w_{maks}}{s} - \beta \right) + \frac{2 \cdot f_M}{3} \quad (f_M < f_y) \quad (12)$$

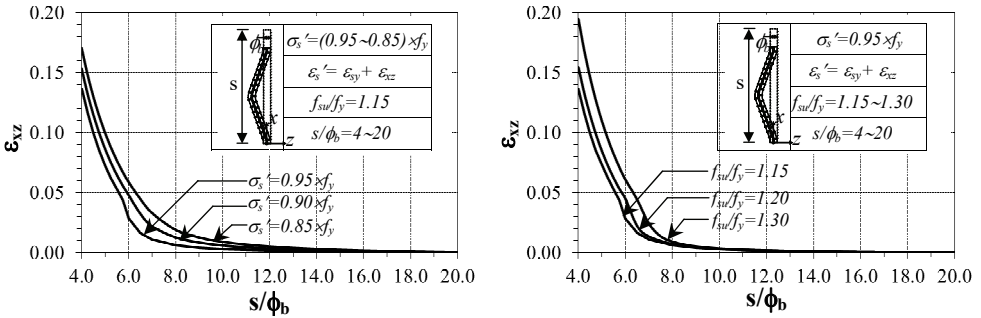
#### 4.2 Burkulma Durumu İçin Basınç Donatısına Şekil Değiştirme Sınırı Tanımlanması

Şekil 17'de basınç etkisinde elastik ötesi zorlanan donatı çelikleri için basınç gerilmesinin akma dayanımının belirli bir miktar altına düştüğü durumlara karşılık gelen birim şekil değiştirmelerin, narinlik oranıyla etkileşimi gösterilmiştir. Bu etkileşim diyagramının çizilmesinde yapılan basitleştirici kabuller aşağıda maddeler halinde özetlenmiştir.

- Basınç donatısı elastik davranış bölgesinde burkulmaz. Burkulma, elastik ötesi davranış sınırı olan akma dayanıma ulaşılması sonrası başlar.

- Betonarme çeliğinin basınç altındaki davranışı, bir önceki bölümde verilen ve donatı eksenindeki burkulma yerdeğiştirmesine bağlı iteratif bir çözüm yöntemi gerektiren (uygunluk şartı ve kuvvet dengesi yardımıyla) davranış modeline uygundur.
- Boyuna donatının burkulma boyu yanal donatı aralığına bağlı bir biçimde ifade edilebilir.

Diyagramlardan da görüleceği üzere, elastik ötesi davranışta basınç gerilmesinin akma dayanımının belirli bir oranı ile sınırlandırılmasıyla (%95, %90 ve %85), bu gerilmelere karşı gelen burkulma yanal yerdeğiştirmesinden kaynaklanan eksenel birim şekil değiştirmeler ile  $s/\phi_b$  oranları arasında yaklaşık olarak ters bir ilişki vardır. Benzer bir eğilim donatı kopma dayanımının akma dayanımına oranlarının ( $f_{su}/f_y$ ) değişken alındığı karşılaştırmadan da görülebilir. Her iki karşılaştırmada da -burkulma durumunda ortaya çıkan- yanal yerdeğiştirme kaynaklı eksenel birim şekil değiştirmenin  $s/\phi_b$  oranlarıyla etkileşimi,  $s/\phi_b$  oranının artan değerleri için diyagramların çiziminde değişken alınan parametrelerden bağımsız hale gelmektedir. Şekil 17'deki ilişkilerde belirli bir  $s/\phi_b$  oranı karşı gelen ortalama eksenel şekil değiştirme, düşey ekseninde verilen birim şekil değiştirmeyle akma birim şekil değiştirmesinin toplanılmasıyla hesaplanabilir.



Şekil 17. Burkulma durumunda yanal yerdeğiştirmeden oluşan eksenel birim şekil değiştirmenin  $s/\phi_b$  oranı ile etkileşimi

Şekil 17'deki etkileşim diyagramlarından da görüleceği üzere, basınç donatısındaki elastik ötesi gerilme için akma dayanımına göre yapılacak bir sınırlandırmayla, bu gerilmeye karşı gelen birim kısalma, etkin tasarım değişkenlerine bağlı biçimde yaklaşık bir bağıntı ile tahmin edilebilir. Bu bağıntının elde edilmesinde, basınç etkisi altındaki donatı davranışının araştırıldığı geniş bir deneysel çalışma sonuçlarından yararlanılmıştır [24]. Çalışmadaki deneysel sonuçların doğrusal olmayan regresyon analizi Statistica programı [29] yardımıyla -etkin davranış göstergeleri dikkate alınarak- yapılarak, aşağıdaki (13) bağıntısı geliştirilmiştir. Bağıntıdaki  $\epsilon_{sL}(\%5)$ , basınç donatısı gerilmesinin akma gerilmesinin %95'ine düştüğü duruma karşı gelen birim şekil değiştirmeyi,  $\epsilon_{sy}$ , boyuna donatının akma birim şekil değiştirmesini,  $f_{su}/f_y$  donatı çeliğinin çekme deneyinden elde edilen kopma ve akma dayanımları oranını,  $s/\phi_b$  ise burkulma boyunun boyuna donatı çapına oranını göstermektedir. Bağıntının korelasyon katsayısı (R) 0.99 olarak hesaplanmıştır.

$$\frac{s}{\phi_b} \geq 9, \quad \varepsilon'_{s,L(\%5)} = \varepsilon_{sy} + 0.02 \cdot e^{\left(1.09 \frac{f_{su}}{f_y} - 0.33 - \frac{s}{\phi_b}\right)}$$

$$6 \leq \frac{s}{\phi_b} < 9, \quad \varepsilon'_{s,L(\%5)} = \varepsilon_{sy} + 0.06 \cdot e^{\left(3.85 \frac{f_{su}}{f_y} - 0.86 - \frac{s}{\phi_b}\right)}$$
(13)

(13) bağıntısında yer alan burkulma boyunun (s) etriye aralığına ( $s_e$ ) eşit kabul edilmesi, zayıf yanal donatı düzenleri için uygun bir kabul olmasına karşın, tersi durumlarda farklı burkulma şekillerinin davranış üzerinde etkin olmasıyla birlikte sonuçlar verilebilir. Burkulma boyunun etriye aralığına bağlı bir biçimde belirlenmesinde, Dhakal ve Maekawa tarafından geliştirilen enerji esaslı bir yöntem kullanılacaktır [30]. Bu yöntemin ilk hesap adımı (14) bağıntısıyla verilen yanal donatı etkili rijitliğinin hesaplanmasıdır.

$$K_{e,etr} = \frac{E_{\phi,w} \cdot A_0}{d_h} \cdot \frac{n_h}{n_b}$$
(14)

(14) bağıntısında,  $E_{\phi,w}$ , yanal donatı çeliğinin elastisite modülü,  $A_0$ , etriye kolunun en kesit alanı,  $d_h$ , yanal donatının mesnet oluşturduğu boyuna donatı eksenleri arası mesafe ( $h-2d'$ ),  $n_h$ , boyuna donatıya mesnet olan yanal donatı kol sayısı,  $n_b$  ise basınç yüzündeki boyuna donatı sayısıdır. Dhakal ve Maekawa tarafından geliştirilen modelin ikinci hesap adımı ise, çeşitli burkulma şekilleri için yanal donatı etkisini yansıtan eşdeğer yay rijitliklerinin ( $k_{e,yay}$ ) belirlenmesidir. Bu burkulma şekilleri ve gerekli eşdeğer yay rijitlikleri, aşağıdaki Çizelge 5'de özetlenmiştir.

Çizelge 5. Burkulma şekilleri için gerekli yay rijitlikleri

Burkulma modu*	Burkulma boyu/etriye aralığı (s/ $s_e$ )	Gerekli eşdeğer yay rijitliği ( $k_{e,yay}$ ) ( $\times \pi^4 EI_b^{**}/s_e^3$ )
1	1	0.750
2	2	0.165
3	3	0.098

\* (15) bağıntısıyla belirlenen yanal donatı eşdeğer rijitliğinin, burkulma modu için gerekli eşdeğer yay rijitliğine eşit ya da üzerinde olması durumunda oluşan burkulma şekli ( $k_{e,etr} \geq k_{e,yay}$ )

\*\* Gerekli eşdeğer yay rijitliğinin hesabında kullanılan EI, *boyuna donatı ortalama eğilme rijitliğidir* ( $EI \approx 0.5EI(f_y/400)^{0.5}$ ).

Dhakal ve Maekawa yönteminde çubuğun burkulma boyu (s), (15) bağıntısıyla belirlenen yanal donatı etkili rijitliğinin çeşitli burkulma modları için Çizelge 5'de tanımlanan gerekli eşdeğer yay rijitliği ile karşılaştırılmasıyla belirlenir. Örneğin (15) bağıntısıyla belirlenen yanal donatı etkili rijitliği, Çizelge 5'de verilen birinci burkulma modu sınırına ( $0.75\pi^4 EI_b/s_e^3$ ) eşit ya da üstünde ise burkulma boyu etriye aralığına eşit alınmaktadır. Aksi durumlarda burkulma boyu burkulma modu ve etriye aralığının çarpılmasıyla elde edilecektir. Bu yöntemle göre belirlenecek burkulma boyunun etriye aralığına oranı yaklaşık bir denklem yardımıyla ifade edilebilir. Bunun için etkin davranış değişkenleri gözetilerek yapılan çözümlerden elde edilen sonuçların doğrusal olmayan regresyon analizi,

Statistica programı [29] yardımıyla yapılarak, aşağıdaki (15) ve (16) bağıntıları geliştirilmiştir. Bağıntı sonuçları Dhakal ve Maekawa yöntemi sonuçları ile karşılaştırılmış ve bağıntının korelasyon katsayısı 0.98 olarak hesaplanmıştır.

$$\zeta = \frac{32 \cdot \frac{A_{sh}}{d_h} \cdot \left( \frac{s_e}{\phi_b} \right)^2 \cdot s_e}{\pi^4 \cdot A_s' \cdot \sqrt{\frac{f_y}{400}}} \quad (15)$$

$$\frac{s}{s_e} = \min \left( 1; 0.7 + \frac{0.24}{\zeta} \right) \quad (16)$$

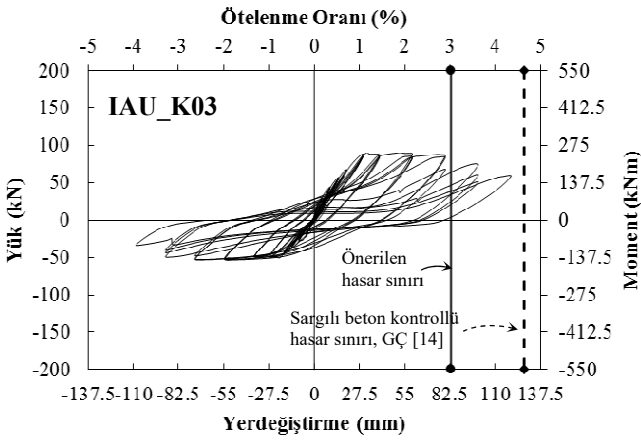
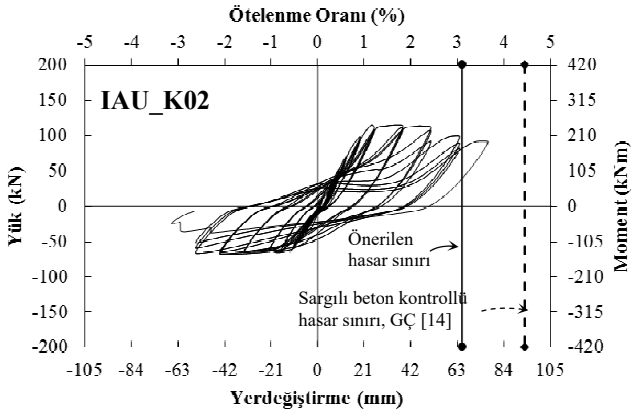
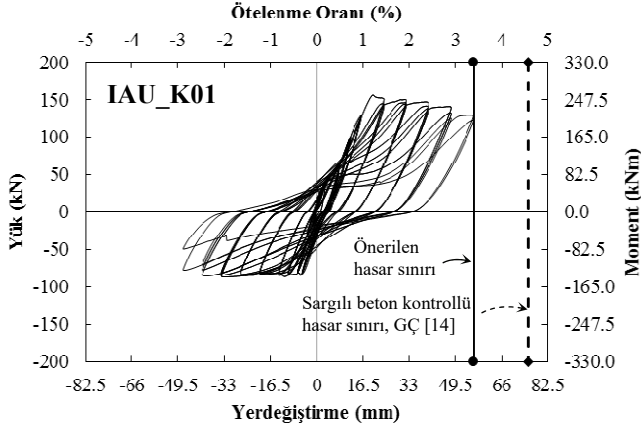
(15) ve (16) bağıntılarında,  $A_{sh}$ , göz önüne alınan eğilme doğrultusundaki yanal donatı kollarının en kesit alanları toplamı,  $\phi_b$ , göz önüne alınan eğilme doğrultusundaki basınç donatısı minimum çapı,  $s_e$ , yanal donatı aralığı,  $A_s'$  göz önüne alınan eğilme doğrultusundaki basınç yüzü donatılarının en kesit alanı toplamı,  $f_y$ , boyuna donatı akma dayanımıdır.

## **5. ÖNERİLEN BASINÇ DONATISI HASAR SINIRININ DENEYSEL SONUÇLARLA KARŞILAŞTIRILMASI**

Çizelge 6'da, (13) bağıntısı yardımıyla belirlenen analitik burkulma birim şekil değiştirme sınırları, deneysel sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Çizelgeden de görüleceği üzere, IAU\_K01 numunesinde şekil değiştirme limitleri eğilme doğrultusundan etkilenmektedir. Bu durum, donatı oranı yüksek kiriş yüzünün basınca çalıştığı durumda farklı tip burkulma modu oluşmasından kaynaklanmaktadır (deneyde bu doğrultuda burkulma oluşmamıştır). IAU\_K02 ve IAU\_K03 numunelerinde ise her iki eğilme doğrultusu için de birinci burkulma modu hâkim olmakta ve şekil değiştirme sınırları eğilme doğrultusundan etkilenmemektedir.

Deney numunelerinin *burkulma hasar sınırına* karşı gelen analitik yer değiştirme kapasitesinin, deneysel yük-yerdeğiştirme ilişkisi üzerinde gösterimi Şekil 18'de verilmiştir (analitik yerdeğiştirme kapasitenin belirlenmesinde,  $L_p \approx 0.5h$  kabul edilip, (5) bağıntısı kullanılmıştır. Önerilen burkulma hasar sınırı gereği, basınç donatısındaki gerilmenin akma dayanımının %95'i olduğu kabul varsayılmıştır). Ayrıca Türk Deprem Yönetmeliği *Göçme Hasar Sınırı* sargılı beton birim kısalma sınırına göre belirlenen yer değiştirme kapasitesi de diyagram üzerinde işaretlenmiştir. Sınırlı deney numunesi sonucu esas alınarak yapılan karşılaştırmadan da görüleceği üzere, Türk Deprem Yönetmeliğindeki sargılı beton birim kısalma limit değerinin *Göçme hasar sınırının* (taşımaya gücünde azalma sınırı) betimlenmesinde yetersiz kaldığı gözlenmektedir. Özellikle yanal donatı aralığının yönetmelik koşulları bakımından yetersiz olduğu kirişlerde -beton kontrollü ileri hasar sınırlarının sargılı beton birim kısalmasına göre gözlenmesi nedeniyle- mevcut yapıların performans değerlendirmesi sürecinde bu tip durumlara sıkça karşılaşılabılır. Bu bağlamda, (13) bağıntısı yardımıyla belirlenen hasar sınırının –genelde– iyi sonuçlar verdiği söylenebilir.





Şekil 18. Önerilen (13) bağıntısı kullanılarak belirlenen yer değiştirme kapasitelerinin deneysel sonuçlarla karşılaştırılması

Çizelge 6. Deney sırasında ölçülen basınç donatısı birim şekil değiştirmelerin, önerilen analitik sınırlarla karşılaştırılması

Numune Adı	s/φb	$f_{su}/f_y$	$\rho'/\rho$	Yükleme Adımı	$\epsilon'_s$	$\epsilon'_L$ [[13] bağıntısıyla]
IAU_K01	8	1.2	0.5	21a	0.0021	0.0098
				27a	0.0175	
			2	24b	0.0028	0.0055
				27b	0.004	
IAU_K02	10	1.2	0.5	21a	0.0025	0.0052
				24a	0.0274	
			2	21b	-0.0009	0.0052
				24b	-0.005	
IAU_K03	12.5	1.2	0.5	21a	0.0018	0.0039
				24a	0.0521	
			2	21b	-0.0012	0.0039
				24b	-0.0032	

## 6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, deprem yüklerinin yerdeğiştirme kontrollü çevrimsel yükler ile benzeştirilerek uygulandığı betonarme kiriş numunelerinin deneysel hasar gözlemleri, eşdeğer plastik mafsal boyları ve plastik mafsal bölgesi şekil değiştirme kapasiteleri, Türk Deprem Yönetmeliği Hasar Sınırı Yaklaşımı kabulleriyle karşılaştırılmalı olarak irdelenmiştir. Ayrıca sargılı beton etkili birim kısalmasının basınç donatısındaki burkulma hasarını betimlemede yetersiz kalacağından hareketle, bu tip hasar durumları için yeni bir malzeme birim kısalma üst sınırı tanımlanmıştır. Çalışmada sınırlı sayıda deneysel sonuç esas alınarak yapılan karşılaştırmalardan elde edilen temel sonuçlar aşağıda maddeler halinde sunulmuştur.

- Türk deprem yönetmeliğindeki  $L_p \approx 0.5h$  kabulü  $\rho'/\rho$  ve  $a/d$  oranlarından etkilenmektedir. Boyuna donatı oranları özdeş olan deney numunelerinin deneysel ve analitik plastik mafsal boyları arasındaki oranların 0.86~1.24 arasında değiştiği ve  $L_p \approx 0.5h$  kabulünün,  $a/d$  oranı 3.6 olan numunede negatif eğilme için yetersiz,  $a/d$  oranları 4.7 ve 6.0 olan numunelerde ise ihtiyatlı sonuçlar verdiği saptanmıştır (Bkz. Çizelge 3).
- Düşey yüklerin mesnet kesitlerinde oluşturduğu tek yönlü eğilme momenti yanında deprem yüklerinin tersinen eğilme etkisi doğurması, mesnet kesitlerinin donatılmasında simetrik olmayan boyuna donatı düzeninin yaygın olarak kullanılmasına neden olur. Düşey yük ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında kesitin üst bölgesinde meydana gelen yüksek çekme kuvveti, kuvvet dengesi gereği, donatı oranı düşük kiriş alt basınç donatıları üzerinde elastik ötesi zorlanma yaratarak bu bölgedeki donatıların burkulma potansiyelini artırır. Bu tip tasarıma sahip –özellikle yanal donatı aralığı yönetmelik kurallarına uygun olmayan– bir kirişin ileri hasar sınırlarının sargılı beton basınç lifinde tanımlanan ve boyuna donatı burkulmasını

yansıtmayan bir birim şekil değiştirme sınırına göre belirlenmesi, hasarın betimlenmesinde yetersiz kalmaktadır. Dolayısıyla boyuna donatıda burkulmanın hasar sınırı yaklaşımıyla betimlenmesinde yeni bir birim şekil değiştirme üst sınırının tanımlanmasının gerekli olduğu söylenebilir. Bu tespitin ışığında burkulma hasar sınırı için basınç donatısı şekil değiştirme üst limiti üzerine incelemeler gerçekleştirilerek, bu sınırın etkin davranış parametrelerine göre hesabı için (13) bağıntısı geliştirilmiştir.

- Burkulma hasar sınır durumu için geliştirilen (13) bağıntısı kullanılarak belirlenen hasar birim şekil değiştirmeleri ve plastik mafsal hipotezi yardımıyla belirlenen yer değiştirme kapasiteleri deneysel sonuçlar ile karşılaştırıldığında, yaklaşımın genelde iyi sonuçlar verdiği söylenebilir.
- Zayıf yanal donatı ve/veya basınç donatısı durumlarında burkulma boyunun etriye aralığına eşit olacağı kabul edilebilir. Farklı burkulma modlarının (13) bağıntısından belirlenecek hasar sınır birim şekil değiştirmesi üzerine etkilerini dikkate alabilmek için çalışmada geliştirilen (14) ve (15) bağıntılarından yararlanılabilir.
- Basınç donatıları elastik ötesi zorlanan bir kiriş plastik mafsal kesiminde, basınç donatısı gerilmesinin taşıma gücü yöntemi kabulüne yakın seyretmesi ve ayrıca burkulma ile meydana gelecek donatı eksenli yanal yer değiştirmesinin sınırlandırılması üzerine en etkin davranış parametresinin  $s_e/\phi_b$  olduğu söylenebilir. Betonarme kirişlerin tasarımında, Türk Deprem Yönetmeliğince 8 olarak kabul edilen  $s_e/\phi_b$  sınırının 6~7 aralığına çekilmesinin, gerek basınç donatısındaki gerilme düşüşünün sınırlandırılması, gerekse de burkulma oluşacak dış merkezlik etkisiyle basınç donatısı eksenel şekil değiştirmesinin sargılı beton etkili birim kısalması mertebesinde olmasının sağlanması bakımından önemli olacağı değerlendirilmektedir.

## Semboller

- a : Kirişin kesme açıklığı  
A<sub>o</sub> : Etriye çubuğu kesit alanı  
A<sub>s</sub> : Çekme donatısı kesit alanı  
A<sub>sh</sub> : Kesme donatısı toplam kesit alanı  
A<sub>s</sub>' : Basınç donatısı kesit alanı  
b : Kesit genişliği  
d : Kesitin etkili derinliği  
d<sub>h</sub> : yanal donatının mesnet oluşturduğu boyuna donatı eksenleri arası mesafe (h-2d')  
d<sub>o</sub> : Sargılı beton ve çekme donatısı sınır birim şekil değiştirmelerinin tanımlı olduğu lifler arası mesafe  
E<sub>ç,w</sub> : Yanal donatının elastisite modülü  
EI<sub>b</sub> : Boyuna donatının ortalama eğilme rijitliği  
f<sub>ck</sub> : Karakteristik beton basınç dayanımı

- $f_{ct}$  : Betonun çekme dayanımı  
 $f_m$  : Gerilme-burkulma yerdeğiştirmesi modelindeki maksimum gerilme  
 $f_y$  : Boyuna donatı akma dayanımı  
 $f_{yk}$  : Boyuna donatının karakteristik akma dayanımı  
 $f_{yw}$  : Sargı donatısı akma dayanımı  
 $f_{su}$  : Donatı çeliği kopma dayanımı  
 $h$  : Kesit yüksekliği  
 $L$  : Kiriş boyu  
 $L_p$  : Plastik mafsalsal boyu  
 $L_{p,i}$  : Elastik ötesi öteleme oranlarına karşı gelen eşdeğer plastik mafsalsal boyu  
 $L_{p,ort}$  : Elastik ötesi öteleme oranlarına karşı gelen eşdeğer plastik mafsalsal boylarının ortalaması  
 $M_{maks}$  : Deneysel eğilme momentinin maksimum değeri  
 $M_n$  : Deneysel malzeme dayanımları kullanılarak belirlenen eğilme dayanımı  
 $n_b$  : basınç yüzündeki boyuna donatı sayısı  
 $n_h$  : boyuna donatıya mesnet olan yanalsal donatı kol sayısı  
 $s$  : Burkulma boyu  
 $s_e$  : Plastik mafsalsal kesiminde yanalsal donatı aralığı  
 $x$  : beton birim kısalma sınırının tanımlandığı lif ile tarafsız eksen arası mesafe  
 $V_{maks}$  : Deneysel kesme kuvvetinin maksimum değeri  
 $V_n$  : Betonun kesme kuvvetine katkısı ihmal edilerek hesaplanan kesme dayanımı  
 $V_w$  : Kesme dayanımına yanalsal donatı katkısı  
 $w$  : Burkulma etkisiyle çubuk ekseninde oluşansal yer değiştirme  
 $\alpha$  : Gerilme-burkulma yerdeğiştirmesi modeli eğim parametresi  
 $\Delta$  : Tepe yerdeğiştirmesi  
 $\Delta_e$  : Elastik yerdeğiştirme  
 $\Delta_p$  : Plastik yerdeğiştirme  
 $\Delta_{y,analitik}$  : Çekme donatısında akma durumuna karşı gelen analitik akma yerdeğiştirme  
 $\epsilon_o$  : Kiriş eksenini boyunca farklı gözlem aralıklarından ölçülen eğilmeden kaynaklı yerdeğiştirme farklarına göre belirlenen, en dış beton yüzü ( $\epsilon_{cm}$ ) ya da en dış donatı seviyesindeki ( $\epsilon_{cm}$ ) ortalama birim şekil değiştirme.  
 $\epsilon_{cL}$  : Belirli bir hasar sınırında sargılı ya da sargısız beton birim kısalma değeri

$\epsilon_{cu}$	: TS500-2000'de verilen sargısız beton etkili birim kısalması (0.003)
$\epsilon_{sh}$	: Donatı çeliği pekleşme başlangıç birim şekil değiştirmesi
$\epsilon_{sy}$	: Donatı çeliği akma birim şekil değiştirmesi
$\epsilon_{sL}$	: Belirli bir hasar sınırında donatı çeliği birim uzama değeri
$\epsilon_{s'L}$	: Burkulma hasar sınırı için donatı çeliği birim kısalma sınır değeri
$\epsilon_{su}$	: Donatı çeliği kopma birim şekil değiştirmesi
$\epsilon_{xz}$	: Burkulma yanal yer değiştirmesinden oluşan eksenel birim şekil değiştirmeyi
$\phi$	: Kesit eğriliği
$\phi_b$	: Kesitin basınç yüzündeki en küçük donatı çapı
$\phi_L$	: Belirli bir hasar sınırı için toplam kesit eğriliği
$\phi_p$	: Plastik Kesit eğriliği
$\phi_y$	: Akma eğriliği
$\theta_p$	: Plastik dönme
$\theta_{p,L}$	: Belirli bir hasar sınırı için plastik dönme
$\rho$	: Çekme donatısı oranı
$\rho_s$	: Yanal donatı oranı
$\rho_{sm}$	: Minimum yanal donatı oranı
$\rho'$	: Basınç donatısı oranı

## **Teşekkür**

Bu çalışma İstanbul Aydın Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinatörlüğü'nce BAP2015-01 nolu proje kapsamında desteklenmiştir. Proje çalışmasında değerli emekleri olan proje yürütücüsü Prof.Dr. Metin GER'e, ayrıca deneylerin gerçekleştirilmesine katkı sağlayan Doç.Dr. Güray ARSLAN (YTU), Öğr.Gör. Sinan CANSIZ ve İstanbul Aydın Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Laboratuvarı teknik ekibine teşekkürlerimizi sunarız.

## **Kaynaklar**

- [1] Corley, G. W., Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams, Journal of the Structural Division, ASCE, V. 92, 121-146, 1966
- [2] Baker, A. L. L., and Amarakone, A. M. N., Inelastic Hyperstatic Frame Analysis, Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ACI, SP-12, 85-142, 1967.
- [3] Mattock, A. H., Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams, Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ACI, SP-12, 143-181, 1967.

- [4] Eligehausen, R., and Langer, P., Rotation Capacity of Plastic Hinges and Allowable Moment Redistribution, CEB Bulletin, No. 175, 17.9-17.27, 1987.
- [5] Hillerborg, A., Fracture Mechanics Concepts Applied to Moment Capacity and Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams, Engineering Fracture Mechanics, V. 35, 233-240, 1990.
- [6] Bigaj, A. J., Structural Dependence of Rotation Capacity of Plastic Hinges in RC Beams and Slabs, PhD thesis, Delft University, the Netherlands, 1999.
- [7] Bigaj, A. J., and Walraven, J., Size Effects on Plastic Hinges of Reinforced Concrete Members, Heron, V. 47, 53-75, 2002.
- [8] SEAOC., Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings. Structural Engineers Association of California, Sacramento CA., 1995.
- [9] Applied Technology Council, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings ATC-40, California, 1996.
- [10] Federal Emergency Management Agency, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Washington (DC): FEMA-356, 2000.
- [11] ASCE/SEI 41, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2007.
- [12] EN 1998-3, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance-Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings, Brussels, 2003.
- [13] SANZ Concrete Structures Standard, NZS 3101:2006. Standards Association, Wellington, NZ, 2006.
- [14] Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara, Mart 2007.
- [15] Park, R., and Paulay, T., Reinforced Concrete Structures, John Wiley and Sons, New York, 1975.
- [16] EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of Concrete Structures-Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, 2003.
- [17] Priestley M.J.N., Performance-based seismic design, Proceedings of the 12th WCEE, Auckland, 2000, Paper No. 2831.
- [18] Walker A.F. and Dhakal R.P., Assessment of material strain limits for defining plastic regions in concrete structures, Bulletin of The New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 42, No. 2, 2009.
- [19] Fardis M.N. and Biskinis D.E., Deformation of RC Members, as Controlled by Flexure or Shear, Proceedings of the International Symposium Honoring Shunsuke Otani, September, 511-530, 2003.
- [20] Aydemir, C., Kırçıl M.S., Hancıoğlu B., Zorbozan M., Betonarme Kolonların Hasar Sınır Eğriliklerinin Belirlenmesi, İMO Teknik Dergi, 2011, Cilt 22, Sayı 4, Sayfa 5613-5641

- [21] Acun, B., Sucuoğlu H., Betonarme Kolonların Şekildeğiştirme Performans Sınırlarının Deneysel Gözlemlerle Değerlendirilmesi, İMO Teknik Dergi, 2011, Cilt 22, Sayı 3, Sayfa 5523-5541
- [22] Lehman D., Moehle j., and Mahin S., Experimental Evaluation of the Seismic Performance of Reinforced Concrete Bridge Columns, ASCE, J. Struct. Eng., 130(6): 869–870, 2004.
- [23] Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R., ‘Seismic design of bridge piers., Research Rep. 84-2, Univ. of Canterbury, Civil Engineering, Christchurch, New Zealand, 1984.
- [24] Monti G., and Nuti C., Nonlinear cyclic behavior of reinforcing bars including buckling, ASCE, J. Struct. Eng., 118(12): 3268–3284, 1992.
- [25] Rodriguez M., Botero J., and Villa J., Cyclic stress-strain behavior of reinforcing steel including effect of buckling, ASCE, J. Struct. Eng., 125 (6): 605–61284, 1999.
- [26] Miseses, A.M., Inelastic Buckling Behavior of Concrete Reinforcing Bars under Monotonic Uniaxial Compressive Loading, M.S. thesis, The University of Texas at Austin, 2002
- [27] Mau, S.T. and El-Mabsout, M., Inelastic Buckling of Reinforcing Bars, ASCE, J. Eng. Mech., 115(1): 1-17, 1989.
- [28] Bae, S., Seismic Performance of Full-Scale Reinforced Concrete Columns, the University of Texas at Austin, Ph.D. thesis, 2005.
- [29] StatSoft Inc. STATISTICA V.6.0 for Windows. Tulsa, OK, USA, 1995.
- [30] Dhakal, R.P. and Maekawa, K., Reinforcement Stability and Fracture of Cover Concrete in Reinforced Concrete Members, Journal of Structural Engineering, ASCE, 128(10):1253-1262, 2002.





# Farklı Tip Betonarme Binalar İçin Geliştirilmiş Hasar Tahmin Yöntemleri

Ali GÜRBÜZ<sup>1</sup>  
Muhammed TEKİN<sup>2</sup>

## ÖZ

Bu çalışmanın başlıca amacı; olası bir depremde meydana gelecek hasar ve kayıp olasılıklarını tahmin etmeye yarayan bir hasar tahmin metodu geliştirmektir. Bu amaçla; 11 farklı tip betonarme yapı için hasar olasılık grafikleri elde edilmiştir. Çalışma kapsamında 341 adet betonarme konut binası; yapım yılı, kat adedi ve bina kalitesi gibi ortak özelliklerine göre gruplanmıştır. Toplam 11 farklı bina grubu elde edilmiştir. Binaların tamamı bilgisayar ortamında 3 boyutlu olarak modellenmiş ve her bir bina modeli nonlinear statik itme analizi ile analiz edilmiştir. Ardından, analizlerden elde edilen veriler kullanılarak her bina grubu için 4 farklı hasar olasılığını gösteren kırılma eğrileri çizilmiştir. 11 farklı bina grubu için toplam 44 kırılma eğrisi elde edilmiştir. Çalışma neticesinde elde edilen eğriler kullanılarak benzer özelliklere sahip binaların yer aldığı herhangi bir bölgedeki olası hasarları tahmin etmek mümkündür.

**Anahtar Kelimeler:** Deprem hasar tahminleri, kırılma eğrileri, hasar olasılıkları, betonarme binalar.

## ABSTRACT

### Developing Damage Estimation Methods for Different Types of Reinforced Concrete Buildings

The main purpose of this study is to develop a damage and loss estimation method for predicting earthquake damage in a possible earthquake. For this purpose; damage probability graphs have been drawn for 11 different types of reinforced concrete structures. In the study, 341 reinforced concrete buildings are grouped according to common features such as number of stories, age of the building, construction quality etc. A total of 11 different building groupings were obtained. All of the buildings are modeled by 3-D computer modeling and each was analyzed by nonlinear pushover analysis. Then, fragility curves for 4 different damage probabilities were plotted for each of the building groups using the data obtained from pushover analysis results. Total of 44 fragility curves were

---

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 03.11.2015 günü ulaşmıştır.
- 31 Aralık 2017 gününe kadar tartışmaya açıktır.
- DOI: 10.18400/tekderg.334196

1 Recep Tayyip Erdoğan Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Rize - ali.gurbuz@erdogan.edu.tr

2 Gelişim Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul - muhammed.tekin59@hotmail.com

obtained for 11 different building groups. Using the fragility curves obtained by this study, it is possible to estimate the potential damage in any area of the buildings featuring similar characteristics.

**Keywords:** Earthquake loss estimation, fragility curves, damage probability, reinforced concrete buildings.

## 1. GİRİŞ

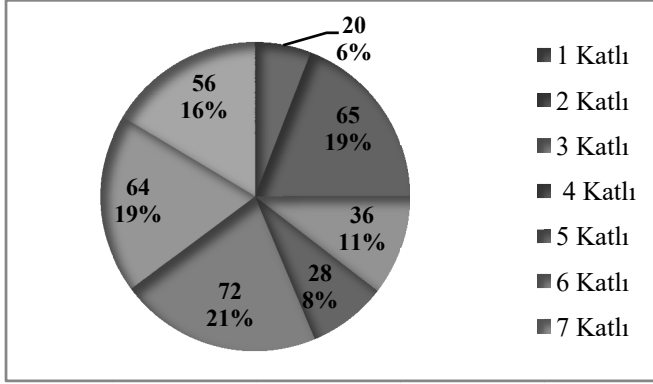
Ülkemiz topraklarının çok büyük bir bölümü hasar verici şiddette deprem tehlikesi altındadır [1]. Deprem etkileri altında betonarme binalarda oluşabilecek çeşitli hasarların önceden belirlenebilmesi her zaman önemli bir araştırma konusu olmuştur. Yaşanan depremler sonucu yapılarda oluşan büyük hasar ve ekonomik kayıplar, gelecek depremlerde oluşabilecek hasarın tahmin edilebilmesi için mevcut bina stokunun hasar görebilme riskinin değerlendirilmesi ihtiyacını ortaya çıkarmıştır [2]. Bu amaçla Türkiye'deki betonarme yapı stoku göz önüne alınarak yapılan çalışmalarda; deprem hasarları ve hasara neden olan parametreler araştırılmıştır [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12]. Bu parametrelere bağlı olarak meydana gelebilecek olası hasarları tahmin edebilmek için geçmiş deprem verilerinden faydalanılmış ve çeşitli yöntemler geliştirilmiştir [13, 14, 15, 16]. Kırılgnalık eğrisi veya hasar olasılık eğrisi olarak adlandırılan grafiklerden faydalanarak topyekûn hasarı tahmin etmek de son yıllarda üzerinde çalışılan metotlar arasındadır [17, 18, 19, 20]. Kırılgnalık eğrilerini elde etmek için deneysel ve analitik birçok yöntem kullanılabilir [2, 11, 13, 14, 17, 19, 21]. Bu çalışmada; ülkemizdeki az ve orta katlı betonarme yapıların olası bir depremde karşılaşacağı hasarları tahmin etmek için artımsal itme analizi esaslı analitik yöntem tercih edilmiştir. Bu kapsamda; rasgele örneklem yöntemiyle seçilen ve farklı kat adedine sahip 341 adet betonarme konut binası için artımsal itme analizi esaslı yöntemle kırılgnalık eğrileri elde edilmiştir. Çalışma kapsamında; mimari ve betonarme projeleri temin edilen binalar ortak özelliklerine göre 11 gruba ayrılmıştır. Doğrusal olmayan artımsal itme analizi ile 11 gruptaki her bir binanın yanall deplasman kapasitesini gösteren kapasite eğrileri elde edilmiştir. Bir sonraki adımda, çok serbestlik dereceli sistem için bulunan kapasite eğrilerine uygulanan koordinat dönüşümü ile modal kapasite diyagramları elde edilmiştir. Böylece, kırılgnalık eğrilerine parametre olarak seçilen spektral deplasman değerleri de elde edilmiş olur. Kırılgnalık eğrilerinin logaritmik dağılıma uyduğu varsayılarak, binalar için hesaplanan spektral deplasman değerlerinin doğal logaritmaları alınmıştır. Bir sonraki adımda; her bir grup için, gruptaki binalara ait spektral deplasman değerlerinin lognormal ortalaması ve lognormal standart sapması hesaplanmıştır. Son olarak; tahmin edilecek olası hasarı derecelendirmek için 4 farklı hasar olasılık sınırı belirlenmiştir. Hesaplanan sınır değerleri yardımıyla, her bir hasar seviyesi için hasar olasılıklarını gösteren kırılgnalık eğrileri çizilmiştir.

## 2. ÇALIŞMADAKİ BİNALARA AİT İSTATİSTİKLER VERİLER

Çalışmada incelenen binalar hakkındaki veriler mevcut binaların betonarme ve mimari projelerinden elde edilmiştir. Sismik risk analizinde kullanılacak olan verilerin düzenlenmesi amacıyla, binalar ortak karakteristik özellikleri dikkate alınarak sınıflandırılmıştır.

## 2.1. Kat Adedi

Çalışmada analiz edilen binaların %6'sı tek katlı, %17'si iki katlı, %12'si üç katlı, %9'u dört katlı, %23'ü beş katlı, %18'i altı katlı ve %15'i yedi katlı betonarme konuttan oluşmaktadır.

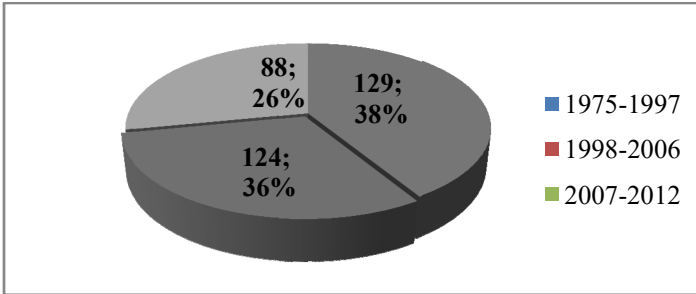


Şekil 1. Binaların kat adedine göre dağılımı

Şekil 1'deki daire grafiği; bu çalışmada kullanılan toplam 341 adet binanın kat adedine göre dağılımını göstermektedir.

## 2.2. Yapım Yılı

Bu çalışmada kullanılan betonarme konut binaları 1975-2012 yılları arasında inşa edilmiştir. Şekil 2'deki daire grafiği; çalışmada kullanılan binaların yapım yılına göre dağılımını göstermektedir.

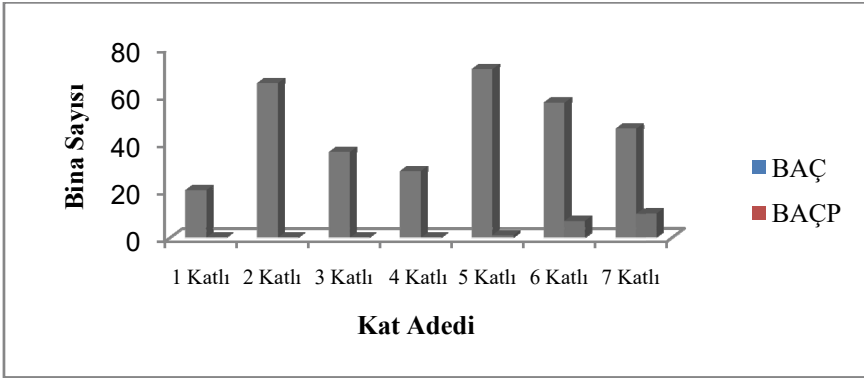


Şekil 2. Yapım yılına göre bina sayıları

Çalışma envanterindeki binaların %38'i 1975 ile 1997 yılları arasında, %36'sı 1998 ile 2006 yılları arasında, %26'sı 2007 sonrasında inşa edilmiştir. Grafikte görüldüğü gibi; analiz edilen binaların %38'ini 1998 öncesi binalar oluşturmaktadır.

### 2.3. Taşıyıcı Sistem Türü

Binaların taşıyıcı sistemi belirlenerek, betonarme çerçeve (BAÇ) veya betonarme çerçeve ve perde (BAÇP) sistemlerinden biri olarak seçilmiştir. Bu çalışmada BAÇP sistemli binalar ayrı bir grup içinde ele alınmıştır. İncelenen 1 – 4 katlı yapılarda perde duvara rastlanmazken, 5 katlı 1 yapıda, 6 katlı yedi binada ve 7 katlı on binada perde duvar bulunmaktadır. Şekil 3 çalışmada ele alınan 341 adet binanın taşıyıcı sistem türüne göre dağılımını göstermektedir.

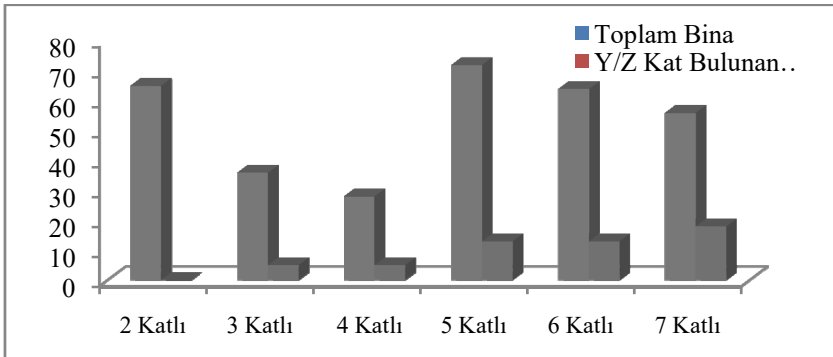


Şekil 3. Taşıyıcı Sistem Türünün Kat Adedine Göre Dağılımı

Grafiğe göre toplam 18 adet binanın taşıyıcı sistem yapısı BAÇP ve 323 adet binanın taşıyıcı sistemi BAÇ'dir

### 2.4. Yumuşak Kat/Zayıf Kat

Mevcut envanterdeki 54 binada yumuşak ve/veya zayıf kat bulunmaktadır. Tek katlı yapılarda teknik olarak bu düzensizlik bulunamayacağından, envanterdeki 2-7 katlı binaların durumu ele alınmıştır. Envanterde bulunan iki katlı yapılarda da yumuşak kata rastlanmamıştır. Diğer kat adedindeki binaların dağılımı ise Şekil 4'te grafiksel olarak görülmektedir.

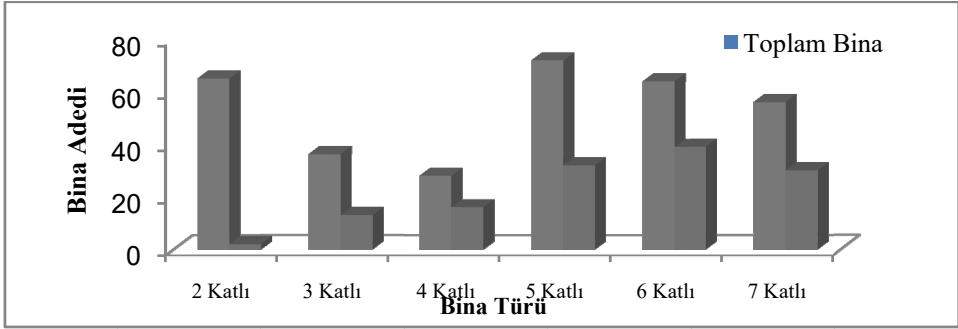


Şekil 4. Yumuşak/Zayıf Kat bulunan binaların katlara göre dağılımı

Grafikte görüldüğü gibi; üç ve dört katlı binalardan 5'er tanesinde, beş ve altı katlı binaların 13'er tanesinde ve yedi katlı binaların 18 tanesinde zayıf/yumuşak kat bulunmaktadır.

## 2.5. Ağır çıkmalar

İncelenen yapılarda en sık rastlanan olumsuzluk ağır çıkmalar olmuştur. Envanterdeki ağır çıkma bulunan binaların kat adedine göre dağılımı Şekil 5'teki gibidir.

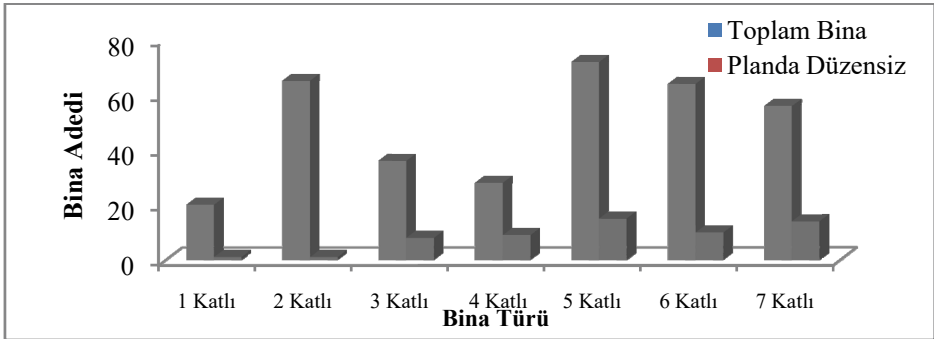


Şekil 5. Ağır çıkma bulunan binaların kat adedine göre dağılımı

Çalışmada incelenen binaların 132 tanesinde ağır çıkmaya rastlanmıştır. Şekil 5'teki sütun grafikte; binadaki kat adedi arttıkça ağır çıkma kullanımına daha fazla rastlandığı görülmektedir. 4 kat ve üzeri binalar dikkate alındığında her iki binadan birinde ağır çıkmaya rastlanmaktadır. Veriler; kat planında çıkma yapmanın deprem açısından olumsuz bir parametre olmasına karşın, kullanılabilir bina alanına önemli ölçüde katkı sağlaması nedeniyle yaygın olarak kullanıldığını göstermektedir.

## 2.6. Planda Düzensizlik/Burulma Etkisi

İncelenen 341 adet betonarme konutun 58'inde planda düzensizlikler bulunmaktadır. Planda düzensiz binaların dağılımı Şekil 6'daki sütun grafikte görülmektedir. Grafikte görüldüğü gibi incelenen binalarda %15 oranında planda düzensizlik bulunmaktadır.



Şekil 6. Planda düzensizliğe sahip binaların kat adedine göre dağılımı

### **3. YAPI TİPLERİNİN BELİRLENMESİ**

İncelemeye tabi tutulan binaların taşıyıcı sistemleri ile ilgili öne çıkan bazı ortak özellikler aşağıdaki gibidir:

- Kat sayısı 6'dan az olan binalarda perde-çerçeve sistemin kullanımına rastlanmamıştır.
- Binaların tasarımında dikkate alınan hareketli yük değerleri iç mekânlarda 2 kN/m<sup>2</sup>, merdiven ve balkonlarda ise 3,5 kN/m<sup>2</sup> ve 5 kN/m<sup>2</sup>'dir.
- Projesi incelenen yapıların kat yüksekliğine bakıldığında; genellikle 2,65 m, 2,70 m ve 2,80 m değerleri ön plana çıkmaktadır. Zemin katı ticari amaçla kullanılan binalarda ise kat yüksekliğinin 4 m'ye kadar çıktığı görülmektedir.
- Projesi incelenen betonarme konutlarda en yaygın kullanılan kiriş kesiti 25/50 cm, kolon boyutları çoğunlukla 25/40 cm'den başlamak üzere kat sayısı ve projesine göre değişkenlik göstermektedir.
- İncelenen binaların kesit ve malzeme gibi bazı özellikleri birbirlerine yakın olmakla birlikte; kat adedi, planda ve düşeyde düzensizlik durumları gibi sismik analizleri olumsuz etkilediği bilinen birçok değişkene daha sahiptirler.

İncelenen binalardan elde edilen verilere göre mevcut yapı tiplerinin sınıflandırılması üç farklı kıstas göz önüne alınarak yapılmıştır. Bunlar sırasıyla; bina proje yılı, kat adedi ve bina kalitesidir. Çalışmada kullanılan betonarme konut binaları, yapım yıllarına göre; 1998 öncesi yapılar ve 1998 ile sonraki yıllarda inşa edilen yapılar olmak üzere 2 grupta ele alınmıştır.

Bu çalışmanın temelinde binaların yanal deplasman kapasitelerine dayalı analizler yer aldığından, binaların kat adetlerine göre sınıflandırılması da kaçınılmaz olmuştur. Buna göre; ele alınan binalar, "1 ile 2 katlı yapılar", "3-5 katlı yapılar" ve "6-7 katlı yapılar" olmak üzere üç gruba ayrılmıştır.

Kalite puanlamasında ise; mevcut binaların hızlı bir şekilde değerlendirilebilmesi için "Riskli Bina Tesbit Esasları" hakkındaki yönetmelikte önerilen birinci kısım değerlendirme yöntemi uygulanmıştır [22]. Kalite puanlamasına göre sıralanan binalarda; 65 puanın aşağısı kötü kalite, 65 puan ve üzeri iyi kalite olarak kabul edilmiştir. Yönetmeliğin önerdiği birinci aşama hızlı değerlendirme yönteminde yer alan en büyük olumsuzluk parametreleri, ağır çıkma ve yumuşak kat olarak göze çarpmaktadır. Tek katlı konutlarda ağır çıkma, düşey düzensizlik ve yumuşak kat hiç bulunmazken, 2 katlı konutların tamamına yakınında da bu olumsuzluk parametreleri bulunmadığından performans puanları yüksek çıkmıştır. Bu nedenle 1 ve 2 katlı yapılarda 2 Temmuz yönetmeliğinde önerilen birinci aşama değerlendirme yöntemine göre kötü kalite bina grubu oluşturulamamıştır. 1 ve 2 katlı binalar sadece yapım yılına göre 1998 öncesi ve sonrası olarak iki gruba ayrılabilmiştir. Çalışmada değerlendirilen 1 ve 2 katlı binaların tamamında olumsuzluk puanları 70 puanın üzerinde ve puanlar kısmen birbirine yakın olduğundan 1 ve 2 katlı yapılarda kalite sınıflandırması yapılamamıştır. 1 ve 2 katlı yapılar sadece 1998 öncesi (98Ö12) ve 1998 sonrası (98S12) olmak üzere 2 gruba ayrılmıştır. Binalarla yapılan bütün değerlendirmelerin neticesinde 11 adet betonarme yapı tipi elde edilmiştir. Toplam 11 adet yapı tipinin kodları ve isimleri aşağıdaki gibidir:

98Ö12 = 1998 öncesi inşa edilmiş 1-2 katlı betonarme çerçeveler  
98S12 = 1998 ve sonrası inşa edilmiş 1-2 katlı betonarme çerçeveler  
98Ö35İ = 1998 öncesi inşa edilmiş 3-5 katlı iyi kalite betonarme çerçeveler  
98S35İ = 1998 ve sonrası inşa edilmiş 3-5 katlı iyi kalite betonarme çerçeveler  
98Ö35K = 1998 öncesi inşa edilmiş 3-5 katlı kötü kalite betonarme çerçeveler  
98S35K = 1998 ve sonrası inşa edilmiş 3-5 katlı kötü kalite betonarme çerçeveler  
98Ö67İ = 1998 öncesi inşa edilmiş 6-7 katlı iyi kalite betonarme çerçeveler  
98S67İ = 1998 ve sonrası inşa edilmiş 6-7 katlı iyi kalite betonarme çerçeveler  
98Ö67K = 1998 öncesi inşa edilmiş 6-7 katlı kötü kalite betonarme çerçeveler  
98S67K = 1998 ve sonrası inşa edilmiş 6-7 katlı kötü kalite betonarme çerçeveler  
P67 = 6-7 katlı betonarme perde+çerçeve sistemler

#### 4. BİNALARIN ARTIMSAL İTME ANALİZLERİ

Çalışma kapsamında sınıflandırılan binalar, CSI SAP2000 programı ile modellenerek statik itme eğrileri, yanal kat ötelenmeleri ve gerekli modal parametreler (  $T_n$ ,  $\Gamma_n$ ,  $\Phi N_n$ ,  $M_n$  ) elde edilmiştir. Bu parametrelerden  $T_n$ : n. moda ait periyot,  $\Gamma_n$ : n. moda ait katılım çarpanı,  $\Phi N_n$ : n. moda ait N. Kat (en üst kat) modal genliği,  $M_n$ : n. moda ait etkin kütleli temsil etmektedir. Yapı elemanları modellenirken kolonlar; moment ve eksenel yük taşıyan betonarme çubuk eleman olarak modellenmiştir. Kirişlerin sadece eğilme momentine maruz kaldığı varsayılmıştır. Beton ve çeliğin malzeme modeli için “Mander Modeli” kullanılmıştır [23]. Kesitlerin kesme kapasiteleri denklem 1 ile hesaplanmıştır. Analizlerde yapı-zemin etkileşimi dikkate alınmamıştır.

$$V_s = \frac{\pi A_s f_{yh} D'}{2s} \quad (1)$$

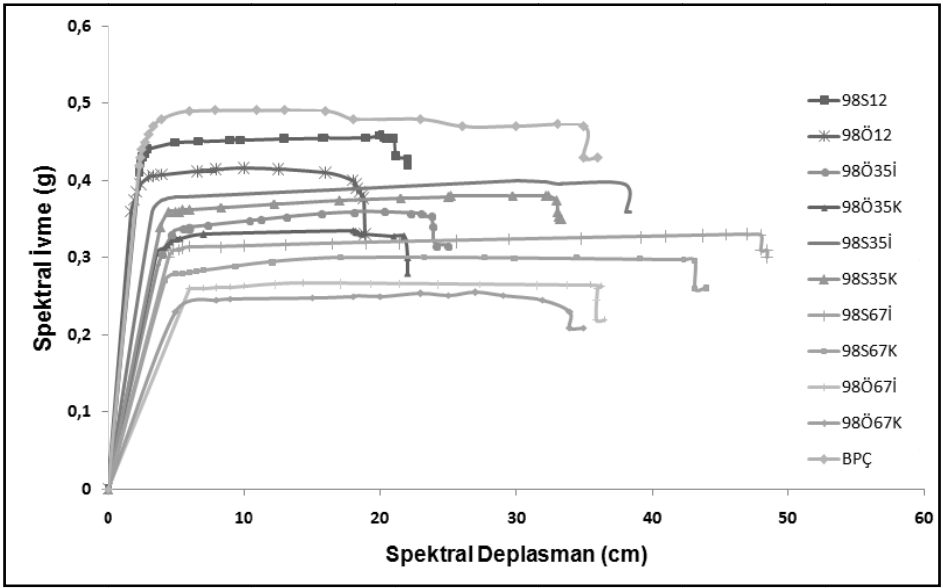
Denklemde;  $V_s$ , kesme kapasitesine çeliğin katkısı,  $A_s$ , çelik kesit alanı,  $D'$  donatı çapı,  $f_{yk}$ , çeliğin akma dayanımı ve  $s$ , donatı çubukları arasındaki boşluğu temsil etmektedir. Kesme kapasitesine betonun katkısı ise denklem 2 ile hesaplanmıştır.

$$V_c = 2 \left[ 1 + \frac{P_e}{2000 A_g} \right] \sqrt{f_c} A_e \quad (2)$$

Denklem 1 ve 2’de;  $V_c$ , kesme kapasitesine betonun katkısı,  $P_e$ , kesite etkiyen yük,  $f_c$ , beton dayanımı,  $A_g$ , beton kesit alanı ve  $A_e$ , etkili beton kesit alanıdır. Binaların dinamik özellikleri, kütlelerle uyumlu olarak yapı modellerine etki ettirilen düşey yüklere göre doğrusal olmayan statik analiz ile hesaplanmıştır. Bu analizin sonuçları aynı zamanda artımsal itme analizinin başlangıç koşulu olarak dikkate alınmıştır. Analizde doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilebilmesi için yığılı plastik davranış modeli esas alınmıştır. Bu yaklaşımla çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş, kolon ve perde türü

taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekil değiştirmelerin düzgün yaylı biçimde oluştuğu varsayılmıştır [2, 21]. Plastik mafsalsız boyu olarak adlandırılan bu bölgede; en büyük plastik şekil değiştirme değeri, mafsalsız boyunca sabit kabul edilmiştir.

Her bir bina iki farklı doğrultuda analiz edilmiş, böylece toplam 682 kapasite eğrisi elde edilmiştir. Her bina için zayıf yöndeki kapasite eğrisi dikkate alınmıştır. Kırılma eğrisi parametresi olarak spektral deplasman tercih edildiği için, elde edilen kapasite eğrileri Deprem Yönetmeliği 2007’de önerilen dönüşümle modal kapasite diyagramına dönüştürülmüştür [24]. Bu çalışmadaki 11 bina grubunun her birinden o grubu en iyi temsil edeceği düşünülen birer adet medyan bina seçilmiştir. Seçilen binaların modal kapasite eğrileri Şekil 7’de görülmektedir.



Şekil 7. Medyan Modal Kapasite Eğrileri

## 5. HASAR SINIRLARI

Yukarıda açıklandığı üzere bir kırılma eğrisi; belirlenen hasar sınırına ulaşılması veya bu sınırın aşılması olasılığını gösteren eğridir. Bu nedenle; hasar olasılık sınırları, kırılma eğrilerinin hesaplanmasında temel kıstaslardan birisidir. Konuyla ilgili yapılan ulusal ve uluslararası çalışmalarda; betonarme binalar için birçok hasar seviyesi tanımlanmış ve kullanılmıştır. Binadaki hasarı 3, 4, 5 veya daha çok farklı seviyede tanımlamak mümkündür. Yapısal elemanların hasar durumları, bina kapasite eğrisinin eğimi veya yapının katlar arası ötelenme oranı gibi pek çok kıstas üzerinden hasar sınırları tespit edilebilmektedir. Bu çalışmada İstanbul ve İzmir Deprem Master Planlarında da benimsenen hasar seviyeleri kullanılmıştır. Bunlar; FEMA Hazus Mh Mr5 programında önerilen katlar arası ötelenme oranına bağlı 4 hasar seviyesidir [25]. Tablo 1 çalışmada sınıflandırılan her bir grup için ötelenme oranına bağlı hasar durumlarını göstermektedir.



Tablo 1. Ötelenme Oranına Bağlı Hasar Durumları

Grup	Hafif Hasar	Orta Hasar	Ağır Hasar	Çok Ağır Hasar
98O12	0,005	0,008	0,02	0,05
98S12	0,005	0,0087	0,0233	0,06
98O35I 98O35K 98O67I 98O67K	0,0033	0,0053	0,0133	0,0333
98S35I 98S35K 98S67I 98S67K	0,0033	0,0058	0,0156	0,04
Perdeli	0,002	0,004	0,01	0,02

## 6. KIRILGANLIK EĞRİLERİNİN ÇİZİLMESİ

Kırılğanlık eğrileri özetle; sınır hasar seviyeleri belirlenen binaların birikimli dağılımını gösteren, birikimli dağılım fonksiyonlarıdır. Uygulamada bir kırılğanlık eğrisinin çizimi, bu eğriyi niteleyen  $\overline{S_{d_{s_i}}}$  ve  $\beta_{d_{s_i}}$  parametrelerinin belirlenerek denklem 3'te yerine konulmasından ibarettir.

$$Pd \geq (d_{s_i} | S_d) = \varphi \left( \frac{\ln(S_d) - \overline{S_{d_{s_i}}}}{\beta_{d_{s_i}}} \right) \quad (3)$$

Denklem 3'te; P sembolik olarak hasar olasılığını,  $\overline{S_{d_{s_i}}}$  bina hasarının ilgili hasar seviyesine eriştiği ortalama modal yerdeğiştirmeyi,  $\beta_{d_{s_i}}$ , ilgili sınır hasar seviyeleri için modal yerdeğiştirme değerlerinin doğal logaritmalarına ait standart sapmayı,  $\varphi$  ise birikimli standart dağılım fonksiyonunu göstermektedir.

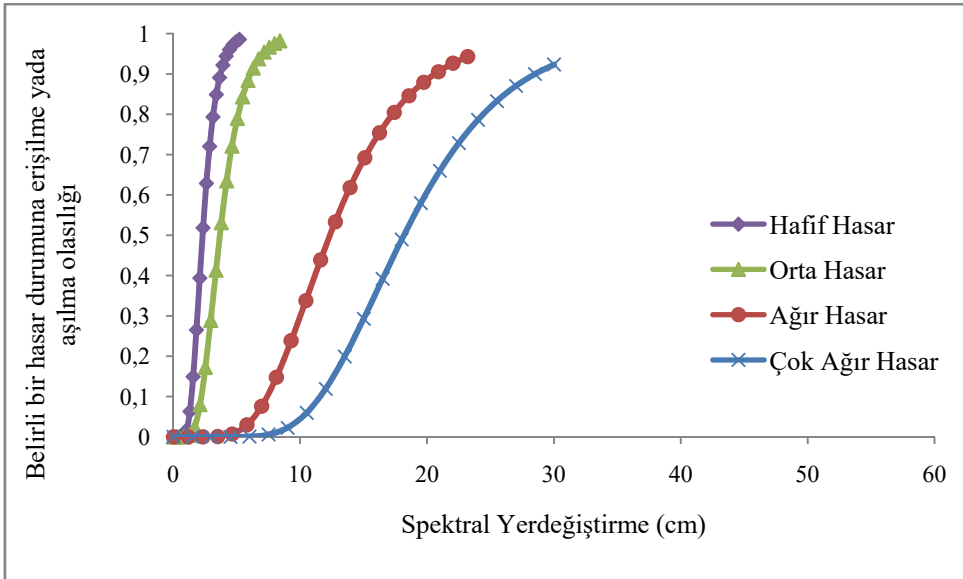
Çalışma kapsamında sınıflandırılan her bir bina için, sınır spektral yerdeğiştirme değerlerinin doğal logaritmaları alınmıştır. Çalışmada 11 ayrı grup ve 4 farklı hasar seviyesi için toplam 44 hasar olasılık eğrisi tanımlanmıştır. Her bir eğri için, ilgili binaların sınır değerleri kullanılarak logaritmik ortalama ve logaritmik standart sapmaları hesaplanmıştır. Hesaplanan  $\beta_{d_{s_i}}$  ve  $\overline{S_{d_{s_i}}}$  parametreleri denklem 3'te yerine konarak, kırılğanlık eğrileri elde edilmiştir.

Bu çalışmadaki 11 grup binanın ortalama  $\overline{S_{d_{s_i}}}$  ve  $\beta_{d_{s_i}}$  parametreleri tablo 2'de görüldüğü gibidir.

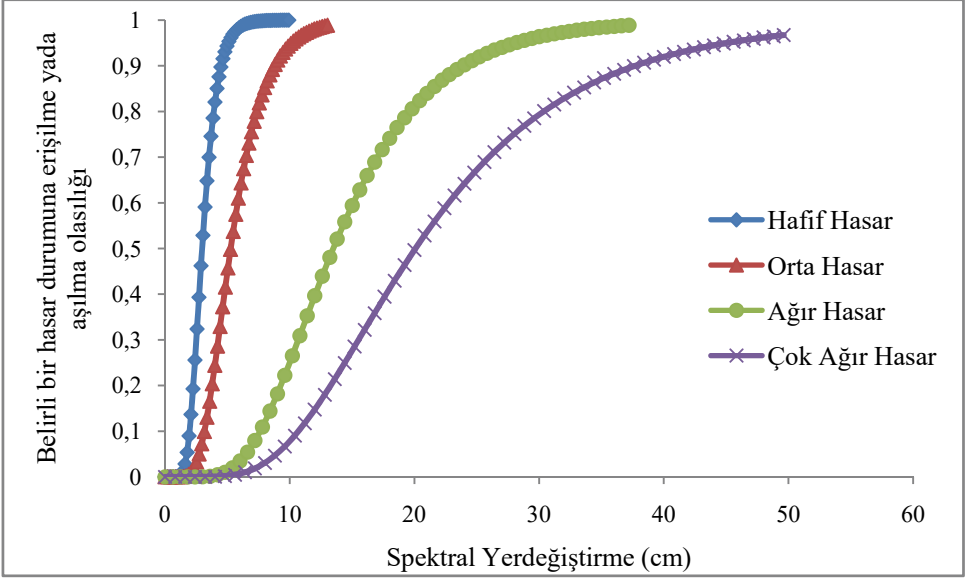
Tablo 2'de; 11 grup ve 4 farklı hasar seviyesi için toplam 44'er adet lognormal ortalama ve lognormal standart sapma hesaplanmıştır. Bu parametrelerin denklem 3'te yerine konması sonucu elde edilen kırılğanlık eğrileri ise Şekil 8'de verilmiştir.

Tablo 2; Hasar sınırlarına göre olasılık yoğunluk fonksiyonu parametreleri

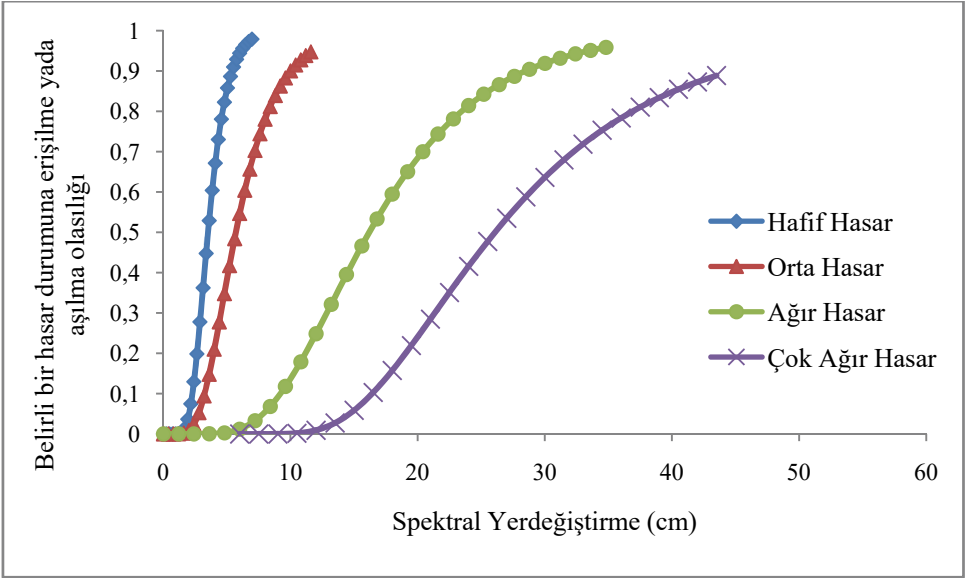
GRUP	Olasılık Yoğunluk Fonksiyonu Parametreleri (cm)							
	Sd1 (Hafif Hasar )		Sd2 (Orta Hasar)		Sd3 (Ağır Hasar)		Sd4 (Çok Ağır Hasar)	
	Log.Ort	L.Std.Sp	Log.Ort	L.Std.Sp	Log.Ort	L.Std.Sp	Log.Ort	L.Std.Sp
98Ö12	0,8373	0,3714	1,3016	0,3947	2,3134	0,4693	2,6892	0,4013
98S12	1,0919	0,3236	1,6621	0,3978	2,6015	0,3950	2,9481	0,3952
98Ö35K	1,0168	0,3327	1,2622	0,3598	2,2250	0,3404	2,2822	0,4105
98Ö35İ	1,3867	0,3287	1,9121	0,3869	2,7425	0,3841	3,0141	0,3813
98S35İ	1,2646	0,5216	1,9667	0,45308	2,8431	0,33548	3,3175	0,2958
98S35K	1,1119	0,3714	1,6086	0,4047	2,4990	0,4708	2,8339	0,3994
98Ö67İ	1,482	0,4503	2,3163	0,4209	3,0164	0,2908	3,4478	0,3273
98Ö67K	1,282	0,413	1,9956	0,3308	2,8507	0,3311	3,2837	0,2921
98S67İ	1,527	0,3431	2,1303	0,4501	2,1395	0,3760	3,5314	0,3412
98S67K	1,3305	0,4271	1,9793	0,4136	2,8806	0,3542	3,1710	0,2785
Perdeli	0,1384	0,2806	0,7175	0,3977	1,5463	0,4012	2,0323	0,4222



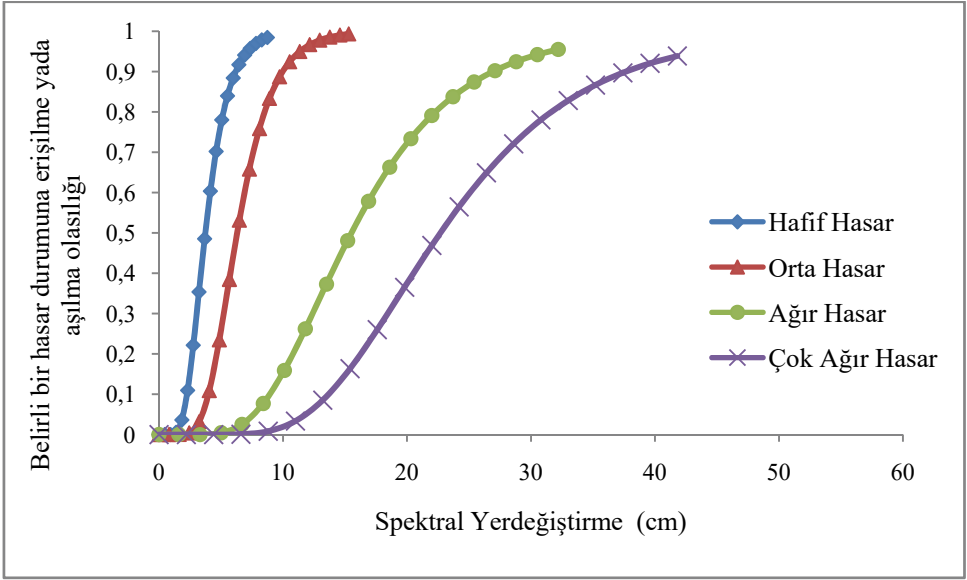
Şekil 8. Grup 98O12 kırılmalık eğrileri



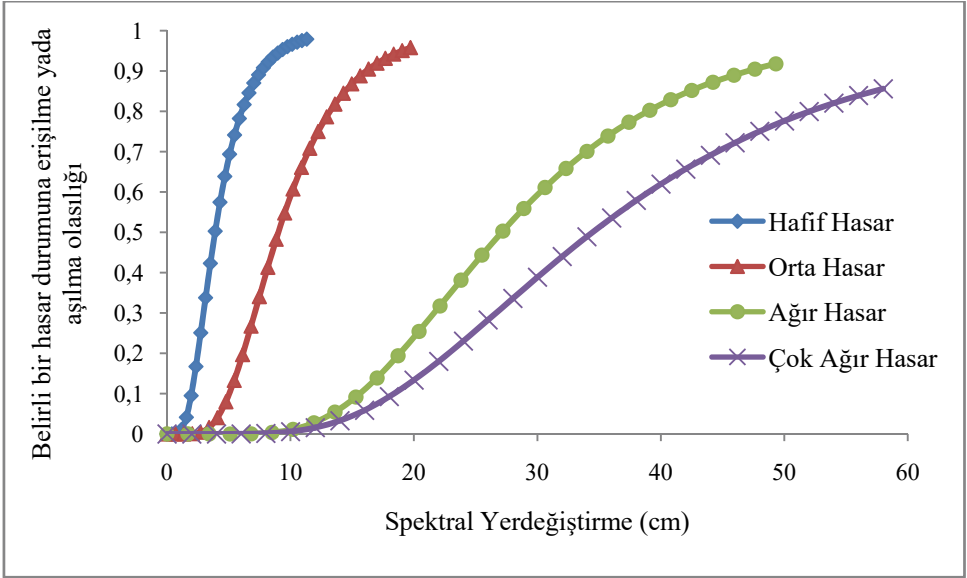
Şekil 9. Grup 98S12 kırılma eğrileri



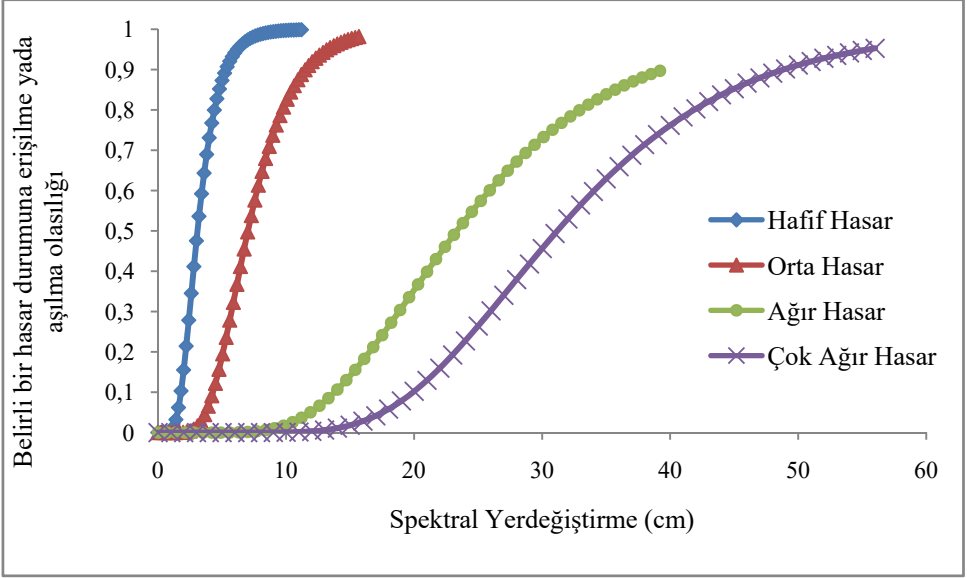
Şekil 10. Grup 98Ö35İ kırılma eğrileri



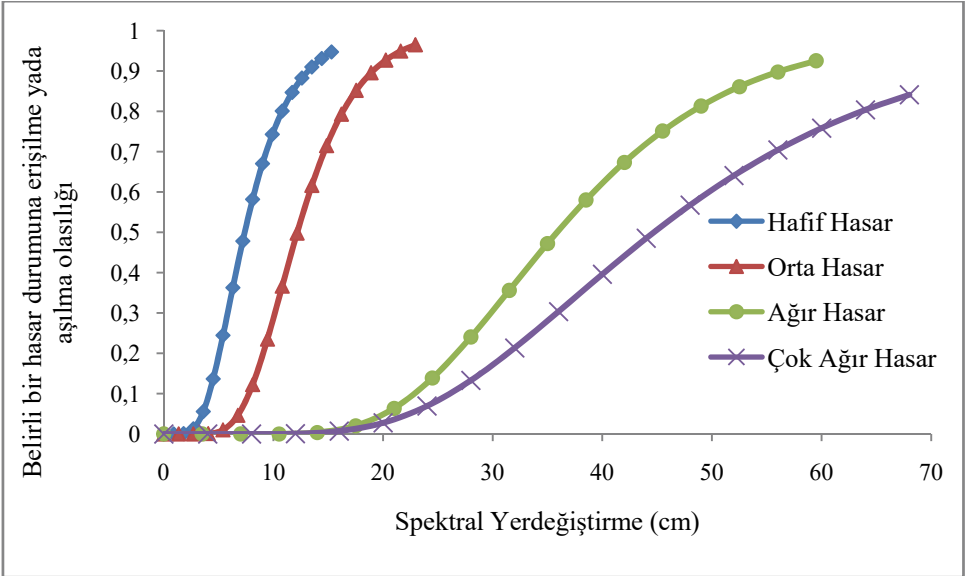
Şekil 11. Grup 98Ö35K kırılmalık eğrileri



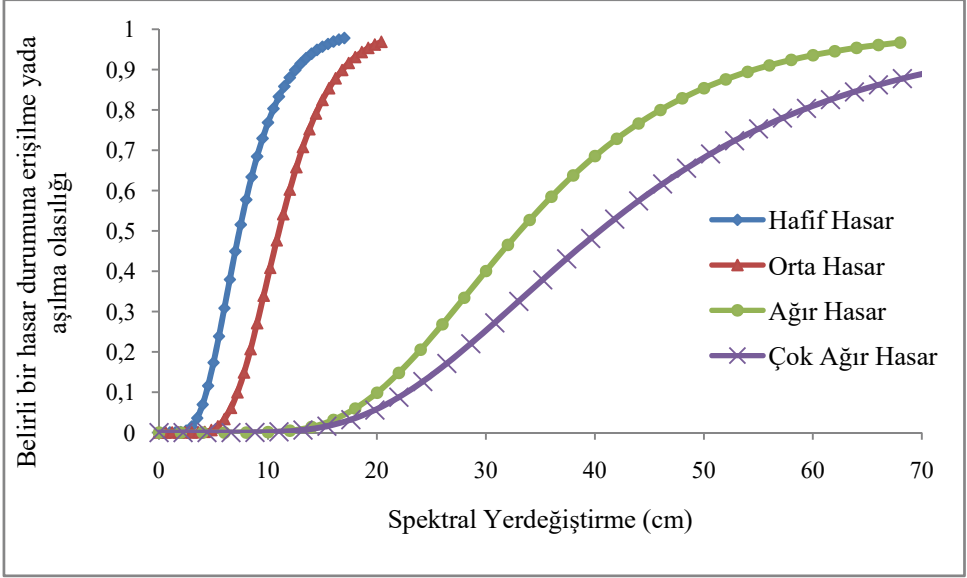
Şekil 12. Grup 98S35İ kırılmalık eğrileri



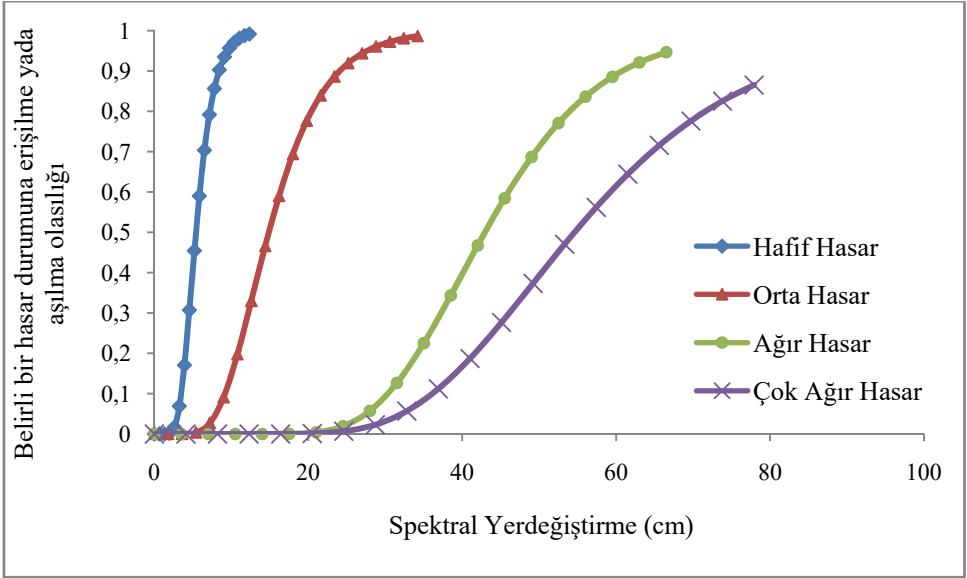
Şekil 13. Grup 98S35K kırılmalık eğrileri



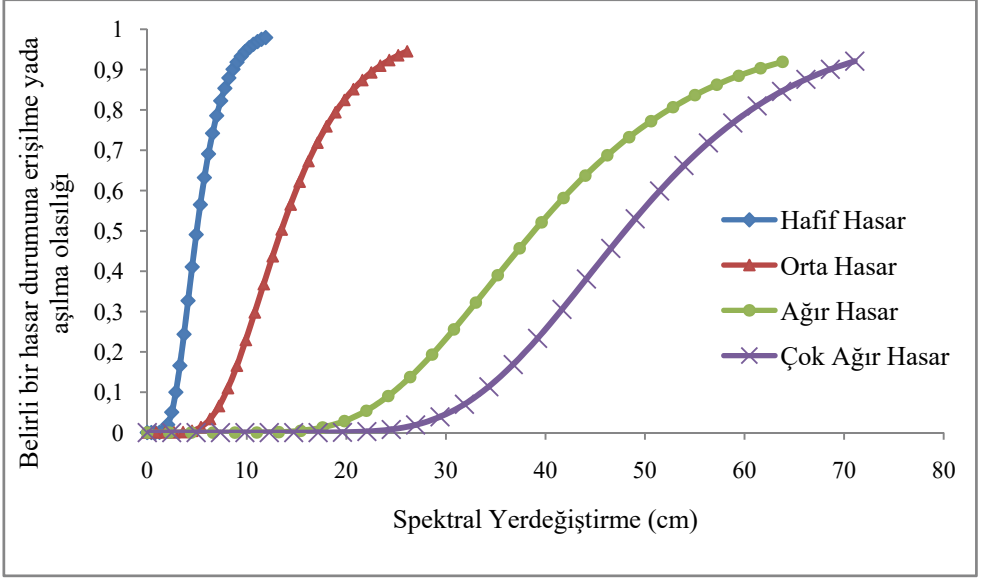
Şekil 14. Grup 98Ö67İ kırılmalık eğrileri



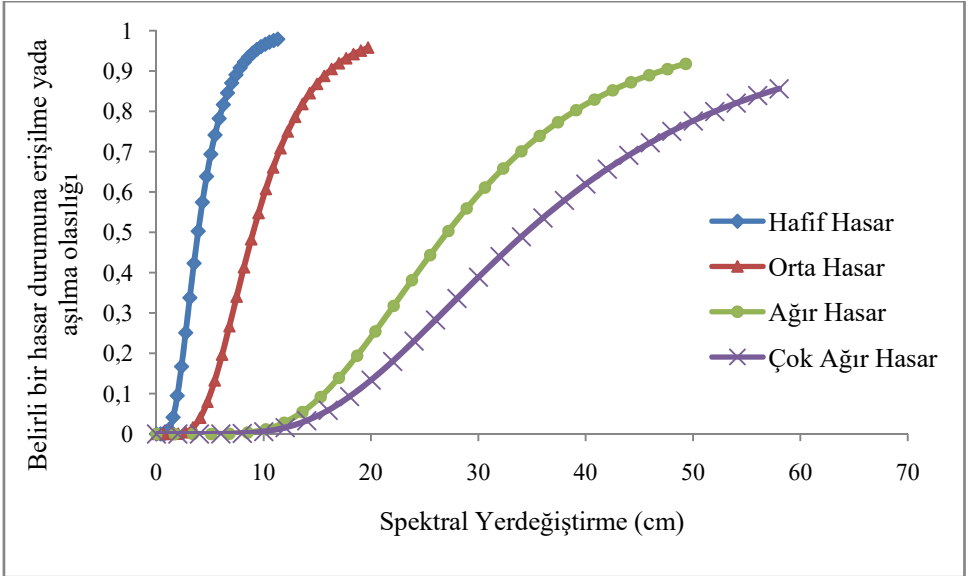
Şekil 15. Grup 98Ö67K kırılmalık eğrileri



Şekil 16. Grup 98S67İ kırılmalık eğrileri



Şekil 17. Grup 98S67K kırılmalık eğrileri



Şekil 18. Grup BPC kırılmalık eğrileri

## 7. SAYISAL BULGULAR

Çalışmada incelenen yapılar için; zemin katın betonarme kesit alanının zemin katın oturma alanına bölünmesiyle elde edilen betonarme oranı %0,5 ile %3 arasında değişim göstermiştir. Betonarme oranı kadar betonarme kalitesi de önem arz etmektedir. Yıllara göre kullanılan beton sınıfının arttığı açıkça görülmektedir.

Bir hızlı değerlendirme yöntemi olarak performans sıralamasına tabi tutulan yapılar, puanlarına göre değerlendirildiğinde; 1998 sonrası yapılan binaların performans puanlarının da 1998 öncesi yapılan binaların performans puanlarından daha yüksek olduğu görülmektedir. Binalar; iyi kalite ve kötü kalite olmak üzere 2 kalite sınıfında ele alınmıştır. Riskli Bina Tespit Esaslarına ilişkin yönetmelikte ayrıntılı olarak anlatılan performans puanlaması sistemine göre yapılan sıralama, binaların deprem riski açısından genel bir fikir vermektedir. Bu çalışmada genellikle en yüksek performans puanlı yapıların 1 ve 2 katlı yapılar olduğu, en düşük performans puanlı yapıların ise 6 ve 7 katlı yapılar olduğu gözle çarpılmaktadır. Bu sonuçlar; kat adedi arttıkça binaların depremde daha fazla hasar görme olasılığının da arttığını açıkça ortaya koymaktadır. İncelenen binaların performans puanlarını düşüren en önemli olumsuzlukların ise yumuşak kat, zayıf kat ve ağır çıkmalar olduğu görülmektedir. Araştırmaya konu olan binalarda en fazla rastlanan olumsuzluk olarak ağır çıkmalar ön plana çıkmaktadır. Özellikle 3 ve üzeri kat adedine sahip binaların yaklaşık %30'unda en az bir yönde ağır çıkma bulunmaktadır.

Performans sıralaması yöntemi, binaların deprem performansları ve risk durumları hakkında genel bir fikir vermekle birlikte, bu çalışmada, puanlar sadece binaların sınıflandırılması amacıyla kullanılmıştır. Depremde ortaya çıkabilecek sonuçları daha gerçekçi biçimde tahmin edebilmek içinse her bir binaya doğrusal olmayan statik itme analizi uygulanmış ve binaların kapasite diyagramları elde edilmiştir.

İtme analizi sonuçları değerlendirildiğinde, çoğunlukla performans sıralamalarıyla örtüşen sonuçlar elde edilmiştir. Nonlinear statik itme analizi sonuçlarına göre çalışmadaki farklı grup binaları birbirleriyle karşılaştırabilmek için, periyot, süneklik, taban kesme kuvveti katsayısı parametrelerin grup ortalamaları Tablo 3'te listelenmiştir.

Tabloda her bir bina grubu için hesaplanan o gruptaki binaların ortalama periyot, ortalama süneklik ve ortalama taban kesme kuvveti katsayıları görülmektedir. Binaların yatay yer değiştirme cinsinden süneklik kapasiteleri denklem 4'e göre hesaplanmıştır.

Denklem 4'te  $\mu$ , yatay yer değiştirme cinsinden süneklik kapasitesini tanımlamaktadır.  $\delta_u$ ; bina tepe noktasının en büyük yatay yer değiştirme değerini ve  $\delta_y$ ; doğrusal hareketin bittiği andaki tepe noktası yer değiştirme değeridir.

$$\mu = \delta_u / \delta_y \quad (4)$$

Dayanım açısından kıyaslama yapabilmek amacıyla Tablo 3'teki bir diğer parametre de en yüksek taban kesme kuvvetinin ( $V_y$ ) toplam bina ağırlığına ( $W$ ) oranı şeklinde belirlenen taban kesme kuvveti katsayısıdır.

Plandaki boyutlarında ve her iki doğrultuda yatay yükler etkisinde etkin çalışan kolon sayılarında önemli farklar bulunmayan binaların, her iki doğrultuda da deprem yükleri altında davranışlarının (dayanım ve yer değiştirme kapasitelerinin) birbirine yakın olduğu



söylenbilir. Binaların taşıyıcı sistemini oluşturan çerçevelerin, özellikle binanın plandaki her iki doğrultusu boyunca sürekli olması, binanın yatay yük dayanım ve yerdeğiştirme kapasitesini artırmaktadır.

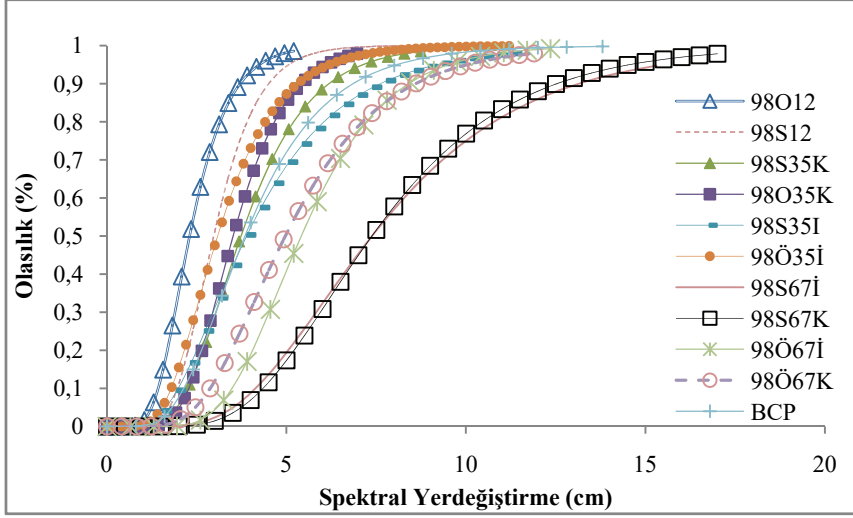
Tablo 3. Bina Gruplarının Ortalama Periyot, Süneklik ve Taban Kesme Kuvveti Katsayıları

Bina Tipi	Periyot (t)	Süneklik ( $\mu$ )	Taban Kesme Kuvveti Katsayısı ( $V_y/W$ )
98O12	0,351	4,12	0,1524
98S12	0,318	5,90	0,2286
98O35İ	0,467	4,54	0,1978
98O35K	0,533	4,23	0,1664
98S35İ	0,410	6,71	0,2483
98S35K	0,476	6,32	0,2219
98O67İ	0,781	4,27	0,1692
98O67K	0,893	3,95	0,1437
98S67İ	0,695	6,61	0,2376
98S67K	0,782	6,32	0,2193
BPC	0,584	5,33	0,2314

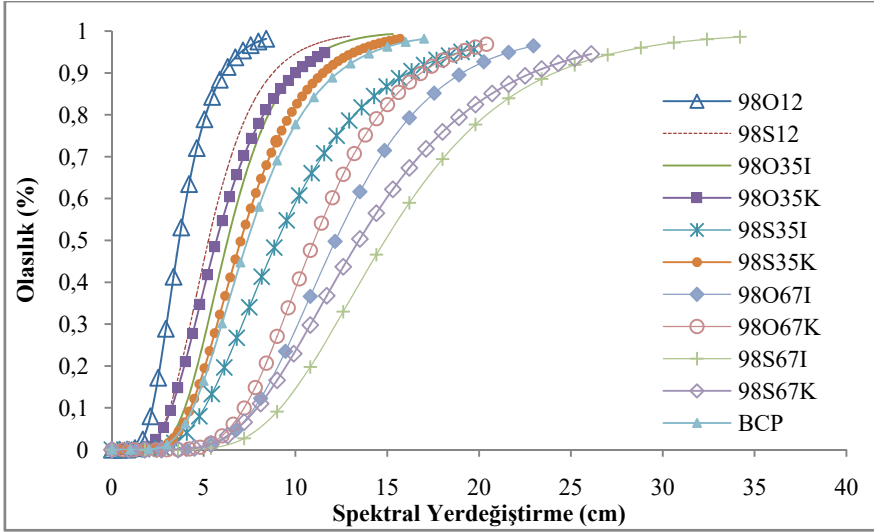
Bu çalışmada kullanılan kırılma eğrileri basitleştirilmiş bir ifadeyle; hasar sınırları belli olan bir grup binanın spektral deplasmana göre hasar dağılımını gösteren grafiklerdir. Kırılma eğrileri ve pushover analizi sonuçları birlikte ele alındığında; betonarme perde ve çerçeve sistemlerin birlikte kullanıldığı binalar (Grup BPC) belirgin biçimde diğer gruplardan farklı davranış göstermektedir. Binada perde duvar bulunan sistemlerin yatay yük kapasitesinin, diğer grup binalara göre belirgin şekilde arttığı gözlenmektedir. Benzer şekilde; taşıyıcı sisteminde betonarme çerçevenin yanı sıra perde duvarların da kullanıldığı yapıların yanal ötelenmeleri de belirgin biçimde azalmaktadır. Bu çalışmada ele alınan bina grupları incelendiğinde betonarme perde+çerçeve sistemli binaların aynı kat adedine sahip çerçeve sistemli binalara oranla yaklaşık %50 oranında daha az yanal ötelenme yaptığı gözlenmiştir. Çalışmadaki bütün grupların kırılma eğrilerini birlikte değerlendirebilmek için 11 grup binanın aynı hasar seviyesine ait eğrileri Şekil 19- Şekil 22'de aynı grafik üzerinde karşılaştırılmıştır. Hafif hasar olasılık seviyesine ait kırılma eğrileri; Şekil 19'da, orta hasar olasılık seviyesine ait kırılma eğrileri Şekil 20'de, Ağır hasar seviyesi için oluşturulan kırılma eğrileri Şekil 21'de ve çok ağır hasar hasar olasılık seviyesi için oluşturulan kırılma eğrileri Şekil 22'de verilmiştir.

Taşıyıcı sistemi betonarme çerçeve olan binalar kendi içinde karşılaştırıldığında; 1998 öncesi inşa edilen yapılarda hasar olasılık yüzdelerinin aynı kat adedine sahip 1998 ve

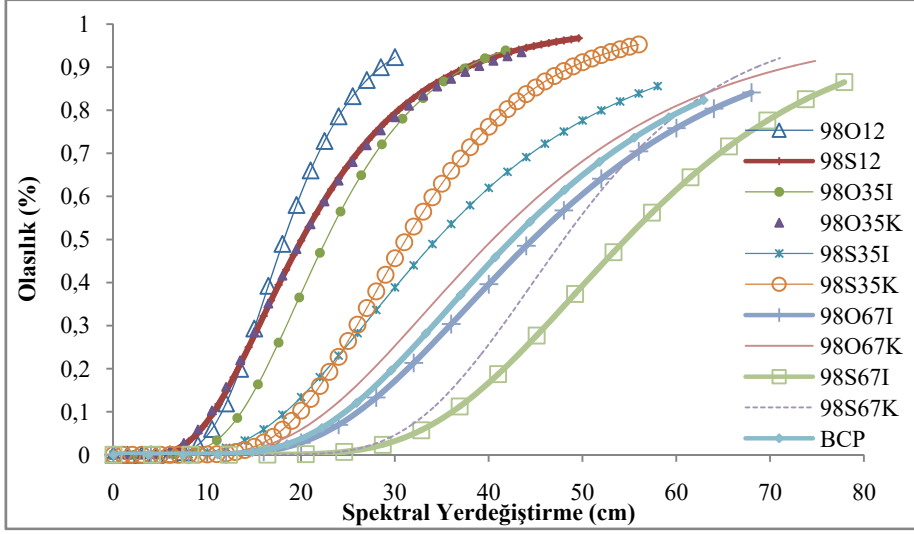
sonrası inşa edilen binalara göre daha yüksek olduğu fark edilmektedir. Bu fark genel olarak bütün hasar seviyelerinde eğrilerin eğimi boyunca belirgindir.



Şekil 19. Hafif hasar seviyesi kırılma eğrileri



Şekil 20. Orta hasar seviyesi kırılma eğrileri



Şekil 22. Çok ağır hasar seviyesi kırılmalık eğrileri

### 7.1. Sonuçların Benzer Çalışmalarla Karşılaştırılması

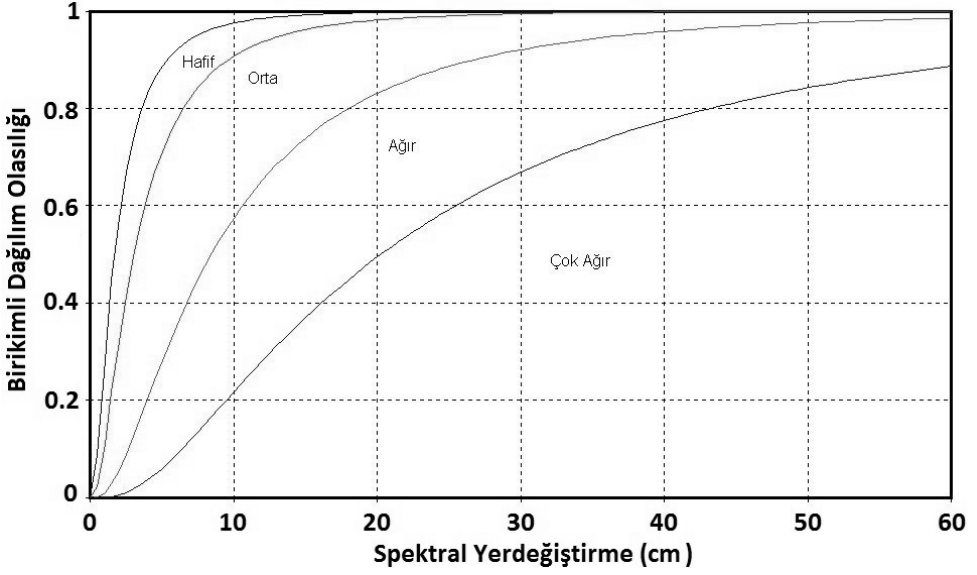
Bu çalışmalarda ülkemizdeki farklı yapı tiplerini temsil eden birçok kırılmalık eğrisi geliştirilmiştir. Bu çalışmada elde edilen eğriler; gerek yapı tipleri, gerekse hasar parametresi olarak benzer özellikteki yapı stokunu içeren eğriler ile karşılaştırılması faydalı olacaktır. Ülkemizde betonarme yapıların hasar olasılıkları üzerine yapılan çalışmalardan iki tanesi İzmir ve İstanbul illerimiz için geliştirilen Deprem Master Planlarıdır. İzmir için 1975 sonrası inşa edilmiş 1-2 katlı betonarme binalar için elde edilen kırılmalık eğrileri Şekil 22'deki gibidir.

Değerlendirme için %50 hasar olasılığını gösteren tam orta nokta referans olarak kabul edilirse; Şekil 22'ye göre; İzmir için 1-2 katlı yapıların hafif hasar olasılığı 0-2cm, orta hasar olasılığı 2-3cm, ağır hasar olasılığı 3-8cm ve çok ağır hasar olasılığı 8-20cm aralığında dağılım göstermektedir. Bu değerler, bu çalışmada 1998 öncesi inşa edilmiş 1-2 katlı yapılar için elde edilen dağılımla yaklaşık olarak örtüşmektedir. İzmir Deprem Master Planı'nın 2000 yılında hazırlandığı göz önüne alındığında envanterdeki yapıların büyük çoğunluğunu 1998 öncesi yapıların bu benzerliğin sebebi olarak ön plana çıkmaktadır.

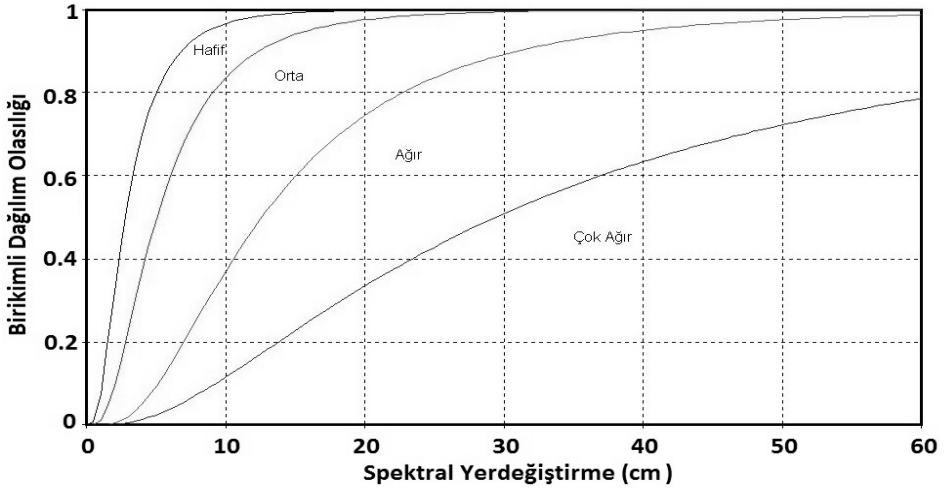
Şekil 23'te ise İzmir'deki 1975 sonrası 3-5 katlı yapılar için elde edilmiş kırılmalık eğrileri görülmektedir.

Değerlendirme için yine eğrilerin orta noktası referans olarak kabul edilirse; Şekil 22'ye göre; hafif hasarın olasılığı yaklaşık olarak 0-3cm, orta hasar olasılığı 3-5cm, ağır hasar olasılığı 5-13cm ve çok ağır hasar olasılığı 13-30cm arasında dağılım göstermektedir. İzmir'deki 3-5 katlı yapılar için bulunan değerler yine bu çalışmada 1998 öncesi inşa edilmiş 3-5 katlı yapılar için elde edilen dağılımla yaklaşık olarak örtüşmektedir.

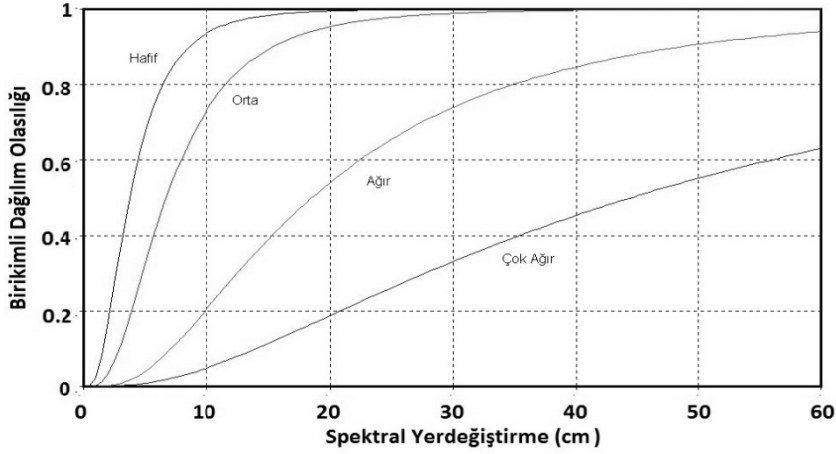
Şekil 24'te ise İzmir'deki 1975 sonrası 6 ve daha fazla katlı yapılar için elde edilmiş kırılmalık eğriler görülmektedir.



Şekil 22. İzmir'de 1975 sonrası inşa edilmiş 1-2 katlı betonarme binalar için kırılmalık eğrileri [26]



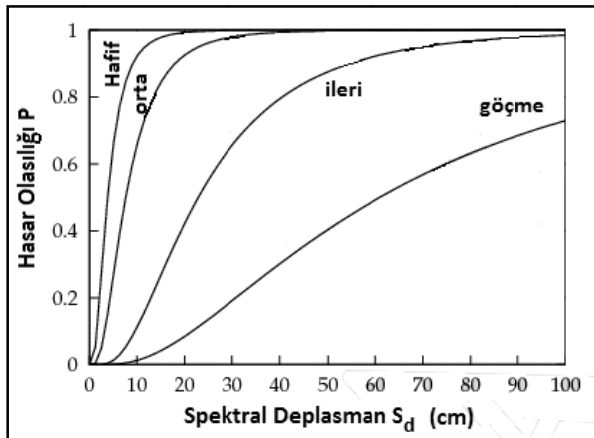
Şekil 23. İzmir'de 1975 sonrası inşa edilmiş 3-5 katlı betonarme binalar için kırılmalık eğrileri [26]



Şekil 24. İzmir'de 1975 sonrası inşa edilmiş 6 ve daha fazla katlı betonarme binalar için kırılma eğrileri [26]

Şekil 24.'teki hasar dağılımında; ağır hasar ve çok ağır hasar seviyesi eğrilerinin bu çalışmada 1998 öncesi 6-7 katlı binaların hasar dağılımından daha büyük yerdeğiştirme değerleri gösterdiği dikkat çekmektedir. Bu durumun envanterdeki binaların kat sayısı farklarından kaynaklandığı düşünülmektedir. Bu çalışmada kullanılan binalarda en yüksek kat adedi 7 kat olmasına karşın, İzmir için yapılan çalışma envanterinde çok sayıda 8 ve üzeri kat adedine sahip bina bulunmaktadır. İstanbul Deprem Master Planı kapsamında yapılan çalışmalarda da benzer yapı tipleri için benzer yanal yerdeğiştirme sonuçları elde edilmiştir [27].

Bu çalışmalara paralel olarak Şekil 25'te HAZUS çalışmasında orta katlı betonarme yapılar için önerilen kırılma eğrileri görülmektedir.



Şekil 25. Orta Katlı Betonarme Yapılar İçin Kırılma Eğrileri [28]

Ülkemizde meydana gelen büyük depremlerin hasar tespit raporları incelendiğinde; 1999 Marmara depreminde, incelenen 200.000'in üzerinde betonarme konutun yaklaşık %30'u ağır hasarlı veya yıkık olarak rapor edilmiştir [27, 29, 30, 31]. Yine 2011 Van depreminde incelenen 12500 binadan yaklaşık %25'inin ağır hasarlı olduğu rapor edilmiştir [32].

Söz konusu depremlerde tespit edilen hasarlı binaları bu çalışmadaki bina guruplarıyla bire bir eşleştirmek mümkün olmamakla birlikte, Marmara depreminde genel olarak 1998 öncesi inşa edilmiş orta katlı betonarme binaların yoğunlukta olduğu tahmin edilmektedir [34, 35, 36, 37]. Van depremindeki hasarlı binalarda ise 1998 öncesi ve sonrası inşa edilmiş yapıların karışık olduğu gözlenmiştir [32, 38, 39]. Mevcut deprem hasar raporları ile bu çalışmada önerilen yöntem sonuçlarını en yakın biçimde kıyaslayabilmek amacıyla Tablo 4 ve Tablo 5'te 6 Katlı betonarme binalar referans alınmıştır. Tablo 4'te Marmara ve Van depremlerinde 6 katlı betonarme binaların aldığı hasarlar görülmektedir. Tablo 5 ise, bu çalışmada önerilen yöntemle 6 ve 7 katlı betonarme binalarda oluşabilecek hasar tahminlerini göstermektedir.

*Tablo 4. 6 Katlı Betonarme Binalar İçin 1999 Marmara ve 2011 Van Depremlerinde Tespit Edilen Hasar Durumları [32, 34, 35, 36, 37, 38, 39]*

Bina Grubu	Hasarsız	Hafif Hasarlı	Orta Hasarlı	Ağır Hasarlı veya Yıkık
2011 Van Depremi	%20	%26	%20	%34
1999 Marmara Depremi	%9	%23	%51	%17

*Tablo 5. 6 Katlı Binaları İçeren Grupların Hasar Olasılıkları*

Bina Grubu	Hasarsızlık Olasılığı	Hafif Hasar Olasılığı	Orta Hasar Olasılığı	Ağır Hasar veya Göçme Olasılığı
98Ö67İ	%24	%30	%27	%21
98Ö67K	%20	%15	%42	%28
98S67İ	%24	%41	%28	%17
98S67K	%20	%38	%22	%20

Tablo 4 ve Tablo 5 birlikte ele alındığında; 1999 Marmara depreminde 6 katlı binaların %17'si, Van depreminde ise %34'ü ağır hasarlı ve yıkık olarak görülmektedir. Bu çalışmada önerilen yöntemle göre ise Ağır hasarlı ve yıkık bina oranının %17 ile %28 arasında olacağı hesaplanmıştır.

Yapılan bir çok çalışma Türkiye genelinde yaygın olarak kullanılan az ve orta katlı betonarme yapıların yanal deplasman altında benzer hasar dağılımları gösterdiğini ortaya koymaktadır [2, 5, 13, 14].

## 7.2. Sonuç ve Öneriler

Taşıyıcı sistemde betonarme çerçevelerle birlikte betonarme perde duvarlara yer verilmesinin yapı rijitliğini önemli ölçüde artırdığı görülmektedir. Bu çalışma perde+çerçeve sistemlerin ağır riskini azaltmakta oldukça etkili olduğunu tekrar göstermiştir. Buna rağmen çalışmada incelenen binalarda perde duvar kullanımının oldukça seyrek düzeyde kaldığı gözlemlenmiştir. Taşıyıcı sisteminde betonarme çerçeve ve perde duvarların birlikte kullanıldığı bu tür binaların birçoğunda ise perde duvar sayısı sınırlı düzeyde kalmıştır. Çalışmada incelenen perde+çerçeve sistemli binalarda, betonarme kesit alanları dikkate alındığında; perde duvarların kolonlara oranı %10-30 arasında değişmektedir. Taşıyıcı sistemde kullanılan perde duvar sayısının artırılması binada kullanılan betonarme oranını artırmaktadır. Depreme karşı daha dayanıklı yapılar inşa etmek için; bundan sonra inşa edilecek olan betonarme yapılarda perde duvar oranlarının artırılması oldukça önemlidir. Çalışmadaki binaların betonarme alanının zemin kat alanına oranı binde 5 ile yüzde 3 arasında değişiklik göstermiştir. Yönetmelikler düzenlenirken binaların kat alanına bağlı olarak minimum betonarme alanı ile ilgili düzenlemelerin de yapılması faydalı olacaktır. Her geçen gün beton teknolojisindeki gelişmeler ile birlikte beton kalitesinin artması daha az beton alanı ile yönetmeliklerin gerektirdiği şartları sağlayabilmeyi mümkün kılmaktadır. Fakat binadaki taşıyıcı eleman kesitlerinin küçülmesi, depremde dezavantaj teşkil edebilmektedir. Bu soruna bir çözüm önerisi olarak; yönetmeliklerin betonarme binalar için sadece çerçeve sistemlerle çözüm yapılması yerine perde duvar kullanılmasını teşvik edecek şekilde düzenlenmesi faydalı olacaktır.

### Kaynaklar

- [1] TUBİTAK Türkiye Ulusal Deprem Araştırmaları Programı 2005-2014, Tübitak Yayınları, Ankara, 2005.
- [2] Uçar, T., Düzgün, M. Betonarme binalar için artımsal itme analizi esaslı analitik hasargörebilirlik eğrilerinin oluşturulması. İMO Teknik Dergi. 2013, (402), 6421-6446.
- [3] Erdik, M., Doyuran, V., Gülkan, P., Akka , N., (1983). Second Turkish Nuclear Power Plant Site Selection Investigations: A Probabilistic Assessment of the Seismic Hazard in Turkey, Earthquake Engineering Research Center, Middle East Technical University, METU/EERC Report No. 83-01, Ankara.
- [4] Akkaya, A.D. and Yüçemen, M.S., “Stochastic Modeling of Earthquake Occurrences and Estimation of Seismic Hazard: A Random Field Approach”, Probabilistic Engineering Mechanics, 2002, (17), 1-13.
- [5] Özcebe, G., Yüçemen, M.S. and Aydoğan, V., “Statistical Seismic Vulnerability Assessment of Existing Reinforced Concrete Buildings on a Regional Scale”, Journal of Earthquake Engineering, 2004, 8(5), 1-25.
- [6] Kemec S, Duzgun HSB (2006a) Use of 3D visualisation in natural disaster risk assessment for urban areas. In: Abdulrahman A, Zlatanova S, Coors V (eds) Lecture notes in geoinformation and cartography series, innovations in 3D geo information systems. Springer, New York, pp 557–566

- [7] Kemec S, Duzgun HSB (2006b) 3-D visualisation of urban earthquake risk, ECI conference: geohazards—technical, economical and social risk evaluation 18–21 June 2006, Lillehammer, Norway
- [8] Binici, B., Yakut, A., Özcebe, G., Erenler, A., “Provisions For The Seismic Risk Evaluation Of Existing Reinforced Concrete Buildings In Turkey Under The Urban Renewal Law” *Earthquake Spectra*, 2015, 31(3), 1353-1370.
- [9] Yüçemen, M. S., “Probabilistic Assessment of Earthquake Insurance Rates for Turkey “, *Natural Hazards*, 2005, (35) 291-313.
- [10] Yakut, A., Özcebe, G. and Yüçemen, M.S., “Seismic Vulnerability Assessment Using Regional Empirical Data”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2006, (35),1187-1202.
- [11] Askan, A. and Yüçemen, M. S., Probabilistic Methods for the Estimation of Potential Seismic Damage: Application to Reinforced Concrete Buildings in Turkey. "Structural Safety", 32, (2010), p.262-271.
- [12] Duzgun, H. S. B., Yucemen, M. S., Kalaycioglu, H. S., Celik, K., Kemec, S., An Integrated Earthquake Vulnerability Assessment Framework for Urban Areas. "Natural Hazards", 59, (2011), p.917-947.
- [13] Un, E., Erberik, M. A., Askan, A. Performance assessment of Turkish residential buildings for seismic damage and loss estimation. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 2015, doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000547.
- [14] Güneyisi, E. M., Şahin, N. D. Viskoelastik sönümleyicili yapıların hasar potansiyeli eğrilerinin belirlenmesi, 1. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı, 11-14 Ekim, Ankara, 2011.
- [15] Kayabalı, K., (2002). Modeling of Seismic Hazard for Turkey Using the Recent Neotectonic Data, *Engineering Geology*, Vol. 63, 221-232.
- [16] Deniz A (2006) Estimation of earthquake insurance premium rates for Turkey. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, METU, Ankara
- [17] Abo-El-Ezz, A., Nolle, M. J., Nastev, M. Seismic fragility assessment of low-rise stone masonry buildings. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. 2013, 12(1), 87-97.
- [18] Hsieh, M. H., Lee, B. J., Lei, T. C., Lin, J. Y. Development of medium and low rise reinforced concrete building fragility curves based on Chi-Chi Earthquake data. *Natural Hazards*. 2013. 69(1), 695-728.
- [19] Lignos, D. G., Karamanci, E. Drift-based and dual-parameter fragility curves for concentrically braced frames in seismic regions. *Journal of Constructional Steel Research*. 2013, 90(1), 209-220.
- [20] Casotto, C., Silva, V., Crowley, H., Nascimbene, R., Pinho, R. Seismic fragility of Italian RC precast industrial structures. *Engineering Structures*. 2015, (94), 122-136.
- [21] Kırçıl, M. S., Polat, Z. Fragility analysis of mid-rise R/C frame buildings. *Engineering Structures*. 2006, 28(9), 1335-1345.



- [22] Afet Riski Altındaki Alanların Dönüştürülmesi Hakkında Kanunun Uygulama Yönetmeliğinde Değişiklik Yapılmasına Dair Yönetmelik, T.C Çevre Ve Şehircilik Bakanlığı, 2013.
- [23] Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R. (1988). "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete." J. Struct. Engrg., ASCE, 114(8), 1804-1826.
- [24] Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Resmi Gazete No: 26454, Ankara, 2007.
- [25] Quick Guide to HAZUS-MH MR1, Federal Emergency Management Agency, ESRI, California, June 2006.
- [26] İzmir Deprem Senaryosu ve Deprem Master Planı, İzmir Büyükşehir Belediyesi ve Boğaziçi Üniversitesi, İzmir, 2000.
- [27] Ansal, A. İstanbul deprem senaryoları. İstanbul Teknik Üniversitesi Vakfı Yayını, Deprem Dosyası. 2003, 66(1), 16-26.
- [28] Molina, S., User manual for the earthquake loss estimation tool: SELINA, Norsar and Universidad de Alicante, Norsar, October 1, 2010.
- [29] İnan, E., Çolakoğlu, Z., Koç, N., Bayülke, N., Çoruh, E., (1996). Catalogue of Earthquakes Between 1976-1996 with Acceleration Records, Earthquake Research Department of the General Directorate of Disaster Affairs Publications, Ministry of Public Works and Settlement, Ankara, (in Turkish).
- [30] Bal, I. E., Crowley, H., Pinho, R., "Displacement-Based Earthquake Loss Assessment for an Earthquake Scenario in Istanbul", Journal of Earthquake Engineering, 2008, 12(S2), 12-22.
- [31] Özmen, B., (1999). Iso-intensity map of İzmit earthquake, Earthquake Research Department, General Directorate of Disaster Affairs, Ankara, available on-line in Turkish at <http://www.deprem.gov.tr/raporlar.htm>.
- [32] Görgün, E., (2003). Calibration of Various Magnitude Scales in Turkey Using Broadband Data, M.Sc. Thesis, Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute, Bogaziçi University, İstanbul.
- [33] Afet Raporu: "Müdahale,İyileştirme ve Sosyoekonomik Açından Van Depremi", T.C. Başbakanlık Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, 2014, Ankara.
- [34] Erdik M., Demircioğlu M., Sesetyan K., Durukal E., Siyahi B., "Earthquake hazard in Marmara region, Turkey, Soil Dynamic Earthquake Engineering, 2004, (24), 605-631
- [35] Sümer, E., Türker, M., (2004). Building Damage Detection from Post-Earthquake Aerial Images Using Watershed Segmentation in Gölcük, Turkey, Proceedings, 20th International Society for Photogrammetry and Remote Sensing Congress: Geo-Imagery Bridging. Continents, Commission 7, 642-647, İstanbul.
- [36] Özmen, B., "17 Ağustos 1999 İzmit Körfezi Depreminin Hasar Durumu (Rakamsal Verilerle)", TDV/DR 010-53, Türkiye Deprem Vakfı, 2000.

- [37] Sünbül, A. B., Dağdeviren, U., Gündüz, Z., Arman, H., “1999 Marmara Depremi Sonrası Adapazarı Şehir Merkezi Hasar Durumlarının Analizi Ve Deprem Ekonomik Boyutu”, TMMOB Afet Sempozyumu, 5-7 Aralık 2007, Ankara.
- [38] “Van Depremi Hasar Tespit Raporu” TMMOB Mimarlar Odası, 20 Ocak 2012, Ankara.
- [39] Middle East Technical University Earthquake Engineering Research Center “23 Ekim 2011 Mw 7.2 Van Depremi Sismik Ve Yapısal Hasara İlişkin Saha Gözlemleri” Rapor No: METU/EERC 2011-04, Kasım 2011, Ankara.
- [40] Gürbüz, A. (2015) Manisa'daki perdeli ve perdesiz betonarme konut yapılarının deprem performansının belirlenmesi ve hasar olasılık eğrilerinin çizilmesi, Doktora Tezi, Manisa Celal Bayar Üniversitesi, Manisa.

# Tasarım Spektrumu Parametreleri için Olasılıksal Sismik Tehlike Analizlerine Bağlı Bir Çalışma

Özkan KALE<sup>1</sup>

## ÖZ

Bu çalışma kapsamında tasarım spektrumu parametreleri (sabit ivme bölgesi köşe periyotları ve zemin faktörleri) Kuzey Anadolu Fay Hattı üzerinde seçilen bir bölge için yapılan olasılıksal sismik tehlike analizlerine bağlı olarak önerilmiştir. Sonuçlar farklı zemin türleri ve farklı dönüş periyotlarına göre elde edilmiştir. Olasılıksal sismik tehlike analizleri için alansal kaynak ve fay ve mekansal düzleştirilmiş kaynak model olmak üzere iki farklı sismik model kullanılmıştır. Yer hareketi karakterizasyonu bölgedeki sismik aktiviteyi en iyi şekilde temsil edebilecek yer hareketi tahmin denklemlerinin seçilmesiyle yapılmıştır. Sabit ivme bölgesi köşe periyotları ve zemin faktörlerinin hesabı PGA veya  $T = 0.2$  s ve  $1.0$  s' deki kaya zemin spektral ivme değerlerine bağlı olarak üretilen ampirik bağıntılara dayanmaktadır.

**Anahtar Kelimeler:** Olasılıksal sismik tehlike analizi, yer hareketi tahmin denklemi, tasarım spektrumu, kontrol periyotları, zemin faktörleri.

## ABSTRACT

### A Study Depending on the Probabilistic Seismic Hazard Analyses for Design Spectrum Parameters

Within the scope of this study, design spectrum parameters (constant acceleration region, corner periods and site factors) are proposed, depending on probabilistic seismic hazard analyses conducted in a region located in a part of the North Anatolian Fault Zone. The outcomes are obtained for different site conditions and return periods. Two different seismic source models which are area based source, and fault and locational seismic source models are used for probabilistic seismic hazard analyses. The ground-motion characterization is handled by selecting the ground-motion prediction equations that best reflect the seismic excitations around the investigated region. The computation of constant acceleration region corner periods and site factors are based on the empirical relationships that depend on the PGA or spectral accelerations at  $T = 0.2$  s and  $1.0$  s for rock sites.

**Keywords:** Probabilistic seismic hazard analysis, ground-motion prediction equation, design spectrum, control periods, site factors.

---

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 04.11.2015 günü ulaşmıştır.
- 31 Aralık 2017 gününe kadar tartışmaya açıktır.
- DOI: 10.18400/tekderg.331837

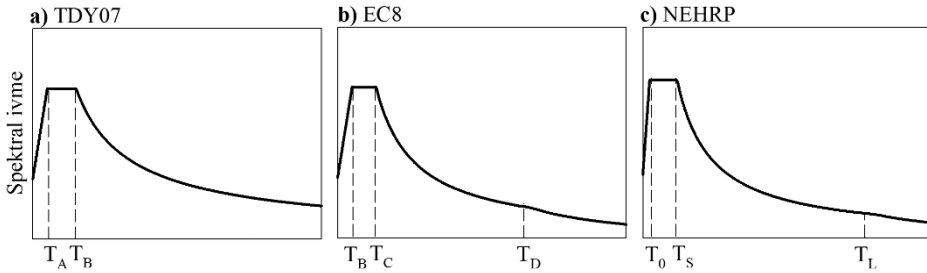
## 1. GİRİŞ

Depreme dayanıklı yapı tasarımında, kuvvetli yer hareketi zorlaması altında bir yapıya etkiyecek olan deprem yüklerinin belirlenmesinde, deprem yönetmeliklerinde tanımlanan tasarım spektrumları kullanılmaktadır. Bir başka deyişle tasarım spektrumları, yapıların depreme dayanıklı olarak dizayn edilmesinde, binaların doğal titreşim periyoduna göre deprem etkisi altında maruz kalacakları yatay veya düşey yükleri belirlemede kullanılırlar. Spektrum eğrisi (tepki spektrumu), farklı doğal titreşim periyoduna sahip tek serbestlik dereceli sistemlerin, belirli bir sönüm oranı dikkate alınarak yer hareketi etkisi altında yapacakları en büyük davranış değerleri hesaplanarak elde edilir. Tasarım spektrumları ise bölgenin sismik özelliklerini ve zemin koşullarını dikkate alarak oluşabilecek maksimum deprem etkilerini göz önüne alabilmek için farklı yer hareketi ivme kayıtlarından hesaplanan tepki spektrumlarına düzgünleştirilmiş bir zarf eğrisi uydurulmasıyla elde edilmektedir. Bunun yanısıra daha özel tasarım gerektiren durumlarda sismik tehlike analizi sonucundan da tasarım spektrumları elde edilebilmektedir. Özellikle son yıllarda kuvvetli yer hareketi istasyonlarının sayısındaki artış beraberinde yer hareketi ivme kayıtlarının da artışı getirerek deprem tehlikesini tahmin etmeye yönelik araştırmalara yeni bir ufuk açmıştır. Sayısal verinin zenginleştirilmesini güvenilir zemin koşulu, sismik kaynak istasyon arası mesafe, fay türü gibi bilgilerin de iyileştirilmesi izlemiştir. Bu çalışmaların paralelinde türetilen yer hareketi tahmin denklemlerinin sayısında da artış olmuştur. Sonuç olarak da sismik tehlike analizlerinin popülaritesi artarak bu çalışmalardan daha güvenilir bilgiler alınmaya başlanmıştır.

Türk Deprem Yönetmeliği (TDY07; DBYBHY [1]), Eurocode-8 Avrupa Standardı (EC8; CEN [2]) ve NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Amerikan Şartnamesi (BSSC [3]) kapsamında yer alan tasarım spektrumlarının genel görünüşü Şekil 1' de verilmektedir. Bu şekillerde, EC8 spektrumunda  $T_B$  ve  $T_C$  ve NEHRP spektrumunda  $T_0$  ve  $T_S$  tasarım spektrumu köşe periyotlarını (sabit spektral ivme platosunun alt ve üst limit periyot değerlerini) gösterirken  $T_D$  ve  $T_L$  sabit yer değiştirme (veya uzun periyoda geçiş) bölgesinin (veya platosunun) başlangıç periyodunu temsil etmektedir. TDY07' de spektrum köşe periyotları sadece  $T_A$  ve  $T_B$  değerleri ile temsil edilirken sabit yer değiştirme bölgesine geçişte herhangi bir değişim dikkate alınmamaktadır. Sabit deplasman platosunun başlangıç noktasını tarif eden  $T_L$  uzun periyotlu yapıların deplasman kontrollü tasarımları veya performans tahkikleri için spektral değerlerin hesaplanmasında önemli bir rol oynamaktadır ve bu periyottan sonra yer değiştirme istemi sabit kalmaktadır (Newmark ve Hall [4]). TDY07' de karşılaşılan bu durum doğal titreşim periyodu sabit yer değiştirme periyodundan daha büyük yapıların aşırı güvenli dizayn edilmesi sonucunu doğurmaktadır. Buna ek olarak TDY07 tasarım spektrumunda farklı zemin sınıflarının sabit ivme platosunun genliğine etkileri de dikkate alınmamaktadır.

EC8 tasarım spektrumunun mevcut durumunu iyileştirmek için yapılmış olan Rey vd. [5] çalışmasında Avrupa kuvvetli yer hareketi veri tabanındaki ivme kayıtları kullanılarak tepki spektrumları çıkarılmış ve sonrasında bunlar kayıtların mesafe bilgileriyle normalize edilmiştir. Elde edilen spektral ordinatlar kayıtların deprem katalog bilgileri gözetilerek deprem büyüklüğü ve zemin türlerine göre sınıflandırılarak tasarım spektrumu köşe periyotları ve kaya zemin sınıfı referans olmak üzere zemin amplifikasyon değerleri belirlenmiştir. Bu çalışma sonucunda EC8 spektrumunda spektral şekil ve zemin koşulları için köklü değişiklikler öngörülmüş ve sonrasında da EC8 spektrumu günümüzdeki haline

dönüştürülmüştür. Kalkan ve Gülkan [6] çalışmasında Türkiye’ de meydana gelmiş depremlerden derlenen bir veri seti kullanılarak zemin, mesafe ve deprem büyüklüğüne bağlı bir yer hareketi tahmin denklemi önerilmiş ve buna bağlı olarak bir dizayn spektrumu geliştirilerek Türk Deprem Yönetmeliği’nde tanımlanan spektrumla karşılaştırması yapılmıştır. Buradan seçilen deprem senaryosuna göre yönetmelik spektrumunun orta ve uzun periyot aralıklarında bu çalışmaya göre çok büyük değerler verdiği sonucuna ulaşılmıştır. Buna neden olarak yönetmelikte zemin koşullarına bağlı olarak tanımlanan sabit ivme platosunun fazla geniş olması gösterilmiştir. Ayrıca bu çalışmada zeminin yumuşamasına bağlı olarak zemin amplifikasyon etkileri de hesaplanmıştır. Pitilakis vd. [7] çalışmasında SHARE (Seismic Hazard Harmonization of the Europe, Giardini vd. [8]) projesi kapsamında derlenen global kuvvetli yer hareketi ivme kayıtları kullanılarak EC8 spektrumunun mevcut durumu ve farklı zemin koşulları için zemin faktörleri değerlendirilerek EC8’ de tanımlanan spektrum için yeni zemin katsayıları önerilmiştir.



Şekil 1. İvme Tasarım Spektrumları: a) Türk Deprem Yönetmeliği (TDY07; DBYBHY [1]), b) Eurocode-8 Avrupa Standardı (EC8; CEN [2]) ve c) NEHRP Amerikan Şartnamesi (BSSC [3])

Seyhan ve Stewart [9] ise şu an kullanılmakta olan NEHRP Amerikan Şartnamesi’ nin temelini oluşturan bir çalışmadır. Burada gözlemsel ve sentetik deprem kayıt setine bağlı olarak geliştirilen doğrusal olmayan zemin modeli yardımıyla spektral genlik ve zemin sınıfına bağlı olarak değişen zemin faktörleri kısa periyot (sabit ivme) ve orta-uzun periyot (sabit hız) bölgeleri için ayrı ayrı önerilmiştir. Bu çalışma da sabit ivme ve sabit hız bölgeleri sırasıyla  $T = 0.1-0.5$  s ve  $0.4-2.0$  s olarak hesaba katılmıştır. Bununla birlikte sabit ivme platosunun zemin sınıfına göre farklılık göstermesi hususu dikkate alınmamıştır. Şu an taslağı yayınlanan Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği’ nde de (TBDY [10]) bu zemin faktörleri dikkate alınmaktadır. Bu zemin faktörleri şu an literatürdeki en güncel ve güvenilir olan bir çalışmanın ürünleri olmakla birlikte hem Amerikan Şartnamesi’ nde hem de yürürlüğe girecek olan Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği’ nde bu faktörler kaya zemin için hesaplanan 2475 yıl dönüş periyoduna tekabül eden olasılıksal sismik tehlike hesabı tabanlı spektral değerlere uygulanmaktadır. Bu bağlamda, zemin faktörlerinin de sismik tehlike hesabının bir ürünü olmasının, farklı zemin sınıfları ve farklı dönüş periyotları için elde edilecek tasarım spektrumlarının güvenilirliğini de artırması beklenebilir.

Bu çalışmada kapsamında önceki paragrafta bahsedilen konunun detaylarını araştırabilmek amacıyla olasılıksal sismik tehlike analizlerinden elde edilen eşit (üniform) tehlike spektrumları kullanılmıştır. İlk aşamada olasılıksal sismik tehlike analizlerinin temel taşı

olan yer hareketi mantık ağacı uygulaması, çok sayıda yer hareketi tahmin denkleminin (YHTD) değerlendirilmesiyle oluşturulmuştur. Sonrasında seçilen sahalarda farklı zemin türleri ve dönüş periyotları dikkate alınarak her bir grup için zarf eğrileri oturtulmak suretiyle sabit ivme platosu köşe periyotları ampirik bağıntıları elde edilmiştir. Son aşamada ise  $V_{S30} = 760$  m/s değerindeki (kaya zemin için kesme dalgası hızı) spektral ivme değerleri referans alınmak üzere zemin faktörleri için ampirik bağıntılar önerilmiştir. Ampirik bağıntıların çıkarılmasında ivme platosu köşe periyotları her bir saha için zemin türü ve dönüş periyoduna bağlı olarak dikkate alınmıştır. Bu çalışmada köşe periyotları için kullanılan terminoloji, tasarım spektrumunun genel formu üzerinde  $T_0$  ve  $T_S$  ivme platosu başlangıç ve bitiş periyotlarını ve  $T_L$  uzun periyot bölgesine geçiş periyodunu temsil edecek şekilde seçilmiştir (Şekil 1.c).

## **2. YER HAREKETİ TAHMİN DENKLEMLERİ VE OLASILIKSAL SİSMİK TEHLİKE ANALİZLERİ**

### **2.1. Yer Hareketi Tahmin Denklemlerinin Test Edilmesi**

Sismik tehlike analizi yer hareketi mantık ağacı uygulamaları için 11 adet aktif sığ deprem tektoniği yapısına uygun aday yer hareketi tahmin denklemi seçilmiştir. Bu aday denklem grubunun belirlenmesinde öncelikli olarak literatürde yer alan yer hareketi tahmin denklemleri belirlenmiştir. Sonrasında bu denklemler arasından, Cotton vd. [11] ve Bommer vd. [12] çalışmalarında verilen ön seçim kriterleri göz önüne alınarak çalışma bölgesi için uygun olan aday denklemler seçilmiştir. Bu tahmin denklemlerinin kısaltmaları ve genel özellikleri Tablo 1' de listelenmiştir. Bu listede Türk veri tabanından farklı zamanlarda türetilmiş 3 adet yer hareketi tahmin denklemi (KG04, Ozb04, KAAH15) yer almaktadır. Diğer denklemler Avrupa ve Orta Doğu (ASB14, Bnd14), Batı Amerika ve Tayvan (AS08, BA08, CB08, CY08) ve Japonya (CF08, Zh06) deprem kayıtlarının kullanılarak türetildiği yer hareketi tahmin denklemleridir.

Aday denklemler veri bazlı çalışan test yöntemlerinden Nash ve Sutcliffe Etkinlik Katsayısı (NSE; Nash ve Sutcliffe [23]), Olabilirlik Yöntemi (LH; Scherbaum vd. [24]), Logaritmik Olabilirlik Yöntemi (LLH; Scherbaum vd. [25]) ve Öklid Uzaklığına Dayalı Sıralama Yöntemi (EDR; Kale ve Akkar [26]) kullanılarak test edilmiştir. Testlerin yapılabilmesi için gerekli kuvvetli yer hareketi veri tabanı Danciu vd. [27] çalışmasında derlenen Türkiye' ye ait veri tabanıdır. Şekil 2' de veri tabanındaki ivme kayıtlarının Joyner-Boore mesafelerine ( $R_{JB}$ ) karşılık gelen moment magnitüd ( $M_w$ ) dağılımları fay türleri (normal, N; ters, T; doğrultu atımlı, S) ve zemin sınıfları gözetilerek gösterilmiştir. Fay türleri ve zemin sınıflarında yer alan kayıtlara ait sayısal bilgi şekillerin açıklama bölümünde parantez içinde belirtilmiştir. Zemin sınıflarında yumuşak zemin  $V_{S30} < 360$  m/s, sert zemin  $360 \leq V_{S30} < 760$  m/s ve kaya zemin de  $V_{S30} \geq 760$  m/s olarak temsil edilmiştir.

Bu çalışmada kullanılan istatistik test yöntemlerinden LH yöntemi, normalize edilmiş artıkların aşılma olasılıklarını hesaplayarak medyan aşılma olasılığı değerini sıralamada kullanılacak LH indeksi olarak vermektedir. LH indeksi için 0.5 ve üzeri değerler, modelin veri seti üzerinde iyi performans gösterdiği anlamını taşımaktadır. LLH yöntemi, yer hareketi tahmin denklemini olasılık dağılımı olarak alır ve gözlemsel verinin bu dağılımda karşılık gelen olabilirliğini hesaplar. Bütün veri seti için elde edilen olabilirlik değerlerinin ortalaması LLH indeksi olarak rapor edilir. Küçük LLH değerleri denklemin seçilen veri

tabanı üzerinde iyi performans gösterdiği anlamına gelmektedir. NSE yöntemi modeldeki yanlılığı hesaplamaktadır ve  $-\infty$  ile 1 arasında (1 en iyi performans düzeyini gösterir) değerler almaktadır. EDR yönteminde gözlemsel veri ile modelin  $\pm 3$  standart sapma bandındaki farkları dikkate alınarak bunların olasılık tabanlı ortalamaları değiştirilmiş öklid uzaklığı (MDE) değeri olarak verilir. Buna ek olarak modeldeki yanlılık ( $\kappa$ ) gözlemsel veri ile medyan tahminler arasındaki eğilime göre hesaplanarak bu iki bileşenden (MDE ve  $\kappa$ ) EDR sıralama indeksi rapor edilmektedir.

Tablo 1. Aday Yer Hareketi Tahmin Denklemleri ve Bunların Genel Özellikleri

Tahmin Denklemi	Kısaltma	Ana Bölge(ler)	$N_{\text{kayıt}}^*$ $N_{\text{deprem}}^*$	$M_w$ aralık <sup>+</sup>	Mesafe türü $R_{\text{max}}^{\ddagger}$	Fay türü <sup>#</sup>	Zemin etkisi
Kalkan ve Gülkan [6]	KG04	Türkiye	112 57	4.0 - 7.4	$R_{\text{JB}}$ 250 km	U	$V_{\text{S30}}$
Özbey vd. [13]	Ozb04	Kuzeybatı Türkiye	195 17	5.0 - 7.4	$R_{\text{JB}}$ 300 km	U	Model değişkeni
Zhao vd. [14]	Zh06	Japonya	4726 269	5.0 - 8.3	$R_{\text{RUP}}$ 300 km	S, N, R	Model değişkeni
Cauzzi ve Faccioli [15]	CF08	Japonya	1164 60	5.0 - 7.2	$R_{\text{RUP}}$ 150 km	S, N, R	Model değişkeni
Abrahamson ve Silva [16]	AS08	Amerika ve Tayvan	2754 135	5.0 - 8.5	$R_{\text{RUP}}$ 200 km	S, N, R	$V_{\text{S30}}$
Boore ve Atkinson [17]	BA08	Amerika ve Tayvan	1574 58	5.0 - 8.0	$R_{\text{JB}}$ 200 km	S, N, R	$V_{\text{S30}}$
Campbell ve Bozorgnia [18]	CB08	Amerika ve Tayvan	1561 64	4.0 - 8.5	$R_{\text{RUP}}$ 200 km	S, N, R	$V_{\text{S30}}$
Chiou ve Youngs [19]	CY08	Amerika ve Tayvan	1950 125	4.0 - 8.5	$R_{\text{RUP}}$ 200 km	S, N, R	$V_{\text{S30}}$
Akkar vd. [20]	ASB14	Avrupa ve Orta Doğu	1041 221	4.0 - 8.0	$R_{\text{JB}}$ 200 km	S, N, R	$V_{\text{S30}}$
Bindi vd. [21]	Bnd14	Avrupa ve Orta Doğu	2126 365	4.0 - 7.6	$R_{\text{JB}}$ 300 km	S, N, R	$V_{\text{S30}}$
Kale vd. [22]	KA AH15	Türkiye	670 175	4.0 - 8.0	$R_{\text{JB}}$ 200 km	S, N, R	$V_{\text{S30}}$

\*  $N_{\text{kayıt}}$ : kuvvetli yer hareketi ivme kaydı sayısı,  $N_{\text{deprem}}$ : deprem sayısı

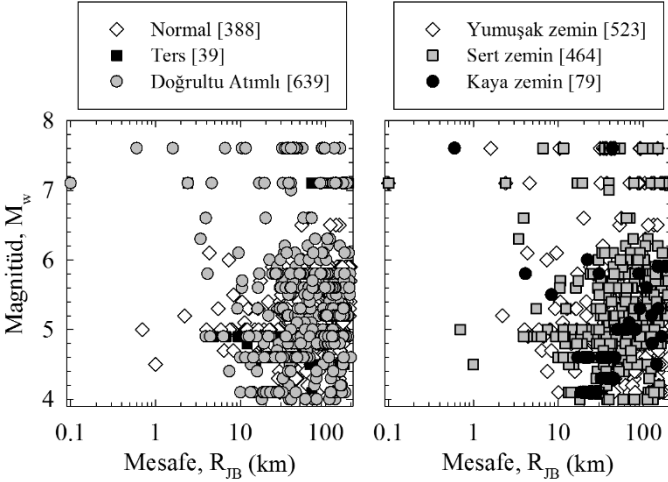
+  $M_w$ : moment magnitüd

$\ddagger$   $R_{\text{JB}}$ : Joyner-Boore mesafesi,  $R_{\text{max}}$ : maksimum mesafe,  $R_{\text{RUP}}$ : fay kırığına en yakın mesafe

# N: normal fay, R: ters fay, S: doğrultu atımlı fay, U: tanımlanmamış fay

Şekil 3 aday tahmin denklemlerinin Türkiye kuvvetli yer hareketi veri tabanı kullanılarak model performanslarının değerlendirme sonuçlarını göstermektedir. Bu şekilde kullanılan formata göre üst satırda EDR ve NSE indekslerinin, alt satırda ise LH ve LLH indekslerinin seçilen periyot aralığındaki değişimleri verilmiştir. YHTD' lerin değerlendirildiği periyot aralığı  $T = 0 - 4$  s arasındadır ve seçilen 10 ayrı periyot değerinde tahmin denklemleri test edilmiştir. Seçilen değerler  $T = 0$  s, 0.1 s, 0.2 s, 0.5 s, 0.75 s, 1.0 s, 1.5 s, 2.0 s, 3.0 s, 4.0 s'

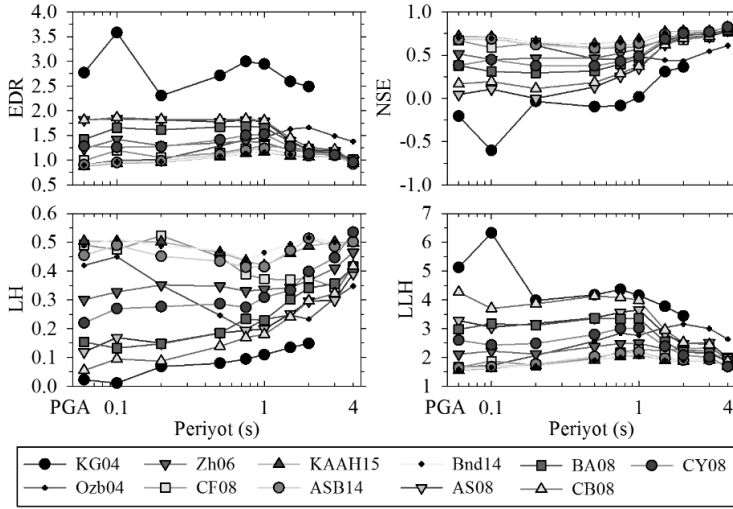
dir ve  $T = 0$  s maksimum yer ivmesini (PGA) temsil etmektedir. Burada listelenen periyot değerlerinin seçimi sismik tehlike analizlerinin yapılacağı periyot bandını kapsayacak şekilde yapılmıştır. Tablo 2' de ise Şekil 3' de verilen her bir YHTD' ye ait test skorlarının seçilen periyot aralığındaki ortalama değerleri listelenmiştir. Bu tablolarda listede en üstte yer alan tahmin denkleminin o yöntemle göre çalışmada kullanılan veri tabanını en iyi şekilde temsil ettiği söylenebilmektedir. Bu tablolarda farklı test yöntemleri için verilen sıralamalar incelendiğinde test yöntemlerinin uygulanması sonucunda KAAH15, ASB14, Bnd14, Zh06, CF08 ve CY08 tahmin denklemlerinin çalışmada kullanılan kuvvetli yer hareketi veri tabanını daha iyi temsil ettiği sonucunu çıkarmak mümkündür.



Şekil 2. Türkiye Kuvvetli Yer Hareketi Veri Tabanının Fay Türü ve Zemin Sınıfı Cinsinden Mesafeye ( $R_{JB}$ ) Karşılık Moment Magnitüd ( $M_w$ ) Dağılımları

Aday YHTD' lerin veri bazlı test yöntemlerine göre yapılan değerlendirmelerinden sonra tahmin denklemlerine ait ivme spektrumu trellis (çapraz) diyagramları (farklı mesafe, magnitüd, fay türü v.b. özellikler dikkate alınarak elde edilen şekiller kümesi) dikkate alınarak aday denklemlerin genel davranışları değerlendirilmiştir. Projede dikkate alınan bölgeye sismik kaynaklardan gelebilecek etkileri göz önüne almak üzere seçilen magnitüd  $M_w=5.0$ ,  $M_w=6.0$ ,  $M_w=7.0$  ve  $M_w=8.0$  ve mesafe  $R_{JB}=2.5$  km,  $R_{JB}=50$  km ve  $R_{JB}=100$  km için elde edilen trellis şekilleri Şekil 4' de YHTD' lerin medyan tahmin değerleri için gösterilmiştir. Periyot aralığı olarak önceki bölümde veri bazlı yöntemleri için de seçilen  $T = 0 - 4$  s arası baz alınmıştır. Aday denklemlerden Bnd14  $T = 3$  s'den sonrası için tahmin yapmaya uygun olmadığı için bu denkleme ait spektrumlar sınır periyot değerine kadar çıkarılmamıştır. Ele alınan deprem senaryolarında, fay türü olarak doğrultu atımlı fay ve zemin türü olarak da  $V_{S30} = 760$  m/s (kaya zemin) değeri dikkate alınmıştır. Farklı deprem senaryoları trellis şekillerinden çıkarılan ilk sonuç CF08 ve Zh06 modellerinin ürettiği tahminlerin diğer modellere göre daha büyük olduğudur. Bnd14 modeli de büyük magnitüd ve yakın mesafe tahminlerinde çok büyük değerler vermektedir. KAAH15 ve ASB14 denklemlerinin medyan tahminleri özellikle de büyük magnitüdüde birbirine oldukça yakındır. Diğer zemin türlerine ait senaryolar için de benzer gözlemler yapılmıştır.





Şekil 3. Yer Hareketi Tahmin Denklemlerinin Seçilen Periyotlardaki Test Sonuçları

Tablo 2. Model Performanslarının Türkiye Veri Tabanına Göre Seçilen Periyot Aralığındaki Ortalama Değerleri

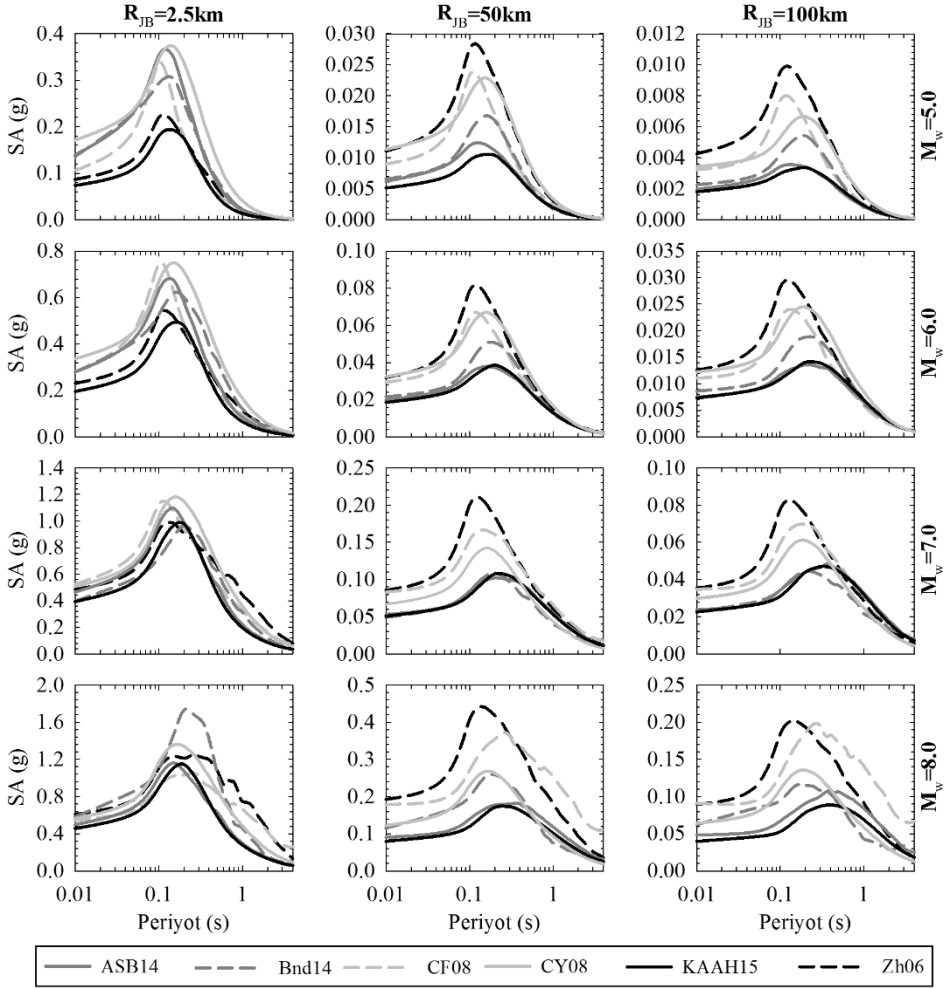
EDR - Sıra	YHTD	Skor
1	KAAH15	1.029
2	Bnd14	1.056
3	ASB14	1.060
4	CF08	1.152
5	Zh06	1.251
6	CY08	1.270
7	Ozb04	1.321
8	BA08	1.441
9	AS08	1.562
10	CB08	1.583
11	KG04	2.798

NSE - Sıra	YHTD	Skor
1	KAAH15	0.717
2	Bnd14	0.699
3	ASB14	0.691
4	CF08	0.650
5	Zh06	0.590
6	CY08	0.552
7	Ozb04	0.542
8	BA08	0.509
9	CB08	0.415
10	AS08	0.371
11	KG04	-0.043

LH - Sıra	YHTD	Skor
1	Bnd14	0.486
2	KAAH15	0.477
3	ASB14	0.463
4	CF08	0.420
5	Zh06	0.358
6	CY08	0.335
7	Ozb04	0.303
8	BA08	0.249
9	AS08	0.225
10	CB08	0.200
11	KG04	0.084

LLH - Sıra	YHTD	Skor
1	KAAH15	1.830
2	Bnd14	1.845
3	ASB14	1.893
4	CF08	2.056
5	Zh06	2.242
6	CY08	2.449
7	Ozb04	2.546
8	BA08	2.806
9	AS08	2.992
10	CB08	3.381
11	KG04	4.416

Bu gözlemlerden hareketle yer hareketi tahminlerindeki modelleme belirsizliğini dikkate alabilmek için maksimum, medyan ve minimum davranışı temsil edecek denklemlerin mantık ağacı uygulamasına seçilmesi uygun görülmektedir (Stewart vd. [28]). Maksimum davranışı temsil eden denklemlerden CF08 modelinin sismik tehlike analizi sonuçlarını ciddi ölçüde artırdığı bilinmektedir (Danciu vd. [27]). Bu nedenle Zh06 modeli maksimum davranışı temsil edecek denklemler olarak seçilmiştir. Medyan davranış CY08 ve ASB14 denklemleriyle temsil edilirken Bnd14 denklemi kritik spektral periyot bantlarındaki çok yüksek değerleri nedeniyle sonraki aşamada dikkate alınmamıştır. Minimum davranış ise KAAH15 yer hareketi tahmin denklemi ile temsil edilmiştir. Seçilen bu 4 denkleme ait mantık ağacı uygulaması ağırlıkları ise sonraki aşamada sismik tehlike hassaslık analizleri yöntemi (Kale ve Akkar [29, 30]) ile belirlenmiştir.



Şekil 4. Seçilen Denklemlere Ait Tepki Spektrumu Medyan Treliş Diyagramı ( $V_{S30} = 760$  m/s, Doğru Atımlı Fay)

## 2.2. Yer Hareketi Mantık Ağacı Uygulaması

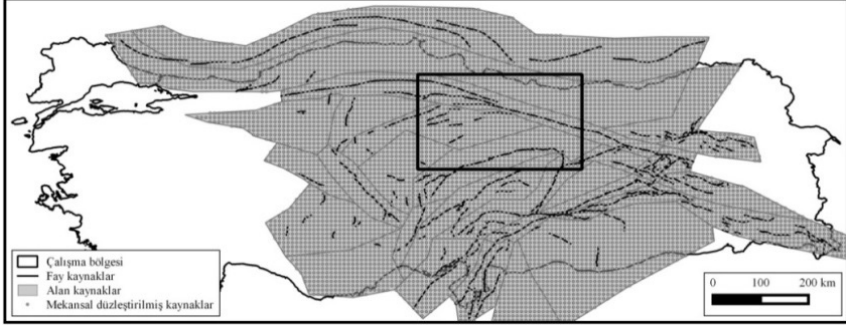
YHTD' lerin seçilmesi çalışmalarının son etabında nihai mantık ağacı uygulamasını oluşturacak denklem seti ve bunlara ait ağırlıkların belirlenebilmesi için Kale ve Akkar [29, 30] çalışmasında önerilen mantık ağacı hassaslık analizleri yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntem gere aday denklemlerden iyi performans gösterenler kullanılarak farklı gruplar oluşturulmaktadır. Daha sonra denklemlere farklı ağırlıklar atanarak bu grupların alt grupları oluşturulmaktadır. Böylece model belirsizliği, oluşturulan M sayıda mantık ağacı uygulamasıyla tanımlanmış olmaktadır. Bu mantık ağacı uygulamalarına ait tehlike eğrileri çalışma bölgesindeki her bir saha ve dikkate alınan her bir periyot değerinde elde edilerek seçilen dönüş periyotlarına göre medyan trendi veren mantık ağacı uygulaması belirlenmektedir. Son olarak bütün periyotlardaki sonuçlar değerlendirilerek nihai mantık ağacı uygulamasına ulaşılmaktadır. Bu yöntemin uygulanmasındaki ana amaç seçilen mantık ağacı uygulamasında yer alan herhangi bir yer hareketi tahmin denkleminin olasılıksal sismik tehlike analizi sonuçlarını azaltıcı veya artırıcı yönde yönlendirmesini önlemektir.

Önceki paragrafta özetlenen yöntem gere ASB14, CY08, KAAH15 ve Zh06 denklemlerinin üçlü ve dörtlü grupları oluşturulmuş ve bunlara farklı ağırlık şablonları atanarak toplam 144 adet mantık ağacı uygulaması elde edilmiştir. Sonrasında bunlar içinden tekrarlanan mantık ağacı uygulamaları ve Zh06 denkleminin %50 ağırlık aldığı durumlar listeden çıkarılmıştır. Sonuç olarak sismik tehlike hassaslık analizlerinde kullanılabilecek nitelikte olan 39 farklı mantık ağacı uygulaması elde edilmiştir. Detayları sonraki bölümde verilecek olan olasılıksal sismik tehlike analizleri sonucunda her bir denklem için hesaplanan tehlike eğrileri, oluşturulan mantık ağacı uygulamalarındaki yer hareketi tahmin denklemleri ve bunların ağırlıklarına göre birleştirilerek proje bölgesindeki her bir saha için 39 farklı tehlike eğrisi elde edilmiştir. Sonrasında bu tehlike eğrileri kullanılarak seçilen spektral periyot değerleri (PGA,  $T=0.2s$  ve  $T=1.0s$ ) ve dönüş periyotları ( $T_R = 72$  yıl, 475 yıl, 2475 yıl) için değerlendirmeler yapılarak proje bölgesi için en uygun yer hareketi mantık ağacı uygulaması KAAH15, ASB14, CY08 ve Zh06 yer hareketi tahmin denklemlerinin sırasıyla 0.30, 0.30, 0.30 ve 0.10 ağırlıklarıyla oluşturulmuştur.

## 2.3. Olasılıksal Sismik Tehlike Analizleri

Olasılıksal sismik tehlike analizlerinde kullanılacak olan sismik kaynak modelleri Sesetyan vd. [31] ve Demircioğlu vd. [32] çalışmalarına göre oluşturulmuştur. Burada bölge alan kaynak (Sesetyan vd. [31]) ve çizgisel (fay) ve mekansal düzleştirilmiş kaynak (Demircioğlu vd. [32]) model olmak üzere iki farklı şekilde modellenmiştir. Bu çalışma kapsamında olasılıksal sismik tehlike analizlerinin yapılacağı bölge olarak Kuzey Anadolu Fay Hattı (KAF) üzerinde bir alan seçilmiştir. Bu alan içinde olasılıksal sismik tehlike analiz sonuçları  $0.2^\circ \times 0.2^\circ$  lik enlem ve boylam aralıklarıyla toplam 224 nokta için elde edilmiştir. Proje kapsamında seçilen çalışma bölgesi ve sismik kaynaklar Şekil 5' de gösterilmiştir. Çalışma alanının seçimi yapılırken analizler için gerekli zaman ve hesaplama altyapısı da düşünülerek hem sismik aktivitenin yoğun olduğu faya yakın yerlerde hem de seçilen bölgenin kuzeydoğu ve güneybatı bölümlerinde ana faya uzak daha düşük sismik aktivite seviyeleri için sonuç alınabilmesi durumları göz önünde bulundurulmuştur. Türkiye' deki sismik aktivitenin önemli bir kısmının doğrudan atımlı fay mekanizmasında

gerçekleştiği düşünülürse seçilen bölgenin bu çalışma kapsamında yapılan değerlendirmeler için uygun olduğu sonucuna ulaşılabilir.



Şekil 5. Olasılıksal Sismik Tehlike Analizleri için Seçilen Çalışma Bölgesi ve Sismik Kaynaklar

Olasılıksal sismik tehlike analizleri EZ-FRisk programında (Risk Engineering [33]) yapılmıştır. Tehlike hesapları alansal kaynak modeli için ayrı, çizgisel (fay) ve mekansal düzleştirilmiş kaynak modeli için ayrı yapılmış ve bunların sonuçları eşit ağırlıklar (%50 - %50) verilerek birleştirilmiştir. Analiz sonuçlarında zemin etkilerini gözetebilmek için analizlerde kaya, sert, yumuşak ve çok yumuşak zemin sınıfları sırasıyla  $V_{S30} = 760$  m/s, 520 m/s, 255 m/s ve 180 m/s değerleri ile temsil edilmiştir. Sismik tehlike analizleri PGA ve  $T = 0.03$  s ile  $T = 4.0$  s arasında seçilen 26 farklı periyot değeri için yapılmıştır. Bu analizler sonucunda elde edilen sahaya özel olasılıksal sismik tehlike eğrileri kullanılarak 3 farklı dönüş periyoduna ( $T_R = 72$  yıl, 475 yıl ve 2475 yıl) göre olasılıksal sismik tehlike tabanlı ivme spektrumları (eşit tehlike spektrumları) çıkarılmıştır.

### 3. TASARIM SPEKTRUMU KÖŞE PERİYOTLARININ BELİRLENMESİ

Eşit tehlike spektrumları kullanılarak çıkarılacak olan tasarım spektrumu ivme platosu köşe periyotlarının ( $T_0$  ve  $T_S$ ) belirlenmesi için NEHRP (BSSC [3]) şartnamesinde tanımlanan yöntem dikkate alınmıştır. NEHRP şartnamesindeki tanıma göre ivme platosunun bitiş periyodu ( $T_S$ )  $T = 1.0$  s' deki spektral ivme değerinin ( $SA_{1,0}$ )  $T = 0.2$  s' deki spektral ivme değerine ( $SA_{0,2}$ ) oranı olarak hesaplanmaktadır (Denklem 1.a). Burada  $SA_{0,2}$  kısa periyot ivme değerini,  $SA_{1,0}$  ara (orta-uzun) periyot ivme değerini temsil etmektedir.  $T_0$  değeri ise  $T_S$  değerinin %20' si olarak dikkate alınmaktadır (Denklem 1.b).

$$T_S = \frac{SA_{1,0}}{SA_{0,2}} \quad (1.a)$$

$$T_0 = 0.2T_S \quad (1.b)$$

Bu yöntemle hesaplanan ivme platosu köşe periyotları kullanılarak elde edilen zarf eğrileri ve proje kapsamında dikkate alınan dönüş periyotlarına ( $T_R = 72$  yıl, 475 yıl ve 2475 yıl) ve zemin türlerine (kaya, sert, yumuşak ve çok yumuşak zemin) göre hesaplanan eşit tehlike ivme spektrumları karşılaştırıldığında yöntemin oldukça tutarlı sonuçlar verdiği görülmüştür. Zarf eğrileri oluşturulurken  $T = 0$  s' deki (PGA) ivme değeri  $SA_{0,2}$ 'nin %40' ı olarak dikkate alınmıştır (Denklem 2). Bu kabul birçok yönetmelik tarafından kabul edildiği gibi bu çalışmada elde edilen eşit tehlike spektrumlarının PGA /  $SA_{0,2}$  oranları da incelendiğinde ortalamada iyi bir oran olduğu söylenebilmektedir.  $T_S$  periyodundan daha büyük periyotlar için tasarım ivme spektrumu değerleri de Denklem 2' de verilen bağıntılarla hesaplanabilmektedir.

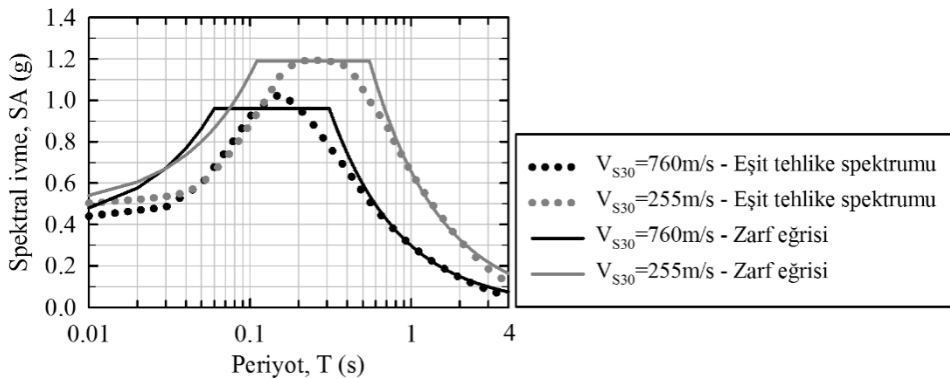
$$SA = SA_{0,2} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad ; T < T_0 \quad (2)$$

$$SA = SA_{0,2} \quad ; T_0 \leq T \leq T_S$$

$$SA = SA_{0,2} \frac{T_S}{T} \quad ; T_S < T \leq T_L$$

$$SA = SA_{0,2} \frac{T_S T_L}{T^2} \quad ; T > T_L$$

Şekil 6  $V_{S30} = 760$  m/s (kaya zemin) ve  $V_{S30} = 255$  m/s (yumuşak zemin) için elde edilmiş 475 yıl dönüş periyoduna karşılık gelen eşit tehlike ivme spektrumları ile bunlara oturtulmuş zarf eğrisi (tasarım) spektrumlarının proje çalışma bölgesinde seçilen bir saha için karşılaştırmalarını göstermektedir. Bu şekilde eşit tehlike spektrumları noktasal, zarf eğrisi spektrumları ise düz çizgilerle gösterilmiştir. Kaya ve yumuşak zemin ise farklı renklerle temsil edilmiştir. Denklem 1 ve 2' ye göre hesaplanan tasarım spektrumunun eşit tehlike spektrumunu uygun bir şekilde temsil ettiği açıkça görülmektedir. Buna ek

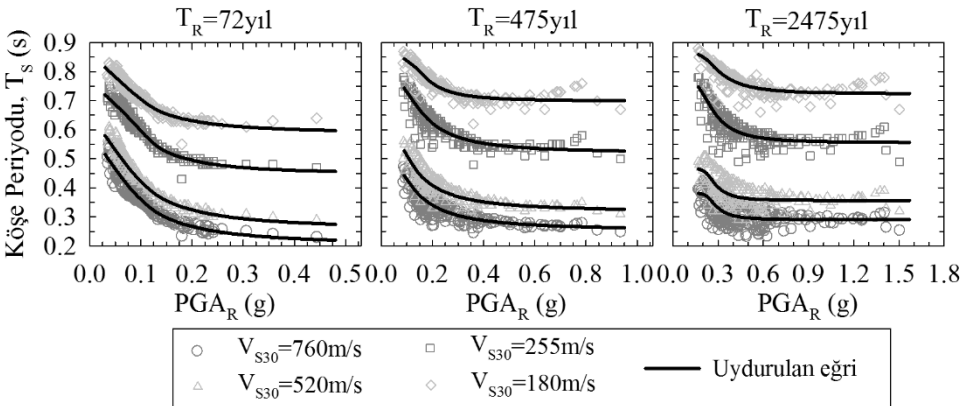


Şekil 6. Kaya ( $V_{S30} = 760$  m/s) ve Yumuşak ( $V_{S30} = 255$  m/s) Zemin için 475 Yıl Dönüş Periyodu Seviyesinde Eşit Tehlike Spektrumu ile Zarf Eğrisi Spektrumu Kıyaslaması

olarak zeminin yumuşamasına (veya  $V_{S30}$  değerinin düşmesine) bağlı olarak da sabit ivme platosunun genişliğinin ve genliğinin arttığı da gözlemlenmektedir. Çalışma bölgesinde seçilen bu saha için elde edilen gözlemlere benzer bulgular diğer bütün sahalar için de benzer şekildedir. Bu bağlamda, bu proje kapsamında  $SA_{0.2}$  ve  $SA_{1.0}$  değerlerinin mevcut olduğu durumlarda tasarım spektrumu ivme platosu köşe periyotlarının Denklem 1' de verilen bağıntılara göre belirlenerek kullanılabilceği sonucu çıkarılmıştır.  $SA_{0.2}$  ve  $SA_{1.0}$  değerlerinin mevcut olmadığı durumlarda ise  $T_S$  değerinin kaya zemin  $PGA$  ( $PGA_R$ ) değerine bağlı olarak elde edilebileceği ampirik bağıntılar türetilmiştir. Bu durumda  $T_0$  değerinin hesaplanabilmesi için yine Denklem 1.b kullanılabilir.

$PGA_R - T_S$  ampirik bağıntılarının türetilmesinde öncelikli olarak her bir saha için Denklem 1.a' ya göre  $T_S$  değerleri hesaplanmıştır. Bu değerler projede göz önüne alınan 3 farklı dönüş periyodu ve 4 farklı zemin için ayrı ayrı belirlenmiştir. Sonrasında  $T_S$  değerlerinin  $PGA_R$  ile ilişkilerinin araştırılması amacıyla farklı dönüş periyotları farklı alt şekillerde ve farklı zemin sınıfları da farklı sembol ve renk skalalarında temsil edilerek  $PGA_R$  değerlerine karşılık  $T_S$  değerlerinin dağılımları Şekil 7' de gösterilmiştir. Buradaki dağılımlara ampirik denklemler uydurulduğunda birçok istatistiksel model içinden Weibull model bütün durumlarda en iyi sonucu vermiştir [düşük standart sapma ( $\sigma$ ) ve yüksek belirsizlik katsayısı ( $R^2$ )].  $PGA_R$  ile  $T_S$  değerleri arasındaki ampirik bağıntının genel formu Denklem 3' de verilmiştir. Farklı dönüş periyotları ve farklı zemin türleri için  $T_S$  değerlerinin elde edilebilmesini sağlayan denklem katsayıları ile modelin  $\sigma$  ve  $R^2$  değerleri Tablo 3' de listelenmiştir. Bu katsayılar kullanılarak  $PGA_R$  değerlerine göre hesaplanan ampirik  $T_S$  değerlerinin değişimi yine Şekil 7' de ilgili dağılımların üzerinde siyah eğrilerle gösterilmiştir.

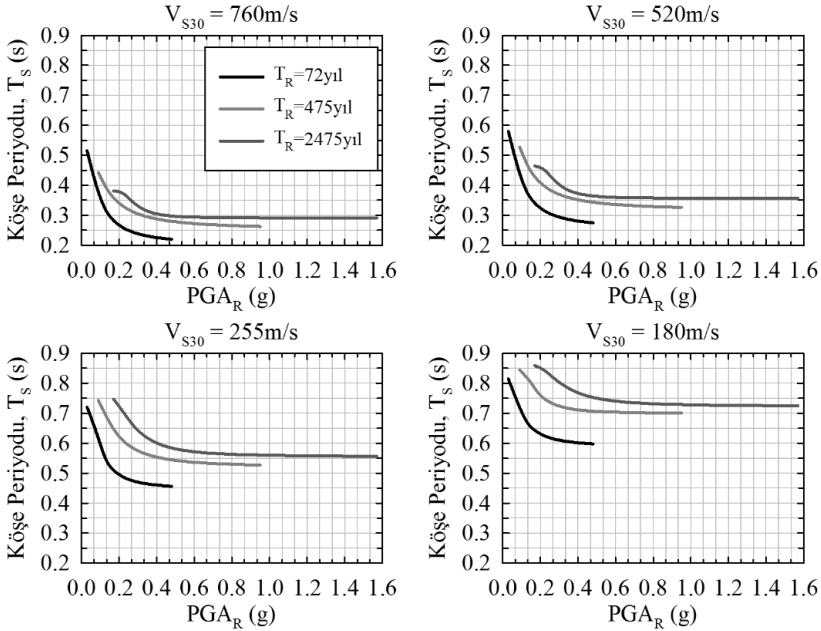
$$T_S = a - b * \exp(-c * PGA_R^d) \quad (3)$$



Şekil 7. Farklı Dönüş Periyotları ( $T_R = 72$  yıl, 475 yıl ve 2475 yıl) ve Zemin Türleri (Kaya, Sert, Yumuşak ve Çok Yumuşak Zemin) için  $PGA_R$  Değerlerine Karşılık Orijinal ve Ampirik  $T_S$  Değerlerinin Dağılımları

Tablo 3. Farklı Zemin Sınıfları ve Dönüş Periyotları için  $T_S$  Köşe Periyodu Denklem Katsayıları (Denklem 3) ve model Standart Sapması ( $\sigma$ ) ile Belirsizlik Katsayısı ( $R^2$ ) Değerleri

Zemin Sınıfı	Dönüş Periyodu ( $T_R$ , yıl)	a	b	c	d	$\sigma$	$R^2$
Kaya ( $V_{S30}=760\text{m/s}$ )	72	0.519	0.317	0.019	-1.555	0.02	0.93
	475	0.498	0.246	0.039	-1.516	0.03	0.77
	2475	0.381	0.090	0.003	-4.517	0.04	0.54
Sert ( $V_{S30}=520\text{m/s}$ )	72	0.583	0.327	0.018	-1.574	0.02	0.95
	475	0.597	0.280	0.031	-1.578	0.03	0.82
	2475	0.465	0.108	0.003	-4.329	0.04	0.59
Yumuşak ( $V_{S30}=255\text{m/s}$ )	72	0.720	0.273	0.008	-1.956	0.02	0.96
	475	0.764	0.245	0.026	-1.879	0.03	0.82
	2475	0.760	0.205	0.019	-2.808	0.04	0.66
Çok Yumuşak ( $V_{S30}=180\text{m/s}$ )	72	0.816	0.229	0.013	-1.721	0.02	0.93
	475	0.845	0.146	0.007	-2.679	0.02	0.83
	2475	0.861	0.138	0.031	-2.756	0.02	0.73



Şekil 8. Farklı Zemin Türleri (Kaya, Sert, Yumuşak ve Çok Yumuşak Zemin) için Farklı Dönüş Periyotlarına ( $T_R = 72$  yıl, 475 yıl ve 2475 yıl) Göre Ampirik  $T_S$  Değerlerinin Karşılaştırılması

Şekil 7' ye göre yapılan genel gözlemler ışığında zeminlerin  $V_{S30}$  değerlerinin düşmesine paralel olarak  $T_S$  değerlerinin arttığı görülmektedir. Dikkate alınan bütün dönüş periyotlarında belirli bir  $PGA_R$  değerine kadar  $T_S$  değerlerinde belirli bir düşüş gözlenmekte ve sonrasında ise  $T_S$  değerleri neredeyse sabit değerlere ulaşmaktadır. Kaya zeminlerde daha düşük  $PGA$  değerlerinde sabit  $T_S$  değerlerine ulaşılırken bu değer daha düşük  $V_{S30}$  değerine sahip yumuşak zeminlere doğru gidildikçe artmaktadır. Benzer irdeleme Şekil 8' de verilen dönüş periyotları karşılaştırmaları cinsinden incelendiğinde ise yüksek dönüş periyotlarında  $T_S$  değerlerinin sabitlenmesinin daha büyük  $PGA_R$  değerlerinde ortaya çıktığı gözlemlenmiştir. Bunlara ek olarak  $T_S$  köşe periyodunun dikkate alınan dönüş periyodunun artmasına bağlı olarak da arttığı görülmektedir.

#### **4. ZEMİN FAKTÖRLERİNİN BELİRLENMESİ**

Zemin faktörleri belirlenirken yine olasılıksal sismik tehlike analizi sonucu elde edilen eşit tehlike ivme spektrumları kullanılmıştır. Bu bağlamda yer hareketi mantık ağacı uygulamalarında yer alan YHTD' lerin zemin etkilerini dikkate alma şekilleri oldukça önemlidir. Seçilen YHTD' lardan KAAH15 ve ASB14 ağırlıklı olarak Türk depremlerini içeren bir veri tabanından türetilmiş ve Avrupa ve Orta Doğu için uyumlu olan Sandikkaya vd. [34] doğrusal olmayan zemin modelini kullanmaktadır. Yine mantık ağacında yer alan CY08 denklemi aktif sığ kabuk içi deprem üreten bölgeler için uygundur ve doğrusal olmayan zemin etkileri spektral tahminlerde dikkate alınmaktadır. Zh06 ise zemin etkilerinin doğrusal olarak modellenerek geliştirilmiş bir denklemdir. Zemin faktörlerinin hesaplanmasında  $V_{S30} = 760$  m/s değerine karşılık gelen kaya zemin için elde edilen sonuçlar referans olarak göz önüne alınmıştır. Bir başka deyişle kaya zemin için tasarım spektrumu zemin faktörleri 1.0 olarak önerilmektedir. Zemin faktörleri sert zemin, yumuşak zemin ve çok yumuşak zemin sınıflarını temsil etmek üzere seçilmiş  $V_{S30} = 520$  m/s, 255 m/s ve 180 m/s değerleri ve  $T_R = 72$  yıl, 475 yıl ve 2475 yıl dönüş periyodu seviyeleri için önerilmiştir. Zemin faktörleri kısa periyot ve orta-uzun periyot bölgesi için iki farklı değer olarak rapor edilmiştir. Burada kısa periyot ivmenin sabit olduğu bölge (yani  $SA_{0,2}$  bölgesi), orta-uzun periyot ise sabit hızı kapsayan bölge (yani  $SA_{1,0}$  bölgesi) olarak dikkate alınmaktadır. Bu bağlamda, zemin faktörleri hesaplanırken Bölüm 3' de belirlenen tasarım spektrumu sabit ivme bölgesi köşe periyotları da ( $T_0$  ve  $T_S$ ) dikkate alınmaktadır.

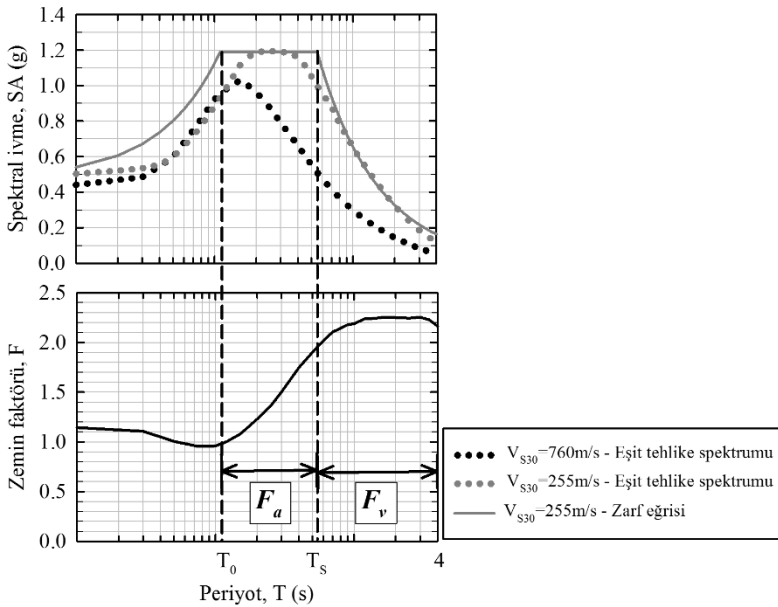
Şekil 9 zemin faktörlerinin hesaplanmasında izlenen yöntemin şematize edilmiş halini göstermektedir. Bu şeklin üst panelinde proje çalışma bölgesinde seçilen bir sahaya ait kaya zemin ve yumuşak zemin için 475 yıl dönüş periyoduna karşılık elde edilmiş eşit tehlike spektrumları ve yumuşak zemin spektrumuna uydurulan tasarım spektrumu zarf eğrisi gösterilmiştir. Alt panelde ise seçilen her bir periyot değerinde yumuşak zemin için hesaplanan spektral değerlerin kaya zemin için hesaplanan spektral değerlere oranından elde edilen zemin faktörlerinin periyoda göre değişimi gösterilmektedir. Burada kısa periyot bölgesini temsil edecek zemin faktörü  $F_a$ , orta-uzun periyot bölgesini temsil edecek zemin faktörü de  $F_v$  ile gösterilmiştir.  $F_a$  değeri ilgili zemin türüne göre belirlenmiş  $T_0$  ve  $T_S$  değerleri arası için hesaplanan zemin faktörü değerlerinin ortalaması olarak elde edilirken  $F_v$  değeri de  $T_S$  ile  $T = 4.0$  s arası için hesaplanan değerlerin ortalamasıdır.

Yukarıda anlatılan işlemler çalışma bölgesindeki bütün sahalar için 3 farklı zemin türü ve 3 farklı dönüş periyodu için uygulanarak her gruba ait  $F_a$  ve  $F_v$  değerleri hesaplanmıştır. Şekil



10' da üst satır  $F_a$  değerlerinin kaya zemin için hesaplanan  $SA_{0,2}$  ( $SA_{0,2R}$ ) değerlerine, alt satır ise  $F_v$  değerlerinin yine kaya zemin için hesaplanan  $SA_{1,0}$  ( $SA_{1,0R}$ ) değerlerine karşılık gelen zemin türleri ve dönüş periyotları cinsinden dağılımlarını ve bu dağılımlara uydurulan trendleri göstermektedir. Bu şekillerde zemin türleri farklı sembol ve renk skalalarıyla temsil edilmiştir. Buradaki dağılımlara uydurulan ampirik bağıntılarda yine Weibull modelin iyi sonuç verdiği görülmüştür.  $F_a$  ve  $F_v$  değerlerinin belirlenebilmesi için önerilen ampirik bağıntı Denklem 4' de verilmiştir.

$$F = a - b * \exp(-c * IM^d) \quad (4)$$

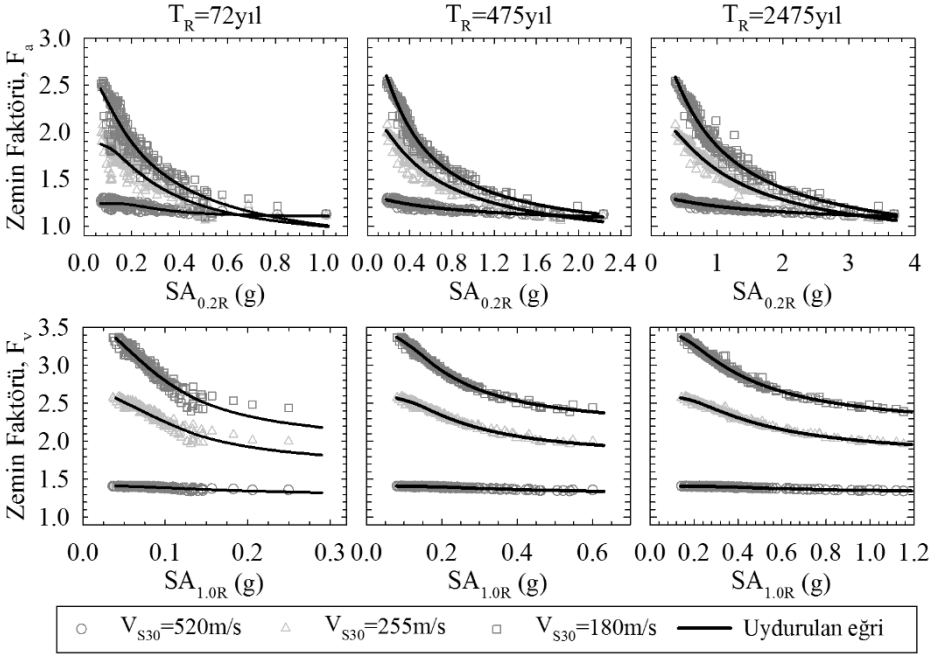


Şekil 9.  $F_a$  ve  $F_v$  Değerlerinin Belirlenmesinde İzlenen Yöntem

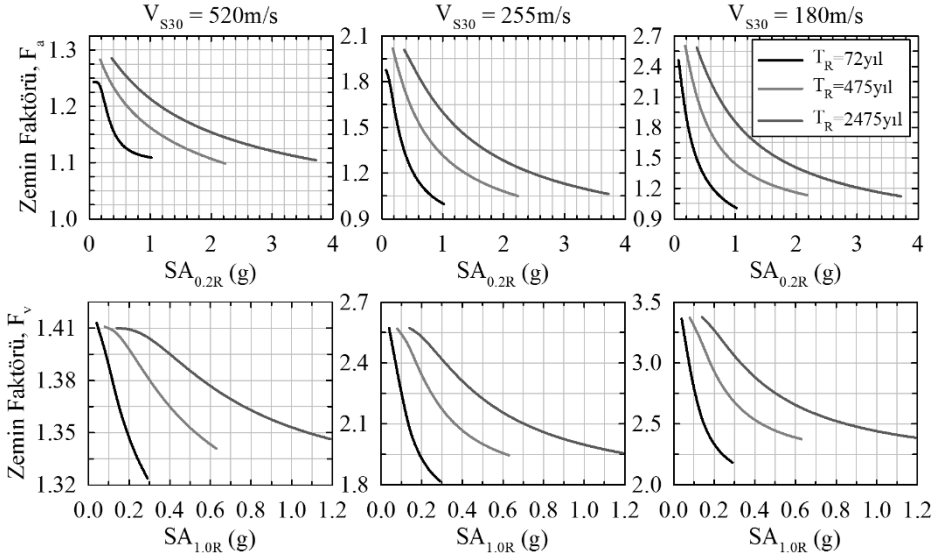
Bu denklemde  $F$ ,  $F_a$  veya  $F_v$  değerini temsil ederken  $IM$  ise kaya zemin için hesaplanan  $PGA$ ,  $SA_{0,2}$  veya  $SA_{1,0}$  (sırasıyla  $PGA_R$ ,  $SA_{0,2R}$  ve  $SA_{1,0R}$ ) değerlerine karşılık gelmektedir.  $a$ ,  $b$ ,  $c$ , ve  $d$  denklem katsayıları model  $\sigma$  ve  $R^2$  değerleri ile birlikte  $PGA_R - F_a$  durumu için Tablo 4 ve  $SA_{0,2R} - F_a$  ve  $SA_{1,0R} - F_v$  durumları için de Tablo 5' de listelenmiştir. Burada  $PGA_R$  ile  $F_a$  zemin faktörü arasında da Şekil 10' un üst satırındaki dağılımlara benzer davranışlar gözlemlenmiştir.  $PGA_R - T_S$  ilişkisi önceki bölümde verildiği için tasarım spektrumu formunun elde edilmesinde  $PGA_R - F_v$  arasındaki ilişkiye gerek yoktur.

$F_a$  ve  $F_v$  değerlerinin genel davranışları dikkate alındığında zeminlerin  $V_{S30}$  değerlerindeki azalmaya bağlı olarak zemin faktörlerinin değerinin arttığı gözlemlenmiştir. Düşük  $PGA$  ve spektral ivme değerlerinden yüksek değerlere doğru gidildikçe zemin faktörlerinde hızlıdan

yavaşa doğru trend izleyen bir azalış elde edilmiştir. Düşük spektral ordinatlarda  $V_{S30}$  değerinin düşmesine bağlı olarak zemin faktörlerinde daha hızlı bir artış söz konusudur. Spektral ordinatların artan değerlerine göre katsayılardaki düşüşün en yavaş gözlemlendiği durum sert zemin türünde ortaya çıkmaktadır.  $F_v$  değerleri  $F_a$  değerlerine göre uzun periyotlardaki zemin büyütmesinin daha belirgin olması beklentisine paralel olarak daha büyük değerler vermiştir.  $F_v$  değerlerinde  $V_{S30}$  değişiminin etkisi  $F_a$  değerlerindeki  $V_{S30}$  değişiminin etkisine göre çok daha belirgindir.  $F_a$  değerlerinde gözlemlenen belirli bir spektral genliğe ulaşıldığında ortaya çıkan yakınsama (yani zemin türünün zemin faktörleri üzerinde etkisinin azalması)  $F_v$  dağılımlarında hiçbir şekilde ortaya çıkmamıştır. Sahaların dönüş periyotlarındaki değişim incelediğinde (Şekil 11) düşük dönüş periyotlarında  $F_a$  ve  $F_v$  katsayılarının yüksek dönüş periyotlarına göre daha hızlı düştüğü gözlemlenmiştir. Bu gözleme ek olarak bütün durumlar için yapılan karşılaştırmalar zemin faktörlerinin dikkate alınan dönüş periyodunun artmasına bağlı olarak arttığını göstermektedir. Bu artış düşük  $V_{S30}$  değerine sahip zemin türlerinde daha etkili olurken sert zeminlerde daha yavaştır.



Şekil 10. Farklı Dönüş Periyotları ( $T_R = 72$  yıl, 475 yıl ve 2475 yıl) ve Zemin Türleri (Sert, Yumuşak ve Çok Yumuşak Zemin) için Spektral İvme Değerlerine Karşılık Orijinal ve Ampirik  $F_a$  ve  $F_v$  Değerlerinin Dağılımları



Şekil 11. Farklı Zemin Türleri (Kaya, Sert, Yumuşak ve Çok Yumuşak Zemin) için Farklı Dönüş Periyotlarına ( $T_R = 72$  yıl, 475 yıl ve 2475 yıl) Göre Ampirik  $F_a$  ve  $F_v$  Değerlerinin Karşılaştırılması

Tablo 4. Farklı Zemin Sınıfları ve Dönüş Periyotları için  $PGA_R$  Değerine Göre  $F_a$  Denklem Katsayıları ve Modelin  $\sigma$  ile  $R^2$  Değerleri

Zemin Sınıfı	$T_R$ (yıl)	$F_a$					
		a	b	c	d	$\sigma$	$R^2$
Kaya	72	1	0	0	0	-	-
$V_{S30}$	475	1	0	0	0	-	-
760m/s	2475	1	0	0	0	-	-
Sert	72	1.252	0.243	0.141	-1.143	0.03	0.67
$V_{S30}$	475	1.326	0.449	0.656	-0.515	0.02	0.82
520m/s	2475	1.321	0.369	0.699	-0.677	0.02	0.88
Yumuşak	72	1.890	1.136	0.090	-1.188	0.10	0.82
$V_{S30}$	475	2.144	1.454	0.269	-0.889	0.06	0.94
255m/s	2475	2.128	1.454	0.458	-0.950	0.05	0.96
Çok Yum.	72	2.604	2.057	0.119	-0.925	0.13	0.87
$V_{S30}$	475	2.825	1.986	0.146	-1.085	0.06	0.97
180m/s	2475	2.968	2.321	0.336	-0.940	0.07	0.96

Tablo 5. Farklı Zemin Sınıfları ve Dönüş Periyotları için  $SA_{0,2R}$  Değerine Göre  $F_a$  ve  $SA_{1,0R}$  Değerine Göre  $F_v$  Denklem Katsayıları ve Modelin  $\sigma$  ile  $R^2$  Değerleri

Zemin Sınıfı	$T_R$ (yıl)	$F_a$					$\sigma$	$R^2$
		a	b	c	d			
Kaya	72	1	0	0	0	-	-	
$V_{S30}$	475	1	0	0	0	-	-	
760m/s	2475	1	0	0	0	-	-	
Sert	72	1.243	0.143	0.063	-2.227	0.03	0.67	
$V_{S30}$	475	1.330	0.468	1.027	-0.472	0.02	0.81	
520m/s	2475	1.324	0.379	1.233	-0.623	0.02	0.88	
Yumuşak	72	1.880	1.085	0.210	-1.217	0.10	0.81	
$V_{S30}$	475	2.161	1.485	0.565	-0.831	0.06	0.94	
255m/s	2475	2.129	1.442	1.004	-0.913	0.05	0.96	
Çok Yum.	72	2.575	1.974	0.234	-0.941	0.13	0.86	
$V_{S30}$	475	2.865	2.037	0.359	-1.016	0.07	0.97	
180m/s	2475	2.963	2.291	0.727	-0.914	0.07	0.97	

Zemin Sınıfı	$T_R$ (yıl)	$F_v$					$\sigma$	$R^2$
		a	b	c	d			
Kaya	72	1	0	0	0	-	-	
$V_{S30}$	475	1	0	0	0	-	-	
760m/s	2475	1	0	0	0	-	-	
Sert	72	1.415	0.181	0.210	-0.959	0.01	0.76	
$V_{S30}$	475	1.411	0.132	0.375	-1.129	0.01	0.93	
520m/s	2475	1.410	0.096	0.522	-1.390	0.01	0.96	
Yumuşak	72	2.587	0.948	0.033	-1.501	0.05	0.91	
$V_{S30}$	475	2.577	0.795	0.118	-1.450	0.02	0.99	
255m/s	2475	2.584	0.818	0.335	-1.301	0.01	0.99	
Çok Yum.	72	3.414	1.472	0.029	-1.481	0.06	0.93	
$V_{S30}$	475	3.402	1.224	0.089	-1.478	0.02	0.99	
180m/s	2475	3.418	1.271	0.263	-1.305	0.03	0.99	

## 5. ÖNERİLEN TASARIM SPEKTRUMU VE MEVCUT YÖNETMELİK TASARIM SPEKTRUMLARI İLE YAPILAN KARŞILAŞTIRMALAR

### 5.1. Önerilen Tasarım Spektrumunun Değerlendirilmesi

Bu çalışma kapsamında olasılıksal sismik tehlike analizleri sonuçlarına bağlı olarak önerilen tasarım spektrumunun sadece kaya zemin için hesaplanan PGA ( $PGA_R$ ) değerinin mevcut olduğu durumlarda elde edilebilmesi için öncelikle Denklem 5 kullanılarak zemin sınıfına göre değiştirilmiş kısa periyot spektral ivme değerinin ( $SA_{DS}$ ) hesaplanması gerekmektedir. Sonrasında Denklem 2' de  $SA_{0,2}$  değeri yerine  $SA_{DS}$  kullanılarak tasarım spektrumu elde edilebilmektedir. Burada  $F_a$  Denklem 4' e göre Tablo 4' de verilen katsayılar kullanılarak hesaplanırken  $T_S$  değeri Denklem 3 ve Tablo 3 kullanılarak elde edilebilmektedir.  $T_0$  değeri yine Denklem 1.b' de verildiği gibi  $T_S$  değerinin %20' si olarak dikkate alınmalıdır.  $T_L$  değeri ise bu çalışmada dikkate alınan bölge için Akkar ve Kale [35] çalışmasına göre seçilebilmektedir.

$$SA_{DS} = 2.5F_aPGA_R \quad (5)$$

Bu çalışma için dikkate alınan bölgeden rasgele seçilmiş bir saha için orijinal kaya zemin eşit tehlike spektrumu (475 yıl dönüş periyodu) ile yukarıdaki denklemler kullanılarak elde edilen tasarım spektrumunun karşılaştırılması Şekil 12.a' da gösterilmiştir. Bu sahanın konumu gözetilerek ve Akkar ve Kale [35] çalışması dikkate alınarak tasarım spektrumunda  $T_L$  değeri 3 s olarak hesaba katılmıştır. Şekil 12.a' da verilen olasılıksal sismik tehlike analizinden elde edilen (orijinal) ivme spektrumu ile bu çalışmada verilen katsayılar göre çıkarılan tasarım spektrumunun (önerilen) karşılaştırmasının birbiriyle oldukça tutarlı sonuç verdiği görülmektedir.

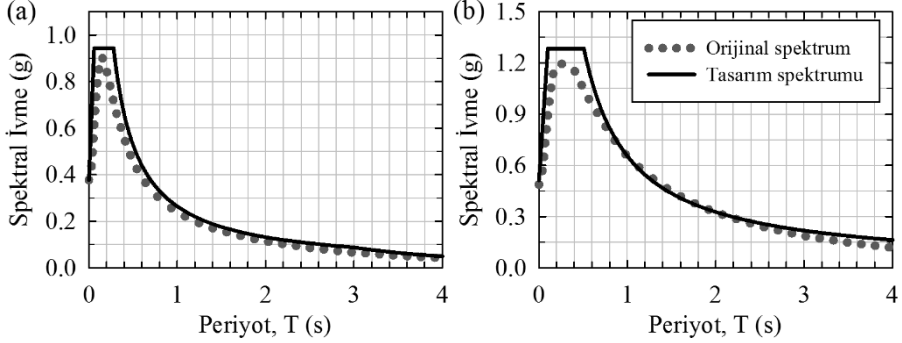
Bu çalışmada tasarım spektrumunun kaya zemin için hesaplanan  $T = 0.2$  s ve  $T = 1.0$  s ivme değerlerinin (sırasıyla  $SA_{0,2R}$  ve  $SA_{1,0R}$ ) mevcut olduğu durumlarda elde edilmesinin ilk aşamasında ise Denklem 6 kullanılmaktadır. Bu denklemde  $SA_{DS}$  parametresi kısa periyot bölgesi ve  $SA_{D1}$  parametresi de orta-uzun periyot bölgesi için tasarım spektral ivme değerini göstermektedir.  $F_a$  ve  $F_v$  Denklem 4' e göre Tablo 5' de verilen katsayılar kullanılarak hesaplanabilmektedir.  $T_0$  ve  $T_S$  köşe periyotlarının hesabı ise Denklem 1' de  $SA_{0,2}$  ve  $SA_{1,0}$  değerleri sırasıyla  $SA_{DS}$  ve  $SA_{D1}$  değerleri ile değiştirilerek yapılmalıdır. Son aşamada ise PGA için izlenen yöntem benzer şekilde Denklem 2' de  $SA_{0,2}$  değeri yerine  $SA_{DS}$  kullanılarak nihai tasarım spektrumu elde edilebilmektedir.

$$SA_{DS} = F_aSA_{0,2R} \quad (6.a)$$

$$SA_{D1} = F_vSA_{1,0R} \quad (6.b)$$

Proje çalışma bölgesinden rasgele seçilmiş bir saha için orijinal yumuşak zemin eşit tehlike spektrumu (475 yıl dönüş periyodu) ile bu çalışmada önerilen denklemler kullanılarak elde edilen tasarım spektrumunun karşılaştırılması Şekil 12.b' de gösterilmiştir. Bu sahanın  $T_L$  değeri yine Akkar ve Kale [35] çalışması dikkate alınarak tasarım spektrumunda 5 s olarak

dikkate alınmıştır (Not: TBDY [10]' da  $T_L$  değerlerinin 6 s olarak dikkate alınması önerilmektedir). Orijinal spektrum değerleri  $T = 4.0$  s' ye kadar elde edilebildiği için tasarım spektrumu da  $T = 4$  s' ye kadar çıkarılmıştır. Burada yapılan kıyaslama yine çalışmada önerilen değerlerin tutarlı sonuçlar verdiğini göstermektedir.



Şekil 12. Orijinal Spektrum ile Önerilen Tasarım Spektrumunun Karşılaştırılması: a)  $PGA_R$ ' ye Bağlı, b)  $SA_{0.2R}$  ve  $SA_{1.0R}$ ' ye Bağlı

## 5.2. TDY07, EC08 ve NEHRP Tasarım Spektrumları ile Yapılan Karşılaştırmalar

Bu bölümde, çalışmada önerilen tasarım spektrumu ile mevcut TDY07, EC8 ve NEHRP tasarım spektrumları arasında iki farklı sismik aktivite seviyesi (yüksek ve orta derece) ve dört farklı zemin türü için yapılan karşılaştırmalar verilmiştir. Yüksek sismik aktivite seviyesi için  $PGA_R = 0.4$  g,  $SA_{0.2R} = 1.0$  g ve  $SA_{1.0R} = 0.3$  g seçilirken orta sismik aktive seviyesi ise  $PGA_R = 0.2$  g,  $SA_{0.2R} = 0.5$  g ve  $SA_{1.0R} = 0.2$  g değerleri ile temsil edilmiştir. Seçilen zemin türleri ise kaya, sert, yumuşak ve çok yumuşak zemin olarak göz önüne alınmıştır. Bu çalışma ve NEHRP tasarım spektrumunda değişken olarak tanımlanan  $T_L$  değeri yüksek sismik aktivite seviyesinde  $T_L = 8$  s kabul edilirken orta sismik aktivite seviyesi için  $T_L = 3$  s olarak dikkate alınmıştır. TDY07' de Z1, Z2, Z3 ve Z4 olarak tanımlanan zemin sınıfları karşılaştırmalarda sırasıyla kaya, sert, yumuşak ve çok yumuşak zemin olarak kabul edilmiştir. NEHRP' de tanımlanan zemin sınıflarına göre kaya zemin olarak B sınıfı ( $760 \text{ m/s} \leq V_{S30} < 1500 \text{ m/s}$ ) göz önüne alınmıştır. Burada yapılan karşılaştırmalarda NEHRP' den elde edilen değerler Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği taslağından (TBDY [10]) elde edilecek değerlere eşdeğerdir.

Şekil 13.a ve b sırasıyla yüksek ve orta sismik aktivite seviyeleri için farklı zemin türleri gözetilerek yapılan karşılaştırmaları göstermektedir. Bu çalışmada önerilen ve TDY07, EC8 ve NEHRP' de tanımlanan tasarım spektrumları bu şekillerde farklı renk tonları ile temsil edilmiştir. Bu çalışmada önerilen tasarım spektrumu, kaya ve sert zemin türlerinde diğer tasarım spektrumları ile benzer davranışlar gösterirken yumuşak ve çok yumuşak zemin grupları için özellikle de kısa periyot bölgesinde diğerlerine göre daha yüksek değerler almıştır. Orta sismik aktivite seviyesi için de benzer gözlemler yapmak mümkündür fakat yumuşak ve çok yumuşak zemin türlerinde bu çalışma NEHRP ile yakın sonuçlar verirken TDY07 ve EC8 değerleri bu ikisinin oldukça altında değerler vermiştir. TDY07' de tanımlanan tasarım spektrumunda zeminin yumuşamasına bağlı olarak kısa periyot

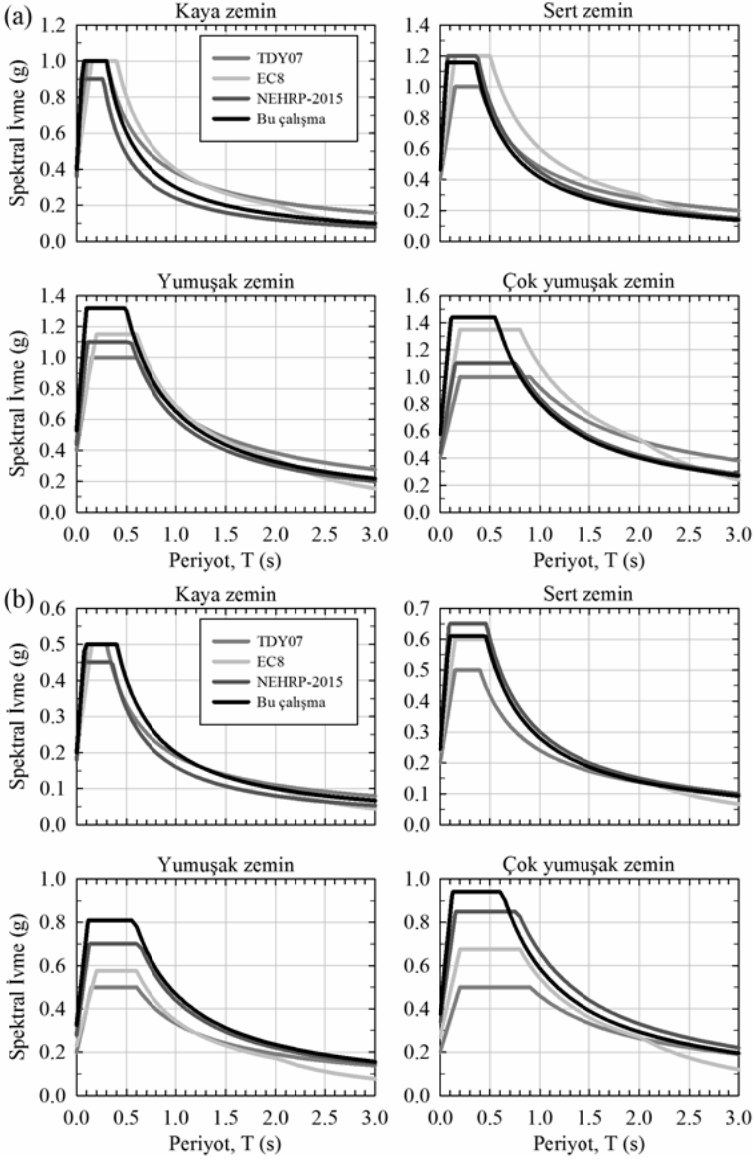
bölgesindeki (ivme platosu) spektral değerlerde herhangi bir değişim uygulanmamasına bağlı olarak sert zeminden yumuşak zemin türlerine doğru gidildikçe diğer tasarım spektrumlarına göre genelde daha düşük değerler gözlemlenmektedir. EC8’ de bu değişimin uygulanmasına karşın doğrusal olmayan zemin etkilerinin dikkate alınmıyor olması bu sonucu ortaya çıkarmaktadır. TDY07 tasarım spektrumu gerek bu çalışmada tanımlanan tasarım spektrumu gerekse EC8 ve NEHRP tasarım spektrumlarına göre uzun periyoda doğru gidildikçe aşırı güvenli sonuçlar vermeye başlamaktadır. Bu etki spektral yer değiştirmeler cinsinden düşünülecek olursa arada oluşacak farklar çok daha ciddi boyutlara ulaşmaktadır. Kaya zemin için yapılan karşılaştırmalarda NEHRP kısa periyot değerinin diğerlerinin altında olma sebebi burada önerilen katsayıların kaya zemin sınıfına (yani  $760 \text{ m/s} \leq V_{S30} < 1500 \text{ m/s}$ ) karşılık gelmesidir. Yani referans kaya olan  $V_{S30} = 760 \text{ m/s}$ ’ den daha yüksek bir  $V_{S30}$  değeri ile kaya sınıfı temsil edildiği için referans değere bir azaltma uygulanmaktadır. Bu çalışmada elde edilen sonuçlarla yönetmelik tasarım spektrumları arasında genel bir değerlendirme yapıldığında bu çalışma ile NEHRP (dolayısıyla da TBDY [10]) tutarlı sonuçlar vermektedir. Özellikle de orta sismik aktivite seviyesinde mevcut TDY07 ve EC8 tasarım spektrumlarının doğrusal olmayan zemin etkilerini hesaba katmamalarına bağlı olarak güvensiz tarafta kaldıklarını söylemek mümkündür. Yüksek sismik aktivite seviyesinde ise TDY07 ve EC8 uzun periyotlarda bu çalışmada ve NEHRP’ de önerilen spektrumlardan daha yüksek değerler almaktadır.

## 6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışma kapsamında tasarım spektrumu sabit ivme platosu köşe periyotları ( $T_0$  ve  $T_S$ ) ve referans kaya zemine ( $V_{S30} = 760 \text{ m/s}$ ) göre zemin faktörleri Türkiye’ de Kuzey Anadolu Fay Hattı üzerinde seçilen bir bölge için farklı zemin türleri ve dönüş periyotları dikkate alınarak yapılan sismik tehlike analiz sonuçları kullanılarak belirlenmiştir. Bu çalışmaya benzer yapılan literatürdeki çalışmalarda gerçek yer hareketi ivme kayıtları kullanılarak veya yer hareketi tahmin modellerinin yardımıyla elastik ivme spektrumları hesaplanmış ve bunlar üzerinde işlem yapılarak tasarım spektrumları elde edilmiştir. Bu noktadan hareketle bu makalede yapılan değerlendirmelerde daha farklı ve daha güncel bilimsel verilere dayalı bir çalışma ortaya çıkarılmıştır. Çalışma sonunda  $T_0$ ,  $T_S$  ve zemin faktörlerinin belirlenebilmesi için iki farklı yaklaşım önerilmiştir. İlk yaklaşım sadece kaya zemin içi elde edilen PGA değerlerinin mevcut olduğu durumlar için geçerlidir. Burada  $PGA_R$  değerine bağlı olarak önerilen ampirik bağıntılar yardımıyla  $T_0$ ,  $T_S$  ve zemin faktörleri hesaplanarak tasarım spektrumu formu çıkarılmaktadır. İkinci yaklaşımda ise tasarım spektrumu  $T = 0.2 \text{ s}$  ve  $1.0 \text{ s}$ ’ deki kaya zemin spektral ivme değerlerine bağlı olarak elde edilmektedir. Bu yaklaşımda zemin faktörleri  $SA_{0,2R}$  ve  $SA_{1,0R}$  spektral ivme değerlerine göre ampirik bağıntılardan belirlendikten sonra zemin etkisi dahil edilmiş spektral değerler ( $SA_{DS}$  ve  $SA_{D1}$ ) hesaplanmakta ve bunların oranından da  $T_0$  ve  $T_S$  köşe periyotları elde edilmektedir. Son olarak bütün unsurlar birleştirilerek tasarım spektrumu formu oluşturulabilmektedir.

Bu çalışma kapsamında yapılan gözlemler ışığında TDY07’ de tanımlanan tasarım spektrumunun güncellenmesinin oldukça yerinde olduğu net bir şekilde ortaya konulmuştur. Tasarım spektrumlarında zemin etkileri, kontrol periyotlarının tanımlanması ve dönüş periyotlarına göre önerilen değerlerin dikkatlice seçilmesi gerektiği aşikardır. Yönetmeliklerde tanımlanan tasarım spektrumlarında ivme platosu köşe periyotlarının

sadece zemin türüne göre değişmeyip buna ek olarak spektral genliklerdeki değişimin ve dönüş periyodunun da etkisinin göz ardı edilmemesi önerilmektedir. Tüm bu detaylara ek olarak şu husus unutulmamalıdır ki bu çalışmada elde edilen bulgular Kuzey Anadolu Fay Hattı üzerinde seçilen bir bölge için yapılan sismik tehlike analizlerine dayanmaktadır. Bu noktadan hareketle çalışmanın tüm Türkiye'yi kapsayacak şekilde genişletilerek yapılması daha güvenilir bilgiler alınmasını da sağlayacaktır.



Şekil 13. a) Yüksek ve b) Orta Sismik Aktivite Seviyesi için Yapılan Tasarım Spektrumu Karşılaştırmaları



**Semboller**

EC8	Eurocode-8
EDR	Öklid Uzaklığına Bağlı Sıralama
F	Zemin Faktörü
$F_a$	Kısa Periyot Zemin Faktörü
$F_v$	Orta-Uzun Periyot Zemin Faktörü
IM	Şiddet Ölçütü
$\kappa$	Model Yanlılığı
LH	Olabilirlik
LLH	Logaritmik Olabilirlik
MDE	Değiştirilmiş Öklid Uzaklığı
M	Mantık Ağacı Uygulaması Sayısı
$M_w$	Moment Magnitüd
N	Normal Fay
$N_{\text{deprem}}$	Deprem Sayısı
$N_{\text{kayıt}}$	Kuvvetli Yer Hareketi İvme Kaydı Sayısı
NEHRP	National Earthquake Hazards Reduction Program
NSE	Nash ve Sutcliffe Etkinlik Katsayısı
PGA	Maksimum Yer İvmesi
$PGA_R$	Kaya Zemin Maksimum Yer İvmesi
R	Ters Fay
$R^2$	Belirsizlik Katsayısı
$R_{JB}$	Joyner-Boore Mesafesi
$R_{\text{max}}$	Maksimum Mesafe
$R_{RUP}$	Fay Kırığına En Yakın Mesafe
S	Doğrultu Atımlı Fay
SA	Spektral İvme
$SA_{0.2}$	$T = 0.2$ s Spektral İvmesi
$SA_{0.2R}$	Kaya Zemin $T = 0.2$ s Spektral İvmesi
$SA_{1.0}$	$T = 1.0$ s Spektral İvmesi
$SA_{1.0R}$	Kaya Zemin $T = 1.0$ s Spektral İvmesi
$SA_{D1}$	Kısa Periyot Tasarım İvme Değeri
$SA_{DS}$	Orta-Uzun Periyot Tasarım İvme Değeri
$\sigma$	Standart Sapma
T	Periyot

$T_0$	Sabit İvme Platosu Köşe Periyodu
$T_A$	Sabit İvme Platosu Köşe Periyodu
$T_B$	Sabit İvme Platosu Köşe Periyodu
$T_C$	Sabit İvme Platosu Köşe Periyodu
$T_D$	Uzun Periyoda Geçiş Periyodu
TDY07	Türk Deprem Yönetmeliği
$T_L$	Uzun Periyoda Geçiş Periyodu
$T_R$	Dönüş Periyodu
$T_S$	Sabit İvme Platosu Köşe Periyodu
U	Tanımlanmamış Fay
$V_{S30}$	Zemin Kesme Dalgası Hızı
YHTD	Yer Hareketi Tahmin Denklemi
Z1	TDY07 Zemin Sınıfı
Z2	TDY07 Zemin Sınıfı
Z3	TDY07 Zemin Sınıfı
Z4	TDY07 Zemin Sınıfı

## **Teşekkür**

Bu çalışmanın yazarı TÜBİTAK - BİDEB Yurtdışı Doktora Sonrası Araştırma Burs Programı kapsamında desteklenmiştir. Bu çalışma TÜBİTAK - 213M245 kodlu 1002 - Hızlı Destek Programı araştırma projesi kapsamında yapılan çalışmaların bir bölümünü teşkil etmektedir. Yazar Prof. Dr. Sinan Akkar' a bu çalışma ile ilgili yapıcı yorumları ve geri bildirimleri için ve iki hakeme de çalışmayı değerlendirecek kalitesinin artmasına yardımcı oldukları için teşekkür eder.

## **Kaynaklar**

- [1] Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY), T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Deprem Araştırma Dairesi, <http://www.deprem.gov.tr>, Ankara, 2007.
- [2] CEN, Eurocode 8: Design of structures for earthquake Resistance - Part 1: General rules, seismic actions, and rules for buildings, EN 1998-1:2004, Comité Européen de Normalisation, Brussels, 2004.
- [3] Building Seismic Safety Council (BSSC), NEHRP Recommended Seismic Provisions For New Buildings and Other Structures: Part 1, Provisions, Federal Emergency Management Agency (FEMA-P-1050-1), Washington, D.C., 2015.
- [4] Newmark, N. M., Hall, W. J., Earthquake spectra and design, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 1982.

- [5] Rey, J., Faccioli, E., Bommer, J. J., Derivation of design soil coefficients (S) and response spectral shapes for Eurocode 8 using the European Strong-Motion Database, *Journal of Seismology*, 6, 547-555, 2002.
- [6] Kalkan, E., Gülkan, P., Site-Dependent Spectra Derived from Ground Motion Records in Turkey, *Earthquake Spectra*, 20, 1111-1138, 2004.
- [7] Pitilakis, K., Riga, E., Anastasiadis, A., Design spectra and amplification factors for Eurocode 8, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10, 1377-1400, 2012.
- [8] Giardini, D., Woessner, J., Danciu, L., Mapping Europe's Seismic Hazard, *EOS* 95, 261-262, 2014.
- [9] Seyhan, E., Stewart, J.P., Semi-Empirical Nonlinear Site Amplification from NGA-West2 Data and Simulations, *Earthquake Spectra*, 30, 1241-1256, 2014.
- [10] Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY) Taslağı, T.C. Başbakanlık Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Deprem Dairesi Başkanlığı, <http://www.deprem.gov.tr>, Ankara, 2016.
- [11] Cotton, F., Scherbaum, F., Bommer, J. J., Bungum, H., Criteria for Selecting and Adjusting Ground-Motion Models for Specific Target Regions: Application to Central Europe and Rock Sites, *Journal of Seismology*, 10, 137-156, 2006.
- [12] Bommer, J. J., Douglas, J., Scherbaum, F., Cotton, F., Bungum, H., Fäh, D., On the Selection of Ground-Motion Prediction Equations for Seismic Hazard Analysis, *Seismological Research Letters*, 81, 783-793, 2010.
- [13] Özbey, C., Sarı, A., Manuel, L., Erdik, M., Fahjan, Y., An empirical attenuation relationship for northwestern Turkey ground motion using a random effects approach, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24, 2, 115-125, 2004.
- [14] Zhao, J. X., Zhang, J., Asano, A., Ohno, Y., Oouchi, T., Takahashi, T., Ogawa, H., Irikura, K., Thio, H. K., Somerville, P. G., Fukushima, Y., Attenuation relations of strong ground motion in Japan using site classification based on predominant period, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96, 3, 898-913, 2006.
- [15] Cauzzi, C., E. Faccioli, Broadband (0.05 to 20 s) prediction of displacement response spectra based on worldwide digital records, *Journal of Seismology*, 12, 4, 453-475, 2008.
- [16] Abrahamson, N. A., Silva, W. J., Summary of the Abrahamson & Silva NGA Ground Motion Relations, *Earthquake Spectra*, 24, 1, 67-97, 2008.
- [17] Boore, D. M., Atkinson, G., Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s, *Earthquake Spectra*, 24, 1, 99-138, 2008.
- [18] Campbell, K. W., Bozorgnia, Y., NGA ground motion model for the geometric mean horizontal component of PGA, PGV, PGD and 5% damped linear elastic response spectra for periods ranging from 0.01 to 10 s, *Earthquake Spectra* 24, 1, 139-171, 2008.

- [19] Chiou, B. S.-J., Youngs, R. R., An NGA Model for the Average Horizontal Component of Peak Ground Motion and Response Spectra, *Earthquake Spectra*, 24, 1, 173-215, 2008.
- [20] Akkar, S., Sandikkaya, M. A., Bommer, J. J., Empirical Ground-Motion Models for Point- and Extended- Source Crustal Earthquake Scenarios in Europe and the Middle East, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12, 359-387, 2014.
- [21] Bindi, D., Massa, M., Luzi, L., Ameri, G., Pacor, F., Puglia, R., Augliera, P., Pan-European ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods up to 3.0 s using the RESORCE dataset, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12, 391-430, 2014.
- [22] Kale, Ö., Akkar, S., Ansari, A., Hamzehloo, H., A ground-motion predictive model for Iran and Turkey for horizontal PGA, PGV and 5%-damped response spectrum: Investigation of possible regional effects, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 105, 2a, 963-980, 2015.
- [23] Nash, J. E., Sutcliffe, J. V., River flow forecasting through conceptual models: Part I - A discussion of principles, *Journal of Hydrology*, 10, 282-290, 1970.
- [24] Scherbaum, F., Cotton, F., Smit, P., On the Use of Response Spectral-Reference Data for the Selection and Ranking of Ground-Motion Models for Seismic-Hazard Analysis in Regions of Moderate Seismicity: The Case of Rock Motion, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 94, 6, 2164-2185, 2004.
- [25] Scherbaum, F., Delavaud, E., Riggelsen, C., Model selection in seismic hazard analysis: An information-theoretic perspective, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 99, 6, 3234-3247, 2009.
- [26] Kale, Ö., Akkar, S., A New Procedure for Selecting and Ranking Ground-Motion Prediction Equations (GMPEs): The Euclidean Distance-Based Ranking (EDR) Method, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 103, 2a, 1069-1084, 2013.
- [27] Danciu, L., Kale, Ö., Akkar, S., The 2014 Earthquake Model of the Middle East: ground motion model and uncertainties, *Bulletin of Earthquake Engineering*, doi:10.1007/s10518-016-9989-1, 2016.
- [28] Stewart, J. P., Douglas, J., Javanbarg, M., Abrahamson, N. A., Bozorgnia, Y., Boore, D. M., Campbell, K. W., Delavaud, E., Erdik, M., Stafford, P. J., Selection of ground-motion prediction equations for the global earthquake model, *Earthquake Spectra*, 31, 1, 19-45, 2015.
- [29] Kale, Ö., Akkar, S., A Ground-Motion Logic-Tree Scheme for Regional Seismic Hazard Studies, *Earthquake Spectra*, DOI 10.1193/051316EQS080M, 2017.
- [30] Kale, Ö., Akkar, S., An Auxiliary Tool to Build Ground-Motion Logic-Tree Framework for Probabilistic Seismic Hazard Assessment, 3. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı, İzmir, 2015.

- [31] Sesetyan, K., Demircioğlu, M.B., Duman, T.Y., Çan, T., Tekin, S., Azak, T.E., Fercan, Ö.Z., A probabilistic seismic hazard assessment for the Turkish territory: part I: the area source model, *Bulletin of Earthquake Engineering*, doi:10.1007/s10518-016-0005-6, 2016.
- [32] Demircioğlu, M.B., Sesetyan, K., Duman, T., Çan T., Tekin, S., Ergintav, S., Source zonation model for the seismic hazard assessment of The Turkish Territory: part II: fault source and background seismicity model, *Bulletin of Earthquake Engineering*, DOI 10.1007/s10518-017-0130-x, 2017.
- [33] Risk Engineering, EZ-FRISK-Software for Ground Motion Estimation, Risk Engineering Inc., Boulder, Colorado, 2015.
- [34] Sandıkkaya, M. A., Akkar, S., Bard, P. Y., A Nonlinear Site Amplification Model for the Next Pan-European Ground-Motion Prediction Equations, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 103, 1, 19-32, 2013.
- [35] Akkar, S., Kale, Ö., Türkiye sismik tehlike haritasının güncellenmesi ve yeni deprem yönetmeliği, 8. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul, 2015.



# Narin Çelik Kirişlere Stabilite Desteği Sağlayan Kayma Diyaframlarının Rijitlik Gereklilikleri

Oğuz Özgür EĞİLMEZ<sup>1</sup>  
Andaç AKBABA<sup>2</sup>  
Mustafa VARDAROĞLU<sup>3</sup>

## ÖZ

Çelik I-kirişlerin burkulma kapasitesi, noktasal veya sürekli destek elemanları kullanılarak artırılmaktadır. Yapım aşamasında taze betonu taşımak için kiriş uzunluğunca kullanılan trapez sac kalıplar, bir kayma diyaframı gibi davranırlar ve çelik kirişlere sürekli destek sağlarlar. Bir destek elemanının görevini yerine getirebilmesi için yeterli rijitliğe ve dayanıma sahip olması gerekmektedir. Narin gövdeli çelik kirişleri destekleyen kayma diyaframlarının rijitlik gerekliliklerini araştırmak için sayısal bir çalışma yapılmıştır. Çift ve tek simetri eksenli kesitler incelenmiştir. Kiriş orta açıklığında noktasal destek elemanı bulunduran kirişler de analiz edilmiştir. Narin gövdeli çelik I-kirişleri destekleyen kayma diyaframları için minimum rijitlik gereklilikleri önerilmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Kayma diyaframı, çelik I-kiriş, sürekli stabilite bağlantısı, minimum rijitlik gerekliliği.

## ABSTRACT

### Stiffness Requirements for Shear Diaphragms Used for Stability Bracing of Slender Steel Beams

The buckling resistance of steel I-beams can be increased by providing lateral bracing along the length of the beams by either cross-frames or diaphragms. Metal sheeting that is often used in steel buildings and bridge constructions to support the fresh concrete, acts like a shear diaphragm and provides continuous bracing to steel beams. An adequate bracing system must possess sufficient stiffness and strength. A computational study was conducted to investigate stiffness requirements of shear diaphragms used to brace slender steel I-beams. Both double and single symmetrical axis sections were studied. Beams that are braced by cross-frames in addition to diaphragms have also been investigated. Stiffness requirements have been proposed for shear diaphragms used to brace slender steel I-beams.

**Keywords:** Shear diaphragm, steel beam, continuous bracing, stiffness requirements.

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na günü ulaşmıştır.
- 31 Aralık 2017 gününe kadar tartışmaya açıktır.
- DOI: 10.18400/tekderg.331522

1 İzmir Ekonomi Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İzmir - ozgur.egilmez@ieu.edu.tr

2 İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü, İnşaat Müh. Bölümü, İzmir - andacakbaba@iyte.edu.tr

3 İzmir Yüksek Teknoloji Enstitüsü, İnşaat Müh. Bölümü, İzmir - mustafavardaroglu@iyte.edu.tr

## 1. GİRİŞ

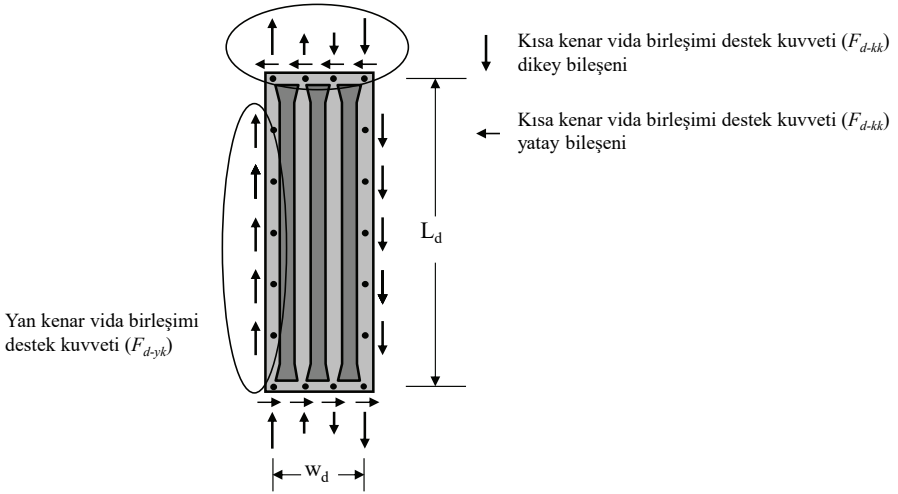
Çelik I-kirişlerin tasarımında, yapım aşamasında belirleyici olabilecek sınır durumlarından bir tanesi yanal burulmalı burkulmadır. Bu kritik yapım aşamasında, kirişlerin burkulma kapasitesinin artırılması için noktasal veya sürekli destek elemanları ile kirişlerin desteklenmeyen uzunluğunun kısaltılması gereklidir. Çelik bina ve köprü inşaatlarında taze betonu taşıması için sıklıkla kullanılan trapez sac plakalar, kiriş uzunluğu boyunca sürekli bir kayma diyaframı gibi davranırlar ve kompozit etkileşimin başlamadığı çelik kirişlerin üst başlıklarına sürekli bir yanal destek sağlarlar. Çelik bina endüstrisinde, kayma diyaframlarının kiriş üst başlıklarını yanal olarak destekledikleri kabul edilir. Çelik köprü endüstrisinde ise kayma diyaframlarının kirişleri yanal olarak destekledikleri kabul edilmez [3]. Bunun başlıca sebebi trapez sac plakalar ile kiriş üst başlığı bağlantısının eksantrik olmasıdır. Köprü endüstrisinde trapez sac plakalar genellikle, eksantrik olarak üst başlığa kaynatılan köşebentlere vidalanırlar. Bu eksantriklik ise diyafram destek sitesinin rijitliğini azaltır. Ancak son yıllarda yapılan çalışmalarda, basit bir bağlantı modifikasyonu sayesinde eksantrik bağlantının sebep olduğu rijitlik kaybının önüne geçilebildiği görülmüştür [7, 8, 9]. Bu araştırmaların sonuçları Houston'da (Teksas, ABD) üç yüz elliser adet 50 metre serbest açıklıklı ve basit mesnetli çelik kirişten oluşan 2 adet köprü inşaatında uygulanmıştır [10]. Bu uygulama sayesinde 680 adet noktasal destek elemanından tasarruf sağlanmıştır.

Bir destek elemanının deformasyonları ve kuvvetleri kontrol edebilmesi için yeterli rijitliğe ve dayanıma sahip olması gerekmektedir [18, 20]. Kayma diyaframları, diyafram düzlemi içinde yüksek bir rijitliğe ve dayanıma sahiptirler ve bağlandıkları kiriş üst başlığına sürekli bir yanal destek sağlamaktadırlar. Kayma diyaframlarının destek elemanları olarak tasarlanabilmeleri için rijitlik ve dayanım gerekliliklerinin belirlenmesi gerekmektedir. Bu konudaki çalışmalardan en kapsamlısı Helwig ve Yura [13, 14] tarafından yapılmıştır. Helwig ve Yura [13, 14] yaptıkları bu çalışmada kayma diyaframları tarafından desteklenen ve gövde narinlik oranı 60'tan düşük olan kompakt gövdeli kirişleri irdelemişlerdir. Çalışmada, deformasyon ve destek kuvvetlerinin kontrol edilebilmesi için gerekli olan diyafram rijitliğinin, ideal diyafram rijitliğinin 4 katı olduğu belirtilmiştir. Bunun yanında, bu çalışmada kayma diyaframlarının kiriş üst başlıklarına bağlandıkları kısa kenar vida birleşimlerinde oluşacak olan destek kuvvetlerinin tahmin edilmesini sağlayan denklemler geliştirilmiştir. Bir kayma diyafram plakasında oluşan vida destek kuvvetleri Şekil 1'de gösterilmiştir. Şekilde görüldüğü gibi kayma diyaframlarında iki çeşit vida birleşimi bulunmaktadır: 1) kayma diyaframlarını kiriş üst başlığına bağlayan kısa kenar vida birleşimleri; 2) kayma diyaframlarını birbirlerine bağlayan yan vida birleşimleri. Helwig ve Yura [13, 14], yaptıkları bu çalışmada yan vida birleşimlerinde oluşan destek kuvvetlerinin diyafram rijitliğine ve dayanımına etkilerini incelememişlerdir.

Gövde narinlik oranı 60'tan yüksek olan ve kayma diyaframı ile desteklenen narin kirişlerle ilgili çalışmalar ise daha azdır. Helwig ve Frank [12] kayma diyaframı ile desteklenen narin kirişlerin burkulma momentinin hesaplanması için denklemler önermişlerdir. Ancak yazarların bildiği kadarıyla, narin kirişleri destekleyen kayma diyaframlarının sahip olması gereken rijitlik ve dayanım gereklilikleri ile ilgili bir çalışma literatürde bulunmamaktadır. Bu çalışmada, basit mesnetli narin I-kirişleri destekleyen kayma diyaframların rijitlik gereksinimleri irdelenmektedir. Çalışmada hem çift simetri eksenli hem de tek simetri eksenli I-enkesitlere yer verilmiştir. Kiriş uzunluk/derinlik oranı ( $L/d$ ) 10 ve 15 olan kirişler



incelenmiştir.  $L/d$  oranı daha yüksek olan kirişler, montaj esnasında genellikle noktasal çapraz veya rijit birleşimli I- ve U-enkesitli destek elemanlarına ihtiyaç duyarlar. Noktasal destek elemanlarının diyafram rijitlik gerekliliğine etkisini araştırmak için  $L/d$  oranı 20 ve 30 olan kirişler için de çözümlenmeler yapılmıştır. Bir trapez sac kayma diyaframının rijitliği, sac plakanın ve plakaları kiriş üst başlığına ve birbirlerine bağlayan vida birleşimlerinin rijitliklerine bağlıdır [15, 5]. Bu çalışmada kullanılan sonlu elemanlar modelinde hem diyaframı kiriş üst başlığına bağlayan kısa kenar vida birleşimleri hem de diyaframları birbirlerine bağlayan yan kenar vida birleşimleri modellenmiştir. Böylece her iki vida birleşiminin diyafram destek sisteminin rijitlik gereksinimine etkisi araştırılmıştır. Destek elemanlarında oluşan destek kuvvetleri, destek elemanının rijitliğiyle doğrudan orantılıdır [21]. Bu sebeple, destek elemanlarının dayanım gereklilikleri genellikle belirli bir destek elemanı rijitliğine göre belirlenir. Bu çalışmada elde edilen veriler, daha sonraki bir çalışmada narin kirişleri destekleyen kayma diyaframlarının dayanım gerekliliklerinin hesaplanmasında kullanılacaktır.



Şekil 1. Kayma diyaframı palkasında oluşan vida destek kuvvetleri

Bu makalede ilk olarak önceki çalışmalar hakkında bilgi verilecektir. Ardından, sonlu elemanlar modeli tanıtılacak ve çalışmanın kapsamı hakkında bilgi verilecektir. Çözümleme sonuçları ile diyafram rijitlik gereklilikleri açıklandıktan sonra, makale kısa bir sonuç bölümüyle son bulacaktır.

## 2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Kayma diyaframı ile desteklenmiş kirişlerin burkulma davranışı önceki yıllarda birçok araştırmacı tarafından incelenmiştir. 1970'li yılların ortalarında Errera ve Apparao [11] düzgün yayılı moment etkisi altında olan ve kayma diyaframı ile desteklenmiş kirişlerin burkulma momenti için aşağıdaki enerji tabanlı denklemi önermiştir:

$$M_{cr} = \sqrt{\left(\frac{\pi^2 EI_y}{L^2} + Q\right) \left(\frac{\pi^2 EC_w}{L^2} + GJ + Qe^2\right)} + Qe \quad (1)$$

Bu denklemde  $M_{cr}$  = kayma diyaframı ile desteklenmiş kirişin burkulma momenti ( $kN/m$ );  $E$  = elastisite modülü ( $MPa$ );  $G$  = kayma modülü ( $kN/m/rad$ );  $I_y$  = kirişin zayıf eksenine etrafında atalet momenti ( $mm^4$ );  $J$  = burulma sabiti ( $mm^4$ );  $C_w$  = çarpılma sabiti ( $mm^6$ );  $L$  = kirişin desteklenmemiş uzunluğu ( $mm$ );  $Q$  = kayma diyaframının kayma sıklığı ( $kN/rad$ ); ve  $e$  = kirişin ağırlık merkezi ile kayma diyaframının düzlemi arasındaki mesafedir ( $mm$ ). Kuvvet bölü birim radyan ( $kN/rad$ ) birimine sahip olan kayma diyaframı sıklığı,  $Q$ , diyafram destek sisteminin etkili kayma rijitliği,  $\beta'$ , ile tek bir kiriş destekleyen diyafram genişliğinin,  $s_d$ , çarpılması ile hesaplanır. Kayma diyaframı sıklığı,  $Q$ , kirişin 1 radyan kayma şekildeğiştirilmesine karşı kayma diyaframının gösterdiği direnci ifade etmektedir. Luttrell [15], diyaframlar için kayma gerilmesi-gerinimi ilişkisinin diyafram kalınlığına doğrudan bağlı olmadığını göstermiştir. Bu sebeple, diyafram sıklığının ( $Q$ ) hesaplamasında, geleneksel kayma rijitliği,  $\beta$ , yerine, etkili kayma rijitliği,  $\beta'$ , kullanılmaktadır. Kayma diyaframlarının etkili kayma rijitliği,  $\beta'$ , deneysel olarak hesaplanabildiği gibi, literatürde bulunan denklemlerin [15, 16] kullanılmasıyla da hesaplanabilmektedir.

Nethercot ve Trahair [17] ile Errera ve Apparao [11] düzgün yayılı moment etkisi altında olan ve kayma diyaframı ile desteklenmiş kirişlerin burkulma momenti için daha basit bir denklem önermişlerdir:

$$M_{cr} = M_g + 2Qe \quad (2)$$

Bu denklemde  $M_g$  = kirişin desteklenmemiş uzunluğundaki burkulma momentini ( $kN-m$ ) ifade eder. Diğer parametreler daha önce açıklanmıştır. 1990'lı yılların sonunda Helwig ve Frank [12] yukarıda bahsedilen çalışmalarını geliştirerek, değişik eğilme momenti yayılışlarına sahip ve kayma diyaframı ile desteklenmiş kirişlerin burkulma momenti için bir denklem önermişlerdir:

$$M_{cr} = C_b^* M_g + mQd \quad (3)$$

Bu denklemde  $M_{cr}$  = kayma diyaframı ile desteklenmiş kirişin burkulma momenti ( $kN-m$ );  $C_b^*$  = yük yüksekliğini de hesaba katan moment düzeltme katsayısı;  $M_g$  = kirişin desteklenmeyen uzunluğu kullanılarak elde edilen burkulma momenti ( $kN-m$ );  $m$  = yük konumu sabiti;  $Q$  = kayma diyaframının kayma sıklığı ( $kN/m/rad$ ); ve  $d$  = kiriş derinliğidir ( $mm$ ). Bu çalışmada Helwig ve Frank [12] gövde narinlik oranı 96 ve 160 olan kirişleri incelemişlerdir. Helwig ve Frank [12]  $m$  sabiti için 0.5 (yükün ağırlık merkezinde uygulandığı durum) ve 0.375 (yükün üst başlıkta uygulandığı durum) değerlerini önermişlerdir. 2000'li yılların sonunda Helwig ve Yura [13], Helwig ve Frank'in [12] çalışmasını  $h/t_w$  oranı 60 olan kirişlere uyarlamışlar ve bu tür kirişler için  $m$  değerini yükün

ağırlık merkezinde uygulandığı durum için 0.85, yükün üst başlıkta uygulandığı durum için 0.5 olarak önermişlerdir.

Denklem (2) ve (3) geometrik ön kusuru olmayan düz kirişler için tanımlanmıştır. Bu sebeple, bu denklemleri kullanarak hesap edilecek diyafram rijitliği, ideal diyafram rijitliğini ifade edecektir. İdeal diyafram rijitliği Denklem (3) kullanılarak aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

$$\beta'_i = \frac{Q_i}{s_d} = \frac{(M_u - C_b^* M_g)}{m d s_d} \quad (4)$$

$$s_d = \frac{(n-1)s_g}{n} \quad (5)$$

Bu denklemde  $\beta'_i$  = etkili ideal kayma diyaframı rijitliğini ( $kN/m/rad$ );  $Q_i$  = ideal diyafram sıklığını ( $kN/rad$ );  $M_u$  = kiriş uzunluğundaki tasarım momentini ( $kN-m$ );  $n$  = toplam kiriş adetini;  $s_d$  = bir kiriş destekleyen diyafram uzunluğu ( $mm$ ) ve  $s_g$  = kirişler arası mesafeyi ( $mm$ ) ifade eder. Diğer parametreler daha önce açıklanmıştır. Yapısal bir elemanın tasarlanan kapasiteye ulaşmasını sağlayacak destek elemanı rijitliği genel olarak “ideal rijitlik” olarak tanımlanır. Helwig ve Yura [14]  $h/t_w$  oranı 60 olan kirişleri destekleyen kayma diyaframlarının rijitlik gerekliliğini hesap etmek için çözümler yapmışlardır. Çalışmalarında, diyaframın “ideal rijitliğini”, kiriş dış lifinde 345 MPa eğilme gerilmesi oluşmasını sağlayacak diyafram rijitliği olarak kabul etmişlerdir. Helwig ve Yura [14] deformasyon ve destek kuvvetlerinin kontrol edilebilmesi için ideal diyafram rijitliğinin 4 katının sağlanmasını önermişlerdir. İdeal rijitliğin 4 katını kullanmak şu denkleme ortaya çıkarmaktadır:

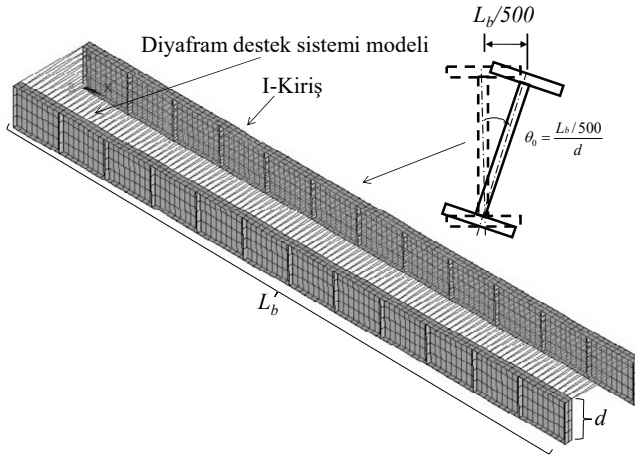
$$\beta'_{br} = 4\beta'_i = 4 \frac{Q_i}{s_d} = 4 \frac{(M_u - C_b^* M_g)}{m d s_d} \quad (6)$$

Bu denklemde  $G'_{br}$  = deformasyon ve destek kuvvetlerinin kontrol edilebilmesi için gerekli olan diyafram rijitliği ( $kN/m/rad$ );  $M_u$  = tasarım momenti ( $kN-m$ );  $\beta'_i$  =  $M_u$ 'ya ulaşmak için sağlanması gereken ideal diyafram rijitliği ( $kN/m/rad$ ) (Denklem (4) kullanılarak elde edilir);  $C_b^*$ ,  $M_g$ ,  $m$ ,  $d$ , ve  $s_d$  daha önce tanımlanmıştır.

### 3. SONLU ELEMANLAR MODELİ

Bu çalışmada sayısal çözümler yapmak için ANSYS [1] sonlu elemanlar programı kullanılmıştır. Sonlu elemanlar modeli, Şekil (2)'de gösterildiği gibi üst başlıkları kayma diyaframı ile birbirine bağlanmış ikiz kirişlerden oluşmaktadır. Modelde sadece doğrusal elastik malzeme özelliklerine sahip elemanlar kullanılmıştır. Bu çalışmada kayma

diyafram ile desteklenmiş kirişlerin yanal stabilitesi, beton dökümü aşamasında, yani gerilmelerin düşük olduğu aşamada incelendiği için doğrusal olmayan malzeme özelliği içeren elemanlar modelde kullanılmamıştır. Çelik kirişler ve gövdelerde kullanılan berkitme levhaları 8-düğüm noktalı plaka elemanlar kullanılarak modellenmiştir. Başlıklarda iki, gövdelerde ise dört eleman kullanılmıştır. Elemanların en/boy oranı 1.2 ile 2.9 arasında değişmektedir. Kirişler basit mesnetlidir ve mesnetler düzlem dışı harekete izin vermeyecek şekilde yaratılmıştır. Kirişlere Şekil (2)'de gösterilen bir ön kusur tanımlanmıştır. Bunun sebebi, geometrik ön kusurların, destek kuvvetlerinin sayısal değerinde önemli bir rol oynamalarıdır. Wang ve Helwig [19], noktasal (örnek: çaprazlı stabilite bağlantısı) ve sürekli (örnek: diyafram) destek elemanları ile desteklenmiş kirişlerde oluşan destek kuvvetleri sayısal değerinin, kirişin geometrik ön koşulunun Şekil (2)'deki gibi olması durumunda en yüksek seviyeye ulaştığını göstermişlerdir. Şekil (2)'de gösterilen  $L_b$ , diyaframsız kirişin mesnetler arası uzunluğunu ifade etmektedir.

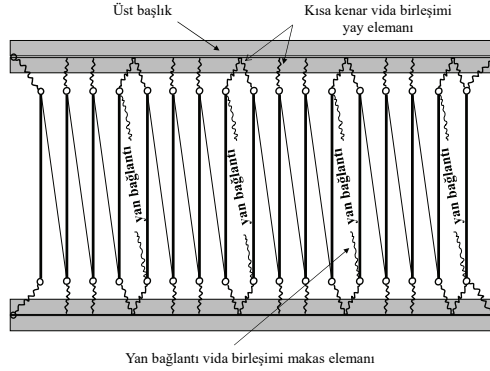


Şekil 2. Sonlu elemanlar modeli ve kiriş ön kusuru

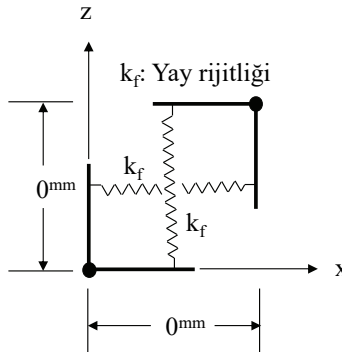
Kayma diyaframı modeli, Davies ve Bryan'ın (1982) düzlem içi yüklerin diyafram rijitliğine ve dayanımına etkilerini araştıran bir çalışmalarından alınmıştır. Bu çalışmada Davies ve Bryan (1982) kayma diyaframını, Şekil (3)'de gösterildiği gibi birbirine bağlanmış küçük makas sistemlerinden oluşturmuşlardır. Şekil (3)'de gösterilen her bir küçük makas dört adet dikey ve üç adet çapraz makas elemanından oluşmuştur. Dikey makas elemanlarının rijitliği çok yüksek tanımlanmış ve böylece bu dikey elemanların sistem rijitliğini etkilemeleri önlenmiştir. Diyafram sisteminin rijitliği ise çapraz makas elemanların rijitliği ile diyaframları üst başlığa ve birbirlerine bağlayan vida birleşimlerinin rijitlikleriyle belirlenmiştir. Diyaframın her bir dikey makas elemanı kiriş üst başlığına, diyafram-kiriş üst başlık vida bağlantısını temsil eden ve Şekil (4)'de gösterilen boyutsuz yay elemanları aracılığı ile bağlanmıştır. Bu yay elemanları, düzlem içindeki her iki yönde de aynı rijitliğe sahiptirler. Diyafram-kiriş üst başlığı birleşimi, genellikle 6 mm çapında vidalar ile birleştirilir. Yay elemanlarının rijitlik değeri, benzer bağlantıların rijitliklerinin

tanımlandığı bir çalışmadan alınmıştır [16]. Bu yay elemanları Şekil (3)'de boyutlu gibi görülmektedir. Ancak bu gösterim sadece okuyucuya görsel kolaylık sağlamak için yapılmıştır. Bu yaylar modelde boyutsuzdur. Kirişlerin uçlarında (mesnet bölgeleri), diyafram plakaları genellikle bir kirişi diğer kirişe bağlayan rijit birleşimli I- veya U-enkesitli destek elemanlarına bağlanırlar. Bu vida bağlantıları da yine boyutsuz yay elemanları kullanılarak modele yansıtılmıştır.

Diyafram plakaları, montaj esnasında yanlardan birbirlerinin üzerine bindirilirlir ve yine 6 mm çapında metal birleştirme vidaları ile birbirlerine vidalanırlar. Bu yan kenar birleşimlerinin rijitliği de Şekil (3)'de görülen yan birleşim makas elemanı kullanılarak modellenmiştir. Bu yan birleşim makas elemanları Şekil (3)'de çapraz gözükmektedir. Ancak gerçekte, bu makas elemanları iki kiriş arasında dikey olarak yerleştirilmişlerdir. Makas elemanın bir ucu bir diyaframa bağlanmışken, diğer ucu diğer diyaframa bağlanmıştır. Bu yan birleşim makas elemanlarının rijitliği, birleşimde kullanılan toplam vida birleşimlerinin rijitliklerinin toplamına eşittir. Bir adet yan vida birleşimi rijitliği, yine benzer vida birleşimlerinin rijitliğini veren çalışmalardan alınmıştır [16].



Şekil 3. Diyafram destek sisteminin sonlu elemanlar modeli



Şekil 4. Vida bağlantıları sonlu elemanlar modeli

Bugün piyasada, değişik uzunluk ve genişlikte birçok trapez sac plaka (diyafram plakası) mevcuttur. Bu çalışmada kullanılan diyafram modeli, herhangi bir tip diyafram plakasını temsil etmemektedir. Ancak modellenen diyafram plakaları, bina ve köprü inşaatlarında sıklıkla kullanılan diyafram tiplerine benzer şekilde, kiriş üst başlığına 4 adet vida ile bağlanmışlardır. Diyafram yanlarında ise beşer adet yan vida birleşimi olduğu varsayılmıştır. Kayma diyaframıyla desteklenen kirişlerin burkulma kapasitesi, diyafram destek sisteminin toplam rijitliğine bağlı olarak değişmektedir. Denklem (3)'de kullanılan  $Q$  (diyafram sıklığı) değeri, daha önce belirtildiği gibi diyafram destek sisteminin etkili kayma rijitliği ( $\beta$ ) ile tek bir kirişi destekleyen diyafram genişliğinin ( $s_d$ ) çarpılması ile hesaplanır. Bir diyafram destek sistemi, diyafram plakasının kendisi, diyaframın kiriş üst başlıklarına bağlandığı kısa kenar vida birleşimi ve diyaframların yanlardan birbirlerine bağlandıkları yan kenar vida birleşimlerinden oluşur. Bina ve köprü tasarımcıları, bu çalışma sonuçlarını kullanarak elde edecekleri gerekli diyafram destek sistemi rijitliğini ( $\beta'_{br}$ ) sağlayacak diyafram destek sistemini (diyafram plakası tipi, diyafram-kiriş üst başlık bağlantı vida sayısı ve yan vida birleşimi sayısı), literatürdeki deney sonuçlarını [15] veya önerilen denklemleri [16, 5] kullanarak belirleyebileceklerdir.

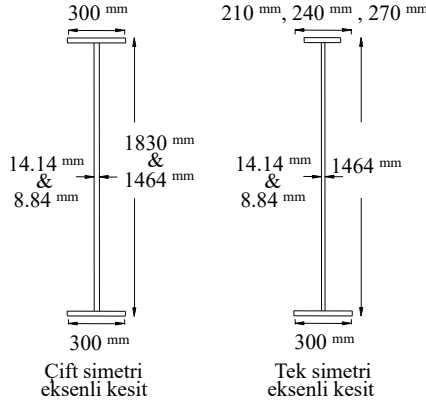
Yukarıda açıklanan sonlu elemanlar modelinin doğrulaması Eğilmez ve Alkan'ın [6] çalışmasında ayrıntılı olarak verilmiştir. Modelin kendisi ve doğrulaması ile ilgili daha ayrıntılı bilgiler Eğilmez ve Alkan'ın [6] çalışmasından elde edilebilir.

#### **4. ÇALIŞMAYA GENEL BAKIŞ**

Bu çalışmada dört adet çift simetri eksenli ve altı adet tek simetri eksenli kesit incelenmiştir. İncelenen bu kesitler Şekil 5'de gösterilmiştir. Kesitlerin gövde narinlik oranları ( $h/t_w$ ) 100 ve 160'dır. Çift simetri eksenli kesitler,  $h/t_w$  oranlarına (100 veya 160) ve derinliklerine (#1:  $d = 1464$  mm, #2:  $d = 1830$  mm) göre isimlendirilmişlerdir: ÇS-100 #1 ve #2 ile ÇS-160 #1 ve #2. Çift simetri eksenli kirişlerin başlık narinlik ( $b/t_f$ ) oranı 6, başlık genişliği 300 milimetredir. Tek simetrik kesitler ise  $h/t_w$  (100 veya 160) ve mono-simetri ( $I_{yc}/I_y$  [Basınç başlığının y-eksenine göre atalet momentinin kesitin y-eksenine göre atalet momentine oranı] = 0.19, 0.29 ve 0.39) oranlarına göre isimlendirilmişlerdir: TS-100 #19, #29 ve #39 ve TS-160 #19, #29 ve #39. AASHTO LRFD [3] tek simetrik kirişlerde  $I_{yc}/I_y$  oranının 0.1 ve 0.9 arasında olmasını şart koşmaktadır. Tek simetrik kirişlerde tek bir derinlik incelenmiştir:  $d = 1464$  mm. Daha yüksek derinliklere sahip tek simetrik kirişler, kendi ağırlıklarını taşımakta bile zorlanmakta ve montaj esnasında dahi destek elemanına ihtiyaç duymaktadır. Alt başlık genişliği 300 milimetredir. Üst başlık genişlikleri, istenilen  $I_{yc}/I_y$  oranına göre ayarlanmıştır. Her iki başlığın başlık narinlik oranları 6'dır. Kiriş gövdelerinde, gövde kayma burkulmasını önlemek için kiriş uzunluğu boyunca  $a/h$  oranı 1 olacak şekilde berkitme levhaları kullanılmıştır.

Kiriş uzunluğunun derinliğine oranı ( $L/d$ ) 10 ve 15 olan basit mesnetli kirişler incelenmiştir. Bu oranın daha yüksek olduğu basit mesnetli kirişler, kendi ağırlıklarını taşımak için genellikle noktasal çapraz veya rijit birleşimli I- ve U-enkesitli destek elemanlarına ihtiyaç duyarlar. Kiriş orta noktasına bağlanmış noktasal çapraz destek elemanlarının diyafram rijitlik gerekliliğine etkisini araştırmak için  $L/d$  oranı 20 ve 30 olan kirişler için de analizler yapılmıştır. Analizlerde tek tip yükleme dikkate alınmıştır: üst başlığa etki eden düzgün yayılı yükleme. Helwig ve Yura [11], üst başlığa etki eden

yüklemelerin, kiriş ağırlık merkezinden etki eden yüklere nazaran daha kritik olduğunu göstermişlerdir.

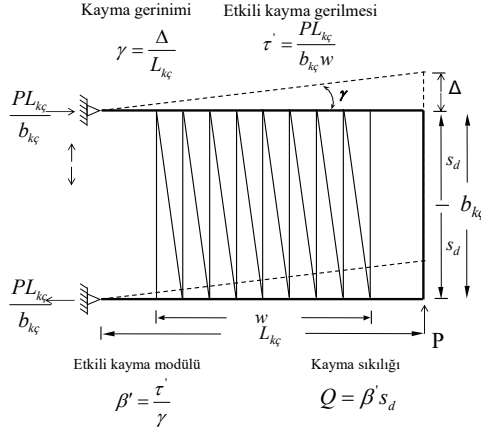


Şekil 5. Çalışmada kullanılan kesitleri

Literatürde, destek elemanı rijitlik gerekliliği genellikle destek elemanı ideal rijitliğinin katları olarak tanımlanmıştır [21, 12]. Daha önce belirtildiği gibi “destek elemanı ideal rijitliği”, desteklenen elemanın hedeflenen dayanıma ulaşması için sağlanması gereken rijitliği tarif eder. Ancak, ideal rijitliğe sahip destek elemanı tarafından desteklenen yapı elemanında yüksek deformasyonlar ve destek kuvvetleri oluşur. Bu yüksek deformasyon ve destek kuvvetlerini azaltmak için, ideal rijitlikten daha yüksek rijitliğe sahip bir destek elemanının kullanılması gerekmektedir. Daha önceki çalışmalarda ve çelik yapı şartnamelerinde [21, 12, 2], deformasyon ve destek kuvvetlerini kabul edilebilir değerlere indirmek için gerekli destek elemanı rijitliğinin, desteklenen yapı elemanına ve destek tipine bağlı olmak üzere ideal rijitliğin iki veya dört katı olması önerilmiştir. Bu “kabul edilebilir değerler”in ne olduğu göreceli bir konu olsa da, hedeflenen dayanımda yapı elemanında oluşacak deformasyonu ön kusurun iki ile dört katı arasında sınırlamaya yetecek destek elemanı rijitliğinin, destek kuvvetlerini de yeteri derecede azaltacağıı belirten çalışmalar mevcuttur [21, 12].

Bu çalışmada, kirişlerin yapım aşamasında tasarlanacağı tasarım momentinin kiriş dış lifinde 210 MPa eğilme gerilmesi oluşturacak moment olduğu kabul edilmiştir. 210 MPa eğilme gerilmesi değeri her ne kadar göreceli bir değer olsa da, akma gerilmesi 345 MPa olan kirişler için, yapım aşamasında oluşabilecek gerilmelerin üst sınırında bir değerdir. Bu kabulün neticesinde, bu çalışmada kayma diyaframı “ideal rijitliği”, kiriş dış lifinde 210 MPa eğilme gerilmesi oluşmasını sağlayacak diyafram rijitliğini ifade etmektedir. Çalışmada incelenen her bir kesit için öncelikle burkulma analizi yapılmıştır. Burkulma analizlerinin amacı, diyafram çapraz makas elemanlarının alanının, kirişin, kiriş dış lifinde 210 MPa eğilme gerilmesi yaratacak düzgün yayılı yük altında burkulmasını sağlayacak şekilde kalibre edilmesini sağlamaktır. Bu alan belirlendikten sonra, Şekil 6’da gösterilen konsol çerçeve sonlu elemanlar modeli kullanılarak bu alanın ifade ettiği kayma diyaframı

ideal sıklığı belirlenmiştir. Şekilde gösterilen kayma diyaframı modeli, ikiz kiriş sonlu elemanlar modelinde kullanılan kayma diyaframı modelinin aynısıdır. Konsol çerçeve modelinde, diyafram çapraz makas elemanı kesit alanı olarak ikiz kiriş burkulma analiziyle belirlenen alan kullanılmıştır. Konsol çerçeveye birim bir yük uygulanmış ve çerçevede oluşan deformasyon değeri ( $\Delta$ ) elde edilmiştir. Ardından, Şekil 6'da belirtilen denklemler kullanılarak diyafram ideal sıklığı hesap edilmiştir. Kayma diyaframı ideal sıklığı belirlendikten sonra bu sıklığın iki, üç, dört ve beş katı sıklığa sahip diyaframlarla desteklenmiş ikiz kirişlerin ön kusurların hesaba katıldığı ve yükün kademeli olarak artırıldığı çözümlenmeler yapılmıştır. Çözümlenmelerde tasarım yükü 12 adımda kirişlere uygulanmıştır. Her bir adım için kiriş ortasındaki dönme miktarı ( $\theta$ ) ile kısa kenar ve yan kenar vida birleşim destek kuvvetleri hesaplanmıştır. Sonuçlar bir sonraki bölümde açıklanmaktadır.



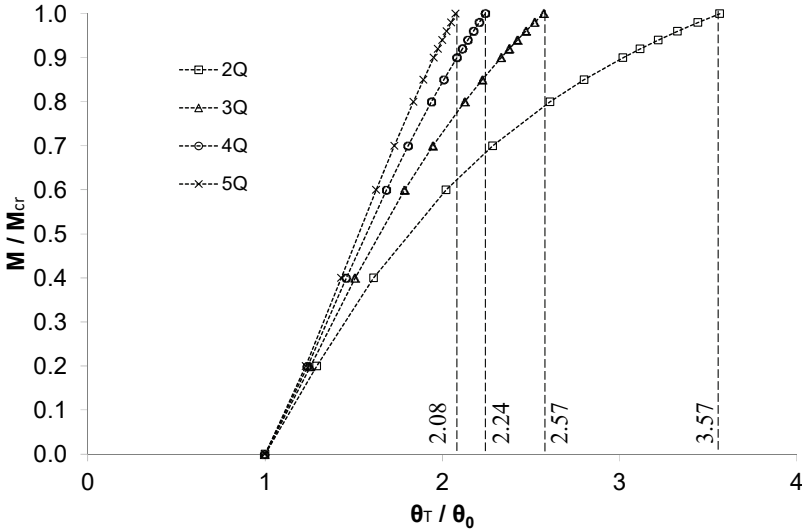
Şekil 6. Konsol çerçeve sonlu elemanlar modeli

## 5. ÇÖZÜMLEME SONUÇLARI

### 5.1. Çift Simetri Eksenli Kirişler

Sonlu elemanlar analiz sonuçları çift simetri eksenli kirişler için hem grafiksel hem de tablo olarak verilmiştir. Şekil 7'de,  $L/d$  oranı 10 olan ÇS-100 #1 kiriş için normalize edilmiş orta açıklık momenti ile normalize edilmiş orta açıklık dönmesinin ilişkisi gösterilmektedir. Dikey eksenle belirtilen normalize edilmiş orta açıklık momenti ( $M/M_u$ ), her bir yük adımındaki orta açıklık momentinin ( $M$ ) tasarım momentine ( $M_u$ ) bölünmesiyle elde edilmiştir. Yatay eksenle belirtilen normalize edilmiş orta açıklık dönmesi ( $\theta_{top}/\theta_0$ ) ise her bir yük adımındaki toplam orta açıklık dönme değerinin ( $\theta_{top} = \theta + \theta_0$ ) orta açıklık ön kusur dönme değerine ( $\theta_0 = [(L_p/500)/d]$ ) bölünmesiyle elde edilmiştir. Şekilde görüldüğü gibi, kayma diyaframı ideal sıklığının iki katı sıklığa sahip diyaframla desteklenmiş kirişin, tasarım momenti seviyesindeki ( $M/M_u = 1.0$ ) normalize edilmiş toplam dönme değeri 3.57'dir. Diyafram sıklığı ideal sıklığının 3, 4 ve 5 katına çıkarıldığında, tasarım momenti seviyesindeki normalize edilmiş toplam dönme değerleri 2.57, 2.24 ve 2.08'e düşmüştür.





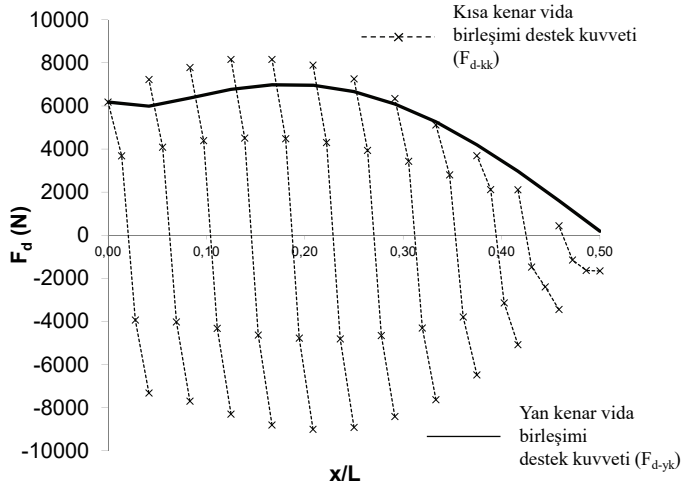
Şekil 7.  $L/d$  oranı 10 olan ÇS-100 #1 kirişi için normalize edilmiş moment - normalize edilmiş dönme eğrisi

Çift simetri eksenli kirişlerin tümü için elde edilmiş sonlu elemanlar çözümleme sonuçları Tablo 1’de verilmiştir. Tablo 1, harflerle isimlendirilmiş 15 kolona bölünmüştür. İlk kolon olan (a) kolonunda kesitin ismi yer almaktadır. Sonraki iki kolon ((b) ve (c) kolonları) kesitin özelliklerini ve  $L/d$  oranlarını içermektedir. Kayma diyaframı ideal sıklığının 2, 3, 4 ve 5 katı sıklığa sahip diyaframlarla desteklenmiş kirişlerde oluşan normalize edilmiş dönme değerleri (d), (e), (f) ve (g) kolonlarında verilmiştir. Aynı diyafram sıklıklarında, diyaframın kısa kenar vida birleşimlerinde oluşan destek kuvvetleri ( $F_{d-kk}$ ) sırasıyla (h), (i), (j) ve (k) kolonlarında; diyaframın yan kenarında oluşan yan vida birleşimi destek kuvvetleri ( $F_{d-yk}$ ) ise sırasıyla (l), (m), (n) ve (o) kolonlarında verilmiştir. Tablo 1’de görüldüğü gibi kayma diyaframı ideal sıklığının 2 katı sıklığa sahip diyaframlarla desteklenmiş çift simetri eksenli kirişlerde oluşan normalize edilmiş dönme değerleri 4.74 ile 3.57 arasında değişmektedir. Diyafram sıklığı ideal sıklığın 3 katına çıkarıldığında normalize edilmiş dönme değerleri ortalama %28.5 düşmektedir. Diyafram sıklığı ideal sıklığın 4 katına çıkarıldığında, normalize edilmiş dönme değerleri  $3Q_i$  sıklığındaki normalize edilmiş dönme değerlerine göre ortalama %13; 5 katına çıkarıldığında, normalize edilmiş dönme değerleri  $4Q_i$  değerlerine göre ortalama %7 düşmektedir. Örneğin  $L/d$  oranı 15 olan ÇS-160 #1 kirişi için normalize edilmiş dönme değerleri, ideal diyafram sıklığının 2, 3, 4 ve 5 katı sıklığa sahip diyaframlar için sırasıyla 4.22, 2.98, 2.59 ve 2.40’dır. Bu değerler normalize edilmiş dönme değerlerinde %29, %13 ve %7’lik azalmalara karşılık gelmektedir.

Daha önce belirtildiği gibi, bir destek elemanı sadece deformasyonları kontrol etmek için değil, aynı zamanda destek kuvvetlerini kontrol etmek için de yeterli sıklığa sahip

olmalıdır. Bir diyafram plakasında oluşan destek kuvvetleri Şekil 1’de gösterilmiştir. Şekil 1’de görüldüğü gibi bir diyafram plakasında iki çeşit destek kuvveti oluşur: 1) kayma diyaframlarını kiriş üst başlığına bağlayan kısa kenar vida birleşimlerinde oluşan destek kuvvetleri ( $F_{d-kk}$ ); 2) kayma diyaframlarını birbirlerine bağlayan yan vida birleşimlerinde oluşan destek kuvvetleri ( $F_{d-yk}$ ). Şekil 1’de görüldüğü gibi diyafram plakasının kısa kenarında hem dikey, hem de yatay yönde destek kuvveti bileşenleri oluşmakta iken, yan kenarında sadece dikey yönde destek kuvveti oluşmaktadır. Diyafram plakasının kısa ve yan kenarında oluşan destek kuvvetlerinin kiriş uzunluğunca dağılımı  $L/d$  oranı 10 olan ÇS-100 #1 kirişi için Şekil 8’de gösterilmektedir. Diyafram sıklığı, ideal sıklığın 4 katı olarak alınmıştır. Dikey ekseninde destek kuvveti, yatay ekseninde ise kiriş uzunluğunun yarısı gösterilmektedir. Yatay ekseninde kiriş uzunluğunun yarısının gösterilmesinin sebebi, destek kuvvetlerinin kiriş orta açıklığına göre simetrik olmasıdır. Kesik çizgili eğriler kısa kenar vida birleşimi destek kuvvetlerini, düz çizgili tek eğri ise yan vida birleşimi destek kuvvetlerini göstermektedir.  $L/d$  oranı 10 olan ÇS-100 #1 kirişinde toplam 24 diyafram plakası mevcuttur. Şekil 8’de kirişin sadece yarısı gösterildiği için toplam 12 kesik çizgili eğri vardır. Şekil 8’de görülen her bir kesik çizgili eğri, bir diyafram plakasına aittir. Eğrilerin üzerindeki “x” işaretleri her bir vida birleşiminde oluşan destek kuvvetini göstermektedir. Daha önce açıklandığı gibi, sonlu elemanlar modelinde kısa kenar vida birleşimleri birbirine dik iki yönde rijitliğe sahip boyutsuz yay elemanlar kullanılarak modellenmiştir. Bu modelleme neticesinde, sonlu elemanlar analizlerinden Şekil 1’de kısa kenar birleşimleri için gösterilen dikey ve yatay vida birleşimi destek kuvveti bileşenlerinin değerleri elde edilmiştir. Şekil 8’de gösterilen her bir kısa kenar vida birleşimi destek kuvveti ( $F_{d-kk}$ ), birleşimde oluşan dikey ve yatay destek kuvveti bileşenlerinin karelerinin toplamının karekökü hesaplanarak elde edilmiştir. Görüldüğü gibi, bir diyafram plakasındaki kısa kenar vida birleşimi destek kuvvetlerinin en büyüğü ilk ve son vida birleşiminde oluşmaktadır. Kiriş uzunluğunda ise, en büyük destek kuvveti kiriş uzunluğunun dörtte biri civarında oluşmakta ve kiriş ortasına doğru destek kuvvetleri azalmaktadır.

Şekil 8’de gösterilen düz çizgili yan vida birleşimi destek kuvvetleri eğrisindeki “x” işaretleri, diyafram plakalarının birleştikleri her bir kenardaki bir adet yan kenar birleşim vidasında oluşan ortalama destek kuvvetini ifade etmektedir. Her bir kenardaki ortalama destek kuvveti, sonlu elemanlar modelinde yan kenar vida birleşimlerini temsil eden makas elemanında oluşan kuvvetin, toplam vida sayısına (5) bölünmesiyle elde edilmiştir. Daha önce belirtildiği üzere, her bir kenarda diyafram plakalarının 5 adet vida ile birbirlerine bağlandıkları kabul edilmiştir. Yan vida birleşimi destek kuvvetlerinin kiriş uzunluğu boyunca dağılımı, kısa kenar vida birleşimi destek kuvvetlerinin kiriş uzunluğunca dağılımına benzer şekilde, yan vida birleşimi destek kuvvetleri de kiriş uzunluğunun dörtte biri civarında en büyük değerine ulaşmakta ve kiriş orta açıklığına doğru azalarak dikkate alınmayacak değerlere inmektedir. Bu tür bir davranışın başlıca sebebi, kiriş üst başlığında oluşan kayma deformasyonlarının mesnetten çeyrek kiriş uzunluğu mesafede maksimuma ulaşmasıdır. Kiriş orta açıklığı bölgesinde ise kayma deformasyonları oluşmamakta; üst başlık sadece yatay olarak hareket etmektedir.



Şekil 8.  $L/d$  oranı 10 olan ÇS-100 #1 kirişi için diyafram plakası kısa ve yan kenar destek kuvvetleri dağılımı ( $Q=4Q_i$ )

Tüm çift simetri eksenli kesitlerin kısa kenar ve yan kenar destek kuvvetlerinin tasarım momenti seviyesindeki değerleri Tablo 1’de verilmiştir. Tablo 1’in (h), (i), (j) ve (k) kolonlarında ideal diyafram sıklığının sırasıyla iki, üç, dört ve beş katı sıklığa sahip diyaframlarla desteklenmiş kirişler için kısa kenar destek kuvvetleri, (l), (m), (n) ve (o) kolonlarında ise sırasıyla yan kenar birleşimi destek kuvvetleri değerleri verilmiştir. Tablo 1’de görüldüğü gibi kısa ve yan kenar birleşimi destek kuvvetleri diyaframın sıklığı arttıkça azalmaktadır. Diyafram sıklığı ideal sıklığın 3 katına çıkarıldığında, kısa ve yan kenar vida birleşimi destek kuvvetleri, ideal sıklığın iki katı sıklığa sahip diyaframlarla desteklenen kirişlerde oluşan kısa kenar vida birleşimi destek kuvvetlerine göre ortalama %25.5 azalmaktadır. Diyafram sıklığı ideal sıklığın 4 katına çıkarıldığında, kısa ve yan kenar vida birleşimi destek kuvvetleri,  $3Q_i$  sıklığındaki destek kuvvetlerine göre ortalama %10.5, 5 katına çıkarıldığında, destek kuvvetleri  $4Q_i$  değerlerine göre ortalama %5.5 düşmektedir. Örneğin  $L/d$  oranı 15 olan ÇS-160 #1 kirişi için kısa kenar vida birleşimi destek kuvveti değerleri, ideal diyafram sıklığının 2, 3, 4 ve 5 katı sıklığa sahip diyaframlar için sırasıyla 14608, 10738, 9614 ve 8990 N’dur. Bu değerler %26.5, %10.5 ve %6.5’lik azalmalara karşılık gelmektedir.

Gövde narinlik oranı, kiriş derinliği ve  $L/d$  oranının orta açıklık dönmesine ve destek kuvvetlerine etkileri de Tablo 1’de gözlemlenmektedir. Gövde narinlik oranının etkilerini gözlemlemek için  $L/d$  oranı 15 ve diyafram sıklığı  $3Q_i$  olan ÇS-100 #1 ( $d = 1464$ ,  $h/t_w = 100$ ) ve ÇS-160 #1 ( $d = 1464$ ,  $h/t_w = 160$ ) kirişlerinin normalize edilmiş orta açıklık dönme değerleri ile kısa ve yan kenar vida birleşimi destek kuvvetleri karşılaştırılacaktır. Belirtilen  $L/d$  oranı ve diyafram sıklığına sahip ÇS-100 #1 kirişinin normalize edilmiş orta açıklık dönme değerleri ile kısa ve yan kenar vida birleşimi destek kuvvetleri sırasıyla 2.87, 11861 N, ve 9212 N’dur. Gövde narinlik oranı 160 olan ÇS-160 #1 kirişinin aynı diyafram

sıklığındaki normalize edilmiş orta açıklık değeri %3.8 artarak 2.98 olmakta, kısa kenar vida birleşimi destek kuvveti %9.5 azalarak 10738 N ve yan kenar vida birleşimi destek kuvveti %8.8 azalarak 8407 N olmaktadır. Diğer kiriş kesitleri ve diyafram sıklıklarında da benzer davranış gözlenmektedir. Gövde narinlik oranı artırıldığında kiriş alt başlığı daha fazla yanal deplasman yapmakta ve kirişin dönme miktarı artmaktadır. Gövde narinlik oranı artınca vida birleşim destek kuvvetlerinin azalmasının sebebi ise, narinlik oranı yüksek olan kirişin burkulmasını sağlamak için, düşük narinlik oranına sahip kirişlerin burkulma yükünden daha düşük yüklerle ihtiyaç duyulmasıdır.

Tablo 1. Çift simetri eksenli kirişlerin normalize edilmiş dönme değerleri ve destek kuvvetleri

(a) Kesit	(b) Kesit Özellikleri	(c) L/d	(d)-(g) $\theta_T/\theta_o$				(h)-(k) $F_{d-kk}$ (N)				(l)-(o) $F_{d-yk}$ (N)			
			2 <i>Q</i> <sub>ideal</sub>	3 <i>Q</i> <sub>ideal</sub>	4 <i>Q</i> <sub>ideal</sub>	5 <i>Q</i> <sub>ideal</sub>	2 <i>Q</i> <sub>ideal</sub>	3 <i>Q</i> <sub>ideal</sub>	4 <i>Q</i> <sub>ideal</sub>	5 <i>Q</i> <sub>ideal</sub>	2 <i>Q</i> <sub>ideal</sub>	3 <i>Q</i> <sub>ideal</sub>	4 <i>Q</i> <sub>ideal</sub>	5 <i>Q</i> <sub>ideal</sub>
			ÇS-100 #1	<i>b<sub>f</sub></i> = 300 mm	10	3,57	2,57	2,24	2,08	13110	9989	8990	8549	10225
<i>d</i> = 1464 mm	15	3,99		2,87	2,50	2,33	15857	11861	10613	9989	12354	9212	8238	7779
ÇS-160 #1	<i>b<sub>f</sub></i> = 300 mm	10	3,83	2,72	2,36	2,18	12486	9364	8365	7991	9759	7319	6549	6191
	<i>d</i> = 1464 mm	15	4,22	2,98	2,59	2,40	14608	10738	9614	8990	11476	8407	7475	7042
ÇS-100 #2	<i>b<sub>f</sub></i> = 300 mm	10	3,74	2,73	2,39	2,22	17405	13222	11899	11275	13591	10306	9266	8772
	<i>d</i> = 1830 mm	15	4,38	3,13	2,74	2,55	21725	15982	14234	13344	17011	12483	11090	10424
ÇS-160 #2	<i>b<sub>f</sub></i> = 300 mm	10	3,96	2,88	2,52	2,34	15520	11724	10525	9976	12124	9151	8205	7772
	<i>d</i> = 1830 mm	15	4,74	3,30	2,87	2,66	19603	13984	12361	11612	15348	10969	9705	9117

Gövde narinlik oranı ile L/d sabit tutulduğunda, derinliği fazla olan kirişlerde oluşan dönme miktarı ve vida birleşimi destek kuvvetleri daha büyüktür. Örneğin  $h/t_w = 100$ ,  $L/d = 15$  ve  $Q = 3Q_i$  olan kirişin normalize edilmiş orta açıklık dönme değeri ile kısa ve yan kenar vida birleşimi destek kuvvetleri sırasıyla 2.87, 11861 N, ve 9212 N'dur. Diyafram sıklığı ve L/d oranı sabit tutulup kiriş derinliği artırıldığında (ÇS-100 #2,  $d = 1830$  mm) normalize edilmiş orta açıklık değeri %9.1 artarak 3.13 olmakta, kısa kenar vida birleşimi destek kuvveti %34.7 artarak 15982 N ve yan kenar vida birleşimi destek kuvveti %35.5 artarak 12483 N olmaktadır. Kiriş derinliği artırılınca vida birleşim destek kuvvetlerinin artmasının sebebi, derinliği fazla olan kirişin burkulmasını sağlamak için, düşük derinliğe sahip kirişlerin burkulma yükünden daha yüksek yüklerle ihtiyaç duyulmasıdır. Gövde narinlik oranı ile derinlik sabit tutulduğunda ise, yüksek L/d'ye sahip kirişte dönme miktarının ve vida birleşimi destek kuvvetlerinin daha büyük olduğu gözlenmektedir. Örneğin  $h/t_w = 100$ ,  $L/d = 10$ ,  $d = 1464$  mm ve  $Q = 3Q_i$  olan kirişin (ÇS-100 #1,  $L/d = 10$ ) normalize edilmiş orta açıklık dönme değeri ile kısa ve yan kenar vida birleşimi destek kuvvetleri sırasıyla 2.57,

9989 N, ve 7758 N'dur. Kiriş uzunluğunun derinliği oranı 15 olan ÇS-100 #1 kirişinde ise normalize edilmiş orta açıklık değeri %11.7 artarak 2.87 olmakta, kısa kenar vida birleşimi destek kuvveti %18.7 artarak 11861 N ve yan kenar vida birleşimi destek kuvveti %18.7 artarak 9212 N olmaktadır. Diğer kiriş kesitleri ve diyafram sıklıklarında da benzer davranış gözlenmektedir.

## 5.2. Tek Simetri Eksenli Kirişler

Tek simetri eksenli kirişlerin tümü için elde edilmiş sonlu elemanlar çözümleme sonuçları Tablo 2'de verilmiştir. Daha önce belirtildiği gibi, tek simetri eksenli kirişlerde sadece derinliği 1464 mm olan kesitler irdelenmiştir. Tablo 2'nin formatı, Tablo 1'in formatının aynıdır. İlk üç kolon ((a), (b) ve (c)) kesitin ismini, özelliklerini ve  $L/d$  oranlarını içermektedir. Sonraki dört kolon ((d), (e), (f) ve (g)) kayma diyaframı ideal sıklığının 2, 3, 4 ve 5 katı sıklığa sahip diyaframlarla desteklenmiş kirişlerde oluşan normalize edilmiş dönme değerlerini içermektedir. Sonraki dört kolon ((h), (i), (j) ve (k)) aynı diyafram sıklıklarında, diyaframın kısa kenar vida birleşimlerinde oluşan destek kuvvetlerini içermektedir. Son dört kolon da ((l), (m), (n) ve (o)) aynı diyafram sıklıklarında diyaframın yan kenarında oluşan yan vida birleşimi destek kuvvetlerini içermektedir. Tablo 2'de görüldüğü gibi kayma diyaframı ideal sıklığının 2 katı sıklığa sahip diyaframlarla desteklenmiş tek simetri eksenli kirişlerde oluşan normalize edilmiş dönme değerleri 4.16 ile 3.24 arasında değişmektedir. Diyafram sıklığı ideal sıklığın 3 katına çıkarıldığında normalize edilmiş dönme değerleri ortalama %29.1 düşmektedir. Diyafram sıklığı ideal sıklığın 4 katına çıkarıldığında, normalize edilmiş dönme değerleri  $3Q_i$  sıklığındaki normalize edilmiş dönme değerlerine göre ortalama %13.0; 5 katına çıkarıldığında, normalize edilmiş dönme değerleri  $4Q_i$  değerlerine göre ortalama %7.3 düşmektedir. Örneğin  $h/t_w = 100$ ,  $L/d = 10$ , ve  $I_{yc}/I_y = 0.29$  olan TS-100 #29 kirişinin normalize edilmiş dönme değerleri, ideal diyafram sıklığının 2, 3, 4 ve 5 katı diyafram sıklığı için sırasıyla 3.33, 2.41, 2.10, ve 1.95'dir. Bu değerler normalize edilmiş dönme değerlerinde %27.6, %12.6 ve %7.2'lik azalmalara karşılık gelmektedir.

Normalize edilmiş orta açıklık dönmelerindeki azalmaya benzer olarak, diyaframın sıklığı artırıldıkça vida birleşim destek kuvvetleri de azalmaktadır. Diyafram sıklığı ideal sıklığın 3 katına çıkarıldığında kısa ve yan kenar vida birleşimi destek kuvvetleri ortalama %26.6 düşmektedir. Diyafram sıklığı ideal sıklığın 4 katına çıkarıldığında, kısa ve yan kenar vida birleşimi destek kuvvetleri  $3Q_i$  sıklığındaki kısa ve yan kenar vida birleşimi destek kuvvetlerine göre ortalama %11.1; 5 katına çıkarıldığında, kısa ve yan kenar vida birleşimi destek kuvvetleri  $4Q_i$  değerlerine göre ortalama %5.8 düşmektedir. Örneğin  $h/t_w = 100$ ,  $L/d = 10$ , ve  $I_{yc}/I_y = 0.29$  olan TS-100 #29 kirişinin kısa kenar vida birleşimi destek kuvvetleri, ideal diyafram sıklığının 2, 3, 4 ve 5 katı diyafram sıklığı için sırasıyla 10675, 8066, 7229 ve 6842 N'dur. Bu değerler kısa kenar vida birleşimi destek kuvvetlerinde %24.4, %10.4 ve %5.4'lük azalmalara karşılık gelmektedir. Benzer azalma oranları yan vida birleşimi destek kuvvetlerinde de gözlenmektedir.

Tek simetri eksenli kirişlerde de, çift simetri eksenli kirişlere benzer olarak gövde narinlik oranı ve kiriş derinliği sabit tutulup  $L/d$  oranı artırılınca normalize edilmiş orta açıklık dönme miktarı ile destek kuvvetleri artmakta;  $L/d$  oranı ve kiriş derinliği sabit tutulup gövde narinlik oranı artırıldığında normalize edilmiş orta açıklık dönme miktarı artmakta,

destek kuvvetleri azalmaktadır. Mono-simetri oranının normalize edilmiş orta açıklık dönme değerlerine ve destek kuvvetlerine etkileri de Tablo 2’de incelenebilmektedir. TS-100 #19, #29 ve #39 kirişlerinin  $L/d = 10$  ve  $Q = 3Q_i$  için normalize edilmiş orta açıklık dönme değerleri sırasıyla 2.34, 2.41 ve 2.50’dir; kısa kenar vida birleşimi destek kuvvetleri sırasıyla 7254, 8066 ve 9027 N’dur; yan kenar vida birleşimi destek kuvvetleri sırasıyla 5657, 6265 ve 7002 N’dur. Görüldüğü gibi normalize edilmiş orta açıklık dönme değerleri ile kısa ve yan kenar vida birleşimi destek kuvvetleri mono-simetri oranı arttıkça artmaktadır. Bunun sebebi, mono-simetri oranı arttıkça kirişlerin tasarım yüklerinin artmasıdır.

Tablo 2. Çift simetri eksenli kirişlerin normalize edilmiş dönme değerleri ve destek kuvvetleri

(a) Kesit	(b) Kesit Özellikleri	(c) L/d	(d)-(g) $\theta_T/\theta_o$				(h)-(k) $F_{d-kk}$ (N)				(l)-(o) $F_{d-yk}$ (N)			
			2Q <sub>ideal</sub>	3Q <sub>ideal</sub>	4Q <sub>ideal</sub>	5Q <sub>ideal</sub>	2Q <sub>ideal</sub>	3Q <sub>ideal</sub>	4Q <sub>ideal</sub>	5Q <sub>ideal</sub>	2Q <sub>ideal</sub>	3Q <sub>ideal</sub>	4Q <sub>ideal</sub>	5Q <sub>ideal</sub>
			TS-100 #19	$b_{cf} = 210$ mm $I_{ye}/I_y = 0.19$ $d = 1464$ mm $h/t_w = 100$	10	3,24	2,34	2,05	1,90	9701	7254	6493	6143	7576
		15	3,73	2,66	2,32	2,16	11512	8390	7441	6992	8982	6535	5792	5447
TS-100 #29	$b_{cf} = 240$ mm $I_{ye}/I_y = 0.29$ $d = 1464$ mm $h/t_w = 100$	10	3,33	2,41	2,10	1,95	10675	8066	7229	6842	8319	6265	5616	5312
		15	3,84	2,73	2,38	2,21	12848	9427	8365	7878	10016	7346	6522	6137
TS-100 #39	$b_{cf} = 270$ mm $I_{ye}/I_y = 0.39$ $d = 1464$ mm $h/t_w = 100$	10	3,49	2,50	2,18	2,02	11974	9027	8103	7666	9320	7002	6278	5941
		15	3,96	2,81	2,45	2,28	14409	10600	9427	8877	11246	8259	7353	6920
TS-160 #19	$b_{cf} = 210$ mm $I_{ye}/I_y = 0.19$ $d = 1464$ mm $h/t_w = 160$	10	3,51	2,46	2,13	1,97	8852	6430	5693	5356	6914	5021	4454	4190
		15	4,02	2,77	2,39	2,21	10376	7279	6393	5981	8076	5697	5001	4683
TS-160# 29	$b_{cf} = 240$ mm $I_{ye}/I_y = 0.29$ $d = 1464$ mm $h/t_w = 160$	10	3,57	2,52	2,19	2,03	9801	7229	6443	6068	7657	5636	5015	4731
		15	4,01	2,81	2,44	2,26	11325	8178	7242	6792	8880	6407	5663	5319
TS-160# 39	$b_{cf} = 270$ mm $I_{ye}/I_y = 0.39$ $d = 1464$ mm $h/t_w = 160$	10	3,66	2,61	2,26	2,10	10925	8178	7317	6917	8563	6380	5704	5386
		15	4,16	2,91	2,52	2,34	12985	9402	8328	7829	10171	7353	6515	6116

### 5.3. Kiriş Uzunluğunca Çapraz Destek Elemanları ile Desteklenmiş Kirişler

Daha önce bahsedildiği gibi çelik I-kirişlerin tasarımında yanal burulmalı burkulma sınır durumu, özellikle uzun kirişlerde belirleyici olabilmektedir. Bu gibi kirişlerin montaj sırasındaki burkulma momentini artırmak için genellikle noktasal destek elemanları kullanılmaktadır. Kayma diyaframı ile desteklenen bu tür kirişlerin davranışının

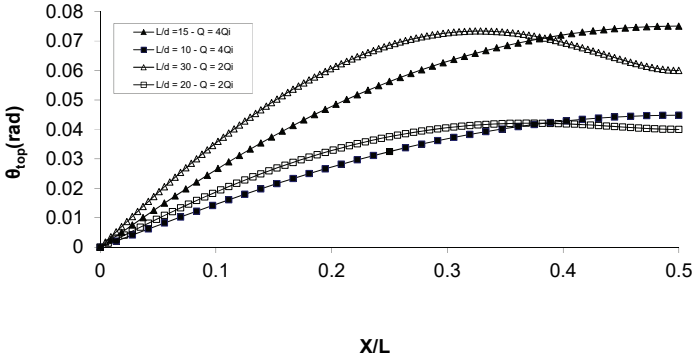
incelenebilmesi için  $L/d$  oranları 20 ve 30 olan ve kiriş açıklığının ortasında çapraz destek elemanı bulunduran kirişler analiz edilmiştir. Çapraz noktasal destek elemanları bir kirişin üst başlığını diğer kirişin alt başlığına bağlayan ve rijitliği çok yüksek olan makas elemanlarla modellenmiştir. Analizler tüm kesitler için yapılmış olsa da burada sadece  $L/d$  oranları 20 ve 30 olan ÇS-100 #1 kesitinin analiz sonuçları irdelenecektir. Diğer kiriş analizlerinde de benzer sonuçlar elde edilmiştir.

Şekil 9'da  $L/d$  oranları 10, 15, 20 ve 30 olan ÇS-100 #1 kesitleri için kiriş uzunluğunca tasarım momenti seviyesinde oluşan orta açıklık dönme değerleri gösterilmektedir. Dikey eksen toplam dönme miktarını ( $\theta_{top}$ ), yatay eksen ise normalize edilmiş kiriş uzunluğunu ( $x/L$ ) göstermektedir.  $L/d$  oranı 10 ve 15 olan kirişler için diyafram sıklığı ideal diyafram sıklığının dört katı ( $Q = 4Q_i$ ),  $L/d$  oranı 20 ve 30 olan kirişler için diyafram sıklığı ideal diyafram sıklığının iki katı ( $Q = 2Q_i$ ) olarak alınmıştır. Bunun sebebi, aşağıda da açıklandığı gibi, çapraz destek elemanı ile kiriş ortasında desteklenmiş kirişlerde oluşan dönme miktarının, desteksiz kirişlere nazaran çok düşük olmasıdır. Dönme miktarları kiriş ortasına göre simetrik olduğu için şekil sadece kirişlerin yarısına kadar olan ( $x/L = 0.5$ ) dönme miktarlarını gösterilmektedir. Her ne kadar  $L/d$  oranları 10, 15, 20 ve 30 olan kirişlerin boyları farklı olsa da, kiriş uzunlukları normalize edildiği için iki kiriş için de aynı şeklin kullanılması mümkün olmaktadır.

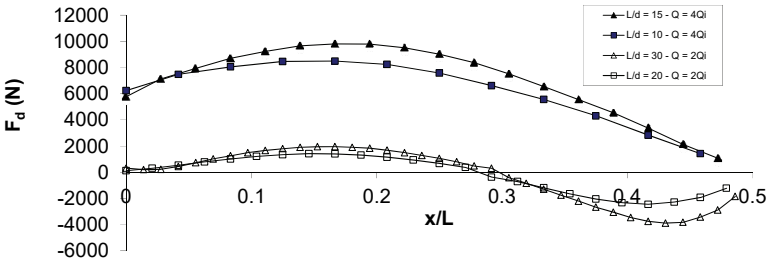
Şekil 9'da görüldüğü gibi,  $L/d$  oranı 10 ve 15 olup diyafram sıklığı ideal sıklığın dört katı olan kirişlerde oluşan toplam dönme miktarları sırasıyla yaklaşık 0.045 ve 0.075 radyandır. Bu değerlerin orta açıklık ön kusur dönme değerlerine ( $\theta_0 = [(L_b/500)/d]$ ) bölünmesiyle elde edilen normalize edilmiş toplam dönme değerleri ise sırasıyla 2.24 ve 2.50'dir. Bu değerler Tablo 1'de de verilmiştir.  $L/d$  oranı 20 olup orta açıklığında çapraz destek elemanı bulunduran ÇS-100 #1 kirişinin uzunluğunda oluşan en yüksek toplam dönme değeri yaklaşık 0.042 radyandır. Bu değer mesnetten uzunluğun yaklaşık %35'i mesafesinde oluşmakta, kiriş orta açıklığına yaklaştıkça düşmekte ve kiriş orta açıklığında 0.04 radyan olmaktadır. Kiriş orta açıklığında, çapraz destek elemanının dönmeyi engellemesi neticesinde, yüklemeler esnasında dönme oluşmamaktadır. Ancak Şekil 9, tasarım momenti seviyesindeki toplam dönme değerlerini gösterdiği için kiriş orta açıklığında ( $x/L = 0.5$ ) toplam dönme değeri sıfır değil, ön kusur dönme değeri olan 0.004 radyana eşittir ( $\theta_0 = [(L_b/500)/d]$ ). Bu kirişte, kiriş uzunluğunca oluşan en yüksek toplam dönme miktarının, bu değerlerin oluştuğu mesafedeki ön kusur dönme değerine bölünmesiyle elde edilen normalize edilmiş en yüksek dönme değeri 1.15'dir.  $L/d$  değeri 10 olan ÇS-100 #1 kirişinin uzunluğu 14640 mm'dir. Kiriş uzunluğunun iki katına çıkartılıp açıklık ortasına çapraz destek elemanı yerleştirildiği ÇS-100 #1 kirişinin ( $L/d = 20$ ,  $L = 29280$  mm) desteklenmemiş boyu da 14640 mm olmaktadır.  $L/d$  oranı 10 olan ÇS-100 #1 kirişinin normalize edilmiş en yüksek dönme değeri 2.24 iken, daha düşük diyafram sıklığına sahip ( $Q = 4Q_i$  yerine  $Q = 2Q_i$ )  $L/d$  oranı 20 olan ÇS-100 #1 kirişinin normalize edilmiş en yüksek dönme değeri 1.15'e düşmüştür.  $L/d$  oranları 15 ve 30 olan ÇS-100 #1 kirişlerinin en yüksek toplam dönme değerleri sırası ile 0.075 ve 0.073 rad ve normalize edilmiş en yüksek dönme değerleri de sırasıyla 2.50 ve 1.39'dur.

Şekil 10'da  $L/d$  oranları 10, 15, 20 ve 30 olan ÇS-100 #1 kesitleri için kiriş uzunluğunca tasarım momenti seviyesinde oluşan kısa kenar destek kuvvetleri gösterilmektedir. Dikey eksen kısa kenar destek kuvvetini ( $F_{d-kk}$ ), yatay eksen ise normalize edilmiş kiriş uzunluğunu ( $x/L$ ) göstermektedir. Gösterilen destek kuvvetleri her bir diyafram plakasında

oluşan en yüksek kısa kenar vida birleşim destek kuvvetini ifade etmektedir. Şekil 9’da olduğu gibi  $L/d$  oranı 10 ve 15 olan kirişler için diyafram sıklığı ideal diyafram sıklığının dört katı ( $Q = 4Q_i$ ),  $L/d$  oranı 20 ve 30 olan kirişler için diyafram sıklığı ideal diyafram sıklığının iki katı ( $Q = 2Q_i$ ) olarak alınmıştır. Destek kuvvetleri kiriş ortasına göre simetrik olduğu için şekil sadece kirişlerin yarısına kadar olan ( $x/L = 0.5$ ) destek kuvvetleri gösterilmektedir. Şekil 10’da görüldüğü gibi desteklenmemiş uzunlukları aynı olan çapraz destek elemanlı ve çapraz destek elemansız kirişlerin destek kuvvetleri arasında önemli bir fark oluşmaktadır.  $L/d$  oranı 10 ve 15 olan ÇS-100 #1 kirişlerinde oluşan en yüksek kısa kenar destek kuvvetleri sırasıyla yaklaşık 9800 ve 8490 N’dir. Bu değerler, çapraz destek elemanına sahip  $L/d$  oranları 20 ve 30 olan kirişlerde 1950 ve 1920 N’ye düşmektedir. Benzer davranış yan kenar destek kuvvetlerinde de gözlenmiştir. Daha önce belirtildiği gibi, diğer kiriş analizlerinde de benzer sonuçlar elde edilmiştir.



Şekil 9.  $L/d$  oranı 10, 15, 20 ve 30 olan ÇS-100 #1 kirişleri için toplam dönme dağılımı



Şekil 10.  $L/d$  oranı 10, 15, 20 ve 30 olan ÇS-100 #1 kirişleri için diyafram plakası kısa ve yan kenar destek kuvvetleri dağılımı



## 6. DİYAFRAM RİJİTLİK GEREKLİLİĞİ

Bir önceki bölümde ortaya konan sonuçlar incelendiğinde ideal diyafram sıklığının iki katı sıklığa sahip diyaframlarla desteklenmiş çift ve tek simetri eksenli kirişlerde (kiriş uzunluğunca çapraz veya rijit birleşimli I- ve U-enkesitli destek elemanlarına sahip olmayan kirişler) normalize edilmiş orta açıklık dönme değerlerinin 3.3 ila 4.5 arasında değiştiği görülmektedir. Diyafram sıklığı ideal diyafram sıklığının 3 katına çıkarıldığında (diyafram sıklığının %50 artırılması) normalize edilmiş orta açıklık dönme değerleri çift simetri eksenli kirişlerde %28.5, tek simetri eksenli kirişlerde ortalama %29.1 azalmıştır. Diyafram sıklığı ideal diyafram sıklığının 4 katına çıkarıldığında (diyafram sıklığının %33.3 artırılması) normalize edilmiş orta açıklık dönme değerleri çift simetri eksenli kirişlerde ortalama %12.8, tek simetri eksenli kirişlerde ortalama %13.0 azalmıştır. Diyafram sıklığı ideal diyafram sıklığının 5 katına çıkarıldığında (diyafram sıklığının %25 artırılması) normalize edilmiş orta açıklık dönme değerleri çift simetri eksenli kirişlerde ortalama %7.2, tek simetri eksenli kirişlerde ortalama %7.3 azalmıştır.

Aynı kirişler için kısa ve yan kenar vida birleşimleri destek kuvvetlerinde gözlenen azalma oranları da normalize edilmiş orta açıklık dönme değerleri azalma oranlarıyla benzerlik göstermektedir. Çift simetri eksenli kirişler için kısa kenar vida birleşimi destek kuvvetlerindeki azalmalar  $2Q_i$ 'den  $3Q_i$ 'ye çıkıldığında ortalama %28.7,  $3Q_i$ 'den  $4Q_i$ 'ye çıkıldığında ortalama %11.2 ve  $4Q_i$ 'den  $5Q_i$ 'ye çıkıldığında ortalama %6.9 olmuştur. Yan kenar vida birleşimi destek kuvvetlerindeki azalmalar  $2Q_i$ 'den  $3Q_i$ 'ye çıkıldığında ortalama %25.6,  $3Q_i$ 'den  $4Q_i$ 'ye çıkıldığında ortalama %10.7 ve  $4Q_i$ 'den  $5Q_i$ 'ye çıkıldığında ortalama %5.6 olmuştur. Tek simetri eksenli kirişler için kısa kenar vida birleşimi destek kuvvetlerindeki azalmalar  $2Q_i$ 'den  $3Q_i$ 'ye çıkıldığında ortalama %27.4,  $3Q_i$ 'den  $4Q_i$ 'ye çıkıldığında ortalama %11.6 ve  $4Q_i$ 'den  $5Q_i$ 'ye çıkıldığında ortalama %6.0 olmuştur. Yan kenar vida birleşimi destek kuvvetlerindeki azalmalar  $2Q_i$ 'den  $3Q_i$ 'ye çıkıldığında ortalama %26.6,  $3Q_i$ 'den  $4Q_i$ 'ye çıkıldığında ortalama %11.1 ve  $4Q_i$ 'den  $5Q_i$ 'ye çıkıldığında ortalama %5.8 olmuştur.

Görüldüğü gibi diyafram sıklığının  $4Q_i$ 'den  $5Q_i$ 'ye çıkarıldığında oluşacak %25'lik sıklık artışı neticesinde normalize edilmiş orta açıklık dönme değerleri ile kısa ve yan kenar vida birleşimi destek kuvvetlerinde elde edilecek azalma oranı sadece %7 civarındadır. Bu azalma oranı, tasarımda kullanılacak güvenlik katsayıları ile kompanse edilebilecek bir oran olduğu için kiriş uzunluğu boyunca çapraz veya rijit birleşimli I- ve U-enkesitli destek elemanlarına sahip olmayan kirişler için gerekli diyafram sıklığı, ideal diyafram sıklığının dört katı olması uygun gözükmektedir. Bu durumda,  $L/d$  oranı  $15^\circ$ e,  $h/t_w$  oranı  $160^\circ$ a ve derinliği 1800 milimetreye kadar olan çift simetri eksenli kirişler ile  $L/d$  oranı  $15^\circ$ e,  $h/t_w$  oranı  $160^\circ$ a ve derinliği 1450 milimetreye kadar olan tek simetri eksenli kirişlerin dış lifte 210 MPa eğilme gerilmesine ulaşmalarını sağlayacak diyafram rijitliği aşağıda verilmiştir:

$$\beta'_{br} = 4\beta'_i = 4 \frac{(M_u - C_b^* M_g)}{m d s_d} \quad (7)$$

Bu denklemde  $\beta'_{br}$  = deformasyon ve destek kuvvetlerinin kontrol edilebilmesi için gerekli olan diyafram rijitliği;  $M_u$  = tasarım momenti;  $\beta'_i = M_u$ 'ya ulaşmak için sağlanması gereken

ideal diyafram rijitliği (Denklem (4) kullanılarak elde edilir);  $C_b^*$  = yük yüksekliğini de hesaba katan moment düzeltme katsayısı;  $M_g$  = destek elemanı tarafından desteklenmemiş kirişin burkulma momenti;  $m$  = yük konumu sabiti;  $d$  = kiriş derinliği; ve  $s_d$  = tek bir kiriş destekleyen diyafram genişliğidir. Denklem nasıl kullanıldığını göstermek için Ek'de örnek bir problem çözülmüştür.

$L/d$  oranları 20 ve 30 olan ve orta açıklıklarında noktasal destek elemanları ile desteklenmiş kirişler incelendiğinde, diyafram sıklılığının ideal diyafram sıklılığının iki katı olduğu durumda dahi dönme ve vida birleşimi destek kuvvetlerinin çok düşük olduğu görülmüştür. Bu sebeple, bu tür kirişler için gerekli diyafram rijitliğinin ( $\beta'_{br}$ ), ideal diyafram rijitliğinin ( $\beta'_i$ ) iki katı olması uygun gözükmetedir.

Tasarımcılar, Denklem (7)'de belirtilen rijitliğe sahip bir diyaframı literatürde mevcut olan tabloları veya deney sonuçlarını kullanarak seçebilirler [16, 5, 7]. Denklem (7)'de şu tasarım katsayıları kullanılmalıdır kullanılmalıdır: (a) Yük ve dayanım katsayıları ile tasarımda  $\phi = 0.65$ ; (b) Güvenlik katsayıları ile tasarımda  $\phi = 0.65$  (16, 4].

## 7. SONUÇ

Kayma diyaframları ile desteklenmiş narin gövdeli kirişlerin yapım aşamasındaki burkulma davranışını incelemek ve diyaframların destek elemanı olarak kullanılmalarını sağlayacak rijitlik gerekliliğinin belirlenmesi amacıyla analitik bir çalışma yapılmıştır. Kayma diyaframları, kiriş üst başlıklarına ve birbirlerine basit vida birleşimleriyle bağlanırlar. Sonlu elemanlar modelinde her iki vida birleşimi de modellenmiştir. Çalışmada gövde narinlik oranı 100 ve 160 ve  $L/d$  oranı 10, 15, 20 ve 30 olan çift ve tek simetri eksenli kesitlere sahip kirişler incelenmiştir.  $L/d$  oranı 20 ve 30 olan kirişlerin orta açıklığına noktasal destek elemanları yerleştirilmiştir. Çift ve tek simetrik kirişlerde  $L/d$  oranı arttığında dönme miktarlarının ve vida birleşim destek kuvvetlerinin arttığı, gövde narinlik oranı arttığında ise dönme miktarlarının arttığı ancak vida birleşim destek kuvvetlerinin azaldığı görülmüştür. Tek simetri eksenli kirişlerde mono-simetri oranı arttığında dönme miktarlarının ve vida birleşim destek kuvvetlerinin arttığı gözlenmiştir. Orta açıklığında çapraz destek elemanları ile desteklenmiş ve böylece desteklenmemiş kiriş uzunluğunun kiriş uzunluğunun yarısına indiği kirişlerde dönmeler ve destek kuvvetleri büyük oranda azalmıştır.

Bu çalışmada, kirişlerin yapım aşamasında tasarlanacağı tasarım momentinin kiriş dış lifinde 210 MPa eğilme gerilmesi oluşturacak moment olduğu kabul edilmiştir. Kirişlerin yanal burulmalı burkulma kapasitelerini bu seviyeye çıkarmak için gerekli olan diyafram rijitliğinin, kiriş uzunluğu boyunca noktasal destek elemanlarıyla desteklenmemiş kirişler için ideal diyafram sıklılığının dört katı, desteklenmiş kirişler için ise iki katı olduğu gözlenmiştir.

## EK: TASARIM ÖRNEĞİ

### Döşeme Sistemi:

8 adet basit mesnetli yapma kirişten oluşmaktadır. Kirişler 12 m uzunluğundadır. Kirişler arası mesafe 2500 mm'dir. Kesit özellikleri:  $d = 875$  mm (derinlik),  $t_w = 8$  mm (gövde

kalınlığı),  $h/t_w = 105$ ,  $b = 150$  mm (başlık genişliği),  $t_f = 10$  mm (başlık kalınlığı),  $b/2t_f = 7.5$  (başlık narinlik oranı),  $J = 22.9 \times 10^4$  mm<sup>4</sup> (burulma sabiti),  $C_w = 10^{12}$  mm<sup>6</sup> (çarpılma sabiti),  $I_y = 5.66 \times 10^6$  mm<sup>4</sup>.

Kiriş uzunluğunca noktasal destek elemanı bulunmamaktadır. Kirişler etki eden yapım aşaması tasarım momenti 446.3 kN-m'dir. Bu tasarım momenti kiriş dış lifinde 210 MPa gerilme oluşturmaktadır.

#### Yanal Burulmalı Burkulma Kapasitesi Kontrolü:

Her ne kadar kirişin kendi ağırlığı kiriş orta noktasına etki etse de, yükün büyük çoğunluğu (taze beton ve yapım aşaması servis yükleri) kiriş üst başlığına etki etmektedir. Bu durumda yükün tümünün üst başlığa etki ettiği varsayılabilir. Üst başlıktan yükleme sebebiyle, moment düzeltme katsayısı,  $C_b$ , yükün etki ettiği yüksekliğe bağlı olarak modifiye edilmelidir:  $C_b^* = C_b/1.4$  [22]. Üst başlığa etki eden düzgün yayılı yük için  $C_b = 1.14$  olarak kabul edilebilir [22]. Bu durumda,  $C_b^* = C_b/1.4 = 0.81$ . Kirişin burkulma momenti şu denklemle hesap edilebilir [2]:

$$\phi M_n = \phi C_b^* M_g = \phi C_b^* \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \frac{\pi^2 E^2 C_w I_y}{L_b^2}} = 36.1 \text{ kN-m}$$

#### Diyafram Destek Elemanı Rijitlik Gerekliliği:

Kullanılacak diyaframın sahip olması gereken gerekli rijitlik,  $G'_g$ , Denklem (5) ve (7) kullanılarak hesaplanabilir.

$$s_d = \frac{(n-1)s_g}{n} = \frac{(8-1)2.5}{8} = 2.2 \text{ m}$$

$$\beta'_{br} = 4\beta'_i = 4 \frac{(M_u - \phi C_b^* M_g)}{s_d m d} = 4 \frac{(446.3 - 36.1)}{2.2 \times 0.5 \times 0.875} = 1705 \text{ kN/m/rad}$$

Etkili diyafram rijitliği 1705 kN/m/rad olan bir diyaframa ihtiyaç vardır.

#### **Semboller**

- $C_b^*$  Yük yüksekliğini de hesaba katan moment düzeltme katsayısı
- $C_w$  Çarpılma sabiti (mm<sup>6</sup>)
- $E$  Çeliğin elastisite modülü (MPa)
- $F_d$  Diyaframın kenarlarında (kısa veya yan) oluşan vida birleşimi destek kuvveti (N)
- $F_{d-kk}$  Diyaframın kısa kenar vida birleşimlerinde oluşan destek kuvveti (N)
- $F_{d-yk}$  Diyaframın yan kenarındaki vida birleşimlerinde oluşan destek kuvveti (N)

$I_y$	Kirişin zayıf ekseninde atalet momenti ( $mm^4$ )
$I_{yc}$	Basınç başlığının y-eksenine göre atalet momenti ( $mm^4$ )
$J$	Burulma sabiti ( $mm^4$ )
$L$	Kirişin uzunluğu ( $m$ )
$L_b$	Kirişin desteklenmemiş uzunluğu ( $m$ )
$L_{kç}$	Konsol çerçevenin uzunluğu ( $mm$ )
$M$	Yüklemeler neticesinde kiriş orta açıklığında oluşan moment ( $kN-m$ )
$M_{cr}$	Kayma diyaframı ile desteklenmiş kirişin burkulma momenti ( $kN-m$ )
$M_g$	Kirişin desteklenmemiş uzunluğundaki burkulma momenti ( $kN-m$ )
$M_u$	Kiriş uzunluğundaki tasarım momenti ( $kN-m$ )
$P$	Konsol çerçeveye etki eden kuvvet ( $kN$ )
$Q$	Kayma diyaframının kayma sıklığı ( $kN/rad$ )
$Q_i$	İdeal diyafram sıklığı ( $kN/rad$ )
$a$	Kiriş boyunca yerleştirilirmiş berkitme levhaları arasındaki mesafe ( $mm$ )
$b$	Başlık genişliği ( $mm$ )
$b_{kç}$	Konsol çerçevenin genişliği ( $mm$ )
$d$	Kiriş derinliği ( $mm$ )
$e$	kirişin ağırlık merkezi ile kayma diyaframının düzlemi arasındaki mesafe ( $mm$ )
$h$	Hadde profillerinde, ağırlık merkezi ile basınç başlığının iç yüzündeki eğrilik bitim noktası arasındaki uzaklığın iki katı ( $mm$ )
$m$	Yük konumu sabiti
$n$	Toplam kiriş adeti
$s_g$	Kirişler arası mesafe ( $mm$ )
$s_d$	Bir kiriş destekleyen diyafram uzunluğu ( $mm$ )
$t_w$	Gövde kalınlığı ( $mm$ )
$t_f$	Başlık kalınlığı ( $mm$ )
$w$	Konsol çerçeveyi destekleyen kayma diyaframının genişliği ( $mm$ )
$\beta$	Kayma modülü ( $kN/m/rad$ )
$\beta'$	Diyafram destek sisteminin etkili kayma rijitliği ( $kN/m/rad$ )
$\beta'_{br}$	Deformasyon ve destek kuvvetlerinin kontrol edilebilmesi için gerekli olan diyafram rijitliği ( $kN/m/rad$ )
$\beta'_i$	$M_u$ 'ya ulaşmak için sağlanması gereken etkili ideal diyafram rijitliği ( $kN/m/rad$ )

$\Delta$	Konsol çerçeve deplasmanı ( $mm$ )
$\gamma$	Konsol çerçevede oluşan kayma gerinimi ( $rad/rad$ )
$\theta$	Kiriş orta açıklığında yüklemeler sonucunda oluşan dönme ( $rad$ )
$\theta_0$	Kiriş orta açıklığındaki dönme geometrik ön kusuru ( $rad$ )
$\theta_T$	Kiriş orta açıklığında oluşan toplam dönme ( $rad$ )
$\tau'$	Etkili kayma gerilmesi ( $kN/m$ )

### Kaynaklar

- [1] ANSYS, *Finite Element Model Users Manual*, (Version 11.0), ANSYS Inc., Canonsburg, Pa, USA, 2007.
- [2] AISC, *Specification for structural steel buildings*, 14th Ed., Chicago, 2010.
- [3] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). *Load and Resistance Factor Design (LRFD) Bridge Design Specifications*, 7<sup>th</sup> Ed., Washington, D.C., 2014.
- [4] CANAM, *Steel Deck Diaphragm Catalogue*, Boucherville. Davies J.M., Bryan E.R. (1982). *Manual of Stressed Skin Diaphragm Design*, JW&S, NY, USA, 2007.
- [5] Davies J. M., and Bryan E. R., *Manual of Stressed Skin Diaphragm Design*, Wiley Press, 1982.
- [6] Egilmez, O. O. And Alkan, D., “Çelik köprü I-kirişlerine yanal destek sağlayan trapez sac kalıpların mukavemeti,” *Teknik Dergi*, 20, 4891-4904, 2009.
- [7] Egilmez, O. O., Helwig, T., Jetann, C., Lowery, R., “Stiffness and strength of metal bridge deck forms”, *Journal of Bridge Engineering*, 12(4), 429-437, 2007.
- [8] Egilmez, O. O., Herman, R., Helwig, T., “Lateral stiffness of steel bridge I-girders braced by metal deck forms”, *Journal of Bridge Engineering*, 14(1), 17-25, 2009.
- [9] Egilmez, O. O., Helwig, T., Herman, R., “Buckling behavior of steel bridge I-girders braced by permanent metal deck forms”, *Journal of Bridge Eng.*, 17(4), 624-633, 2012.
- [10] Egilmez, O., Helwig, T., and Herman, R., “Using metal deck forms for construction bracing of steel bridges,” *J. Bridge Engrg.*, ASCE, in press, 2016.
- [11] Errera, S. and Apparao, T. (1976), “Design of I-shaped beams with diaphragm bracing”, *Journal of the Structural Division*, 102(4), 769-781.
- [12] Helwig, T. A. and Frank, K. H., “Stiffness requirements for diaphragm bracing of beams”, *Journal of Structural Engineering*, 125(11), 1249-1256, 1999.
- [13] Helwig, T. A. and Yura, J. A. (2008a), “Shear diaphragm bracing of beams. I: Stiffness requirements”, *Journal of Structural Engineering*, 134(3), 348-356.

- [14] Helwig, T. A. and Yura, J. A. (2008b), “Shear diaphragm bracing of beams. II: Design requirements”, *Journal of Structural Engineering*, 134(3), 357-363.
- [15] Luttrell, L. D. & Steel Deck Institute (1981). *Steel Deck Institute diaphragm design manual*, 1<sup>st</sup> Ed., MO.
- [16] Luttrell, L. D. & Steel Deck Institute (2004). *Steel Deck Institute diaphragm design manual*, 3<sup>rd</sup> Ed., Canton.
- [17] Nethercot, D. and Trahair, N. (1975), “Design of diaphragm-braced I-beams”, *Journal of the Structural Division*, 101(10), 2045-2061.
- [18] Türkiye Cumhuriyet, Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, *Çelik yapıların tasarım ve yapım kuralları*, Ankara, 2016
- [19] Wang, L. and Helwig, Todd A. (2005), “Critical imperfections for beam bracing systems”, *Journal of Structural Engineering*, 131(6), 933-940.
- [20] Winter, G. (1960), “Lateral bracing of columns and beams”, *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.*, 125(1), 807-826.
- [21] Yura, J., A. (2001), “Fundamentals of beam bracing”, *Eng. J.*, 38(1), 11-26.
- [22] Ziemian, R., ed. (2110), *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 6<sup>th</sup> Ed., JW & S, USA.

# Betti Teoremi ile Plaklar ve Dönel Kabuklar için Genelleştirilmiş Sonlu Fark Çözümü

Nahit KUMBASAR<sup>1</sup>

## ÖZ

Son yıllarda üzerinde çok çalışılan ve düzgün bir ağ gerektirmeyen ağsız yöntemler, genelleştirilmiş sonlu fark yönteminin geliştirilmiş şekilleridir. Bu çalışmada ince elastik plaklar ve dönel kabuklara uygulanabilen, Betti teoremi kullanılarak elde edilmiş, genelleştirilmiş bir sonlu fark çözüm yöntemi sunulmaktadır.

**Anahtar Kelimeler:** Sonlu fark yöntemi, ağsız yöntemler, sayısal çözümleme, Betti teoremi.

## ABSTRACT

### A Generalized Finite Difference Method for Plates and Rotational Shells, Using Betti's Theorem

Meshless methods, which have been extensively studied in last decades, are essentially improved forms of the generalized finite difference method. In this paper a generalized finite difference method for thin elastic plates and rotational shells, obtained by using Betti's reciprocal theorem, is presented.

**Keywords:** Finite difference method, meshless methods, numerical solution, Betti's theorem.

## 1. GİRİŞ

Sayısal çözüm yöntemlerinden sonlu farklar yöntemi, türevlerin elde edilme biçimi nedeni ile, düzgün bir ağ gerektirir. Son yıllarda yayınlanan geliştirilmiş sonlu fark yönteminde, amaçlanan nokta çevresinde yeterli sayıda, gelişigüzel yerleşmiş nokta koordinatları cinsinden üretilen enterpolasyon fonksiyonu yardımı ile türevler ağsız nokta düzeni için de elde edilebilmektedir. Çözülmesi amaçlanan probleme bağlı olarak denklemlerin elde edilmesi, kolokasyon yöntemi, en küçük kareler yöntemi, Galerkin yöntemi vb. yöntemlerle yapılmaktadır. Son yıllarda ağsız yöntemler konusu üzerinde çok sayıda çalışma ve yayın yapılmıştır.

---

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 13.04.2016 günü ulaşmıştır.
- 31 Aralık 2017 gününe kadar tartışmaya açıktır.
- DOI: 10.18400/tekderg.335585

Orkisz vd. [1] de, ağsız sonlu fark yönteminin adımları verilerek formülasyon için uygulanan değişik yöntemlerle ilgili kaynaklar belirtilmiştir. Huerta vd [2] de ağsız yöntemlerin sabit ağ yöntemlerine üstünlüğü, hangi tür problemlerde üstün oldukları açıklanmış, ağsız yöntemler iki gruba ayrılarak, birincide daha çok kolokasyon ve nokta entegrasyonu yöntemi kullanılırken ikinci grupta daha çok Galerkin yönteminin uygulandığı belirtilmiştir. Gavete ve Gavete [3] te, genelleştirilmiş sonlu fark yöntemine ağsız yöntem de dendiği belirtilerek genelleştirilmiş sonlu fark yöntemi açıklanmıştır. Idelson [4] te ağı ve ağsız yöntemlerin üstünlük ve eksiklikleri belirtilip hangi durumda kullanılmalrı gerektiği incelenmiş, standart bir kişisel bilgisayarda, artan bilinmeyen sayısı ile hesaplama zamanları kıyaslanmıştır. Belytsko [5] te, bazı problemlerde sonlu eleman, sonlu hacim gibi yöntemlerin yetersiz kaldıkları belirtilerek ağsız yöntemlerin esasında bulunan ağırlık fonksiyonu, diğer adı ile pencere fonksiyonu anlatılmış, yöntemler süreksizlik ve tutarlılık açısından irdelenmiştir. Liu ve Gu [6] da, ağsız yöntemlerin sorunları belirtildikten sonra, bunların giderilmesine yönelik olarak nokta entegrasyonu olarak adlandırıldıkları yöntem anlatılmış, iki sayısal örnekte kıyaslamalar yapılmıştır. Bustamente vd. [7] de iki boyutlu lineer elastisite problemleri için, elastisitenin özel çözümleri birleştirilerek elde edilen yaklaşık yerdeğiştirme ifadesi ağsız yöntem için uygulanmış, her bir denklem için bölgeyi belirleyen şekil parametresinin geniş bir bölgedeki değerleri için iyi bir yaklaşım verdiği belirtilmiştir. Gu [8] de, ağsız yöntemlerin kategorileri anlatılmış, yöntemler yakınsama, yaklaşıklık ve etkinlik açısından karşılaştırılmıştır. Ülkemizde de bu konuda yayınlar vardır. Pekedis ve Yıldız [9] da, ağsız yöntemler hakkında bilgi verilmiş sonlu eleman yöntemi ile karşılaştırılmış, ağsız yöntemler formülasyon esas ve çözüm yöntemi açılarından sınıflandırılmıştır. Yine Pekedis ve Yıldız [10] da, ağsız Galerkin yöntemi lineer elastik dolu kesitli çubuklara uygulanarak etkin ve güvenilir bir yöntem olduğu ifade edilmiştir. Erdayı [11] Yüksek Lisans tezinde Petrov-Galerkin yöntemini uygulamış, ankastre çubuk ve delikli sonsuz plak çözümlerinde, entegral ve etki tanım parametrelerinin çözüme etkisini araştırmıştır. Çakıroğlu [12] Birinci Mekanik Kongresi'nde sunduğu bir çalışmada, kayma plağı ve iki boyutlu akım problemleri için değişken katsayılı ikinci mertebeye kısmi türevli diferansiyel denklemlerin çözümünü incelemiştir. Söz konusu bildiride ortogonal ve iki doğrultuda farklı bir sonlu fark ağı için kayma rijitliği her aralıkta farklı olan bir kayma plağı için Betti teoremi yardımı ile bir sonlu fark operatörü elde edilmiştir. Kumbasar [13], XII Ulusal Mekanik kongresinde sunduğu çalışmasında, aynı yöntemi uygulayarak ortogonal olmayan bir ağ için bir sonlu fark operatörü elde etmiştir.

## 2. YÖNTEM

Çözüm yönteminde Betti karşılık teoremi kullanılmaktadır. Bilindiği gibi bu teorem, doğrusal elastik bir sisteme etkiyen iki yükleme durumunda birincinin ikinciye ait yerdeğiştirmelerde yaptığı işin ikincinin birinciye ait yerdeğiştirmelerde yaptığı işe eşit olduğunu ifade eder. Bu amaçla kullanılacak iki yükleme durumundan biri ilgili bilinmeyen seçilen bir sekizgen alan içinde sınırlanmış, diğer bölgelerde sıfır olan etkileridir. İkinci yükleme durumu bilinen dış yükler ve aranan yerdeğiştirmelerdir.

Yöntemin açıklanması için önce basık kabuğa ait bağıntılar özetle verilecektir. Kabuk kesit zorlarının



$$N_x = K \left[ u' - \frac{w}{R_x} + \nu \left( \dot{v} - \frac{w}{R_y} \right) \right] \quad (1)$$

$$N_y = K \left[ \dot{v} - \frac{w}{R_y} + \nu \left( u' - \frac{w}{R_x} \right) \right] \quad (2)$$

$$N_{xy} = K \frac{1-\nu}{2} (\dot{u} + v') \quad (3)$$

$$M_x = -D(w'' + \nu \ddot{w}) \quad (4)$$

$$M_y = -D(\ddot{w} + \nu w'') \quad (5)$$

$$M_{xy} = -D(1-\nu)\dot{w}' \quad (6)$$

$$Q_x = -D\Delta' \quad (7)$$

$$Q_y = -D\Delta' \quad (8)$$

ifadelerinde  $f'$  ve  $\dot{f}$  o fonksiyonun  $x$  ve  $y$  ye göre türevlerini,  $N_x, N_y, N_{xy}$  membran kuvvetleri,  $M_x, M_y, M_{xy}$  eğilme ve burulma momentlerini,  $Q_x, Q_y$  kesme kuvvetlerini,  $u, v$  ve  $w, x, y, z$  doğrultularında yerdeğiştirmeleri,  $\Delta$   $w$  nin Laplace türevini göstermektedir.  $K$  ve  $D$  , sırası ile, birim genişlikli kabağın uzama ve eğilme rijitlikleridir.

Kesit zorlarının yukarıdaki ifadeleri, denge denklemlerinde yerine konarak, burada ayrıntısı verilmeksizin, aşağıdaki dört bağıntı elde edilir.

$$u'' + \frac{1-\nu}{2} \ddot{u} + \frac{1+\nu}{2} \dot{v}' - \left( \frac{1}{R_x} + \frac{\nu}{R_y} \right) w' + \frac{h^2}{12R_x} \Delta' = -\frac{p_x}{K} \quad (9)$$

$$\dot{v} + \frac{1-\nu}{2} v'' + \frac{1+\nu}{2} \dot{u}' - \left( \frac{1}{R_y} + \frac{\nu}{R_x} \right) \dot{w} + \frac{h^2}{12R_y} \dot{\Delta} = -\frac{p_y}{K} \quad (10)$$

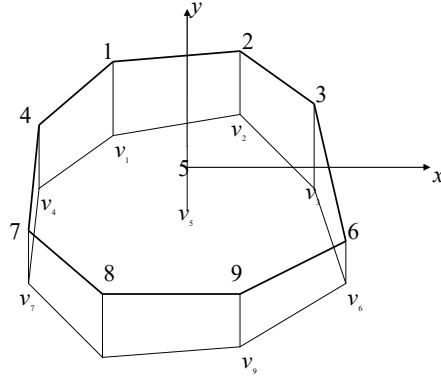
$$\left( \frac{1}{R_x} + \frac{\nu}{R_y} \right) u' + \left( \frac{1}{R_y} + \frac{\nu}{R_x} \right) \dot{v} - \left( \frac{1}{R_x^2} + \frac{2\nu}{R_x R_y} + \frac{1}{R_y^2} \right) w - \frac{h^2}{12} \nabla^2 \Delta = -\frac{p_z}{K} \quad (11)$$

$$\nabla^2 w - \Delta = 0 \quad (12)$$

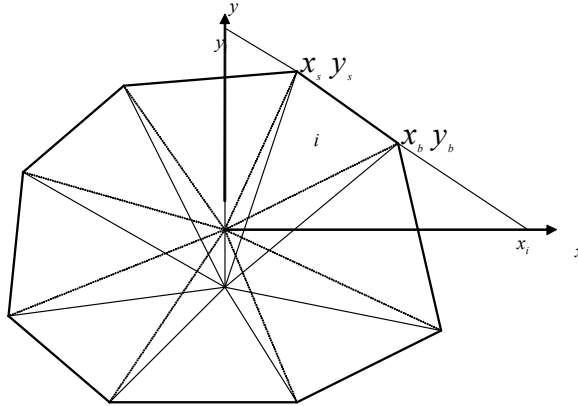
Çözüm alanı içindeki her noktada, yakın çevresindeki sekiz nokta ile birlikte meydana getirdikleri sekizgende, aranan fonksiyonun ( $u, v, w$  vb.) yayılışının, bu dokuz noktadaki değerleri cinsinden

$$f(x, y) = f_1 + f_2 x + f_3 y + f_4 x^2 + f_5 xy + f_6 y^2 + f_7 x^2 y + f_8 xy^2 + f_9 x^2 y^2 \quad (13)$$

şeklinde ifade edilebileceği kabul edilmiştir (Şekil 1). Bu, ağırsız yöntem deyimi ile, dokuz noktalı bir yıldız tanımına karşı gelir. Diğer yandan, yerdeğiştirme ve iç kuvvet değişimleri sadece bu sekizgen içinde kalan birim yerdeğiştirmelerin tanımlanması, entegral işlemlerini kolaylaştırması açısından önemlidir.  $u, v$  ve  $w$  için Şekil 2 de verilen sekizgen piramit biçimli birim yerdeğiştirme bu koşulu sağlar.



Şekil 1. Dokuz nokta için yerdeğiştirmeler



Şekil 2. Sekizgen piramit şeklinde birim yerdeğiştirme

Alışılmış plak denkleminde türevler dördüncü mertebeden olduğundan uygulanamayan bu yöntem, Markus'tan beri bilinen, simültane iki ikinci mertebe denklemle uygulanabilir duruma gelmektedir. Denge denklemlerinde (11) bağıntısı, kabuk eğrilikleri ile ilgili terimler bir yana bırakılırsa, (12) ile birlikte düşünüldüğünde plak denkleminde karşı gelir.

Şekil 2 deki birim yükseklikli sekizgen piramit birim yerdeğiştirme için kullanıldığında herbir üçgende düzlemin denkleminde gereksinim olacaktır. Örneğin  $i$  inci üçgen için bu denklemin,  $i$  inci kenarın eksenleri kestiği noktalar,  $x_i, y_i$  lere bağlı olarak

$$z = 1 - \frac{x}{x_i} - \frac{y}{y_i} \quad (14)$$

olduğu kolayca görülür. Bu nedenle önce her noktaya karşı gelen sekizgen için kenarların  $x, y$  eksenlerini kestiği  $x_i, y_i$  noktaları hesaplanıp biriktirilir.

Yukarıdaki (14) ifadesinin birim  $u$  yerdeğiştirmesi için olduğunu düşünelim. Betti teoreminde kullanılacak yük için

$$u_i = 1 - \frac{x}{x_i} - \frac{y}{y_i} \quad (15)$$

ifadesinin türevleri alınarak (9)-(12) denklemlerinde yerine konduğunda yayılı yük olarak sadece  $z$  doğrultusunda

$$\frac{K}{x_i} \left( \frac{1}{R_x} + \frac{\nu}{R_y} \right) \quad (16)$$

düzgün yayılı yükü bulunur.  $R_x$  ve  $R_y$  nin bu sekizgen içinde sabit kaldığı kabul edilecektir. Bu türevler (1)-(3) te yerine konduğunda

$$N_x = -\frac{K}{x_i}, N_y = -\nu \frac{K}{x_i}, N_{xy} = -\frac{K}{2y_i} (1 - \nu) \quad (17)$$

mambran kuvvetlerinin oluştuğu görülür. Üçgenden üçgene değişen, fakat her üçgen içinde sabit olan bu kuvvetlerin üçgen kenarlarında,  $si$  ve  $co$  o kenara ait normalin doğrultu kosinüsleri olmak üzere  $x$  doğrultusunda

$$q_{xx} = -K \left( \frac{co}{x_i} + \frac{(1-\nu)si}{2y_i} \right) \quad (18)$$

ve  $y$  doğrultusunda

$$q_{xy} = -K \left( \frac{vsi}{x_i} + \frac{(1-v)co}{2y_i} \right) \quad (19)$$

çizgisel yükü bulunur. Benzer işlemler birim  $v$  yerdeğiřtirmesi için uygulanarak  $z$  doğrułtusunda

$$\frac{K}{y_i} \left( \frac{1}{R_y} + \frac{v}{R_x} \right) \quad (20)$$

düzgün yayılı yükü ve  $x$  doğrułtusunda

$$q_{yy} = -K \left( \frac{si}{y_i} + \frac{(1-v)co}{2x_i} \right) \quad (21)$$

ve  $y$  doğrułtusunda

$$q_{yx} = -K \left( \frac{vco}{y_i} + \frac{(1-v)si}{2x_i} \right) \quad (22)$$

çizgisel yükleri elde edilir. Bu yükler sekiz üçgenin herbirinde elde edilip Betti teoremi gereği elde edilmesi amaçlanan  $u$  ve  $v$  yerdeğiştirmeleri ile çarpılarak entegre edilecektir.

Üçüncü doğrułtuda hesap daha önce belirtildiği gibi iki kademelidir. Önce (12) denklemini göz önüne alınırsa, ifade kayma rijitliği birim olan ve  $\Delta$  yükü etkisinde bir kayma plağının diferansiyel denklemdir. Burada da yük niteliğinde olan  $\Delta$  nın birim şiddetinde sekizgen piramit biçiminde olduğu düşünülecektir. Yine her bir üçgen bölümünde yükün ifadesi bir düzlem denkleminin gibidir. Doğrusal olan bu ifadenin ikinci türevleri sıfır olduğundan yayılı yük yoktur. Buna karşılık, çökmenin birinci türevleri sıfır değildir, kayma rijitliği birim olduğundan bu türevlere eşit kesme kuvvetleri ve üçgen kenarları üzerinde bunların bileşkesi olan çizgisel  $q_z$  düzgün yayılı yükleri oluşur:

$$q_z = -\frac{co}{x_i} - \frac{si}{y_i} \quad (23)$$

bu yükler aranan  $w$  ile çarpılarak entegre edilecektir. Bu birim  $w$  nin  $x,y,z$  doğrułtularına karşı gelen düzgün yayılı yükleri (9), (10) ve (11) denklemlerinden ve  $x$  e göre türevin  $-1/x_i$  ve  $y$  ye göre türevin  $-1/y_i$  olduğu hatırlanarak

$$q_{zx} = -\frac{K}{x_i} \left( \frac{1}{R_x} + \frac{v}{R_y} \right) \quad (24)$$

$$q_{zy} = -\frac{K}{y_i} \left( \frac{1}{R_y} + \frac{\nu}{R_x} \right) \quad (25)$$

$$q_{zz} = K \left( 1 - \frac{x}{x_i} - \frac{y}{y_i} \right) \left( \frac{1}{R_x^2} + \frac{2\nu}{R_x R_y} + \frac{1}{R_y^2} \right) \quad (26)$$

olduğu görülür. (11) denklemindeki  $\nabla^2 \Delta = \frac{P_z}{D}$  için de benzer işlem uygulanır.

Elde edilen çizgisel ve yayılı yüklerden,  $q_{zz}$  dışında tümü sabit değerdedir. Gerekli olan entegrasyon işlemi sayısal entegrasyon yöntemi ile yapılabilirse de burada daha etkin ve doğru değer vereceği düşünülen bir yöntem uygulanmıştır. Çizgisel yüklerin entegrali, bütün noktalar için geçerli olan (13) enterpolasyon fonksiyonunun bir katının, koordinatları bilinen iki nokta arasında entegrali anlamındadır. Bu fonksiyonun katsayıları çevre noktaların koordinatlarına bağlı olduğundan noktadan notaya değişir. Bu nedenle, kapalı bir ifade olarak elde edilmesi amaçlanan bu entegral (13) ifadesinin her bir terimi için ayrı ayrı hesaplanarak ilgili nokta için olan katsayı ile çarpılarak toplanmalıdır. Söz konusu  $l, x, x^2, xy, \dots, x^2 y^2$  terimlerinin entegrali alınarak bir alt programa konmuştur. Üzerinde entegral alınan kenarın başlangıç ve son nokta koordinatları  $(x_b, y_b), (x_s, y_s)$  e (Şekil 2) bağlı olan bu entegral ifadelerinin, enterpolasyon ifadesinin dördüncü terimi  $x^2$  için olanı örnek olarak verilirse,  $el$  ilgili kenarın uzunluğu ve

$$x_{o2} = (x_b^2 + x_b x_s + x_s^2) / 3 \text{ olmak üzere}$$

$$en(4) = el \times x_{o2}$$

şeklinde dir.

Çizgisel yüklerin dışında, alana yayılı yükler de elde edilmiştir. Bu yüklerin, (13) le tanımlanan yerdeğiştirme ile çarpımının entegrali de nokta koordinatlarına bağlı bir kapalı ifade olarak elde edilebilir. Her nokta grubu için yerel koordinatlar sekizgenin iç noktası başlangıç seçilerek hesaplanmış ve enterpolasyon fonksiyonu bu koordinatlar cinsinden elde edilmiştir. Yayılı yüke ait hacim entegrali bu yerel koordinatlar cinsinden sekiz üçgenin her biri için hesaplanıp toplanır. Örneğin enterpolasyon fonksiyonunun birinci sabit terimi ve dördüncü  $x^2$  terimi için bu entegraller, uç nokta koordinatları  $a=x_b, b=x_s, c=y_b, d=y_s$  olmak üzere

$$al = (a \times d - b \times c) / 2$$

$$x_k(1) = al / 3$$

$$x_k(4) = al \times (a^2 + a \times b + b^2) / 30$$

şeklinde dir. Sözü edilen entegraller MathLab veya Mathematica gibi yardımcı programlarla hesaplanabilir. Burada ikinci program kullanılmıştır.

Betti teoreminde birinci yükleme durumu olarak alınan her birim yerdeğiştirmede hesaplanan bu iş, karşı gelen dış yükün bu birim yerdeğiştirme üzerinde yaptığı işe eşittir. Her noktada, sözkonusu olan yerdeğiştirmelerin herbiri için, yukarıda belirtilen işlemlerle Betti teoremi uygulanarak, klasik sonlu fark yönteminde olduğu gibi, bilinmeyen sayısı kadar denklem elde edilerek çözümlür.

### 3. SINIR KOŞULLARI

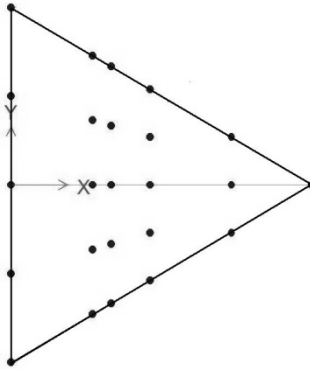
Bu çözüm yönteminde, doğal sınır koşulları,  $u$ ,  $v$ ,  $w$  ve  $\Delta$  nın var veya sıfır oluşu ile ifade edilir. Klasik sonlu fark yönteminde sınır koşulları, gerekli türev ifadeleri yerine sonlu fark ifadeleri konarak gerçekleştirilir. Burada, iç noktalar için açıklanan yöntem, sınırda sıfır olmayan yerdeğiştirmeler için de uygulanarak gerçekleştirilecektir. Bu nedenle iç noktalarda sekizgen piramit için elde edilmiş olan entegral ifadeleri sınırda üçgen piramit için elde edilmiştir. Basit mesnet dışında bir sınır söz konusu olduğunda, yukarıda sözü edilen sekizgen piramit yerine, sınırdaki yerdeğiştirmeyi temsil eden üçgen piramit kullanılmalıdır. Sınır koşulları için bu biçimde tanımlanan yerdeğiştirmelere ait alan entegralleri ayrıca hesaplanıp bir alt programa yerleştirilmiştir.

### 4. ÖRNEKLER

Yöntemin etkinliğini belirtmek üzere, noktaların bir karesel ağ oluşturmadığı dört örnek, üçgen plak, dairesel plak, silindirik kabuk ve küresel kabuk örnekleri ile yakınsamayı görmek üzere basit mesnetli kare plak çözümleri yapılmıştır.

#### Örnek 1. Üçgen plak

Girkmann [14] da kapalı çözüm ifadesi verilen basit mesnetli eşkenar üçgen plakta, çökmenin ve eğilme momentlerinin en büyük olduğu noktalarda değerler hesaplanarak kaynakta verilen değerlerle karşılaştırılmıştır.



Şekil 3. Üçgen plakta nokta dağılımı

Tablo1. Üçgen plak için karşılaştırma

Büyüklük	[14]	Bulunan	Hata %
$wD/pa^4$	0.001029	0.001080	5
$M_x/pa^2$	0.0248	0.0214	15.9
$M_y/pa^2$	0.0259	0.0212	22.2

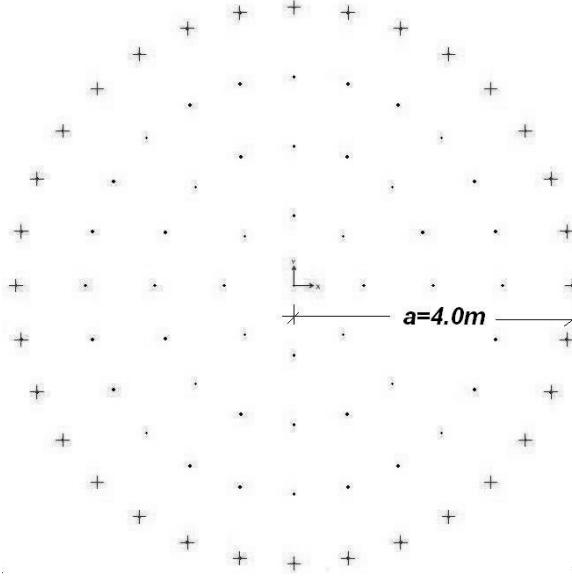
Düzgün yayılı  $p$  yüküne maruz, basit mesnetli eşkenar üçgen plağın en büyük çökme değeri ağırlık merkezinde, en büyük  $M_x$  ve  $M_y$  değerleri iki ayrı noktada hesaplanmıştır. Bu noktaların apsileri ağırlık merkezinden  $-0.062a$  ve  $0.129a$  mesafededir. Tablo 1 de, burada hesaplanan değerler [14] te verilenlerle karşılaştırılmıştır. Az sayıda nokta ile elde edilen sonucun yeterli olduğu söylenebilir.

Bu örnekte Şekil 3 te görülen 10 iç nokta için işlemler olabildiğince ayrıntılı olarak verilmeye çalışılacaktır. Sonlu fark denklemlerinin yazılması amaçlanan noktaya en yakın sekiz nokta seçilerek Şekil 2 deki gibi dokuz noktalı bir bölge oluşturulur. Başlangıçları söz konusu nokta olan yerel koordinat eksenlerinde ifade edilen enterpolasyon fonksiyonu dokuz noktanın koordinatları ile yazılarak elde edilen dokuz denkleme ait katsayılar matrisinin tersi hesaplanır.

Sekizgeni oluşturan her bir üçgende, enterpolasyon fonksiyonunun her bir terimi için, dış kenar koordinatlarına bağlı alan integrali ve üçgen kenar uç koordinatlarına bağlı çizgisel entegraller hesaplanıp bir diziye yerleştirilir. Üçgen piramit biçiminde seçilen birim yer değiştirme için her bir üçgende bu çökmeyi oluşturan dış yük enterpolasyon fonksiyonu ile ifade edilen çökme ile çarpılacaktır. Plak probleminde ikinci mertebe iki kayma plağı diferansiyel denklemi söz konusu olduğundan düzlem yüzeylerin eğimleri ile orantılı olan kesme kuvvetleri oluşur. Üçgenin her bir kenarının doğrultusuna bağlı Sin ve Cos değerleri cinsinden bu kesme kuvveti  $-(\cos/x_k + \sin/y_k)$  olarak elde edilir.  $x_k$  ve  $y_k$  üçgen dış kenarının yerel koordinat eksenlerini kestiği değerlerdir. Bu kesme kuvvetinin çökme ifadesinin terimleri ile çarpımının entegreli önceden hesaplanmış entegraller yardımı ile elde edilir. Her bir terim için sekiz üçgen üzerinde hesaplan entegraller toplanarak dokuz elemanlı bir diziye yerleştirilir. Bu dizi, sözü edilen ters matrisle çarpılarak sekizgenin her bir noktasındaki çökme ile ilgili integral bulunmuş olur; bu sonlu fark denkleminin sol tarafıdır. Sağ taraf için de benzer işlemler yapılır. (12) denkleminde  $\Delta$  için de sağ taraf işlemi uygulanmakla birlikte aranan bilinmeyen olması nedeni ile yeri denklemin soludur.

## Örnek 2. Dairesel plak

Şekil 4 te görülen dairesel plakta da noktalar karesel bir ağ oluşturmamaktadır. Bu plağın çözümü için sınır koşulu olarak,  $\Delta = 0$ ,  $w=0$  doğal sınır koşulları alınacaktır. Bu sınır koşulları basit mesnet koşullarından farklı sonuçlar verir. Plak ortasında çökme  $3pa^4/64D$  ve eğilme momentleri  $(1+v)pa^2/8$  değerini alırlar.  $v=0.20$  için yapılan çözümde elde edilen sonuçlar Tablo 2 de verilmiştir.



Şekil 4. Dairesel plakta nokta dağılımı

Tablo 2. Dairesel plak için karşılaştırma

Büyüklik	Teorik	Bulunan	Hata %
$wD/pa^4$	0.04688	0.04656	-0.7
$M_x/pa^2$	0.15	0.1458	-2.8
$M_y/pa^2$	0.15	0.1458	-2.8

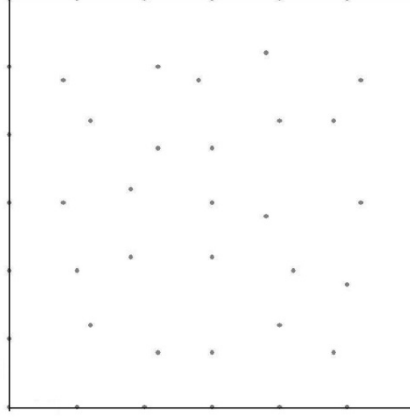
### Örnek 3. Kare plak

Nokta düzeninin etkisini görmek üzere kare bir plak önce  $7 \times 7$  düzgün karesel ağıla çözülmüş, sonra nokta sayısı aynı kalmak üzere Şekil 5 te verilen gelişigüzel bir nokta dağılımı için çözümlenerek sonuçlar karşılaştırılmıştır. Plak orta noktasında boyutsuz çökme ve eğilme momenti değerleri Tablo3 te karşılaştırılmıştır. Düzenli nokta dağılımının gerçeğe daha yakın sonuç verdiği görülmektedir.

Tablo 3. Kare plak için karşılaştırma

Büyüklik	Teorik	Düzenli nokta	Hata %	Düzensiz	Hata %
$wD/pa^4$	0.004062	0.004063	0.02	0.004063	0.02
$M_x/pa^2$	0.0475	0.0439	8.2	0.0426	11.5
$M_y/pa^2$	0.0475	0.0439	8.2	0.0404	17.6

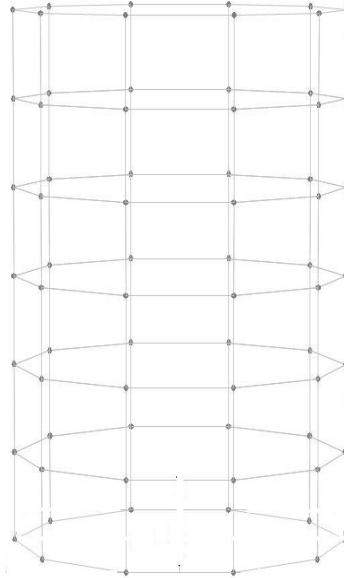




Şekil 5. Kare plakta düzensiz nokta dağılımı

### Örnek 3. Silindirik kabuk

Şekil 6 da şeması verilen silindirik kabuk alt ve üst çemberinde basit mesnetli ve birim değerde iç basınç taşımaktadır. Modellemede yarıçap 10.0m yükseklik 24.0 m alınmıştır. Şekilde görülen oldukça sade nokta dağılımı ile elde edilen yerdeğiştirmeler daha sık noktalı bir ağla (48×13) yapılan sonlu eleman çözüm sonuçları ile karşılaştırılmış



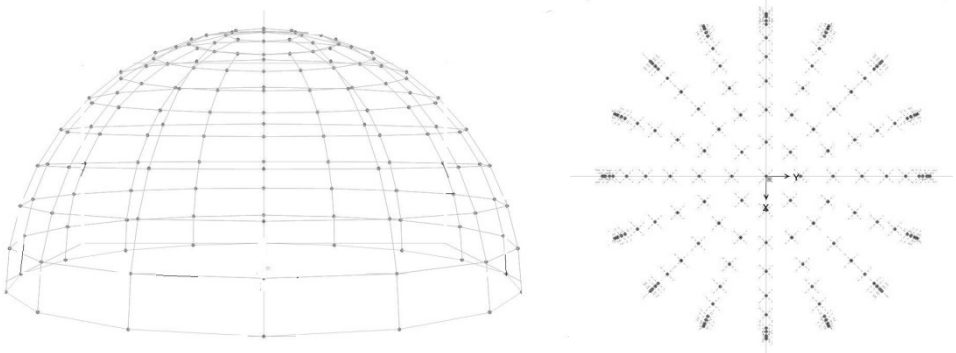
Şekil 6. Silindirik kabukta nokta dağılımı

Tablo 4. Silindirik kabukta karşılaştırma

Değer	Sonlu eleman	Bulunan	Hata
Birinci halka $wEh/pa^2$	1.032	1.076	4.3
İkinci halka $wEh/pa^2$	0.876	0.953	8.8
Üçüncü halka $wEh/pa^2$	0.938	0.968	3.2

#### Örnek 4. Küresel kabuk

Şekil 7 de şeması verilen yarım küre kabuk alt çemberinde basit mesnetli ve birim değerde iç basınç taşımaktadır. Modellemede yarıçap 10.0m kalınlık 0.10m alınmıştır. Kalınlık/yarıçap oranı 1/100, kabuk ince olduğundan mesnet etkileri hızla sönecek ve tepe noktasında membran etkiler elde edilmesi gerekecektir. Bu değerler,  $N\varphi=N\theta=pa/2$ ,  $w=pa^2(1-\nu)/2Eh$  olarak bilinmektedir (15).



Şekil 7. Küresel kabukta nokta dağılımı görünüş ve planı

Tablo 5. Küresel kabukta karşılaştırma

Değer	Teorik ( $\nu=0.2$ )	Bulunan	Hata %
Tepede $wEh/pa^2$	0.400	0.399	-0.3
Tepede $N\varphi/pa$	0.500	0.496	-0.8
Tepede $N\theta/pa$	0.500	0.497	-0.6

#### 4. SONUÇLAR

Geliştirilmiş sonlu fark yöntemi için, kaynak yayınlarda uygulanan yöntemden farklı olarak, Betti teoreminden yararlanan bir algoritma uygulanmıştır. Bu algoritma karteziyen koordinatlarda tanımlanmış ince plak ve levhalar için olduğu gibi, koordinatları asal eğrilikler doğrultusunda tanımlanmış ince kabuklar için de uygulanabilir. Sunulan örnekler yöntemin yaklaşımının yeterli olduğunu göstermektedir.

Yerdeğiştirme parametreleri olarak bu çalışmada uygulanan  $u, v, w$  ve  $\Delta$  yerine  $u, v, w$  yerdeğiştirmeleri ile,  $\alpha$  ve  $\beta$  dönmeleri seçilerek, yöntemin kalın plak ve kabuklara da uygulanması çalışmanın bir ileri aşaması olarak düşünülmektedir.

### Semboller

$a$	: Açıklık, yarıçap
$D$	: Plak, kabuk rijitliği
$h$	: Plak, kabuk kalınlığı
$K$	: Kabuk uzama rijitliği
$M_x, M_y$	: Eğilme momentleri
$N_x, N_y$	: Kabuk membran kuvvetleri
$P_x, P_y, P_z$	: $x, y, z$ doğrultusunda yükler
$q_{xx}, q_{xy}, q_{yx}, q_{yy}$	: Birim yerdeğiştirmeden üçgenlerde oluşan düzgün yayılı yükler
$R_x, R_y$	: Kabuk eğrilik yarıçapları
$u, v, w$	: $x, y, z$ , doğrultularında yerdeğiştirmeler
$x, y, z$	: Koordinatlar
$x_i, x_i$	: Üçgen dış kenarlarının koordinat eksenlerini kesim noktaları
$\nu$	: Poisson oranı
$\Delta$	: $w$ nin Laplace türevi

### Kaynaklar

- [1] Orkisz J., Jaworska I., Magiera J., Milewski S. , Pazdanowski M. Meshless Finite Difference Method–State of the Art. 11th World Congress on Computational Mechanics (WCCM XI) July 20 - 25, 2014, Barcelona, Spain
- [2] Huerta A., Belytschko T., Fernandez-Mendez, S. , Rabczuk, T. Meshfree Methods. Encyclopedia of Computational Mechanics. Edited by Erwin Stein, Renée de Borst and Thomas J.R. Hughes. John Wiley & Sons, Ltd. 2004
- [3] Gavete, L., Gavete, M.L., Benito J.J., Improvements of generalized finite difference method and comparison with other meshless method, Applied Mathematical Modelling 27 831–847, 2003.
- [4] Idelsohn, S.R, On˜ate, E., To mesh or not to mesh. That is the question. Comput. Methods Appl. Mech. Engrg. 195, 4681–4696, 2006
- [5] Belytschko T., Krongauz Y., Organ, D., Fleming, M., Krysl, P. Meshless Methods An Overview and Recent Developments, Comput. Methods Appl. Mech. Engrg. 139, 3-47, 1996

- [6] Liu, G. R., Gu, Y. T., A point interpolation method for two-dimensional solids, Int. J. Numer. Meth. Engng; 50:937-951, 2001
- [7] Bustamante, C.A. Power, H., Floreza W.F. , Hang, C.Y. , The global approximate particular solution meshless method for two-dimensional linear elasticity problems. International Journal of Computer Mathematics, 90, 978–993, 2013.
- [8] Gu, Y. T., Meshfree Methods and Their Comparisons, International Journal of Computational Methods, 2, 4, 477–515, 2005
- [9] Pekedis, M., Yıldız, H., Ağsız Yöntemler ve Sınıflandırılması, Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi 16, 1-9, 2010
- [10] Pekedis, M., Yıldız, H., Eksenel Yüklü Ankastr Çubuğun Davranışının Eleman Bağımsız Galerkin Yöntemiyle Çözülmesi Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi 15, 353-361, 2009
- [11] Erdayı, D. C. Meshless Local Petrov-Galerkin Method For Plane Elasticity Problems A Thesis Submitted To The Graduate School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University, February 2014.
- [12] Çakıroğlu, A. Yapı sistemleri için genel bir ayrık sistem hesap yöntemi. Birinci Ulusal Mekanik Kongresi, 1979.
- [13] Kumbasar, N. Dik kenarlı olmayan dörtgen alanda Betti teoremi ile elde edilmiş bir sonlu fark yöntemi. XII Ulusal Mekanik Kongresi, Konya, 595-603, Eylül 2001.
- [14] Girkmann, K. (Tameröğlu, S.S), Yüzeysel Taşıyıcı Sistemler C.1, İ.T.Ü. Kütüphanesi, Matbaa Teknisyenleri Basımevi , İstanbul 1964.
- [15] Keskinel, F., Kumbasar, N. Sürekli Temeller ve Dönel Kabuklar. İ.T.Ü. Mühendislik Mimarlık Fakültesi, Matbaa Teknisyenleri Koll. Şti., 1976
- [16] Markus, H. Die Theorie elastischer Gewebe und ihre anwendung auf die Berechnung biegesamer Platten unter besonderer Berücksichtigung der traegerloser Pflzdecken. J.Springer, 1924.

***TEKNIK NOT***



# Eğik Kısa Kazıkların Yanal Yük Taşıma Kapasitelerinin Deneysel Olarak İrdelenmesi

Gizem MISIR<sup>1</sup>  
Mustafa LAMAN<sup>2</sup>

## ÖZ

Bu çalışmada, yanal yük etkisindeki kısa tekil kazığın, homojen gevşek kum zemin içerisinde düşey ve eğik olarak yerleştirilmesi durumları, küçük ölçekli laboratuvar model deneyleri ile incelenmiştir. Deneysel çalışmalar ile kazığın yanal yük taşıma kapasitesi değerleri belirlenmiştir. Ayrıca; rijit kısa kazığın yanal yük taşıma kapasitesini etkileyen parametrelerden birisi olan, dönme noktası derinliği de her bir deney için irdelenmiştir. Sonuçta, kazığı çevreleyen zemin ortamı, kazığın yanal yük taşıma kapasitesini oldukça etkilemektedir. Bununla birlikte, kısa kazığın, zemin içerisine eğik olarak yerleştirilmesi durumunda hem dönme noktası derinliği, hem de yanal yük taşıma kapasitesi, düşey yerleşimli kazık durumuna göre belirgin farklılıklar ortaya çıkarmaktadır.

**Anahtar Kelimeler:** Kısa kazık, yanal yük, eğik kazık, taşıma gücü, dönme noktası.

## ABSTRACT

### Experimental Investigation of Lateral Load Bearing Capacity of Short Battered Piles

In this study, a short single pile in homogeneous loose sand environment placed vertically and also obliquely that is under the influence of lateral loading, was investigated by small-scale laboratory model tests. The lateral bearing capacity of the short pile was obtained from the experimental study. In addition; the depth of the pivot point, that is expected to occur in the rigid pile was discussed as one of the main parameters affecting the lateral load capacity of the short pile. As a result, the ground soil conditions surrounding the pile, considerably affects the lateral load-bearing capacity of the pile. However, the depth of the rotation point and the lateral load capacity of the short pile placed obliquely in the sand, reveal significant differences as compared to vertical piles.

**Keywords:** Short pile, lateral load, battered pile, bearing capacity, pivot point.

---

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 13.07.2015 günü ulaşmıştır.
- 31 Aralık 2017 gününe kadar tartışmaya açıktır.
- DOI: 10.18400/tekderg.333705

1 Karamanoğlu Mehmetbey Üniversitesi, İnşaat Müh. Bölümü, Karaman - gmisir@kmu.edu.tr

2 Liverpool Üniversitesi, İnşaat Müh. Bölümü, İngiltere - lamanmustafa@gmail.com

## 1. GİRİŞ

Kazığa etkileyen yanal yük bileşeninin büyüklüğüne göre, kazıklar zemin içerisine düşey veya eğimli olarak inşa edilmektedir. Üstyapı yükü yatay bileşeninin küçük olduğu durumlarda, yükler, düşey kazıklarla güvenle taşınabilmektedir. Bu çalışmanın da özünü oluşturan, düşey yerleşimli kısa kazıkların yanal yük taşıma kapasiteleri ve zemin basınç dağılımlarının belirlenmesinde, [1] Brinch Hansen (1961), [2] Broms (1964), [3] Meyerhof (1981), [4] Prasad ve Chari (1999) ve [5] Zhang ve Ark. (2005) gibi farklı araştırmacıların analitik çözüm yöntemleri sıklıkla kullanılmaktadır.

Ancak; rıhtım ve dalgakıranların kazıkları, köprü ayaklarının kazıklı temelleri, petrol arama kule ve vinçlerinin kazıklı temelleri ve yüksek baca yapılarının temelleri, oldukça yüksek mertebelerdeki yatay yük bileşenleri etkisinde kalmaktadır. Düşey kazıkların yanal taşıma gücü açısından yetersiz kaldığı durumlarda ise, eğik kazıklar inşa edilerek, daha yüksek mertebelerdeki yatay yüklerle karşı direnç sağlanabilmektedir. [6] **Manoppo (2009)** Homojen kum zemin içerisine  $0^\circ$ ,  $+15^\circ$ ,  $+30^\circ$ ,  $-15^\circ$  ve  $-30^\circ$  lik açılarda yerleştirilen yanal yüklü uzun ve eğik kazığın nihai taşıma gücü değerlerini, deneysel ve analitik olarak araştırmıştır. Deneysel çalışmalar sonucunda, negatif açıda yerleştirilen kazığın taşıma kapasitesi, düşey ve pozitif açıda yerleştirilen kazıklardan daha büyük çıkmıştır. [7] **Rajashree ve Sitharam (2001)** yanal yüklü eğik kazıkların statik ve tekrarlı yükler altındaki davranışını modellemek için, kazığın bir kiriş elemanı, zeminin ise, elasto-plastik yay elemanlar olarak modellendiği, bir sonlu elemanlar programı geliştirmiş, statik ve tekrarlı yükler altında yapılmış olan laboratuvar ve arazi deney verilerini doğrulanmıştır. [8] **Zhang ve Ark. (1999)** iki farklı zemin sıklığında gerçekleştirmiş oldukları santrifüj deneylerinde, negatif ve pozitif yönde yerleştirilmiş  $7^\circ$  ve  $14^\circ$  açılardaki uzun kazıkların davranışlarını incelemiştir. Deneyler sonucunda, kazık açısının, orta sıkı zemin koşulunda, yanal yük taşıma kapasitesi üzerinde belirgin bir etkisi olurken, gevşek kum yerleşimi durumunda ise, kazık açısı etkisi daha sınırlı kalmaktadır. [9] **Rahimi ve Bargi (2010)** yaptıkları çalışmada, sıkı kum içerisinde yer alan, 21 adet düşey ve 4 adet eğik kazıktan oluşan rıhtım temellerinin davranışını incelemek için, ABAQUS programı kullanmıştır.  $15^\circ$ ,  $20^\circ$ ,  $25^\circ$  ve  $30^\circ$  lik kazık açılarında analizler yapılmış ve kazık açısının artmasıyla, kazık başında meydana gelen deformasyonlar azalırken, eğik kazıklar tarafından taşınan yük değerlerinde belirgin artışlar görülmüştür.

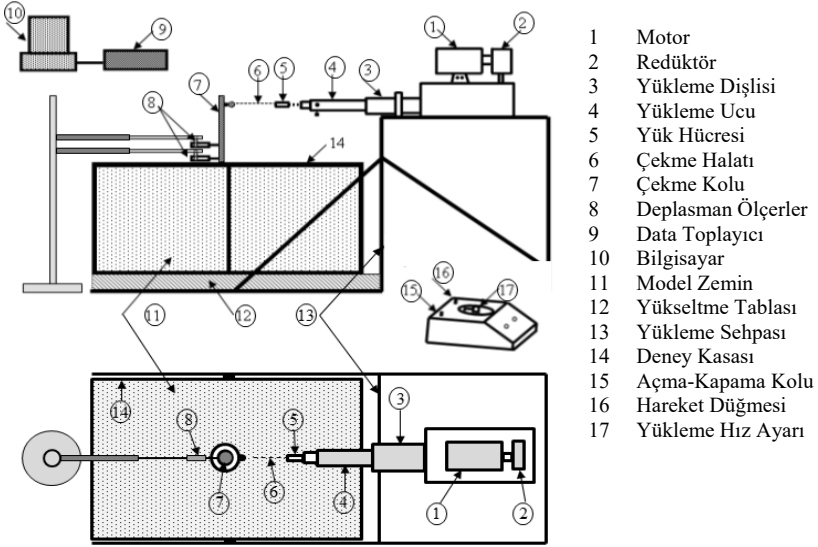
Yanal yüklü kazık problemi, non-lineer bir yapı zemin etkileşimi olup, kazığın yanal taşıma kapasitesi, kazığı çevreleyen zemine ait elastisite modülü, kayma mukavemeti ve kazığın yerleşim açısına bağlı olarak önemli farklılıklar göstermektedir. Bu çalışma kapsamında, literatürde sınırlı sayıda yer bulan eğik yerleşimli kısa kazıkların, yanal yük taşıma kapasiteleri ve kısa kazık üzerinde oluşması beklenen dönme noktası derinliğinin değişimi, homojen gevşek kum zemin koşulu için araştırılmıştır.

## 2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

### 2.1. Yükleme Sistemi

Deneyler, Ç.Ü. İnşaat Mühendisliği Laboratuvarında, gerçekleştirilmiştir. Çalışmada, sınır etkisi oluşmadığı sayısal analizlerle görülmüş, 96x48x50 cm boyutlarında deney kasası ve yanal yük uygulayabilen yükleme çerçevesi kullanılmıştır (Şekil 1).





Şekil 1. Deney Kasası ve Yükleme Sistemi Şematik Gösterimi [10] (Misir, 2015)

## 2.2. Malzeme Parametreleri

Deneyde kullanılan çelik kazık, silindirik gömülü kazık eleman ve çekme kolundan oluşmaktadır. Kazık elemana ait parametreler Çizelge 1’de verilmiştir.

Çizelge 1. Model Kısa Kazık ve Çekme Koluna ait Parametreler [10] (Misir, 2015)

Çap ( $D-D_{PA}$ ) (mm)	Boy (L) (mm)	Elastisite Modülü (E) (MPa)	Birim H. Ağ. ( $\gamma$ ) ( $kN/m^3$ )
50	200	210000	77
25	300	210000	77

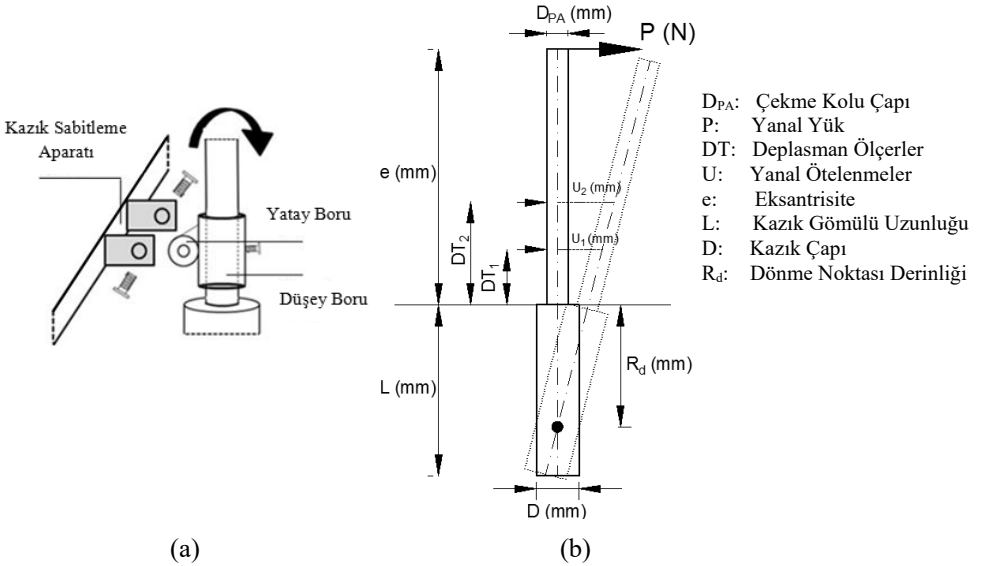
Çalışmada, yapılan elek analizi sonucuna göre, zemin sınıfı kötü derecelenmiş kum (SP) olarak elde edilmiştir. Kum zeminde gerçekleştirilen geleneksel zemin mekaniği deney sonuçlarına göre (rölatif sıklık, kesme kutusu ve konsolidasyonlu-drenajlı (CD) üç eksenli basınç deneyi) elde edilen zemin parametreleri Çizelge 2’ de verilmiştir.

Çizelge 2. Kum Zemin Parametreleri [10] (Misir, 2015)

$\gamma_k$ ( $N/cm^3$ )	E ( $N/cm^2$ )	c ( $N/cm^2$ )	$\phi$ ( $^\circ$ )	$\gamma_s$ ( $N/cm^3$ )
15.03	2060	$1 \times 10^{-3}$	$39^\circ$	26.80

### 2.3. Deney Düzeneği

Deney düzeneği, yükün uygulama yüksekliğinin, Karayolları Genel Müdürlüğü'nün ilgili yönetmeliğinde [11] öngörülen yükseklik değerleri (6m) ile uyumlu olması için, 1/20 ölçekte hazırlanmıştır. Gevşek kum zemin yerleşimi, herhangi bir enerji vermeksizin, tabaka üst yüzeyinin deney kasası üzerindeki referans çizgilerine göre hizalanması ile tamamlanmıştır. Kısa kazık yerleşim kotuna ulaşıldığında, kasa kenarına sürülen sabitleme aparatı ve buna vidalı olarak sabitlenen döndürme aparatı ile sisteme dâhil edilmiştir (Şekil 2). Sisteme etkileyen yanal yük, zemin üst kotundan 30 cm yukarıdan uygulanan yanal çekme kuvveti ile verilmiştir. Uygulanan çekme kuvvetini ölçmek için 500 N kapasiteli yük halkası ve kazığın yapacağı rijit dönme hareketini belirleyebilmek için, zemin üst kotundan itibaren 80 mm ve 110 mm yüksekliklerde 2 adet 10 mm kapasiteli deplasman ölçerler kullanılmıştır. Deneylere, en üst kotta yer alan deplasman ölçerin 10 mm'lik kapasitesi tamamlanmaya kadar devam edilmiştir.



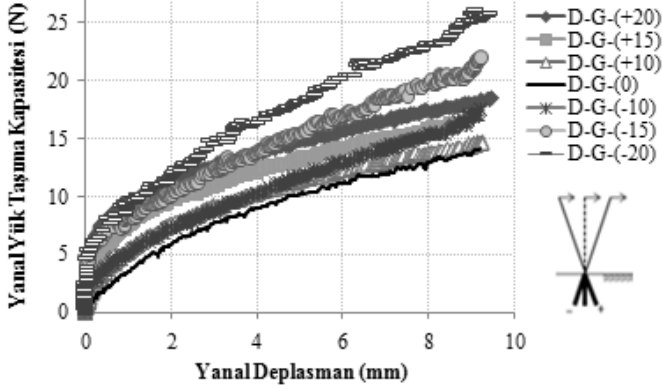
Şekil 2. a. Kazık Döndürme Aparatı [11] (Misir, 2015) ve b. Düşey Kazık için Yükleme Sonrası Kazık Geometrisi [12] (Uncuoğlu, 2009)

### 2.4. Deney Programı

Küçük ölçekli model deney çalışmalarında, kazığın kum zemin içerisine  $-20^\circ$ ,  $-15^\circ$ ,  $-10^\circ$ ,  $0^\circ$ ,  $+10^\circ$ ,  $+15^\circ$  ve  $+20^\circ$  lik açılarla yerleşimlerini dikkate alan toplamda 7 deney gerçekleştirilmiştir. Literatürdeki çalışmalar da dikkate alındığında, kazığın yön kabulü için yanal yükleme yönünde öne doğru eğik olarak yerleştirilmesi negatif yükleme yönüne zıt doğrultuda yerleştirilmesi ise pozitif yön olarak kabul edilmiştir ([13] Manoppo F. J. ve Koumoto T., 1998, [14] Zhang ve ark 2002, [15] Ghazavi M., 2014). Grafiklerde deney adı olarak yapılan tanımlamada, D, düz zemin yüzeyini, G, homojen gevşek zemin koşulunu ve parantez içerisindeki değerler ise, kazık yerleşim açısını ifade etmektedir.

### 3. KUM ZEMİN DURUMU İÇİN DENEY SONUÇLARI

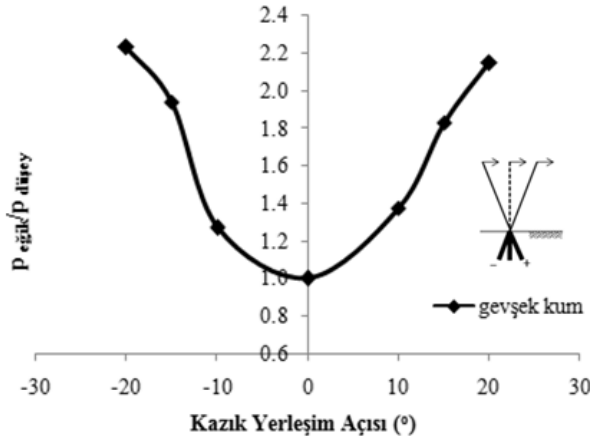
Kum zemin içerisine yerleştirilen yedi farklı kazık yerleşim açısı için elde edilen yanal taşıma kapasitesi ve deplasman arasındaki ilişki Şekil 3'te verilmiştir.



Şekil 3. Kum Zeminde Kazık Yerleşim Açısına Bağlı Yük-Deplasman İlişkisi

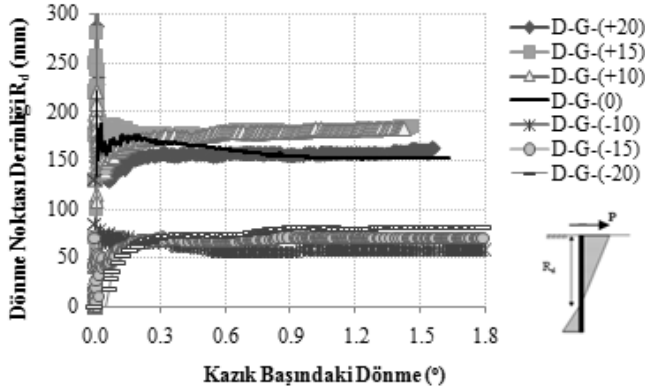
Yüklemeye sonucunda sistemin yanal yük taşıma kapasitesi için, literatürde kabul gören, müsaade (izin) edilebilir servis yükü değeri olarak %3 yanal hareket oranı kullanılmıştır. Grafik incelendiğinde, yük-deplasman eğrileri birbirlerine yaklaşımakta ve taşıma kapasitesi değerleri çok dar bir bölge ile sınırlı kalmaktadır (Şekil 3).

Çalışmada, düşey yerleşimli kazık durumu, referans deneyleri olarak kabul edilmiş, eğik yerleşimli kazıklarda, kazık yerleşim açısının değeri ve yönünün, rijit kazıkların yanal yük taşıma kapasitesine olan etkileri incelenmiştir. Bu etkileşimi ifade etmek için kullanılan yanal taşıma kapasitesi oranı (YTKO) terimi, eğik durumdaki yanal yük taşıma kapasitesinin, düşey durumdaki yanal yük taşıma kapasitesine oranı olarak tariflenmiştir ([8] Zhang ve ark 1999, [16] Meyerhof G. G. ve Ranjan G., 1973).



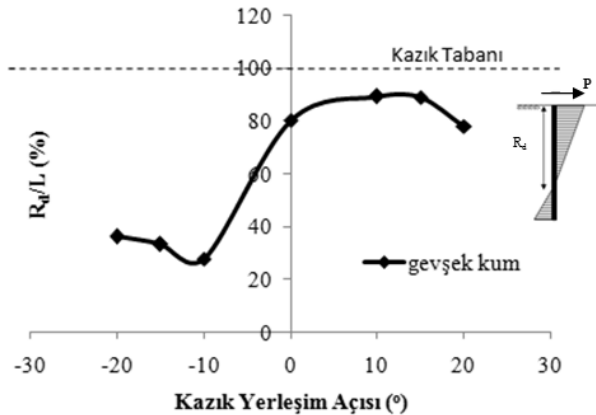
Şekil 4. Kazık Yerleşim Açısı ile YTKO Arasındaki İlişki

Kazık yerleşim açısı ile, yanal taşıma kapasitesi oranının (YTKO), ilişkisi incelendiğinde, düşey kazık yerleşiminde en düşük taşıma kapasitesi değeri elde edilmektedir. Kazığın, hem yükleme yönünde hem de yüklemeye zıt doğrultuda yerleştirilmesi ile, düşey kazık yerleşimine göre, simetrik bir davranış gözlenmekte ve açı değerinin artması ile kısa kazık, daha büyük bir performans ile çalışmaktadır. 20° açı ile yerleştirilen durumda taşıma kapasitesindeki artış, düşey kazığa göre yaklaşık 2.2 kat mertebesindedir (Şekil 4).



Şekil 5. Kum Zeminde Farklı Kazık Yerleşim Açıları için Dönme Noktası Derinliği

Şekil 5'teki grafikte, dönme noktası derinliği ve kazık başındaki dönme değerleri arasındaki ilişki, düşük dönme açılarındaki kararsızlık göz ardı edilerek 0.6°'lik dönme açısı değeri, tüm grafikler için ortak bir değerlendirme kriteri olarak alınmıştır. 0.6°'lik dönme açısına karşılık gelen dönme noktası derinliğinin, kazık boyuna oranlanması ile dönme noktası derinliğinin kazık üzerindeki yeri, % olarak ifade edilmektedir (Şekil 5). Grafik incelendiğinde, negatif ve pozitif açılardan elde edilen dönme noktası derinliklerinin, grup olarak birbirinden ayrı seviyelerde oluştuğu görülmektedir. Ayrıca, pozitif kazık yerleşimine sahip kazıklarda oluşan dönme noktası derinliği, düşey durumdaki davranışa benzer değerde çıkmıştır.



Şekil 6. Kazık Yerleşim Açısı ile Dönme noktası Derinliği Arasındaki İlişki

Kazık üzerinde oluşması beklenen dönme noktası derinliğinin kazık yerleşim açısına bağlı değişimi Şekil 6'da verilmiştir. Negatif yönlü açılarda dönme noktası kazık boyunun %28-36'sı arasında değişerek zemin yüzeyine doğru çıkmakta iken, pozitif yönlü kazıklarda ise, düşey kazık yerleşiminde elde edilen derinlik seviyesinin üzerine çıkarak, kazık boyunun %78-89'u arasında değişmektedir. Deneysel çalışmalardan elde edilen yanıl taşıma kapasitesi oranları (YTKO) ve dönme noktası derinliği ( $R_d$ ) değişimleri, Çizelge 3'te sırasıyla verilmiştir.

Çizelge 3. Kazık Yerleşim Açısına Göre YTKO ve  $R_d$  Değerleri

Deney Adı	U/D=%3	YTKO	$R_d$ (mm)	$R_d/L$
		$P_{eğik}/P_{düşey}$	(0.6° dönme için)	(%)
D-G-(-20)	10.7	<b>2.23</b>	72.1	<b>36.1</b>
D-G-(-15)	9.3	<b>1.94</b>	66.4	<b>33.2</b>
D-G-(-10)	6.1	<b>1.27</b>	55.7	<b>27.9</b>
D-G-(0)	4.8	<b>1.00</b>	160.8	<b>80.4</b>
D-G(+10)	6.6	<b>1.38</b>	178.4	<b>89.2</b>
D-G(+15)	8.8	<b>1.83</b>	177.7	<b>88.9</b>
D-G(+20)	10.3	<b>2.15</b>	155.9	<b>78.0</b>

#### 4. SONUÇLAR

Çalışmada, zemin yüzeyinden belirli bir yükseklikte etkiyen yanıl yük etkisindeki, rijit (kısa) tekil kazığın, gevşek kum zemin içerisine düşey ve/veya eğik olarak yerleştirilmesi durumlarında, kısa kazığın yanıl yük taşıma kapasitesinde ve dönme noktası derinliğinde meydana gelen değişimler laboratuvar ortamında küçük ölçekli model deneyler ile incelenmiştir. Çalışmalar dâhilinde elde edilen sonuçlar, maddeler halinde sunulmuştur:

- $\pm 20^\circ$ ,  $\pm 15^\circ$ ,  $\pm 10^\circ$  ve  $0^\circ$  kazık yerleşim açılarında elde edilen yük-deplasman ilişkileri non-lineer olmakla birlikte, kazık yerleşim açılarına göre nispeten lineere yaklaşan bir davranış sergileyerek, dar bir alanda sınırlı kalmaktadır.
- Deneysel çalışmalar sonucunda, en düşük yanıl taşıma kapasitesi değeri, düşey yerleşimli kazık durumunda elde edilmiştir. Kazık yerleşim açısının artması, hem negatif hem de pozitif yerleşimli kazık durumunda benzer davranış göstererek birbirlerine oldukça yakın çıkmakta,  $\pm 10^\circ$ ,  $\pm 15^\circ$  ve  $\pm 20^\circ$  yerleşim açıları için sırası ile, düşey kazığa göre ortalama, %32.2, %88.5 ve %118.3 oranlarında artışlar meydana gelmektedir.
- Düşey yerleşimli kazık durumunda dönme noktası, kazık boyu içerisinde kalarak kazığın boyunun %80'inde oluşmaktadır.
- Negatif ve pozitif yönlü yerleşimlerde ise, dönme noktası derinliği açının sayısal değerinden nispeten bağımsız olarak, negatif yerleşimli kazık durumunda, kazığın

ortalama %32.4'ü ve pozitif yerleşimli durumda ise ortalama, %85.3'ünde oluşmaktadır.

- Özetle, kum zemin durumu ve çalışmada yer alan kazık yerleşim açıları dikkate alındığında, kazık yerleşim yönünden bağımsız olarak, açı değerinin artması, kazığın yanal yük altındaki performansının artmasına neden olmuştur.

**Semboller**

D	: Kazık Çapı
$D_{PA}$	: Çekme Kolu Çapı
DT	: Deplasman Ölçerler
e	: Eksantrisite
E	: Elastisite Modülü
G	: Homojen Gevşek Kum Zemin Koşulu
L	: Kazık Gömülü Uzunluğu
P	: Yanal Yük
$P_{düşey}$	: Düşey Yerleşimli Kazık için Yanal Yük Taşıma Kapasitesi
$P_{eğik}$	: Eğik Yerleşimli Kazık için Yanal Yük Taşıma Kapasitesi
$R_d$	: Dönme Noktası Derinliği
U	: Yanal Ötelenmeler
YTKO	: Yanal Taşıma Kapasitesi Oranı
$\gamma_k$	: Zemin Kuru Birim Hacim Ağırlığı
$\phi$	: Zemin İçsel Sürtünme Açısı
$\gamma_s$	: Dane Birim Hacim Ağırlığı

**Kaynaklar**

- [1] Brinch-Hansen, J., The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces. Geoteknisk Institute (The Danish Geotechnical Institute), 12, 5-9, 1961.
- [2] Broms, B.B., Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 90 (3), 123-156, 1964.
- [3] Meyerhorf, G.G., Mathur, S.K., and Valsangkar, A.J., Lateral Resistance and Deflection of Rigid Walls and Piles in Layered Soils. Canadian Geo. Journal, 18: 159-170, 1981.
- [4] Prasad, Y.V.S.N. and Chari, T.R., Lateral Capacity of Model Rigid Piles in Cohesionless Soils. Soils and Foundations, 39 (2): 21-29, 1999.

- [5] Zhang, L., Silva, F. and Grismala, R., Ultimate Lateral Resistance to Piles in Cohesionless Soils. *Journal of Geotech. and Geoenvironmental Eng.*, 131 (1): 78-83, 2005.
- [6] Manoppo, F.J., Behaviour of the Ultimate Bearing Capacity of Single Flexible Batter Pile Under Horizontal Loads in Homogeneous Sand. *Dinamika Teknik Sipil*, 10(2): 116-119, 2009.
- [7] Rajashree, S. S. and Sitharam, T. G., Nonlinear Finite-Element Modeling Of Batter Piles Under Lateral Load. *Journal Of Geo. and Geoenviron. Eng.*, 127:604-612, 2001.
- [8] Zhang, L., Mcway, M.C., and Lai, P.W., Centrifuge Modelling of Laterally Loaded Single Battered Piles in Sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(6): 1074-1084, 1999.
- [9] Rahimi, M.R., and Bargi, K., Efficient Arrangement of Batter Piles of a Pile-Supported Wharf in Sand. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 15: 729-738, 2010.
- [10] Misir, G., Yanal Yüklü Kazıkların Farklı Zemin ve Yükleme Koşullarında Analizi, Doktora Tezi, Çukurova Üni., Fen Bilimleri Enstitüsü, 2015.
- [11] Karayolu Trafik Güvenliğinin Sağlanması Yönünden, Yolun Yapısında Yapılacak Her Türlü Çalışmalarda Alınacak Tedbirlerle Karayolu Dışında, Kenarında veya Üzerindeki Diğer Levhalar, Işıklar ve İşaretlemeler Hakkında Yönetmelik, 1985.
- [12] Uncuoğlu E., Kohezyonsuz Zeminlerdeki Kazıkların Yatay Yük ve Moment Etkisi Altındaki Davranışları, Doktora Tezi, Çukurova Üni., Fen Bilimleri Enstitüsü, 2009.
- [13] Manoppo F. J. And Koumoto T., Fitting Method for Determining the Ultimate Bearing Capacity of Flexible Batter Piles in Clay under Lateral Loads. *Trans. of JSIDRE*, (197), 71-78, 1998.
- [14] Zhang L. M., McVay M.C., Han S.J., Lai P.W., and Gardner R., Effects of Dead Loads on the Lateral Response of Battered Pile Groups. *Canadian Geo. Journal* 39: 561-575, 2002.
- [15] Ghazavi, M., Ravanshenas, P., Lavasan, A. A., Analytical and Numerical Solution for Interaction between Batter Pile Group. *KSCE Journal of Civil Eng.* 18(7):2051-2063, 2014.
- [16] Meyerhof G. G. and Ranjan G., The Bearing Capacity of Rigid Piles Under Inclined Loads in Sand, II Batter Piles. *Canadian Geotech. Journal*, 10, 71-85, 1973.

