

DOKUZ EYLÜL ÜNİVERSİTESİ

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BETONARME KÖPRÜLERİN ŞEKİL
DEĞİŞTİRME ESASLI SİSMİK TASARIMINDA
ANALİZ YÖNTEMLERİNİN
KARŞILAŞTIRILMASI

Erdem ALTUNKAYNAK

Ekim, 2024

İZMİR

**BETONARME KÖPRÜLERİN ŞEKİL
DEĞİŞTİRME ESASLI SİSMİK TASARIMINDA
ANALİZ YÖNTEMLERİNİN
KARŞILAŞTIRILMASI**

**Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
Yüksek Lisans Tezi
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Programı**

Erdem ALTUNKAYNAK

Ekim, 2024

İZMİR

YÜKSEK LİSANS TEZİ SINAV SONUÇ FORMU

ERDEM ALTUNKAYNAK, tarafından DOÇ.DR. SADIK CAN GİRGİN yönetiminde hazırlanan “**BETONARME KÖPRÜLERİN ŞEKİL DEĞİŞTİRME ESASLI SİSMİK TASARIMINDA ANALİZ YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI**” başlıklı tez tarafımızdan okunmuş, kapsamı ve niteliği açısından bir Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

Doç.Dr. Sadık Can GİRGİN

Danışman

Prof.Dr. İbrahim Serkan MISIR

Jüri Üyesi

Doç.Dr. Onur MERTER

Jüri Üyesi

Prof. Dr. Okan FISTIKOĞLU

Müdür

Fen Bilimleri Enstitüsü

TEŞEKKÜR

Sayın DanıŐmanım Doç.Dr. Sadık Can GİRGIN'e tez süresince bana gösterdiği anlayıŐ, destek için en içten teşekkürlerimi sunarım. Kendisinin rehberliği başarıya ulaşmam için yol gösterici oldu.

Tez konusunun bir çok uzmanlık alanında bilgi birikimi gerektirmesinden dolayı deprem kayıtlarının hazırlanmasında destek olan Dr.Öğr.Üyesi Vesile Hatun AKANSEL'e, yapı zemin etkileşiminde geoteknik değerlendirmelerle ilgili yardımcı olan çalışma arkadaşım Onur İNDİR'e teşekkürler. Zaman gerektiren bu çalışma için anlayıŐından dolayı patronum Rafet Özgür OCAKLI'ya teşekkürler.

Son olarak her koşulda yanımda olan aileme, eşime ve en büyük motivasyon kaynağım olan kızıma sonsuz teşekkürler.

Erdem ALTUNKAYNAK

BETONARME KÖPRÜLERİN ŞEKİL DEĞİŞTİRME ESASLI SİSMİK TASARIMINDA ANALİZ YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

ÖZ

Bu çalışma kapsamında 4 açıklıklı bir demiryolu köprüsünün 2020 yılında yürürlüğe giren, Deprem Etkisi Altında Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadüklerinin Tasarımı İçin Esaslar yönetmeliğinde verilen 2 farklı yöntemle tasarımı gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla tasarım esaslarında belirtilen Zaman Tanım Alanında Analiz ile Karma Yöntem karşılaştırılacaktır. Çalışma için seçilen köprü'nün Ankara-İzmir Yüksek Hızlı Tren Hattı'nın güzergahında, deprenselliğin yüksek olduğu bir bölgede ve belirlenen geometrik özelliklerde olduğu varsayılmıştır. Hesaplarda Yapı Zemin Etkileşimi de dikkate alınacak şekilde zemin özellikleri belirlenmiştir. Zaman Tanım Alanında Analiz kullanılırken Köprü Kazık Zemin Etkileşimi C yöntemine göre zemin tepki analizleri gerçekleştirilmiştir. Burada P-Y yayları doğrusal olmayan ve sadece basınca çalışacak şekilde modelle eklenmiştir. T-Z yayları çekme ve basınca, Q-Z yayları ise sadece basınca çalıştırılarak doğrusal olmayan kuvvet deplasman grafikleri yardımıyla tasarım yapılmıştır. Karma yöntem kullanılırken ise Köprü Kazık Zemin Etkileşimi B yöntemine göre yapı zemin etkileşimi dikkate alınmıştır.

Bilgisayar teknolojisindeki gelişmeler ve betonarme elemanların davranışlarının daha iyi anlaşılması, taşıyıcı sistemlerin doğrusal ötesi davranışlarını daha kolay ve gerçekçi bir şekilde incelemeyi mümkün kılmakta, böylece elde edilen kapasite artışının dikkate alınmasını sağlamaktadır. Bu çalışma kapsamında SAP2000 programı kullanılarak analizler gerçekleştirilmiş ve tasarım esaslarında belirtilen bütün kriterler dikkate alınabilmektedir. Elde edilen analiz sonuçları birbirleriyle karşılaştırılmıştır.

Anahtar kelimeler: Zaman tanım alanında analiz, yapı zemin etkileşimi, itme analizi, yayılı plastisite

COMPARISON OF ANALYSIS METHODS IN DEFORMATION BASED SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BRIDGES

ABSTRACT

Within the scope of this study, a 4-span railway bridge is designed with 2 different methods given in the Principles for the Design of Highway and Railway Bridges and Viaducts Under Earthquake Effects regulation, which entered into force in 2020. For this purpose, Time History Analysis and the Mixed Method which is specified in the design principles will be compared. The bridge selected for the study was assumed to be located on the route of the Ankara-İzmir High-Speed Train Line, in a region with high seismicity and with the specified geometric properties. Soil properties are determined in such a way that Structure Soil Interaction was also taken into account in the calculations. When using time domain analysis, ground response analysis was performed according to the bridge pile soil interaction C method. P-Y springs have been added to the model to be non-linear and operate only in response to pressure. T-Z springs are operated in tension and compression and Q-Z springs are operated only in compression and designed with nonlinear force displacement graphs. While using the mixed method, soil structure interaction is taken into account according to the KKZE-B method.

Developments in computer technology and a better understanding of the behavior of reinforced concrete elements make it possible to study the nonlinear behavior of structural systems more easily and realistically, thus allowing the resulting capacity increase to be taken into account. Within the scope of this study, analyses were performed using the SAP2000 program and all criteria specified in the design principles were taken into account. The analysis results were compared with each other.

Keywords: Time history analysis, soil structure interaction, pushover analysis, fiber hinge, lumped plasticity

İÇİNDEKİLER

	Page
YÜKSEK LİSANS TEZİ SINAV SONUÇ FORMU	ii
TEŞEKKÜR.....	iii
ÖZ.....	iv
ABSTRACT.....	v
İÇİNDEKİLER	vi
ŞEKİLLER LİSTESİ.....	viii
BÖLÜM BİR GİRİŞ.....	1
BÖLÜM İKİ BETONARME KÖPRÜLERİN TASARIM ESASLARI.....	6
BÖLÜM ÜÇ DOĞRUSAL OLMAYAN MODELLEME YAKLAŞIMLARI	9
3.1 Beton Malzeme Modeli.....	11
3.2 Donatı Çeliği Malzeme Modeli.....	13
BÖLÜM DÖRT - BETONARME DEMİRYOLU KÖPRÜSÜNÜN SAYISAL MODELİ.....	16
4.1 Köprüde Kullanılacak Malzeme Bilgisi.....	16
4.2 Üst Yapı Yüklerinin Belirlenmesi	17
4.3 Geometrik Özelliklerin Tanımlanması	19
4.3.1 Köprü Üst Yapısının Geometrik Özellikleri	19
4.3.2 Köprü Alt Yapısının Geometrik Özellikleri.....	20
4.4 Köprü Modelinin Oluşturulması.....	22
4.4.1 Kazıkların Modellenmesi	23
4.4.2 Kenar Ayakların Modellenmesi	23
4.4.3 Orta Ayakların Modellenmesi.....	25
4.4.4 Başlık Kirişlerinin Modellenmesi.....	28
4.4.5 Elastomer Mesnetler ve Deprem Takozlarının Modellenmesi.....	29

4.4.6	Orta Ayak Temellerinin Modellenmesi	30
4.5	Deprem Yer Hareketleri ve Tanımlanması	30
4.5.1	Deprem Yer Hareketi Düzeyleri.....	30
4.5.2	Deprem Yer Hareketinin Düzeyinin Belirlenmesi	31
4.5.3	Deprem Yer Hareketinin Ölçeklendirilmesi	33
4.6	Yapı Zemin Etkileşiminin Değerlendirilmesi	40
4.6.1	Zemin Profilinin Belirlenmesi.....	41
4.6.2	Serbest Zemin Davranış Hesabı	42
4.6.3	Kazıkların P-y Eğrilerinin Belirlenmesi	45
4.6.4	Kazıkların T-z ve Q-z Eğrilerinin Belirlenmesi	47
4.6.5	Ortak Sistem Yapısal Modelinin Oluşturulması	50
BÖLÜM BEŞ - ANALİZ SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ		51
5.1	Serbest Zemin Davranış Hesaplarının Değerlendirilmesi.....	51
5.2	Yapısal Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi.....	53
KAYNAKLAR		62

ŞEKİLLER LİSTESİ

	Page
Şekil 1.1 (a)1971 San Fernando Depreminde Oluşan Kesme Hasarı (NIST, 2010) (b) 1995 Hyogoken-Nanbu Depreminde Kolon Tabanında Yetersiz Kesme Donatısı Nedeniyle Oluşan Hasar (Bruneau, 1998)	2
Şekil 1.2 1999 Jiji Depreminde Oluşan Diyagonal Kesme Çatlakları (Sung vd., 2009).....	2
Şekil 1.3 2010 Offshore Maule Depreminde (a) Zemin Deformasyonundan Kaynaklı Üstyapının Düşmesi Sonucu (Yen vd., 2011); (b) Sıvılaşma Kaynaklı Köprü Orta Ayağında Meydana Gelen Asimetrik Oturma (Yen vd., 2011).....	4
Şekil 1.4 2010 Offshore Maule Depreminde Sıvılaşma Kaynaklı Köprü Orta Ayağında Meydana Gelen Asimetrik Oturma (Yen vd., 2011).....	4
Şekil 1.5 1995 Hyogo-Ken Nanbu Depreminde Nishinomiya-ko Köprüsünün Yaklaşım Açıklığının Yanal Yayılma Nedeniyle Düşmesi (Faizan vd., 2021).....	5
Şekil 3.1 Betonarme Elemanların Doğrusal Olmayan Modellenmesinde Yaklaşımlar (NIST, 2010).....	9
Şekil 3.2 Takeda Çevrimsel Modeli.....	10
Şekil 3.3 Sargılı ve Sargısız Beton Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği (TKDY, 2020)	11
Şekil 3.4 Donatı Gerilme – Birim Şekil Değiştirme Grafiği (TKDY, 2020)	14
Şekil 3.5 Tipik Betonarme Enkesitin Yayılı Plastisite Modeli (Antoniou ve Pinho, 2018).....	15

Şekil 3.6 Yayılı Plastisite Modelinde Fiber Esaslı Modelleme Ve Entegrasyon Kesitleri (Antoniou ve Pinho, 2018)	15
Şekil 4.1 Köprü Üstyapı Tip En Kesiti.....	18
Şekil 4.2 Boykesitte Başlık Kirişi Görünüşü.....	19
Şekil 4.3 Eşdeğer Üstyapı Kesiti.....	20
Şekil 4.4 Kolon Tip Kesiti	20
Şekil 4.5 Orta Ayak Temel Planı	21
Şekil 4.6 Boy Kesitte Kenar Ayak Görünüşü	21
Şekil 4.7 Köprü Modelinin Boyuna Yöndeki Görünüş	22
Şekil 4.8 3 Boyutlu Köprü Modeli	22
Şekil 4.9 (a) Pasif Basınç-Yer Değişirme İlişkisi, (b) Boşluk ile Birlikte Modelleme (Caltrans, 2019).....	24
Şekil 4.10 Kolon Fiber Eleman Beton Modeli.....	26
Şekil 4.11 Kazık Mafsal Görüntüsü ve Moment Eğrilik Grafiği.....	27
Şekil 4.12 Üst Yapı Model Görüntüsü	29
Şekil 4.13 Ölçeklendirme Sonrasında Spektrumların Grafikleri	34
Şekil 4.14 Ölçeklendirme Sonrası Spektrumların Ortalamasının Kontrolü	34
Şekil 4.15 RSN1108 X Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği	35
Şekil 4.16 RSN1108 Y Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği	35
Şekil 4.17 RSN1161 X Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği	36
Şekil 4.18 RSN1161 Y Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği	36

Şekil 4.19 RSN1165 X Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği	36
Şekil 4.20 RSN1165 Y Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği	37
Şekil 4.21 RSN1787 X Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği	37
Şekil 4.22 RSN1787 Y Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği	37
Şekil 4.23 RSN3954 X Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği	38
Şekil 4.24 RSN3954 Y Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği	38
Şekil 4.25 RSN4483 X Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği	38
Şekil 4.26 RSN4483 Y Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği	39
Şekil 4.27 RSN8165 X Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği	39
Şekil 4.28 RSN8165 Y Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği	39
Şekil 4.29 (a) Ortak Sistem ve (b) Alt sistem Modelleri.....	41
Şekil 4.30 Serbest Zemin Davranış Analizi Profili.....	43
Şekil 4.31 X Yönü Maksimum Deplasman Profili	44
Şekil 4.32 Y Yönü Maksimum Deplasman Profili	44
Şekil 4.33 L-pile’da Tanımlanan Zemin Tabakaları ve Kullanılan Yöntemler.....	46
Şekil 4.34 Oluşturulan P-Y Eğrilerinin Zemin Profiline Göre Değişimi	46
Şekil 4.35 Oluşturulan P-Y Eğrilerinin SAP2000 Programına Tanımlanması.....	47
Şekil 4.36 Kazıklar için Kullanılan Çevre Sürtünmesi Deplasman Grafiği.....	48
Şekil 4.37 T-z Eğrisinin Tanımlanması.....	49
Şekil 5.1 Yüzey Tepki Spektrumu	51
Şekil 5.2 Yüzey Tepki Spektrumu Ortalaması	51

Şekil 5.3 Z15 Tepki Spektrumu	52
Şekil 5.4 Z15 Tepki Spektrumu Ortalaması	52
Şekil 5.5 Yöntemlere Göre P1 Beton Fiberi Maksimum Birim Şekil Değişirme Grafikleri.....	59
Şekil 5.6 Yöntemlere Göre P1 Donatı Fiberi Maksimum Birim Şekil Değişirme Grafikleri.....	59
Şekil 5.7 Beton Fiberlerinin Ortalama Birim Şekil Değişirmeleri	60
Şekil 5.8 Donatı Fiberlerinin Ortalama Birim Şekil Değişirmeleri	60



TABLolar LİSTESİ

	Page
Tablo 2.1 Taşıyıcı Sistem Davranışı Kritik Olan Standart Köprüler İçin Deprem Etkisi Altında Hesap ve Değerlendirme Yöntemleri (TKDY, 2020)	8
Tablo 3.1 Donatı Modeli Birim Şekil Değiştirme Kapasiteleri.....	13
Tablo 4.1 Kullanılan Malzemeler ve Özellikleri.....	17
Tablo 4.2 Köprü Üstyapısı Birim Ağırlıkları	17
Tablo 4.3 Temeller Üzerindeki Dolgu Yükleri	18
Tablo 4.4 Kenar Ayak Alın Duvarı P-y Parametreleri	25
Tablo 4.5 Kolon Yüksekliği ve Mafsal Boyları	25
Tablo 4.6 Dikdörtgen Kolon Beton Birim Şekil Değiştirme Limitleri.....	28
Tablo 4.7 Deprem Tasarım Sınıfları.....	32
Tablo 4.8 Analizlerde Kullanılan Deprem Kayıtları	33
Tablo 4.9 Analizlerde Kullanılan Zemin Parametreleri.....	42
Tablo 5.1 ZTA'da Kolonların Beton Fiber Elemanlarının Birim Şekil Değiştirme Sonuçları	53
Tablo 5.2 ZTA'da Kolonların Donatı Fiber Elemanlarının Birim Şekil Değiştirme Sonuçları	54
Tablo 5.3 Yüzey Spektrumunda Kolonların Beton Fiber Elemanlarının Birim Şekil Değiştirme Sonuçları	55
Tablo 5.4 Yüzey Spektrumunda Kolonların Donatı Fiber Elemanlarının Birim Şekil Değiştirme Sonuçları	56

Tablo 5.5 Z15 Spektrumunda Kolonların Beton Fiber Elemanlarının Birim Şekil Değişirme Sonuçları57

Tablo 5.6 Z15 Spektrumunda Kolonların Donatı Fiber Elemanlarının Birim Şekil Değişirme Sonuçları.....58



BÖLÜM BİR

GİRİŞ

Deprem kuşağında bulunan bölgelerde, mühendislik yapılarının güvenli tasarımı ve performansı büyük önem taşır. Bu bağlamda, köprüler zeminle etkileşim halinde olan yapılar olarak, depremin dinamik etkilerine karşı en dikkatli şekilde tasarlanması gereken altyapı projeleri arasında yer alır. Köprülerin deprem sırasındaki davranışları, sadece yapı elemanlarını değil, aynı zamanda zemin özelliklerini de dikkate almayı gerektiren karmaşık bir süreçtir. Bu nedenle, yapı-zemin etkileşiminin göz ardı edilmemesi, köprülerin güvenilirliği açısından kritik öneme sahiptir.

Köprüler tipik olarak basit yapılar olup, ayaklar, açıklıklar ve dayanaklar gibi yapısal elemanların sayısı genellikle azdır. Ancak değişken kolon yükseklikleri, farklı açıklıklar ve üst yapının yatay veya düşey eğrilerde olması nedeniyle oldukça düzensiz özellikler gösterebilirler.

Köprü tasarımında genellikle dikdörtgen veya dairesel kesitli kolonlar tercih edilir. Dikdörtgen kolonlar yaygın olarak kullanılsa da büyük kesit boyutlarında burkulmaya karşı boyuna donatıları enine etriyelerle yeterli şekilde sınırlamanın zor olması nedeniyle, dairesel kolonlar daha çok tercih edilir. Dairesel kolonlar, spiraller veya çemberler ile sınırlandırıldığında yapımı daha kolaydır ve çok yönlü mukavemet ve rijitlik özellikleri açısından avantaj sağlar (Calvi vd., 2007).

Modern deprem yönetmeliklerinden önce tasarlanmış betonarme köprüler, genellikle yetersiz kolon kesme dayanımı nedeniyle deprem etkilerine karşı daha hassastır (Ascheim ve Moehle, 1992). Kesme hasarı görülen kolonlarda, enine donatı aralıklarının geniş olduğu gözlemlenmiştir. Betonarme köprülerde yaygın hasar türleri arasında donatı çubuklarının düşük çevrimli etkilere bağlı yorulması ve enine sargı donatısının kopması yer almaktadır (Kunnath vd., 1997). Enine donatının kopması durumunda, narin kalan boyuna donatılar akarak göçmeye yol açabilmektedir. Geçmiş depremlerde, yetersiz kesme donatısı nedeniyle meydana gelen hasarların kısa kolonlu

ve yüksek kesme kuvvetlerine maruz kalan köprülerde olduğu görülmektedir (Şekil 1.1-1.2).



(a)



(b)

Şekil 1.1 (a) 1971 San Fernando Depreminde (NIST, 2010) ve (b) 1995 Hyogoken-Nanbu Depreminde köprü ayaklarında gelişen hasarlar (Bruneau, 1998)



Şekil 1.2 1999 Jiji Depreminde Oluşan Diyagonal Kesme Çatlakları (Sung vd., 2009)

Birçok ülkede son tasarım yönetmelikleri, yakın fay deprem hareketini ve doğrusal olmayan analizleri dikkate alarak güncellenmektedir (Kawashima ve Unioh, 1997). Köprülerde sismik kırılabilirliği etkileyen başlıca faktörler arasında köprü açıklığı, kolon yüksekliği, bindirme boyları ve fay tipi bulunmaktadır (Mosleh vd., 2018). Araştırmalar, ters faya maruz kalan köprülerin doğrultu atımlı faya maruz kalanlara göre, 30 m’den uzun açıklıklara sahip köprülerin daha kısa açıklıklı köprülere göre ve 1980 öncesi yapılmış, bindirme boyları yetersiz köprülerin daha yüksek hasar riskine sahip olduğunu göstermektedir.

Son depremler, sadece yapıların değerlendirilmesinin yeterli olmadığını, yapı-zemin etkileşiminin de göz önünde bulundurulması gerektiğini ortaya koymuştur. Taban kayasında tanımlanan deprem hareketi, zemin içinde yayılarak yapı temeline ulaşır, kısmen yapı temelinden geri yansır ve zemine geri döner, bir kısmı ise üstyapıya geçerek titreşimlere yol açar. Zemin ortamının geometrik, mekanik ve dinamik özellikleri bu dalgaları etkilerken, üstyapının özellikleri de zemine geri yansıyan dalgaları etkileyerek taban kayasından gelen dalgaları değiştirir. Bu karşılıklı etkileşime yapı zemin etkileşimi (YZE) denir (Aydınöglü, 2012).

YZE'nin dikkate alınması, esnek bir zemin-temel bileşiminde yapının rijitliğindeki azalma sonucu daha büyük titreşim periyotları elde edilerek dinamik davranışın gerçeğe daha yakın bir şekilde modellenmesini sağlar. Bu sayede, doğrusal analiz ve tepki spektrumuna göre yapılan çözümlerde daha düşük gerilmeler değerlendirilir. Temel zemininin mekanik özelliklerinin azalmasıyla daha az rijit bir zemin-temel bileşimi oluşur, bu da YZE'nin önemini artırarak sabit temel koşullarına göre gerilmelerin azalmasına yol açar (Gallo vd., 2023).

Son depremler, köprü hasarının sıklıkla sınırlanmaya bağlı yanal yayılmadan kaynaklandığını ve köprü ayaklarını etkilediğini göstermiştir (Wotherspoon vd., 2011). Deneysel ve sayısal analizler, YZE'nin köprü tasarımında önemini, doğal frekanslar, mod şekilleri ve genel yapısal davranış üzerindeki etkileriyle ortaya koymaktadır (Crouse vd., 1987; Ambrosino vd., 2023). Zemin özelliklerine ve arayüz koşullarına bağlı olarak, YZE'nin etkileri faydalı veya zararlı olabilir (Mahmood ve

Ahmed, 2006). Doğru YZE modellemesi, köprü tepkisini öngörmek ve etkin sismik tasarım stratejileri geliştirmek için kritik öneme sahiptir (Raheem, 2022). Araştırmalar, özellikle uzun açıklıklı yapılar ve yüksek sismik alanlarda, köprü mühendisliğinde kapsamlı YZE analizinin güvenlik ve performansı sağlamak için gerekli olduğunu vurgulamaktadır. Şekil 1.3-1.4-1.5'te zeminden kaynaklanan yapısal hasarlar verilmiştir. YZE, önceki yönetmeliklerdeki doğrusal hesaplara göre çok daha karmaşıktır. Bu nedenle, yeni yönetmeliklerde bölgesel depremsellik, yapıların önemi ve yerel zemin sınıflarına göre farklı zorluk seviyelerinde yöntemler önerilmektedir.



Şekil 1.3 2010 Offshore Maule Depreminde (a) Zemin Deformasyonundan Kaynaklı Üstyapının Düşmesi Sonucu (Yen vd., 2011); (b) Sıvılaşma Kaynaklı Köprü Orta Ayağında Meydana Gelen Asimetrik Oturma (Yen vd., 2011)



Şekil 1.4 2010 Offshore Maule Depreminde Zemin Deformasyonundan Kaynaklı Üstyapının Düşmesi Sonucu Oluşan Deprem Hasarı (Yen vd., 2011)



Şekil 1.5 1995 Hyogo-Ken Nanbu Depreminde Nishinomiya-ko Köprüsünün Yaklaşım Açıklığının Yanal Yayılma ve Sıvılaşma Nedeniyle Düşmesi (Faizan vd., 2021)

Bu çalışma kapsamında, “Deprem Etkisi Altında Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri Tasarımı İçin Esaslar”da (TKDY, 2020) belirtilen yöntemler kıyaslanacaktır. Karşılaştırma yapılan analizlerde zemin ve deprem verileri sabit tutulmuş, yalnızca analiz yöntemleri değiştirilerek sonuçlar incelenmiştir.

BÖLÜM İKİ

BETONARME KÖPRÜLERİN TASARIM ESASLARI

Betonarme köprülerin tasarımı, deprem etkileri, yük analizi ve yapısal bileşenler gibi çeşitli unsurları kapsamaktadır. Köprü güvenliğini sağlamak için modern sismik tasarım ilkeleri ve yöntemleri büyük önem taşır (Cheng ve ark., 2003). Köprü tasarımcıları; malzeme seçimi, yük hesaplamaları, hizmet veresibilirlik kriterleri ve estetik gibi birçok faktörü göz önünde bulundurmalıdır (Taly, 1998). Farklı betonarme köprü türleri ise döşeme, tabliye kirişleri ve kutu kirişler gibi kendine özgü tasarım gereksinimlerine sahiptir (Xanthakos, 1994).

Karayolu ve demiryolu köprülerinin sismik tasarımı, Loma Prieta (1989), Northridge (1994) ve Hyogo-ken Nanbu (1995) gibi büyük depremlerin ardından önemli gelişmeler göstermiştir (Cooper ve ark., 1994; Kawashima ve Unjoh, 1997). Bu depremler, mevcut köprülerin sismik kırılmalıklarını açığa çıkarmış ve tasarım yönetmeliklerinin güncellenmesine yol açmıştır (Miranda, 1993; Buckle, 1991). Yeni sismik tasarımın temel ilkeleri arasında kapasite tasarımı, dayanım yerine yer değiştirme ve sünekliliğe odaklanma (Priestley ve ark., 1996) ile zemin koşulları ve yakın fay etkilerinin dikkate alınması yer almaktadır (Kawashima, 2000). Modern tasarım yaklaşımları; iki seviyeli tasarım stratejilerini, doğrusal ve doğrusal olmayan analiz yöntemlerini ve mevcut yapılar için güçlendirme tekniklerini içermektedir (Rojahn ve ark., 1997; Buckle ve ark., 1987).

Betonarme köprüler için Yer Değiştirme Esaslı Sismik Tasarım, geleneksel dayanım esaslı yöntemlere alternatif olarak geliştirilmiş ve deplasman ile hasarın kontrolüne odaklanmaktadır (Suárez ve Kowalsky, 2011). Bu yaklaşım, sürekli köprüler ve kemer köprüler (Easa Khan ve ark., 2014) gibi çeşitli köprü türlerine uygulanabilir. Yer değiştirme esaslı tasarım, genellikle hedef yer değiştirmelerin belirlenmesi, eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemlerin tespiti ve bu hedeflere ulaşmak için yapısal elemanların tasarlanmasını içerir (Calvi ve Kingsley, 1995). Araştırmalar, bu yöntemin köprü yapılarının maksimum deplasmanlarını ve hasar dağılımını etkili bir şekilde kontrol edebildiğini göstermektedir. Ancak, oldukça düzensiz köprülere

uygulamada ve yüksek mod etkilerinin belirlenmesinde bazı zorluklar devam etmektedir (Calvi ve Kingsley, 1995; Easa Khan ve ark., 2014). Bu sınırlamalara rağmen, yer değiştirme esaslı yöntem betonarme köprülerin performansa dayalı sismik tasarımı için umut verici bir yaklaşım sunmakta ve mevcut yönetmelik tabanlı yöntemleri geliştirme potansiyeline sahiptir (Suárez ve Kowalsky, 2010).

Doğrusal olmayan zaman tanım alanında analiz, betonarme köprülerin sismik performansını değerlendirmede doğrusal-elastik yöntemlere göre daha doğru sonuçlar sunan önemli bir araçtır (Dowell ve ark., 1998). Ancak, bu analiz yöntemi, yakınsama sorunları ve uygun yer hareketi seçimindeki zorluklar gibi problemlerle karşı karşıyadır (Liang ve ark., 2016). Farklı çalışmalarda, malzeme dayanımındaki azalma (Kashani ve ark., 2017), zamana bağlı etkiler (Kang ve Scordelis, 1990) ve korozyon kaynaklı bozulmalar (Toska ve ark., 2021) gibi faktörler dikkate alınarak betonarme köprülerin davranışı doğrusal olmayan zaman tanım alanında incelenmiştir. Bu analizler, köprü ayaklarındaki sallanma ve yapı boyunca yayılan elastik olmayan deformasyon gibi karmaşık davranışları temsil etme olanağı sağlamaktadır (Lestuzzi ve ark., 2018). Doğrusal olmayan zaman tanım alanında yapılan analizler, yer değiştirmeye dayalı sismik değerlendirmeleri etkili bir şekilde doğrulamakta ve yönetmeliklere uygun olarak tasarlanmış betonarme köprülerin sismik dayanıklılığını değerlendirmede önemli bir rol oynamaktadır (Toska ve ark., 2021).

Türkiye Köprü Deprem Yönetmeliği (TKDY, 2020) kapsamında, köprülerin analiz yönteminin belirlenmesi, taşıyıcı sistemin davranışına bağlı olarak kritik ve kritik olmayan köprüler için ayrı tablolar üzerinden yapılmaktadır. Bu tablolar, analiz yöntemi seçiminde yol gösterici bir rehber sunmaktadır. Tablo 2.1, Köprü Önem Sınıfı (KÖS) ve Deprem Tasarım Sınıfı (DTS) dikkate alınarak hangi analiz yönteminin kullanılacağını belirlemektedir. Ayrıca, KÖS=1, KÖS=2, DTS=1 ve DTS=2 olan köprüler için yerel zemin sınıfı kontrol edilerek köprü-kazık-zemin etkileşiminin gerekliliği değerlendirilir.

Tablo 2.1 Taşıyıcı Sistem Davranışı Kritik Olan Standart Köprüler İçin Deprem Etkisi Altında Hesap ve Değerlendirme Yöntemleri (TKDY, 2020)

Köprü Önem Sınıfı	Hesap Ve Değerlendirme aşaması	Deprem Yer Hareketi Düzeyi	Deprem Tasarım Sınıfı		
			DTS=1	DTS=2,3	DTS=4
KÖS=1	Birinci Aşama	DD-2a	<u>YÖNTEM 1</u> Doğrusal Hesap	<u>YÖNTEM 1</u> Doğrusal Hesap	<u>YÖNTEM 1</u> Doğrusal Hesap
	İkinci Aşama	DD-1	<u>YÖNTEM 2.3</u> Zaman Tanım Alanında Hesap	<u>YÖNTEM 2.1</u> Karma Yöntem	-
KÖS=2	Birinci Aşama	DD-3	<u>YÖNTEM 1</u> Doğrusal Hesap	<u>YÖNTEM 1</u> Doğrusal Hesap	<u>YÖNTEM 1</u> Doğrusal Hesap
	İkinci Aşama	DD-1	<u>YÖNTEM 2.2</u> Artımsal Mod Birleştirme	<u>YÖNTEM 2.1</u> Karma Yöntem	-
KÖS=3	Birinci Aşama	DD-3	<u>YÖNTEM 1</u> Doğrusal Hesap	<u>YÖNTEM 1</u> Doğrusal Hesap	<u>YÖNTEM 1</u> Doğrusal Hesap

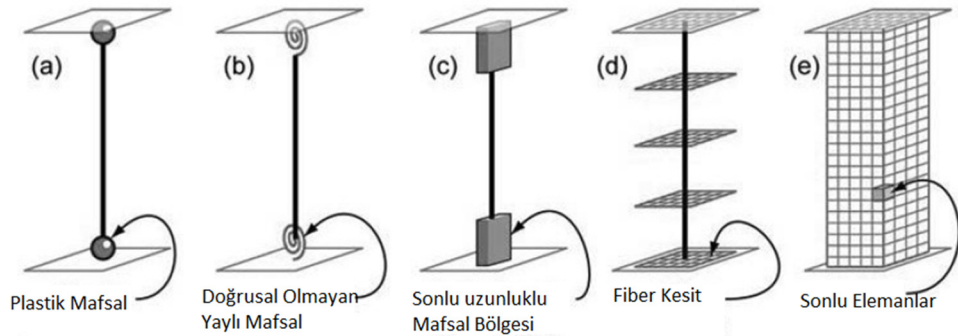
Bu tezde incelenecek köprüde kullanılacak analiz yöntemleri yukarıdaki tabloda belirtilmiştir. İlk aşamada, tüm köprüler için "Yöntem 1" olarak adlandırılan doğrusal analiz yöntemi uygulanacaktır; bu aşamada köprünün boyutları ve betonarme detayları belirlenecektir. Eğer doğrusal olmayan analizlerin yapılması gerekirse, ikinci aşamada bu yöntemlerle ek kontroller yapılacak ve gerekirse boyut ve detaylarda değişiklikler yapılacaktır. Tabloya göre, birinci çalışmada "Yöntem 2.3" olarak adlandırılan Zaman Tanım Alanında Analiz (ZTA) ve Köprü Kazık Zemin Etkileşimi C (KKZE-C) yöntemleri kullanılmıştır. İkinci çalışmada ise "Yöntem 2.1" olan Karma Yöntem ve Köprü Kazık Zemin Etkileşimi B (KKZE-B) yöntemi tercih edilmiş ve karşılaştırma sadece orta ayak kolonları için yapılmıştır.

BÖLÜM ÜÇ

DOĞRUSAL OLMAYAN MODELLEME YAKLAŞIMLARI

Betonarme elemanların doğrusal olmayan davranışının sayısal olarak benzeştirilebilmesi için modelleme yaklaşımları dört ana başlıkta toplanabilir: (i) plastisitenin bir bölgede yoğunlaştığı yığılı plastisite modeli; (ii) doğrusal olmayan davranışın eleman boyunca yayıldığı yayılı plastisite modeli; (iii) ayrıntılı sonlu elemanlar modelleri; ve (iv) kafes kiriş modelleme yaklaşımları. Şekil 3.1’de, betonarme elemanların doğrusal olmayan davranışının modellenmesi için uygulanan bu yaklaşımlar gösterilmektedir (NIST, 2010).

Betonarme yapılar için doğrusal olmayan modelleme yaklaşımları, depremlerden kaynaklanan çevrimsel yükler altında yapıların karmaşık davranışlarını daha iyi temsil edebilmek için geliştirilmiştir. Bu yaklaşımlar, malzemelerin doğrusal olmayan özelliklerini ve arayüz etkilerini dikkate alır (Sharma vd., 1983; Sosa, 2010). Yığılı plastisite ve süreklilik tabanlı modeller kullanılarak yapılan sonlu elemanlar analizleri, yük-deformasyon ilişkilerini ve hasar modellerini başarılı bir şekilde tahmin etmektedir (Paudel ve Bhusal, 2021). Son yıllarda yapılan çalışmalar, çevrimsel davranışı daha doğru modelleyebilmek için genişleme açısı, rijitlikte geri kazanım ve sonlu eleman ağının hassasiyetini de içeren modelleme teknikleri geliştirmiştir (Shamsi & Sümer, 2024). Bu doğrusal olmayan analiz yöntemleri, geleneksel yöntemlere göre eleman kapasitelerini daha iyi değerlendirerek daha gerçekçi ve ekonomik tasarımlar yapılmasını sağlamaktadır (Vatanshenas, 2022).

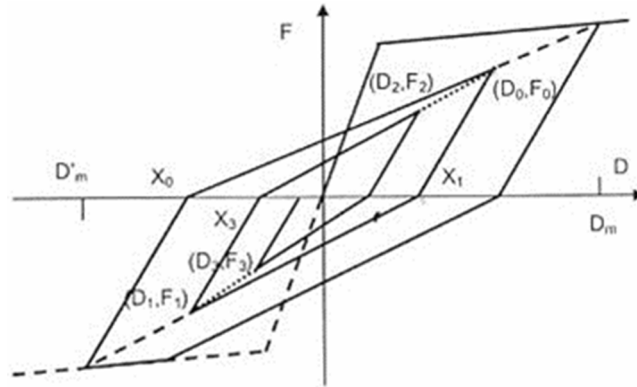


Şekil 3.1 Betonarme Elemanların Doğrusal Olmayan Modellenmesinde Yaklaşımlar (NIST, 2010)

Deprem sırasında yüklerin iki yönlü ve düzensiz bir şekilde artıp azalması, malzemenin geçmiş durumunu da dikkate alan iç kuvvet-şekil değiştirme ilişkilerine olan ihtiyacı artırmaktadır. Bu ilişkiler ancak deneysel çalışmalarla elde edilebilecek bilgilere dayandırılabilir. Bu amaçla statik, yarı dinamik veya sarsma tablası üzerinde dinamik deneyler yapılmaktadır. Bu deneylerin öne çıkardığı ve konuyla doğrudan ilgili bazı temel bulgular şunlardır:

- İki yönlü yüklerin etkisiyle oluşan iç kuvvet-şekil değiştirme veya yük-yer değiştirme çevrimleri her zaman simetrik değildir.
- Her çevrim, dayanım, rijitlik ve enerji yutma kapasitesi açısından farklı özellikler gösterir.
- Bazı çevrim gruplarında, diğerlerinden oldukça farklı kayma deformasyonları meydana gelebilir (Karadoğan vd., 2015).

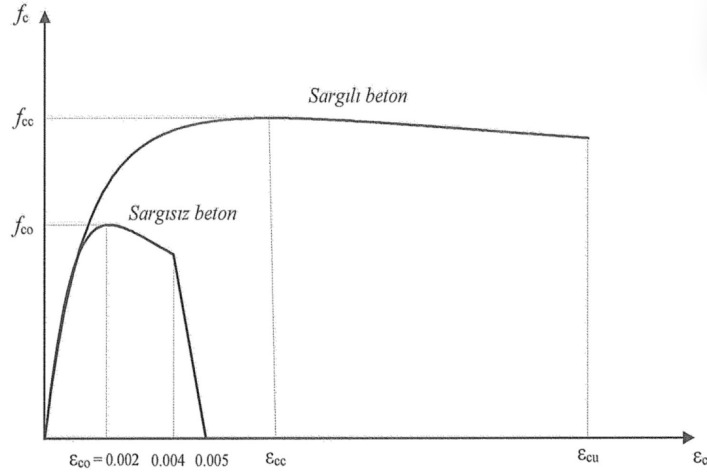
Otani (1974) tarafından geliştirilen Takeda çevrimsel döngüsü, Schonobrich ve Emori (1978) tarafından önerilen boşaltma ilkelerini içermektedir. Bu model, başlangıçta Takeda ve diğerleri (1970) tarafından oluşturulan orijinal üç doğrusal modelin iki doğrusal bir versiyonudur ve iç döngüsel ilkeleri, Clough ve Johnston (1966) tarafından geliştirilen orijinal iki doğrusal histerezis modelinden farklıdır. Otani (1981), bu tepki eğrisini tasarlamış ve davranışını tam olarak tanımlamak için beş parametre gerektiğini vurgulamıştır (Şekil 3.2). Çalışma kapsamında, Takeda çevrimsel modeli, zemin davranışını temsil etmek için kullanılmıştır.



Şekil 3.2 Takeda Çevrimsel Modeli

3.1 Beton Malzeme Modeli

Tasarım esasları kapsamında beton malzeme modeli sargılı ve sargısız beton olarak Mander Beton Modelinden elde edilen 2 farklı gerilme-birim şekilde değiştirme grafiği Şekil 3.3'te tanımlanmıştır.



Şekil 3.3 Sargılı ve Sargısız Beton Gerilme – Birim Şekilde Değiştirme Grafiği (TKDY, 2020)

Sargılı betonda beton basınç gerilmesi f_c , basınç birim şekilde değiştirmesi ϵ_c 'nin fonksiyonu olarak aşağıdaki bağıntı ile verilmektedir.

$$f_c = \frac{f_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (3.1)$$

Bu bağıntıdaki normalize edilmiş beton birim şekilde değiştirmesi x ile r değişkenine ilişkin bağıntılar aşağıdaki denklemlerde verilmiştir.

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad ; \quad \epsilon_{cc} = \epsilon_{co} [1 + 5(\lambda_c - 1)] \quad ; \quad \epsilon_{co} = 0.002 \quad (3.2)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad ; \quad E_c \cong 500\sqrt{f_{co}} [MPa]; \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (3.3)$$

Sargılı beton dayanımı f_{cc} ile sargısız beton dayanımı f_{co} arasındaki ilişki ise aşağıda verilmiştir.

$$f_{cc} = \lambda_c f_{co} \quad ; \quad \lambda_c = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_e}{f_{co}} - 2 \frac{f_e}{f_{co}}} - 1.254 \quad (3.4)$$

Buradaki f_e etkin sargılama basıncı, dikdörtgen ve dairesel kesitler için aşağıda tanımlanmıştır:

Dikdörtgen Kesitlerde; f_e etkin sargılama basıncı birbirine dik iki doğrultu olduğu için aşağıdaki denklemde verilen değerlerin ortalaması olarak alınabilir.

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{ywk} \quad ; \quad f_{ey} = k_e \rho_y f_{ywk} \quad (3.5)$$

Bu bağıntılarda f_{ywk} enine donatının karakteristik akma dayanımını, ρ_x ve ρ_y ilgili doğrultulardaki enine donatıların hacimsel oranlarını göstermektedir.

$$\rho_x = \frac{A_{swx}}{h_0 s} \quad ; \quad \rho_y = \frac{A_{swy}}{b_0 s} \quad (3.6)$$

Burada A_{swx} ve A_{swy} , x ve y doğrultularındaki enine donatı alanlarını göstermektedir.

Denklem 5'te yer alan k_e ise Denklem 7'de tanımlanan sargılama etkinlik katsayısını göstermektedir.

$$k_e = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_0 h_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) \left(1 - \frac{A_s}{b_0 h_0}\right) \quad (3.7)$$

Burada a_i kesit çevresindeki boyuna donatıların eksenleri arasındaki uzaklığı, b_0 ve h_0 sırası ile x ve y doğrultularında göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutlarını, s boyuna doğrultuda etriyelerin eksenleri arasındaki aralığı, A_s ise kesitteki boyuna donatı alanını göstermektedir.

Sargılı beton için verilen Denklem 1, $\varepsilon_c = 0.004$ 'e kadar olan bölgede sargısız beton için de geçerlidir. Sargısız betonda etkin sargılama basıncı $f_e = 0$ ve buna bağlı

olarak Denklem 4'ten $\lambda_c = 1$ olacağından Denklem 2 ve Denklem 4'te $f_{cc} = f_{co}$ ve $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}$ olacaktır. $\varepsilon_c=0.005$ 'te $f_c=0$ olarak tanımlanır. $0.004 < \varepsilon_c \leq 0.005$ aralığında gerilme-birim şekildeğiştirme ilişkisi doğrusaldır.

3.2 Donatı Çeliği Malzeme Modeli

Donatı çelikleri için gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları aşağıdaki denklemde tanımlanmıştır.

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad ; \quad (\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}) \quad (3.8)$$

$$f_s = f_{sy} \quad ; \quad (\varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}) \quad (3.9)$$

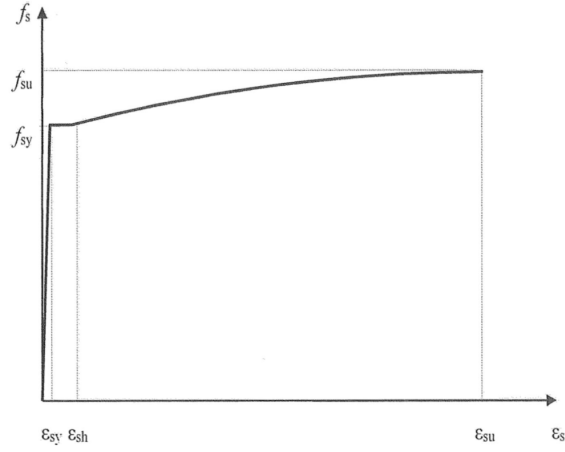
$$f_s = f_{su} - (f_{su} - f_{sy}) \frac{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_s)^2}{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh})^2} \quad ; \quad (\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}) \quad (3.10)$$

Donatı çeliğinin elastik modülü $E_s = 2 \times 10^5$ MPa'dır. Doğrusal olmayan hesapta kullanılmak üzere B420C ve B500C kalitesindeki donatı çeliklerine ait bilgiler Tablo 3.1'de verilmiştir. Tabloda f_{sy} karakteristik akma dayanımını, ε_{sy} ise çekme dayanımına karşı gelen birim uzamayı göstermektedir.

Tablo 3.1 Donatı Modeli Birim Şekil Değiştirme Kapasiteleri

Kalite	f_{sy} (MPa)	ε_{sy}	ε_{sh}	ε_{su}	f_{su} (MPa)
B420C	420	0.0021	0.008	0.08	550
B500C	500	0.0025	0.008	0.08	650

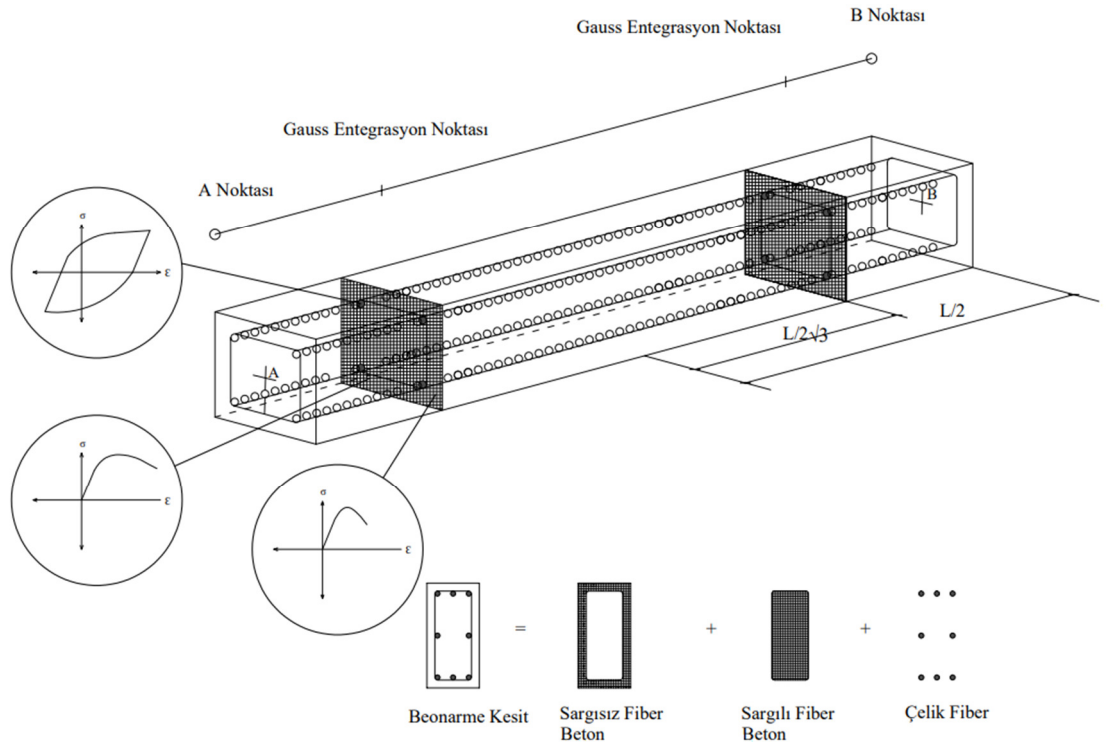
Tablo verilen değerlere göre gerilme şekil değiştirme grafiği Şekil 3.4'te verilmiştir.



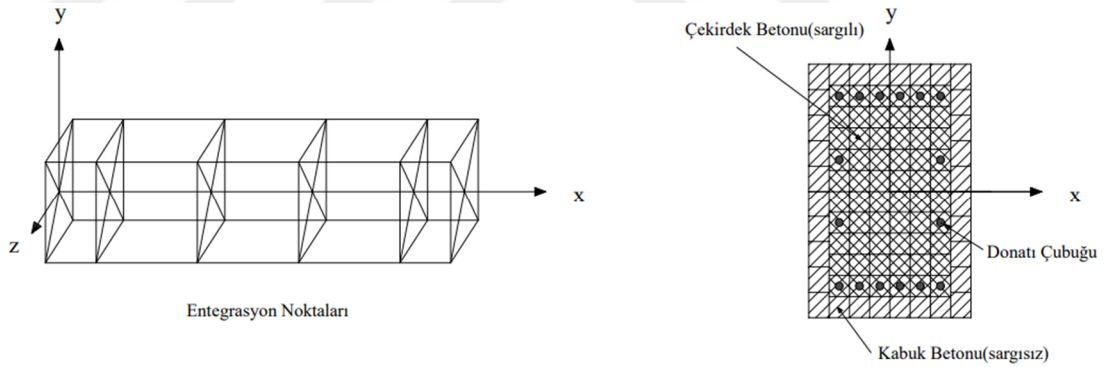
Şekil 3.4 Donatı Gerilme - Birim Şekil Değişirme Grafiği (TKDY, 2020)

3.3 Yayılı Plastisite Yaklaşımı

Betonarme modellemede kullanılan yayılı plastisite yaklaşımı (Şekil 3.5-3.6), yapı elemanlarını ayırıştırarak ve eğrilik dağılımını dikkate alarak yığılı plastisite yöntemlerine göre avantajlar sunmaktadır (Izadpanaha ve Habibi, 2015). Yayılı plastisite modelleri, aşamalı göçme analizinde (Botez vd., 2014) ve sismik davranış değerlendirmesinde (Rahai ve Nafari, 2013) daha doğru sonuçlar elde edilmesine olanak sağlar. Bu modeller, deneysel verilerin doğru bir şekilde temsil edilebilmesi için uygun kalibrasyon gerektirir (Maranhão vd., 2021). Beton hasar plastisite modelleri ise karmaşık davranışları daha iyi yansıtmak amacıyla plastisite teorisini ve hasar modellerini birleştirir (Park ve Klingner, 1997).



Şekil 3.5 Tipik Betonarme En Kesitin Yayılı Plastisite Modeli (Antoniou ve Pinho, 2018)



Şekil 3.6 Yayılı Plastisite Modelinde Fiber Esaslı Modelleme Ve Entegrasyon Kesitleri (Antoniou ve Pinho, 2018)

BÖLÜM DÖRT

BETONARME DEMİRYOLU KÖPRÜSÜNÜN SAYISAL MODELİ

Doğrusal olmayan tasarımla kurulacak köprü modelinin detayları bu bölümde açıklanmıştır. Köprünün taşıyıcı sistemi üç boyutlu olarak modellenmiştir ve doğrusal sönüm oranı %5 olarak belirlenmiştir. Geometrik olarak doğrusal olmayan davranış modele dahil edilmiştir. Malzeme bilgilerinde belirtilen şekilde beton ve çeliğin beklenen dayanım değerleri dikkate alınmıştır.

Zaman Tanım Alanında Analiz (ZTA) yönteminde, toplam 7 adet deprem hareketi kullanılmıştır. Birbirine dik iki yatay yöndeki deplasman kayıtları aynı anda modele uygulanmıştır. Ayrıca, analiz eksenleri 90° döndürülerek hesap tekrar edilmiştir. Kesit hesaplarında, 2x7=14 analizden elde edilen maksimum mutlak değerlerin ortalaması kullanılmıştır.

Karma yöntemde ise, literatürde "itme yöntemi" olarak bilinen tek modlu itme analizi uygulanmıştır. Bu yöntemde, 2475 yıl tekrar aralığına sahip spektruma göre sistem doğrusal olarak çözülmüş ve doğrusal olmayan elemanlarla oluşturulmuş ayak modeli, eşit deplasman varsayımı ile bu deplasmana kadar itilmiştir. Bu şekilde, kolon ve kazık elemanlarının plastikleşme durumu ve izin verilen sınırlar içinde kalıp kalmadığı kontrol edilmiştir.

4.1 Köprüde Kullanılacak Malzeme Bilgisi

Köprüde kullanılacak malzemelerin özellikleri, doğrusal ve doğrusal olmayan davranışlarına göre belirlenmiştir. Doğrusal olmayan davranış gösterecek elemanlar için TKDY (2020) standartları, doğrusal davranış gösterecek elemanlar için ise AASHTO LRFD 2020 standartları esas alınmıştır. Hesaplanan malzeme özellikleri Tablo 4.1'de verilmiştir.

$$* E_c \cong 5000\sqrt{f_c} \text{ (TKDY 5A.3)} \quad (4.1)$$

$$** E_c \cong 4800\sqrt{f_c} \text{ (AASHTO LRFD 2020 5.4.2.4 - 1)} \quad (4.2)$$

Pas Payları

Kazıklarda : 7.5 cm

Kenar ve Orta Ayak Temellerinde : 7.5 cm

Kolonlarda ve Perdelerde : 5 cm

Tablo 4.1 Kullanılan Malzemeler ve Özellikleri

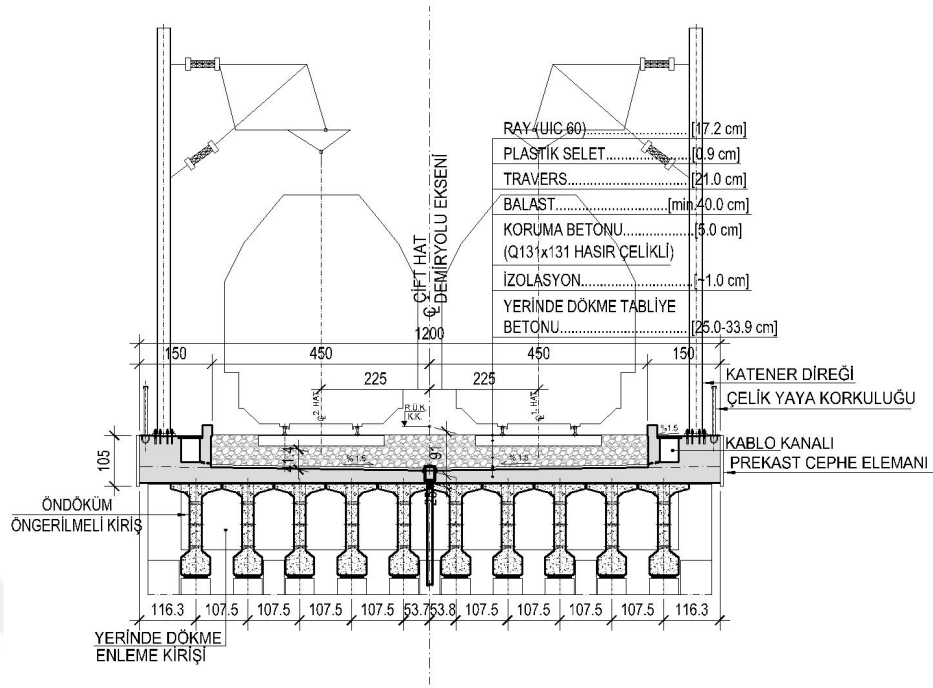
Beton ve Donatı Özellikleri	Dayanım Sınıfı (MPa)	Birim Hacim Ağırlığı (kN/m ³)	Elastisite Modülü E_c (kN/m ²)	Beklenen Dayanım Sınıfı (MPa)	Beklenen Elastisite Modülü E_c (kN/m ²)
Kazık Betonü**	C30/37	-	31,224,000	C39/49	31,224,000
Kolon Betonü*	C30/37	25	31,224,000	C39/49	31,224,000
Diğer Altyapı Elemanları	C30/37	25	26,290,683	C39/49	26,290,683
Öngermeli Kiriş Betonü	C45/55	25	32,199,378	-	32,199,378
Döşeme Betonü	C30/37	25	26,290,683	-	26,290,683
B420C	B420C	76.97	200,000,000	504	200,000,000

4.2 Üst Yapı Yüklerinin Belirlenmesi

Tasarımda kullanılacak demiryolu köprüsünün tipik en kesiti Şekil 4.1’de gösterilmiştir. Tip enkesitte yer alan tüm elemanlar için birim uzunluktaki yükler hesaplanarak Tablo 4.2’de verilmiştir.

Tablo 4.2 Köprü Üstyapısı Birim Ağırlıkları

Öngermeli Kiriş	154.12 kN/m
Döşeme	64.16 kN/m
Koruma Betonü	9.92 kN/m
İzolasyon-Balast-Travers	118.27 kN/m
Raylar	2.4 kN/m
Bordür	63.79 kN/m
Cephe Panelleri	3.94 kN/m
Korkuluk	3 kN/m
TOPLAM	419.6 kN/m



Şekil 4.1 Köprü Üstyapı Tip En Kesiti

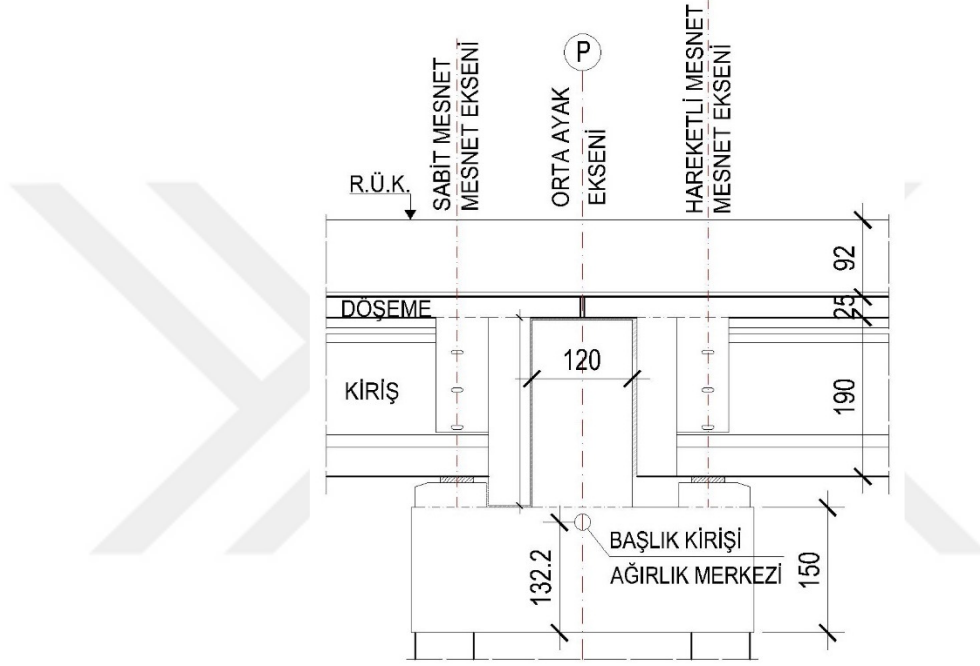
Yukarıda hesaplanan toplam yük, modelde çubuk elemana düzgün yayılı yük olarak tanımlanacaktır. Deprem analizlerinde ise hareketli yüklerin kütle olarak dikkate alınması, TKDY (2020) standartlarına göre ihmal edilmiştir; çünkü gün içerisinde sürekli bir trafik yükü beklenmemektedir. Kenar ve orta ayakların üzerindeki geri dolgu ağırlıkları ise başlangıç koşulu ve kütle olarak sisteme dahil edilmiştir. Tablo 4.3'te dikkate alınan dolgu ağırlıkları gösterilmektedir.

Tablo 4.3 Temeller Üzerindeki Dolgu Yükleri

Ayak Adı	Dolgu Yüğü
A1	95 kN/m ²
P1	38 kN/m ²
P2	19 kN/m ²
P3	19 kN/m ²
A2	95 kN/m ²

4.3 Geometrik Özelliklerin Tanımlanması

Karşılaştırma amacıyla analiz edilecek köprü, her biri 30 metre olan dört açıklıktan oluşan bir yapıdır. Bu çalışmada, köprünün altyapısının kazık temelli, tek kolonlu ve ters T başlık kirişine sahip olması planlanmıştır. Ray-köprü etkileşimi nedeniyle orta ayaklarda sabit mesnetler bulunacaktır (Şekil 4.2). Modelleme sırasında tüm elemanlar ağırlık merkezlerinden modellenerek sisteme dahil edilecektir.

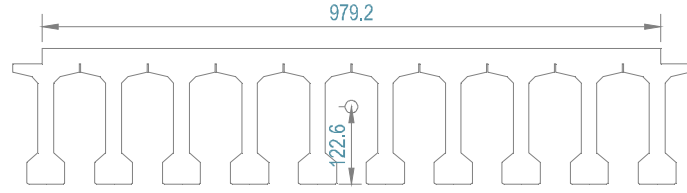


Şekil 4.2 Boykesitte Başlık Kirişi Görünüşü

4.3.1 Köprü Üst Yapısının Geometrik Özellikleri

Köprünün üst yapısı, yüksekliği 190 cm olan ve her biri 30 metre açıklığa sahip 10 adet öngermeli kiriş ile 30 cm yüksekliğinde bir döşemeden oluşmaktadır. Öngermeli kirişler C45, döşeme ise C30 dayanımına sahiptir. Bu fark nedeniyle, döşeme beton alanı öngermeli kirişe modüler bir oranla uyarlanarak eşdeğer bir kesit olarak modellemeye dahil edilecektir (Şekil 4.3).

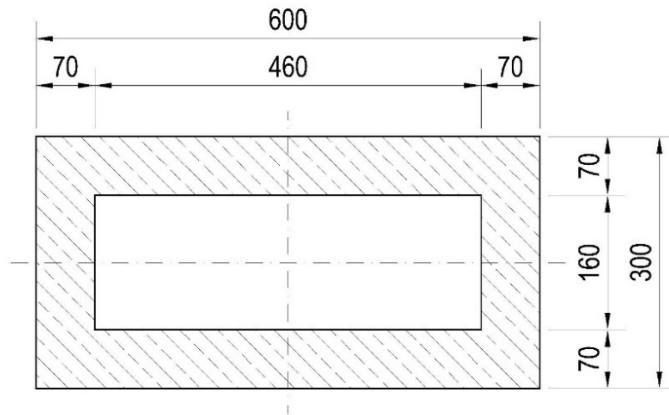
$$\text{Modüler Oran} = \frac{E_{C30}}{E_{C45}} = 0.816 \quad (4.3)$$



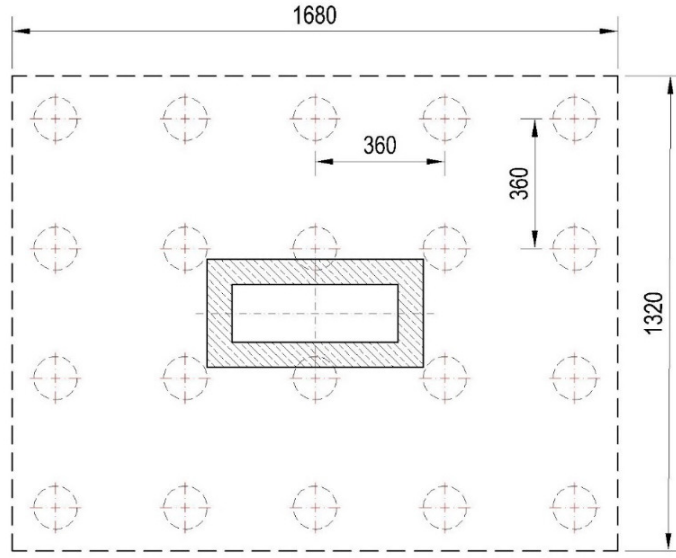
Şekil 4.3 Eşdeğer Üstyapı Kesiti

4.3.2 Köprü Alt Yapısının Geometrik Özellikleri

Köprü kolonlarının yükseklikleri sırasıyla 15 m, 25 m ve 20 m olacaktır. En kısa kolon sabit-sabit mesnetle desteklenecektir. Kolonlar, 400 cm x 800 cm boyutlarında, içi boş ve 70 cm duvar kalınlığına sahip tek gözlü kutu kesit olarak tasarlanmıştır. Orta ayakların temelleri ise, 5 x 5 kazık düzeninde, 16.8 m x 16.8 m x 2.5 m boyutlarında bir radye temele sahiptir. Bu temelde kazık uzunluğu 30 m olup kazıklar arası mesafe 3.6 m olarak belirlenmiştir (Şekil 4.4-4.5).

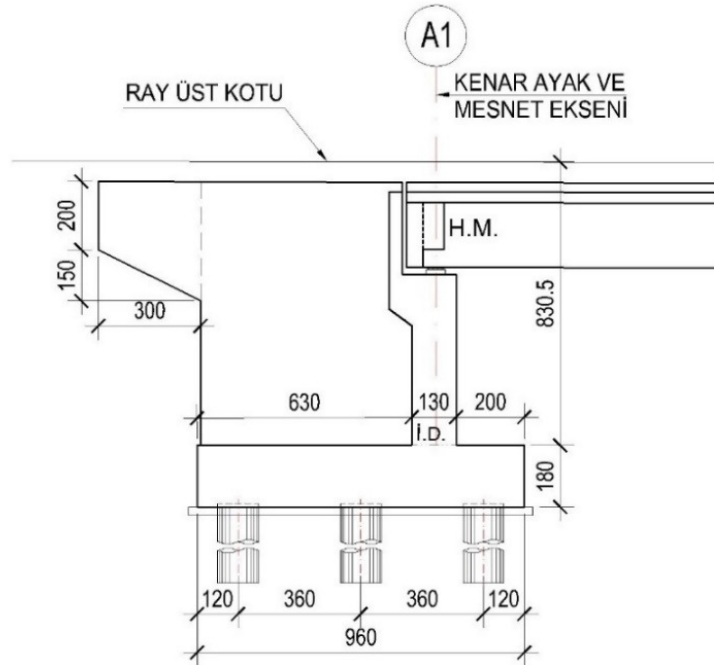


Şekil 4.4 Kolon Tip Kesiti



Şekil 4.5 Orta Ayak Temel Planı

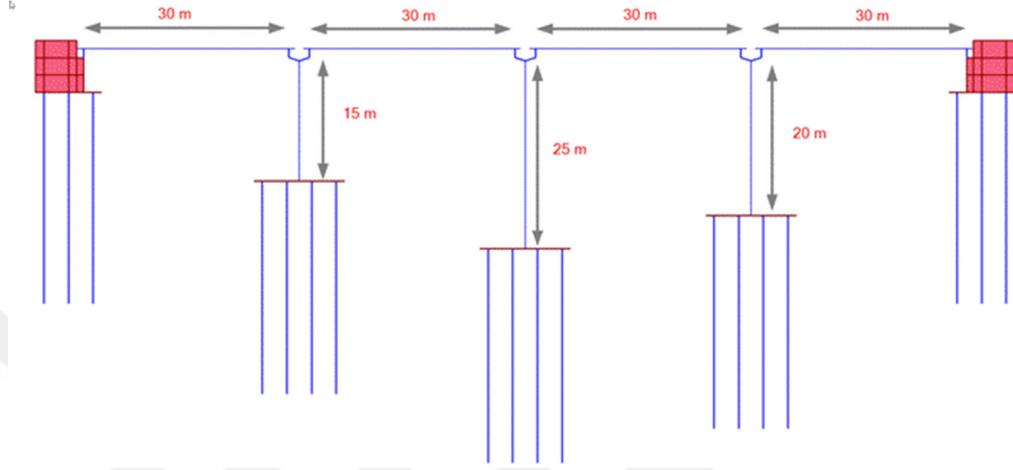
Köprünün kenar ayakları, 8.5 m yüksekliğinde ve 1.8 m temel kalınlığında olacak şekilde tasarlanmıştır. Temel, 3x5 düzeninde, her biri 30 m uzunluğunda kazıklardan oluşan bir radye temeldir ve kazıklar 3.6 m x 3.6 m karelaj düzeninde yerleştirilmiştir (Şekil 4.6).



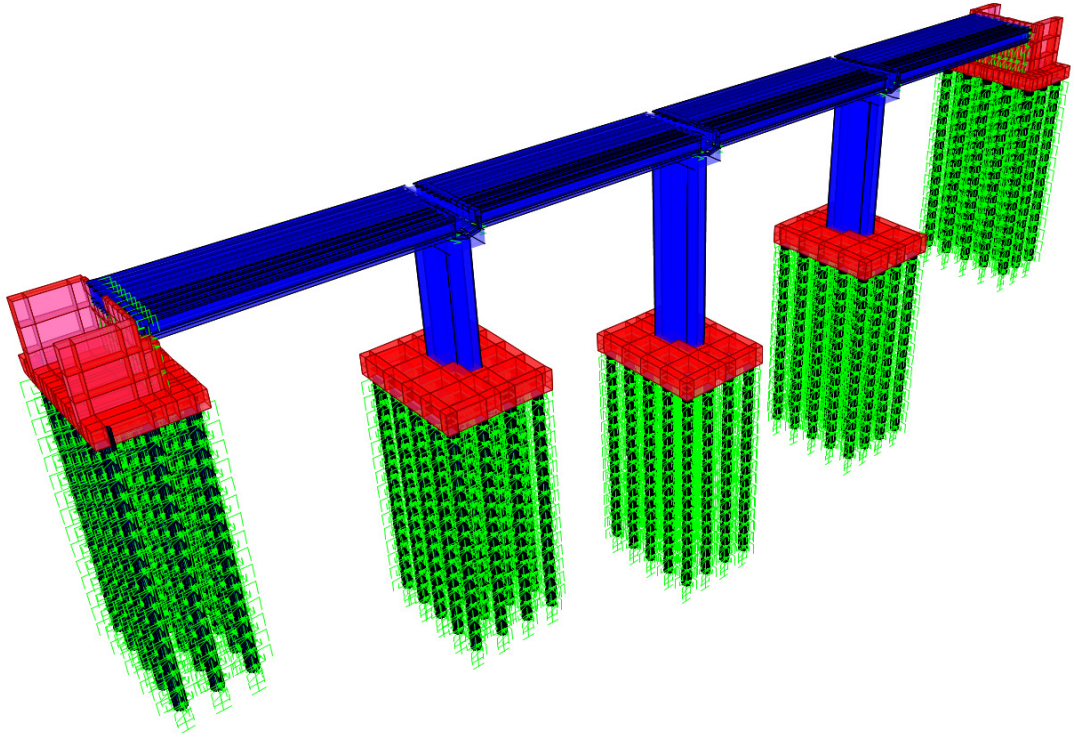
Şekil 4.6 Boykesitte Kenar Ayak Görünüşü

4.4 Köprü Modelinin Oluşturulması

Köprünün açıklıklarının ve ayak yüksekliklerinin gösterildiği 3 boyutlu analitik modelin, SAP 2000 programı ile oluşturulmuş olup köprünün boyuna doğrultusundaki görünümü aşağıdaki şekilde sunulmuştur (Şekil 4.7-4.8).



Şekil 4.7 Köprü Modelinin Boyuna Yöndeki Görünüşü



Şekil 4.8 3 Boyutlu Köprü Modeli

4.4.1 Kazıkların Modellenmesi

Modellemede çubuk sonlu elemanlar kullanılmıştır. Kazıkların eğilmeye karşı brüt kesit rijitlikleri 0.5 katsayısıyla azaltılmış, kazık ağırlıkları ise ihmal edilmiştir. Kazıkların plastik davranışını hesaba katmak amacıyla her iki yöntemde de yayılı plastisite yöntemi (fiber elemanlar) kullanılmıştır. Mafsal boyu yönetmelikte belirtildiği gibi Denklem 4.4'te verilen formülden hesaplanan değer yarısı alınarak bulunmuştur.

$$L_p = 0.044 f_{ye} d_b \text{ (mm)} \quad (4.4)$$

Bu formülde f_{ye} donatının beklenen akma dayanımını, d_b ise en büyük donatı çapını belirtmektedir. Hesaplanan mafsal boyu 0.354 mm'dir.

4.4.2 Kenar Ayakların Modellenmesi

Kenar ayaklar, köprülerin dolgu bölgelerine geçişini sağlayan dayanma yapılarıdır ve kabuk sonlu elemanlar kullanılarak modellenmiştir. Bu elemanların hem düzlem içi hem de düzlem dışı brüt rijitlikleri yarıya indirilerek modele dahil edilmiştir.

Kazıklarda, kenar ayak geri dolgularının oluşturacağı eğilme etkisi, aktif toprak itkisi olarak perdeler ve ricatlara uygulanarak hesaba katılmıştır. Dolgunun içsel sürtünme açısı 35° ve birim hacim ağırlığı 19 kN/m^3 olarak alındığında, aktif toprak itkisi aşağıdaki şekilde hesaplanmaktadır.

$$K_A = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\Gamma \sin^2 \theta \sin(\theta - \delta)} \quad (4.5)$$

$$\Gamma = 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \quad (4.6)$$

ϕ : Zeminin kayma direnci açısı

δ_d : Zemin ile duvar arasındaki sürtünme açısı

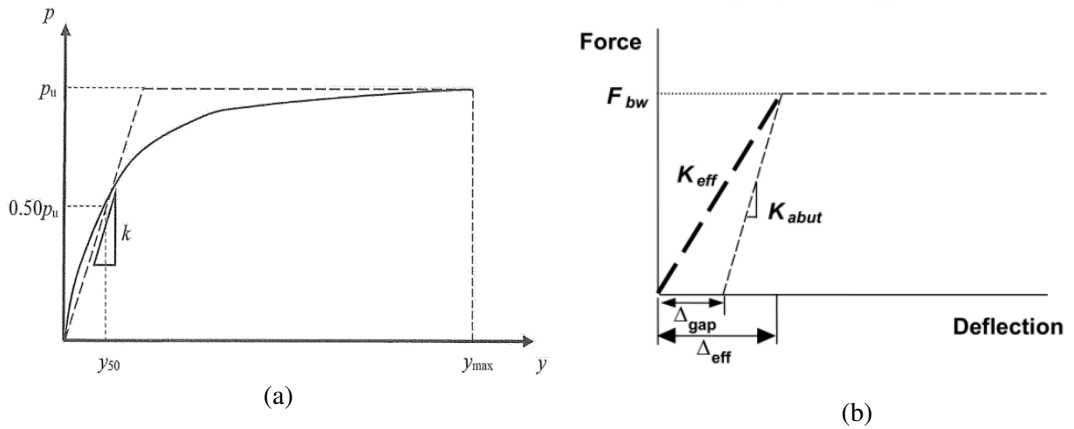
β : Duvar arkası zemin yüzeyinin yataya göre eğim açısı

θ : Perde dolgu yüzeyinin yatay düzlemle yaptığı açı

olmak üzere aşağıda hesaplanan $K_A=0.274$ değeri kullanılarak en yüksek toprak itkisi bulunmuştur. Bu yük üçgen yayılı yük olarak sisteme etkilmiştir.

$$9.2 \times 19 \times 0.274 = 47.9 \frac{kN}{m^2} \quad (4.7)$$

Kenar ayak geri dolgularının oluşturacağı düşey yük etkisi, modele 174.8 kN/m^2 olarak tanımlanmış ve bu ağırlık kütle kaynağına eklenerek dinamik analizde dikkate alınması sağlanmıştır. Üstyapı, deprem etkisi altında köprü boyunca deplasman yaparken, bırakılan boşluktan daha fazla hareket ederse alın duvarına çarpacaktır. Bu etkiyi değerlendirmek amacıyla, 10 cm boşluğu olan "gap" elemanlar tanımlanmıştır. Üstyapının alın duvarına çarpması durumunda, geri dolgulardan kaynaklanan pasif toprak itkisi de P-y yayları kullanılarak modele dahil edilmiştir (Şekil 4.9). Bulunan eğri modele tanımlanırken gap eleman için ayrı tanımlama yapılmadan elemanın rijitliği Şekil 4.9.'da gösterilen şekilde azaltılarak tanımlanmıştır (Caltrans, 2019).



Şekil 4.9 (a) Pasif Basınç-Yer Değiştirme İlişkisi, (b) Boşluk ile Birlikte Modelleme (Caltrans, 2019)

TKDY (2020)'de önerilen yaklaşık değerlere göre aşağıda hesaplanan p-y ilişkisi ile ilgili parametreleri Tablo 4.4 'te sunulmuştur.

Tablo 4.4 Kenar Ayak Alın Duvarı P-y Parametreleri

Zemin Cinsi	P _u	k	y _{max}	y ₅₀	y _{pu}
	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
Kohezyonsuz	795.00	29000	0.15	0.0137	0.0274

4.4.3 Orta Ayakların Modellenmesi

İkinci aşamada hazırlanan modelde kullanılan tüm elemanların malzeme özellikleri Tablo 1'de verilen beklenen dayanım ve elastisite modellerine göre verilmiştir. Her iki yöntemde de yayılı plastisite kullanılmıştır. Orta ayak mafsalsal boyu Denklem 4.8 ile hesaplanılarak her bir ayak için Tablo 4.5'te verilmiştir.

$$L_p = 0.08 L_k + 0.022 f_{ye} d_{bl} \geq 0.044 f_{ye} d_{bl} \quad (4.8)$$

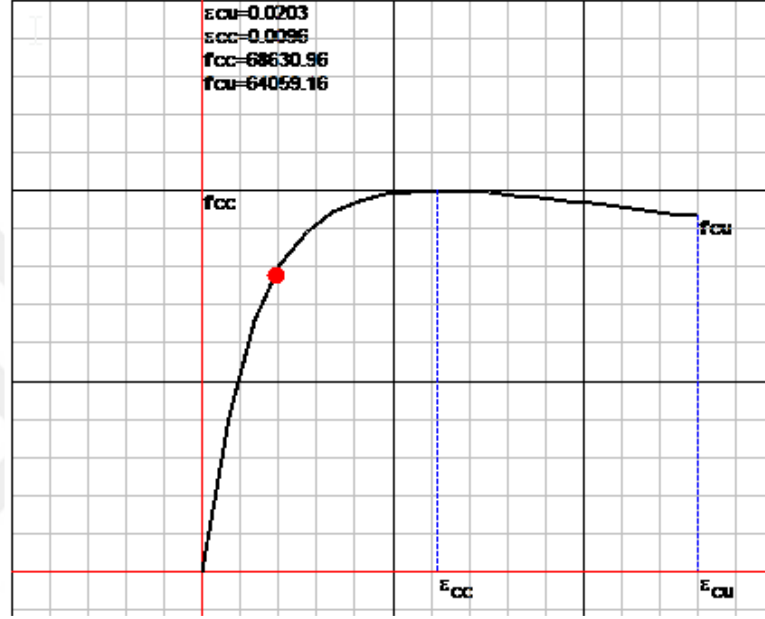
Burada L_k konsol olarak çalışan kolonun boyunu veya konsol olarak çalışmayan kolonun yarı boyunu, f_{ye} donatı çeliğinin beklenen akma dayanımını, d_{bl} ise kesitteki ortalama donatı çapını göstermektedir. Uzunluk birimleri mm, dayanım değerleri MPa cinsinden olmalıdır.

Tablo 4.5 Kolon Yüksekliği ve Mafsalsal Boyları

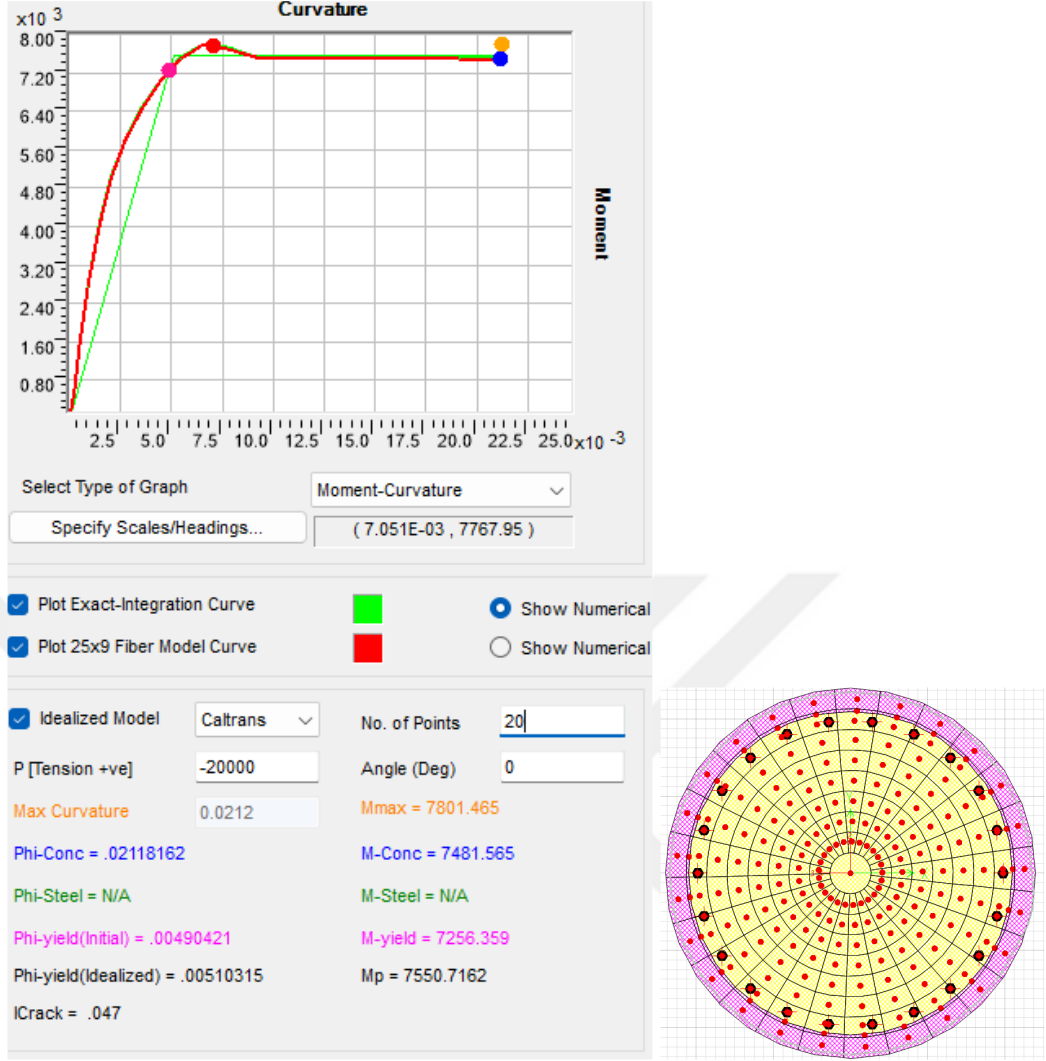
Kolon Adı	L _k (m)	L _p (m)
P1	15	1.55
P2	25	2.35
P3	20	1.95

Kolonlarda çatlamış kesit rijitlikleri kullanılacaktır. Bu rijitliği belirlemek için önce kolon donatıları belirlenmiştir. Kolon boyuna donatıları 377Ø32, enine donatıları ise boyuna yönde 24, enine yönde 12 adet olarak seçilmiştir. Modelde çatlamış kolon rijitliği için katsayı enine yönde 0.25, boyuna yönde 0.28 olarak hesaplanmıştır.

Yayıllı plastisite teorisinin doğru bir şekilde uygulanabilmesi için elemanın uygun sayıda alt elemanlara bölünmesi gereklidir. Bu amaçla, SAP2000 programında çizdirilen moment-eğrilik ilişkisi grafiğinde, fiber modelin grafiği ile programın ürettiği grafik yeterince örtüştüğünde fiber eleman sayısının uygun olduğu kabul edilir. Bu model, “Fiber Hinge” olarak sisteme tanıtılacaktır. Kazık betonarme elemanı için hazırlanan fiber modelin grafiği aşağıda yer almaktadır (Şekil 4.10-4.11).



Şekil 4.10 Kolon Fiber Eleman Beton Modeli



Şekil 4.11 Betonarme kazıkların Moment Eğrilik Grafiği

TKDY (2020)'de yayılı plastisite için izin verilen hasar seviyeleri ve birim şekil değiştirme kapasiteleri belirtilmiştir. Dikdörtgen kesitli kolonlarda sargılı betonun şekil değiştirme kapasitesi aşağıdaki gibi tanımlanmıştır.

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035 + 0.04\sqrt{k_e\omega_s} \quad (4.9)$$

$$\varepsilon_c^{(KH)} = 0.5\varepsilon_{cu} \leq 0.0135 \quad ; \quad \varepsilon_c^{(G\ddot{O})} = 0.67\varepsilon_{cu} \leq 0.018 \quad (4.10)$$

$$\omega_s = \rho_s \frac{f_{ywe}}{f_{ce}} \quad ; \quad \rho_s = 2 \min(\rho_x, \rho_y) \quad ; \quad \rho_x = \frac{A_{swx}}{h_0s} \quad ; \quad \rho_y = \frac{A_{swy}}{b_0s} \quad (4.11)$$

k_e : Sargılama Etkinlik Katsayısı

ω_s : Mekanik hacimsel enine donatı oranını göstermektedir.

ρ_x, ρ_y : İlgili doğrultudaki enine donatıların hacimsel oranı

f_{yw} : Enine donatıların beklenen akma dayanımı

f_{ce} : Betonun beklenen basınç dayanımı

b_0 ve h_0 : Sırasıyla x ve y doğrultusundaki göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutu

s : Boyuna doğrultuda etriyelerin eksenleri arasındaki aralık

Tablo 4.6 Dikdörtgen Kolon Beton Birim Şekil Değişirme Limitleri

Tipi	Boyuna Donatı		Donatı Oranı	Enine Donatı			ρ_s	ω_s	k_e	ϵ_{cu}	$\epsilon_{cu, kolon}$
	Çap	Adet		Adet	Çap	Aralık					
Uzun	32	377	2.85%	24	18	0.1	0.0102	0.132	0.65	0.0152	0.0076
Kısa	32	377	2.85%	12	18	0.1	0.0102				

Betonarme çeliğinin birim şekil değiştirme kapasitesi ise aşağıdaki gibi verilmiştir.

$$\epsilon_s^{(KH)} = 0.5\epsilon_{su} = 0.04 \quad ; \quad \epsilon_s^{(GÖ)} = 0.67\epsilon_{su} = 0.053 \quad (4.12)$$

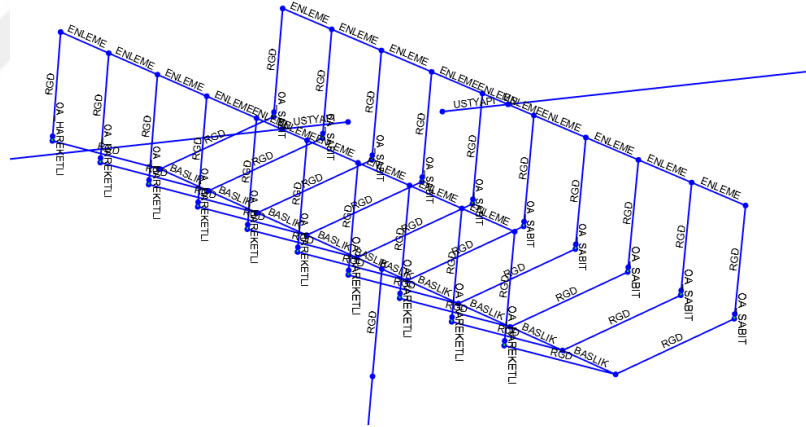
Köprüde hedeflenen performansı düzeyi kontrollü hasardır.

4.4.4 Başlık Kirişlerinin Modellenmesi

Başlık kirişleri modellenirken, eğilme rijitliklerinin %50'si, burulma rijitliklerinin ise %20'si etkin kesit olarak dikkate alınmıştır. Başlık kirişleri kapasiteli ve korumalı elemanlar olduğundan, iki veya daha fazla kolonlu ayaklarda, kolon bağlantı noktalarına mafsallar tanımlanarak plastikleşme durumu kontrol edilmelidir. Ancak, bu çalışmada tek kolonlu bir sistem kullanıldığı için mafsal tanımlaması yapılmamıştır.

4.4.5 Elastomer Mesnetler ve Deprem Takozlarının Modellenmesi

Elastomer mesnetlerin köprü boyuna doğrultuda kayma yaparken oluşacak şekil değiştirmeleri, net elastomer kalınlığını aşmamalıdır. Demiryolu köprülerinde, balastın ve rayın bozulmaması için her açıklıkta en az bir sabit mesnet kullanılmaktadır. Bu nedenle, sabit mesnet bulunan ayaklarda deplasman oluşmayacak şekilde tasarım yapılmıştır. Hareketli mesnet bulunan ayaklarda ise 5 cm boşluk bırakılmıştır. Köprü, DTS=1 sınıfında olduğundan, bu boşluk kadar deplasmanın gerçekleşeceği öngörülmüştür. TKDY (2020) kapsamında, deplasman miktarının net elastomer kalınlığına oranı γ olarak belirtilmiştir. Bu γ oranının 1'in altında kalması için toplam kalınlığı 7 cm olan elastomer mesnetler kullanılmıştır; bu mesnetler, 0.2 cm kalınlığında 7 adet çelik plaka ve 5.6 cm net elastomer kalınlığından oluşmaktadır. Hareketli mesnetlerin bulunduğu bölgelere, her mesnedin üstünden geçen ve 7 cm boşluk bırakan 10 adet "gap" elemanı modele eklenmiştir (Şekil 4.12).



Şekil 4.12 Üst Yapı Model Görüntüsü

Köprü'nün kısa yönünde, üst yapı deprem takozları ile sabitlenmiştir. Yapısal olarak imalat sırasında 2.5 cm boşluk bırakılmaktadır; ancak montajın tam ortalanamayabileceği göz önünde bulundurularak, hesaplamalarda bu boşluk ihmal edilmiş ve enine yönde herhangi bir harekete izin verilmemiştir.

4.4.6 Orta Ayak Temellerinin Modellenmesi

Orta ayak temelleri modellenirken, kabuk elemanların düzlem içi ve dışı rijitlikleri brüt rijitliklerinin %50'si olarak alınmıştır. Kolonun temele denk geldiği noktalarda ise kabuk elemanların rijitlikleri artırılmıştır. Temel altındaki kazıklar ve zemin modellemesi ile ilgili detaylar ise bir sonraki başlıkta ele alınacaktır.

4.5 Deprem Yer Hareketleri ve Tanımlanması

Deprem yer hareketi, bir depremin meydana geldiği sırada yeryüzünde ve altındaki yapılarda oluşan fiziksel titreşimleri ve sarsıntıları ifade eder. Bu hareketler, yeryüzünde farklı tür ve şiddetlerde ortaya çıkabilir. Bu farklılıkları analiz edebilmek için olasılıksal yaklaşımlar kullanılır. Deprem tehlikesi ise bir bölgedeki deprem riski ile bu riskin yol açabileceği potansiyel etkiler anlamına gelir. Depremler, yeryüzünde ani ve güçlü titreşimlere neden olan doğal olaylardır. Bu titreşimler, sismik aktivite, tektonik özellikler ve zemin yapısı gibi faktörlere bağlı olarak ortaya çıkar.

Tabakalı zeminlerde zeminin dinamik tepkilerini tahmin edebilmek, depreme dayanıklı yapı tasarımı için son derece önemlidir. Zemin dalgaları farklı tabakalardan geçerken büyüme veya küçülme gösterebilir, bu nedenle aynı deprem farklı zeminlerde farklı tepkilere yol açabilir. Bir yapı üzerinde depremin yaratacağı etkileri değerlendirebilmek için dikkate alınması gereken deprem yer hareketi düzeyi belirlenmelidir. Bu düzeye göre, deprem kayıtları zemin özellikleri de göz önünde bulundurularak ölçeklendirilmelidir.

4.5.1 Deprem Yer Hareketi Düzeyleri

TKDY (2020) kapsamında 4 farklı deprem yer hareketi düzeyinden bahsedilmektedir.

4.5.1.1 Deprem Yer Hareketi Düzeyi-1 (DD-1)

Spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan ve buna karşı gelen tekrarlama periyodunun 2475 yıl olduğu, çok nadir gerçekleşen bir deprem yer hareketini tanımlamaktadır. Köprülerin karşılaşacağı en yüksek depremi ifade eder.

4.5.1.2 Deprem Yer Hareketi Düzeyi-2 (DD-2)

Spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan ve buna karşı gelen tekrarlama periyodunun 475 yıl olduğu, seyrek gerçekleşen bir deprem yer hareketini tanımlamaktadır. Köprülerin karşılaşma olasılığı çok fazla olmayan ancak şiddetli depremi ifade eder. TKDY (2020)'de sadece Deprem Tasarım Sınıfının (DTS)'nin belirlenmesi için kullanılacaktır.

4.5.1.3 Deprem Yer Hareketi Düzeyi-2a (DD-2a)

Spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığı %30 olan ve buna karşı gelen tekrarlama periyodunun 144 yıl olduğu, sıkça gerçekleşen bir deprem yer hareketini tanımlamaktadır. Orta derece sık depremler olarak geçer. Yapı ömrünün uzun olması planlanıyorsa, bu deprem düzenli olarak meydana gelebilecek bir deprem olarak değerlendirilebilir.

4.5.1.4 Deprem Yer Hareketi Düzeyi-3

Spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan ve buna karşı gelen tekrarlama periyodunun 72 yıl olduğu, sık gerçekleşen bir deprem yer hareketini tanımlamaktadır. Köprülerin serviste oldukları süre içerisinde meydana gelme olasılığı yüksektir.

4.5.2 Deprem Yer Hareketinin Düzeyinin Belirlenmesi

TKDY (2020) kapsamında değerlendirme köprülerin önem sınıflarına ve buldukları bölgenin depremselliğine göre yapılmaktadır. Köprü Önem Sınıfı (KÖS) 1 olan köprüleri yönetmelik aşağıdaki maddelerle belirtmiştir.

- Güvenlik/savunma bakımından stratejik öneme sahip standart köprüler
- Deprem sonrası acil müdahale bakımından kritik köprüler
- Ayakları sürekli su içinde olup yapım sonrası müdahale imkanı olmayan köprüler
- Standart demiryolu köprüleri

Demiryolu köprülerinin önem sınıfı KÖS=1 olarak belirtilmiştir.

Yönetmelikte, depremselliğin belirlenmesi için kullanılan tanım "deprem tasarım sınıfı"dır. Deprem tasarım sınıfı, DD-2 deprem düzeyine göre belirlenmektedir. Deprem verileri, 22/01/2018 tarihli ve 2018/11275 sayılı Bakanlar Kurulu kararıyla 18/3/2018 tarihli ve 30364 sayılı Resmi Gazete'de yayımlanan ve 01/01/2019 tarihinden itibaren yürürlüğe giren Türkiye Deprem Tehlike Haritası ve Parametre Değerleri ile tanımlanmıştır. Deprem tasarım sınıfları, kısa periyot spektral ivme katsayısına (SDS) bağlı olarak Tablo 4.7'de sunulmuştur.

Tablo 4.7 Deprem Tasarım Sınıfları (TKDY, 2020)

DD-2 Deprem Yer Hareketi Düzeyinde Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı (SDS)	Deprem Tasarım Sınıfı
$SDS < 0.33$	DTS=4
$0.33 \leq SDS < 0.67$	DTS=3
$0.67 \leq SDS < 1.00$	DTS=2
$1.00 \leq SDS$	DTS=1

Köprünün bulunduğu varsayılan koordinatlar 38.346314° enlemi, 28.875076° boylamıdır. Yerel zemin sınıfı YZE bölümünde ayrıca bahsedilecektir. Yöntemler arasında kıyas yaparken yönetmelikteki her iki yönteminde kullanılabilineceği sınır değerinde $S_{DS}=0.99$ değerinde kullanılmıştır ve DTS=2 varsayılmıştır. Aynı koordinat ve yerel zemin sınıfında AFAD'tan ZB yerel zemin sınıfı için alınan DD1 deprem parametreleri;

- Kısa Periyot Harita Spektral İvme Katsayısı (S_S) : 1.649
- Saniye Periyot Harita Spektral İvme Katsayısı (S_1) : 0.417
- Kısa Periyot İçin Yerel Zemin Etki Katsayısı (F_S) : 0.9
- Saniye Periyot İçin Yerel Zemin Etki Katsayısı (F_1) : 0.8
- Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı (S_{DS}) : 1.484
- Saniye Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı (S_{D1}) : 0.334

Olarak belirlenmiştir ve bu parametrelere göre tasarım spektrumu oluşturulmuştur. Deprem anakayadan tanımlanacağı için ölçeklendirme yapılırken anakayanın ZB olduğu varsayımıyla AFAD'tan veriler alınmıştır.

Serbest zemin davranış analizleri sonucunda mukayese edebilmek için köprünün yerel zemin sınıfı olan ZD sınıfı için DD1 deprem parametreleri;

- Kısa Periyot Harita Spektral İvme Katsayısı (S_S) : 1.649
- Saniye Periyot Harita Spektral İvme Katsayısı (S_1) : 0.417
- Kısa Periyot İçin Yerel Zemin Etki Katsayısı (F_S) : 1
- Saniye Periyot İçin Yerel Zemin Etki Katsayısı (F_1) : 1.883
- Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı (S_{DS}) : 1.649
- Saniye Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı (S_{D1}) : 0.785

4.5.3 Deprem Yer Hareketinin Ölçeklendirilmesi

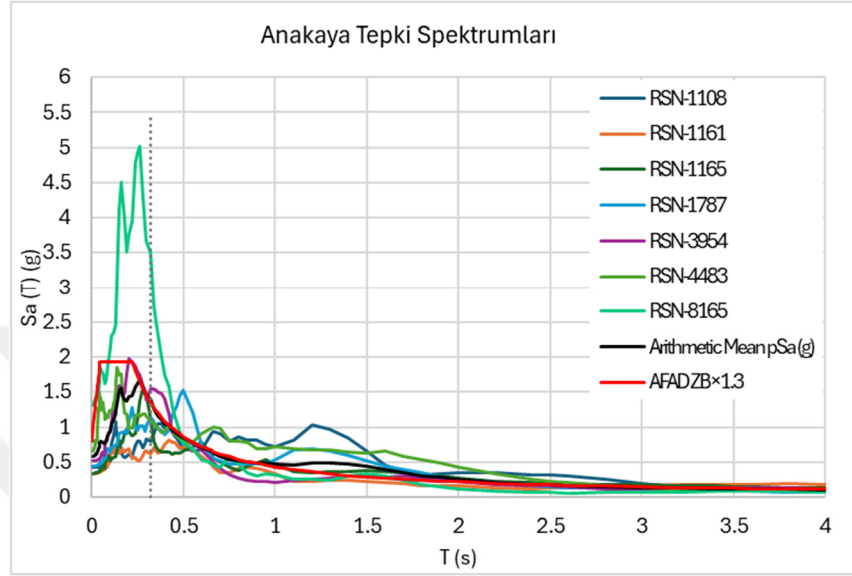
Serbest zemin davranış analizleri için Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) veri tabanından 7 adet deprem kaydı seçilmiştir. Kayıtlar, köprünün bulunduğu bölgenin sismik kaynak özellikleri, dalga yayılımı ve anakayanın yerel zemin sınıfı özellikleri dikkate alınarak seçilmiştir. Kayıtlara ait bilgiler Tablo 4.8’de sunulmuştur.

Tablo 4.8 Analizlerde Kullanılan Deprem Kayıtları

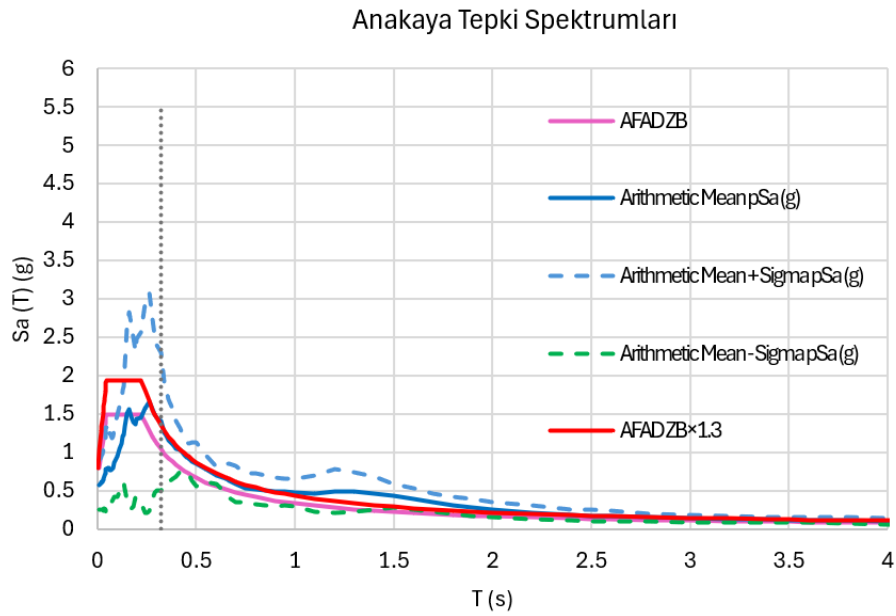
Kayıt Sıra Numarası	Deprem Adı	Yıl	İstasyon Adı	Depremin Büyüklüğü	Mekanizması	R_{jb} (km)	V_{s30} (m/sec)
1108	Kobe_Japan	1995	Kobe Uni.	6.9	Doğrultu Atımlı	0.9	1043
1161	Kocaeli_Turkey	1999	Gebze	7.51	Doğrultu Atımlı	7.57	792
1165	Kocaeli_Turkey	1999	Izmit	7.51	Doğrultu Atımlı	3.62	811
1787	Hector Mine	1999	Hector	7.13	Doğrultu Atımlı	10.35	726
3954	Tottori_Japan	2000	SMNH10	6.61	Doğrultu Atımlı	15.58	967.27
4483	L'Aquila_Italy	2009	L'Aquila	6.3	Normal	0	717
8165	Duzce_Turkey	1999	IRIGM 496	7.14	Doğrultu Atımlı	4.21	760

Seçilen deprem kayıtları, TDKY (2020)’de belirtilen Basit Ölçeklendirme yöntemine göre ölçeklendirilmiştir. Her bir deprem kaydının iki yatay bileşenine ait spektrumların karelerinin toplamının karekökü alınarak bileşke yatay spektrum elde edilmiştir. Seçilen tüm kayıtlara ait bileşke spektrumların ortalaması, $0.2 T_p$ ve $1.5 T_p$

periyotları arasındaki genliklerin, AFAD haritasından alınan tasarım spektrumunun aynı periyot aralığındaki genliklerine oranının 1.3'ten küçük olmaması şartına göre ölçeklendirilmiştir. Bu ölçeklendirme sonucunda Şekil 4.13'te verilen spektrum grafikleri elde edilmiş olup Şekil 4.14'te aritmetik ortalamasının kontrolü verilmiştir.

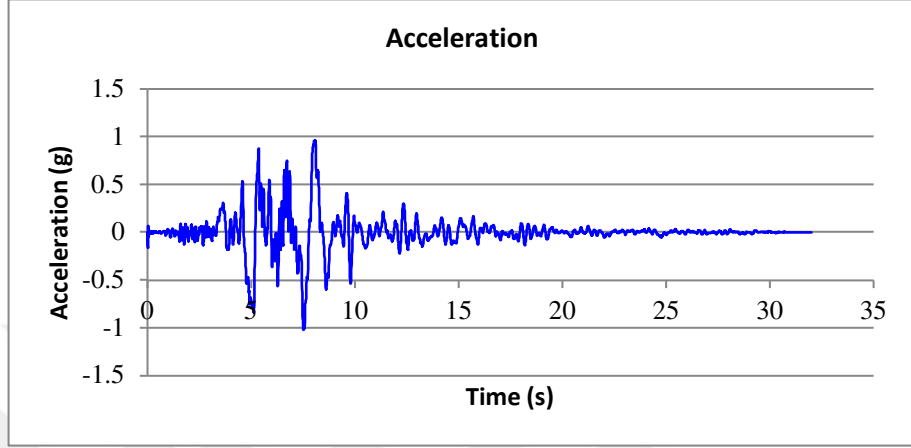


Şekil 4.13 Ölçeklendirme Sonrasında Spektrumların Grafikleri

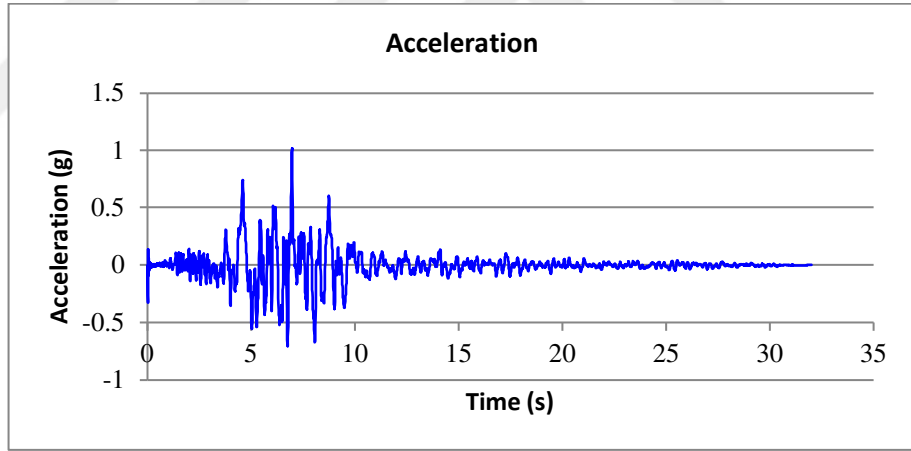


Şekil 4.14 Ölçeklendirme Sonrasında Spektrumların Aritmetik Ortalamasının Kontrolü

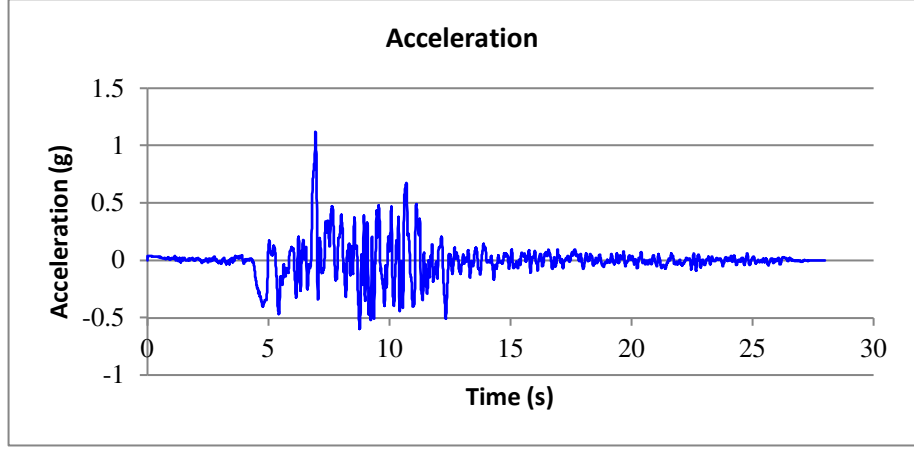
Ölçeklendirme ile ilgili şartnamede belirtilen yeterlilikleri sağladıkları doğrulandıktan sonra, belirlenen ölçeklendirme katsayılarına göre ivme-zaman grafikleri yeniden oluşturulmuş olup Şekil 4.15 ve Şekil 4.28 arasında verilen grafiklerde sunulmuştur.



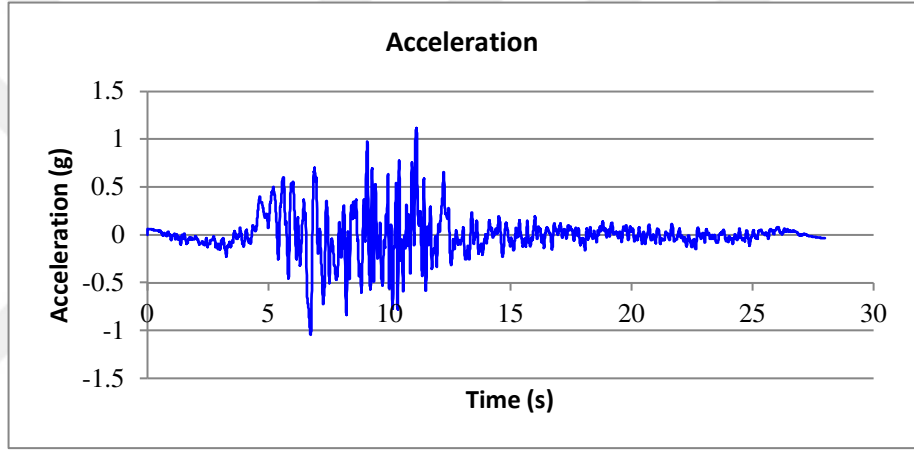
Şekil 4.15 RSN1108 X Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği



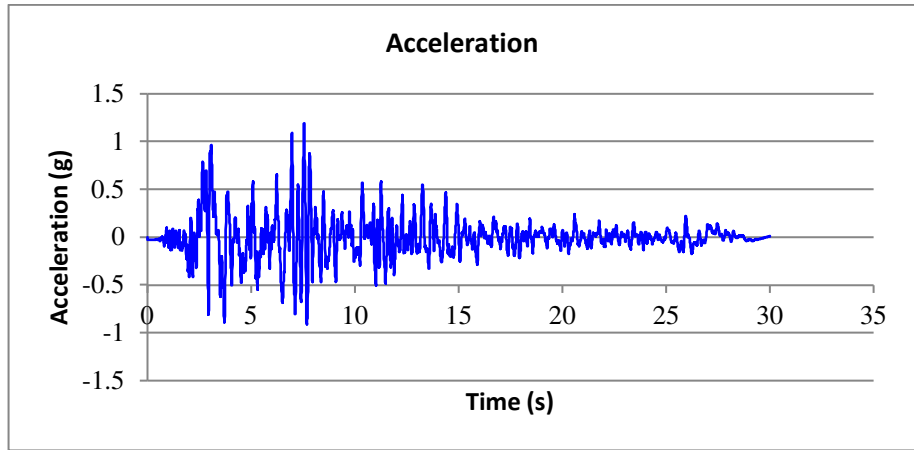
Şekil 4.16 RSN1108 Y Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği



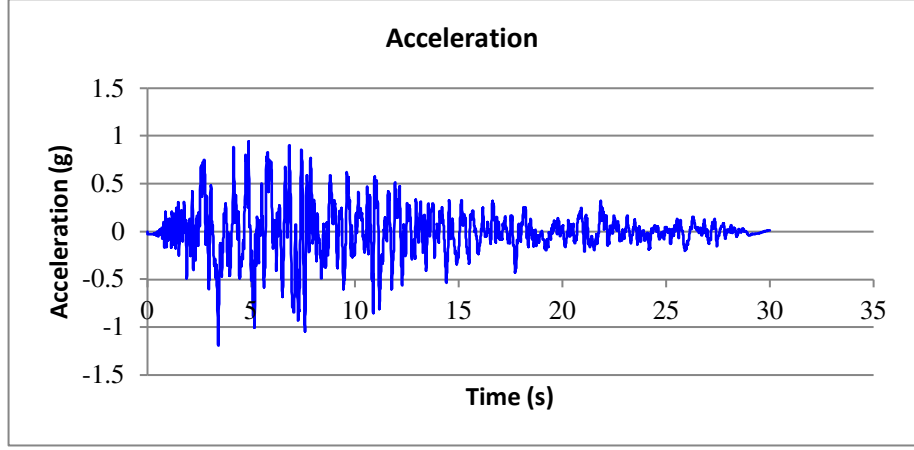
Şekil 4.17 RSN1161 X Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği



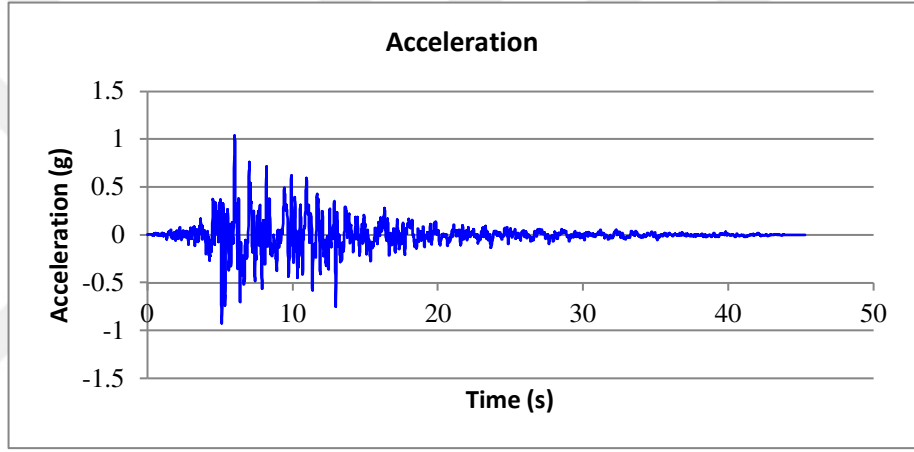
Şekil 4.18 RSN1161 Y Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği



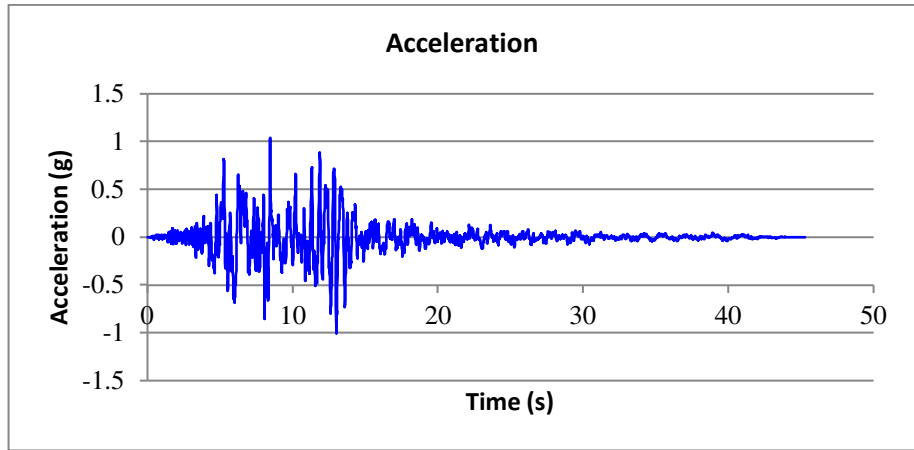
Şekil 4.19 RSN1165 X Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği



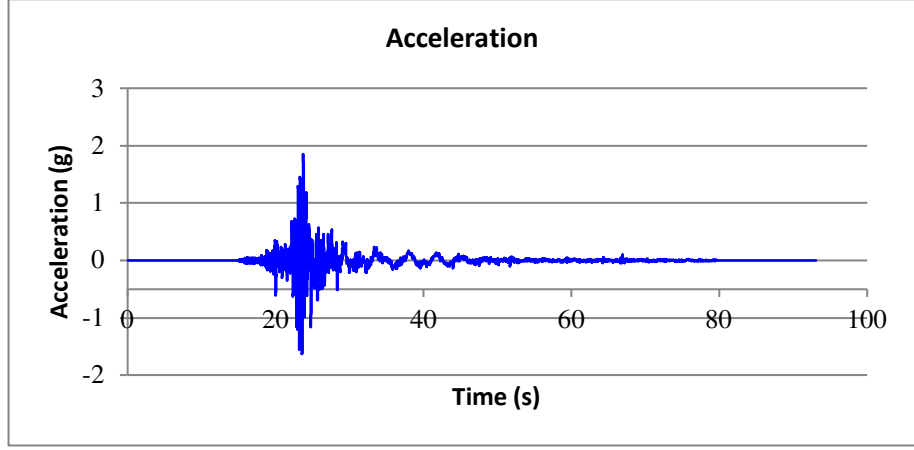
Şekil 4.20 RSN1165 Y Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği



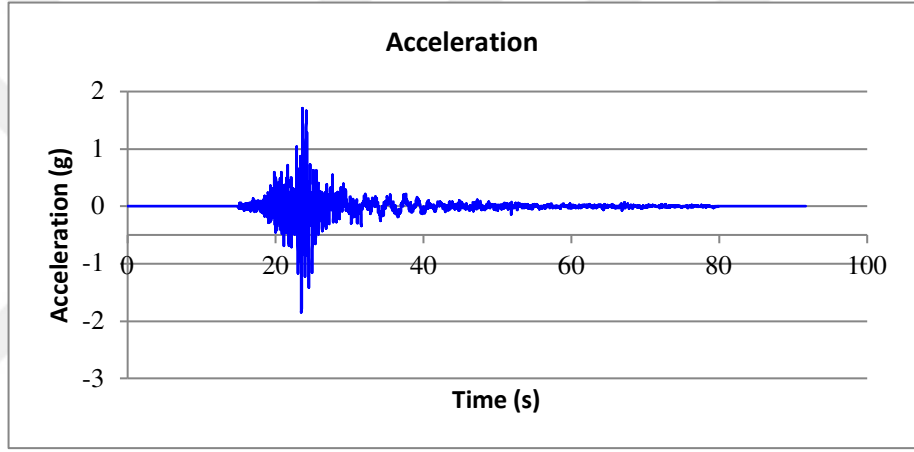
Şekil 4.21 RSN1787 X Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği



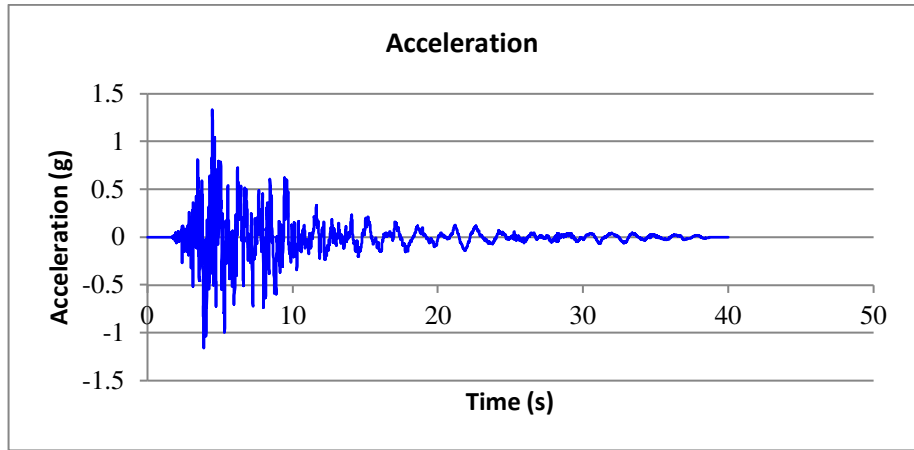
Şekil 4.22 RSN1787 Y Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği



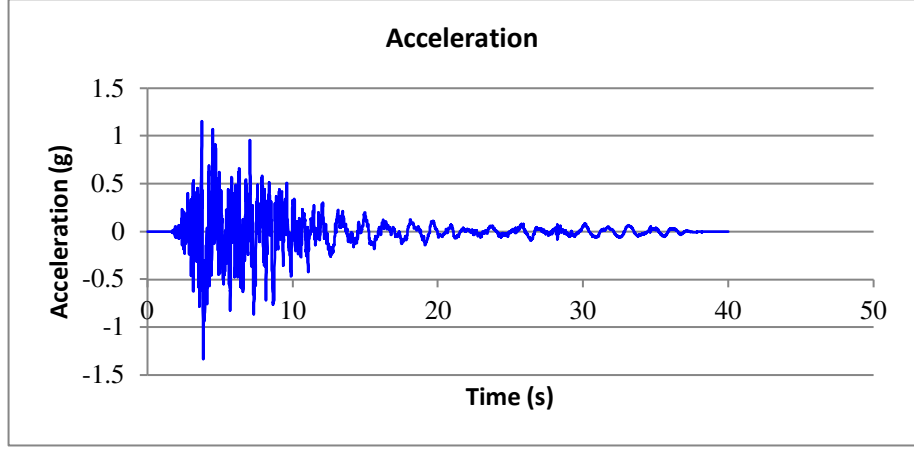
Şekil 4.23 RSN3954 X Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği



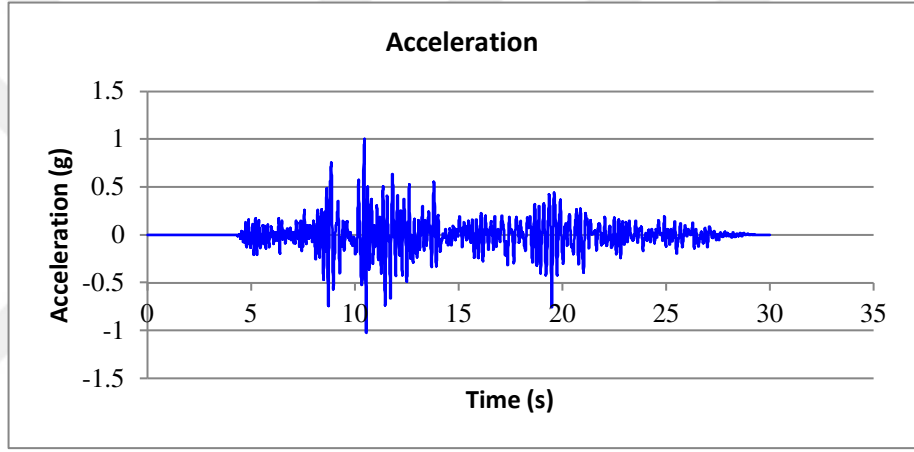
Şekil 4.24 RSN3954 Y Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği



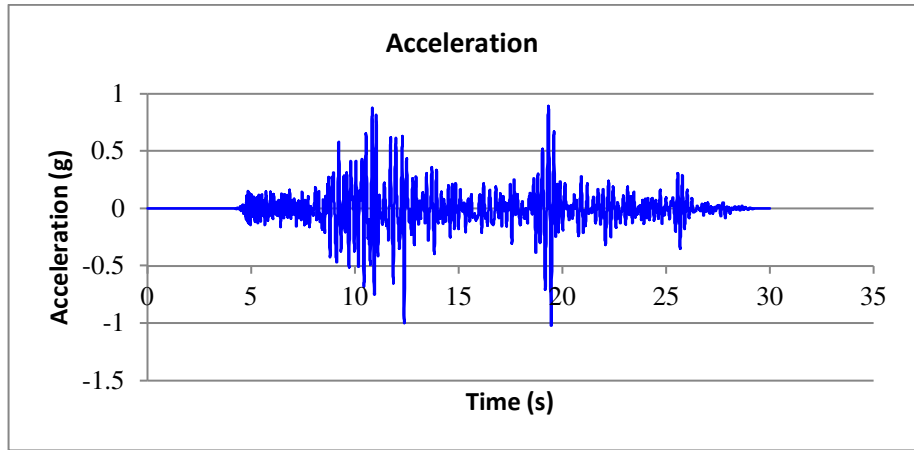
Şekil 4.25 RSN4483 X Yönü Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği



Şekil 4.26 RSN4483 Y Yönu Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği



Şekil 4.27 RSN8165 X Yönu Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği



Şekil 4.28 RSN8165 Y Yönu Ölçeklendirilmiş İvme Zaman Grafiği

Oluşturulan ivme-zaman grafikleri kullanılarak, DEEPSOIL programı yardımıyla serbest zemin davranış analizleri yapılacaktır. DEEPSOIL, tek boyutlu saha tepki analizi için kullanılan bir yazılımdır ve aşağıdaki analizleri gerçekleştirebilir:

- Doğrusal Olmayan Zaman Tanım Alanı Analizleri: Gözenek suyu basıncı üretimi olan ve olmayan 1 boyutlu doğrusal olmayan analizler
- Eşdeğer Doğrusal Frekans Alanı Analizleri: 1 boyutlu eşdeğer doğrusal analizler.
- Doğrusal Zaman ve Frekans Alanı Analizleri: 1 boyutlu doğrusal analizler.

DEEPSOIL, Illinois Üniversitesi tarafından geliştirilen ve güncel sürümü 2024 yılında yayımlanan bir yazılımdır.

4.6 Yapı Zemin Etkileşiminin Değerlendirilmesi

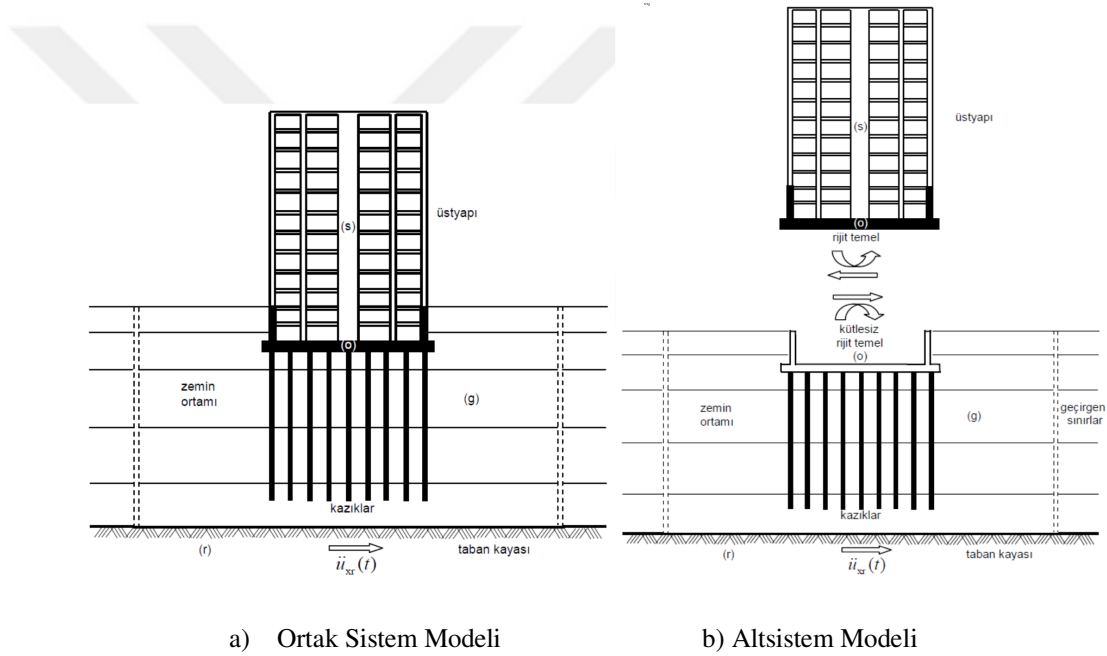
Eski yönetmeliklere göre yapılan tasarımlarda yapı-zemin etkileşimi, tasarım spektrumu yerel zemin sınıfına göre belirlenen katsayılarla çarpılarak dikkate alınıyordu. Ancak, ZD, ZE ve ZF zemin sınıflarında TKDY (2020)'de bu yöntemle ilave olarak YZE'nin de dikkat alınması önerilmiştir. Zemin tabakalarının değişkenliği ve anakayaya olan mesafe gibi faktörlerin deprem dalgaları üzerindeki etkilerinin, zemin özelliklerine bağlı olarak yapılarda hasara yol açtığı gözlemlenmiştir.

Köprü'nün yerel zemin sınıfı ZD ve Köprü Önemi Sınıfı (KÖS) 1 olduğundan, yapı-zemin etkileşimi dikkate alınacaktır. Bu çalışmada Zaman Tanım Alanında (ZTA) analiz için TKDY (2020) kapsamında belirtilen Köprü Kazık Zemin Etkileşimi C (KKZE-C) yöntemi, Karma Yöntem için ise Köprü Kazık Zemin Etkileşimi B (KKZE-B) yöntemi uygulanacaktır.

KKZE-B Yöntemi literatürde "Alt Sistem Yöntemi" olarak bilinir (Şekil 4.29a). Bu yöntemde yapı-zemin etkileşimi, kinematik etkileşim ve eylemsizlik etkileşimi olarak iki kısımda ele alınır. Zemin içerisindeki kazıklar ve üstyapı ayrı modeller olarak bağımsız şekilde analiz edilir. TKDY (2020) kapsamında, alt sistem yöntemine ek olarak, üstyapı modeline kazıkların dahil edilmesi de öngörülmektedir. Alt Sistem Yöntemi çerçevesinde, eğer varsa zemin iyileştirmesi de göz önüne alınarak tabakalı zeminin ve kazıkların doğrusal olmayan dinamik özellikleri, temel geometrisi ve sınır

koşulları dikkate alınır. Bu yöntemde temelin kütlesi hesaba katılmaz ve geçirgen sınırlar modelin dış sınırları olarak kullanılır (Bildik vd., 2017).

KKZE-C Yöntemi, literatürde "Direkt Yöntem Modeli" olarak bilinirken, TKDY (2020) kapsamında "Ortak Sistem Modeli" olarak adlandırılır (Şekil 4.29b). Bu yöntemde, köprü kazıkları ve zemin ortamı tek bir taşıyıcı sistem olarak model edilir ve analiz edilir. Direkt yöntemde yapı, kazık ve zemin tek bir sistem olarak idealize edilir ve taban kayasında tanımlanan depremin etkisi altında analiz yapılır. Bu modellemede tüm geometrik ve mekanik özellikler ile doğrusal olmayan davranış göz önünde bulundurulabilir (Aydınoglu, 2011).



Şekil 4.29 (a) Ortak Sistem ve (b) Alt sistem Modelleri

4.6.1 Zemin Profilinin Belirlenmesi

Zemin profilinde ilk 20 m'lik kısımda kil, altındaki 30 m'lik kısımda kum ve en altta ise $V_s = 760$ m/sn hıza sahip anakaya olduğu varsayılmıştır. Çalışma kapsamında temel altından ilk 20 m'lik kısım sert kil tabakasında sonraki 10 m'lik sıkı kum tabakasına kazıkların yapıldığı varsayılmıştır. Tablo 4.9'da değerlendirilen zemin tabakalarının özellikleri verilmiştir.

Tablo 4.9 Analizlerde Kullanılan Zemin Parametreleri

Tabaka Derinlikleri		Zemin Tipi	BHA (kN/m ³)	SPT-N	c _u (kPa)	PI (%)	Ø (°)	V _s (m/sn)
0	10	Su Üstünde Katı Kil	18	31	150	15		225
10	20	Su Altında Katı Kil	18	42	204	30		300
20	30	Kum	19	30	333		35	320
30	40	Kum	19	35	534		39	350
40	50	Kum	19	45.00	777		42	400
Anakaya		Anakaya	22	-	-	-	-	760

BHA: Birim Hacim Ağırlık**PI:** Plastisite İndisi**SPT-N:** SPT Vuruş Sayısı**Ø:** İçsel Sürtünme Açısı**c_u:** Drenajsız Kayma Mukavemeti**V_s:** Kayma Dalgası Hızı

Yapılan ön çalışmada orta ayak kazık başlığındaki yüklerinin depremlili durum için yaklaşık 10000 kN mertebelerinde olacağı öngörülmüştür. Buna göre kazık boyunun 30 m olması planlanmıştır.

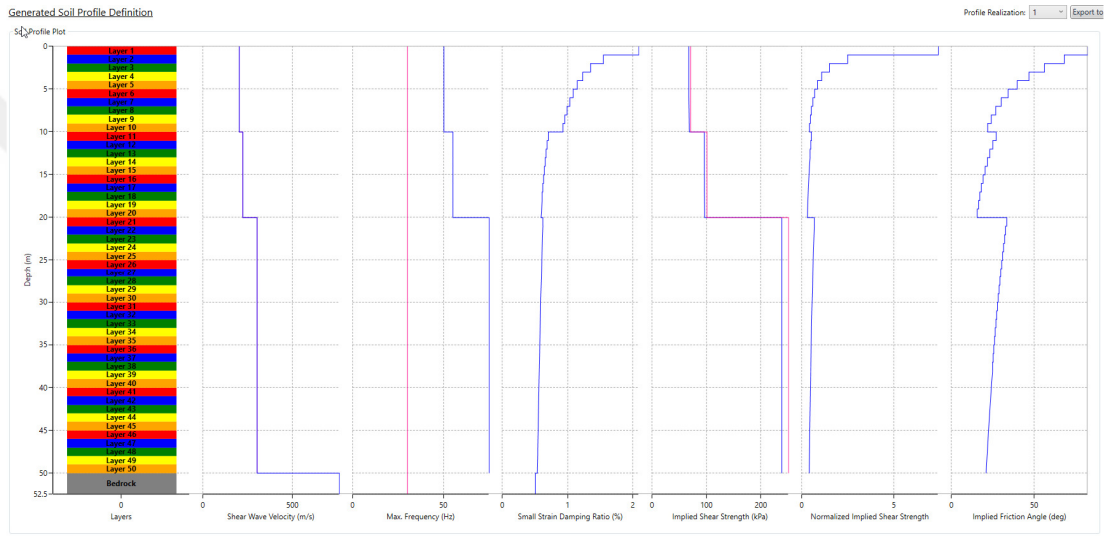
4.6.2 Serbest Zemin Davranış Hesabı

Saha tepki analizi, deprem hareketlerini ve bu hareketlerin farklı zemin profilleri üzerindeki etkilerini değerlendirmede kullanılan önemli bir yöntemdir. Saha tepkisini etkileyen başlıca parametreler; kayma modülü, anakaya derinliği ve zemin türleridir. Buna karşılık, düşük gerilimli sönümlenme oranı ve su seviyesi değişikliklerinin etkisi minimum düzeydedir (Hwang ve Lee, 1991). Ancak, daha yumuşak zeminlerde modül azalması fazla tahmin edilebilir ve bu nedenle sahaya özgü karakterizasyon yapılması gerekmektedir (Kim ve Hashash, 2013). Bu bulgular, doğru yer hareketi tahminleri yapabilmek için saha tepki analizinde zemin özellikleri ve deprem karakteristiklerinin dikkate alınmasının önemini vurgulamaktadır.

Serbest zemin davranış analizleri için doğrusal olmayan zemin davranış özelliklerine göre yer hareketleri sonucu zeminde meydana gelen deplasman, hız ve ivme değerlerini SQL formatında veren bir sonlu elemanlar yazılımı olan DeepSoil

programı kullanılacaktır. Programda izlenecek adımlar sırasıyla; zemin özelliklerinin tanımlanması, basit ölçekleme yöntemiyle ölçeklenmiş deprem kayıtlarının programa yüklenmesi, analiz yapılması ve sonuçların istenen formatta çıkarılmasıdır.

Bu çalışmada sıvılaşma riski olmadığı varsayılmış ve boşluk suyu basıncı dikkate alınmamıştır. Arazinin genel jeolojisinin yatay tabakalardan oluştuğu kabul edilmiştir, bu nedenle tek boyutlu yatay tabakalı serbest zemin modeli kullanılmıştır. Sisteme tanımlanan anakayanın, en büyük temel genişliğinin üç katı kadar derinlikte yer alması sağlanmıştır (Şekil 4.30).

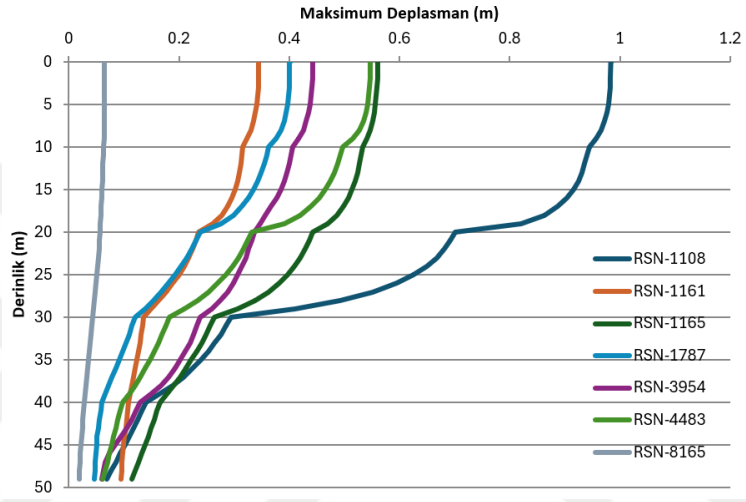


Şekil 4.30 Serbest Zemin Davranış Analizi Profili

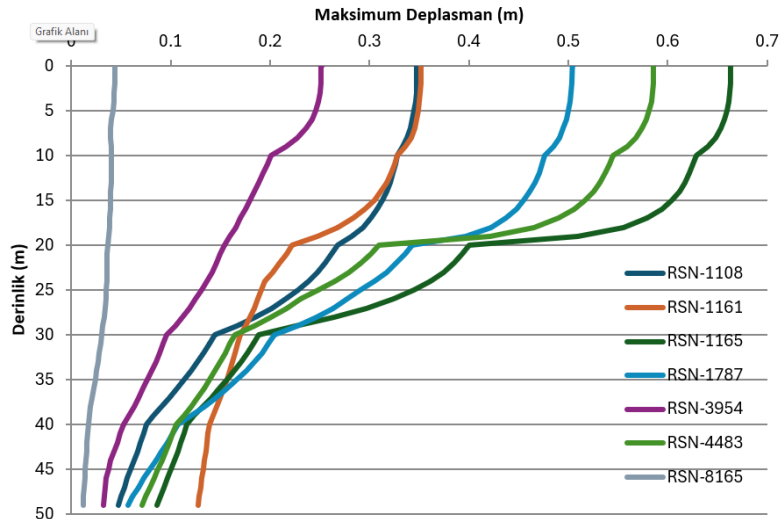
Serbest zemin davranış analizlerinde Darendeli modeli kullanılmıştır. Serbest zemin davranış analizlerinde Darendeli modeli (2001) kullanılmıştır. Bu çalışmada, deneysel verilere dayalı olarak kayma modülü-şekil değiştirme eğrilerini oluşturmaktadır. Küçük gerilme seviyelerinde veriler rezonans kolon testleriyle toplanırken, daha yüksek kesme gerilmesi seviyelerinde burulmalı kesme testi sonuçları kullanılmaktadır (Darendeli, 2001). Büyük birim şekil değiştirme seviyelerinde, model kayma mukavemetini olduğundan daha düşük veya yüksek tahmin edebilir. Bu nedenle, büyük gerilme seviyelerinde doğru kayma mukavemetini sağlamak için bir kayma mukavemeti düzeltmesi yapılması gereklidir (Phillips ve

Hashash, 2009). Ancak, bu çalışmada yapılan analizlerde en büyük birim şekil değiştirme değeri %1'i aşmadığı için düzeltme yapılmamıştır.

Yapılan serbest zemin analizleri neticesinde zamana bağlı zemin yer değiştirme değerleri elde edilmiştir. Bu çalışmada sadece kolonlar değerlendirildiği kinematik analiz ve maksimum deplasman profiline ihtiyaç olmayacaktır. Ancak deprem kayıtlarının zemin üzerinde yaptığı etkilerin görülebilmesi için Şekil 4.31-32'de maksimum deplasmanların derinlikle değişimi gösterilmiştir.



Şekil 4.31 X Yönü Maksimum Deplasman Profili



Şekil 4.32 Y Yönü Maksimum Deplasman Profili

4.6.3 Kazıkların P-y Eğrilerinin Belirlenmesi

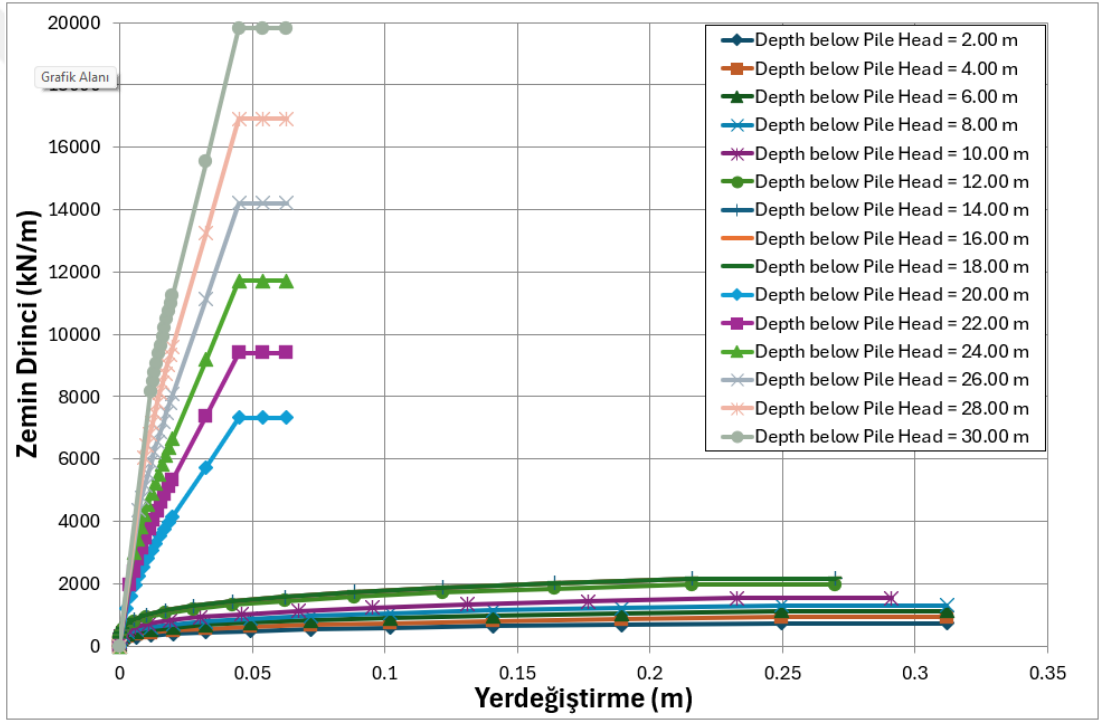
P-y modelleme yaklaşımı, otoyol köprüleri ve açık deniz rüzgar türbinleri gibi yapıların sismik tepkilerini simüle etmek için yaygın olarak kullanılan bir zemin-yapı etkileşimi modelidir (Xie vd., 2017). American Petroleum Institute (API) kaynaklarında p-y yayları yaygın olarak kullanılmasına rağmen, büyük çaplı tekil kazıklar için zemin-kazık etkileşimi sertliğini ve kapasitesini yetersiz değerlendirebilir. Araştırmacılar, yumuşak killerdeki tekil kazıklar için çok yaylı model (Fu vd., 2020) ve sıvılaştırılmış zeminler için modifiye edilmiş p-y eğrileri (Dash vd., 2008) gibi belirli uygulamalar için p-y modellerinde iyileştirmeler önermiştir. Özellikle denizaltı kuyu başı yorulma analizlerinde, geleneksel API p-y eğrileri yetersiz bulunmuş ve kuyu yorulma analizi için yeni yöntemler geliştirilmesine yol açmıştır (Mercan vd., 2017). Bu gelişmeler, yapısal tepki tahminlerinin doğruluğunu artırmayı ve çeşitli geoteknik mühendislik uygulamalarında tasarımı iyileştirmeyi amaçlamaktadır. Zeminin doğrusal olmayan davranışının yapı üzerindeki etkilerini değerlendirmek için p-y eğrileri kullanılmaktadır. TKDY (2020)'de önerilen yöntemler doğrultusunda LPile programı yardımıyla p-y eğrileri oluşturulmuştur.

LPile, yanal yükleme altındaki çakma veya fore kazıkların analizini yapan özel bir yazılımdır. Doğrusal olmayan zemin koşullarında, derinlik boyunca deformasyon, kesme kuvveti, eğilme momenti ve zemin tepkisini hesaplayabilir. Program, çeşitli zemin ve kaya türleri için yayınlanmış yanal yük aktarım eğrilerini (p-y eğrileri) kullanarak zemin ve kaya davranışını simüle eder. P-y eğrileri programda otomatik olarak oluşturulabilir ya da kullanıcı belirli bir zemin katmanı için p-y eğrisi verilerini manuel olarak girebilir. Program ayrıca, katmanlı zemin profillerinde p-y eğrilerini hesaplayacak özel prosedürlere sahiptir. Kazık başı yükleme koşulları esnek şekilde seçilebilirken, kazığın yapısal özellikleri de uzunluk boyunca değiştirilebilir. LPile, ACI 318 standardını kullanarak güçlendirilmiş kazık kesitleri için donatı düzenlemelerine yönelik kılavuzlar da sunmaktadır (LPile, 2022) P-y eğrileri oluşturulurken kullanılan yöntemler Şekil 4.33'te gösterilmiştir. Oluşturulan P-y eğrilerinin zemin profiline göre değişimi Şekil 4.34'te; analiz modelinde tanımlanması

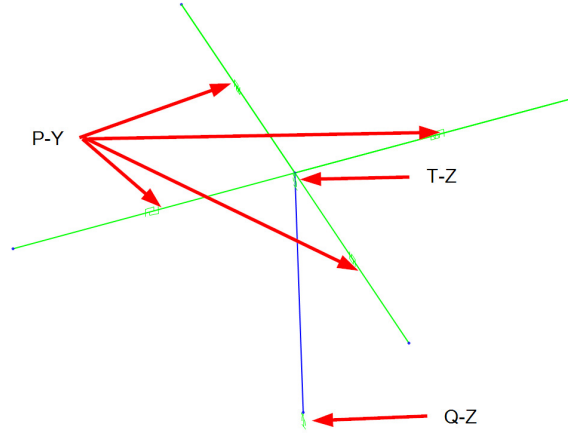
ise Şekil 4.35'te verilmiştir. P-y yayları sadece basınca çalışacak şekilde yatay doğrultuda, T-z yayları basınca ve çekme çalışacak şekilde sadece düşey doğrultuda, Q-z yayları ise düşey doğrultuda sadece basınca çalışacak şekilde modellenmiştir (Şekil 4.35).

Select p-y Curve Type	Vertical Depth Below Pile Head of Top of Soil Layer (m)	Vertical Depth Below Pile Head of Bottom of Soil Layer (m)	Press Button to Enter Soil Properties
from Drop-down List			
1 Stiff Clay w/o Free Water (Reese) ▾	0	10	1: Stiff Clay without Free Water
2 Stiff Clay w/o Free Water (Reese) ▾	10	20	2: Stiff Clay without Free Water
3 Sand (Reese) ▾	20	30	3: Sand (Reese, et al.)

Şekil 4.33 L-Pile'da Tanımlanan Zemin Tabakaları ve Kullanılan Yöntemler



Şekil 4.34 Oluşturulan P-Y Eğrilerinin Zemin Profiline Göre Değişimi



Şekil 4.35 Oluşturulan P-Y Eğrilerinin SAP2000 Programına Tanımlanması

Su altındaki kum tabakasının p-y eğrilerinin hazırlanabilmesi için k parametresinin belirlenmesi gereklidir. Bu parametre, aşağıdaki formül kullanılarak hesaplanmıştır (Reese,1974).

$$k = 115.87\phi^2 - 2259\phi - 2359 \quad (4.13)$$

Reese (1974) yönteminde sert kilin E50 (Akmanın %50'sindeki birim deformasyon) değeri için aşağıdaki formülasyon kullanılmıştır (Demir, 2019).

$$\varepsilon_{50} = 0.0763 \times c_u^{-0.535} \quad (4.14)$$

4.6.4 Kazıkların T-z ve Q-z Eğrilerinin Belirlenmesi

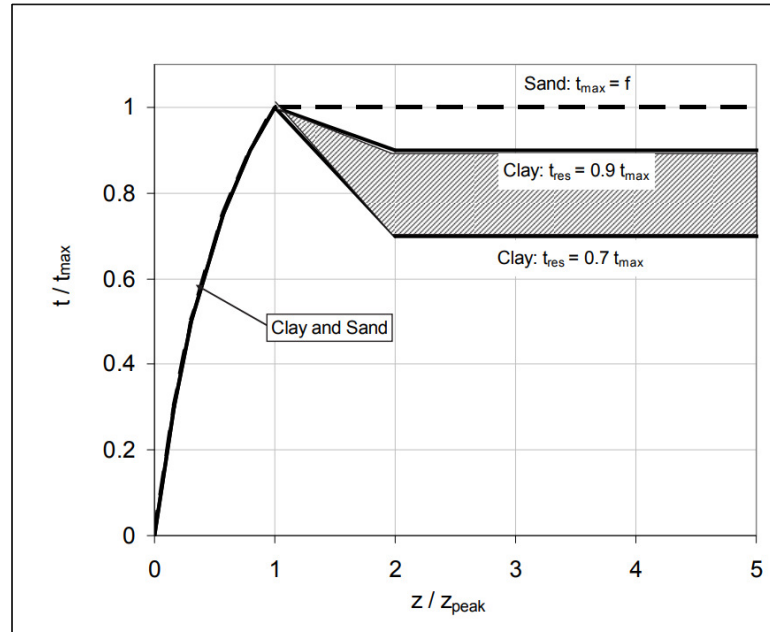
Yapı-zemin etkileşiminin daha doğru modellenebilmesi, yapısal tepkilerin ve temel davranışının daha iyi belirlenmesi için kazığın çevresindeki sürtünme direncinin ve kazık uç direncinin düşey doğrultuda ayrı ayrı tanımlanması gereklidir. Bu yöntem, özellikle zemin katmanlarının değiştiği bölgelerde, doğru aksenal yükle ve zeminin çevrimsel davranışı dikkate alınarak kapasite kontrollerinin yapılmasına olanak sağlar.

Fırtına dalgaları ve depremler gibi çevresel koşullardan kaynaklanan döngüsel yükler (atalet yükleri dahil) statik aksenal kapasite üzerinde potansiyel olarak iki karşıt etkiye sahip olabilir. Tekrarlayan yükler dirençte geçici veya kalıcı bir azalmaya ve/veya deformasyon birikimine neden olabilir. Hızlı uygulanan yükler kazığın

direncinde ve/veya sertliğinde artışa neden olabilir. Çok yavaş uygulanan yükler kazığın direncinde ve/veya rijitliğinde azalmaya neden olabilir. Döngüsel yüklerin sonuç etkisi, uygulanan yüklerin büyüklüklerinin, döngülerinin ve değişim oranlarının, kazığın yapısal özelliklerinin ve zemin türlerinin birleşik etkilerinin bir fonksiyonu olacaktır (API, 2011)

Bu çalışmada, TKDY (2020) tarafından önerilen API WSD RP-2A (2011) yaklaşımı kullanılmıştır. Bu kaynak, T-z ve Q-z eğrileri için Şekil 4.37-38'deki verileri sağlamaktadır. Bunun dışında kazık yükleme testi ile de bu değerler elde edilebilir.

Kazık çevre sürtünmesi davranışında meydana gelebilecek değişikliklerin modellenmesi için kullanılan T-z yaylarının hesaplanması için kullanılacak grafik Şekil 4.36'da verilmiştir. Burada kazık çevresindeki zemin özelliklerine göre kazığın anlık sürtünmesinin, hesaplanan maksimum kazık sürtünmesine oranıyla, zeminin anlık deplasmanın hesaplanan maksimum deplasmanına oranının değişimini gösteren grafik verilmiştir. Maksimum deplasman değerinin kazık çapının %1'i kadar alınması önerilmektedir. Grafikten görüleceği üzere killi birimlerde akmadan sonra kapasite azalışı meydana gelmektedir.



Şekil 4.36 Kazıklar için Kullanılan Çevre Sürtünmesi Deplasman Grafiği

z : Kazık Deplasmanı (mm)

D : Kazığın dış Çapı (mm)

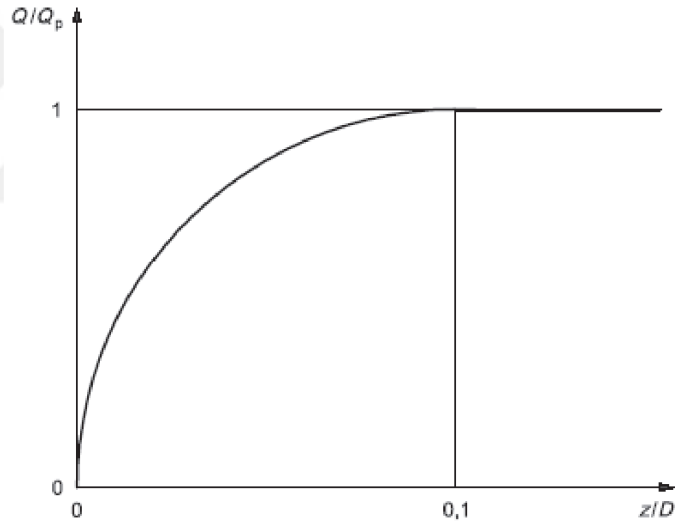
t : Anlık Birim Çeper Sürtünmesi (kPa)

t_{\max} : Maksimum Çeper Sürtünmesi (kPa)

t_{res} : Rezidüel kazık-zemin Sürtünmesi (kPa)

z_{peak} : Maksimum Kazık-Zemin Sürtünmesinin Oluştığı Deplasman (mm)

Kazık uç direncinin davranışında meydana gelebilecek değişikliklerin modellenmesi için kullanılan Q-z yaylarının hesaplanması için kullanılacak grafik Şekil 4.37'de verilmiştir. Burada kazık çapının %10'undan fazla deplasman olması durumunda zeminin akmaya başladığı gösterilmiştir.



Şekil 4.37 Kazıklar için Kullanılan Uç Taşıma Kapasitesi-Deplasman Grafiği

z : Kazığın Anlık Düşey Deplasmanı

D : Kazık Çapı

Q : Uç Yük

Q_p : Toplam Uç Taşıma Kapasitesi

4.6.5 Ortak Sistem Yapısal Modelinin Oluşturulması

KKZE-C yönteminde, köprü kazıkları ve zemin tek bir taşıyıcı sistem olarak modellenmiştir. Her bir düğüm noktasında bir çift basınç yayı kullanılarak zemin tepkisi simüle edilmiştir. Serbest zemin davranışını sağlayan yay aktif olurken, zemin tepkisini temsil eden yay pasif konumda kalır. Zemin tepkisinin yönüne göre, aktif ve pasif yaylar yer değiştirebilmektedir. Bu modelde, bir yönde yükleme sonucu zeminde oluşan yer değiştirme, ters yönde yükleme yapılarına kadar diğer tarafta zemin tepkisi oluşmayacak şekilde çevrimsel hesap modeli kullanılmaktadır. Ortak sistem hesaplamalarında başlangıç koşulu olarak t-z ve q-z yaylarına köprünün ölü yükü ve toprak yüklerinin tanımlanması gerekmektedir. Yatay deprem itkilerinden kaynaklı kazıkların yatay dirençleri çevrelerinde kazık olup olmamasından etkilenmektedir. Buna göre yönetmelikte aşağıda formül önerilmektedir.

$$\beta_G = 0.2[(1 - \beta_{G1})s - (1 - 6\beta_{G1})] \quad (4.15)$$

s : Göz önüne alınan doğrultudaki kazık sıraları ara uzaklığının kazık çapına oranı,
 β_{G1} : Her bir kazık sırası için farklı uygulanacak bir katsayıdır. En öndeki kazık sırası için $\beta_{G1} = 0.7$, onun arkasındaki ikinci kazık sırası için $\beta_{G1} = 0.45$, üçüncü kazık sırası için $\beta_{G1} = 0.3$, dördüncü kazık sırası için $\beta_{G1} = 0.2$ alınacaktır. $s > 6$ için $\beta_{G1} = 1$ alınacaktır.

Kazık başlığının hemen altında plastik mafsallı olduğu varsayılmıştır. Temel altında oluşan plastik mafsallı boyunun, formülde hesaplanan mafsallı boyunun yarısı kadar olduğu varsayılarak mafsallı modele tanıtılmıştır. Zemin profilinin değiştiği yerlerde mafsallı uzunluğu, kazık çapı kadar olacak şekilde ilave plastik mafsallar tanımlanmıştır. Kazıkların etkin kesit eğilme rijitlikleri, brüt kesit rijitliklerinin %50'si kadar alınmıştır. Kesme ve eksenel kesit rijitliklerin azaltma yapılmamıştır.

$$L_p [mm] = 0.044 f_{ye} d_b [mm] \quad (4.16)$$

f_{ye} : Donatı çeliğinin beklenen akma dayanımı (MPa)

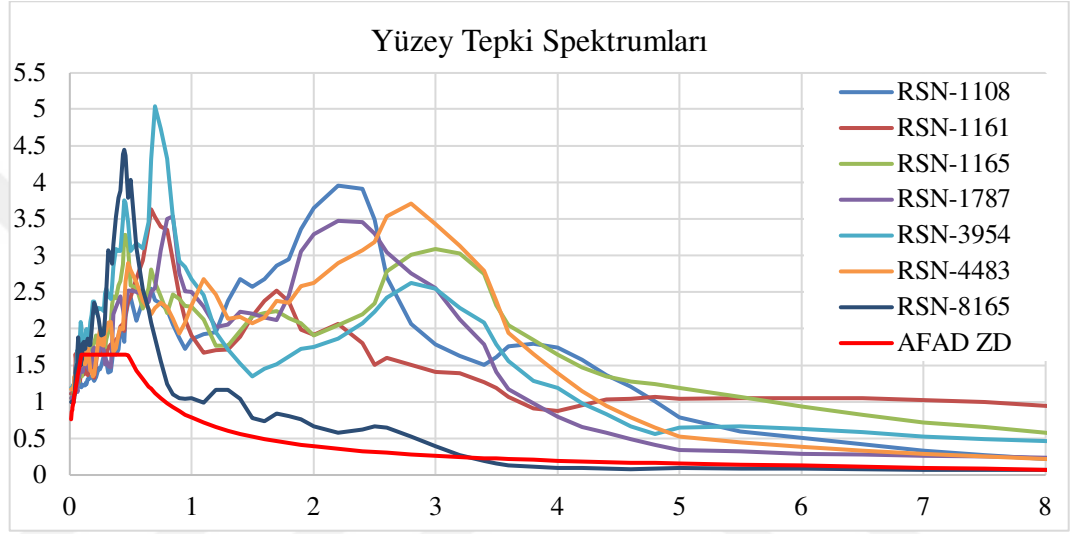
d_{bl} : Kesitteki ortalama donatı çapı (mm)

BÖLÜM BEŞ

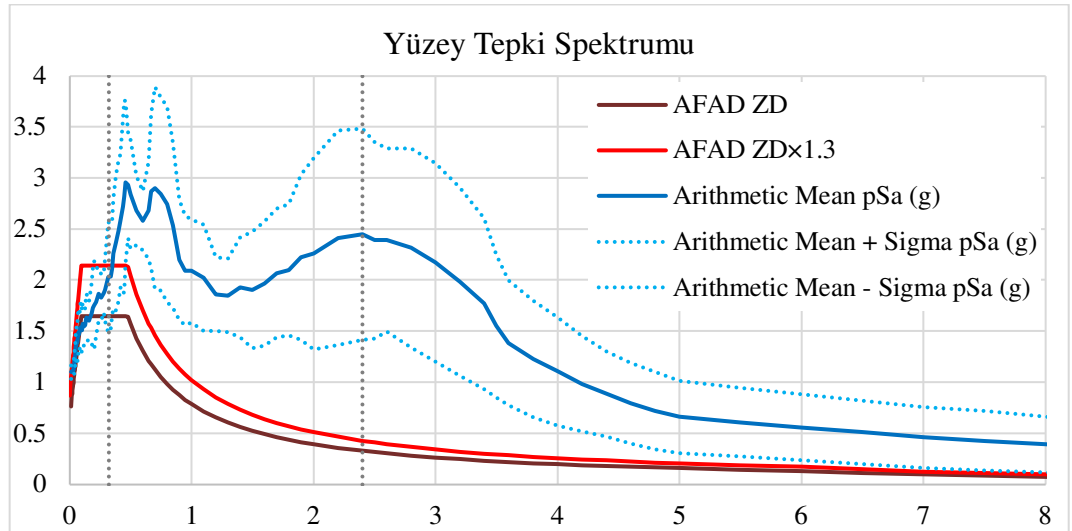
ANALİZ SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

5.1 Serbest Zemin Davranış Hesaplarının Değerlendirilmesi

Serbest zemin davranış analizlerinden elde sonuçlardan yüzey spektrumları elde edilmiştir. Bulunan yüzey spektrumları AFAD'ın sitesinden alınan spektrum ile Şekil 5.1-5.2'de gösterildiği şekilde karşılaştırılmıştır.

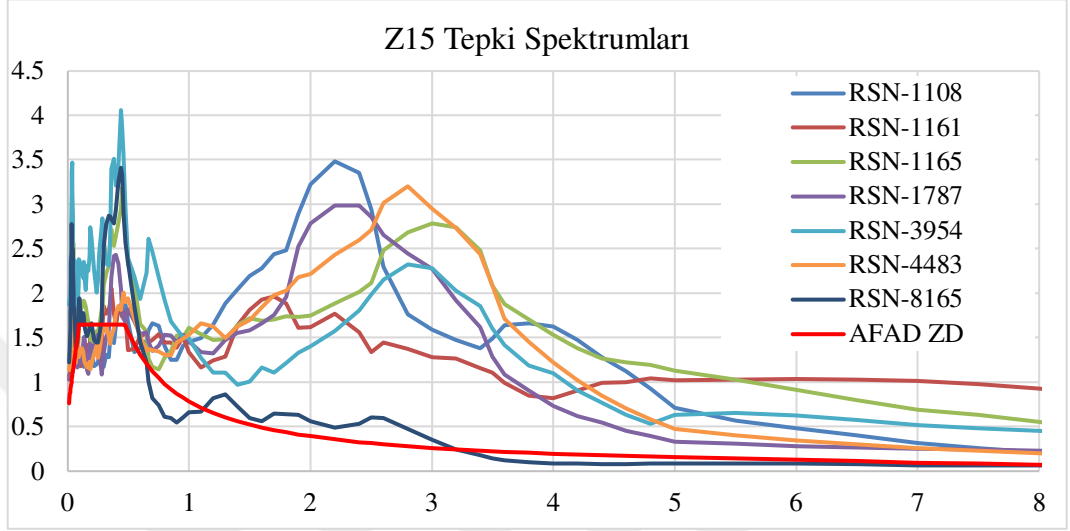


Şekil 5.1 Yüzey Tepki Spektrumu

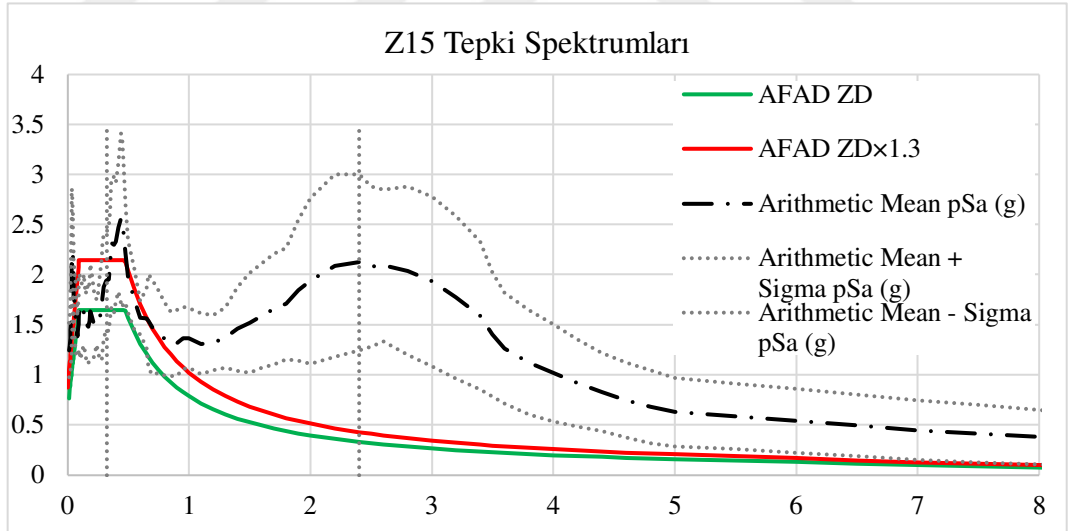


Şekil 5.2 Yüzey Tepki Spektrumu Ortalaması

Yapılan değerlendirme yüzeyden alınan tepki spektrumunun büyük olduğu gözlemlenmiştir. Yapının ZTA'da yapılan çözümlerle mukayese edilebilmesi için bu spektrumun ölçeklendirilmesi yerine $z=-15$ kotundaki spektrum verileri elde edilmiştir.



Şekil 5.3 Z15 Tepki Spektrumu



Şekil 5.4 Z15 Tepki Spektrumu Ortalaması

Şekil 5.3-4 spektrum grafiklerinde de görüleceği üzere Z15 spektrumu uzun periyotlar hala çok yüksek olsa bile kısa periyotlarda yüzey spektrumuna göre AFAD-

ZD spektrumuna daha yakın değerlerdedir. Bu sebepten mukayese ZTA, Yüzey Spektrumu, Z15 Spektrumu ve AFAD-ZD spektrumları arasında yapılacaktır.

5.2 Yapısal Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

ZTA yöntemi kullanılarak yapılan analiz sonucunda kolon çekirdek betonu fiber elemanlarından elde edilen sonuçlar, Tablo 5.1’de verilmiştir. Burada, 14 adet deprem kaydı için beton birim şekil değiştirme sonuçlarının ortalaması alınarak, Tablo 4.6’da hesaplanan kolon birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılmıştır. Ortalama değerlerin kapasitenin üzerine çıkmaması durumunda ise "UYGUN" olarak belirtilmiştir.

Tablo 5.1 ZTA'da Kolonların Beton Fiber Elemanlarının Birim Şekil Değiştirme Sonuçları

Deprem Adı	AYAK ADI		
	P1	P2	P3
RSN-1108-X	-0.0024	-0.0048	-0.0026
RSN-1161-X	-0.0046	-0.006	-0.0045
RSN-1165-X	-0.0053	-0.009	-0.0064
RSN-1787-X	-0.011	-0.0122	-0.0112
RSN-3954-X	-0.0047	-0.0031	-0.0023
RSN-4483-X	-0.0065	-0.0097	-0.0072
RSN-8165-X	-0.0009	-0.0007	-0.0007
RSN-1108-Y	-0.0035	-0.0117	-0.0072
RSN-1161-Y	-0.004	-0.0034	-0.0022
RSN-1165-Y	-0.0049	-0.0061	-0.0031
RSN-1787-Y	-0.0087	-0.0102	-0.0081
RSN-3954-Y	-0.0054	-0.0067	-0.0037
RSN-4483-Y	-0.0088	-0.0121	-0.0098
RSN-8165-Y	-0.0009	-0.0009	-0.0007
ORTALAMA	-0.0051	-0.0069	-0.005
KAPASİTE	-0.0076	-0.0076	-0.0076
KONTROL	UYGUN	UYGUN	UYGUN

Tablo 5.1'den görüleceği üzere, RSN1108, RSN1165, RSN1787 ve RSN4483 depremlerinde birim şekil değiştirme kapasitesi aşılmasına rağmen, ortalama alınarak yapılan değerlendirme sonucu birim şekil değiştirme değerleri istenen performansı sağlamıştır.

ZTA yöntemi kullanılarak yapılan analiz sonucunda kolon donatı fiber elemanlarından elde edilen sonuçlar, aşağıda Tablo 5.2’de verilmiştir. Burada, 14 adet deprem kaydı için donatı birim şekil değiştirme sonuçlarının ortalaması alınarak, Denklem 4.12’de hesaplanan kolon birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılmıştır. Ortalama değerler kapasitenin üzerine çıkmaması durumunda ise "UYGUN" olarak belirtilmiştir.

Tablo 5.2 ZTA'da Kolonların Donatı Fiber Elemanlarının Birim Şekil Değiştirme Sonuçları

Deprem Adı	AYAK ADI		
	P1	P2	P3
RSN-1108-X	0.0084	0.0179	0.0065
RSN-1161-X	0.0148	0.0234	0.0143
RSN-1165-X	0.0168	0.0347	0.0208
RSN-1787-X	0.0318	0.0408	0.034
RSN-3954-X	0.0109	0.0096	0.0054
RSN-4483-X	0.0207	0.041	0.0293
RSN-8165-X	0.0016	0.0009	0.0011
RSN-1108-Y	0.0153	0.0508	0.0341
RSN-1161-Y	0.0112	0.0084	0.0043
RSN-1165-Y	0.0147	0.0228	0.0105
RSN-1787-Y	0.023	0.0451	0.0293
RSN-3954-Y	0.0157	0.0223	0.0108
RSN-4483-Y	0.0273	0.0383	0.0326
RSN-8165-Y	0.0014	0.0016	0.001
ORTALAMA	0.0153	0.0255	0.0167
KAPASİTE	0.04	0.04	0.04
KONTROL	UYGUN	UYGUN	UYGUN

Tablo 5.2'den görüleceği üzere, RSN1108, RSN1787 ve RSN4483 depremlerinde birim şekil değiştirme kapasitesi aşılmasına rağmen, ortalama alınarak yapılan değerlendirme sonucu birim şekil değiştirme değerleri istenen performansı sağlamıştır.

Karma yöntemde yüzey spektrumu kullanılarak yapılan analiz sonucunda kolon çekirdek betonu fiber elemanlarından elde edilen sonuçlar, Tablo 5.3’de verilmiştir. Burada, 14 adet deprem kaydından elde edilen spektrumlardan yapılan analizin sonucunda elde edilen beton birim şekil değiştirme değerlerinin ortalaması alınarak, Tablo 4.6’ da hesaplanan kolon birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılmıştır. Ortalama değer in kapasitenin üzerine çıkmaması durumunda ise "UYGUN" olarak belirtilmiştir.

Tablo 5.3 Yüzey Spektrumunda Kolonların Beton Fiber Elemanlarının Birim Şekil Değiştirme Sonuçları

Deprem Adı	AYAK ADI		
	P1	P2	P3
RSN-1108-X	-0.0033	-0.0013	-0.0019
RSN-1161-X	-0.0039	-0.0015	-0.0021
RSN-1165-X	-0.005	-0.002	-0.0027
RSN-1787-X	-0.0056	-0.002	-0.003
RSN-3954-X	-0.0063	-0.0022	-0.0034
RSN-4483-X	-0.0049	-0.0019	-0.0026
RSN-8165-X	-0.0015	-0.0007	-0.001
RSN-1108-Y	-0.001	-0.0006	-0.0007
RSN-1161-Y	-0.0055	-0.0179	-0.0137
RSN-1165-Y	-0.0043	-0.011	-0.0081
RSN-1787-Y	-0.0035	-0.0115	-0.0083
RSN-3954-Y	-0.0045	-0.0144	-0.0103
RSN-4483-Y	-0.0056	-0.0099	-0.0073
RSN-8165-Y	-0.0043	-0.0144	-0.0103
ORTALAMA	-0.0042	-0.0065	-0.0054
KAPASİTE	-0.0076	-0.0076	-0.0076
KONTROL	UYGUN	UYGUN	UYGUN

Tablo 5.3'ten görüleceği üzere, kısa yön depremlerinde birim şekil değiştirme kapasitesi aşılmasına rağmen, ortalama alınarak yapılan değerlendirme sonucu birim şekil değiştirme değerleri istenen performansı sağlamıştır. Bu davranışta, karma yöntemde lineer yaylarla kenar ayak davranışının modellenememesinin etkisi gözlemlenmiştir.

Karma yöntemde yüzey spektrumu kullanılarak yapılan analiz sonucunda kolon donatı fiber elemanlarından elde edilen sonuçlar, Tablo 5.4'te verilmiştir. Burada, 14 adet deprem kaydından elde edilen spektrumlardan yapılan analizin sonucunda elde edilen donatı birim şekil değiştirme değerlerinin ortalaması alınarak, Denklem 4.12'de hesaplanan donatı birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılmıştır. Ortalama değerlerin kapasitenin üzerine çıkması durumunda ise "UYGUN" olarak belirtilmiştir.

Tablo 5.4 Yüzey Spektrumunda Kolonların Donatı Fiber Elemanlarının Birim Şekil Değiştirme Sonuçları

Deprem Adı	AYAK ADI		
	P1	P2	P3
RSN-1108-X	0.0212	0.0033	0.0087
RSN-1161-X	0.0248	0.0044	0.0112
RSN-1165-X	0.0321	0.0075	0.0158
RSN-1787-X	0.0367	0.0096	0.0185
RSN-3954-X	0.0425	0.0116	0.0217
RSN-4483-X	0.0312	0.0068	0.0148
RSN-8165-X	0.0044	0.0015	0.0022
RSN-1108-Y	0.0024	0.0011	0.0016
RSN-1161-Y	0.0269	0.1021	0.0704
RSN-1165-Y	0.0199	0.0573	0.0416
RSN-1787-Y	0.0157	0.0596	0.0428
RSN-3954-Y	0.021	0.0733	0.0543
RSN-4483-Y	0.0273	0.0511	0.037
RSN-8165-Y	0.0199	0.0733	0.0543
ORTALAMA	0.0233	0.033	0.0282
KAPASİTE	0.04	0.04	0.04
KONTROL	UYGUN	UYGUN	UYGUN

Tablo 5.4'te, beton elemanlarda olduğu gibi köprünün kısa yön birim şekil değiştirme kapasitelerinin aşıldığı görülmüştür. Ortalamaya bakıldığında ise sonuçlar uygun bulunmuştur.

Karma yöntemde Z15 spektrumu kullanılarak yapılan analiz sonucunda kolon çekirdek betonu fiber elemanlarından elde edilen sonuçlar, Tablo 5.5’de verilmiştir. Burada, 14 adet deprem kaydından elde edilen spektrumlardan yapılan analizin sonucunda elde edilen beton birim şekil değiştirme değerlerinin ortalaması alınarak, Tablo 4.6’ da hesaplanan kolon birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılmıştır. Ortalama değer in kapasitenin üzerine çıkmaması durumunda ise "UYGUN" olarak belirtilmiştir.

Tablo 5.5 Z15 Spektrumunda Kolonların Beton Fiber Elemanlarının Birim Şekil Değiştirme Sonuçları

Deprem Adı	AYAK ADI		
	P1	P2	P3
RSN-1108-X	-0.0023	-0.001	-0.0014
RSN-1161-X	-0.0021	-0.0009	-0.0013
RSN-1165-X	-0.0018	-0.0011	-0.0017
RSN-1787-X	-0.0024	-0.001	-0.0015
RSN-3954-X	-0.0024	-0.001	-0.0015
RSN-4483-X	-0.0018	-0.001	-0.0015
RSN-8165-X	-0.0009	-0.0005	-0.0006
RSN-1108-Y	-0.0032	-0.0125	-0.0088
RSN-1161-Y	-0.0019	-0.0077	-0.0053
RSN-1165-Y	-0.0018	-0.0085	-0.0059
RSN-1787-Y	-0.0018	-0.0082	-0.0056
RSN-3954-Y	-0.0018	-0.0045	-0.0028
RSN-4483-Y	-0.0019	-0.0086	-0.0059
RSN-8165-Y	-0.0011	-0.0026	-0.0017
ORTALAMA	-0.0019	-0.0042	-0.0033
KAPASİTE	-0.0076	-0.0076	-0.0076
KONTROL	UYGUN	UYGUN	UYGUN

Tablo 5.5'ten görüleceği üzere, beton elemanlarda RSN1108, RSN1161, RSN1165, RSN1787 ve RSN4483 depremlerinde birim şekil değiştirme kapasitesi aşılmasına rağmen, ortalama alınarak yapılan değerlendirme sonucu birim şekil değiştirme değerleri istenen performansı sağlamıştır.

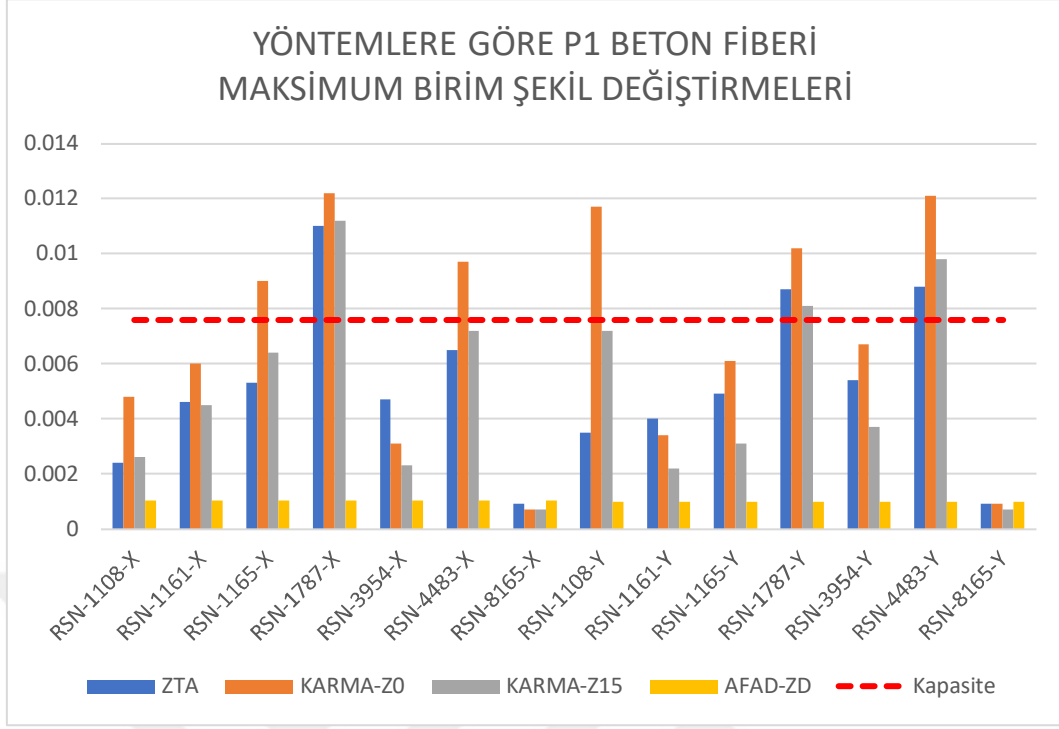
Karma yöntemde yüzey spektrumu kullanılarak yapılan analiz sonucunda kolon donatı fiber elemanlarından elde edilen sonuçlar, Tablo 5.6'da verilmiştir. Burada, 14 adet deprem kaydından elde edilen spektrumlardan yapılan analizin sonucunda elde edilen donatı birim şekil değiştirme değerlerinin ortalaması alınarak, Denklem 4.12'de hesaplanan donatı birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılmıştır. Ortalama değerlerin kapasitenin üzerine çıkması durumunda ise "UYGUN" olarak belirtilmiştir.

Tablo 5.6 Z15 Spektrumunda Kolonların Donatı Fiber Elemanlarının Birim Şekil Değiştirme Sonuçları

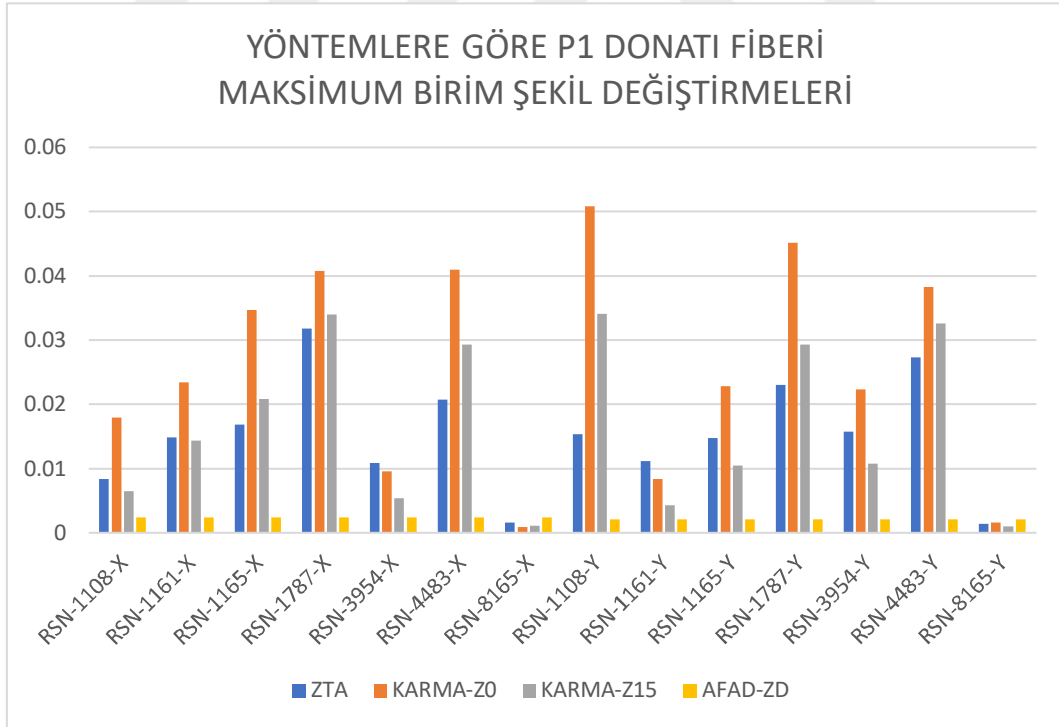
Deprem Adı	AYAK ADI		
	P1	P2	P3
RSN-1108-X	0.0129	0.0022	0.0041
RSN-1161-X	0.0113	0.0021	0.0034
RSN-1165-X	0.0153	0.0025	0.0057
RSN-1787-X	0.0137	0.0023	0.0045
RSN-3954-X	0.0137	0.0023	0.0045
RSN-4483-X	0.0145	0.0023	0.0049
RSN-8165-X	0.0019	0.0008	0.0012
RSN-1108-Y	0.0138	0.0641	0.0457
RSN-1161-Y	0.0059	0.039	0.0248
RSN-1165-Y	0.0065	0.0435	0.0288
RSN-1787-Y	0.0065	0.042	0.0268
RSN-3954-Y	0.0055	0.0203	0.0112
RSN-4483-Y	0.0071	0.0443	0.0288
RSN-8165-Y	0.0023	0.0094	0.0043
ORTALAMA	0.0094	0.0198	0.0142
KAPASİTE	0.04	0.04	0.04
KONTROL	UYGUN	UYGUN	UYGUN

Tablo 5.6'dan görüleceği üzere beton RSN1108-RSN1165-RSN1787 ve RSN4483 depremlerinde birim şekil değiştirme kapasitesi aşılmasına rağmen ortalama alınarak değerlendirme yapılması nedeniyle birim şekil değiştirme değerleri istenen performansı sağlamıştır.

P1 kolonun performansının ve depremlerin yapı üzerindeki etkilerinin özet olarak görülebilmesi için Sabit-Sabit ayağın olduğu P1 kolonun farklı depremlerdeki ve analiz yöntemlerindeki birim şekil değiştirmeleri Şekil 5.5-5.6'da gösterilmiştir.

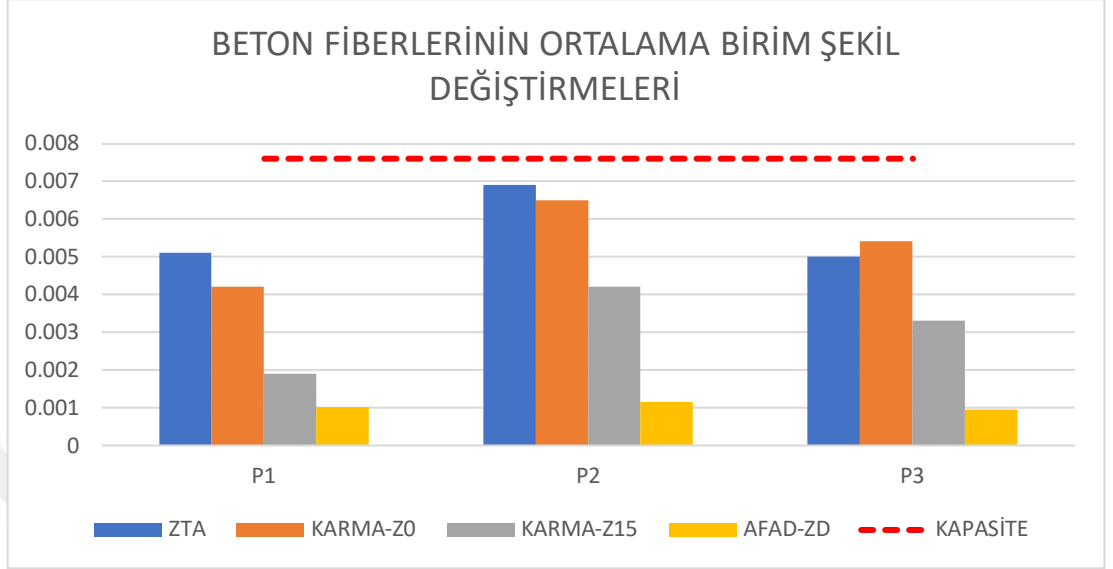


Şekil 5.5 Yöntemlere Göre P1 Beton Fiberi Maksimum Birim Şekil Değişirme Grafikleri

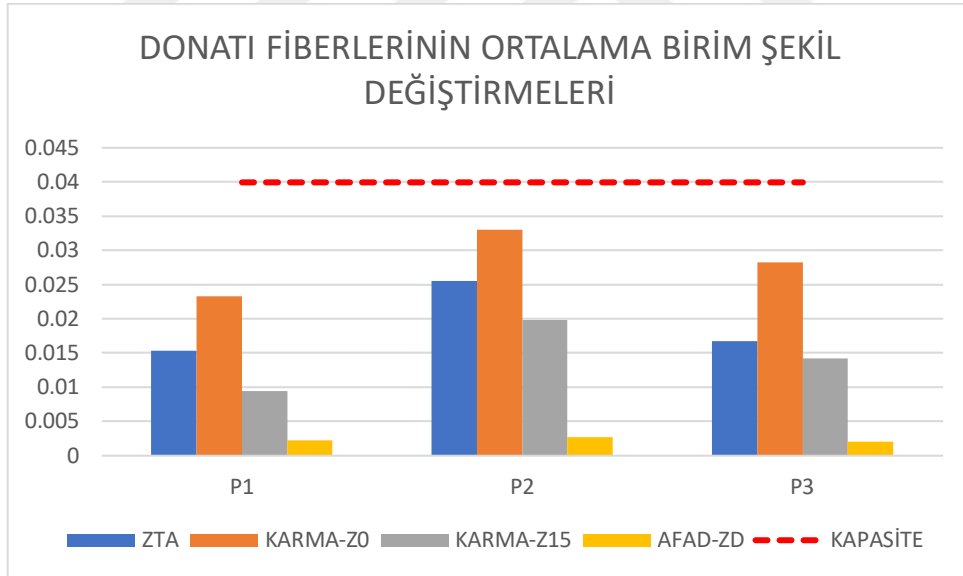


Şekil 5.6 Yöntemlere Göre P1 Donatı Fiberi Maksimum Birim Şekil Değişirme Grafikleri

Bunun yanında yapının gösterdiği performans ortalama birim şekil değiştirmeler göz önüne alınarak kontrol edilmiştir



Şekil 5.7 Beton Fiberlerinin Ortalama Birim Şekil Değişimleri



Şekil 5.8 Donatı Fiberlerinin Ortalama Birim Şekil Değişimleri

Şekil 5.7 ve Şekil 5.8'den görüleceği üzere yüzey spektrumundan elde edilen sonuçlar diğer analiz yöntemlerinin üzerine çıkmıştır.

Deprem kayıtlarına göre tek tek değerlendirildiğinde, bazı kolonların hasar aldığı görölmektedir. Oluşan hasar, izin verilen limitler içerisinde. TKDY (2020) kapsamında değerlendirme yapılırken, $7 \times 2 = 14$ adet deprem kaydının ortalaması alınarak yapılan değerlendirmede, kolonların basınç liflerinin elastik sınırın çok az ötesine geçtiği, ancak donatılarının elastik sınırlar içinde kaldığı gözlemlenmiştir.

Her yöntem için yapılan ayrı ayrı değerlendirmelerde, yönetmelikte önerilen iki farklı yöntemin benzer sonuçlar verdiği görölmüştür. Ancak yapılan analizler, AFAD'dan alınan ZD yerel zemin sınıfı için spektrumun tüm değerlendirmelerin altında kaldığını göstermektedir. Bu nedenle, yönetmelikte belirtilen Yöntem 2.1 ve KKZE-B yöntemleri kullanılırken, serbest zemin davranış analizlerinden elde edilen spektrumların kullanılması büyük önem arz etmektedir.

KAYNAKLAR

- AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials (2020). LRFD Bridge Design, Customary U.S. Units Washington DC.
- Ambrosino, A., De Angelis, A., Pecce, M. R., & Sica, S. (2023). Effect of soil-structure interaction on the dynamic identification of a prestressed concrete bridge. In *Proceedings of COMPDYN 2023* (Vol. 2, pp. 4144-4155).
- Antoniou, S., & Pinho, R. (2018). Nonlinear seismic analysis of framed structures. In *Engineering Dynamics and Vibrations* (pp. 268-301). CRC Press.
- API (American Petroleum Institute). (2011). Geotechnical and foundation design considerations. *API RP 2GEO*.
- Aschheim, M., Moehle, JP. (1992) Shear Strength and Deformability of RC Bridge Columns Subjected to Inelastic Cyclic Displacements. University of California at Berkeley, *Earthquake Engineering Research Center*, Rep. No. UCB/EERC-92/ 04, Berkeley, CA, 1992
- Aydınoğlu, M. N. (2011). Zayıf zeminlerde yapılan binalarda dinamik yapı-kazık-zemin etkileşimi için uygulamaya yönelik bir hesap yöntemi. *Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü*, (Rapor No. 2011/1).
- Aydınoğlu, M. N. (2012), Zayıf Zeminlerde Yapılan Binalarda Deprem Etkisi Altında Yapı-Kazık-Zemin Etkileşimi, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şubesi, 12 Nisan.
- Berk, D., (2019). P-y ve TBDY 2018 gereklilikleri: p-y eğrilerinin değerlendirilmesi (bölüm1), 4. Köprüler ve viyadükler sempozyumu
- Berk, D., (2019). P-y ve TBDY 2018 gereklilikleri: p-y eğrilerinin değerlendirilmesi (bölüm2), 4. Köprüler ve viyadükler sempozyumu
- Bildik, S., Savaşeri, K., Polat, Ş. Ş. ve Laman, M. (2017). *Bir vaka analizinde kazıkların davranışının kinematik etkileşim yöntemi ile irdelenmesi 7. geoteknik sempozyumu*, İstanbul.

- Botez, M.D., Bredean, L.A., & Ioani, A.M. (2014). Plastic Hinge vs. Distributed Plasticity in the Progressive Collapse Analysis.
- Bruneau, M. (1998). Performance of steel bridges during the 1995 Hyogoken–Nanbu (Kobe, Japan) earthquake—a North American perspective. *Engineering Structures*, 20(12), 1063-1078.
- Buckle, I. G. (1991). Seismic design criteria for highway bridges. *Transportation Research Record*, (1290).
- Buckle, I. G., Mayes, R. L., & Button, M. R. (1987). Seismic design and retrofit manual for highway bridges (No. FHWA-IP-87-6). United States. Federal Highway Administration. Office of Implementation.
- Caltrans (2019). *Seismic design criteria. version 2.0*. Sacramento, CA: California Dept. of Transportation.
- Calvi, G. M., & Kingsley, G. R. (1995). Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 24(9), 1247-1266.
- Calvi, G. M., Priestley, M. J. N., & Kowalsky, M. J. (2007, December). Displacement-based seismic design of structures. In *New Zealand conference on earthquake engineering* (Vol. 2007). IUSS press.
- Cheng, J., Jiang, J. J., Xiao, R. C., & Xia, M. (2003). Wind-induced load capacity analysis and parametric study of a long-span steel arch bridge under construction. *Computers & structures*, 81(26-27), 2513-2524.
- Cooper, J., & Friedland, I. (1994). The Northridge earthquake: Progress made, lessons learned... *Public Roads*, 58(1), 26-36.
- Crouse, C. B., Hushmand, B., & Martin, G. R. (1987). Dynamic soil–structure interaction of a single-span bridge. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 15(6), 711-729.
- Darendeli, M. B. (2001). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. The university of Texas at Austin.

Dash, S.R., Bhattacharya, S., Blakeborough, A., & Hyodo, M. (2008). P-Y CURVE TO MODEL LATERAL RESPONSE OF PILE FOUNDATIONS IN LIQUEFIED SOILS.

DEEPSOIL (2024, V7.1), A nonlinear and Equivalent Linear Seismic Site Response of 1-D Soil Columns, User Manual. Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL

Dowell, R. K. (1998). *Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete bridge structures*. University of California, San Diego.

Faizan, A. A., & Kırtel, O. (2021). Non-linear soil-structure interaction analysis of railway bridge subjected to earthquake ground motions considering different types of soil. *Arabian Journal of Geosciences*, 14, 1-11.

Fu, D., Zhang, Y., Aamodt, K.K., & Yan, Y. (2020). A multi-spring model for monopile analysis in soft clays. *Marine Structures*, 72, 102768.

Gallo, M., Tomeo, R., & Nigro, E. (2023). The soil-structure interaction effect on the seismic vulnerability assessment and retrofitting of existing bridges. *Procedia Structural Integrity*, 44, 618-625.

Hwang, H.H., & Lee, C.S. (1991). Parametric study of site response analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 10, 282-290.

Izadpanaha, M., & Habibi, A. (2015). Evaluating the spread plasticity model of IDARC for inelastic analysis of reinforced concrete frames. *STRUCTURAL ENGINEERING AND MECHANICS*, 56(2), 169-188.

Kang, Y. J., & Scordelis, A. C. (1990). NON= LINEAR SEGMENTAL ANALYSIS OF REINFORCED AND PRESTRESSED CONCRETE BRIDGES. *Third International Conference on Short and Medium Span Bridges Canadian Society for Civil Engineering*,

Karadoğan, P. D. F., Pala, P. D. S., Yüksel, D. D. E. ve Durgun, Y. (2015). *Yapısal çözümleme cilt:2*. Birsen Yayınevi.

- Kashani, M.M., Málaga-Chuquitaype, C., Yang, S., & Alexander, N.A. (2017). Influence of non-stationary content of ground-motions on nonlinear dynamic response of RC bridge piers. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15, 3897-3918.
- Kawashima, K. (2000). Seismic design and retrofit of bridges. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 33, 265-285.
- Kawashima, K., & Unjoh, S. (1997). The damage of highway bridges in the 1995 Hyogo-ken nanbu earthquake and its impact on Japanese seismic design. *Journal of Earthquake Engineering*, 1(03), 505-541.
- Khan, E., Sullivan, T. J., & Kowalsky, M. J. (2014). Direct displacement-based seismic design of reinforced concrete arch bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 19(1), 44-58.
- Kim, B., & Hashash, Y.M. (2013). Site Response Analysis Using Downhole Array Recordings during the March 2011 Tohoku-Oki Earthquake and the Effect of Long-Duration Ground Motions. *Earthquake Spectra*, 29, 37 - 54.
- Kunnath, S. , El-Bahy, A. , Taylor, A. and Stone, W. (1997), Cumulative Seismic Damage of Reinforced Concrete Bridge Piers, NIST Interagency/Internal Report (NISTIR), National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, [online], <https://doi.org/10.6028/NIST.IR.6075>
- Lestuzzi, P., Charif, H., Rossier, S., Ferriere, M., & Person, J. P. (2018). Nonlinear Time-History Analysis for Validation of the Displacement-Based Seismic Assessment of the RC Upper Bridge of a Dam. *Advances in Civil Engineering*, 2018(1), 9879101.
- Liang, X., Mosalam, K. M., & Günay, S. (2016). Direct integration algorithms for efficient nonlinear seismic response of reinforced concrete highway bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 21(7), 04016041.
- LPile, Version 2019. Program for the analysis of deep foundations under lateral loading, Ensoft, Inc, Texas. <http://www.ensoftinc.com>
- Mahmood, M. N., & Ahmed, S. Y. (2006). Nonlinear dynamic analysis of reinforced concrete framed structures including soil-structure interaction effects. *Tikrit Journal of Engineering Sciences*, 13(3), 1-33.

- Maranhão, H., Varum, H., & Pimentel, M. (2021). Nonlinear finite element model calibration of a reinforced concrete column with distributed plasticity. *U. Porto Journal of Engineering*, 7(3), 114-125.
- Mercan, B., Chandra, Y., Campbell, M., & Ge, M.L. (2017). Soil Model Assessment for Subsea Wellhead Fatigue Using Monitoring Data.
- Miranda, E. (1993). Evaluation of seismic design criteria for highway bridges. *Earthquake spectra*, 9(2), 233-250.
- Mosleh, A., Jara, J., Razzaghi, M. S., & Varum, H. (2018). Probabilistic Seismic Performance Analysis of RC Bridges. *Journal of Earthquake Engineering*, 24(11), 1704–1728, [online], <https://doi.org/10.1080/13632469.2018.1477637>
- NIST (2010). *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors* (NIST GCR 10-917-8), prepared by the NEHRP Consultants Joint Venture for the National Institute of Standards and Technology. Gaithersburg, Maryland:NIST.
- Park, H. G., & Klingner, R. E. (1997). Nonlinear analysis of RC members using plasticity with multiple failure criteria. *Journal of Structural Engineering*, 123(5), 643-651.
- Paudel, S., & Bhusal, B. (2021). Investigation of Modelling Approaches for Non-Linear Analysis of Reinforced Concrete Frames. *Journal of Engineering Science & Technology Review*, 14(2).
- Phillips, C., & Hashash, Y. M. (2009). Damping formulation for nonlinear 1D site response analyses. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 29(7), 1143-1158.
- Priestley, M.J., Seible, F., & Calvi, G.M. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. Wiley-Interscience
- Rahai, A. R., & Nafari, S. F. (2013). A comparison between lumped and distributed plasticity approaches in the pushover analysis results of a pc frame bridge. *International Journal of Civil Engineering*, 11(4), 217–225.

- Raheem, S. E. A. (2022). Soil–structure interaction for seismic analysis and design of bridges. In *Innovative bridge design handbook* (pp. 229-263). Butterworth-Heinemann.
- Reese, L. C. (1974). Analysis of laterally loaded piles in sand. *Offshore Technology in Civil Engineering Hall of Fame Papers from the Early Years, OTC, 2080*.
- Rojahn, C., Mayes, R., Anderson, D. G., Clark, J., Hom, J. H., Nutt, R. V., & O'Rourke, M. J. (1997). *Seismic design criteria for bridges and other highway structures* (No. NCEER-97-0002,).
- Shamsi, T., & Sümer, Y. (2024). A Finite Element Modeling Approach for Analyzing the Cyclic Behavior of RC Frames. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 1-20.
- Sosa, J. C. (2010). Modeling of the nonlinear interface in reinforced concrete. *International Journal for Computational Methods in Engineering Science and Mechanics*, 11(3), 157-161.
- Sosa, J.L. (2010). Modeling of the Nonlinear Interface in Reinforced Concrete. *International Journal for Computational Methods in Engineering Science and Mechanics*, 11, 157 - 161.
- Suarez, V. A., & Kowalsky, M. J. (2011). A stability-based target displacement for direct displacement-based design of bridge piers. *Journal of Earthquake Engineering*, 15(5), 754-774.
- Sung, Y. C., Chang, D. W., Cheng, M. Y., Chang, T. L., & Liu, K. Y. (2009). Enhancing the structural longevity of the bridges with insufficient seismic capacity by retrofitting. *Structural Longevity*, 1(1), 1-16.
- Taly, N. (1998). *Design of modern highway bridges*. McGraw-Hill.
- TKDY, (2020). Türkiye Köprü Deprem Yönetmeliği, *Ulaştırma ve Altyapı Bakanlığı*, Ankara
- Toska, K., Zanini, M. A., & Faleschini, F. (2021, August). Time-Variant Seismic Reliability of Code-Compliant RC Bridges. In *International Conference of the*

European Association on Quality Control of Bridges and Structures (pp. 767-776). Cham: Springer International Publishing.

Vatanshenas, A. (2022). Nonlinear Cyclic Analysis of Reinforced Concrete Columns Using Fiber Section Approach. *Nordic Concrete Research*, 66(1), 55-71.

Wotherspoon, L., Bradshaw, A., Green, R., Wood, C., Palermo, A., Cubrinovski, M., & Bradley, B. (2011). Performance of Bridges during the 2010 Darfield and 2011 Christchurch Earthquakes. *Seismological Research Letters*, 82(6), 950–964. <https://doi.org/10.1785/gssrl.82.6.950>

Xanthakos, P. P. (1994). Theory and design of bridges. John Wiley & Sons.

Xie, Y., Huo, Y., & Zhang, J. (2017). Development and validation of p-y modeling approach for seismic response predictions of highway bridges. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46, 585 - 604.

Yen, W. H. P., Chen, G., Buckle, I. G., Allen, T. M., Alzamora, D. E., Ger, J., & Arias, J. G. (2011). Post-earthquake Reconnaissance Report on Transportation Infrastructure Impact of the February 27, 2010, Offshore Maule Earthquake in Chile.

]