

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DEMİRYOLU KÖPRÜLERİNİN YAPI-ZEMİN
ETKİLEŞİMİ ALTINDA ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Abdul Ahad FAIZAN

Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ
Enstitü Bilim Dalı : YAPI
Tez Danışmanı : Yrd. Doç. Dr. Osman KIRTEL

Mayıs 2017

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DEMİRYOLU KÖPRÜLERİNİN YAPI-ZEMİN
ETKİLEŞİMİ ALTINDA ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Abdul Ahad FAIZAN

Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Enstitü Bilim Dalı : YAPI

Bu tez 30.05.2017 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oybirliği ile kabul edilmiştir.



Yrd.Doç. Dr.
Osman KIRTEL
Jüri Başkanı



Yrd. Doç. Dr.
Yusuf SÜMER
Üye



Doç. Dr.
Nazile URAL
Üye

BEYAN

Tez içindeki tüm verilerin akademik kurallar çerçevesinde tarafımdan elde edildiğini, görsel ve yazılı tüm bilgi ve sonuçların akademik ve etik kurallara uygun şekilde sunulduğunu, kullanılan verilerde herhangi bir tahrifat yapılmadığını, başkalarının eserlerinden yararlanılması durumunda bilimsel normlara uygun olarak atıfta bulunulduğunu, tezde yer alan verilerin bu üniversite veya başka bir üniversitede herhangi bir tez çalışmasında kullanılmadığını beyan ederim.

Abdul Ahad FAIZAN

09.05.2017

TEŞEKKÜR

Yüksek lisans eğitiminin boyunca değerli bilgi ve deneyimlerinden yararlandığım, her konuda bilgi ve desteğini almaktan çekinmediğim, araştırmanın planlanmasından yazılmasına kadar tüm aşamalarında yardımlarını esirgemeyen, teşvik eden, aynı titizlikte beni yönlendiren değerli danışman hocam Yrd. Doç. Dr. Osman KIRTEL'e teşekkürlerimi sunarım.

İÇİNDEKİLER

TEŞEKKÜR	i
İÇİNDEKİLER	ii
SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ	iv
ŞEKİLLER LİSTESİ	v
TABLolar LİSTESİ	vi
ÖZET	vii
SUMMARY	ii
BÖLÜM 1.	
GİRİŞ	1
1.2. Problemin Tanımı	1
1.2. Konu ile İlgili Çalışmalar	4
1.3. Çalışmanın Amaç ve Kapsamı	9
BÖLÜM 2.	
DEMİRYOLU KÖPRÜLERİNİN YÜK ETKİSİ ALTINDAKİ DAVRANIŞI ...	12
2.1. Yer Hareketi Etkisi Altında Demiryolu Köprülerinin Davranışı	12
2.1.1. Depremlerin hasar mekanizmaları.....	13
2.1.2. Hasarın dağılımı	16
2.1.3. Kolonların hasar görmesi	17
2.1.4. Kirişlerin hasar görmesi	20
2.1.5. Birleşim bölgesi hasarları	21
2.1.6. Köprü ayaklarının hasar görmesi	22
2.1.7. Temellerin hasar görmesi	23
2.1.8. Hasar örnekleri	26

2.2. Hareketli Yükler Altındaki Demiryolu Köprülerinin Dinamik Davranışı	28
2.2.1. Tren-köprü modelleme yöntemleri	31
2.2.2. Sertlik	33
2.2.3. Sönüm	34
2.2.4. Kütle	34
2.3. Yapı –Zemin Etkileşiminin Demiryolu Köprüleri Üzerindeki Etkilerinin Değerlendirilmesi	35

BÖLÜM 3.

SAYISAL UYGULAMALAR.....	38
3.1. Zemin Malzeme Modeli	38
3.1.1. Mohr-Coulomb malzeme modeli	38
3.1.2. Mohr-Coulomb malzeme modeli parametreleri	39
3.1.2.1. Elastisite modülü (E).....	39
3.1.2.2. Poisson oranı (ν)	39
3.1.2.3. Kohezyon (c)	40
3.1.2.4. İçsel sürtünme açısı (ϕ)	40
3.2. Sayısal Modelin Kurulması	40
3.2.1. Sonlu zemin ortamının modellenmesi	41
3.2.2. Courant koşulunun sağlanması	42
3.3. Üstyapı Modelinin İdealleştirilmesi ve Plaxis Programına Uyarlanması	43
3.4. Modelin Doğrulanması	46
3.5. Parametrik Analizler	52
3.5.1. Kobe depremi analiz sonuçları	55
3.5.2. Kocaeli depremi analiz sonuçları	59
3.5.3. Manjil depremi analiz sonuçları	63

BÖLÜM 4.	
SONUÇLAR	69
KAYNAKLAR	74
ÖZGEÇMİŞ	80

SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ

λ	: Dalga boyu
λ_{min}	: Bütillendirilmiş hidroksi toluen
α	: Rayleigh malzeme sönümü için kütle matrisi katılım katsayısı
β	: Rayleigh malzeme sönümü için rijitlik matrisi katılım katsayısı
φ	: Kayma direnci açısı
γ	: Birim hacim ağırlık
σ_1	: Maksimum asal gerilme
σ_3	: Minimum asal gerilme
ψ	: Kabarma açısı
ε	: Birim şekildeğiştirme
Δt	: Hesap zaman adım aralığı
Δh	: Sonlu eleman boyutu
ν	: Poisson oranı
c	: Courant ölçütü
c	: Kohezyon
E	: Elastisite modülü
E_0	: Başlangıç elastisite modülü
E_{50}	: Sekant elastisite modülü
f	: Frekans
f_{maks}	: En büyük frekans değeri
G	: Zeminin kayma modülü
H	: Ayırıklaştırılan sonlu zemin bölgesinin yüksekliği
h	: Köprü ayağı yüksekliği
I	: Atalet momenti
K_0	: Toprak basınç katsayısı

k	: Boyutsuz rijitlik katsayısı
L	: Ayrıklaştırılan sonlu zemin bölgesinin genişliği
m	: Kütle
R_{inter}	: Arayüz dayanım azaltma faktörü
SEY	: Sonlu elemanlar yöntemi
T	: Periyot
t	: Zaman
U_0	: Tepe noktası rölatif yerdeğiştirme
U_x	: Yatay yerdeğiştirme
U_y	: Düşey yerdeğiştirme
V_s	: Kayma dalgası yayılma hızı
V_p	: Basınç dalgası yayılma hızı
w	: Ağırlık
YSA	: Yapay sinir ağları
YZE	: Yapı-zemin etkileşimi

ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 1.1. Demiryolu köprüsü şematik görünümü	2
Şekil 2.1. 1989 Loma Prieta depreminde hafif ve ağır hasar görülme sıklığı	12
Şekil 2.2. 1995 Kobe depreminin Nishinomiya-ko viyadüğüne etkisi	13
Şekil 2.3. 1995 Kobe depreminin Higashi-Nada viyadüğüne etkisi	13
Şekil 2.4. 1999 Kocaeli depreminde kullanılamaz hale gelen demiryolu hattı	14
Şekil 2.5. Fay tipleri	15
Şekil 2.6. Fay tipleri ve odak mekanizması	16
Şekil 2.7. 1971 San Fernando depreminde San Fernando yolu kolon başlıkları hasarı	18
Şekil 2.8. 1995 Kobe depreminde Hanshin otoyolu köprü ayağı hasarı	19
Şekil 2.9. 1995 Kobe depreminde orta yükseklikteki bir kolonda boyuna donatıların akmasından kaynaklı yenilme	19
Şekil 2.10. Hasar modelleri ve seviyeleri	20
Şekil 2.11. Kesme etkisi altında rijit çerçeve viyadüğün çökme süreci	20
Şekil 2.12. 1989 Loma Prieta depreminde giriş hasarı	21
Şekil 2.13. 1989 Loma Prieta depreminde Embarcadero viyadüğün hasarı	21
Şekil 2.14. 1989 Loma Prieta depreminde Cypress caddesi viyadüğünün çöküşü..	22
Şekil 2.15. 1994 Northridge depreminde bir köprü ayağının iç deprem takozu hasarı	23
Şekil 2.16. 1964 Niigata depreminde Showa köprü çöküşü	25
Şekil 2.17. 1991 Kosta Rika depremi sırasında sıvılaşma ve yanal yayılma nedeniyle köprü	25
Şekil 2.18. 1991 Kosta Rika depremi sırasında köprü kazıklarının hasar görmesi	25
Şekil 2.19. Pajaro Nehrinde köprü ayağı ve mesnet ayrılması nedeniyle yaylı Yerdeğiştirme	26

Şekil 2.20. Yanal yayılma nedeniyle kazık ayağın dikey bükülmesi	27
Şekil 2.21. İki kolonlu çerçeve köprü ayağı, Sendai-Tobu viyadüğü	27
Şekil 2.22. Tek kolonlu köprü ayağı, Sendai-Tobu viyadüğü	28
Şekil 2.23. Elastomerik mesnet hasarı, Sendai-Tobu viyadüğü	28
Şekil 2.24. Dee Köprüsü çökme görünümü	29
Şekil 2.25. Antoing ve Gouhe Nehri köprüsü kesiti	31
Şekil 2.26. Araç modeli alternatifleri	32
Şekil 2.27. Köprü yapısı moldelleme yöntemleri	33
Şekil 2.28. Üstyapı modelleri	33
Şekil 2.29. Lokomotif ait kütle dağılımı	35
Şekil 2.30. Tsuyagawa köprüsü ayaklarının Thoku tsunamiinden kaynaklanan hasarları	36
Şekil 2.31. Deprem dalgalarının yapıya etkisi	37
Şekil 2.32. İki farklı yapının Kobe 1995 depremi etkisi altındaki davranışı	37
Şekil 3.1. E_0 ve E_{50} elastisite modüllerinin tanımlanması	39
Şekil 3.2. Problemdede ele alınan sayısal model	41
Şekil 3.3. Rijit eleman ve girdi parametereleri	44
Şekil 3.4. Loma Prieta depremine ait ivme-zaman geçmişi	47
Şekil 3.5. Loma Prieta depremi güç spektrumu	48
Şekil 3.6. Demiryolu viyadüğünün geometrik gösterimi	49
Şekil 3.7. Köprü ayağı-zemin sisteminin düzlem-şekildeğiştirme modeli	50
Şekil 3.8. Ayırıklaştırılan zemin bölgesinin yatay sınırlarının belirlenmesi	51
Şekil 3.9. Ayırıklaştırılan zemin bölgesinin derinliğinin belirlenmesi	52
Şekil 3.10. Viyadük-zemin etkileşim problemi için sonlu eleman	53
Şekil 3.11. Problemdede ele alınan sayısal model	55
Şekil 3.12. Kobe depremine ait ivme-zaman grafiği	56
Şekil 3.13. Kobe depremi fourier spektrumu	56
Şekil 3.14. Kobe depremi etkisi altında yapı-zemin sistemin davranışı	57
Şekil 3.15. Kobe depremi etkisi altında farklı zemin durumları için köprü ayağı-zemin ortak sisteminin davranışı	58
Şekil 3.16. Kocaeli depremine ait ivme-zaman grafiği.....	60
Şekil 3.17. Kocaeli depremi fourier spektrumu	60

Şekil 3.18. Kocaeli depremi etkisi altında yapı-zemin sistemin davranışı	61
Şekil 3.19. Kocaeli depremi etkisi altında farklı zemin durumları için köprü ayağı-zemin ortak sisteminin davranışı	62
Şekil 3.20. Manjil depremine ait ivme-zaman grafiği	64
Şekil 3.21. Manjil depremi fourier spektrumu	64
Şekil 3.22. Manjil depremi etkisi altında yapı-zemin sistemin davranışı	65
Şekil 3.23. Manjil depremi etkisi altında farklı zemin durumları için köprü ayağı-zemin ortak sisteminin davranışı	66

TABLULAR LİSTESİ

Tablo 3.1. Periyot değişiminin karşılaştırılması	46
Tablo 3.2. Zemin özellikleri	48
Tablo 3.3. Köprü ayağının mekanik özellikleri	52
Tablo 3.4. Gevşek zemin özellikleri	54
Tablo 3.5. Orta sıkı zemin özellikleri	54
Tablo 3.6. Sıkı zemin özellikleri	54
Tablo 3.7. Kobe deprem kaydı	56
Tablo 3.8. Kocaeli deprem kaydı	60
Tablo 3.9. Manjil deprem kaydı	64
Tablo 3.10. Tüm deprem ve zemin durumlarına ait maksimum yerdeğistirme Sonuçları	67
Tablo 3.11. Yapının periyodu ve etkin frekansı	68
Tablo 4.1. Köprü-ayağı maksimum rölatif yerdeğistirme	72

ÖZET

Anahtar kelimeler: Demiryolu Köprüsü, Yapı-Zemin Etkileşimi, Sismik Davranış, Sonlu Elemanlar Yöntemi.

Bu tezin amacı Türkiye'deki hızlı tren güzergâhlarında inşa edilen demiryolu köprülerinin farklı zemin ve farklı deprem etkileri altındaki dinamik davranışlarını incelemektir. Bu çalışmada, çok açıklıklı demiryolu viyadüğüne ait köprü ayağının karakteristik deprem tepkisi yapı-zemin etkileşimi dikkate alınarak analiz edilmiştir. Yapı-zemin modelinin zaman tanım alanındaki dinamik analizleri için, zemin malzeme davranışlarının ve sınır şartlarının daha gerçekçi olarak tanımlanabildiği ve sonlu elemanlar yöntemine dayalı PLAXIS 2D bilgisayar yazılımı kullanılmıştır. Analizlerde iki boyutlu sonlu elemanlar modeli kullanılmıştır. Zemin ortamının üstyapının dinamik davranışına etkisini daha iyi ortaya koyabilmek amacıyla zemin özellikleri olarak; gevsek, orta sıkı ve sıkı zemin durumunu temsil eden üç tip zemin gurubuna ait malzeme özellikleri kullanılmıştır. Dinamik etki olarak farklı yer hareketlerinin (farklı frekans içeriği ve ivme genliği) etkisi ölçülebilmek amacıyla; üç farklı depreme ait, Kobe (Japonya, 1995); Kocaeli (Türkiye, 1999) ve Manjil (İran, 1990) ivme-zaman kaydı kullanılmıştır. Köprü ayağı-zemin sisteminin dinamik davranışını belirlemek için çeşitli deprem etkileri altında farklı rijitliklere sahip zemin ortamları için analizler yapılmıştır. Analiz sonucunda köprü ayağı tepe noktası, köprü ayağı temel noktası, zemin orta noktası ve zemin köşe noktalarında oluşan yerdeğiştirmelerin zamana bağlı değişimleri karşılaştırmalı olarak elde edilmiştir. Sonuçlar incelendiğinde, dış yükün frekans içeriğinin ve zemin ortamının mekanik özelliklerinin köprü ayağının dinamik davranışına büyük ölçüde etki ettiği, maksimum yatay yerdeğiştirmelerin yapı-zemin etkileşimi dikkate alındığında farklılaştığı görülmüştür.

ANALYSIS OF RAILWAY BRIDGES CONSIDERING SOIL STRUCTURE INTERACTION

SUMMARY

Keywords: Railway Bridge, Soil-Structure Interaction, Seismic Behaviour, Finite Element Method.

The purpose of this thesis is to investigate the dynamic behavior of an existing railway bridge in Turkey, subjected to different earthquakes considering different types of soils. In this study, the earthquake response characteristic of a multi span railway bridge was analyzed by taking into account the soil-structure interaction. For time domain dynamic analyses of the structure-soil model, a 2D version of PLAXIS, a specially developed finite element software for solving geotechnical problems, have been performed. In the analysis, two dimensional finite element (FE) model was used. Considering the soil property of bridge site, analysis was performed for three types of soil; the soils were specified as a soft, medium and dense. In this study three types of earthquake was used as input motion. In order to measure the effect of different ground motions as dynamic effect (different frequency content and acceleration amplitude); time-acceleration records of three different earthquakes are used. Kobe (Japan, 1995), Kocaeli (Turkey, 1999) and Manjil (Iran, 1990) earthquakes are defined as input motions. In order to determine the dynamic behavior of the bridge pier-soil system, analysis is carried out for different soil conditions with different stiffnesses. According to the results of the dynamic analysis, the dynamic responses of the bridge, including the horizontal displacements for the base and top points of the bridge pier and also for the middle and corner points of the soil are obtained comparatively and showed in graphic forms. Examining the results, it has been observed that the frequency content of the external load and the mechanical properties of the soil largely affect the dynamic behavior of the bridge pier and the maximum horizontal displacements differ when considering soil-structure interaction.

BÖLÜM 1. GİRİŞ

1.1. Problemin Tanımı

Bir demiryolu köprüsü, temeller, ayaklar (kolonlar) ve üst yapıdan oluşan mekanik bir sistemdir (Şekil 1.1.). Demiryolu köprüleri modern toplumlardaki altyapının önemli unsurlarıdır. Köprüler, yüzey ulaşım sisteminin önemli bir parçasıdır. Bir köprü operasyonunda başarısızlık ciddi ekonomik, çevresel ve / veya sosyal sonuca neden olabilir. Demiryolu köprülerinin önemi nedeniyle sismik bir olaydan sonra fonksiyonellik kaybı, bu yapıların büyük çoğunluğu için kabul edilebilir bir performans kriteri değildir. Modern ulaşım tesisleri, köprülerin sismik olarak aktif alanlarda bulunan yamaçlar arasında da inşa edilmesini talep etmektedir. Bununla birlikte saha koşulları, köprü ayağı temellerinin inşasında mühendisleri daha güvenli tasarımlar yapmaya zorlamaktadır. Geçmişte, çok sayıda demiryolu köprüsü, kuvvetli yer hareketleri nedeniyle büyük hasar görmüştür. Köprülerde oluşan hasarlar, aşırı zemin deformasyonlarından kaynaklanan temel hareketlerinden veya üst yapıyı taşıyan zeminin taşıma kapasitesini yitirmesinden kaynaklanmaktadır. Güçlü bir deprem olayında köprülerin kullanılabilirliğini yitirmesi, gerekli kurtarma ve / veya rehabilitasyon faaliyetlerine engel teşkil edebileceğinden, potansiyel güçlü hareketlere maruz kalmış bir köprü davranışını önceden tahmin etmek son derece önemlidir. Bu nedenle, sismik bölgelerdeki köprünün güvenliği, özellikle deprem sonrası kurtarma operasyonları için büyük önem taşımaktadır.

Loma Prieta (1989), Northridge (1994) ve Kobe (1995) gibi son yıllarda meydana gelen depremlerde oluşan köprü ve viyadük hasarları yüzünden, köprülerin özellikle deprem etkisi altındaki dinamik davranışlarını öğrenmek ve incelemek büyük bir ilgi görmüştür. Büyük köprülerin dinamik davranışları, tipik olarak, köprülerin sismik tepkileri üzerinde yapı-zemin etkileşimi (YZE) etkilerinin göz önüne alınmasını

gerektirir. Bu depremler sonucunda gömülü temellerin sismik davranışında çevresel zemin özellikleri çok büyük önem arz etmektedir. Zemin ortamının üst yapının dinamik davranışına etkisini görmek için deneysel çalışmalar ve sayısal analizlere yoğunlaşmıştır. Bu çalışmalar sonucunda köprü ayağının ve kenar mesnetlerinin sismik tepkilerinde yapı- zemin etkileşiminin önemi altı çizilmiştir.



(a)



(b)

Şekil 1.1. Demiryolu köprüsü şematik görünümü

Köprülerin deprem etkisi altındaki davranışları belirlenirken, yapı-zemin etkileşimi göz önüne alındığında, araştırmacılara ve mühendislere sismik açıdan daha dirençli

köprüler tasarlama olanağı verir. Özellikle, uzun süreli deprem hareketlerine maruz kalmış köprü sistemlerinin dinamik davranışlarında zemin etkilerinin dikkate alınması, uygulanabilir bir araştırma konusu olmuştur. Fay hatlarına yakın bölgelerde YZE etkilerini anlamak, mühendislerin mevcut ve gelecekteki altyapılarımızı etkin bir şekilde tasarlamalarına ve gerekirse yeni güçlendirme stratejileri geliştirmemize olanak sağlamaktadır.

Yapı-zemin Etkileşimi, disiplinlerarası bir çalışma alanıdır. Zemin dinamiği, yapı dinamiği, deprem mühendisliği, jeofizik ve jeomekanik, malzeme bilimi, hesaplama ve sayısal yöntemler ile diğer çeşitli teknik disiplinlerin kesişmesinden oluşmaktadır. Hem statik hem de dinamik yükler için yapı-zemin etkileşiminin önemi belirlenmiştir ve ilgili literatür, yapı-zemin etkileşim problemlerini çözmek için en az 30 yıllık hesaplama ve analitik yaklaşımları kapsar.

Bu çalışmanın amacı, büyük depremler üretecek fay hatlarına yakın inşa edilecek köprüler gibi kritik altyapıların uzun süreli ve geniş yoğunluklu sismik tepkiler üzerindeki yapı-zemin dinamik etkileşiminin önemini vurgulamaktır. Dört açıklıklı sürekli demiryolu köprüsüne ait köprü ayağı nümerik olarak analiz edilmiştir. Sayısal uygulamalarda deprem yükünün simülasyonu ile birlikte değerlendirilen üstyapı-zemin ortak sisteminin zaman bölgesindeki çözümü için sonlu elemanlar yöntemine dayalı Plaxis 2D yazılımı kullanılmıştır.

Dinamik analizlerde, köprü-zemin sisteminin sismik davranışının incelemesinde farklı frekans içeriğine ve farklı ivme genliğine sahip üç farklı deprem hareketi kullanılmıştır. Bu kayıtlar Kocaeli (1999, Türkiye), Kobe (1995, Japonya) ve Manjil (1990, İran) depremleridir. Ayrıca zemin ortamının da, farklı depremler altında köprünün dinamik davranışını etkisini incelemek amacıyla analizler; gevşek, orta sıkı ve sıkı zeminlere ait mekanik özellikler kullanılarak üç tip zemin için ayrı ayrı yapılmıştır.

1.2. Konu ile İlgili Çalışmalar

Literatürde yapı-zemin problemlerinin incelenmesinde farklı çözüm yöntemlerine dayalı birçok çalışma yapılmıştır. Ayrıca yapı-zemin dinamik etkileşiminin daha iyi anlaşılabilmesi ve ilgili modellerin geliştirilmesi amacıyla farklı sayısal çözüm yaklaşımları, analitik çözüm yolları ve deneysel araştırmalar kullanılmıştır.

Spyrakos [1] basit doğrusal elastik modeller kullanarak, yapı-zemin etkileşiminin köprülerin sismik tepkisini, büyük oranda daha esnek sistemlere ve artan sönümlenmeye yönlendirdiğini göstermiştir.

Avilés ve Pérez-Rocha [2] çalışmalarında, dinamik yükler altında temel gömme derinliğinin yapı-zemin sistemine etkilerini, yapının hâkim periyodu ve sönümü üzerinden incelemiştir. Sayısal çözüm homojen, elastik yarı sonsuz zemine gömülü tek katlı yapıdan oluşan sistem üzerinde yapılmıştır.

Choi ve diğ. [3] çalışmalarında, büyük ölçekli bir model yapının deprem yükleri altındaki dinamik davranışını araştırmıştır. Analiz aksel simetrik durum için sonlu elemanlar ile sonsuz elemanların bir arada kullanılması temeline dayanan bir bilgisayar programıyla gerçekleştirilmiştir. Zeminin doğrusal olmayan davranışı ise iterative eşdeğer doğrusallaştırma adı verilen bir teknikte göz önünde alınmıştır.

Gazetas ve Mylonakis [4], Bucharest 1977, Mexico City 1985 ve Kobe 1995 olmak üzere üç deprem vakası incelemiştir. Yapı-zemin etkileşiminin sönümlemede olası bir artışa rağmen, yapıların sismik tepkisinde de bir artışa neden olduğunu gözlemişlerdir. Ayrıca Meksika depreminde yumuşak kil üzerine kurulmuş 10-12 katlı yıkılan binalar incelenmiş ve analizler sonucunda yapı-zemin etkileşimi dikkate alındığında periyotların yaklaşık olarak yüzde yüz arttığı sonucuna ulaşmışlardır.

Bernal ve Youssef [5], dinamik zemin-yapı etkileşim problemlerinin çözümünde frekans ve zaman tanım alanında çözüm algoritmalarını birleştiren alternatif bir yöntem üzerinde çalışmışlardır. Analizlerde üst yapının doğrusal olmayan davranış

gösterdiği varsayılarak, problem zaman tanım alanında çözülmüş, zemin ortamı ise frekansa bağlı yay ve sönümleyiciler ile idealize edilmiştir. Aynı zamanda bu yöntemin diğer yöntemlere göre daha hızlı çözüme ulaştığı anlaşılmıştır.

Kim ve diğ. [6] çalışmalarında, zaman tanım alanında iki boyutlu yapı-zemin dinamik etkileşim problemini, doğrudan çözüm yaklaşım yöntemini kullanarak sonlu elemanlar yöntemiyle, uzak zemin bölgesini ise frekansa bağımlı elemanlarla modellemiştir.

Başka bir araştırmada, Mylonakis ve Gazetas [7], köprü ve temel için basitleştirilmiş bir model kullanarak ve yumuşak zeminlerde kaydedilen bir ivme-zaman verisini göz önüne alarak analizler yapmışlardır. Yapı-zemin etkilerine bağlı olarak periyotların uzamasının ve sönümlenmenin artmasının, istenen sismik talepleri olumsuz etkilediğini göstermiştir.

Aydinoğlu [8], zemin ortamının da üstyapı taşıyıcı sistem gibi sonlu eleman yöntemi dikkate alınarak doğrudan çözüm yaklaşımında ayrıklaştırılmasını ve meydana gelen zemin-yapı ortak sisteminin tanımlanan dinamik veya statik dış etkiler altında doğrudan analizini önermiştir. Halbuki altsistem yaklaşımında zemin ve yapı iki ayrı sistem olarak dikkate alınır ve her iki sistem için ayrı yazılan denge denklemleri, ondan sonra geometrik uygunluğuna göre yapı- zemin arakesiti ve denge koşulları dikkate alarak birleştirilir. Böylece zemin ortamı sadece zemin-yapı arakesitinde sınırlı sayıdaki ayrık düğüm noktalarında örnek olarak bir alt sistem oluşturulur.

Gouasmia ve Djeghaba [9] çalışmalarında, gevşek zemin tabakası üzerine oturan çok katlı yapı ve yapı gruplarının ortak dinamik tepkilerini karşılaştırmış ve bitişik nizamdaki yapı gruplarının dinamik tepkisinin daha fazla olduğunu vurgulamışlardır.

Viladkar ve diğ. [10], doğrusal olmayan davranış gösteren zemin üzerine oturan düzlem çerçeve sistemler üzerinde analizler yapmışlardır. Çalışmada düzlem çerçeve izoparametrik çubuk elemanlarla, sonlu zemin bölgesi izoparametrik düzlem elemanlarla, sonlu zemin bölgesinin sınırları ise sonsuz elemanlar kullanılarak modellenmiştir. Zemin ortamının doğrusal olmayan davranışını hiperbolik gerilme-

şekildeğiştirme modeli kullanarak tanımlamışlardır. Tek katlı ve beş katlı iki açıklıklı çerçeveler kullanarak analizler yapmış ve sonuçlar elde etmişlerdir.

Xuezhang ve Nobuo [11], tekil temellerde temel geometrik şeklinin dinamik yapı-zemin etkileşimine etkisini, ince tabakalar yöntemi ve esnek hacim metodunu dikkat alarak araştırmıştır.

Israil ve Banerjee [12] çalışmalarında, üç boyutlu yapı zemin sistemlerinin dinamik davranışı üzerinde malzeme özelliklerinin etkisini sınır ve sonlu elemanları birlikte kullanarak araştırmıştır.

Ida [13] çalışmasında, 1985 Mexico City depremi ile Lakebed bölgesinde, özellikle orta yükseklikteki binaların ağır hasar görme nedenini incelemiştir. Bu nedenle, farklı kat yüksekliklerindeki binaları ele alarak, üç boyutlu doğrusal olmayan, yapı-zemin dinamik etkileşimi analizini sonlu elemanlar yöntemi ile yapmıştır. Analizlerde yapıları, hem ankastre mesnetli hem de yapı-zemin etkileşimini dikkat alarak doğrusal ve doğrusal olmayan durumlar için parametrik araştırmalar yapmıştır. Sonuçta etkileşimin dikkate alınmadığı durumların binalardaki hasar nedenlerini açıklamakta yetersiz kaldığını belirlemiştir.

Lysmer ve Kuhlemeyer [14] çalışmalarında, viskoz sınır şartları adını verdikleri bir yapay sınır modeli ortaya koyarak, yapı-zemin sisteminin dinamik analizlerinde kaynaktan saçılan dalgaların yapay sınırlara çarparak bir kısmının tekrar ortama yansımalarını engellemiş, bu da yansımadan doğan hataları azaltmıştır.

Gouasmia ve Djeghaba [15], çok katlı bir yapının deprem etkisi altında farklı zemin özellikleri ve zemin tabaka kalınlıklarına bağlı davranışını incelemiştir. Zemin tabaka kalınlığını ve zemin özelliklerini değişken kullanarak analizler yapmış ve elde edilen sonuçlardan, kayma dalga hızı düşük gevşek zemin durumunda ve zemin tabaka derinliğinin artışıyla birlikte doğal titreşim periyotların uzadığını ve yapı tepkisinin büyüdüğünü göstermişlerdir.

Pala [16] çalışmasında, Yapay Sinir Ağları (YSA) çözüm yöntemini kullanarak yapı-zemin etkileşimini incelemiştir. YSA modelini kullanarak yapı davranışı üzerindeki farklı zemin özellikleri ve zemin tabaka kalınlıklarının etkisini araştırmıştır. Zemin özellikleri, zemin tabaka kalınlığı ve bina kat sayılarını değişken olarak analizler yapmış ve binaların son kat yatay yerdeğiştirme, periyot ve ivme değerlerinin değişimini irdelemiştir. YSA kullanılarak yapılmış yapı-zemin ortak sistemlerin sismik analizlerinde sonuç olarak çözüm süresinin oldukça kısaldığını ve YSA'nın yapı-zemin etkileşim problemlerinin çözümünde çok iyi bir performans gösterdiğini vurgulamıştır.

Medina ve Taylor [17] çalışmalarında, yapı ve yakınındaki zemin bölgesini sonlu elemanlar yöntemi ile, uzaktaki zemin bölgesini ise sonsuz elemanlar ile modelleyerek dinamik ve statik yükler altında zemin yapı etkileşimini dikkate alan analizler gerçekleştirmişlerdir. Çalışmada dinamik ve statik yükler için sonsuz eleman modelleri tavsiye edilmekte ve elastik zemin üzerine oturan, ortasından düşey yüklü dairesel rijit plak örneği üzerinde modelin doğruluğu kontrol edilmiştir.

Xilin ve diğ. [18] çalışmalarında, ANSYS programını kullanarak, çok katlı bir yapının, yapı-zemin dinamik etkileşimini de dikkate alarak, zaman tanım alanında üç boyutlu sonlu elemanlar yöntem ile çözümünü, etkin sistem parametrelerine bağlı olarak ortaya koymuştur. Yapılan bu modellerde yerdeğiştirme, ivme ve periyot değerleri hesaplanmış ve farklı zemin türlerinde bu sonuçların önemli derecede değişiklikler gösterdiği ve yapı-zemin etkileşiminin değişen deprem kayıtlarıyla birlikte sistemde önemli bir etki yaptığı sonucuna ulaşmışlardır.

Mylonakis ve diğ. [19], deprem yüklerine maruz köprü ayaklarının zeminle etkileşimini empedans fonksiyonlarına bağlı incelemiştir. Bu inceleme tabakalı bir zemine oturan gömülü temeller üzerindeki köprü bağlantılarının sismik tepkisi üzerine paramatik çalışmaları içermektedir. Sonuçlarda, köprüye ait ivme ve yer değiştirme değerlerinin değişimi sunulmuş, ayrıca sıklıkla kullanılan basitleştirmelerden kaynaklanabilecek olası hatalarda gösterilmiştir.

Wolf ve Oberhuber [20], zaman tanım alanında, doğrusal olmayan yapı-zemin etkileşimini, zeminin rijitlik fonksiyonlarını ele alarak yüzeysel temeller için incelemiştir. Elastik yarı sonsuz bir zemin ortamına oturan rijit dairesel temel için dinamik esneklik katsayıları hesaplanmıştır. Malzeme sönümlemesi, Kelvin ve Voigt modelleri kullanılarak da tanımlanmıştır.

Kutunis [21] çalışmasında, zemin-yapı ortak sistemini birbirlerini etkileşim arakesiti ile ayıran ikiye (uzak ve yakın) bölgelere ayırarak belirlemiştir. Bu bölgeleri farklı yöntemlerle mesela yakın zemin bölgesini sonlu elemanlar yöntemi ile ve uzak zemin bölgesinin doğrusal elastik davranış gösterdiğini varsayarak bu ortam içersinde yer alan düğüm noktaları serbestlik derecelerinde, birim darbe yükü davranışı olarak modellemiştir. Sonsuz küçük hücreli sonlu elemanlar kullanmasıyla, uzak zemin bölgesinin birim darbe yükü davranış matrisleri elde edilmiştir. Ayrıca geliştirilen bu yöntemlere bağlı sayısal çözümler elde edilmiştir. Sonuçlara göre, zemin ortamının ve üstyapının dinamik özelliklerine bağlı olmalarıyla beraber, özellikle frekans içeriğine ve depremin karakterine bağlı olarak da değişkenlik gösterdiği, yumuşak zeminlerde inşa edilen kısa periyotlu yapılarda rölatif yapı yer değiştirmeleri ve toplam taban kesme kuvvetlerinin, rijit zeminlere ait yöntemlerle hesaplanan değerlerin üstünde kaldığı, Yapı-zemin etkileşiminin üstyapı için zemin kayma dalgası hızı arttıkça yararlı hale geldiği vurgulanmıştır.

Halabian ve Naggar [22] tarafından yapılan bir çalışmada ise yapı ve zeminin doğrusal davranmadığı varsayılarak, yüksek narin yapıların dinamik davranışları üzerinde yapı-zemin etkileşiminin etkileri irdelenmiştir. Zemin ortamına ait ikincil doğrusal olmayan davranış etkilerinin artmasına veya azalmasına neden olan etkenler arasında; yapı tipine, yer hareketinin frekans içeriğine ve yakın alandaki zemin ortamının dinamik özelliklerine bağlı olarak yüksek ve narin yapıların tabanında oluşacak reaksiyon kuvvetlerinin sayılabileceğini demiştir.

Wolf ve Song [23] çalışmalarında, yapı-zemin etkileşim problemlerine için sonsuz küçük hücreli sonlu elemanlar yöntemini ileri sürmüşlerdir. Doğrusal olmayan bir denklem sistemi, tüm frekans aralığı için bir kez çözülür. Belirli bir frekansta, iki ve

üç hücreli klonlama yöntemi, karmaşıklığın arttığı durumlarda bile daha kesin çözümler verebileceğini söylemiştir.

Kırtel [24] çalışmasında, Adapazarı bölgesi için üstyapının deprem etkisindeki dinamik davranışına yerel zemin koşullarının katkısını daha iyi tanımlayabilmek amacıyla temel-zemin arakesitindeki frekansa bağlı dinamik empedans fonksiyonlarının zemin ortamının doğrusal olmayan davranışı altında geliştirilmesini ve üstyapıya etkisini incelemiştir. Yarısonsuz zemin ortamına oturan şerit temel plağına ait dinamik empedans fonksiyonlarının elde edilmesi için iki boyutlu düzlem şekildeğiştirme problemi altında kurulan temel-zemin ortak sisteminin çözümü, zaman tanım alanında sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılmıştır. Yüzeysel şerit temel plağı için, düşey ve yatay doğrultularda yer hareketinin etkin frekans içeriği dikkate alınarak, orta noktasından uygulanan harmonik karakterdeki yük altında zemin ortamının doğrusal ve doğrusal olmayan mekanik özelliklerine ait yük-yer değiştirme ilişkileri elde edilmiştir.

1.3. Çalışmanın Amaç ve Kapsamı

Bu çalışmanın amacı, uzun süreli ve geniş yoğunluklu depremler üretebilen fay hatlarına yakın inşa edilen köprüler gibi kritik altyapıların sismik tepkisi üzerindeki yapı-zemin etkileşiminin önemini vurgulamaktır. Bu çalışmada demiryolu viyadüklerinin dinamik davranışları zemin ortamının da etkisi dikkate alınarak incelenmiştir. Köprü ayağı-zemin ilişkisi sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak idealize edilmiştir. İlk aşamada sonsuz zemin bölgesinin ayrıklaştırılması için sonlu elemanlar yöntemine dayalı analiz yapan Plaxis 2D yazılımı kullanılmıştır. Bu doğrultuda zemin ortamının geometrisi, sınır koşulları ve sonlu eleman ağ yapısı, zemin ortamının dinamik yük etkisi altında gerçek davranışına yakın sonuç verecek şekilde belirlenmiştir. Zemin ortamının doğrusal olmayan davranışını temsil etmek için, Mohr-Coulomb akma kriteri altında elastoplastik malzeme modeli tercih edilmiştir. Arazi koşullarını gerçeğe yakın temsil eden malzeme yaklaşımlarına dayanan ve zeminin geometrik sönümünün hesaba katıldığı sayısal model, iki

boyutlu düzlem şekildeğiştirme koşulları altında sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak belirlenmiştir.

Üstyapı olarak, Türkiye’de hızlı tren hat güzergâhlarında inşa edilen bir demiryolu viyadüğü göz önüne alınmıştır. Dört açıklıklı viyadüğe ait yapı-zemin dinamik etkileşim probleminin çözümü için, viyadüğe ait orta ayak ele alınarak düzlem şekil değiştirme davranışı altında sonlu eleman modeli kurulmuştur. Köprü ayağın modellenmesinde Plaxis 2D yazılımında tanımlı olan yapısal eleman modelleri kullanılmıştır.

Farklı dış yük etkilerinin (genlik ve frekans), üst yapının dinamik davranışına etkisini incelemek amacıyla üç farklı kuvvetli yer hareketi seçilmiştir. Bunlar, Kocaeli (Türkiye, 1999), Kobe (Japonya, 1995) ve Manjil (İran, 1990) depremlerine ait ivme-zaman geçmişleridir. Ayrıca yapı-zemin etkileşimi probleminde zemin ortamının da deprem etkisi altında köprü ayağının dinamik davranışını ne ölçüde etkilediğini daha detaylı görmek için mekanik özellikleri farklı olan zeminler kullanılmıştır. Üç gruba ayrılan bu zeminler gevşek, orta ve sıkı zemin durumlarını temsil etmektedir.

Analizlerde kullanılacak deprem etkilerinin frekans içeriği ve farklı zemin durumlarına ait mekanik özellikler dikkate alınarak sonsuz zemin bölgesi ayrıklaştırılmıştır. Ayrıca, sonlu eleman ağ yapısı ve yoğunluğu, malzeme ve geometrik sönüm gibi zemin ortamındaki dalga yayılımına doğrudan etki eden parametrelerde literatürde tanımlanmış olan kriterler doğrultusunda ele alınmış ve köprü ayağı-zemin modeli parametrik araştırmalar için uygun hale getirilmiştir.

Analizlerde geliştirilen sayısal model için, ayrıklaştırılan zemin bölgesinin geometrisi ve büyüklüğü yanında zeminin radyasyon sönümü de dikkate alınmıştır. Zemin bölgesinin modellenmesinde yatay sınırlar, radyasyon sönümünü dikkate alan yutucu sınırlar (absorbing boundaries) ile modellenmiştir. Sonsuza uzanan zemin bölgesinin optimum sınırlarını belirlemek için araştırmalar yapılmıştır. Deprem yükleri altında köprü ayağı-zemin ortak sisteminin dinamik davranışını inceleyebilmek için geliştirilen sonlu eleman modeli üzerinde sistematik bir program

akışı içerisinde çeşitli kontrol parametrelerine bağlı sayısal analizler gerçekleştirilmiştir.

Köprü ile zeminin ortak davranışını doğrudan dikkate alarak geliştirilen sonlu eleman modeli üzerinde gerçekleştirilen sayısal analizlerde, dinamik davranışı belirleyen etkin sistem parametreleri olarak üç farklı zemin türü (gevşek, orta sıkı ve sıkı) ve üç farklı yer hareketi (Kocaeli, Kobe, ve Manjil) kullanılmıştır. Farklı sismik yük kaynaklarının etkisi gözetilerek elde edilen analiz sonuçları, zemin ortamı ve üstyapının dinamik özellikleri ile birlikte, göz önüne alınan depremin karakterine ve özellikle frekans içeriğine bağlı olarak değişkenlik göstermiştir.

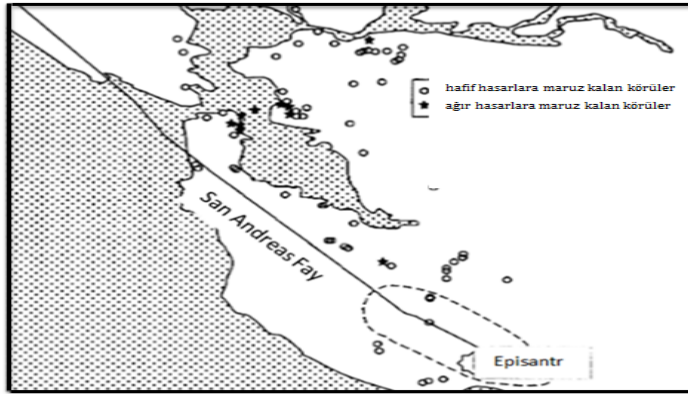
Kocaeli (Türkiye, 1999), Kobe (Japonya, 1995) ve Manjil (İran, 1990) deprem etkileri altında köprünün tepe noktasında, köprünün temel noktasında, zemin bölgesinde ve zemin köşe noktasında oluşan yer değiştirme zaman ilişkileri elde edilmiştir. Köprü ayağı-zemin dinamik etkileşiminin hesaba katılmasıyla deprem yer hareketi ile köprünün farklı parametrelere bağlı dinamik davranışı araştırılmış ve elde edilen sayısal sonuçlar incelenip grafikler halinde sunulmuştur.

BÖLÜM 2. DEMİRYOLU KÖPRÜLERİNİN YÜK ETKİSİ ALTINDAKİ DAVRANIŞI

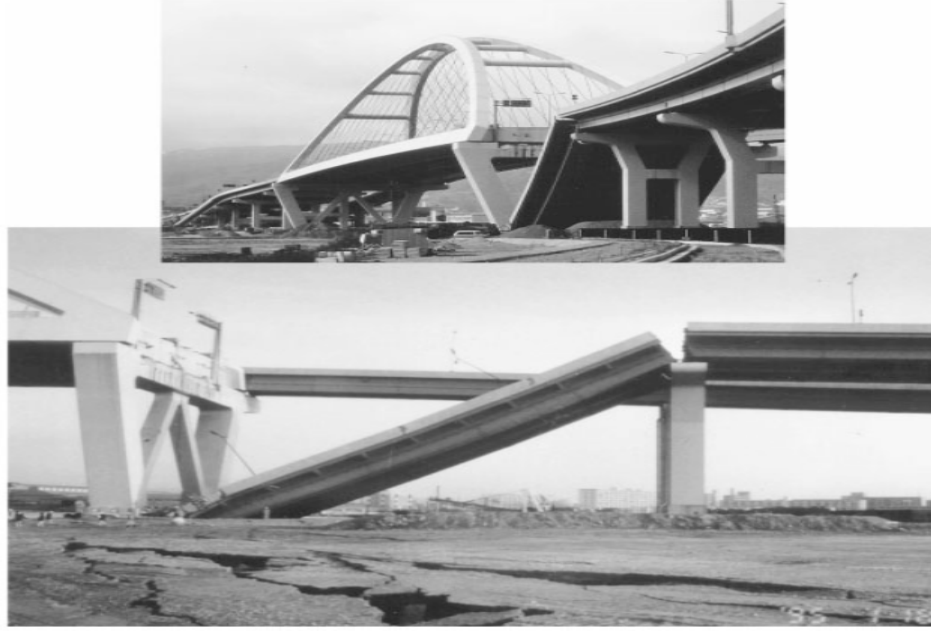
Uzun açıklıklı demiryolu köprülerinin dinamik davranışı, oldukça önemli bir mühendislik problemidir. Deprem ve hareketli yükler gibi çeşitli dinamik etki altındaki demiryolu köprülerinin, dinamik karakteristiklerini tam olarak anlamak için, çözüm aşamasında davranışa etki eden tüm parametrelerin göz önüne alınmasına ihtiyaç duyulmaktadır. Demiryolu köprülerinin dış yük etkisi altındaki davranışı sismik etkiler ve hareketli yükler başlıkları altında iki ana grupta toplanabilir.

2.1. Yer Hareketi Etkisi Altında Demiryolu Köprülerinin Davranışı

Yakın saha yer hareketleri olarak bilinen; 1971 San Fernando, 1989 Loma Prieta, 1994 Northridge, 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe), 1999 Kocaeli, 1999 Chi-Chi ve 2011 Tohoku gibi depremlerin büyük yerleşim alanlarının çok yakınında olması durumunda, şehirlerin kentsel altyapısında ciddi hasarlar meydana gelebilmektedir (Şekil 2.1.-2.3.). Kaydedilen bu yakın saha yer hareketlerine göre, açığa çıkan enerjinin belirgin bir hızda yapıya etkidiği tespit edilmiştir.



Şekil 2.1. 1989 Loma Prieta depreminde hafif ve ağır hasar görülme sıklığı [25]



Şekil 2.2. 1995 Kobe depreminin Nishinomiya-ko viyadüğüne etkisi [26]



Şekil 2.3. 1995 Kobe depreminin Higashi-Nada viyadüğüne etkisi [27]

2.1.1. Depremlerin hasar mekanizmaları

Depremlerin birçoğu, demiryollarını önemli ölçüde etkilemektedir. Depremler odak noktasından itibaren geniş bir alana yayılırken, demiryolu gibi yer yüzeyinde küçük ölçekli bir hatta ilerleyen ulaşım sistemlerinde diğer yapılara göre daha büyük etkiler oluşturmaktadır. Bu etkilere ilişkin bilgiler, literatürde oldukça çeşitli bir kapsamda ele alınmıştır. Bunun nedeni, demiryollarının düz olmaması nedeni ile

demiryolu bölgesinde meydana gelen hasarların, hasar tespitlerinde gözden kaçması ve genel hasar tespitinde bu hasarın nadiren kaydedilmesi olabilmektedir.

27 mart 1967 Alaska depremi sonunda Bonilla [28] tarafından hazırlanan raporda, depremin meydana getirdiği genel hasarlara bağlı kalmaksızın, sadece Alaska demiryolunda meydana gelen hasarın etkisi detaylı olarak incelenmiştir. İnceleme sonuçlarında, hasarların demiryolu hattı boyunca sürekli değil bölüm bölüm olduğunu görmüşlerdir.

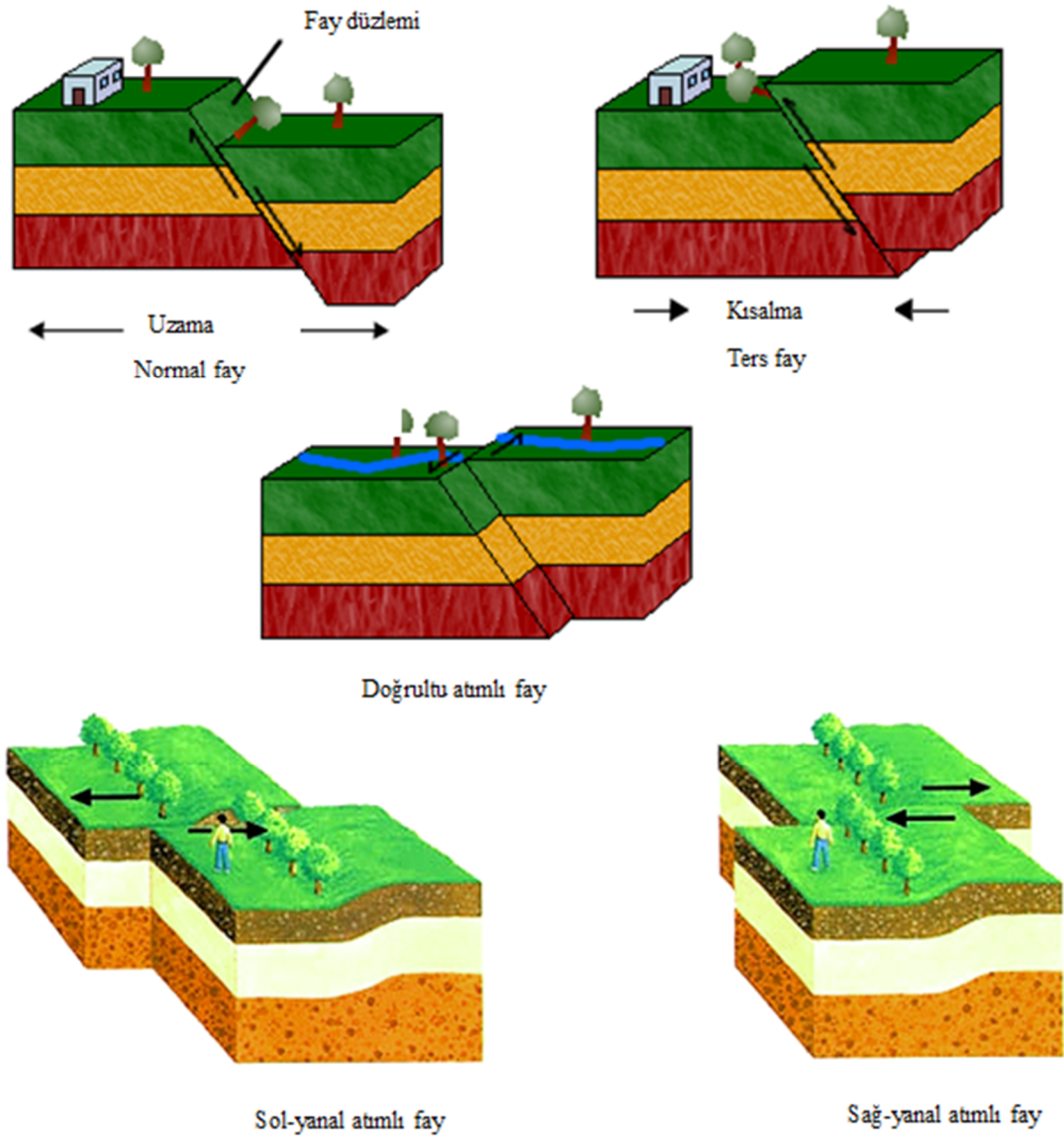
1886 Charleston, Güney Carolina depremi ile 2003 Coliforina, Meksika depremi arasında meydana gelen 89 adet depreme ait, literatürdeki kişisel gözlem ve görüşlere dayanarak birtakım bilgiler edinilmiştir. Bu depremlerin 42'si Kuzey Amerikanın Kaliforniya bölgesinde, 18'i Japonyada, 12'si Avrasyada, 6'sı Güney Amerikada, 4'ü Yeni Zellandada, 4'ü Orta Amerika bölgesinde, birer adet ise Afrika, Filipinler ve Tayvanda meydana gelmiştir. Bu depremlerin yaklaşık olarak % 90'ı literatürde tanımlanmıştır. Bu depremlerin dağılımı çeşitli bölgelere yönelik raporlamanın eksiksizliğini ve bölgedeki demiryollarının yoğunluğunu ve zarar verici depremlerin bölgesel frekansını yansıtmaktadır.

1999 Kocaeli depreminde, Haydarpaşa (İstanbul) ile Ankara arasındaki 3 bölgede, depremden kaynaklı büyük yerdeğiştirmelerden dolayı demiryolu hattında geniş kaymalar görülmüştür (Şekil 2.4.). Büyük bir açıyla geçitteki pist hızlanması kolaylıkla düzeltildi, ancak pist altındaki destek eksikliği nedeniyle uzun bir süre pist yüzeyi muhafaza edilemedi. Diğer depremlerde, demiryolu platformunda yatay ve düşey doğrultularda büyük deplasmanlar görülmüştür [29].



Şekil 2.4. 1999 Kocaeli depreminde kullanılamaz hale gelen demiryolu hattı

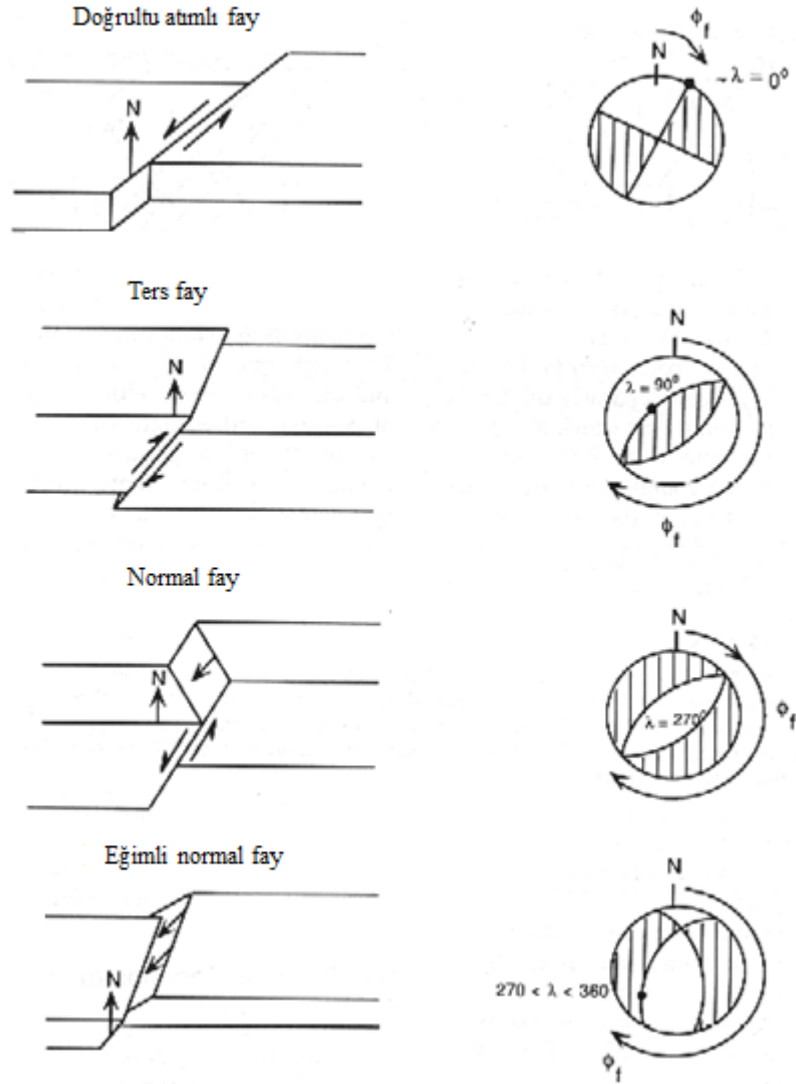
Yerkabuğu farklı fay türlerine göre depremler üretmektedir (Şekil 2.5.). Bu fay türleri, yer yüzeyindeki ulaşım sistemlerinin konumuna ve doğrultusuna göre şehir için çok büyük önem arz eden bu alt yapıların kullanıma bozacak veya büyük hasar oluşturacak dinamik etkiler oluşturabilmektedir. Bu nedenle depremin üreteceği büyük yerdeğiştirmelerin yanında, fayın doğrultusu da ulaşım sistemlerinin tasarımda dikkat edilmesi gereken hususlardan biridir.



Şekil 2.5. Fay tipleri

2.1.2. Hasarın dağılımı

Deprem hasarının jeolojik dağılımı genellikle kırılan faya paralel olarak ve kabaca eliptik bir şekilde olmaktadır. Fakat yerel koşulların etkisi ile bu davranış daha şiddetli olabilmektedir. Demiryolu hasarının dağılımı hakkındaki bilgiler, sınırlı sayıda deprem için mevcuttur. Hasar oluşan bölgenin merkez üssüne olan mesafesi, demiryolu tesislerinin görece konumu ve deprem yönündeki etkileriyle büyük oranda ilişkilidir. Temel fay türleri ve odak mekanizmalarındaki görünüşleri Şekil 2.6.'da gösterilmektedir. Taralı bölgeler sıkıştırılmış P dalgası hareketini gösterir.



Şekil 2.6. Fay tipleri ve odak mekanizması

En büyük 9 güçlü depremin merkez üssünden demiryolu hasarı olan yere olan maksimum uzaklıkları aşağıda verilmiştir.

M9.2 1964 Alaska – 240 km'ye kadar bant yol ve köprü hasarları.

M8.4 2001 Atico, Peru – 290 km'ye kadar bant yol hasarı.

M8.0 2001 Gujarat, Hindistan – 60 km'ye kadar bant yol hasarı, 200 km'ye kadar bina hasarı.

M7.8 1999 Kocaeli, Türkiye – 90 km'ye kadar azınlık tünel hasarı.

M7.7 1999 Chi-Chi, Tayvan – Sıvılaşmadan 55 km'ye kadar bant yol hasarı.

M7.6 2003 Colima, Meksika – Büyük kayalıklardan 120 km veya 215 km'ye kadar bant yol hasarı.

M7.5 1952 Kern ilçesi, CA – 50 km'ye kadar büyük tünel hasarları.

M7.4 1999 Hector Mine, CA – 10 km ve 40 km'ye kadar köprü ve yol hasarı.

M6.9 1995 Kobe, Japan – 45 km'ye kadar kapsamlı ray ve köprü hasarları.

2.1.3. Kolonların hasar görmesi

Bina tasarımının aksine, köprü tasarımındaki mevcut uygulama, köprü kolonlarının yanal yük kapasitesinin kolonların eğilme dayanımı ile sınırlandırmaktır [29]. Bu stratejinin başarılı olabilmesi için, bağlantı elemanlarının (Temeller, bağlantılar, çapraz kirişler vb.) kolonların akma dayanımına karşı yeterli güçte olması ve sınırlandırılan deformasyonları aşmaması gerekir. "Zayıf kolon" tasarım yaklaşımının açıkça kabul edilmemiş olabileceği eski köprülerde bile kolonlar, bağlandıkları kiriş-diyafram-levha grubundan daha zayıf olma eğilimindedir (Şekil 2.7.-2.9.). Sonuç olarak, güçlü depremlerde kolonlar büyük plastik şekildeğiştirme taleplerine maruz kalabilir. Bir kolonun hasarı, düşey yük taşıma kapasitesini yitirmesine neden olabilir. Köprülerin çökmesinin temel nedeni genellikle kolonların hasar almasından kaynaklanmaktadır.

Kolonlardaki hasarların birçoğu, plastik deformasyonların sınırlandırılmasının yetersiz düzeyde olmasından kaynaklanmaktadır. Betonarme kolonlarda detaylandırma yetersizlikleri; eğilme, kesme, bindirme veya kenetlenme hasarları

üretebilir. Çelik kolonlarda ise yerel burkulmaların çökmeyi hızlandığı gözlenmiştir.



Şekil 2.7. 1971 San Fernando depreminde San Fernando yolu kolon başlıkları hasarı



Şekil 2.8. 1995 Kobe depreminde Hanshin otoyolu köprü ayağı hasarı

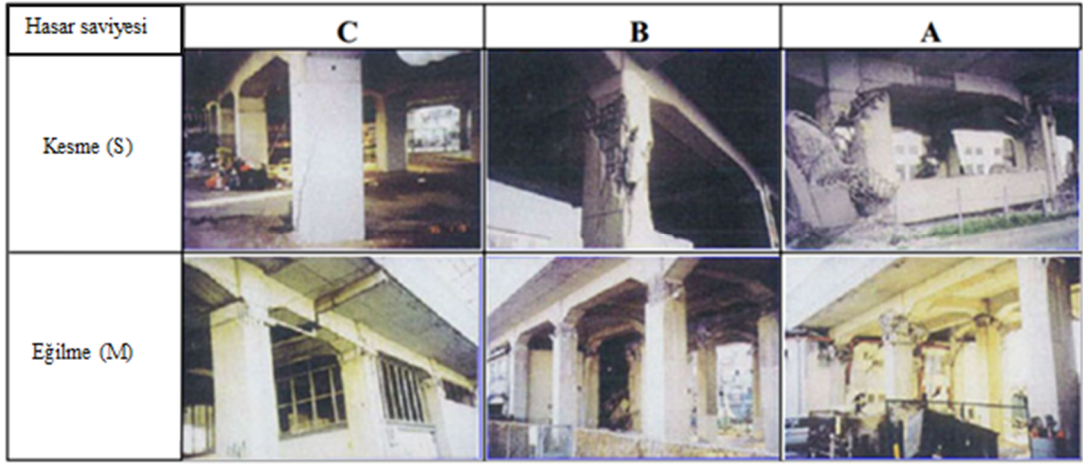


Şekil 2.9. 1995 Kobe depreminde orta yükseklikteki bir kolonda boyuna donatıların akmasından kaynaklı Yenilme

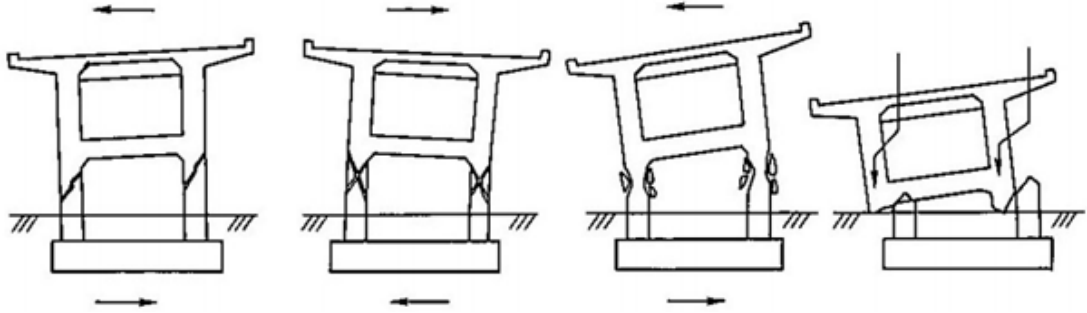
Birçok depremde betonarme köprü kolonlarında kesme hasarları meydana gelmiştir. Bazı hasarların yapıdaki görelî deplasmanların küçük olmasından kaynaklandığı hatta boyuna donatıların bile henüz akma dayanımına ulaşmadan hasar oluştuğu gözlenmiştir.

Betonarme kolonlarda donatıların kenetlenme boyunun yetersiz olduğu durumlarda, hasar alma ihtimalleri daha yüksektir. Betonarme kolonun hasar alması durumunda, hem kolonun üst ucu ile eğilme etkisi altında kalmış döşeme bağlantısı hem de kolonun alt ucu ile temel bağlantı bölgelerinde hasarlar meydana gelebilir.

Demir yolu köprülerinde meydana gelebilecek hasarlar, Şekil 2.10.'da gösterildiği gibi sırasıyla "kesme" ve "eğilme" hasar durumlarını gösteren "S" ve "M" modelleri olarak tanımlanan iki guruba ayrılmıştır. Bu modeller hasarlı (A,B,C) ve hasarsız (D) olarak kategorize edilmiştir. Kesme hasarı genellikle betonun gevrek davranış göstermesinden kaynaklanır. Eğer sismik hareketten dolayı betonda kesme hasarları oluşursa, demiryolu sisteminde yıkımlar ortaya çıkabilir (Şekil 2.11.).



Şekil 2.10. Hasar modelleri ve seviyeleri



Şekil 2.11. Kesme etkisi altında rijit çerçeve viyadüğün çökme süreci

2.1.4. Kirişlerin hasar görmesi

Kolonların sismik tasarımı ve değerlendirmeleri kirişlere oranla daha ön planda yer almaktadır. Birçok köprüde, çapraz kirişler, yer çekiminin de etkisi ile üstyapısıyla birlikte kolonlardan daha güçlüdür. Bununla birlikte birçok köprüde kirişte meydana gelen hasar oranlarının kolon hasar oranlarına kıyasla daha sınırlı düzeyde kaldığı bilinmektedir. Bu genel inanın aksini düşünen bazı bilim adamları ise köprüdeki çapraz bileşen olan kirişlerin kritik bölgede bulunduğu ve hasar almalarının daha riskli durumlara yol açabileceği görüşünü dile getirmektedirler [29]. Şekil 2.12.'de bu durumu gösteren bir kritik bölge hasarı gösterilmiştir. Yapıya bağlanan kiriş, üst yapı ve destek kolonu ile rijit bir düğüm noktası oluşturacak şekilde tasarlanmıştır.



Şekil 2.12. 1989 Loma Prieta depreminde kiriş hasarı

2.1.5. Birleşim bölgesi hasarları

Kirişlerde olduğu gibi, mafsallar da sismik tasarımda geleneksel olarak çok az ilgi görmüş ve benzer şekilde üst yapı dışına çıkınca kritik hasar yaratan eylemlere maruz kalabilirler. Önceki depremlerde de birleşim bölgelerinde önemli hasarlar olmasına rağmen [30], 1989 Loma Prieta depreminde gözlenen önemli birleşim bölgesi hasarları ilk defa dikkat çekmiştir [31, 32]. Şekil 2.13.'te, 1989 Loma Prieta depreminde San Francisco'daki Embarcadero Viyadüğünde meydana gelen birleşim bölgesi hasarları görülmektedir. Depremin odak noktasından yaklaşık 60 km'lik mesafedeki hasar oluşumu, kısmen sismik dalgaların yoğunlaşmasına, yer yüzeyindeki deformasyonlara ve çerçeve tasarımının etkili olduğu sonucunu doğurur.



Şekil 2.13. 1989 Loma Prieta depreminde Embarcadero viyadüğün hasarı

Loma Prieta depreminde Cypress Caddesi Viyadüğünün çökmesi daha ciddi sonuçlar ortaya koymuştur (Şekil 2.14.). İki katlı viyadükte, üst kat kolonlarının düğüm noktalarından yenilmesine sebep olmuştur. Bunun sonucu olarak yol platformu çökmüş 42 kişi hayatını kaybetmiştir. Üst kat kolonlarının yenilmesi ve ortaya çıkan bu çöküş, her depremin henüz rutin olarak kabul edilmemiş bir başarısızlık modeli ortaya koyma potansiyeline sahip olduğunu göstermektedir. Ayrıca Loma Prieta depreminde modern tasarımlara ait belirgin bir zaaf tespit edilmiştir. Örneğin, depremden sadece birkaç yıl önce inşa edilmiş olan Cypress'te 980/880 bağlantı viyadüğündeki hattındaki dış destek diz bölgelerinde hasarlar meydana gelmiştir.



Şekil 2.14. 1989 Loma Prieta depreminde Cypress caddesi viyadüğünün çöküşü

2.1.6. Köprü ayaklarının hasar görmesi

Köprü ayaklarında oluşabilecek hasarlar farklılık gösterebilmektedir. Oluşabilecek hasarlara en çok temel türü ve zemin özellikleri neden olmaktadır. Bu durum, arka duvarların, kanat duvarlarının, temellerin ve kazıkların çevresindeki zeminin etkileşimi ile daha da karmaşıklaşır.

Çoğu oturtma tipi ayakta, boyuna doğrultuda hareket sınırlı olarak serbesttir. Çünkü üst yapı ve ayak arka duvarının aralarında bir bağlantı vardır. Bu tasarım ilgili tercih edilmesinin önemli nedenlerinin başında, sıcaklık ve büzülmeden ve yer değiştirmelerden kaynaklanan iç kuvvetlerin azaltılması gelmektedir. Bu türdeki

ayakların en önemli dez avantajı, üst yapı ve ayak oturağı arasında büyük görelî yer değiştirmeler olduğunda ortaya çıkmaktadır. Ayağın yerinden çıkma hasarları, çoğunlukla sıvılaşma veya yanal yayılma sonucunda takozun yer değiştirmesi veya dönmesi ile oluşmaktadır. [33]

1994 Northridge depreminde, deprem takozu hasaları yaygın ve geniş olarak meydana gelmiştir. Şekil 2.15.'te, deprem takozunun yenildiği tipik bir başarısızlık örneği görölmektedir. Bu problemlerin, küçük enine yer değiştirme ve az enerji dağılımı ile oluşabileceği sonucuna ulaşılmıştır. İ deprem takozları hasarını, genellikle birbirine geçen arka duvar hasarları takip eder. Oturtma tipi ayaklarda, üst yapının arka duvarlara çarpması nedeniyle oturtma dayanaklarında hasarlar meydana gelebilmektedir (Şekil 2.15.).



Şekil 2.15. 1994 Northridge depreminde bir köprü ayağının iç deprem takozu hasarı [34]

2.1.7. Temellerin hasar görmesi

Depremler sırasında meydana gelen temel hasarlarının raporları nispeten nadir olup, çoğunlukla sıvılaşma ve benzeri zemin yenilmeleri durumlarında temel hasarları meydana gelebilmektedir. temel hasarlarının gerçekten nadir olup olmadığı veya yeraltında kalması nedeniyle birçok hasarın tespit edilip edilemediği açık değildir. Özellikle kazıklı temellerde; kazıkların taşıma gücüne ilave bir katkısı olmasına karşın yatay yük etkisi altında büyük değormasyon taleplerine maruz kalabilirler.

Daha eski, yayılmış ve kazık destekli temeller nadiren kazık başlığın eğilme desteğine veya herhangi bir kayma desteğine sahiptir.

1995 kobe depreminde, bu bölümün başka bir yerinde rapor edildiği gibi, üst ve alt yapılarda büyük hasarlar meydana gelmiştir. Bu hasarın ortaya çıkması, temel bileşenleri koşullarının kapsamlı olarak araştırılmasını sağlamıştır [35]. Eski iç hat 3 boyunca, 109 adet temel için yapılan araştırma sonucunda sadece kazıklarında "küçük" eğilme çatlakları tespit edilmiştir. Kıyı şeridi boyunca yapılmış olan ve nispeten daha yeni olan 5 hat boyunca, geniş çaplı sıvılaşmaların meydana geldiği ve birçok durumda yanal yayılmaların ortaya çıktığı görülmüştür. Bu rota için 153 temel üzerinde yapılan araştırmalarda, kazıklarda büyük eğilme çatlaklarından dolayı kalıcı yer değiştirmelerinin meydana geldiği, gerçekleştiği kazıklarda eğilme çatlakları vakaları bulunmasına karşın, araştırma sonucunda donatılarda herhangi bir koplama veya burkulma görülmemiştir. Büyük hasarların görülmemesi, kazıkların boyuna doğrultusunda deformasyonların yayılması ile açıklanmıştır.

Sıvılaşmaya bağlı yanal yayılma ile bağlantılı temel hasarları köprülerin çöküşünün en büyük nedenleri arasında olmuştur [36]. Sorun, basit açıklıklı köprüler için özellikle kritiktir (Şekil 2.16.). 1991 Kosta Rika depremi, temel hasarına ilişkin birçok örnek sunmaktadır. Şekil 2.17.'de sıvılaşma ve yanal yayılma nedeniyle dönmüş bir köprü mesnedi görülmektedir. Ayrıca zemin hareketlerinin eğik kazıklara yoğun hasar vermesi durumları da görülmüştür (Şekil 2.18.). Bu ve diğer depremlerde, kazıklarda görülen geniş hasarların ışığında tasarımlarda eğik kazıkların kullanımı dikkatli bir şekilde düşünülmelidir [33].



Şekil 2.16. 1964 Niigata depreminde Showa köprü çöküşü [37]



Şekil 2.17. 1991 Kosta Rika depremi sırasında sıvılaşma ve yanıl yayılma nedeniyle köprü [38]

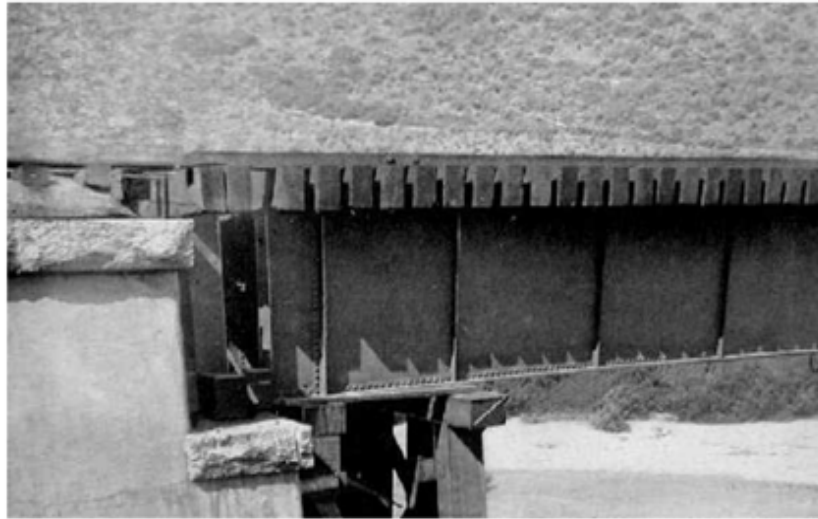


Şekil 2.18. 1991 Kosta Rika depremi sırasında köprü kazıklarının hasar görmesi [39]

2.1.8. Hasar örnekleri

Kuvvetli yer hareketi etkisi altında demiryolu köprülerinin davranışı çok çeşitlidir. 1952 Kern County (Mw, 7.5), 1999 Kocaeli (Mw, 7.4) veya Atico (Mw, 8.4) depremlerinde demiryolu köprüsü hasarı görülmemiştir. Ancak köprülerin yakınında bulunan diğer demiryolu tesislerinde ciddi hasar oluşmuştur. Öte yandan, büyük depremler incelendiğinde, 91 depremden 48'inde köprülerde hasarlar görülmüştür. Köprü hasarının bildirildiği 48 depremin 40'ında, diğer demiryolu hasarları da mevcuttur. Köprü hasarının türü ve kapsamı, köprü mevkiindeki tasarım detaylarından, temelin koşullarından ve sıvılaşma potansiyelinden büyük ölçüde etkilenmiştir.

1995 Kobe depreminde, merkez üssü 45 km'ye kadar olan betonarme çerçeveli viyadüklerde geniş çaplı bir yıkım görülmüştür. Büyük yer hareketlerinin olmadığı bölgelerde de bu sonuçların ortaya çıkma nedenlerinin başında kolonların yeterli süneklığe sahip olmaması gelmektedir. Bunlar, yapımında kabul edilen detaylandırma standartlarına göre güçlendirilmiş, ancak daha sonra sismik yükleme için yetersiz olduğu anlaşılmıştır. 1906 California depreminde, Pajaro Nehri üzerindeki Güney Pasifik Demiryolu Köprüsünde, fay hareketi sonucunda köprü kirişleri mesnetinden ayrılmış ve köprü'nün kullanılabilirliği ortadan kalkmıştır (Şekil 2.19.).



Şekil 2.19. Pajaro Nehrinde köprü ayağı ve mesnet ayrılması nedeniyle yaylı yerdeğiştirme [40]

Sıvılaşmaya bağılı olarak taşkın düzlüklerinin akışlara doğru yanal olarak yayılması, 1964 Alaska depreminde ahşap iskeletlerin dikey ve yanal çökmesine ve çelik köprülerin alt yapı birimlerinin hareket etmesine neden olmuştur. Sıvılaşma etkisi altında bir payandanın hasarı Şekil 2.20.'de verilmiştir. Merkezin 150 kilometre içerisindeki 81 köprüden 75'i hasar görmüştür [41] . Charleston 1886, Güney Carolina depreminde benzer, ancak daha az kapsamlı etkiler bildirmektedir.



Şekil 2.20. Yanal yayılma nedeniyle kazık ayağın dikey bükülmesi [42]

Günümüzde yol ve köprü hasarlarının en yoğun görüldüğü durum 11 Mart 2011 Tohoku depremidir. Yaklaşık 200 karayolu köprüsü ve sayısız demiryolu köprüsü, deprem sırasında açılma, kopma, kolon kesme yetersizliği, temel açılması ve dolgu kaymasına kadar uzanan etkiler nedeniyle hasar görmüştür (Şekil 2.21.-2.23.).



Şekil 2.21. İki kolonlu çerçeve köprü ayağı, Sendai-Tobu viyadüğü



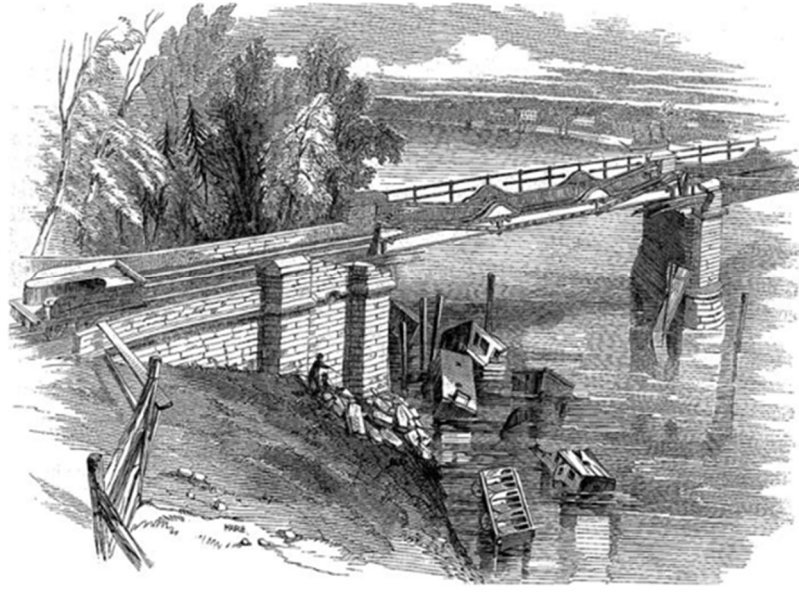
Şekil 2.22. Tek kolonlu köprü ayağı, Sendai-Tobu viyadüğü



Şekil 2.23. Elastomerik mesnet hasarı, Sendai-Tobu viyadüğü

2.2. Hareketli Yükler Altındaki Demiryolu Köprülerinin Dinamik Davranışı

Hareketli yükler altındaki köprülerin dinamik tepkilerinin analizi, geçmişte birçok araştırmacı tarafından incelenen bir sorundur. Tarihte bu konuda bilinen ilk çalışma, İngiltere'de 1847'de Dee Nehri üzerindeki Chester demiryolu köprüsünün çökmesi nedeniyle gerçekleştirilmiştir (Şekil 2.25.). Kraliçe, 19. yüzyılın başında çöküşün nedenlerini araştırmak amacıyla bir komisyon kurulmasını istemiştir.



Şekil 2.24. Dee Köprüsü çökme görünümü [43]

Son yıllarda yüksek hızlı trenlerin devreye girmesi ve bu yüksek hızlı trenler için çerçeve sistemlerinin geliştirilmesi ile trenlerin köprüler üzerinde yarattığı dinamik etkilere olan ilgi artmıştır. Bu konudaki bilgileri genişletmek, yüksek hızlı tren hatlarındaki köprülerin davranışlarını düzenleyen hususları belirlemek ve köprü mühendisleri tarafından kullanılacak yeni yaklaşımlar geliştirmek için çeşitli köprüler üzerinde teorik, sayısal ve deneysel çalışmalar yapılmıştır. Hareketli yükler altındaki yüksek hızlı demiryolu köprülerinin dinamik davranışı alanında daha geniş araştırmalar kapsamında, özellikle de rezonans koşulları altında köprülerin güvenlik ve bakımının yapılabilirlik sınır durumlarıyla uyumlu titreşim kontrolü konusuna ilgi son yıllarda artmıştır. Bu durum, yeni yüksek hızlı hatların inşasına artan ilgi ve bazı geleneksel demiryolu hatlarının daha yüksek hızlar için yeniden güçlendirilmesi ile açıklanabilir. Hareketli yükler altındaki demiryolu köprülerinin dinamik davranışı ile ilgili çalışmalar son yıllarda analitik ve deneysel yaklaşımlarla gerçekleştirilmiştir.

İnglis [44], demiryolu köprülerinin dinamik davranışı konusunda kapsamlı bir çalışma sunmuştur. Bu çalışmada, bir köprü hareketli yüklere maruz kaldığında gerilmelerin ve sapmaların daha yüksek olabileceğini göz önüne alarak; hareketli yükleri, sönümlemenin etkisini ve lokomotifin yay süspansiyonunun etkisini analizlerde dikkate alınmasını önermiştir.

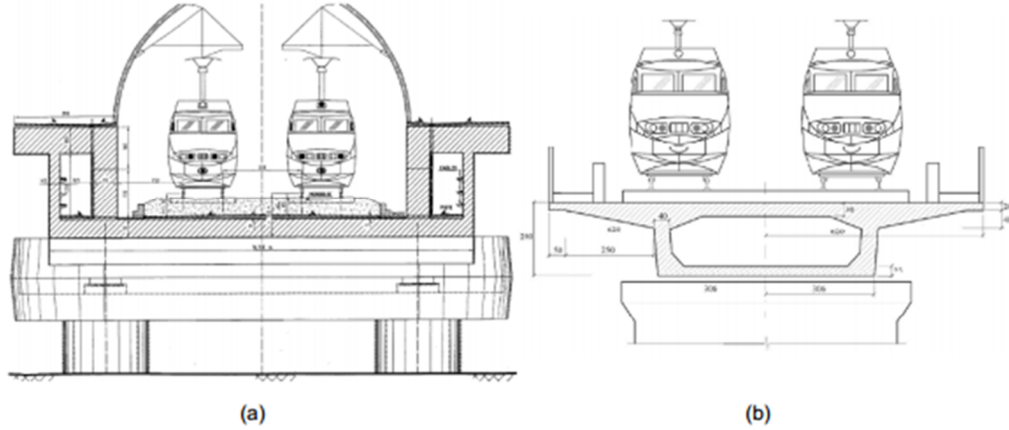
Daha yakın zamanlarda Fryba [45] tarafından tek boyutlu yapılardan üç boyutlu katılara kadar, çok sayıda model için ayrıntılı sonuçlar elde etmiştir. Tren etkileri; hareket eden sabit kuvvetler, harmonik kuvvetler veya sürekli kuvvetler olarak kabul edilmiştir. Değişken hızda yük hareketi, rastgele yükler ve yüksek hızda hareket eden kuvvetler de dâhil olmak üzere, sayısız, zaman harici ve hareketli çok akslı sistemi harekete geçiren kuvvetleri de dikkate almıştır. Demiryolu köprülerinin dinamik davranışı üzerinde önemli sayıda parametrenin ve basitleştirmenin etkilerini köprü ve model tren ile ilişkilendirmiştir. Tren hızının ve düzensizliklerinin köprü davranışı üzerindeki etkisini de araştırmıştır. Son olarak, demiryolu köprüleri üzerindeki yorulma sorununu da incelemiş ve deneysel sonuçlar, teorik hesaplamalar ile ölçüm sonuçları arasındaki karşılaştırmayı yaparak bu çalışmayı tamamlamıştır. Fryba [45], kritik hızlarda oluşabilecek rezonans titreşimlerini incelemek üzere bir köprü modelini tasarlamıştır. Demiryolu köprüleri üzerinde oluşabilecek rezonans titreşimi için iki farklı etki tanımlamıştır. Bunlar;

- a) Tren aksı yüklerinin tekrarlanan hareketi
- b) Tek başına yüklerin hızlı taşınması

etkileridir. Hareket halindeki yüklerin yüksek hızından kaynaklanan rezonans etkilerinin bugünün trenleri ile şu anda yüksek hızlı hatlarda görünemeyeceğini vurgulamıştır. Bununla birlikte, tren aksı yüklerinin tekrarlanan hareketi altında, küçük ve orta boy bazı Fransız köprülerindeki balast istikrarsızlığının başlıca nedeni olarak gösterilen, kabul edilemez değerlerdeki köprü platform ivmelerine yol açabilecek rezonans davranışının ortaya çıkabileceği sonucuna ulaşmıştır.

Gelişmiş köprü ve tren modellerinin doğruluğuna rağmen saha ölçümleri ve deneysel analizler; köprü mühendisleri ve araştırmacıları için en önemli veriler olup, bilgisayar modellerinin geçerliliğini sağlamaya ve yalnızca deneysel verilerden çıkarılabilecek birçok güvenli sonuca ulaşmaya yardımcı olmaktadır. Bu kapsamda, Xia ve ark. [46, 47], yüksek hızlı trenlerin geçişi esnasında bazı köprüler üzerinde deneysel analizler yapmıştır. Bu köprülerden biri Paris-Brüksel arasındaki yüksek hızlı hat üzerinde bulunan elli metre genişliğinde, çok aralıklı, basitçe desteklenmiş, ön gerilmeli beton kirişlerden oluşan ve U-kesite sahip Antoin Köprüsü'dür.

İkincisi, Qin-Shen özel yolcu demiryolunda bulunan ve her biri 24 metrelik ardışık 28 açıklıktan oluşan çift raylı ön gerilmeli beton olan Gouhe Nehri Köprüsüdür (Şekil 2.26.).

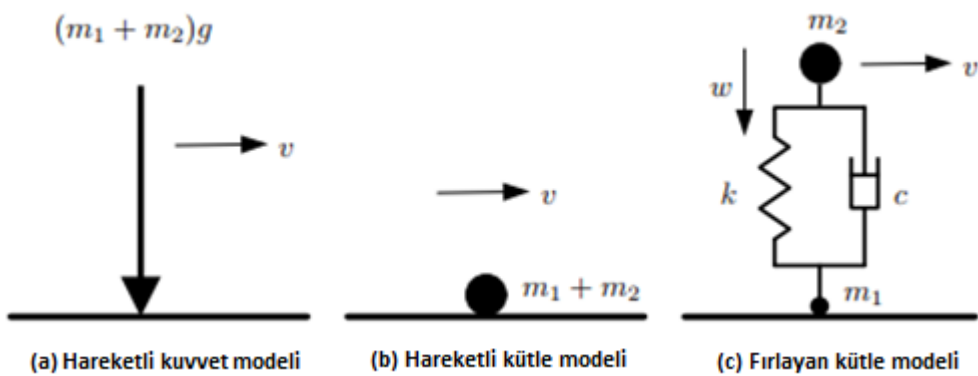
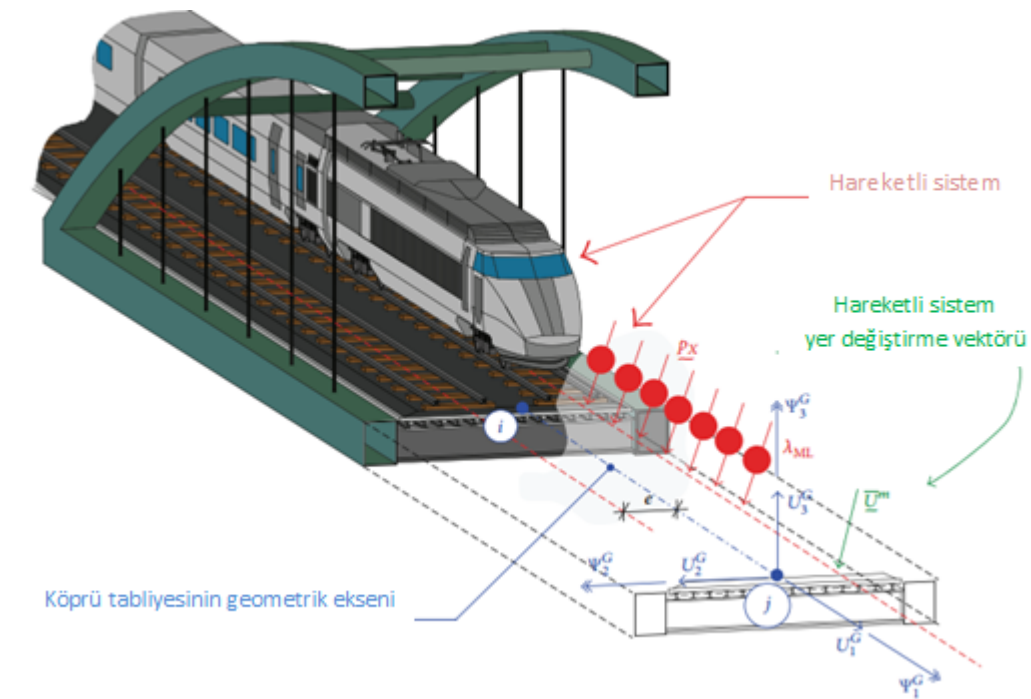


Şekil 2.25. Antoing (a) ve Gouhe Nehri köprüsü (b) kesiti

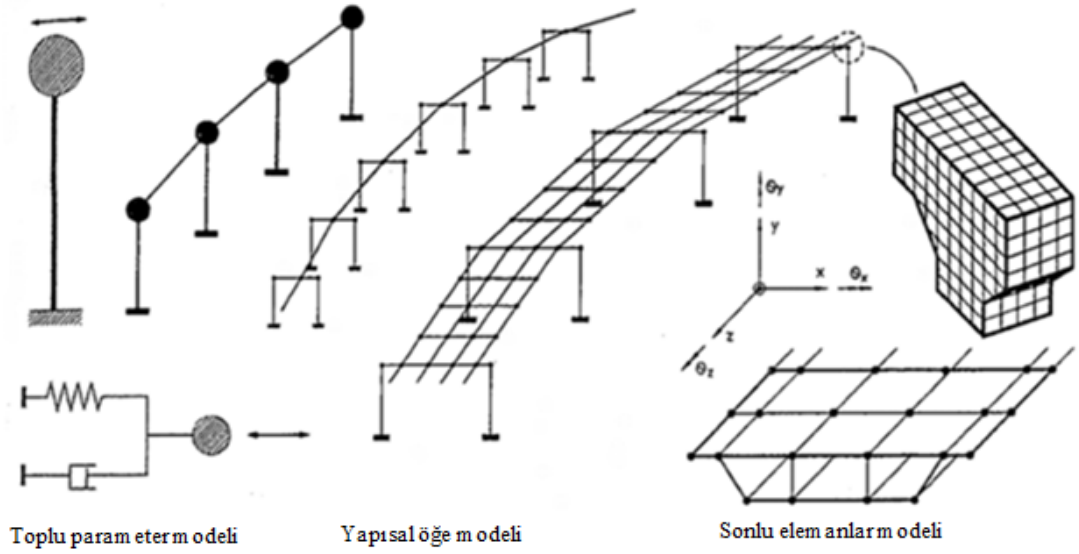
2.2.1. Tren-köprü modelleme yöntemleri

Dünya çapında yüksek hızlı demiryollarının başarılı bir şekilde uygulanması ve işletilmesi nedeniyle, demiryolu köprülerinin dinamik tepkileri en çok ilgi gören alanlardan biridir. Bu yapısal sistemler araç, ray ve köprüden oluşur.

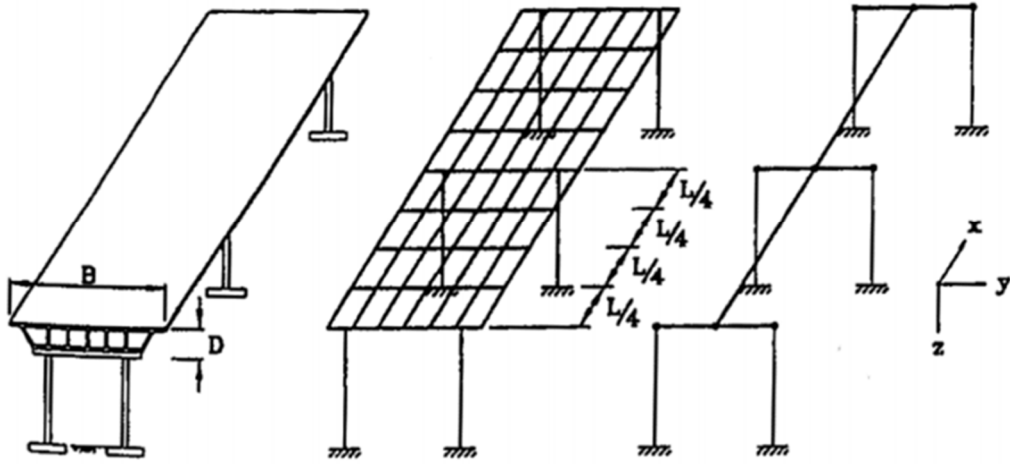
Araçlar; kütleler, yaylar ve kuvvetler kullanılarak modellenebilen karmaşık yapılarıdır (Şekil 2.27.). Bununla birlikte, trende oluşacak ivme seviyelerinin kontrol edilmesi gerektiğinde veya ray durumu kötü olduğu ve bu nedenle analizlerde ray düzensizliklerinin de göz önüne alınması durumlarında en karmaşık tren modelleri kullanılmalıdır [48, 49]. Normal araç hızlarında, dinamik sistemin davranışının çoğu, ray yüzeyinin pürüzlülüğünden ve köprü'nün kendisinin elastik olarak yer değiştirmesinden kaynaklanır. Farklı araç modellerinin yanında demiryolu köprüleri de çeşitli yöntemlerle idealize edilebilir (Şekil 2.28.-2.29.). Bu farklı araç ve yapı modelleme tekniklerinin seçiminde, yapı tipi, araç tipi ve araştırılan dinamik parametreler etki etmektedir.



Şekil 2.26. Araç modeli alternatifleri [50]



Şekil 2.27. Köprü yapısı modelleme yöntemleri [51]



Şekil 2.28. Üstyapı modelleri [51]

2.2.2. Sertlik

Yükleme frekansı ile köprünün doğal frekansları arasındaki ilişki, yükleme frekansının hemen üzerinde herhangi bir rezonans pik değeri oluştuğunda ve dolayısıyla hız aralığı göz önüne alındığında önemlidir. Bu nedenle, maksimum izin verilen hızın alt sınır (ve güvenli) tahminini elde etmek için yapının doğal frekansına (sertlik derecesine bağlı değer) göre alt sınırdaki bir değerlendirme yapılması gerekmektedir.

2.2.3. Sönüm

Bir yapıdaki sönüm, genlik tepkisini sınırlar ve zamanla genliğin azalmasını sağlar. Çelik bağlantılarda sürtünme, betonda mikro çatlakların açılıp kapanması gibi çeşitli mekanizmalara bağlı olarak enerjinin soğurulması sönümü doğurur. Bu mekanizmalar genellikle eşzamanlı olarak hareket eder ve bu mekanizmaların matematiksel olarak tanımlanması mümkün değildir. Böylece, bir yapıdaki sönümleme genellikle viskoz sönüm adı verilen son derece ideal bir şekilde gösterilir.

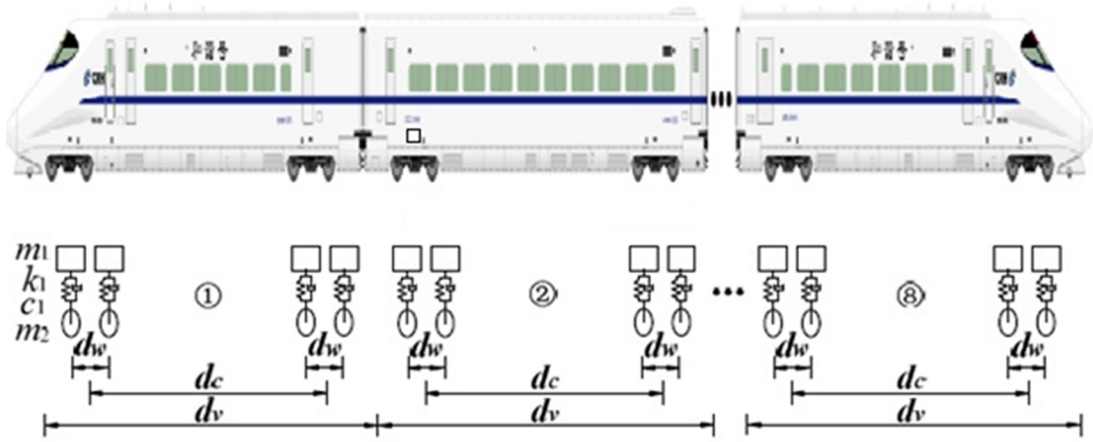
Sonlu eleman analizlerinde viskoz sönüm matrisinin oluşturulmasında yaygın bir yol Rayleigh sönüm yaklaşımıdır.

$$\mathbf{c} = \alpha\mathbf{M} + \beta\mathbf{K} \quad (2.1)$$

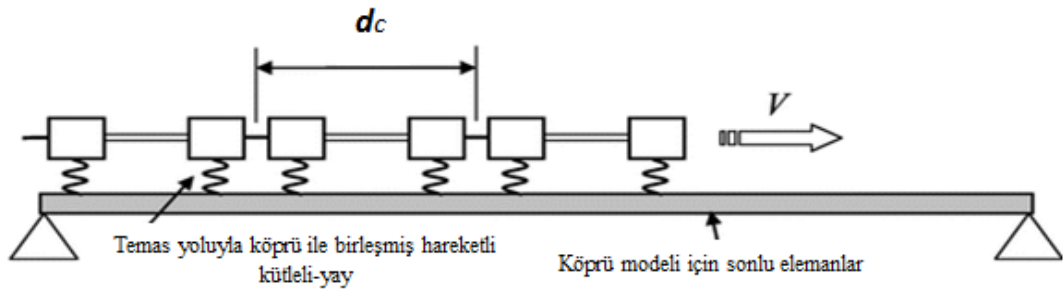
Bu, doğrudan fiziksel anlamı olmayan etkili bir formülasyondur. Oransal olarak sönümün elde edilmesini ifade eden bu tanımlama, geniş frekans aralığı için sönümün analizlerde dikkate alınmasına olanak sağlar.

2.2.4. Kütle

Bir yapının doğal frekansı, yapının kütlesi arttıkça azalır. Kütlenin herhangi bir şekilde az hesap edilmesi, yapının doğal frekansının gereğinden fazla değerde tahmin edilmesine neden olacaktır (sertlik gibi diğer parametrelerin değişmemesi). Sonuç olarak, yükleme frekansı ve dolayısıyla rezonans oluşma hızının tahmininde sapmalar oluşacaktır. Bu nedenle, rezonans hızlarının güvenli bir şekilde tahmin edilmesini sağlamak için köprü kütlesi, en elverişsiz durumu verecek şekilde ele alınmalıdır (Şekil 2.30.).



a) Hızlı tren modelinin aks düzenlemeleri



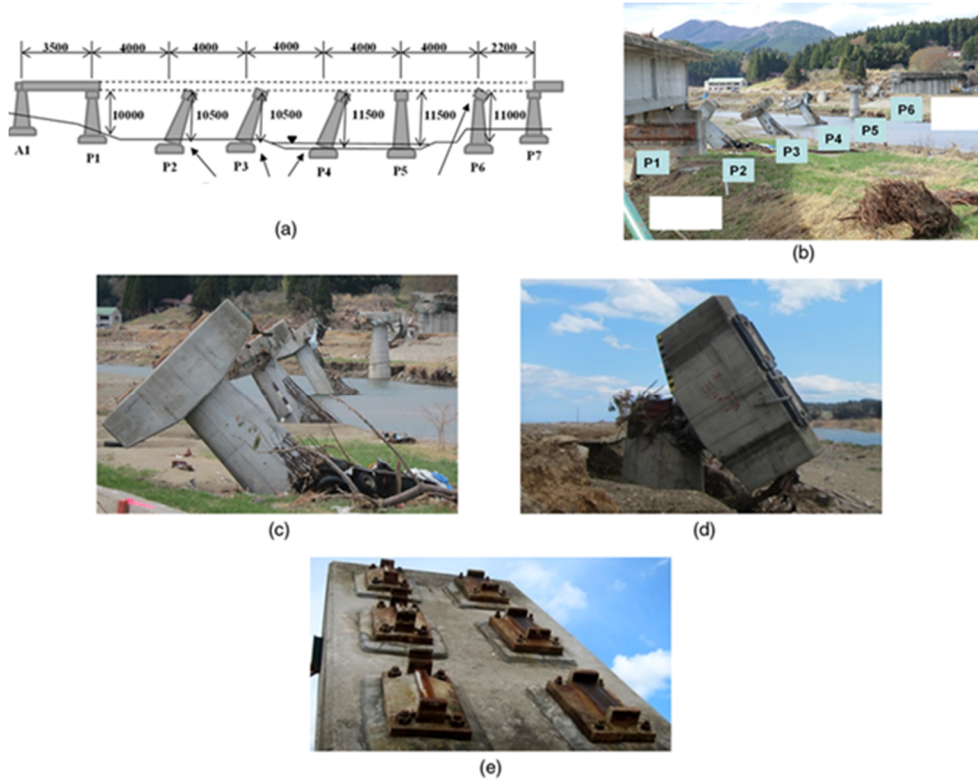
b) Hareketli kütle altındaki demiryolu köprüsü

Şekil 2.29. Lokomotif ait kütle dağılımı [52]

2.3. Yapı –Zemin Etkileşiminin Demiryolu Köprüleri Üzerindeki Etkilerinin Değerlendirilmesi

Yapı Zemin Etkileşimi (YZE), üstyapının davranışında zemin ortamının da etkisini dikkate alan bir çalışma alanıdır. Yapının tepkisinin ve altında yatan zeminin birbirini etkilediği bir fenomendir. Bir deprem, destekleyici zemin üzerinde duran belirli bir yapısal sistemi etkilediğinde, ne yapı ne de oturduğu zemin birbirinden bağımsız olarak hareket edebilir.

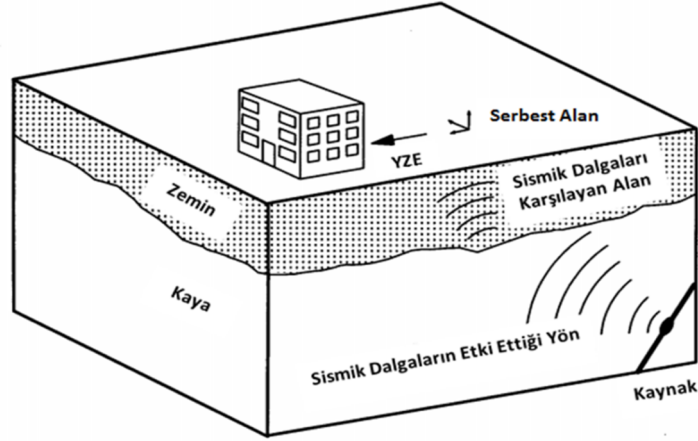
YZE etkileşimi, Kinematik ve Atalet etkileşimi olarak iki farklı mekanizmanın birleşimi şeklinde düşünülebilir. Kinematik etkileşim; zemin ortamının sismik etki altında kütesiz, katı bir temel sistemi ile karşılık vermesidir. Atalet etkileşimi ise, kinematik etkileşim analizinden elde edilen titreşim hareketinin üstyapıya etki ettirilmesi olarak tanımlanmaktadır. Bu ortak etkileşim analizi sonucunda, yapının oturduğu zeminin yer hareketini ne oranda değiştirdiği görülebilmekte ve yapıya zemin ortamının farklılaştırdığı sismik etki verilerek daha gerçekçi davranışlar elde edilebilmektedir. Köprülerin sismik tepkilerini belirlerken, yapı-zemin etkileşiminin etkileri göz önüne alınmalıdır. Son yıllarda yumuşak zemin bölgelerinde meydana gelen depremler göstermiştir ki, yapı temellerinin davranışına, oturduğu zemin ortamının malzeme özellikleri ve davranışı çok büyük etki etmektedir (Şekil 2.31.).



Şekil 2.30. Tsuyagawa köprüsü ayaklarının Thoku tusunamisinden kaynaklanan hasarları; (a) Köprü ayağı hasar tipleri; (b) Çökmeden sonraki köprü ayakları; (c) Çöken köprü ayakları P2, P3, ve P4; (d) Çöken köprü ayağı P6; (e) Arda kalan taşıyıcı köprü ayakları [53]

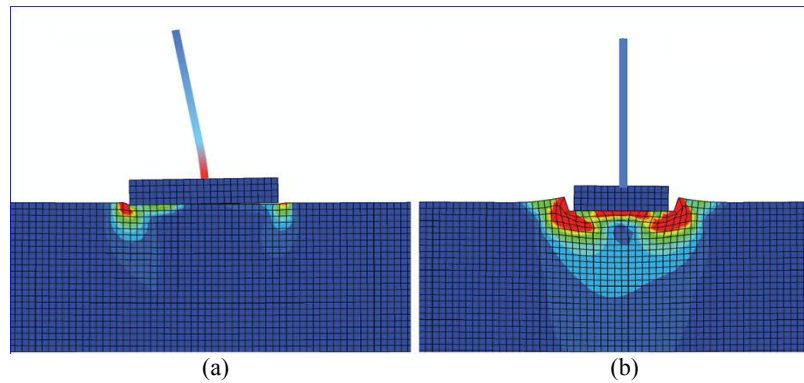
Kuvvetli yer hareketi etkisi altında anakayada meydana gelen deprem etkileri sonsuz zemin ortamında cisim dalgaları (P-dalgası ve S-dalgası) ve yüzey dalgaları

(Rayleigh dalgası ve Love dalgası) olarak yayılırlar. Anakayadan yüzeye doğru yayılan bu dalgalar, zemin ortamında farklılaşarak (zemin tepki analizi) yüzeye ulaşır ve yüzey dalgaları olarak yapılarda dinamik etki olarak titreşimler oluştururlar (Şekil 2.32.).



Şekil 2.31. Deprem dalgalarının yapıya etkisi

Yaygın uygulama, genellikle ayrılmış bir sistemin veya yapının oturduğu zeminden bağımsız bir şekilde tepkisini hesaplamaktır (tersi de geçerlidir). Bu yaklaşım, nispeten sert zemin üzerine kurulmuş hafif yapılar için makul olsa da daha yumuşak bir zemin ortamına oturan (alüvyon zemin ortamı vb.) ağır bir yapısal sistemin yanlış bir dinamik analizine sebep olabilir (Şekil 2.33.). Yapı-zemin etkileşimi eldeki sorunun ayrıntılarına bağlıdır ve durum-vaka bazında değerlendirilmelidir.



Şekil 2.32. İki farklı yapının Kobe 1995 depremi etkisi altındaki davranışı; (a) YZE'nin ihmal edildiği bazı yapıların davranışı; (b) YZE'nin dikkate alındığı yapılar [54]

BÖLÜM 3. SAYISAL UYGULAMALAR

Bu çalışmada kuvvetli yer hareketi etkisi altında titreşen köprü ayağı – zemin ortak sisteminin dinamik davranışını inceleyebilmek için geliştirilen sonlu eleman modeli üzerinde sistematik bir program akışı içerisinde çeşitli kontrol parametrelerine bağlı nümerik analizler gerçekleştirilmiştir.

Üstyapının dinamik davranışı, sismik yükler altında incelenmiş ve yapı-zemin ortak sistemine ait bazı temel dinamik büyüklükler sistem parametrelerine bağlı olarak elde edilmiştir. Dinamik davranışı belirleyen etkin sistem parametreleri olarak zemin ortamının şekil değiştirme özelliğini yani rijitliğini ifade eden farklı kayma dalga hızları (56.51, 78.75, 117.8 m/s) ve farklı özellikte yer hareketleri Kobe (1995, Japonya), Kocaeli (1999, Türkiye) ve Manjil (1990, İran) kullanılmıştır.. Ayrıca yapının oturduğu zemin bölgesinin malzeme mekanik davranışı da göz önünde bulundurulmuştur. Burada yapı-zemin etkileşiminin dikkate alındığı durumda zemin Mohr-Coulomb akma kriteri varsayımı altında elasto-plastik malzeme davranışı gözönüne alınmış ve sonuçlar bu doğrultuda elde edilmiştir.

3.1. Zemin Malzeme Modeli

3.1.1. Mohr-Coulomb malzeme modeli

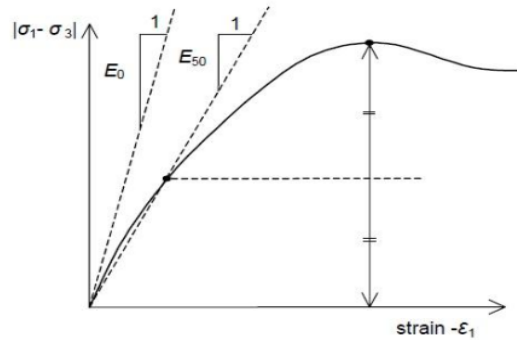
Zeminler uygulanan yüklere göre doğrusal olmayan bir gerilme-deformasyon davranışı göstermektedir. Kullanılan malzeme modeline bağlı olarak doğrusal olmayan gerilme-deformasyon davranışları modellenmektedir. Kullanılan malzeme modeli için gerekli olan parametreler ne kadar artarsa davranış modellemesi o kadar gerçeğe yakın olmaktadır. Mohr-Coulomb gibi izotropik modellerin kullanılmasının yeterli doğrulukta sonuçlar verdiğini ve zemin davranış modeli olarak malzeme

modelleri ile ilgili, literatürde yapılmış olan çalışmalar sonucunda birçok araştırmacı bu malzeme modelinin kullanılmasının uygun olacağını söylemişlerdir [55-58].

3.1.2. Mohr-Coulomb malzeme modeli parametreleri

3.1.2.1. Elastisite modülü (E)

Mohr-Coulomb malzeme modelinde elastisite modülünü bulunması için iki farklı yaklaşım mevcuttur. İlki, üç eksenli deney sonucu gerilme deformasyon eğrisinin başlangıç eğiminden hesaplanan ve E_0 ile gösterilen elastisite modülüdür. İkinci yaklaşım ise, E_{50} ile gösterilen deviatorik gerilme $|\sigma_1 - \sigma_3|$ 'ün maksimum değerinin %50 gerilme değerine karşılık gelen sekant elastisite modülüdür (Şekil 3.1.). Aşırı konsolide bazı kayalarda ve kil zeminlerde elastik davranış aralığı büyük olduğundan dolayı E_0 'ın kullanılması daha uygundur. Diğer yandan, normal konsolide kil zeminler ve kum zeminlerde yüklemenin başlamasının hemen ardından doğrusal olmayan bir gerilme-deformasyon ilişkisi göstermektedir. Bundan dolayı, bu tip zeminler için E_{50} elastisite modülünün kullanılması daha doğrudur.



Şekil 3.1. E_0 ve E_{50} elastisite modüllerinin tanımlanması [59]

3.1.2.2. Poisson oranı (ν)

Mohr-Coulomb gibi elasto-plastik davranışı temsil eden bir zemin modeli kullanılırken, Poisson oranı yatay efektif gerilmenin düşey efektif gerilmeye oranını ifade eden (K_0)'a yani toprak basınç katsayısına bağlı olarak hesaplanır. Tek boyutlu sıkışma problemleri için Mohr-Coulomb malzeme modeli aşağıdaki eşitliğini kullanmaktadır. Bundan dolayı, K_0 katsayısının değerinden hareketle K_0 katsayısı ile

eşleşen poisson oranı değeri hesaplanmaktadır. Kum zeminler için poisson oranı genellikle 0.2 ile 0.4 arasında ve birçok durumda ise 0.3 ile 0.4 aralığında bir değer almaktadır [60].

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (3.1)$$

3.1.2.3. Kohezyon (c)

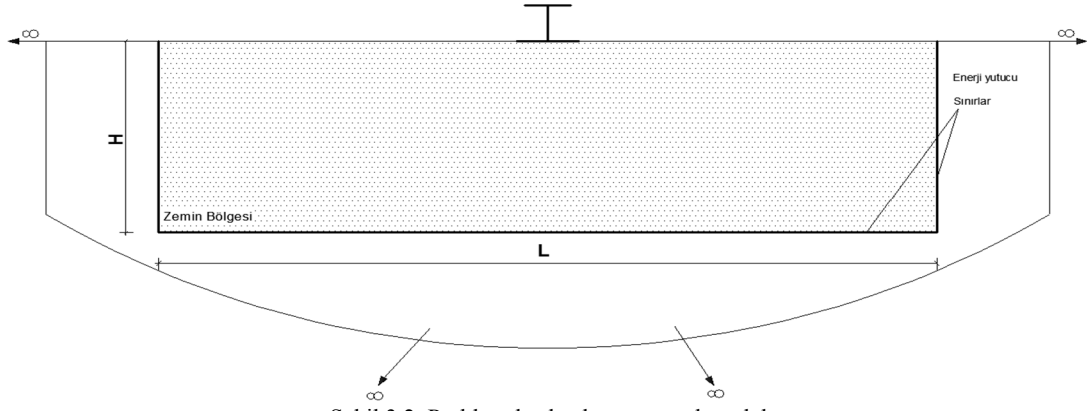
Kohezif zeminler kil tipi zeminlerdir. Zeminde molekülleri veya benzeri parçacıkları bir arada tutan kuvvete kohezyon denir. Kohezyon, zemin tanelerinin birbirine yapışmasını ve çekmesini yansıtan parametre olarak tanımlanmaktadır.

3.1.2.4. İçsel sürtünme açısı (ϕ)

Kum zeminlerdeki, kabarma davranışı zeminin içsel sürtünme açısına ve sıklığına bağlıdır. İçsel sürtünme açılarına göre zeminlerin kabarma açısı çok daha küçük değerdedir. Plaxis yazılım programında kabarma açısının değeri $\psi = \phi - 30^\circ$ denklemi dikkate alarak hesaplanmaktadır. Kabarma açısının değeri içsel sürtünme açısının 30° den küçük olması durumlarda sıfır olarak alınır.

3.2. Sayısal Modelin Kurulması

Yapı-zemin sonlu sistemin modellenmesinde doğruluk, sistemi oluşturan her iki parçasında (köprü ayağı ve zemin ortamı) gerçekçi bir şekilde idealize edilmesi ile mümkündür (Şekil 3.2.).



Şekil 3.2. Problemde ele alınan sayısal model

3.2.1. Sonlu zemin ortamının modellenmesi

Yayılan dalga türünün boyu (λ) ile sonsuza uzanan zemin bölgelerinin modellenmesinde kullanılacak sonlu elemanların maksimum boyutları kontrol edilmektedir.

Dinamik etkinin frekans içeriği ve dalga yayılma hızı, kullanılacak eleman boyutunu belirlediğinden, genellikle ayrıklaştırılan bölgenin büyüklüğü elemanların sayısını azaltarak sınırlamaktadır. Boyutunun küçültülmesiyle ayrıklaştırılan bölgenin, sınır şartlarının probleme etkisi artar. Ancak, sonsuza uzanan zemin sonlu bir bölgeye hapsedilerek kesim noktalarında uygun yapay sınır şartlarının oluşturulmasıyla modellenebilir. yüksek frekans bileşenleri, kısa dalga boyuna sahip titreşim etkileri geniş aralıklı düğümlerle modellendiğinde filitrelebilir. Farklı frekanslarda sayısal modele yüklenen dalga boylarının ortamdaki şekildeğiştirme biçimini yeterli yaklaşıklık düzeyinde idealize edebilmek için birçok araştırmacı tarafından sonlu eleman boyutunun dikkatlice seçilmesi gerektiği vurgulanmıştır. Sayısal modelde sonuçların tutarlılığı ve doğruluk düzeyi açısından dalga boyunu (λ_{\min}) dikkate alarak, sonlu eleman boyutu (Δh) sınırlandırılmıştır [61].

$$\Delta h \leq \frac{\lambda_{\min}}{k} = \frac{V_i}{kf_{\max}} \quad (3.2)$$

Burada, k çarpan sabiti sonlu eleman tipine ve kullanılan şekil fonksiyonuna bağlı olarak $5 \leq k \leq 10$ aralığında değişmektedir. Dinamik yüke ait Fourier Spektrumunun önemli bileşenlerini veren en büyük frekans değeri f_{\max} ile gösterilmiştir.

Burada sonlu eleman boyutunu en elverişsiz veren parametreler olan Manjil depremine ait ivme-zaman kaydının maksimum frekansı (2.92 Hz), k çarpan sabiti olarak 5 ve zemin ortamının kayma dalga hızı $V_s=56.51$ m/s dikkate alınmıştır [62]. Bu formülasyondan elde edilen sonuca göre, sonlu eleman boyutunun (Δh) maksimum değeri $\Delta h_{maks}= 3,87$ m olarak hesaplanmıştır. Analizlerde zemin farklı bölgelere ayrılarak yapısal davranışın birinci dereceden önem kazandığı plastik şekil değiştirmenin beklendiği zemin parçası (1.bölge) küçük boyutlu sonlu elemanlarla modellenmiştir ($\Delta h_1=1$ m). Uzak bölgenin ayrıklaştırılmasında sonlu eleman ağ yapısının sıklığı kademeli olarak genişletilmiştir (2.bölge; $\Delta h_2=2$ m, 3.bölge; $\Delta h_3=4$ m). Başka bir ifadeyle üstyapıya yakın bölgeden uzaklaştıkça kullanılan sonlu eleman boyutları yukarıda verilen koşulu aşmayacak şekilde büyütülerek hesaplama yoğunluğu ve buna bağlı olarak analiz süreci dengelenmiştir.

3.2.2. Courant koşulunun sağlanması

Yapı-zemin dinamik etkileşimi için hesaplanan matematik simülasyonun doğruluk düzeyi iki temel parametre ile kontrol edilmektedir. Biri çözümde göz önüne alınan zaman adım aralığı ve diğeri de üst sınır koşuluna bağlanan sonlu eleman modelinin düğüm noktaları arasındaki mesafedir. Bu çalışmada, Newmark'ın sabit ortalama ivme yöntemi dikkate alınarak, ele alınan iki boyutlu düzlem şekildeğiştirme problemini yöneten hareket denklemlerinin zaman tanım aralığında çözümü gerçekleştirilmiştir. Sayısal integrasyonda çözümün kesin çözüme yakınsaması hesaplarda kullanılan zaman artımı (Δt)'ye göre değişmektedir. Courant ölçütü ($c \leq 1$) olarak tanımlanan kararlılık koşulu dikkate alınarak, sayısal uygulamaların çözüm adımları kullanılacak zaman artımının en büyük değeri belirlenmiştir [63].

$$\frac{V_i \times \Delta t}{\Delta h} = c \quad (3.3)$$

Burada V_i dalganın yayılma hızını göstermektedir. Doğrusal olmayan titreşimlerin sayısal çözümleri veya dalga yayılım problemleri için zaman artım değeri kararlılık koşulu ile kullanılacak yaklaşık yöntemlerde sınırlandırılmaktadır. Özellikle

kararlılık koşulunun tüm modlarda sağlanması durumunda yüksek titreşim modlarının sayısal analizlerde yeterli doğrulukta olduğunu göstermektedir.

Farklı dalga türlerinin hesaba katıldığı zemin titreşim problemlerinin analizinde zaman artımı (Δt), ortamdaki dalganın en büyük yayılma hızıyla belirlenirken, kullanılacak sonlu eleman boyutunun en küçük dalga hızına bağlı olduğuna dikkat etmek gerekir. Dalgaların en yüksek ve en düşük yayılma hızları arasındaki farkın büyük olmasından dolayı öngörülen model için küçük sonlu eleman kullanımına ve kısa zaman artımıyla sayısal çözümün gerçekleştirilmesine ihtiyaç duyulmaktadır.

3.3. Üstyapı Modelinin İdealleştirilmesi ve Plaxis Programına Uyarlanması

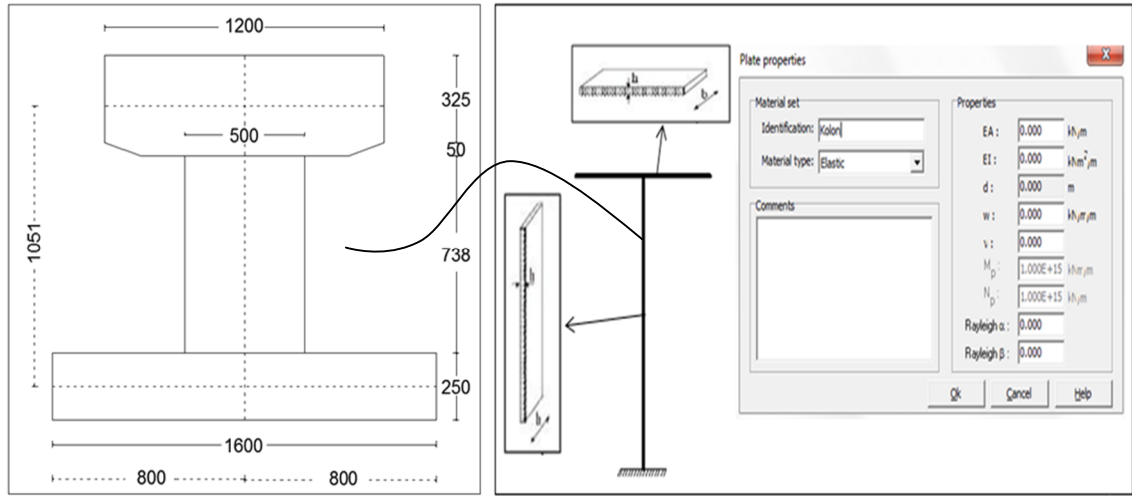
İki boyutlu sonlu eleman modelinin, Plaxis yazılımı kullanılarak yapılan dinamik yapı - zemin etkileşim analizleri, zaman tanım alanında kapsamlı bir parametrik araştırma yürütülerek gerçekleştirilmiştir. Dalga yayılımının yanı sıra sonlu eleman ağının geometrik şekli ve boyutu ile birlikte seçilen bölgenin büyüklüğü de bu araştırmada önemli bir rol oynamaktadır. Ele alınan zeminin plastisitesi, düzlem şekil değiştirme koşullarına göre Mohr-Coulomb yenilme kriteri ile simüle edilmiştir.

Bu çalışmada, deprem yükünün simülasyonu ile birlikte değerlendirilen köprü ayağı-zemin ortak sisteminin zaman bölgesindeki çözümü için, dinamik sınır şartlarının ve malzeme davranışının uygun bir şekilde tanımlanabildiği sonlu elemanlar yöntemine dayanan Plaxis 2D bilgisayar programından yararlanılmıştır. Kullanılacak bilgisayar yazılımının, çalışılan yerel zemin bölgesindeki malzeme davranışını ve geliştirilen üstyapı modelinin düzlem çerçeve sistemini doğru temsil edebilecek düzeyde olması gerekmektedir.

Sayısal uygulamalarda, üstyapının oturduğu zeminin öngörülen mekanik davranışı elasto-plastik malzeme modeli ile benzeştirilmiş ve gerekli parametreler programa dahil edilmiştir.

Plaxis bilgisayar yazılımında, üstyapı elemanları 1 m genişliğinde ve d kalınlığında düzlemsel rijit elemanlarla oluşturulmaktadır. Bu elemanlar için; normal (EA) ve eğilme (EI) rijitliği, eleman kalınlığı (d) ve ağırlığı (w) program girdileri kısmında tanımlanmaktadır (Şekil 3.3.).

Bu çalışmada, üstyapı modelinin her bir elemanı Plaxis yazılım programına göre uyarlanarak analizler yapılmıştır.



Şekil 3.3. Rijit eleman ve girdi parameterleri

Düzlem sistemin temsil eden üstyapı elemanları Plaxis programında rijit eleman olarak tanımlanırken, eleman rijitliklerinin değişmemesine dikkat edilmelidir.

Modelde dinamik davranışı incelenen üstyapı, Türkiye’de hızlı tren güzergahlarının birisinde inşa edilen bir viyadüktür (Şekil 3.6.). Sonlu eleman analizlerinde bu viyadüğün yüksek ayağına ait geometrik özellikler kullanılmıştır (Şekil 3.7.). Viyadüğün inşaatında kullanılan beton sınıfı C30’ dur.

Köprü ayağı modelindeki yapısal elemanlara ait atalet momentleri aşağıdaki denklemler kullanılarak elde edilmektedir:

$$I_{\text{rijit eleman}} = \frac{bd^3}{12} \quad , \quad I_{\text{üstyapı eleman}} = \frac{bh^3}{12} \quad (3.4)$$

Köprü ayağı temeli için:

$$I_1 = I_1 = \frac{bh^3}{12} = \frac{bd^3}{12} \rightarrow d = 5.72m$$

$$A_{\text{alan}} = b \times d = 1 \times 5.72 = 5.72m^2$$

$$EI_{\text{eğilme rijitliği}} = 30 \times 10^6 \times 15.6 = 4.68 \times 10^8 KNm^2/m$$

$$EA_{\text{normal rijitliği}} = 30 \times 10^6 \times 5.72 = 1.71 \times 10^8 KN/m$$

Köprü ayağı için:

$$I_1 = I_1 = \frac{bh^3}{12} = \frac{bd^3}{12} \rightarrow d = 6.14m$$

$$A_{\text{alan}} = b \times d = 1 \times 6.146 = 6.14m^2$$

$$EI_{\text{eğilme rijitliği}} = 30 \times 10^6 \times 19.35 = 5.80 \times 10^8 KNm^2/m$$

$$EA_{\text{normal rijitliği}} = 30 \times 10^6 \times 6.146 = 1.84 \times 10^8 KN/m$$

Köprü ayağı platformu için:

$$I_1 = I_1 = \frac{bh^3}{12} = \frac{bd^3}{12} \rightarrow d = 4.72m$$

$$A_{\text{alan}} = b \times d = 1 \times 4.72 = 4.72m^2$$

$$EI_{\text{eğilme rijitliği}} = 30 \times 10^6 \times 8.76 = 2.62 \times 10^8 KNm^2/m$$

$$EA_{\text{normal rijitliği}} = 30 \times 10^6 \times 4.72 = 1.42 \times 10^8 KN/m$$

Kurulan köprü ayağı modelinin doğruluğunu kontrol etmek amacıyla, hem Plaxis yazılımında hem de SAP2000 bilgisayar programı kullanılarak analizler yapılmıştır ve her iki programdan elde edilen periyot değerleri karşılaştırılmıştır. Plaxis programında gerçekleştirilen analizlerde üstyapının zemine ankastre bağlandığı zemin ortamının şekildeğiştirme özelliğini yani rijitliğini ifade eden kayma dalga hızı $V_s = 3000$ m/s kabul edilerek sağlanmıştır. Elde edilen sonuçlara göre, analitik ve her iki programdan elde edilen periyot değerlerinin birbirine yakın sonuçlar verdiği, dolayısıyla üstyapı modelini Plaxis programına uyarlamak için yapılan bu sayısal uygulamaların yeterli olduğu anlaşılmıştır (Tablo 3.1.).

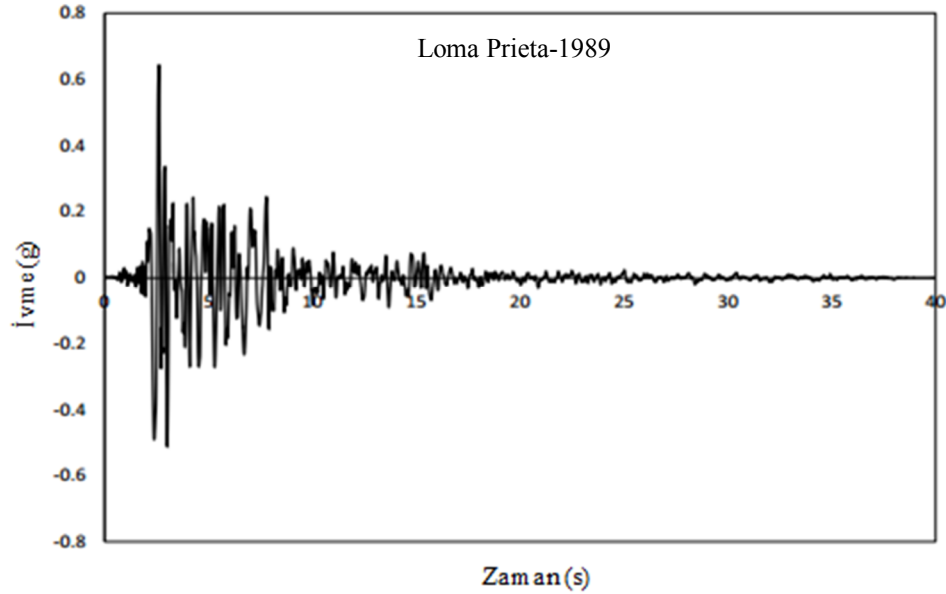
Tablo 3.1. Periyot değişiminin karşılaştırılması

Program	Periyotlar (s)
SAP2000	0,26307
PLAXIS V10	0,27000
MATEMATİKSEL	0,26026

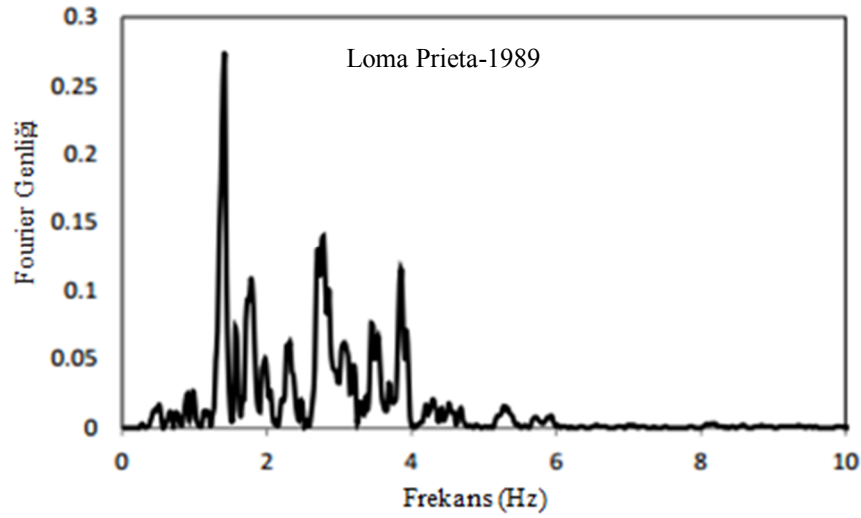
3.4. Modelin Doğrulanması

Dalga yayılımının incelendiği sürekli ortam mekaniğinde sistemin sonlu eleman ağ yapısının yoğunluğu hassas bir yaklaşımla düzenlenirken problemin sınır özelliklerinin de aynı hassasiyetle doğru tanımlanması hem öngörülen doğruluk düzeyine erişebilme hem de çözüm sürecinin hesap yüküne bağlı olarak dengelenebilmesi açısından son derece önemlidir. İletilen dalgaların zemin sınırlarından yansıyıp geri dönmemesi için problemin ele alındığı bölgenin küçük tutulmaması gerekir. Ayrıca sonsuza uzanan zemin bölgesinden çıkartılan sonlu zemin parçasının sınır şartlarının geriye kalan zemin bölgesini nasıl temsil edeceğinin iyi belirlenmesi gerekir. Bu çalışmada yarı sonsuz zemin ortamının idealleştirilmesi için geliştirilen sonlu eleman modelinin doğruluk düzeyi ve yöntemin geçerliliği, zeminde dalga yayılımını doğru yansıtacak özellikte yapay sönümleyiciler yerleştirilerek oluşturulan bölgenin büyüklüğüne göre incelenmiştir.

İlk aşamada sonsuza uzanan zemin bölgesinin ayrık bir bölgeye dönüştürülmesinde öngörülen optimum sınırları belirlemek için üstyapı yokken araştırmalar yapılmıştır. Sonlu eleman analizlerinde gözlem noktaları olarak zeminin serbest yüzeyi (A ve B Noktası) seçilmiştir. Şekil 3.6.'da Köprü'nün şematik planı ve Şekil 3.7.'de zemin bölgesinin optimum boyutlarını belirlemek için geliştirilen sayısal modeli gösterilmektedir. Zemin davranış modeli olarak elasto-plastik malzeme davranışı seçilmiştir. Oluşturulan sayısal modelde, gevşek zemin olarak kabul edilebilecek zemin malzeme parametreleri seçilmiş ve Tablo 3.2.'de bu zemine ait özellikler verilmiştir. Bu analizlerde, dinamik yük hareketi olarak, maksimum yer ivmesi 0.64g olan Loma Prieta (1989, Amerika) depremine ait zaman geçmişi kullanılmıştır (Şekil 3.4.). Bu kayıda ait Fourier spektrumları ise Şekil 3.5.'te gösterilmiştir. İlgili deprem kaydı “Pasific Earthquake Engineering Research Center (PEER)” veri tabanından alınmıştır.



Şekil 3.4. Loma Prieta depremine ait ivme-zaman geçmişi

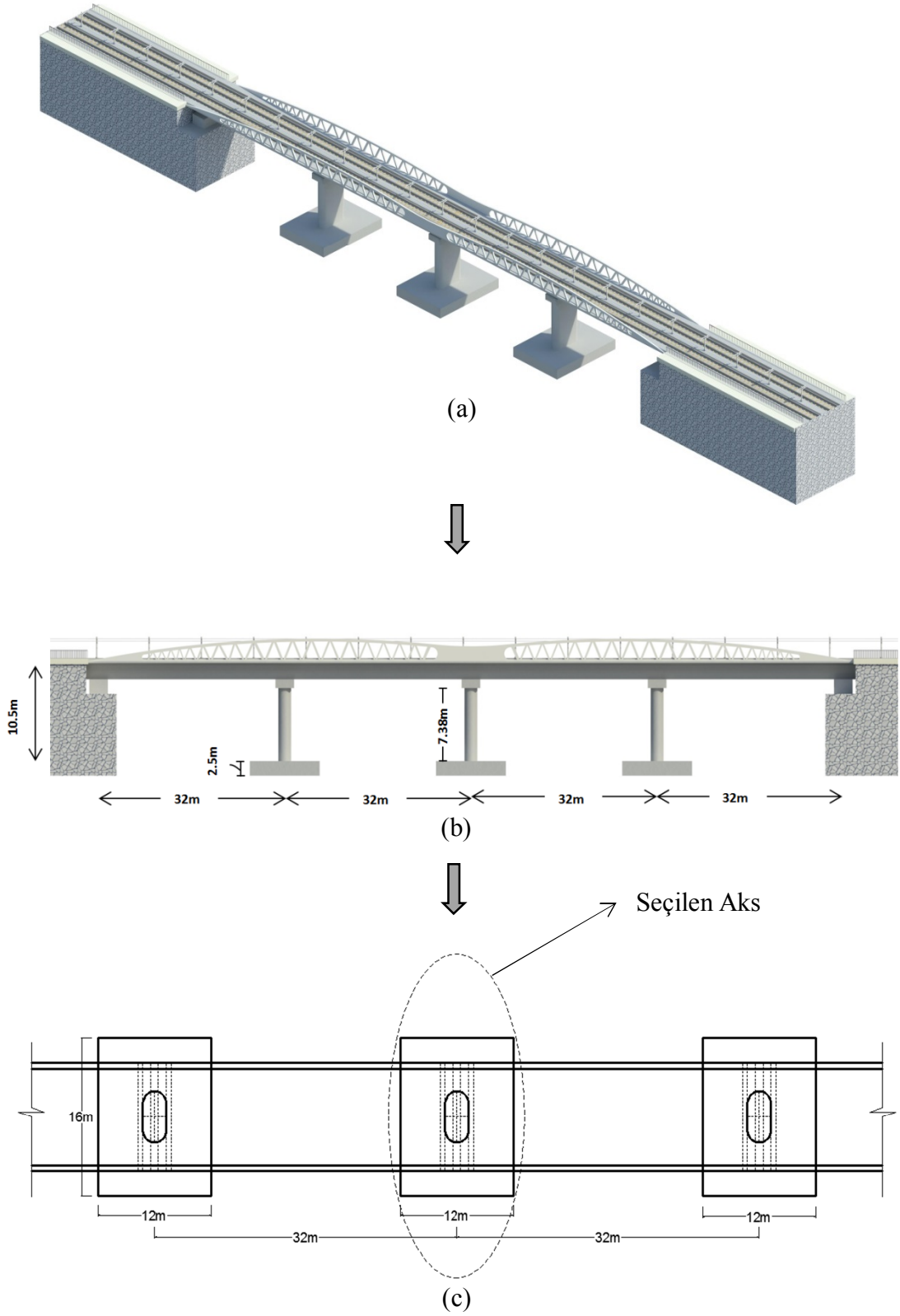


Şekil 3.5. Loma Prieta depremi güç spektrumu

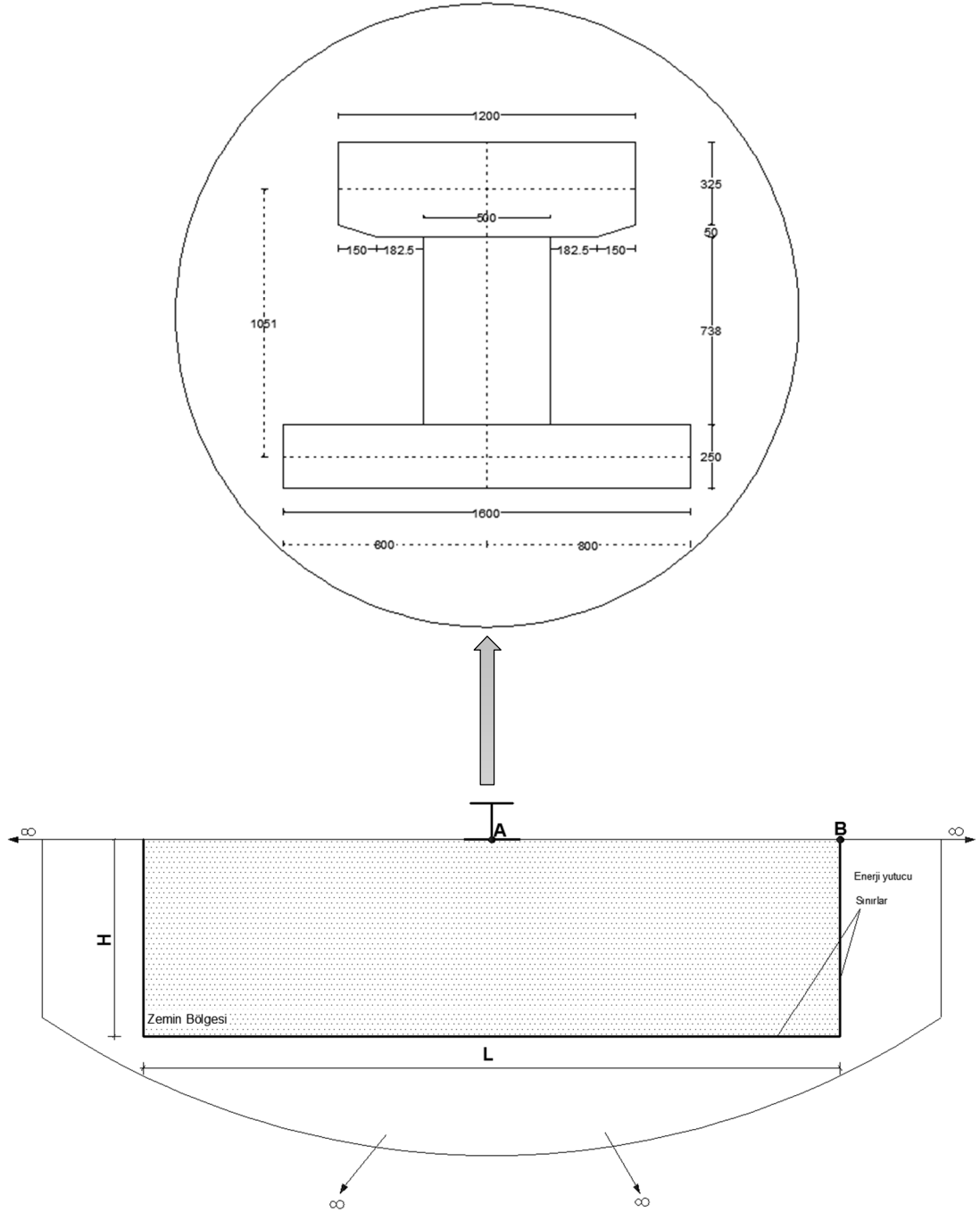
Sonsuza uzanan zemin bölgesinin ayrıklaştırılması için farklı ölçeklerde ele alınan sonlu eleman modelleri kullanılarak seçilen gözlem noktalarındaki yatay ve düşey (U_x , U_y) yerdeğıştirmelerin zamana bağlı değişimleri elde edilmiştir. Problemdede ele alınacak zemin bölgesinin yatay ve düşey açılım boyutlarının gerçekçi bir şekilde tanımlanması zemin ortamındaki dalga yayılımının daha doğru bir şekilde oluşmasını sağlayacaktır. Analizlerde kullanılacak nümerik modele ait şematik gösterim Şekil 3.6.-3.7’de verilmiştir. Zemin ortamının geometrik özelliklerinin belirlenmesinde Mohr-cloumb yenilme kriteri altında Tablo 3.2.’deki malzeme özellikleri kullanılmıştır [64].

Tablo 3.2. Zemin özellikleri

Parametre	Sembol	Büyükük	Birim
Zemin Türü : Kum			
Birim hacim ağırlık	γ	17,3	(kN/ m ³)
Elastisite modülü	E	145000	(kN/ m ²)
Kayma modülü	G	60417	(kN/ m ²)
Poisson oranı	ν	0,2	-
Basınç dalgası	V_p	302	m/s
Kayma dalgası	V_s	185	m/s
Boşluk oranı	e	0,6	-
Kohezyon	c	0	(kN/ m ²)
Kayma mukavemeti açısı	ϕ	39	(°)
Kabarma açısı	ψ	9	(°)
Arayüz dayanım azaltma faktörü	Rinter	0,67	-



Şekil 3.6. Demiryolu viyadüğünün geometrik gösterimi; a) Köprünün 3D görünümü; b) Köprünün yandan görünümü; c) Köprünün üstten görünümü

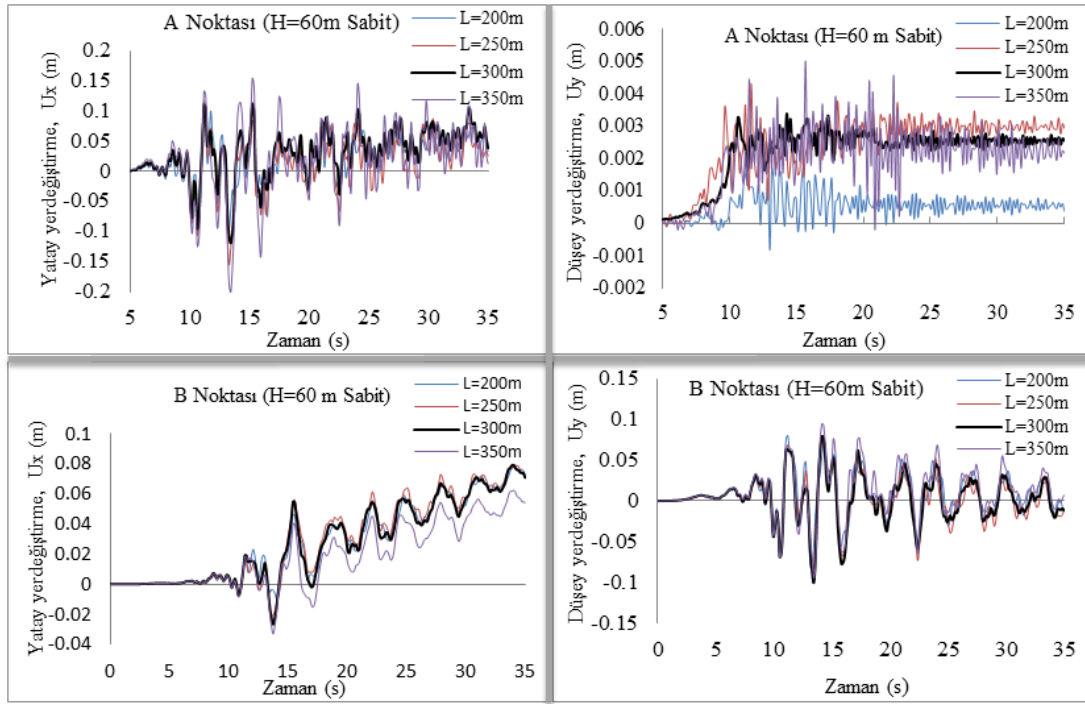


Şekil 3.7. Köprü ayağı-zemin sisteminin düzlem-şekildeğiştirme modeli (ölçüler milimetre cinsindedir)

Literatürde sonsuz zemin ortamından sonlu bölgenin ayrıklaştırılmasında, sonlu bölgenin yüksekliğini (H) ve genişliğini (L) analizi yapılacak üst yapının temel genişliği ile ilişkilendiren çalışmalar mevcuttur [65].

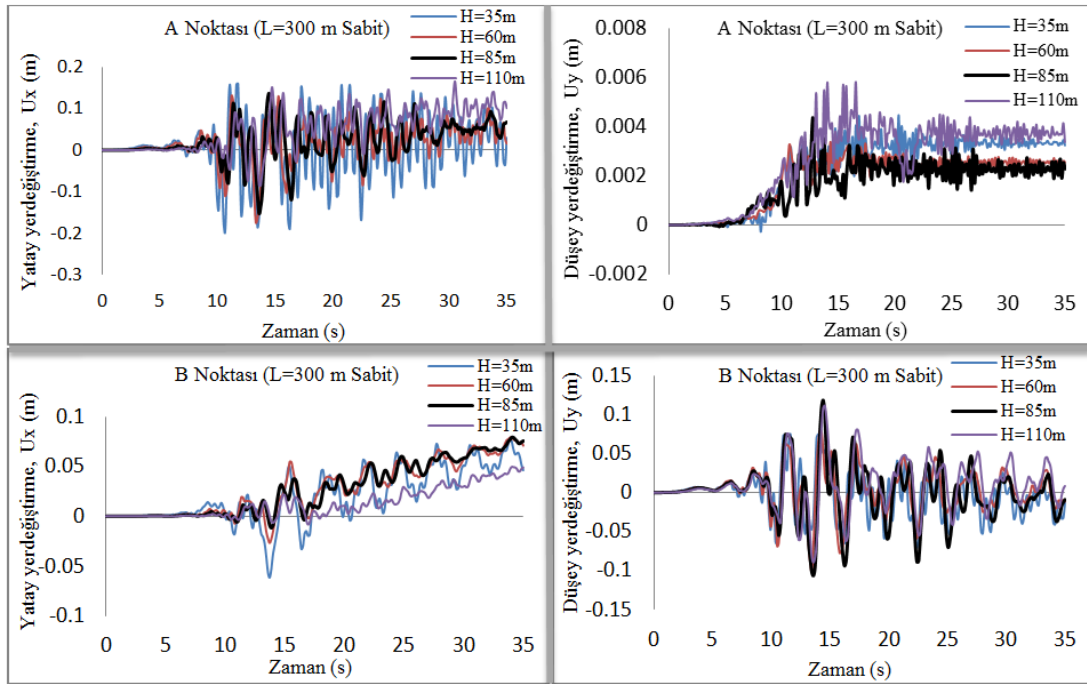
İlgili analizlerde yükseklik için yaklaşık olarak yapı temel genişliğinin 5 katı, genişlik için yaklaşık olarak yapı temel genişliğinin 19 katı tanımlamaları yapılmıştır. Bu çalışmada mevcut bilgilere ilaveten yutucu sınır şartlarının (absorbing

boundaries) tanımlanması da dikkate alınarak sonlu zemin bölgesinin ayrıklaştırılması yapılmıştır. Öncelikle zemin ortamının yüksekliği sabit tutularak ($H=60$ m) yatay açılımın dalga yayılımına etkisi incelenmiştir (Şekil 3.8.). Yapılan analizler sonucunda dalga yayılımının kontrol edildiği noktalardan alınan yerdeğiştirme-zaman ilişkileri incelendiğinde, $L= 300$ m alınmasının yeterli olduğu sonucuna ulaşılmıştır.



Şekil 3.8. Ayrıklaştırılan zemin bölgesinin yatay sınırlarının belirlenmesi

Sonlu zemin bölgesinin yatay açılımı belirlendikten sonra ($L=300$ m) bu genişlik alınarak zemin ortamının yüksekliğinin dalga yayılımına etkisi de incelenmiştir (Şekil 3.9.). Yapılan analizler sonucunda dalga yayılımının kontrol edildiği noktalardan alınan yerdeğiştirme-zaman ilişkileri incelendiğinde, $H= 85$ m alınmasının yeterli olduğu sonucuna ulaşılmıştır.



Şekil 3.9. Ayırıklaştırılan zemin bölgesinin derinliğinin belirlenmesi

3.5. Parametrik Analizler

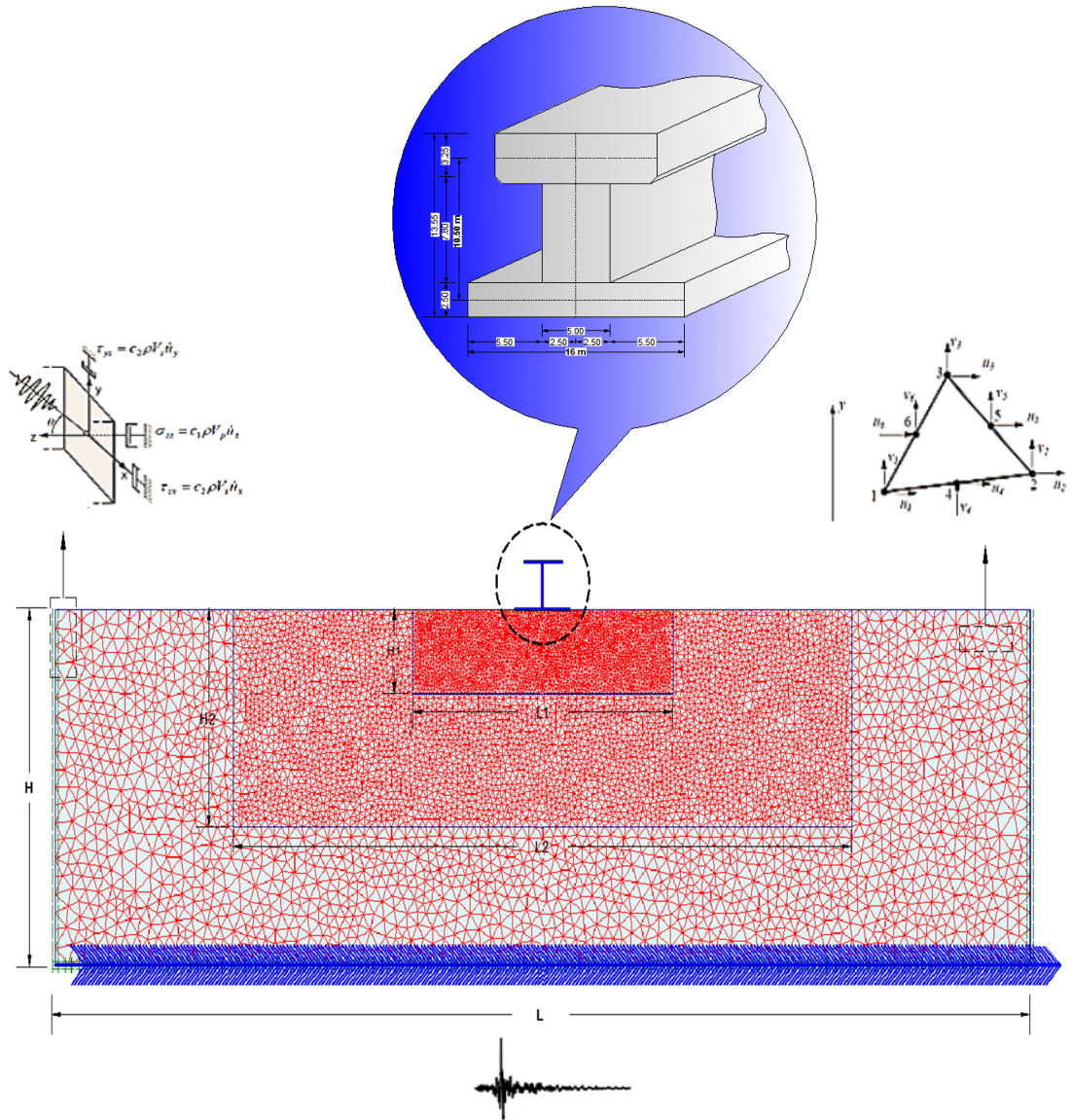
Köprü ayağı-zemin ortak sisteminin zaman tanım aralığında çözümü için, öncelikle düzlem-şekildeğiştirme analizlerinde kullanılacak üstyapı davranışı idealize edilmiş ve sonlu eleman modeli için yapısal eleman özellikleri tanımlanmıştır (Tablo 3.3.).

Tablo 3.3. Köprü ayağının mekanik özellikleri

Parametre	Rijitlik ve Ağırlık	Sembol	Büyükölç	Birim
Platform	Eksenel rijitlik	EA	$1,42 \times 10^8$	(kN)
	Eğilme rijitliği	EI	156420	(kNm ²)
	Ağırlık	W	2843	(kN/m ²)
Ayak	Eksenel rijitlik	EA	$1,84 \times 10^8$	(kN)
	Eğilme rijitliği	EI	$5,80 \times 10^8$	(kNm ²)
	Ağırlık	W	278,9	(kN/m ²)
Temel	Eksenel rijitlik	EA	$1,72 \times 10^8$	(kN)
	Eğilme rijitliği	EI	$4,68 \times 10^8$	(kNm ²)
	Ağırlık	W	750	(kN/m ²)

Daha sonra, kullanılacak malzeme özellikleri ve yer hareketleri dikkate alınarak sonlu eleman ağ yapısı ve sayısal doğruluk parametreleri hesaplanmıştır. Ayrıca dalga yayılımının gerçekçi bir şekilde oluşması için sonlu zemin bölgesinin düşey ve yatay açılımı farklı boyutlar deneyerek literatürde tanımlanan sınırlamalar doğrultusunda belirlenmiştir. Yapılan bu çalışmada dinamik davranışı incelenen köprü ayağı modeli, 2.5 m temel derinliğinde 4 açıklıklı betonarme bir köprüdür. Köprünün yüksekliği 10.5 m genişliği ise 16 m'dir (Şekil 3.6.).

Şekil 3.10.'da yapı-zemin etkileşim problemi için geliştirilen sonlu eleman modeli gösterilmiştir.



Şekil 3.10. Viyadük-zemin etkileşim problemi için sonlu eleman

Hızlı tren güzergahından bulunan demiryolu köprüsünün deprem etkisi altında dinamik davranışına zemin ortamının etkisini incelemek için yapılan bu çalışmada sonuçları daha iyi ortaya koyabilmek için farklı rijitliklere sahip zemin özellikleri de kullanılmıştır. Analizlerde kullanılan ve gevşek, orta sıkı ve sıkı zemin olarak tanımlanabilecek bu zemin gruplarının mekanik özellikleri Tablo 3.4.-3.6.'da verilmiştir [62].

Tablo 3.4. Gevşek zemin özellikleri

Parametre	Sembol	Büyüklik	Birim
Birim hacim ağırlık	γ	16,68	(kN/m ³)
Elastisite modülü	E	15000	(kN/m ²)
Kayma modülü	G	5434,8	(kN/m ²)
Poisson oranı	ν	0,38	-
Basınç dalgası	V_p	128,4	m/s
Kayma dalgası	V_s	56,51	m/s
Kohezyon	c	25	(kN/m ²)
Kayma mukavemeti açısı	ϕ	35	(o)
Kabarma açısı	ψ	0	(o)
Arayüz dayanım azaltma faktörü	R_{inter}	0,67	-

Tablo 3.5. Orta sıkı zemin özellikleri

Parametre	Sembol	Büyüklik	Birim
Birim hacim ağırlık	γ	18,88	(kN/m ³)
Elastisite modülü	E	32500	(kN/m ²)
Kayma modülü	G	11950	(kN/m ²)
Poisson oranı	ν	0,36	-
Basınç dalgası	V_p	168,4	m/s
Kayma dalgası	V_s	78,75	m/s
Kohezyon	c	50	(kN/m ²)
Kayma mukavemeti açısı	ϕ	35	(o)
Kabarma açısı	ψ	0	(o)
Arayüz dayanım azaltma faktörü	R_{inter}	0,67	-

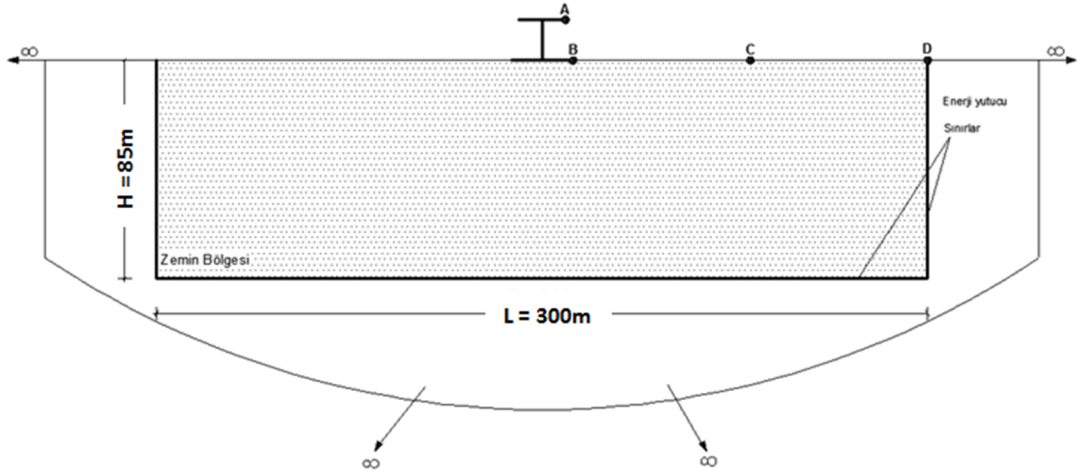
Tablo 3.6. Sıkı zemin özellikleri

Parametre	Sembol	Büyüklik	Birim
Birim hacim ağırlık	γ	19,62	(kN/m ³)
Elastisite modülü	E	75000	(kN/m ²)
Kayma modülü	G	27780	(kN/m ²)
Poisson oranı	ν	0,35	-
Basınç dalgası	V_p	245,2	m/s
Kayma dalgası	V_s	117,8	m/s
Kohezyon	c	100	(kN/m ²)
Kayma mukavemeti açısı	ϕ	35	(o)
Kabarma açısı	ψ	0	(o)
Arayüz dayanım azaltma faktörü	R_{inter}	0,67	-

Yer hareketi etkisi sonucunda ortaya çıkan ve zemin ortamında ilerleyen deprem dalgalarının üstyapıda oluşturduğu titreşim etkileri değerlendirebilmek için köprü ayağı ile zeminin ortak davranışını doğrudan dikkate alarak geliştirilen sonlu eleman modeli üzerinden sayısal analizler gerçekleştirilmiştir.

Dinamik yük hareketinin viyadük ve zeminde meydana getirmiş oldukları etkilerin gerçeğe yakın incelenmesi, geliştirilen modele etkiyen deprem hareketinin doğru tanımlanmasına bağlıdır. Bu çalışmada sisteme etki eden yer hareketi olarak üç farklı deprem kaydı kullanılmıştır.

Parametrik analizlerde dalga yayılımının inceleneceği bölgeler; köprü ayağının tepe ve temel noktaları (A ve B), zemin bölgesinin orta noktası (C) ve zeminin köşe noktası (D) olarak belirlenmiştir (Şekil 3.11.). Tanımlanan noktalardaki yatay yerdeğiştirmenin zamana bağlı değişimi her bir deprem etkisi için farklı zemin (gevşek, orta ve sıkı) özellikleri dikkate alınarak elde edilecektir.

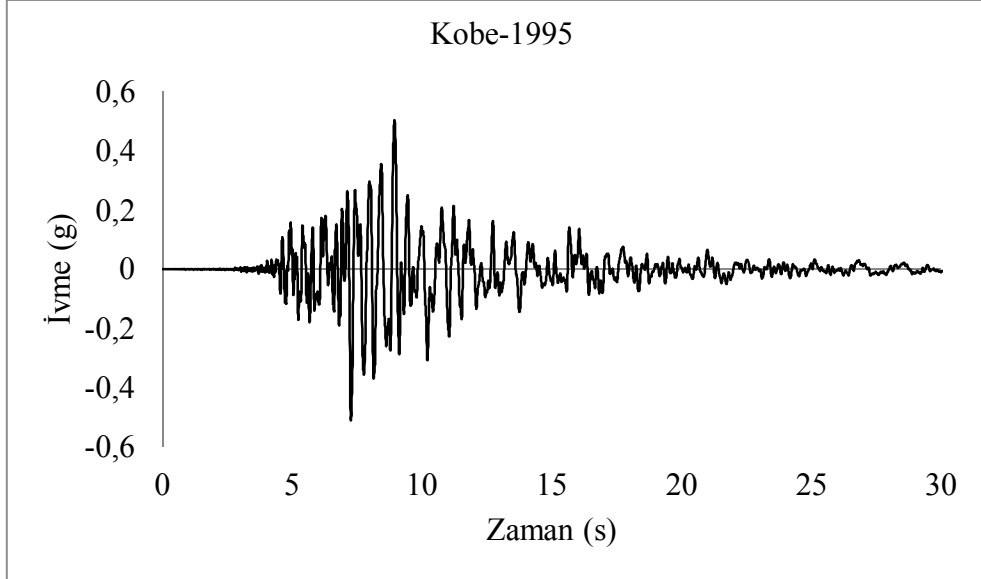


Şekil 3.11. Probleme ele alınan sayısal model

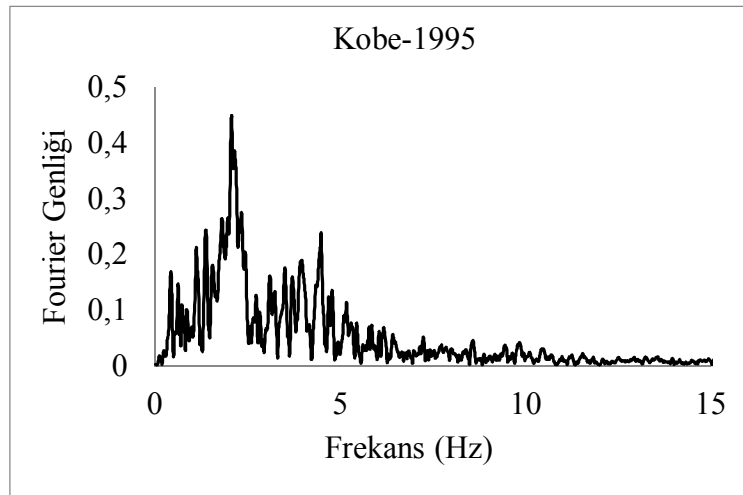
3.5.1. Kobe depremi analiz sonuçları

Bu analizde, dinamik yük hareketi olarak, maksimum yer ivmesi 0.50g olan Kobe (1995, Japonya) depremine ait ivme-zaman kaydı kullanılmıştır. İlgili deprem kaydına ait bilgiler Tablo 3.7.'de, ivme-zaman geçmişi Şekil 3.12.'de ve Fourier

Spektrumu ise Şekil 3.13.'te verilmiştir. İlgili spektrum incelendiğinde etkin frekans değerinin 2.07 Hz olduğu görülmektedir.



Şekil 3.12. Kobe depremine ait ivme-zaman grafiği



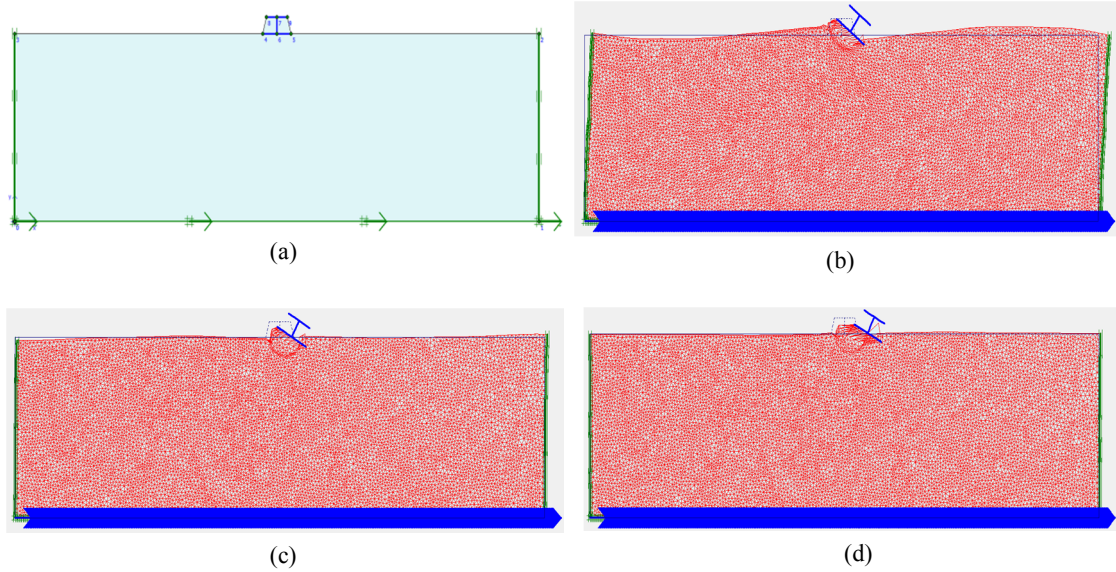
Şekil 3.13. Kobe depremi fourier spektrumu

Tablo 3.7. Kobe deprem kaydı

Yer Hareketi	Tarih	Büyüklik	İstasyon
Kobe	16/01/1995	6,9	NISHI-AKASHI/CUE

Kobe depremine ait ivme-zaman etkisi altında, kurulan sonlu viyadük-zemin modelinin dinamik analizleri gerçekleştirilmiştir. Dinamik analizlerde üç farklı zemin

rijitliğini (Gevşek, orta sıkı ve sıkı) temsil eden mekanik özellikler kullanılmıştır (Şekil 3.14.).



Şekil 3.14. Kobe depremi etkisi altında yapı-zemin sisteminin davranışı; a) Problemden ele alınan model; b) Gevşek zemin; c) Orta sıkı zemin; d) Sıkı zemin

Yer hareketinin köprü ayağında ve zemin ortamında meydana getirdiği yatay yerdeğiştirmelerin zamana bağlı değişimi farklı zemin malzeme koşullarına göre karşılaştırmalı olarak verilmiştir (Şekil 3.15.).

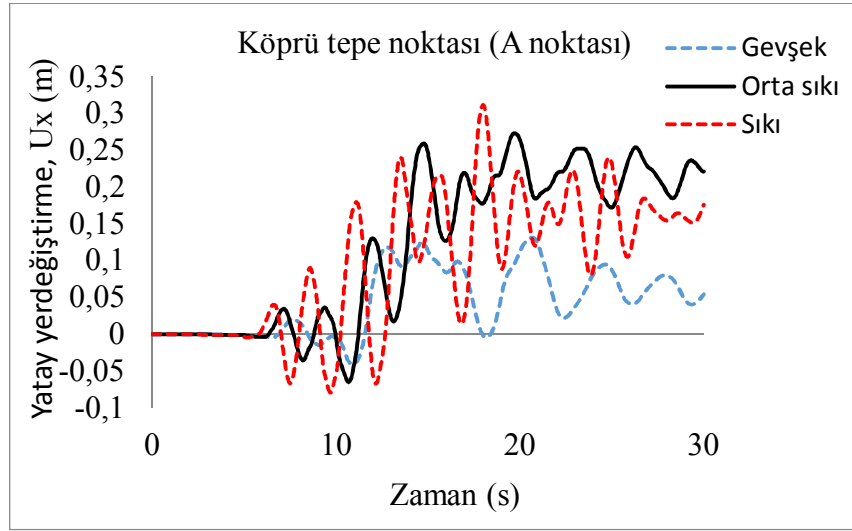
Şekil 3.15.'te verilen grafikler incelendiğinde Kobe depremi etkisi altında;

Köprü ayağı tepe noktasında (A) oluşan yatay yerdeğiştirme değerleri zemin koşullarına bağlı olarak elde edilmiş olup en büyük yatay yerdeğiştirme değerinin; gevşek zemin durumunda 0.131 m, orta sıkı zemin durumunda 0.273 m ve sıkı zemin durumunda ise 0.311 m olduğu ölçülmüştür.

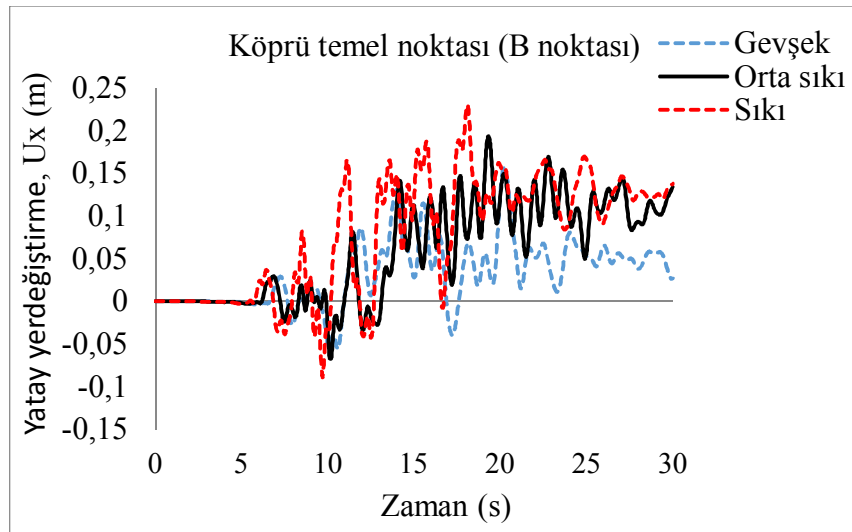
Köprü ayağı temel noktasında (B) oluşan yatay yerdeğiştirme değerleri zemin koşullarına bağlı olarak elde edilmiş olup en büyük yatay yerdeğiştirme değerinin; gevşek zemin durumunda 0.118 m, orta sıkı zemin durumunda 0.193 m ve sıkı zemin durumunda ise 0.230 m olduğu ölçülmüştür.

Zemin bölgesi orta noktasında (C) oluşan yatay yerdeğiştirme değerleri zemin koşullarına bağlı olarak elde edilmiş olup en büyük yatay yerdeğiştirme değerinin; gevşek zemin durumunda 0.149 m, orta sıkı zemin durumunda 0.158 m ve sıkı zemin durumunda ise 0.103 m olduğu ölçülmüştür.

Zemin köşe noktasında (D) oluşan yatay yerdeğiştirme değerleri zemin koşullarına bağlı olarak elde edilmiş olup en büyük yatay yerdeğiştirme değerinin; gevşek zemin durumunda 0.0364 m, orta sıkı zemin durumunda 0.0466 m ve sıkı zemin durumunda ise 0.0259 m olduğu ölçülmüştür.

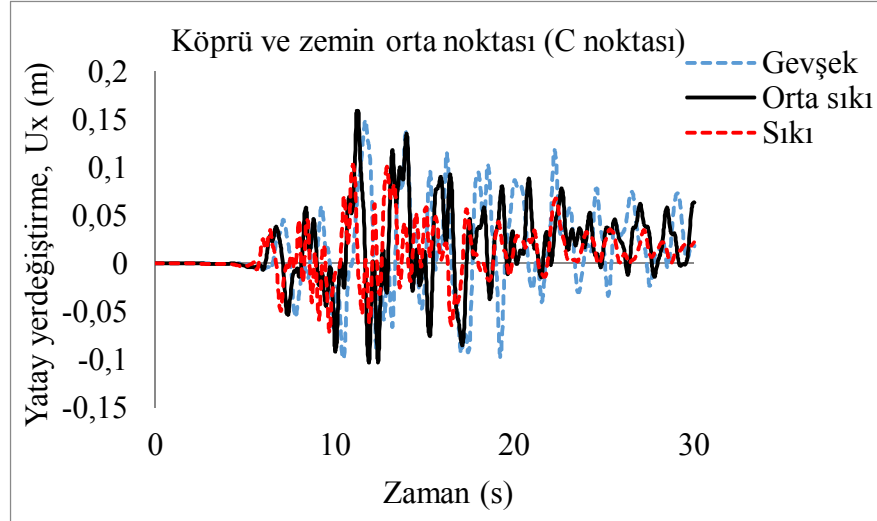


(a)

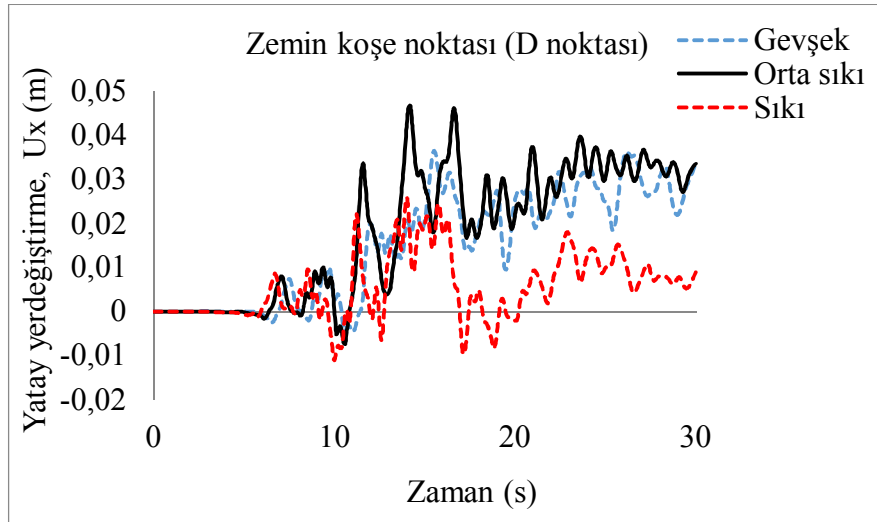


(b)

Şekil 3.15. Kobe depremi etkisi altında farklı zemin durumları için köprü ayağı-zemin ortak sisteminin davranışı



(c)

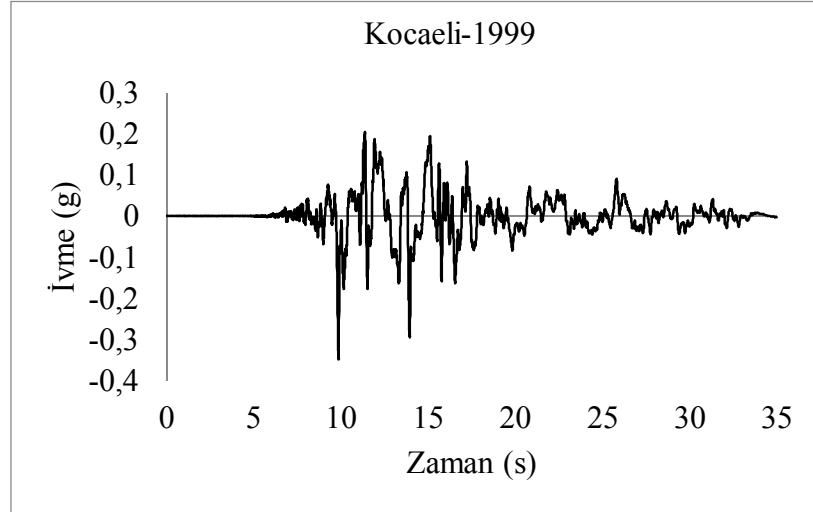


(d)

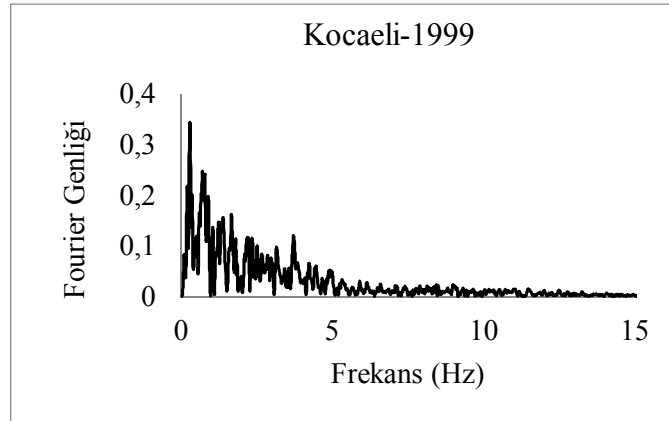
Şekil 3.15. (Devamı)

3.5.2. Kocaeli depremi analiz sonuçları

Bu analizde, dinamik yük hareketi olarak, maksimum yer ivmesi 0.35g olan Kocaeli (1999, Türkiye) depremine ait ivme-zaman kaydı kullanılmıştır. İlgili deprem kaydına ait bilgiler Tablo 3.8'de, ivme-zaman geçmişi Şekil 3.16.'da ve Fourier spektrumu ise Şekil 3.17.'de verilmiştir. İlgili spektrum incelendiğinde etkin frekans değerinin 0.29 Hz olduğu görülmektedir.



Şekil 3.16. Kocaeli depremine ait ivme-zaman grafiği

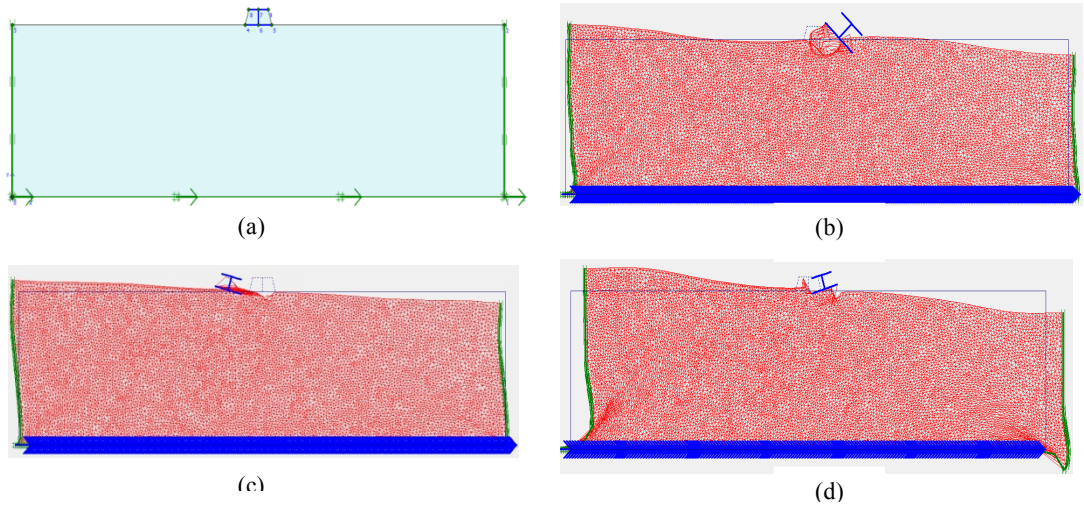


Şekil 3.17. Kocaeli depremi fourier spektrumu

Tablo 3.8. Kocaeli deprem kaydı

Yer Hareketi	Tarih	Büyüklik	İstasyon
Kocaeli	17/08/1999	7,4	KOCAELI/SKR090

Kocaeli depremine ait ivme-zaman etkisi altında, kurulan sonlu viyadük-zemin modelinin dinamik analizleri gerçekleştirilmiştir. Dinamik analizlerde üç farklı zemin rijitliğini (Gevşek, orta sıkı ve sıkı) temsil eden mekanik özellikler kullanılmıştır (Şekil 3.18.).



Şekil 3.18. Kocaeli depremi etkisi altında yapı - zemin sisteminin davranışı; a) Problemden ele alınan model ; b) Gevşek zemin; c) Orta sıkı zemin; d) Sıkı zemin

Yer hareketinin köprü ayağında ve zemin ortamında meydana getirdiği yatay yerdeğiştirmelerin zamana bağlı değişimi farklı zemin malzeme koşullarına göre karşılaştırmalı olarak verilmiştir (Şekil 3.19.).

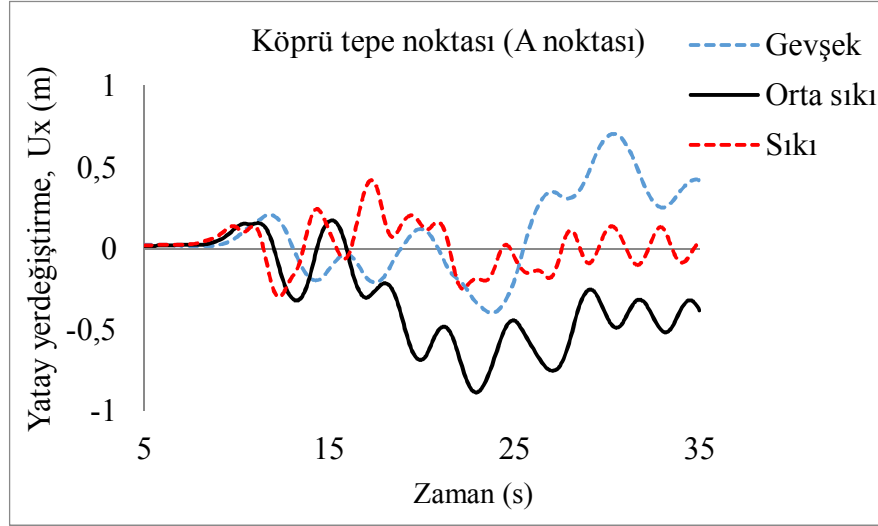
Şekil 3.19.'da verilen grafikler incelendiğinde Kocaeli depremi etkisi altında;

Köprü ayağı tepe noktasında (A) oluşan yatay yerdeğiştirme değerleri zemin koşullarına bağlı olarak elde edilmiş olup en büyük yatay yerdeğiştirme değerinin; gevşek zemin durumunda 0.703 m, orta sıkı zemin durumunda 0.884 m ve sıkı zemin durumunda ise 0.419 m olduğu ölçülmüştür.

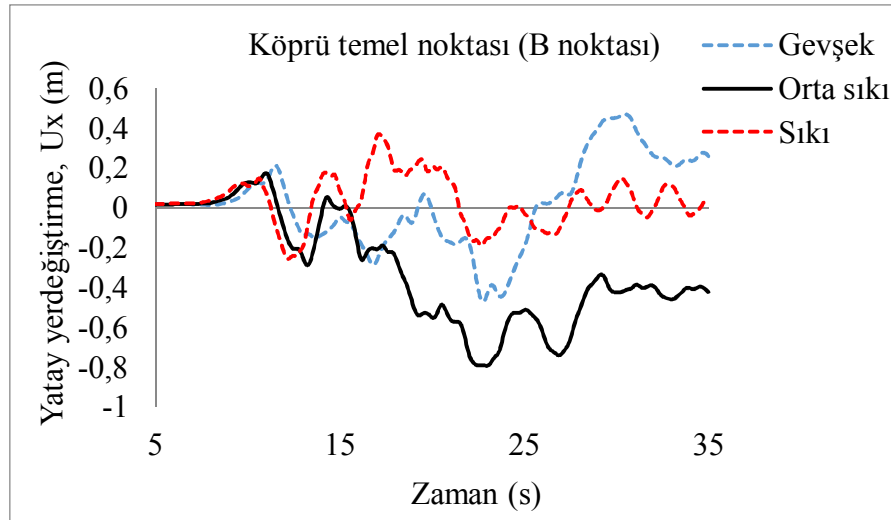
Köprü ayağı temel noktasında (B) oluşan yatay yerdeğiştirme değerleri zemin koşullarına bağlı olarak elde edilmiş olup en büyük yatay yerdeğiştirme değerinin; gevşek zemin durumunda 0.470 m, orta sıkı zemin durumunda 0.793 m ve sıkı zemin durumunda ise 0.371 m olduğu ölçülmüştür.

Zemin bölgesi orta noktasında (C) oluşan yatay yerdeğiştirme değerleri zemin koşullarına bağlı olarak elde edilmiş olup en büyük yatay yerdeğiştirme değerinin; gevşek zemin durumunda 0.344 m, orta sıkı zemin durumunda 0.277 m ve sıkı zemin durumunda ise 0.227 m olduğu ölçülmüştür.

Zemin köşe noktasında (D) oluşan yatay yerdeğiştirme değerleri zemin koşullarına bağlı olarak elde edilmiş olup en büyük yatay yerdeğiştirme değerinin; gevşek zemin durumunda 0.1160 m, orta sıkı zemin durumunda 0.1020 m ve sıkı zemin durumunda ise 0.1610 m olduğu ölçülmüştür.

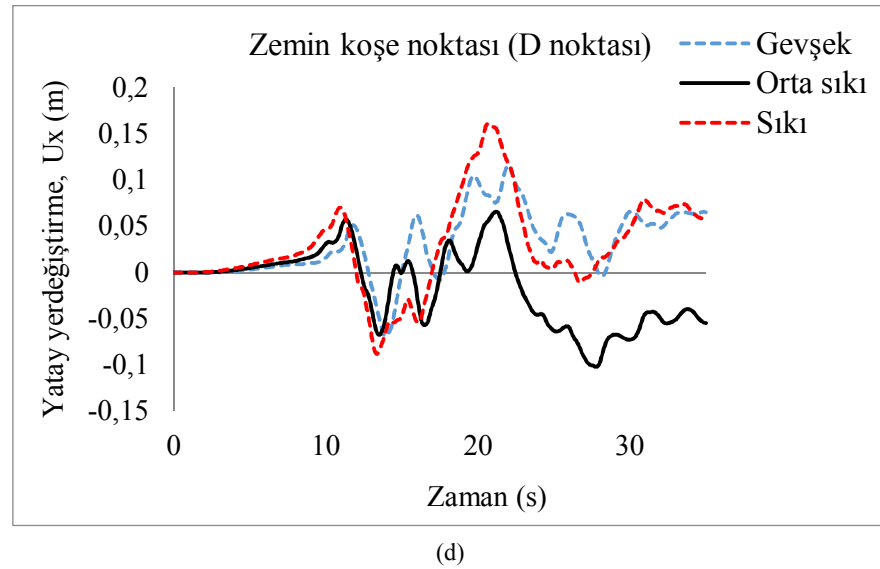
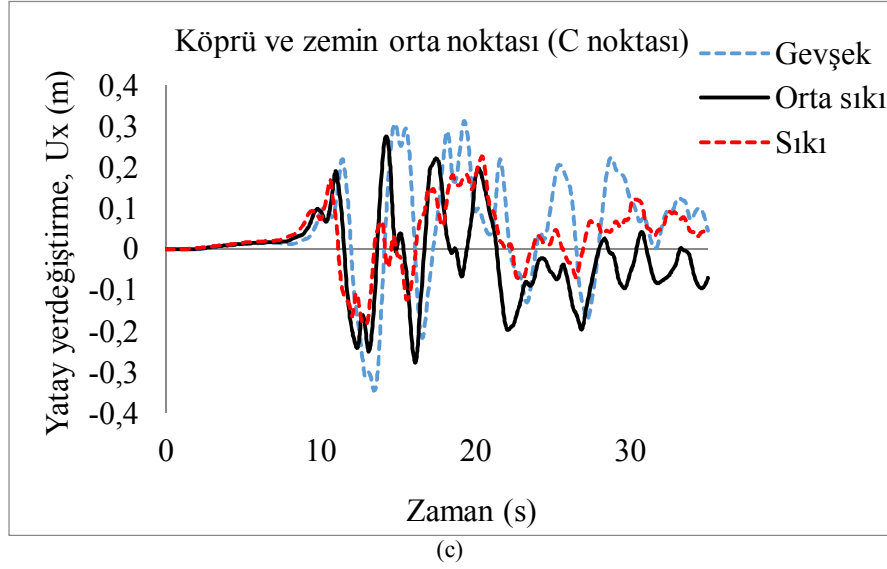


(a)



(b)

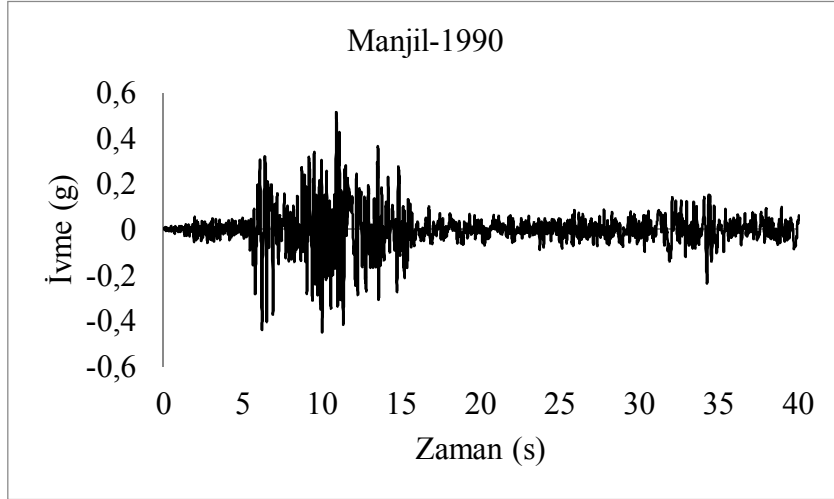
Şekil 3.19. Kocaeli depremi etkisi altında farklı zemin durumları için köprü ayağı-zemin ortak sisteminin davranışı



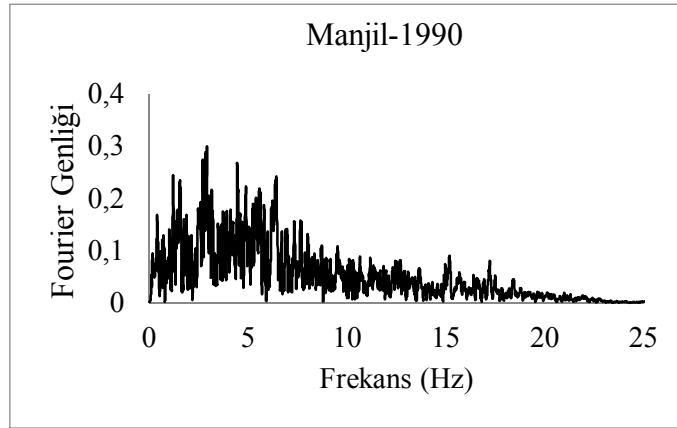
Şekil 3.19. (Devamı)

3.5.3. Manjil depremi analiz sonuçları

Bu analizde, dinamik yük hareketi olarak, maksimum yer ivmesi $0.51g$ olan Manjil (1990, İran) depremine ait ivme-zaman kaydı kullanılmıştır. İlgili deprem kaydına ait bilgiler Tablo 3.9.'de, ivme-zaman geçmişi Şekil 3.20.'de ve Fourier spektrumu ise Şekil 3.21.'de verilmiştir. İlgili spektrum incelendiğinde etkin frekans değerinin 2.92 Hz olduğu görülmektedir.



Şekil 3.20. Manjil depremine ait ivme-zaman grafiği

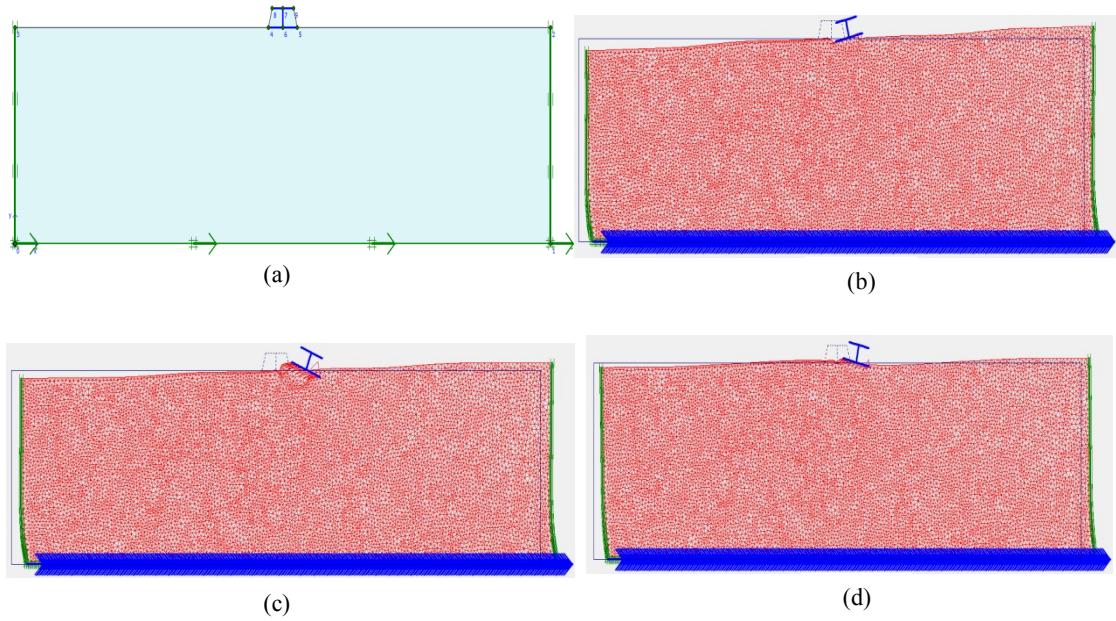


Şekil 3.21. Manjil depremi fourier spektrumu

Tablo 3.9. Manjil deprem kaydı

Yer Hareketi	Tarih	Büyükük	İstasyon
Manjil	20/06/1990	7,4	ABHAR-İRAN/BHRC

Manjil depremine ait ivme-zaman etkisi altında, kurulan sonlu viyadük-zemin modelinin dinamik analizleri gerçekleştirilmiştir. Dinamik analizlerde üç farklı zemin rijitliğini (Gevşek, orta sıkı ve sıkı) temsil eden mekanik özellikler kullanılmıştır (Şekil 3.22.).



Şekil 3.22. Manjil depremi etkisi altında yapı – zemin sisteminin davranışı ; a) Problemden ele alınan model ; b) Gevşek zemin; c) Orta sıkı zemin; d) Sıkı zemin Gevşek zemin; c) Orta sıkı zemin; d) Sıkı zemin

Yer hareketinin köprü ayağında ve zemin ortamında meydana getirdiği yatay yerdeğiştirmelerin zamana bağlı değişimi farklı zemin malzeme koşullarına göre karşılaştırmalı olarak verilmiştir (Şekil 3.23.).

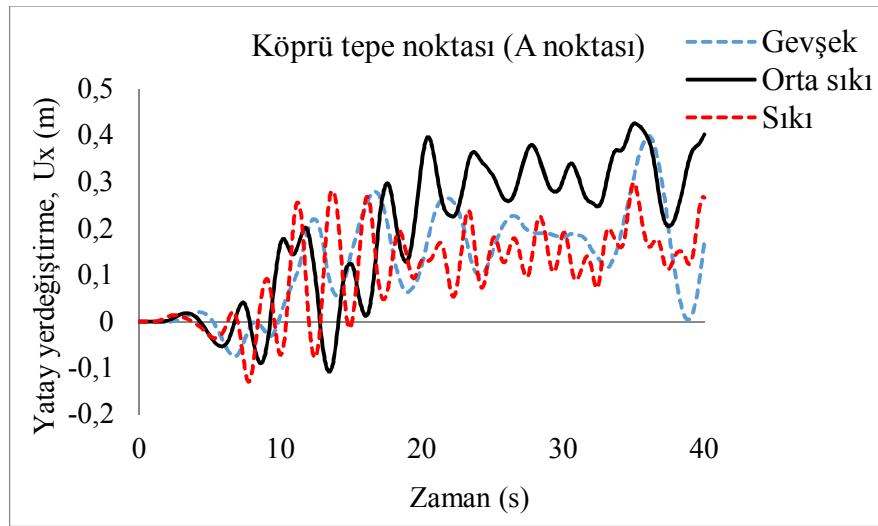
Şekil 3.23.'te verilen grafikler incelendiğinde Manjil depremi etkisi altında;

Köprü ayağı tepe noktasında (A) oluşan yatay yerdeğiştirme değerleri zemin koşullarına bağlı olarak elde edilmiş olup en büyük yatay yerdeğiştirme değerinin; gevşek zemin durumunda 0.399 m, orta sıkı zemin durumunda 0.426 m ve sıkı zemin durumunda ise 0.299 m olduğu ölçülmüştür.

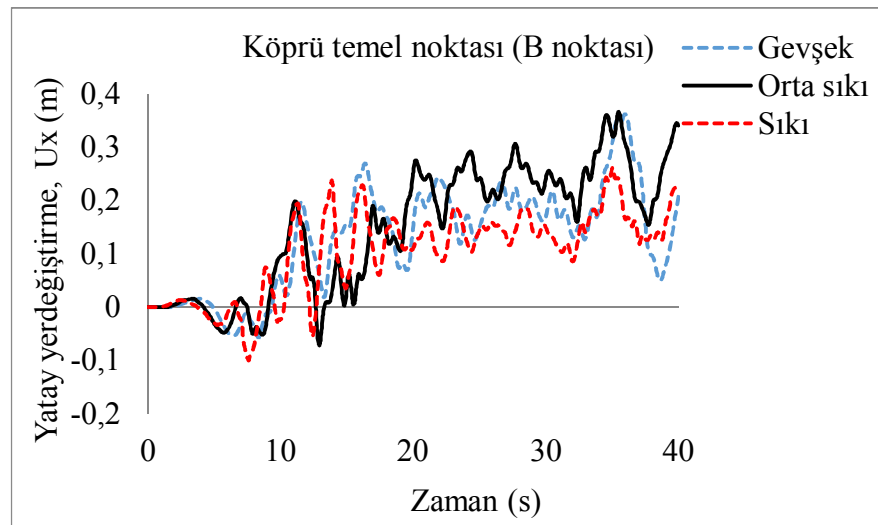
Köprü ayağı temel noktasında (B) oluşan yatay yerdeğiştirme değerleri zemin koşullarına bağlı olarak elde edilmiş olup en büyük yatay yerdeğiştirme değerinin; gevşek zemin durumunda 0.362 m, orta sıkı zemin durumunda 0.366 m ve sıkı zemin durumunda ise 0.261 m olduğu ölçülmüştür.

Zemin bölgesi orta noktasında (C) oluşan yatay yerdeğiştirme değerleri zemin koşullarına bağlı olarak elde edilmiş olup en büyük yatay yerdeğiştirme değerinin; gevşek zemin durumunda 0.207 m, orta sıkı zemin durumunda 0.194 m ve sıkı zemin durumunda ise 0.181 m olduğu ölçülmüştür.

Zemin köşe noktasında (D) oluşan yatay yerdeğiştirme değerleri zemin koşullarına bağlı olarak elde edilmiş olup en büyük yatay yerdeğiştirme değerinin; gevşek zemin durumunda 0.135 m, orta sıkı zemin durumunda 0.141 m ve sıkı zemin durumunda ise 0.135 m olduğu ölçülmüştür.

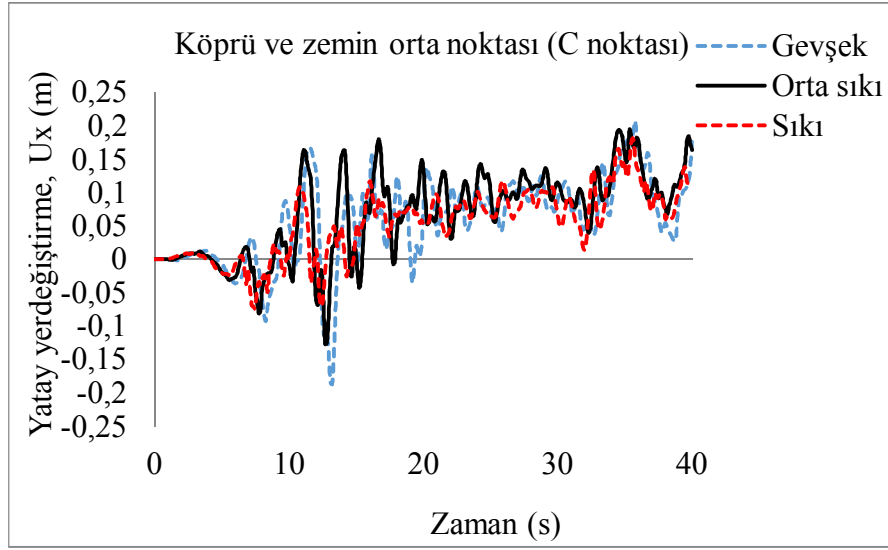


(a)

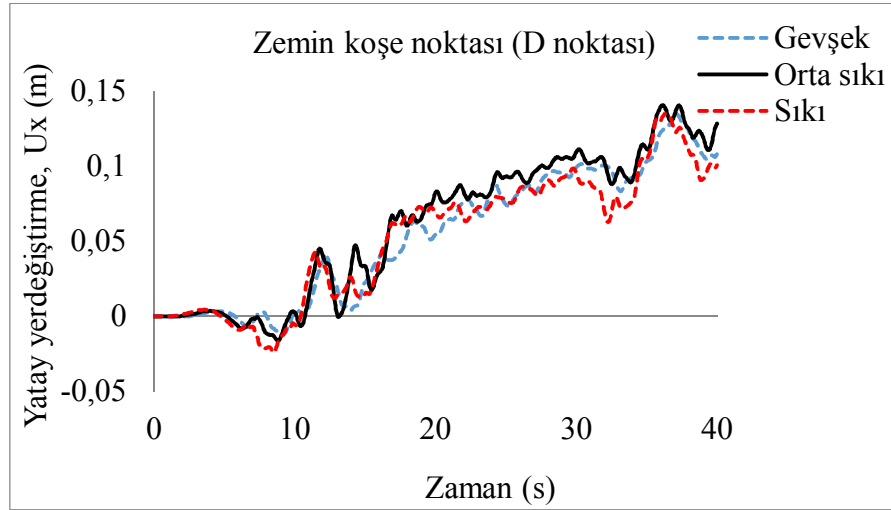


(b)

Şekil 3.23. Manjil depremi etkisi altında farklı zemin durumları için köprü ayağı-zemin ortak sisteminin davranışı



(c)



(d)

Şekil 3.23. (Devamı)

Üç farklı zeminde üç farklı depremin yer hareketleri altında köprüde meydana getirdiği tüm maksimum yatay yerdeğiştirmeler sonuçları, yapının periyodu ve etkin frekansı Tablo 3.10.'da ve Tablo 3.11.'de verilmiştir.

Tablo 3.10. Tüm deprem ve zemin durumlarına ait maksimum yatay yerdeğiştirme sonuçları

Zemin Türü	Kobe Depremi				Kocaeli Depremi				Manjil Depremi			
	Maksimum Yerdeğiştirme Ux (m)				Maksimum Yerdeğiştirme Ux (m)				Maksimum Yerdeğiştirme Ux (m)			
	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D
Gevşek	0,13	0,11	0,14	0,03	0,70	0,47	0,34	0,11	0,39	0,36	0,20	0,13
Orta sıkı	0,27	0,19	0,15	0,04	0,88	0,79	0,27	0,10	0,42	0,36	0,19	0,14
Sıkı	0,31	0,23	0,10	0,02	0,41	0,37	0,22	0,16	0,29	0,26	0,18	0,13

Tablo 3.11. Yapının periyodu ve etkin frekansı

Periyot (s)	Etkin Frekansı (Hz)		
	Kobe Depremi	Kocaeli Depremi	Manjil Depremi
0,27	2,07	0,29	2,92

BÖLÜM 4. SONUÇLAR

Bu çalışmada Türkiye'deki mevcut bir demiryolu köprüsünün farklı zemin ve farklı deprem etkileri altındaki dinamik davranışı incelenmiştir. Analizler sonucunda büyük depremler üretecek fay hatlarına yakın inşa edilecek köprüler gibi kritik altyapıların uzun süreli, geniş yoğunluklu, sismik tepkileri üzerindeki köprü-zemin dinamik etkileşiminin önemini ortaya çıkmıştır. Dört açıklıklı sürekli demiryolu köprüsüne ait köprü ayağının dinamik davranışı sonlu elemanlar yöntemine dayalı analiz yapan bir bilgisayar programı yardımı ile yapılmıştır. Sayısal uygulamalarda deprem yükünün simülasyonu ile birlikte değerlendirilen köprü-zemin ortak sisteminin zaman bölgesindeki çözümü için Plaxis 2D yazılımı kullanılmıştır.

Öncelikle Plaxis 2D yazılım programı sonsuz zemin bölgesinin ayrıklaştırılması için kullanılmıştır. Zemin ortamının geometrisi, sınır koşulları ve sonlu eleman ağ yapısı, zemin ortamının dinamik yük etkisi altında gerçek davranışını elde edecek şekilde belirlenmiştir. Kullanılan programda, ayrıklaştırılan sonlu zemin ortamının sonsuzluğunu ifade eden geometrik sönümün ve malzeme sönümünün uygulanabilmesi için eklenen modüller yardımıyla zemin ortamında dalga yayılımının gerçeğe olabildikçe en yakın bir şekilde tanımlanabilmesi sağlanmıştır. Mohr-Coulomb akma kriteri altında elastoplastik malzeme modeli, zemin ortamının doğrusal olmayan mekanik davranışını temsil etmek için tercih edilmiştir. Malzeme yaklaşımı problemin arazi şartlarını gerçeğe yakın temsil eden ve zeminin geometrik sönümünün hesaba katıldığı sayısal model, iki boyutlu düzlem şekildeğiştirme koşulları altında sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak elde edilmiştir.

Deprem kuvvetleri etkisinde etkileşen köprü-zemin sisteminin yapısal olan davranışını zeminin doğrusal olmayan malzeme koşulları ile birlikte değerlendirip kontrol etmek için sonlu eleman model üzerinde sistematik olan bir program akışı içerisinde çeşitli kontrol parametrelerine bağlı sayısal analizler gerçekleştirilmiştir.

Köprü ile zeminin ortak davranışını doğrudan dikkate alarak geliştirilen sonlu eleman modeli üzerinde gerçekleştirilen sayısal analizlerde, dinamik davranışı belirleyen etkin sistem parametreleri olarak üç farklı zemin türü (gevşek, Orta sıkı, Sıkı) ve yer hareketleri (Kobe 1995, Kocaeli 1999, Manjil 1990) deprem girdileri kullanılmıştır. Geliştirilen yöntemin etkinliğini ve zeminin şekildeğiştirebilme özelliğinin üstyapının dinamik davranışına katkısını gösterebilmek amacıyla sayısal bir uygulamaya yer verilmiştir.

Seçilen köprü ayağı örneğinin dinamik parametreleri doğrusal olmayan zemin davranışları için farklı frekans değerlerine sahip gerçek deprem girdileri kullanılarak analiz yapıp incelenmiştir. Depremden dolayı köprüde meydana gelen maksimum yatay yerdeğiştirmeler farklı zemin malzeme koşullarına göre karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Çalışmanın ilk örneğinde Kobe, ikinci örneğinde Kocaeli, üçüncü ve son örneğinde Manjil depremlerine ait ivme-zaman verileri ile titreşen köprü-zemin ortak sistemlerinin dinamik davranışı incelenmiştir. Kocaeli depreminde elde edilen yer değiştirmeler, Kobe ve Manjil depremleri ile elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılarak grafiksel olarak gösterilmiştir.

Deprem dalgalarının köprü ayağında meydana getirdiği yerdeğiştirme-zaman ilişkilerinden maksimum yatay yerdeğiştirme değerleri, köprü-zemin etkileşimi de dikkate alınarak, üç farklı zemin türü için karşılaştırmalı olarak verilmiştir.

Köprü tepe noktasındaki (A noktası) yatay yerdeğiştirmelerin en büyük değeri, gevşek zemin durumu için sırasıyla Kobe, Kocaeli ve Manjil depremleri etkisinde 0.131, 0.703 ve 0.399 m, orta sıkı zemin şartlarında 0.273, 0.884 ve 0.426 m' dir. Sıkı zemin durumunda ise 0.311, 0.419 ve 0.299 m olduğu gözlenmektedir.

Gevşek zemin şartlarında Kobe depremi etkisi altındaki köprü tepe noktası maksimum yatay yerdeğiştirme değeri, Manjil ve Kocaeli depremlerinden sırasıyla % 67 ve % 81 küçüktür. Orta sıkı zemin durumu için ise yatay yerdeğiştirme sonuçlarının Kobe depremi etkisinde daha küçük değerler aldığı görülmektedir. Kobe depremi etkisi altındaki köprü tepe noktası maksimum yatay yerdeğiştirme değeri,

Manjil ve Kocaeli depremleri etkisinden sırasıyla % 36 ve % 69 daha küçüktür. Sıkı zemin durumu için ise yatay yerdeğiştirme sonuçlarının Manjil depremi etkisinde daha küçük değerler aldığı görülmektedir. Manjil depremi etkisi altındaki köprü tepe noktası yatay yerdeğiştirme değeri, Kobe ve Kocaeli depremleri etkisinden sırasıyla % 4 ve % 29 daha küçüktür.

Köprü temel noktasındaki (B noktası) yatay yerdeğiştirmelerin en büyük değeri, gevşek zemin durumu için sırasıyla Kobe, Kocaeli ve Manjil depremleri etkisinde 0.118, 0.470 ve 0.362 m, orta sıkı zemin şartlarında 0.193, 0.793 ve 0.366 m' dir. Sıkı zemin durumunda ise 0.230, 0.371 ve 0.261 m olduğu gözlenmektedir.

Gevşek zemin şartlarında Kobe depremi etkisi altındaki köprü temel noktası maksimum yatay yerdeğiştirme değeri, Manjil ve Kocaeli depremlerinden sırasıyla % 75 ve % 67 küçüktür. Orta sıkı zemin durumu için ise yatay yerdeğiştirme sonuçlarının Kobe depremi etkisinde daha küçük değerler aldığı görülmektedir. Kobe depremi etkisi altındaki köprü temel noktası maksimum yatay yerdeğiştirme değeri, Manjil ve Kocaeli depremleri etkisinden sırasıyla % 47 ve % 76 daha küçüktür. Sıkı zemin durumu için ise yatay yerdeğiştirme sonuçlarının Kobe depremi etkisinde daha küçük değerler aldığı görülmektedir. Kobe depremi etkisi altındaki köprü temel noktası yatay yerdeğiştirme değeri, Manjil ve Kocaeli depremleri etkisinden sırasıyla % 12 ve % 38 daha küçüktür.

Köprü temel ve zemin orta noktasındaki (C noktası) yatay yerdeğiştirmelerin en büyük değeri, gevşek zemin durumu için sırasıyla Kobe, Kocaeli ve Manjil depremleri etkisinde 0.149, 0.344 ve 0.207 m, orta sıkı zemin şartlarında 0.158, 0.277 ve 0.194 m' dir. Sıkı zemin durumunda ise 0.103, 0.227 ve 0.181 m olduğu gözlenmektedir.

Gevşek, orta sıkı ve sıkı zemin şartlarında maksimum yatay yerdeğiştirme sonuçlarının Kobe depremi etkisinde daha küçük değerler aldığı görülmektedir. Gevşek zemin şartlarında Kobe depremi etkisi altındaki köprü temel ve zemin orta noktası maksimum yatay yerdeğiştirme değeri, Manjil ve Kocaeli depremlerinden

sırasıyla % 28 ve % 57 , orta sıkı zemin durumunda ise % 19 ve % 43 ve sıkı zemin durumu için ise % 43 ve % 55 daha küçüktür.

Zemin köşe noktasındaki (D noktası) yatay yerdeğiştirmelerin en büyük değeri, gevşek zemin durumu için sırasıyla Kobe, Kocaeli ve Manjil depremleri etkisinde 0.036, 0.116 ve 0.135 m, orta sıkı zemin şartlarında 0.046, 0.066 ve 0.141 m' dir. Sıkı zemin durumunda ise 0.026, 0.161 ve 0.135 m olduğu gözlenmektedir.

Gevşek ve orta sıkı zemin şartlarında maksimum yatay yerdeğiştirme sonuçlarının Kobe depremi etkisinde daha küçük değerler aldığı görülmektedir. Gevşek zemin şartlarında Kobe depremi etkisi altındaki zemin köşe noktası maksimum yatay yerdeğiştirme değeri, Kocaeli ve Manjil depremlerinden sırasıyla % 69 ve % 73 , orta sıkı zemin durumunda ise % 30 ve % 67 daha küçüktür. Sıkı zemin durumu için ise yatay yerdeğiştirme sonuçlarının Kobe depremi etkisinde daha küçük değerler aldığı görülmektedir. Kobe depremi etkisi altındaki zemin köşe maksimum yatay yerdeğiştirme değeri, Manjil ve Kocaeli depremleri etkisinden sırasıyla % 81 ve % 84 daha küçüktür.

Dört farklı zeminde üç farklı depremin yer hareketleri altında köprüde meydana getirdiği tüm maksimum rölatif yerdeğiştirmeler U_0 sonuçları Tablo 4.1'de verilmiştir.

Tablo 4.1. Köprü-ayağı maksimum rölatif yerdeğiştirme

Kobe Depremi				
Zemin Türü	Gevşek	Orta Sıkı	Sıkı	Rijit
Yerdeğiştirme, U_0 (m)	0,013	0,080	0,081	0,022
Kocaeli Depremi				
Zemin Türü	Gevşek	Orta sıkı	Sıkı	Rijit
Yerdeğiştirme, U_0 (m)	0,234	0,091	0,047	0,010
Manjil Depremi				
Zemin Türü	Gevşek	Orta sıkı	Sıkı	Rijit
Yerdeğiştirme, U_0 (m)	0,037	0,060	0,037	0,020

Tablo 4.1. incelendiğinde, köprü ayağı tepe noktasında meydana gelen rölatif yerdeğiştirme değerleri, üstyapının rijit bağlı olması durumuna göre zemin ortamı dikkate alındığında farklılık göstermektedir. Ayrıca her bir deprem girdisi için de değişim göstermiştir. Daha önemlisi, zemin ortamının mekanik özellikleri (Gevşek, Orta Sıkı, Sıkı), rölatif yerdeğiştirme değerinin değişimini büyük oranda etkilemiştir. Bu değişimlere zemin ortamının rijitliğinin yanında, köprü ayağının serbest titreşim frekansı, zemin ortamının doğal titreşim frekansı ve deprem hareketine ait baskın frekans değerlerinin etkileşimi de büyük oranda etki etmiştir. Bu sonuçlar doğrultusunda, köprüler gibi ulaşım sistemlerinin en önemli parçalarından biri olan ve herhangi bir deprem sırasında hasar alması durumunda ilk yardım ve acil müdahale açısından büyük sorunlar ortaya çıkabileceğinden, bu tür yapıların tasarımında bulunduğu zemin ortamının çok iyi tespit edilmesi ve yapının dinamik analizine doğrudan katılması gerekmektedir. Ayrıca bu tür önemli yapılarda, yönetmeliklerin tanımladığı deprem etkileri yanında, o bölgede meydana gelmiş depremler araştırılmalı ve o depremlere ait ivme-zaman kayıtları kullanılarak ta köprü ayağı analiz edilmelidir. Çıkacak sonuçlar karşılaştırılarak en elverişsiz durum için köprü ayağı tasarımı yapılmalıdır.

KAYNAKLAR

- [1] Spyrakos, C. C., Assessment of SSI on the longitudinal seismic Response of short span bridges, *Eng. Struct.*121, 60–66, 1990.
- [2] Avilés, J., and Pérez-Rocha, L.E., Effects of foundation embedment during building-soil interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, 1523–1540, 1998.
- [3] Choi, J.S., Yun, C.B., and Kim, J.M., Earthquake response analysis of the Hualien soil-structure interaction system based on updated soil properties using forced vibration test data, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30, 1–26, 2001.
- [4] Gazetas, G. & Mylonakis, G., *Seismic Soil-Structure Interaction: New Evidence and Emerging Issues*, Geotechnical Special Publication 75, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, pp. 1119-1174, 1998.
- [5] Bernal, D., and Youssef, A., A hybrid time frequency domain formulation for nonlinear soil-structure interaction, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, 673–685, 1998.
- [6] Kim, D.K., and Yun, C.B., Time domain soil-structure interaction in two dimensional medium based on analytical frequency-dependent infinite elements, *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, Vol.47, No. 7, pp. 1241-1261, 2000.
- [7] Mylonakis, G. and Gazetas, G., *Seismic Soil-Structure Interaction: Beneficial or Detrimental*, *Journal of Earthquake Engineering*, 4(3), 277-301, 2000.
- [8] Aydınoğlu, M.N., *Yapı analizi ve tasarımı süresince statik ve dinamik yapı-zemin etkileşimi.*, *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 5. Ulusal Kongresi*, ODTÜ, Ankara, 1994.
- [9] Gouasnia, A., Djeghaba, K., Direct approach to seismic soil structure-interaction analysis-building group case, *Engineering Structures and Technologies*, 2(1): 22-30, 2010.

- [10] Viladkar, M.N., Godbole, P.N., and Noorzaei, J., Soil-structure interaction in plane frames using coupled finite-infinite elements, *Computers and Structures*, 39(5), 535–546, 1991.
- [11] Xuezhang, W., and Nobuo, F., Effects of spread foundation type and its shape on dynamic soil structure interaction, *Journal of Structural Engineering. B*, Vol. 52, Japan, pp:23-31, 2006.
- [12] Israil, A.S.M., and Banerjee, P.K., Effects of geometrical and material properties on the vertical vibration of three-dimensional foundations by BEM, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 14, 49–70, 1990.
- [13] Lida, M., Three dimensional non-linear soil-building interaction analysis in lakebed zone of Mexico city during the Hypothetical Guerrero Earthquake”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, pp. 1483-1502, 1998.
- [14] Lysmer J., and Kuhlemeyer, R.L., Finite dynamic model for infinite media, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 95, No. EM4, pp. 859-877, 1969.
- [15] Gouasma, A., Djeghaba, K., Non-linear dynamic soil-structure interaction analysis of buildings, *Technological and Economic Development of Economy*, Vol. XIII, No 4, 266-271, 2007.
- [16] Pala, M., Zemin yapı dinamik etkileşiminin yapay sınır ağları ile analizi, *Doktora tezi, SAÜ FBE, Sakarya, Nisan, 2004.*
- [17] Medina, F., and Taylor, R.L., Finite element techniques for problems of unbounded domains, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 19, 1209–1226, 1983.
- [18] Lu, X., Chen, B., LI, P., and Chen, Y., Numerical analysis of tall buildings considering dynamic soil-structure interaction, *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, 2003.
- [19] Mylonakis, G., Nikolaou, S., and Gazetas, G., Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26, 824-85, 2006.
- [20] Wolf, J.P., Oberhuber, P., Non-linear soil-structure interaction analysis using dynamic stiffness or flexibility of soil in the time domain, *Earthq. Eng. and Structural Dynamics*, 13, 195-212, 1985.

- [21] Kutanis, M., Yapı-zemin dinamik etkileşimi, Doktora Tezi, SAÜ FBE, Sakarya, Kasım, 2001.
- [22] Halabian, A.M., and Naggar, M.H.E., Effect of non-linear soil structure interaction on seismic response of tall slender structures, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, 639–658, 2002.
- [23] Wolf, J.P., and Song, C., Dynamic stiffness matrix of unbounded soil by finite element multi-cell cloning, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 23, pp. 233-250, 1994.
- [24] Kırtel, O., Doğrusal Olmayan Zemin Ortamında Rijit Şerit Temeller İçin Dinamik Empedans Fonksiyonları, Doktora Tezi, SAÜ FBE, Sakarya, Haziran, 2013.
- [25] Zelinski, R., Post Earthquake Investigation Team Report for the Loma Prieta Earthquake, California Department of Transportation, Division of Structures, Sacramento, 1994.
- [26] EERC Library, Kobe Collection, University of California, Berkeley, 1995.
- [27] EERI, Earthquake Engineering Research Institute, the Hyogo-Ren Nambu Earthquake, January 17, 1995, Preliminary Reconnaissance Report, Feb. 1995.
- [28] Bonilla., et al., Effects of the earthquake of March 27, 1964, on the Alaska Railroad, Geological Survey professional paper, U.S. Government Printing Office, 161 pages, 1970.
- [29] Moehle, J.P., Eberhard, M.O. "Earthquake Damage to Bridges." *Bridge Engineering Handbook*. Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan, Boca Raton: CRC Press, 2000.
- [30] Jennings, P. C., Ed., Engineering Features of the San Fernando Earthquake of February 9, 1971, Report ERL 71-02, California Institute of Technology, June 1971.
- [31] EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Loma Prieta earthquake reconnaissance report, *Earthquake Spectra*, Special Suppl. to Vol. 6, 448 pp, May 1990.

- [32] Housner, G., Competing against time, Report to Governor George Deukmejian from the Governor's Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta Earthquake, Office of Planning and Research, State of California, 264 pp, May 1990.
- [33] EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Costa Rica earthquake reconnaissance report, Earthquake Spectra, Special Suppl. to Vol. 7, 127 pp, Oct. 1991.
- [34] EERI, Earthquake Engineering Research Institute Earthquake Spectra, Special Suppl. to Vol. II, 1995.
- [35] Ishizaki, H. et al., Inspection and restoration of damaged foundations due to the Great Hanshin Earthquake 1995, Proceedings, Third U.S.–Japan Workshop on Seismic Retrofit of Bridges, Tsukuba, Japan, 327-341, 1996.
- [36] Iwasaki, T., Penzien, J., and Clough, R. Literature Survey-Seismic Effects on Highway Bridges, Earthquake Engineering Research Report No. 72-11, University of California, Berkeley, 397 pp, November 1972.
- [37] Towhata I., Photographs and Motion Picture of the Niigata City Immediately after the 1964 earthquake (CD). The Japanese Geotechnical Society, 1999.
- [38] EERI, Earthquake Engineering Research Institute, Earthquake Spectra, Special Suppl. to Vol. 7, 1991.
- [39] EERI, Earthquake Engineering Research Institute Earthquake Spectra, Abutment piles damaged during the 1991 Costa Rica earthquake, 1991.
- [40] Lawson, Andrew C., "The California earthquake of April 18, 1906", Vol. 1, Carnegie Institution of Washington, Washington, DC, 1908.
- [41] Dutton, Clarence Edward, "The Charleston earthquake of August 31, 1886", Ninth Annual Report, U. S. Geological Survey, Government Printing Office, Washington, DC,
- [42] McCulloch., et al., "Effects of the earthquake of March 27, 1964, on the Alaska Railroad", Geological Survey professional paper 545-D, U.S. Government Printing Office, Washington, DC, 161 pages, 1970.
- [43] William Max Taylor, "Iron, Engineering and Architectural History in Crisis: Following the Case of the River Dee Bridge Disaster, 1847", Architectural Histories, the open access journal of the EAHN, 2013.

- [44] Inglis C. E., *A Mathematical Treatise on Vibration in Railway Bridges*, Department of Applied Mechanics, University of Cambridge, 1934.
- [45] Frýba, L., "A rough assessment of railway bridges for high speed trains." *Engineering Structures*, 23, 548-556, 2001.
- [46] Xia, H., De Roeck, G., Zhang, N., et al., "Experimental analysis of a high-speed railway bridge under THALYS trains." *Journal of Sound and Vibration*, 268(1), 103-113, 2003a.
- [47] Xia, H., Zhang, N., Gao, R., "Experimental analysis of railway bridge under high-speed trains." *Journal of Sound and Vibration*, 282(1-2), 517-528, 2005b.
- [48] Karoumi, R., *Response of Cable-Stayed and Suspension Bridges to Moving Vehicles. Analysis methods and practical modeling techniques*. Doctoral Thesis, 1998.
- [49] Yang, Y. B., Yau, J. D., and Wu, Y. S., "Vehicle-Bridge Interaction Dynamics: With Applications to High-Speed Railways", World Scientific, 2004.
- [50] Yang, Y. B et al., *Vehicle-Bridge Interaction Dynamics: With Applications to High-Speed Railways*. Scientific Conference, 2004.
- [51] Priestley, Seible and Calvi., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, Inc., New York, NY, 1996.
- [52] Lei Mao and Yong Lu., *Critical Speed and Resonance Criteria of Railway Bridge Response to Moving Trains*, *Journal of Bridge Engineering* ,Volume 18 Issue 2 - February 2013.
- [53] Hamed Salem et.al, *Numerical Collapse Analysis of Tsuyagawa Bridge Damaged by Tohoku Tsunami*, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, June 2016.
- [54] Anastasopoulos, I., Gazetas, I., Loli, M., Apostolou, M., and Gerolymos, N., "Soil failure can be used for seismic protection of structures", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Volume 8, Number 2 (2010), 309-326, DOI: 10.1007/s10518-009-9145-2, 2010.
- [55] Yang, Z., and Jeremic, B., *Study of soil layering effects on lateral loading behavior of piles*, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131 (6): 762-770, 2005.

- [56] Johnson, K., Lemcke, P., Karunasena, W. and Sivakugan, N., Modelling the load-deformation response of deep foundations under oblique loading, *Environmental Modeling and Software*, 21: 1375-1380, 2006.
- [57] Karthigeyan, S., Ramakrishna, V.V.G.S.T. and Rajagopal, K., Influence of vertical load on the lateral response of piles in sand, *Computers and Geotechnics*, 33: 121-131, 2006.
- [58] Karthigeyan, S., Ramakrishna, V.V.G.S.T. and RAJAGOPAL, K., Numerical investigation of the effect of vertical load on the lateral response of piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133 (5): 512-521, 2007.
- [59] Stein Sture, *Non-Linear Hyperbolic Model & Parameter Selection*, University of Colorado at Boulder, 2004.
- [60] Laman, M., King, G.J.W., and Dickin, E.A., Three-dimensional finite element studies of the moment-carrying capacity of short pier foundations in cohesionless soil. *Computers and Geotechnics*, 25: 141-155, 1999.
- [61] Kuhlemeyer, R.L., Lysmer, J., Finite element method accuracy for wave propagation problems, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 99 (SM5), 421-427, 1973.
- [62] Walter Konon, Jaykumar Suthar., *Construction Materials Laboratory*, New Jersey Institute of Technology (NJIT), CE 431-004 , April 2016.
- [63] Courant, R., Friedrichs, K., Lewy, H., On the partial difference equations of mathematical physics, *IBM Journal*, 11, 215–234, 1967.
- [64] Report on Geotechnical Investigation for the Design of Gulbahar Centre Hall #3 Kabul, Afghanistan, NESRA Material Testing Laboratories, 03 March 2015.
- [65] Rosset, J.M., and Kausel, F., Dynamic soil-structure interaction, *Proceedings of the Second International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Blacksburg, Virginia, Vol. 2: 3-19, 1976.

ÖZGEÇMİŞ

Abdul Ahad FAIZAN, 03.06.1990'da Baghlan'da doğdu. İlk, orta ve lise eğitimini Baghlan'da tamamladı. 2007 yılında Khatamul Anbia Lisesi'nden mezun oldu. 2008 yılında başladığı Kabil Politeknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nü 2012 yılında bitirdi. 2015 yılında Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği ABD, Yapı EBD'da yüksek lisansa başladı.