



T.C.
KONYA TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ



MEVCUT BİR DEMİRYOLU KÖPRÜSÜNÜN
DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ
YÖNTEMLERİYLE DEPREM
PERFORMANSININ İNCELENMESİ

Mahmut BAŞARIR

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

HAZİRAN-2025
KONYA
Her Hakkı Saklıdır

TEZ KABUL VE ONAYI

Mahmut BAŞARIR tarafından hazırlanan “Mevcut Bir Demiryolu Köprüsünün Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemleriyle Deprem Performansının İncelenmesi” adlı tez çalışması 25/06/2025 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oy birliği / oy çokluğu ile Konya Teknik Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı’nda YÜKSEK LİSANS TEZİ olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

İmza

Başkan

Prof. Musa Hakan ARSLAN

.....

Danışman

Prof. Dr. Murat ÖZTÜRK

.....

Üye

Dr. Öğr. Üyesi Veli BAŞARAN

.....

Yukarıdaki sonucu onaylarım.

Prof. Dr. Mevlüt UYAN
Enstitü Müdürü

Bu tez çalışması..... tarafından nolu proje ile desteklenmiştir.

TEZ BİLDİRİMİ

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

DECLARATION PAGE

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

İmza

Mahmut BAŞARIR

25/06/2025

ÖZET

YÜKSEK LİSANS

MEVCUT BİR DEMİRYOLU KÖPRÜSÜNÜN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMLERİYLE DEPREM PERFORMANSININ İNCELENMESİ

Mahmut BAŞARIR

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

Danışman: Prof. Dr. Murat ÖZTÜRK

2025, 118 Sayfa

Jüri

**Prof. Dr. Murat ÖZTÜRK
Prof. Dr. Musa Hakan Arslan
Dr. Öğr. Üyesi Veli BAŞARAN**

Türkiye Köprü Deprem Yönetmeliği (TKDY), 6 Ekim 2020 tarihinde Resmî Gazete 'de yayımlanmış ve 6 Ekim 2021 tarihinde yürürlüğe girmiştir. Bu yönetmelik, Türkiye'de ilk kez müstakil olarak kullanılmaya başlanmış olup, köprülerin performansa dayalı tasarımını zorunlu kılmaktadır. Bu tarihten önce yapılan köprüler, Amerika Birleşik Devletleri (AASHTO) veya Uluslararası Demiryolu Birliği (UIC) tavsiye kararları doğrultusunda projelendirilmiş ve inşa edilmiştir.

6 Şubat 2023 tarihinde ülkemizde meydana gelen depremler, yıkıcı sonuçlarıyla dikkat çekmiş ve birçok raporda dünyada ender görülen bir büyüklükte olduğu belirtilmiştir. Bu depremler, 14 milyon insanın yaşadığı geniş bir bölgede hızlı müdahalenin ne kadar kritik olduğunu gözler önüne sermiştir. Yardım ekiplerinin hızla olay yerine ulaşması gerekliliği açıkça ortaya çıkmıştır. Bu bağlamda, toplumsal olarak kullanılan ulaştırma yapılarında deprem sonrasında basit onarımlarla hasarın giderilmesi veya hiç hasar almadan hizmete devam edebilmesi büyük önem taşımaktadır.

Bu tez kapsamında 2020 TKDY şartnamesinin ilgili bölümleri detaylı bir şekilde incelenmiştir. Çalışmada, Ankara-İzmir Yüksek Hızlı Tren (YHT) hattı üzerindeki Banaz-Eşme arasında yer alan bir demiryolu köprüsünün, yönetmelikte köprü önem sınıfı ve deprem tasarım sınıfı 1 olan köprüler için ikinci aşama olarak yapılması istenilen, zaman tanım alanında hesap yöntemiyle farklı depremler altındaki performansı incelenmiştir. Köprü 10 açıklıklı olup 9 kolona sahiptir. Çalışma Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER Ground Motion Database sitesinden deprem kayıtlarının seçimini de içermektedir. Deprem kayıtları, tasarıma esas deprem yer hareketi düzeyi ile uyumlu deprem büyüklükleri, fay uzaklıkları, kaynak mekanizmaları ve yerel zemin koşulları dikkate alınarak seçilmiştir. Viyadük hesaplamaları üç boyutlu hesaplar gerektirdiğinden yönetmelik gereği 7 adet deprem kaydı seçilmiş, seçilen kayıtlar çapraz şekilde SAP2000 programı yardımı ile model üzerinde tanımlanmıştır. Dolayısı ile 14 adet deprem kaydı altında çalışma gerçekleştirilmiştir. Sonuç olarak deprem senaryoları altında viyadük performans durumu değerlendirilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Demiryolu köprüsü, zaman tanım alanında hesap, Basit ölçeklendirme, Doğrusal olmayan analiz, Deprem yönetmeliği.

ABSTRACT

MS THESIS

EARTQUARKE PERFORMANCE EVALUATION OF AN EXISTING RAILWAY BRIDGE BY NONLINEAR METODS

Mahmut BAŞARIR

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

Advisor: Prof. Dr. Murat ÖZTÜRK

2025 Year, 118 Pages

**Jury
Prof. Dr. Murat ÖZTÜRK
Prof. Dr. Musa Hakan Arslan
Asst.Prof.Dr. Üyesi Veli BAŞARAN**

The Turkish Bridge Earthquake Code (TKDY) was published in the Official Gazette on October 6, 2020, and came into force on October 6, 2021. This regulation has been implemented for the first time as a standalone code in Turkey and mandates performance-based design for bridges. Prior to this date, bridges were designed and constructed in accordance with the recommendations of either the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) or the International Union of Railways (UIC).

The devastating earthquakes that occurred in Türkiye on February 6, 2023, attracted attention with their destructive impact and have been reported in many studies as being of a rarely observed magnitude globally. These earthquakes revealed the critical importance of rapid emergency response across a large region inhabited by approximately 14 million people. The necessity for aid teams to reach the disaster area swiftly was clearly demonstrated. In this context, ensuring that transportation structures serving the public can either continue to function without damage or be repaired quickly with minimal intervention is of great significance.

Within the scope of this thesis, the relevant sections of the 2020 TKDY code have been examined in detail. The study evaluates the seismic performance of a railway bridge located between Banaz and Eşme on the Ankara-İzmir High-Speed Train (HST) line using time-history analysis, which is required as the second-stage method for bridges classified as Importance Class 1 and Seismic Design Class 1 according to the code. The bridge consists of 10 spans and 9 piers. The study includes the selection of earthquake records from the Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) Ground Motion Database. These records were selected considering factors such as earthquake magnitude consistent with the design-level ground motion, fault distances, source mechanisms, and local site conditions. As the viaduct analysis requires three-dimensional modeling, seven earthquake records were selected as per the code. These records were applied to the model in a cross-combination manner using the SAP2000 software, resulting in a total of 14 analyses. Consequently, the seismic performance level of the viaduct was evaluated under various earthquake scenarios.

Keywords: Railway bridge, time-history analysis, Simple scaling, Non-linear analysis, Earthquake code.

ÖNSÖZ

Yüksek Hızlı Trenler (YHT), modern ulaşım sistemlerinin temel bileşenlerinden biri olarak değerlendirilmektedir. Saatte 250 km ve üzeri hızlara ulaşabilen bu sistemler, geleneksel demiryolu taşımacılığına kıyasla uzun mesafelerin çok daha kısa sürede kat edilmesini mümkün kılmaktadır. Yüksek ön yatırım maliyetlerine rağmen, YHT sistemleri uzun vadede ekonomik açıdan önemli avantajlar sunmaktadır. Kısa seyahat süreleri, yüksek yolcu taşıma kapasitesi ve sunduğu konfor sayesinde, bu sistemler toplum tarafından yaygın olarak tercih edilmektedir.

Türkiye, aktif fay hatları üzerinde yer alması nedeniyle yüksek sismik risk taşıyan bir ülke konumundadır. Bu gerçek, YHT altyapılarının depreme karşı dayanıklılığının artırılmasını zorunlu kılmaktadır. Deprem etkilerinin yoğun olarak hissedildiği bölgelerde, köprülerin güvenliğini sağlamak ve olası sismik hareketler sırasında tren seferlerinin emniyetli bir şekilde sürdürülebilmesi için ileri mühendislik çözümlerine ihtiyaç duyulmaktadır.

Bu çalışma kapsamında, akademik rehberliği ve değerli katkılarıyla sürece yön veren Danışmanım Prof. Dr. Murat ÖZTÜRK'e, tezin hazırlanmasına sağladığı katkılardan dolayı Öğr. Gör. Talha Polat DOĞAN'a ve her zaman manevi desteğini esirgemeyen eşim Muteber BAŞARIR'a en içten teşekkürlerimi sunarım.

Mahmut BAŞARIR
KONYA-2025

İÇİNDEKİLER

ÖZET	1
ABSTRACT.....	2
ÖNSÖZ	3
İÇİNDEKİLER	4
SİMGELER VE KISALTMALAR	6
1. GİRİŞ.....	15
2. KAYNAK ARAŞTIRMASI	19
2.1. Kullanılacak Yönetmelikler	19
2.2. Kaynak Taraması	20
3. MATERYAL VE YÖNTEM.....	23
3.1. Genel Bilgiler.....	23
3.2. Demiryolu Üst Yapısının Tanıtılması.....	24
3.2.1 Öngermeli giriş	25
3.2.2 Elastomer mesnetler.....	27
3.2.3 Elastomer mesnetlerin boyutlandırılması	29
3.3. Köprü Alt Yapısının Tanıtılması	33
3.3.1 Orta ayak detayı	33
3.3.2 Başlık girişi detayı	34
3.3.3 Kenar ayak ve temel detayı.....	35
3.4. Malzeme Özellikleri.....	36
3.4.1 Beton.....	36
3.4.2 Öngerme çeliği.....	40
3.4.3 Betonarme donatısı	41
3.5. Demiryolunda Kullanılan Yükler	41
3.5.1 Zati yükler.....	41
3.5.2 Demiryolu katar yükleri.....	43
3.5.3 Deprem yükleri	46
3.6. Zaman Tanım Alanında Hesap İçin Deprem Kayıtlarının Seçimi.....	51
3.7. Geçmiş Yıllarda Proje Sahasına Yakın Oluşan Depremler	52
3.8. Deprem Kayıtlarının Seçimi	56
3.9. Spektral Uyuşum ve Ölçeklendirme	58
3.10. SAP2000 Modelinin Kurulması.....	69
3.11. Plastik Mafsal Teorisi	71
3.12. Plastik Mafsal Kesitinde Moment-Eğrilik İlişkisi	74
3.13. Fiber Mafsal Tanımlaması	81
4. ARAŞTIRMA SONUÇLARI VE TARTIŞMA.....	83
4.1. Ölçeklendirilmiş Tabas-İran Deprem Modelinin Viyadük Üzerindeki Etkilerinin İncelemesi	84

4.2. Ölçeklendirilmiş Loma Prieta Deprem Modelinin Viyadük Üzerindeki Etkilerinin İncelemesi	88
4.3. Ölçeklendirilmiş Landers Deprem Modelinin Viyadük Üzerindeki Etkilerinin İncelenmesi	92
4.4. Ölçeklendirilmiş New Zealand-02 Deprem Modelinin Viyadük Üzerindeki Etkilerinin İncelemesi	95
4.5. Ölçeklendirilmiş Mammoth Lakes Deprem Modelinin Viyadük Üzerindeki Etkilerinin İncelemesi	99
4.6. Ölçeklendirilmiş Cerro Prieto Deprem Modelinin Viyadük Üzerindeki Etkilerinin İncelemesi	103
4.7. Ölçeklendirilmiş Corinth-Greece Deprem Modelinin Viyadük Üzerindeki Etkilerinin İncelemesi	107
5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER	113
5.1. Sonuçlar	113
5.2. Öneriler	115
KAYNAKLAR	116

SİMGELER VE KISALTMALAR

Simgeler

DD-1	: 50 yılda aşılma olasılığı %2 (tekrarlanma periyodu 2475 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi
DD-2	: 50 yılda aşılma olasılığı %10 (tekrarlanma periyodu 475 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi
DD-3	: 50 yılda aşılma olasılığı %50 (tekrarlanma periyodu 72 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi
DD-4	: 50 yılda aşılma olasılığı %68 (tekrarlanma periyodu 43 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi
$S_{de}(T)$	: Yatay elastik tasarım yer değiştirme spektrumu
S_{D1}	: 1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
S_s	: Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
S_1	: 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
T_A	: Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu [s]
T_B	: Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu [s]
T	: Saniye cinsinden yapının 1 modda doğal periyod
T_o	: Zemin hâkim periyodu
F_s	: Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı
F_1	: 1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı
$(V_s)_{30}$	: Üst 30 metredeki ortalama kayma dalgası hızı [m/s]
PGA	: Doğu-Batı, Kuzey-Güney veya Yukarı-Aşağı deprem ivmesidir cm/sn^2
a_{max}	: İstasyon yer İvmesidir. cm/sn^2
V_{max}	: İstasyon Max yer hızıdır cm/sn
KH	: Kontrollü Hasar Performans Düzeyi / Hedefi simgesi
KK	: Kesintisiz Kullanım Performans Düzeyi / Hedefi simgesi
KÖS	: Köprü Önem Sınıfı simgesi
k_e	: Sargılama etkinlik katsayısı
K_h	: Yatay rijitlik
K_v	: Düşey rijitlik
K_θ	: Dönme rijitlik
K_1	: 1 yönü dönme rijitliği
D_1	: 1-1 Yönü sönümleme
D_2	: 2-2 Yönü sönümleme
D_T	: Buruma sönümleme
M_1	: 1-1 Yönü kütle
M_2	: 2-2 Yönü kütle
M_T	: Burulma kütle
A	: Mesnet Planda alanı (m^2)
G	: Kayma Modülü ($20\text{ }^\circ\text{C}$)
E	: Elastisite modülü [Mpa]
E_c	: Beton elastisite modülü [Mpa]
I	: Atalet momenti
I_{22}, I_{33}	: 2 ve 3 Yönü atalet momenti
P	: Kolon numarası
S	: Şekil faktörü (boyutsuz)
W	: Elastomer birim ağırlığı [kN]

h_{rt}	: İç ve dış kauçuk tabaka kalınlıkları toplamı (mm)
n	: Elastomer tabaka sayısı
t_r	: İç kauçuk tabaka kalınlığı (mm)
t_c	: Dış kauçuk tabaka kalınlığı (mm)
$h_{iç}$	: 1 adet Elastomer kalınlığı, iç kısım (mm)
$L_{\emptyset}$	: Kiriş boyuna analizlerinde boyuna yönde açıklığın uzunluğu
a	: Köprü boyuna yön elastomer uzunluğu
b	: Köprü enine yön elastomer uzunluğu
g	: Yerçekimi ivmesi [$g = 9.81 \text{ m/s}^2$]
m	: Kütle
g	: Birim hacim ağırlığı
ϕ	: Donatı çapı
A_s	: Donatı alanı [mm^2]
ρ_s	: X ve yönü donatı hacmin en büyük değeri
ρ_x	: Dikdörtgen kesitte x doğrultularında enine donatının hacimsel oranları
ρ_y	: Dikdörtgen kesitte y doğrultularında enine donatının hacimsel oranları
k_e	: Sargılama etkinlik katsayısı (boyutsuz)
f_{cc}	: Sargılı betonun karakteristik dayanımı [mpa]
ε_s	: Donatı çeliğinin pekleşme başlangıcındaki birim şekil değiştirmesi
ε_{sy}	: Donatı çeliğinin akma birim şekil değiştirmesi
ε_s	: Donatı çeliğinin pekleşme başlangıcındaki birim şekil değiştirmesi
ε_{su}	: Donatı çeliğinin çekme dayanımına karşı gelen birim şekil değiştirmesi
$\varepsilon_c^{(G\ddot{O})}$	: Göçmenin Önlenmesi performans düzeyi için izin verilen sargılı beton birim kısalma kapasitesi
$\varepsilon_c^{(KH)}$	: Kontrollü Hasar performans düzeyi için izin verilen sargılı beton birim kısalma kapasitesi
$\varepsilon_s^{(G\ddot{O})}$	: Göçmenin Önlenmesi performans düzeyi için izin verilen donatı çeliği birim Şekil değiştirme kapasitesi
$\varepsilon_s^{(KH)}$	: Kontrollü Hasar performans düzeyi için izin verilen donatı çeliği birim şekil değiştirme kapasitesi
ε_c	: Beton basınç birim şekil değiştirmesi
ε_{cu}	: Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekil değiştirmesi
ε_{cc}	: Sargılı betonun karakteristik dayanımı birim şekil değiştirmesi
ε_{co}	: Sargısız betonun karakteristik dayanımı birim şekil değiştirmesi
L_p	: Plastik mafsallık boyu [mm]
θ_p	: Plastik dönme [Rad]
φ_Y	: Etkin akma eğriliği [m-1]
φ_u	: Maksimum eğrilik [m-1]

Kısaltmalar

AASHTO	:	American Association of State Highway and Transportation Officials
AFAD	:	Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı
CSI	:	Computers and Structures Inc.
DLH	:	Demiryolları, Limanlar ve Hava Meydanları İnşaatı Genel Müdürlüğü
GÖ	:	Göçmenin önlenmesi
GD	:	Göçme durumu
HSLM	:	High Speed Load Model
KH	:	Kontrollü hasar
KK	:	Kesintisiz kullanım
LM71	:	Load Model
PEER	:	Pacific Earthquake Engineering Research Center
SAP2000	:	Structural Analysis Program 2000
SW	:	Special Vehicle (Special Load)
TADAS	:	Türkiye İvme Veritabanı ve Analiz Sistemi
TBDY	:	Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
TKDY	:	Türkiye Köprü Deprem Yönetmeliği
UIC	:	Uluslararası Demiryolu Birliği
YHT	:	Yüksek Hızlı Tren
ZTA	:	Zaman Tanım Alanı

ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 1.1. 1893 Tarihli karayolu haritası [H.G. Komutanlığı].....	15
Şekil 1.2. Eylül 2023 tarihi itibarı Türkiye Demiryolu Haritası [TCDD Genel Müd.]..	16
Şekil 3.1. Viyadük imalat sonrasında genel görünümü	23
Şekil 3.2. Banaz-Eşme V17 Viyadüğü tipik kesiti	24
Şekil 3.3. Öngermeli prekast kiriş tpik kesiti	26
Şekil 3.4. Viyadük Elastomer mesnetli 4 açıklıklı temsili görüntüsü (Uygulama köprüsü 10 açıklıklıdır).....	27
Şekil 3.5. Sabit elastomer mesnet detayı kesit görüntüsü.....	28
Şekil 3.6. Sabit elastomer mesnet detayı plan görüntüsü	28
Şekil 3.7. Elastomer kesiti ve çelik yaprakları	30
Şekil 3.8. Elastomer Şekil katsayısına göre basınç gerilmesi (AASHTO LRFD 2007)	31
Şekil 3.9. Elastomer mesnet yönü (U2 viyadük boyuna yönüdür).....	32
Şekil 3.10. Kullanılan köprü kolonu kesiti	33
Şekil 3.11. Viyadük Profil görüntüsü	33
Şekil 3.12. Başlık kirişi plan ve kesiti	34
Şekil 3.13. Viyadük kenar ayağının plan ve kesiti, (a) plan, (b) kesit.....	35
Şekil 3.14. Sargılı ve sargısız beton için birim şekil değiştirme grafiği (TKDY, 2020)	37
Şekil 3.15. Kolon donatı planı	38
Şekil 3.16. Mander betonu birim şekil değiştirme grafiği	38
Şekil 3.17. Üstyapı yük kesitinde dikkate alınan elemanlar	42
Şekil 3.18. LM71 yük modeli (UIC, 2006)	43
Şekil 3.19. HSLM (a) yük modeli, (1) cer arabası ön ve arka cer arabası eşit, ...	45
Şekil 3.20. SW/2 ve SW/0 yük modeli (UIC, 2006)	46
Şekil 3.21. Yatay tasarım deprem spektrumu (TKDY, 2020)	49
Şekil 3.22. DD1 tasarım spektrumu grafiği	50
Şekil 3.23. DD2 tasarım spektrumu grafiği	51
Şekil 3.24. Viyadük yeri ve fay hatları (AFAD)	53
Şekil 3.25. Faylar ve kod numaraları (Emre ve diğ., 2016)	54
Şekil 3.26. Pasifik deprem mühendisliği araştırma merkezi veri tabanı görüntüsü	56
Şekil 3.27 Dönüştürülen kayıtların spektrumlarının ortalamasının, tüm periyotlar için hedef tasarım spektrumunu ile karşılaştırılması	58
Şekil 3.28. Tabas-İran depremi uyuşturulmuş ivme kayıtları ve hedef spektrumu	59

Şekil 3.29. Loma Prieta depremi uyuşturulmuş ivme kayıtları ve hedef spektrumu.....	59
Şekil 3.30. Landers depremi uyuşturulmuş ivme kayıtları ve hedef spektrumu	60
Şekil 3.31. New Zealand depremi uyuşturulmuş ivme kayıtları ve hedef spektrumu....	60
Şekil 3.32. Lakes depremi uyuşturulmuş ivme kayıtları ve hedef spektrumu.....	61
Şekil 3.33. Cerro Prieto depremi uyuşturulmuş ivme kayıtları ve hedef spektrumu.....	61
Şekil 3.34. Corinth Greece depremi uyuşturulmuş ivme kayıtları ve hedef spektrumu..	62
Şekil 3.35. Tabas-İran ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (EW).....	64
Şekil 3.36. Tabas-İran ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (NS).....	64
Şekil 3.37. Loma Prieta ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (EW)	64
Şekil 3.38. Loma Prieta ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (NS)	65
Şekil 3.39. New Zealand-02 ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (EW)	65
Şekil 3.40. New Zealand-02 ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (NS)	65
Şekil 3.41. Landers ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (EW)	66
Şekil 3.42. Landers ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (NS)	66
Şekil 3.43. Mammoth Lakes-01 ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (EW)	66
Şekil 3.44. Mammoth Lakes-01 ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (NS).....	67
Şekil 3.45. Cerro Prieto ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (EW)	67
Şekil 3.46. Cerro Prieto ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (NS)	67
Şekil 3.47. Corinth Greece ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (EW)	68
Şekil 3.48. Corinth Greece ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (NS).....	68
Şekil 3.49. Köprü matematiksel model	69
Şekil 3.50. SAP2000 ortamında hazırlanmış zaman tanım aralığı parametreleri.....	71
Şekil 3.51. SAP2000' de viyadük genel görünüm.	71
Şekil 3.52. P1 kolonu moment eğrilik grafiği (X yönü).....	74
Şekil 3.53. P1 Kolonu moment eğrilik grafiği (Y yönü).....	75
Şekil 3.54. P2 Kolonu moment eğrilik grafiği (X) yönü	75
Şekil 3.55. P2 Kolonu moment eğrilik grafiği (Y) yönü	75
Şekil 3.56. P3 Kolonu moment eğrilik grafiği (X) yönü	76
Şekil 3.57. P3 Kolonu moment eğrilik grafiği (Y) yönü	76
Şekil 3.58. P4 Kolonu moment eğrilik grafiği (X) yönü	76
Şekil 3.59. P4 Kolonu moment eğrilik grafiği (Y) yönü	77
Şekil 3.60. P5 Kolonu moment eğrilik grafiği (X) yönü	77
Şekil 3.61. P5 Kolon, moment eğrilik grafiği (Y) yönü	77
Şekil 3.62. P6 Kolonu moment eğrilik grafiği (X) yönü	78

Şekil 3.63. P6 Kolonu, Moment eğrilik grafiği (Y) yönü.....	78
Şekil 3.64. P7 Kolonu, moment eğrilik grafiği (X) yönü	78
Şekil 3.65. P7 Kolonu, moment eğrilik grafiği, (Y) yönü	79
Şekil 3.66. P8 Kolonu, moment eğrilik grafiği (X) yönü	79
Şekil 3.67. P8 Kolonu, moment eğrilik grafiği (Y) yönü	79
Şekil 3.68. P9 Kolonu, moment eğrilik grafiği, (X) yönü	80
Şekil 3.69. P9 Kolonu, moment eğrilik grafiği, (Y) yönü	80
Şekil 3.70. Kolon fiber mafsalları modeli.....	82
Şekil 3.71. Kolonlar da tanımlanan mafsallar	82
Şekil 4.1. Kolon numaralandırılmış hali.....	83
Şekil 4.2. P3 Kolonu dönme grafiği	85
Şekil 4.3. P9 Kolonu dönme grafiği	85
Şekil 4.4. P1 ve P8 kolonları hasar dağılımı.....	86
Şekil 4.5. Tabas-İran depremi U2-U1 yönü	87
Şekil 4.6. P3 Kolonu dönme grafiği	89
Şekil 4.7. P9 Kolonu dönme grafiği	89
Şekil 4.8. P8 ve P9 Kolonu hasar dağılımı	90
Şekil 4.9. Loma-2 Taban Kesme kuvveti	91
Şekil 4.10. P3 Kolonu dönme grafiği	93
Şekil 4.11. P9 Kolonu dönme grafiği	93
Şekil 4.12. P8 ve P9 Kolonu hasar dağılımı	94
Şekil 4.13. P3 Kolonu dönme grafiği	96
Şekil 4.14. P9 Kolonu dönme grafiği	97
Şekil 4.15. P3 ve P8 Kolonu hasar dağılımı	98
Şekil 4.16. Newzealand-02 depremin taban kesme -zaman ilişkisi u1-u2	99
Şekil 4.17. P3 Kolonu dönme grafiği	100
Şekil 4.18. P9 Kolonu dönme grafiği	101
Şekil 4.19. P8 ve P9 Kolonu hasar dağılımı	102
Şekil 4.20. Mammoth depremin taban kesme -zaman ilişkisi	103
Şekil 4.21. P3 Kolonu dönme grafiği	104
Şekil 4.22. P9 Kolonu dönme grafiği	105
Şekil 4.23. Cerro Prieto depremi kolon mafsalları hasar durumu.....	106
Şekil 4.24. Cerro Prieto depremin taban kesme -zaman ilişkisi	107
Şekil 4.25. P3 Kolonu kuvvet dönme grafiği	109

Şekil 4.26. P9 Kolonu kuvvet dönme grafiği	109
Şekil 4.27. Corinth-2 depremi kolon mafsalsal hasar durumu (P9).....	110
Şekil 4.28. Corinth-1 Taban kesme kuvveti	111



ÇİZELGELER LİSTESİ

Çizelge 3.1. Viyadük genel parametreleri	23
Çizelge 3.2. Viyadük öngermeli prekast kiriş özet tablosu	26
Çizelge 3.3. Elastomer çökme değerleri (AASHTO LRFD 2007).....	30
Çizelge 3.4. Viyadük elastomer hesaplanmış değerleri.....	32
Çizelge 3.5. Kolon yüksekliklerinin tablosu	34
Çizelge 3.6. Kullanılan sargılı beton nitelik tablosu	36
Çizelge 3.7. Mander beton modeline göre kolon parametreleri	39
Çizelge 3.8. Kullanılan öngerme halatın mekanik özellikleri	40
Çizelge 3.9. Öngerme teli mekanik özellikleri (TS3233).....	40
Çizelge 3.10. Donatı çeliği model özellikleri (TKDY, 2020)	41
Çizelge 3.11. Malzeme birim ağırlıkları (DLH 2007).....	42
Çizelge 3.12. Üstyapı düşey yük tablosu.....	43
Çizelge 3.13. Katsayılar (UIC, 2006)	44
Çizelge 3.14. HSLM-A modeli için vagon boyutları (UNI, 2005).....	45
Çizelge 3.15. SW/0 ve SW/2 ait kat sayılar (UIC, 2006).....	45
Çizelge 3.16. Kritik köprülerinin TKDY, 2020 değerlendirilmesi.....	47
Çizelge 3.17. TKDY, 2020 göre analiz yöntemi (Taşıyıcı sistem davranışı kritik olan standart köprüler için deprem etkisi altında hesap ve değerlendirme yöntemleri)	48
Çizelge 3.18. TKDY, 2020 kazık ihtiyaç tablosu.....	48
Çizelge 3.19. TDTH, 2018 DD1 tasarım spektrumu	50
Çizelge 3.20. TDTH, 2018 DD2 tasarım spektrumu	51
Çizelge 3.21. Dönemsel olarak meydana gelen $M_g \geq 5.0$ depremler (AFAD)	54
Çizelge 3.22. Emre ve arkadaşları tarafından hazırlanan fayların tahmini	55
Çizelge 3.23. Seçilen deprem kayıtları [NGA-West2 Veritabanı]	57
Çizelge 3.24. Hâkim doğal periyodu (sn).....	58
Çizelge 3.25. Ölçeklendirilmiş spektrum tablosu.....	63
Çizelge 3.26. Plastik mafsallık boyunu tespiti.....	73
Çizelge 3.27. Kolonların zati yük altında aldığı düşey kuvvet.....	74
Çizelge 3.28. Kolonların X yönü (KH) ve (GÖ) limit değerleri	81
Çizelge 3.29. Kolonların Y yönü (KH) ve (GÖ) limit değerleri	81
Çizelge 4.1. Tabas-İran depreminin plastik mafsallardaki en büyük dönme değerleri ..	84
Çizelge 4.2. Beton birim şekil değiştirme değerleri	86

Çizelge 4.3. Donatılardaki maksimum birim şekil değiştirmeler	87
Çizelge 4.4. Loma Prieta depreminin plastik mafsaldaki en büyük dönme değerleri	88
Çizelge 4.5. Beton birim şekil değiştirme değerleri	90
Çizelge 4.6. Donatı birim şekil değiştirme değerleri.....	91
Çizelge 4.7. Landers depreminin, plastik mafsaldaki en büyük dönme değerleri.....	92
Çizelge 4.8. Beton birim şekil değiştirme değerleri	94
Çizelge 4.9. Donatı birim şekil değiştirme değerleri.....	95
Çizelge 4.10. New Zealand depreminin, plastik mafsaldaki en büyük dönme değerleri	96
Çizelge 4.11. Beton birim şekil değiştirme değerleri	97
Çizelge 4.12. Donatı birim şekil değiştirme değerleri.....	98
Çizelge 4.13. Mamoth depremin plastik mafsaldaki en büyük dönme değerleri	100
Çizelge 4.14. Beton birim şekil değiştirme değerleri	101
Çizelge 4.15. Donatı birim şekil değiştirme değerleri.....	102
Çizelge 4.16. Cerro Prieto depremin plastik mafsaldaki en büyük dönme değerleri ...	104
Çizelge 4.17. Beton birim şekil değiştirme değerleri	105
Çizelge 4.18. Donatı birim şekil değiştirme değerleri.....	107
Çizelge 4.19. Corinth depremin plastik mafsaldaki en büyük dönme değerleri.....	108
Çizelge 4.20. Beton birim şekil değiştirme değerleri	110
Çizelge 4.21. Donatı birim şekil değiştirme değerleri.....	111
Çizelge 4.22 Deprem senaryolarına göre beton birim şekil değiştirme tablosu	112

1. GİRİŞ

Ulaşım, toplumların ekonomik, sosyal ve kültürel gelişiminde kritik bir rol oynamaktadır. Osmanlı İmparatorluğu döneminde başlayan ve Türkiye Cumhuriyeti ile devam eden süreçte, karayolu ve demiryolu ulaşımının gelişimi, ülkenin modernleşme ve kalkınma hedefleriyle paralel olarak şekillenmiştir. Şekil 1.1’de 1893’de yayınlanan ilk karayolu haritası görülmektedir.



Şekil 1.1. 1893 Tarihli karayolu haritası [H.G. Komutanlığı]

Demiryolu ulaşımının Osmanlı topraklarına girişi, 19. yüzyılın ortalarında gerçekleşir. İlk demiryolu hattı ise İzmir-Aydın arasında inşa edilerek 1856 yılında faaliyete geçmiştir. (Kara, 2008).

Çelik demiryolu köprülerinin kullanımı yaygın olsa da öngermeli köprü teknolojisinin gelişme göstermesi, çelik köprülerin yerini öngermeli köprülerin almasına neden olmuştur. Günümüzde öngermeli köprü kullanımı son derece yaygındır. Çelik köprülerin korozyona uğraması ve boya maliyeti, perçin veya bulonların düzenli kontrol edilmesi gibi sebeplerden tercih edilmemektedir.

Jeotektonik yapısı nedeniyle Anadolu, depremlerin yoğun olarak gözlemlendiği bir bölgede yer almaktadır. Dolayısıyla ile yapılarda hasar oluşumu ve yapıların deprem etkisi altında göstereceği performans ve bu performansın ne düzeyde olması gerektiği önem arz eder etmektedir. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği-2018’de tanımlanan yer

hareketlerinden biri olan DD-1 deprem seviyesi, ortalama 2075 yılda bir gerçekleşmesi beklenen en şiddetli deprem düzeyidir. 6 Şubat depremlerinde ise belirli bölgeler için gerçekleştirilen spektrum analizlerinde, DD-1 seviyesinde bir deprem düzeyinde düzeyinin gerçekleştiği, hatta bazı periyot aralıklarında aşıldığı görülmüştür. Bu durum, ülkemizin gerçekleri dikkate alındığında, DD-1 seviyesindeki depremlerin gerçekleşmesinin uzak bir olasılık olmadığını ortaya koymaktadır. Türkiye, büyük ölçekli depremlerin sık sık meydana geldiği tektonik olarak aktif bir bölge de yer almaktadır. Büyük depremlerden sonra yapılan gözlemsel saha çalışmaları deprem mühendisliği literatürüne önemli katkılar sağlamaktadır. 6 Şubat 2023'te Kahramanmaraş'ta meydana gelen, büyüklükleri Mw 7.7 ve Mw 7.6 olan ve aralarında kısa bir zaman farkı (9 saat) olan depremler bu literatüre önemli katkılarda bulunmuştur. Yapılan araştırmalar, bu kadar kısa zaman farkı olan iki büyük depremin meydana gelmesinin son 100 yıl içinde nadir ve seyrek görülen bir tektonik olay olduğunu göstermiştir. (Doğan, T. P. ve diğ., 2024)

Günümüzde ulaşım sektörü, küresel ekonomik kalkınmanın temel taşlarından biri olarak değerlendirilmektedir. Bu bağlamda, yüksek hızlı trenler (YHT), güvenli, çevreci ve ekonomik bir ulaşım alternatifi olarak dünya genelinde giderek daha fazla önem kazanmaktadır. Yüksek hızlı tren sistemleri, 250 km/s ve üzeri hızlara ulaşabilen, modern altyapı ve teknolojilerle donatılmış demiryolu sistemleridir. Karayolu ve havayolu taşımacılığına kıyasla daha düşük karbon salınımı, daha çevreci bir ulaşım aracıdır.



Şekil 1.2. Eylül 2023 tarihi itibari Türkiye Demiryolu Haritası [TCDD Genel Müd.]

Yüksek hızlı trenler (YHT) dünya genelinde, başta Çin, Birleşik Devletler ve Avrupa olmak üzere yatırım programlarında yer almaktadır. Ülkemizde bu rakam hedef programda 10000 km ulaşma çabaları sürmektedir. YHT ilk yatırım maliyeti yüksek olmasına rağmen rahat ve konforlu oluşu, uzun yıllar kullanılabilir oluşu, toplumsal olarak tercih neden olmaktadır. Yüksek yatırım maliyeti ve olabilecek kazaların facia ile sonuçlanabileceği gerçeği ile göz önünde tutulduğunda YHT' lerin projelerinin daha sıkı bir inceleme ve yüksek emniyetli proje geliştirmeye ihtiyaç duyar.

Yapıların deprem performansında doğrusal (elastik) hesap yöntemi yetersiz kalmaktadır. TKDY 2020, 2. aşama olarak doğrusal olmayan hesap yöntemlerini deprem riskinin yüksek olduğu bölgelerde zorunlu tutmaktadır. Doğrusal olmayan analiz, yapı elemanlarının elastik sınırları aşarak plastik davranış sergilemeye başladığı noktaları belirler. Bu analizler sonucunda, yapının plastik şekil değiştirmeleri ve yer değiştirmeleri hesaplanır.

Plastik şekil değiştirmeler, yapı elemanlarının kalıcı deformasyonlarına işaret eder ve bu deformasyonların büyüklüğü, yapının maruz kaldığı deprem etkisinin ciddiyetini yansıtır. Deprem sonrası yapının güvenli bir şekilde ayakta kalabilmesi ve hedeflenen performansı sergileyebilmesi için bu deformasyonların yönetmeliklerde belirtilen sınır değerler dahilinde kalması gerekir. Yönetmeliklerde belirtilen performans düzeyleri, yapının kullanımına ve önemine göre farklılık gösterebilir. Genellikle "hemen kullanım", "can güvenliği" ve "göçme öncesi" gibi seviyelerle tanımlanır.

Yapının performans düzeyinin belirlenmesi, hesaplanan plastik şekil değiştirmeler ve yer değiştirmelerin bu sınır değerlerle karşılaştırılmasıyla yapılır. Eğer yapının deformasyonları belirlenen sınırlar içindeyse, yapı hedeflenen performansı sağlamış kabul edilir. Aksi takdirde, yapı güçlendirme ya da yeniden tasarım gerektirebilir. Bu süreç, yapısal güvenlik ve sürdürülebilirlik açısından kritik bir rol oynar.

2020 yılında yürürlüğe giren Türkiye Köprü Deprem Yönetmeliği (TKDY, 2020), köprüleri standart köprüler ve özel köprüler olarak sınıflandırmakta, ayrıca önem derecelerini de köprü önem sınıfları ile dikkate almaktadır. Demiryolu köprüleri de TKDY, 2020 madde 3.2.2.1 gereğince önemli köprüler (KÖS=1) olarak kabul edilmektedir. Öngermeli Demiryolu köprülerinin deprem etkisinde elastik ötesi davranışının incelenmesi ile ülkemizde toplumsal olarak kullanılan yapıların davranışının değerlendirilmesinin, köprülerin plastik davranış düzeyinin belirlenmesinde fayda sağlanacağı ve bu konuda yeni çalışmalara katkıda bulunması beklenmektedir. Bu tez

alışmasında, öngerme kirişli mevcut bir köprünün, (Banaz-Eşme arasında yer alan bir demiryolu köprüsünün), yönetmelikte köprü önem sınıfı ve deprem tasarım sınıfı 1 olan köprüler için ikinci aşama olarak yapılması istenilen, en büyük deprem etkisi olan DD1 deprem düzeyi dikkate alınarak zaman tanım alanında hesap yöntemiyle farklı depremler altındaki performansı incelenmiştir.



2. KAYNAK ARAŞTIRMASI

Ülkemiz, yüksek enerji üreten fay hatlarının bulunduğu bir coğrafyada yer almaktadır. Bu nedenle sık sık yıkıcı depremlerle karşı karşıya kalmaktadır. Bu depremler, yapıların elastik ötesi davranışa uğramasına ve ciddi hasarlar almasına neden olmaktadır. Depremler sonucu binaların, köprülerin taşıyıcı sistemleri zarar görmekte, bu da can ve mal kayıplarına yol açmaktadır.

Elastik ötesi davranış, bir yapının maruz kaldığı yükler altında başlangıçtaki elastik sınırlarının ötesine geçerek kalıcı şekil değiştirmeler yaşamasını ifade eder. Bu durum, yapıların ilk tasarım aşamasında öngörülme-yen yükler altında ciddi hasarlar almasına neden olabilir. Özellikle yüksek enerji üreten fay hatlarının neden olduğu büyük depremler, köprülerin dayanıklılığını test etmekte ve mevcut yönetmeliklerin ne kadar yeterli olduğunu sorgulatmaktadır.

Türkiye'de yaşanan depremler, yapıların sadece elastik sınırları içinde kalmasının yeterli olmadığını, aynı zamanda elastik ötesi dayanıklılığın da sağlanması gerektiğini göstermektedir. Bu bağlamda, Türkiye Köprü Deprem Yönetmeliği (TKDY) gibi güncel yönetmelikler, yapıların deprem dayanıklılığını artırmak amacıyla performansa dayalı tasarım yaklaşımlarını benimsemektedir. Bu yaklaşımlar, yapıların deprem anında ve sonrasında daha güvenli olmasını ve hızlı müdahale ile onarılabilmesini amaçlamaktadır.

Sonuç olarak, ülkemizin deprem riski yüksek bölgelerinde yer alması, yapı tasarımında daha dayanıklı ve esnek çözümler gerektirmektedir. Can ve mal kayıplarını en aza indirgeyecek, güvenli yaşam alanları oluşturulmasını sağlayacaktır. Güncel yönetmeliklerin ve mühendislik pratiklerinin bu doğrultuda geliştirilmesi büyük önem taşımaktadır.

Öngermeli Demiryolu köprülerinin deprem elastik ötesi davranışının incelenmesi ile ülkemizde toplumsal olarak kullanılan yapıların dayanımının değerlendirilmesi, bu sayede mesnet çeşitliliğinin incelenmesi sonucunda deprem yükünün azaltılabileceğini, dolayısı ile köprülerin plastik davranış düzeyinin belirlenmesinde fayda sağlanacağı ve bu konuda yeni çalışmalara katkıda bulunulması beklenmektedir.

2.1. Kullanılacak Yönetmelikler

2007 öncesinde ülkemizde köprü tasarımları AASHTO ve UIC gibi uluslararası yönetmeliklere dayanılarak yapılmaktaydı. 2007 yılından itibaren ise

DLH tarafından yayımlanan “Köprü Tasarım Esasları” na göre tasarım yapılmıştır. 06.10.2021 tarihi itibarıyla yürürlüğe giren TKDY 2020 ile ülkemiz müstakil bir yönetmeliğe sahip olmuştur. TKDY 2020 öncesinde AASHTO LRFD Türkiye’de en çok kullanılan yönetmeliktir. Demiryolu tasarım yönetmeliği olarak aynı zamanda UIC (Uluslararası Demiryolu Birliği) standardından da yararlanılmaktadır. Köprü ve viyadük tasarımında kullanılan yönetmelikler aşağıda verilmiştir.

- a) Türkiye Köprü Deprem Yönetmeliği 2020
- b) Köprü Tasarım Kitabı, Karayolları Genel Müdürlüğü
- c) AASHTO LRFD-2010, Karayolları Genel Müdürlüğü
- d) TS500, TS498, Türk Standartları
- e) UIC703, UIC776 Demiryolu Karakteristikleri
- f) Sanat Yapıları Uygulama Projeleri Yapım İş Teknik Şartnamesi (TCDD)
- g) DLH, Köprü Tasarım Esasları

2.2. Kaynak Taraması

Uluğ (2008)’un çalışmasında, Eskişehir-Köseköy hızlı tren hattının 164+028 kilometresinde bulunan köprü 3 açıklıklı karayolu üst geçit köprüsüdür. Toplam uzunluğu 52.3 metredir. Köprü aks açıklıkları sırasıyla 16.3 m, 20.6m ve 16.3 m dir. Köprü tabliyesi, 90 cm yüksekliğinde öngerilmeli prefabrik kirişler ile 22 cm kalınlığındaki kiriş üzerine oturan döşemeden oluşmaktadır. Tabliye genişliği 9 m olup, 2 adet 3.5m genişliğindeki şeritlerden ve 1 m genişliğindeki kenar bordürlerden oluşmaktadır. AASHTO-LRFD yönetmeliğine göre yeniden boyutlandırılmış ve mevcut köprünün, DLH yönetmeliğine göre deprem performansı değerlendirilmiştir. Köprünün tasarımı ve performansının değerlendirilmesinde SAP2000 programı, kesitlerin tasarımında, karşılıklı etki diyagramlarının ve moment eğrilik diyagramlarının elde edilmesinde Xtract programından faydalanılmıştır.

Agus (2010) ‘un çalışmasında, İstanbul – Edirne istikametinin 13+892 km’inde de bulunan “Sadabad II Viyadüğü” nün deprem performansı değerlendirmiştir. Köprü 10 açıklıklı olup, açıklık uzunluğu 40 m olan otoyol köprüsüdür. Çalışmada, artımsal itme analizi yöntemi ve zaman tanım alanında hesap yöntemleri ile; servis depremi (S1) ve en büyük deprem senaryoları (S2) altında, enine ve boyuna doğrultularda analizleri yapılmıştır. Burada şekil değiştirmelerin karşılaştırılacağı sınır değerlerin kullanılmasında Aydınöğlu’nun hazırlamış olduğu rapor esas alınmıştır (Aydınöğlu,

2005). Analizler sonucunda; yapıda S1 ve S2 deprem senaryoları altında meydana gelen malzeme birim şekil değiştirme değerlerinin, bu raporda belirtilen sınır değerlerden daha küçük kaldığı görülmüştür

Yıldız (2008)'ın çalışmasında, Sakarya otoyolu, Levent bağlantı viyadüğünü doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerle incelenmiştir. Köprü 9 açıklıklı ve 40 m aks aralığına sahiptir. Yönetmelik olarak AASHTO 2002, CALTRANS Seismic Design Criteria 2001] kaynak olarak kullanmıştır. Çalışmasında Erzincan, İzmit, San_Fernando deprem kayıtlarını doğrusal olmayan hesap yönteminde kullanılmış, sonuçta viyadük orta ayakları deprem karşısında yetersiz olarak bulmuştur.

Aktaş (2010)'ın çalışmasında, ülkemizde karayolu yapılarının tasarımı için herhangi bir yönetmelik bulunmadığı için, çalışmada kuvvet bazlı tasarım için AASHTO-2002, performans bazlı tasarım için ise CALTRANS-2001 yönetmeliklerini kullanılmıştır. Birinci bölümünde, konu hakkında genel bilgiler verilmeye çalışılmıştır. İkinci bölümde, kuvvet bazlı tasarım için kullanılan AASHTO-2002 yönetmeliğinin ilgili maddeleri incelenmiştir. Üçüncü bölümde, performans bazlı tasarımın genel ilkeleri anlatılmıştır. Dördüncü bölümde, örnek bir köprünün AASHTO-2002 yönetmeliğine göre tasarımı SAP2000 ve XTRACT programları kullanılarak yapılmıştır. Beşinci bölümde, köprünün taşıyıcı sistemi CALTRANS Seismic Design Criteria kullanılarak doğrusal olmayan analiz yapılmıştır. Kolonların moment-eğrilik diyagramlarını elde edebilmek için Xtarct programından yararlanılmıştır. Yapı analizinde SAP2000 kullanılarak kolonlarda oluşan plastik dönmeler elde edilmiş, oluşan plastik dönmelere bağlı olarak köprünün performans seviyesi belirlenmeye çalışılmıştır. Analiz sonucunda malzeme şekil değiştirmelerinin S1 ve S2 deprem seviyelerinde istenen sınırları aşp aşmadığı araştırılmıştır.

Onay (2016)'ın çalışmasında, yapılarda oluşan hasarın düzeyinin belirlenmesinde elastik (doğrusal) hesap yöntemlerinin yetersiz kalması nedeniyle performansa dayalı hesap yöntemlerine başvurulmasının gerekli olduğunu vurgulamıştır. Bu hesap yöntemlerinden en gerçekçi sonuçlar veren yöntemlerden biri ise şekil değiştirmeye bağlı olarak performans değerlendirmesidir. Bu düşünceden hareketle, tez çalışmasına konu olarak “Konya-Mersin Demiryolu Projesi Km: 298+040 – 299+040” arasında yapılması planlanan öngerilmeli betonarme demiryolu köprüsünün doğrusal olmayan yöntemlerle deprem performansı incelenmiştir. Deprem hesapları ile ilgili olarak AASHTO (2002) ve FEMA356 (2000) yönetmelikleri esas alınmıştır. Spektrum eğrisinin oluşturulmasında FEMA 356 (2000) kriterleri esas alınarak, “DLH Kıyı ve Liman

Yapıları, Demiryolları, Hava Meydanları İnşaatlarına İlişkin Deprem Teknik Yönetmeliği (2008)” EK-B kısmında bulunan enlem ve boylam değerlerine ait spektral ivme katsayıları belirlenmiştir. İlk olarak tez çalışmasına konu olan demiryolu köprüsünün özellikleri hakkında bilgiler verilmiştir. Matematiksel model kurulması ile ilgili esaslar 3. bölümde açıklanmıştır. Köprünün sonlu elemanlar modeli SAP2000 programıyla kurulmuştur. Yapının modal analizinde, üst yapının kabuk eleman modeli ve çubuk eleman modelleriyle kurulan iki farklı modeli incelenmiş olup, bu iki modele ait sonuçlar karşılaştırılmıştır. Doğrusal olmayan analiz aşamasında önce yapının itme analizi gerçekleştirilmiştir. Düşey taşıyıcı elemanlara (ayaklar) ait moment – eğrilik ve moment-dönme ilişkilerinin belirlenmesinde Xtract programından yararlanılmıştır. 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan S1 depremi (kullanım depremi) ile 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan S2 depremi (minimum hasar) altında plastik mafsallarda oluşan dönmeler ve beton, donatı çeliği birim şekil değiştirmeleri incelenmiştir. Demiryolu köprüsünün doğrusal olmayan analizinde diğer bir yöntem olarak “Zaman Tanım Alanında Hesap” yöntemi kullanılmıştır. Köprünün bulunduğu konumun zemin karakteristikleriyle uyumlu olarak ölçeklenen deprem kayıtları altında analiz yapılmıştır.

Ekici (2017), Türkiye'deki hızlı tren demiryolu köprülerinin tasarımındaki genel yöntemi analiz etmek ve bu analiz sonrasında ilgili konudaki genel sorunlara bir çözüm üretmektir. Bu çalışmanın bir diğer amacı da karşılaştırılan AASHTO (2002) ve DLH şartnamelerinden hangisinin Türkiye demiryolu köprüleri için daha güvenli ve daha hassas sismik tasarım kriterleri sunduğunu ortaya koymaktır. Örnek bir köprü modeli kurgulanmıştır. Bu örnek köprü modeli, daha önce tasarımı gerçekleştirilen bir projeden alınmıştır. Fakat ilgili köprü projesi 5. derece deprem bölgesi için yapıldığından deprem hesabı gerektirmemektedir. Bu çalışmada, bu köprünün iki farklı deprem bölgesinde yer aldığı düşünülerek tasarım yenilenmiştir. Köprünün lokasyonu olarak 4. derece deprem bölgesinde yer alan Konya ve 1. derece deprem bölgesinde yer alan Sakarya dikkate alınmıştır. İki tasarım metodu aynı köprüye uygulanmıştır. Önce sismik tasarım kuvvetleri karşılaştırılmıştır. Daha sonra bu sonuçlara göre iki farklı bölge ve iki farklı tasarım yöntemi için köprü orta ayağındaki donatı ihtiyacı analiz edilmiştir.

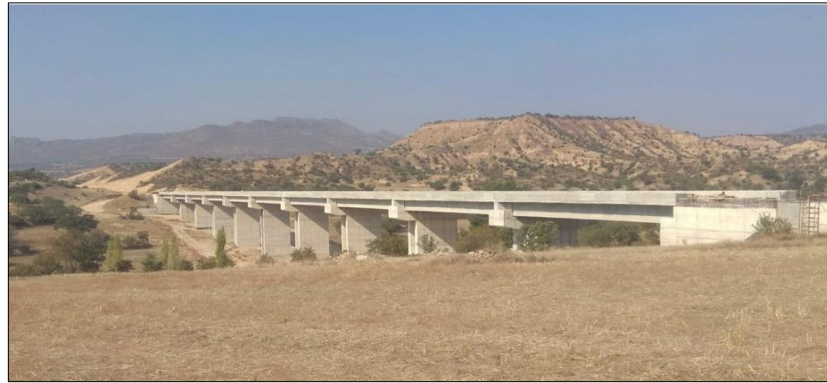
3. MATERYAL VE YÖNTEM

3.1. Genel Bilgiler

Yüksek hızlı demiryolu çalışmaları ülkemizde devam etmektedir. Bu bağlamda Ankara-İzmir arasında birçok demiryolu köprüsü bulunmaktadır. Bu köprülerin tamamı öngermeli betonarme köprü olarak inşa edilmiştir. Bu çalışmada Banaz-Eşme arasında yer alan Viyadük-17 incelenmiştir. Söz konusu köprü öngermeli bir köprü olup, özellikleri Çizelge 3.11’de özetlenmiştir.

Çizelge 3.1. Viyadük genel parametreleri

Genel Köprü Parametreleri		Orta Ayak Parametreleri	
Açıklık Sayısı	10	Kolon Tipi	H Kesit
Köprü Toplam Boyu	327.30 m	Kolon Boyutları	3.7x6.5 m
Verev Açısı	Dik	Başlık Kiriş Tipi	Ters T
Platform Genişliği	12.60 m	Başlık Kirişi Boyut	380/370 cm
Döşeme Yüksekliği	30.8~33.4 cm	Temel Tipi	Kazıklı
Öngörme Kiriş Adedi	10	Temel Yüksekliği	2.25 m
Öngörme Kiriş Yüksekliği	195 cm	Yük sınıfı olarak	LM71 VE SW/2 dir.
Öngörme Kiriş Aralığı	1.075 m		
Öngörme Kiriş Hesap Açıklığı	30.30 m		
Elastomer Tipi	60 Durometre		
Elastomer Boyutları (mm)	400*500*60		

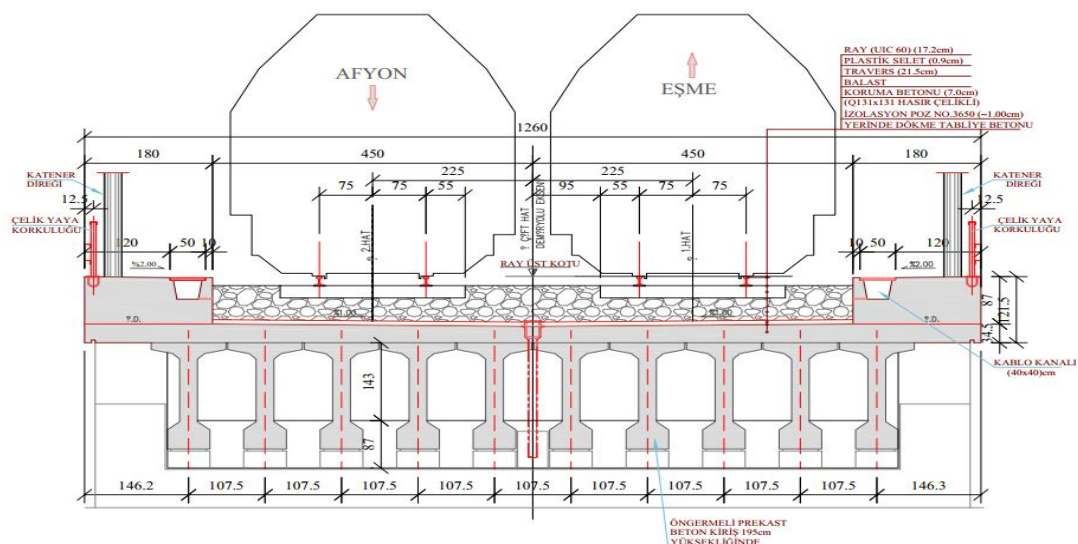


Şekil 3.1. Viyadük imalat sonrasında genel görünümü

Banaz-Eşme arasında kalan V17 viyadüğü, Ankara-İzmir Yüksek Hızlı Demiryolu Projesi kapsamında yer almakta olup, zemin etüt raporları incelendiğinde proje sahasının ZC zemin sınıfında yer aldığı anlaşılmaktadır.

3.2. Demiryolu Üst Yapısının Tanıtılması

Yüksek hızlı demiryolu için tasarlanan köprü üst yapısında 10 adet 195 cm yüksekliğinde, öngermeli prekast kirişler kullanılmış olup, kirişler yerine konulduktan sonra, döşeme yerinde dökme olarak imal edilmiştir. Böylelikle kompozit bir yapı elde edilmiştir. Prekast kirişler mesnet olarak kullanılan Elastomerler üzerine yerleşmiştir. Her bir kiriş için iki adet elastomer gereklidir. Toplamda bir açıklık için 20 adet elastomer gereklidir. Elastomerler ileride daha ayrıntılı olarak açıklandığı gibi, x, y, z yönlerinde hareket kabiliyeti olan ve deprem esnasında gerekli hareket kısıtlaması deprem takozu ile sağlanan taşıyıcı elemanlardır. Deprem takozları hem orta ayaklarda hem de kenar ayaklarda ortalama 2 kiriş de bir konulan yanal yer değiştirmeyi önleme elemanı olarak tarif edilebilir. Bahse konu köprü balastlı üst yapısında, B70 tipi travers kesit kullanılmıştır. Tipik kesitte katener direğinin tamamı görülmemektedir. Ancak gerek yüksek hızlı trenlerde gerekse konvansiyonel hat demiryolu projelerinde katener direkli imal edilirler. Güvenlik tertibatı amaçlı olarak köprü boyunca korkuluk konulmuştur. Döşeme betonu olarak 30-34.5 cm kalınlığında beton kullanılmıştır.



Şekil 3.2. Banaz-Eşme V17 Viyadüğü tipik kesiti

3.2.1 Öngermeli kiriş

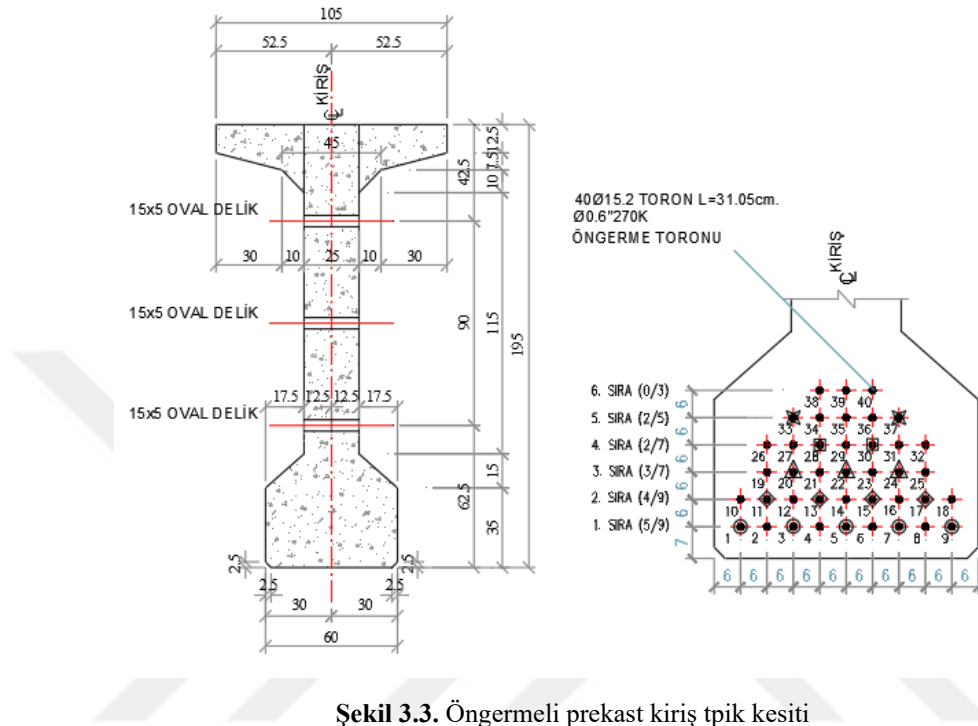
Öngermeli kirişler, normal betonarme kirişlerden farklı olarak, beton dökülmeden önce veya döküldükten sonra çelik donatılara uygulanan germe kuvveti sayesinde, betonun çekme dayanımını artıran bir yapı elemanıdır. Bu süreç, beton üzerindeki çekme gerilmelerini dengeleyerek çatlama riskini minimize eder ve böylece yapının daha yüksek yük taşıma kapasitesine ulaşmasını sağlar. Öngermeli kirişler genellikle prefabrike olarak üretilir, bu da köprü yapım süreçlerini hızlandırır.

Öngermeli kiriş hesaplamalarında kılıflama yapılmaktadır. Kılıflama, öngerme kuvvetlerinin etkin bir şekilde kirişe aktarılmasını ve betonun kırılma veya çatlama riskinin azaltılmasını sağlamak için yapılan bir işlemdir. Kılıflama'nın birkaç ana amacı vardır.

1. Korozyondan Korunma: Öngerme kabloları genellikle çelikten yapılır ve korozyona karşı hassastır. Kılıflama, bu kabloların dış ortamlara maruz kalmasını engelleyerek korozyonu önler. Özellikle germe sonrası öngerme sistemlerinde, çelik kabloların beton sertleşmeden önce kılıf içinde korunması sağlanır. Literatürde, fib Bulletin 75'e göre, kılıflar, öngerme kablolarını çevresel etkilere karşı koruyarak kirişlerin ömrünü uzatır (fib Bulletin 75, 2012).
2. Germe Sonrası Ardgerme : Kılıflama, kabloların beton dökülmeden önce yerleştirilmesini ve beton sertleştikten sonra gerdirilmesini sağlar. Bu yöntem, germe sonrası öngerme olarak bilinir ve büyük açıklıklı yapılar için daha ekonomik bir çözüm sunar. Öngerme işlemi beton sertleşmeden yapılamadığı için kılıflama burada kritik bir rol oynar (Nilson, 1987).
3. Sürtünmesiz Hareket Sağlama: Kılıflar, kabloların beton içinde sürtünmeden serbestçe hareket etmesini sağlar. Bu durum, kabloların germe işlemi sırasında düzgün bir şekilde gerdirilmesini ve istenilen öngerme kuvvetinin homojen olarak dağıtılmasını sağlar (Warner ve diğ., 1998).
4. Kontrollü Kuvvet Aktarımı: Kılıflar, öngerme kablolarının betona belirli noktalarda kuvvet aktarmasını sağlar. Bu şekilde, kiriş boyunca öngerme kuvveti eşit şekilde dağıtılır ve yapısal bütünlük artırılır (Leonhardt, 1979).

Kiriş hesaplamaları genel itibari ile karmaşık bir hesaplama gerektirir. Ön boyut bilgisini tahmin ederek hesaplama çalışması gerekir. Bir demiryolu köprüsü için öngermeli kiriş ön yüksekliği açıklığın $1/(15\sim 16)$ çarpılarak bulunabilir. Bu sayede

köprülerde gereken en büyük sehim sınırlandırılması ön boyutlandırma ile yaklaşık değeri hesaplanmış olur. Sehim, köprü açıklığına bağlı olarak ($L/600$) den küçük olmalıdır (DLH 2007). Tez çalışmasında kullanılan kirişe ait tipik kesit Şekil 3.3.'de, geometrik bilgileri maddeler halinde Çizelge 3.2.'de görülmektedir.



Çizelge 3.2. Viyadük öngermeli prekast kiriş özet tablosu

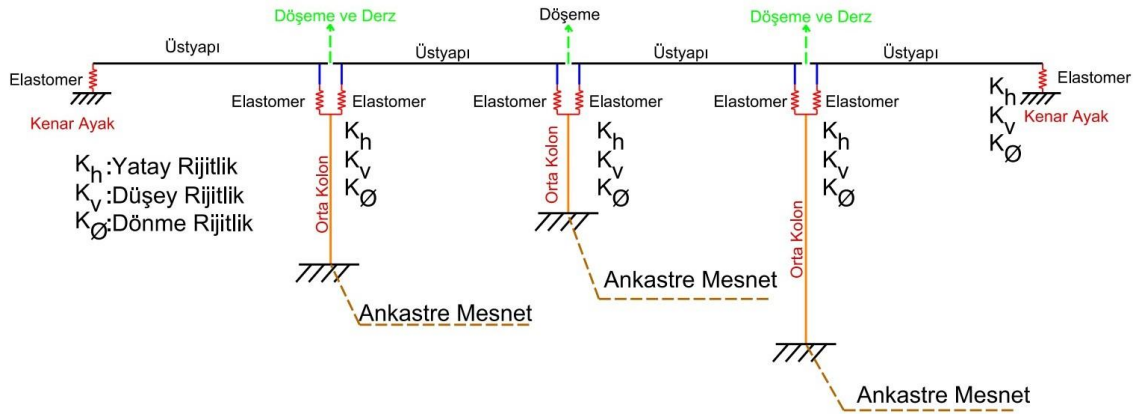
Eleman adı	Birimi	Ölçü
Kiriş yüksekliği	cm	195
Alan	m ²	0.7838
Ağırlık merkezi alttan mesafesi	cm	99.34
Atalet Momenti (I _x)	m ⁴	0.3538
Alt lif için mukavemet momenti	m ³	0.3562
Üst lif için mukavemet momenti	m ³	0.3699
Gövde kalınlığı	cm	25
Üst flanş genişliği	cm	105
Alt flanş genişliği	cm	60
Halat sayısı ve niteliği		40 adet Ø0.6' (15.2 mm) 270 K (düşük gevşemeli ASTM_A416) öngerme halatı kullanılmıştır

3.2.2 Elastomer mesnetler

Elastomer mesnetler, demiryolu köprülerinde yapısal hareketlerin absorbe edilmesi ve yük transferi için önemli bileşenlerdir. Kauçuk ve çelik plakaların katmanlar halinde birleştirilmesiyle oluşturulan bu mesnetler, köprünün ısı genleşme, büzülme ve sismik hareketlerine karşı esneklik sağlar. Elastomerlerin temel yapısı, uzun zincirli polimerlerden oluşur ve bu zincirler esneme sırasında uzayıp serbest bırakıldığında orijinal hallerine geri döner. Polimer zincirleri arasındaki çapraz bağlar, elastomerin mekanik dayanımını artırır.

Elastomer üretimi, vulkanizasyon süreciyle gerçekleştirilir. Bu işlemde ham kauçuk, kükürt gibi çapraz bağlayıcı maddelerle işlenerek elastomerin dayanıklılığı artırılır. Mesnetler, titreşim ve dinamik yüklerin etkilerini azaltarak köprü ömrünü uzatır ve bakım gereksinimlerini düşürür (Kardos, 2015; Gent, 2001).

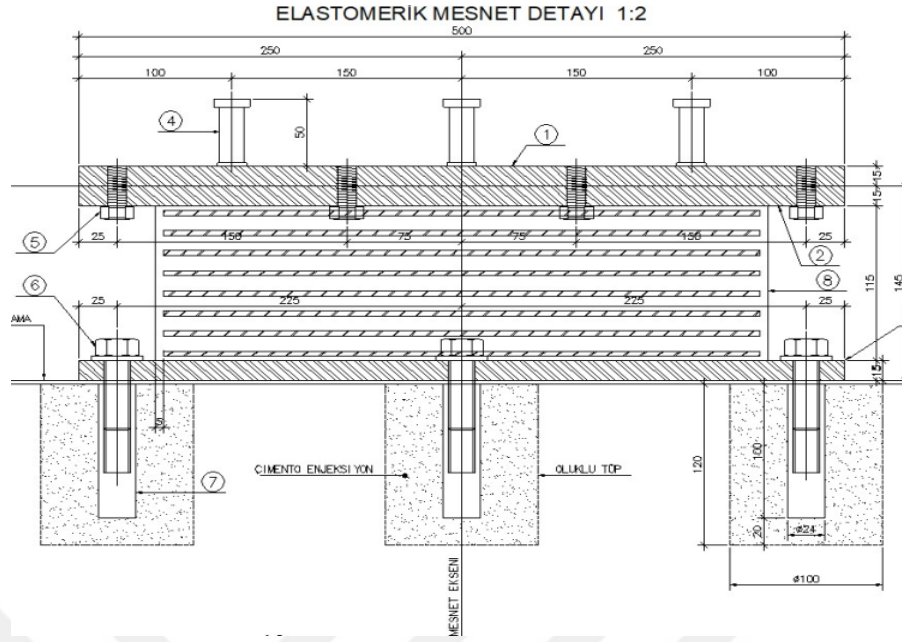
Şekil 3.4.'de viyadük için temsili 4 açıklıklı görüntüsü verilmiştir. Döşeme ve derz arasında uygulamada 2.5 cm deplasman bırakılmıştır.



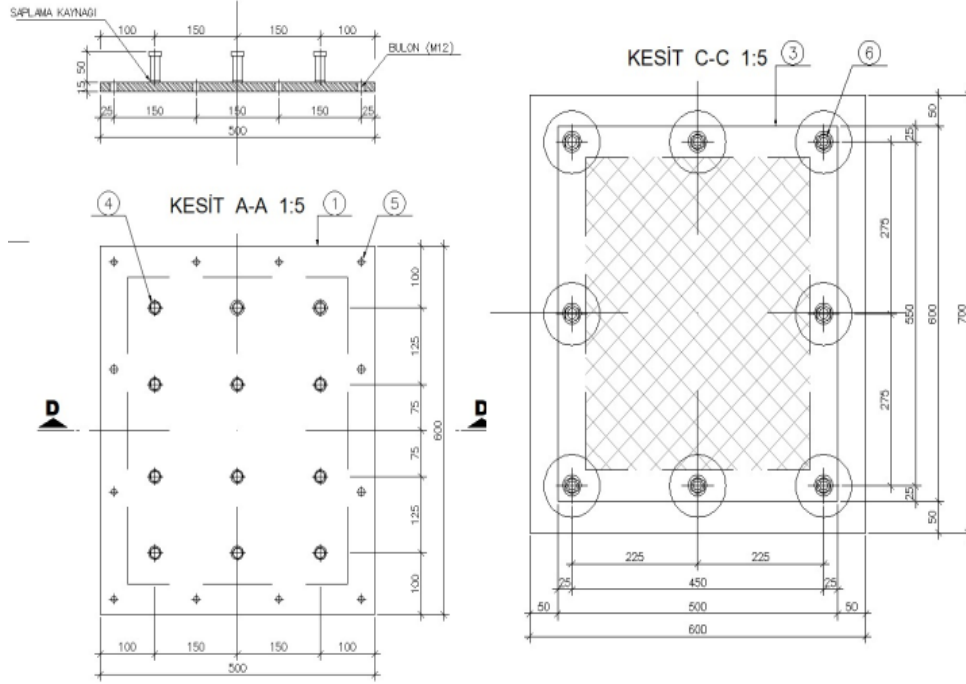
Şekil 3.4. Viyadük Elastomer mesnetli 4 açıklıklı temsili görüntüsü (Uygulama köprüsü 10 açıklıklıdır)

Elastomer mesnetler, köprü orta ayaklarında ve kenar ayaklarında olmak üzere 2 farklı bölgede kullanılır. Ancak elastomerler hesaplamalarda tek tip olarak belirlenir. Tek tip olarak belirtilen kalınlık ve ölçütleridir.

Elastomer tabakalar eşit kalınlıkta olmalıdır. En üst ve en alttaki dış elastomer tabakaların kalınlığı iç elastomer tabakaların kalınlığının %70' inden fazla olmamalıdır. (AASHTO LRFD 2007). Elastomerler köprü üzerinde yerleştirilmesi esnasında sabit ve hareketli olması durumuna göre değişkenlik gösterir. Şekil 3.5. ve Şekil 3.6. da sabit elastomer ait kesit detayı görülmektedir.



Şekil 3.5. Sabit elastomer mesnet detayı kesit görüntüsü



Şekil 3.6. Sabit elastomer mesnet detayı plan görüntüsü

Elastomer mesnetler sonlu elemanlar programına dahil edilirken rijitlikleri hesap edilerek modellenir. Davranış açısından irdelendiğinde doğrusal olmayan bir yapıya sahip olması nedeniyle link elemanı olarak tanımlanır. Link elemanı yatay rijitlik, düşey rijitlik ve dönme rijitliğine sahiptir.

3.2.3 Elastomer mesnetlerin boyutlandırılması

Çelik yapraklı elastomer mesnetler, genellikle Yöntem A ve Yöntem B olarak anılan iki yöntemden herhangi birine göre tasarlanabilirler. Bu tez kapsamında yöntem B' nin gereklilikleri incelenecektir. AASHTO 2007 madde 14.7.6'nın hükümlerinin kullanılması durumunda ise mesnet elemanları için yöntem A'nın gereklilikleri incelenebilir.

$$\sigma_{zati} = \frac{P_{zati}}{A} \quad (3.1)$$

$$\sigma_{hareketli} = \frac{P_{hareketli}}{A} \quad (3.2)$$

$$\sigma = E * \xi \quad (3.3)$$

Fiber glass levha elastomerler için (FGP)

$$\sigma_{mak} = 0.80 \text{ ksi} \quad (3.4)$$

$$\sigma = 1.00 G S_i \quad (3.5)$$

$$\sigma \leq \sigma_{mak} \quad (3.6)$$

koşulları sağlanmalıdır.

Dikdörtgen veya kare yapılması halinde şekil fonksiyonu olarak formül (3.7) kullanılacaktır. Köprüde kullanılacak mesnetlerin farklı olması durumunda S_{ov} formülü ile ortalama şekil fonksiyonu hesap edilmiştir.

Elastomer mesnetlerin yatay rijitliği K_h , mesnedin kayma modülüne (G), mesnet plan alanına ve toplam iç ve dış kauçuk tabaka kalınlıkları toplamına bağlıdır. Yatay rijitlik aşağıdaki denklem (2.4) yardımı ile hesaplanmıştır.

Sıcaklık etkisi ile oluşacak yatay deplasman ve büzüşmeden dolayı oluşacak yatay deplasman değeri toplam elastomer değerinin yarısını geçmemelidir. Şekil 3.7. 'de yaprak elastomer kesiti görülmektedir. Elastomer malzeme aralığı çelik yapraklardan oluşur, çelik yapraklar rijitlik hesaplarında dikkate alınır.

$$S_i = \frac{a*b}{2*h_{iç}(a+b)} \quad (3.7)$$

$$S_{ov} = \frac{\sum_i h_{ri} S_i}{\sum_i h_{ri}} \quad (3.8)$$

$$K_h = \frac{G*a*b}{h_{tr}} \quad (3.9)$$



Şekil 3.7. Elastomer kesiti ve çelik yaprakları

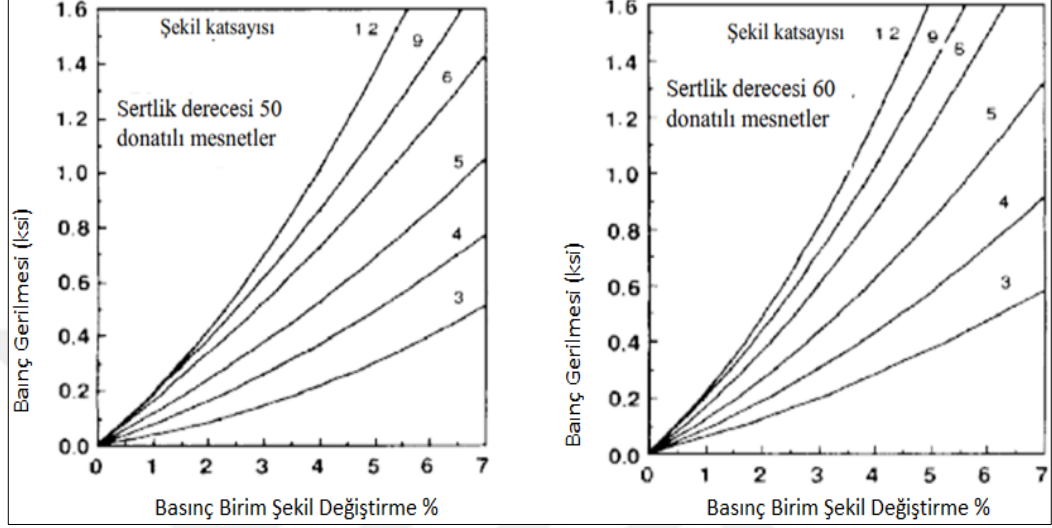
Düşey rijitlik elastisite modülü, plandaki alan ve kauçuk net alanına bağlıdır. Elastisite modülü, maksimum gerilme ve çökme katsayısına bağlı olarak değişmektedir. Elastomer seçiminde malzemenin sıcaklık ortamına göre sertlik seçimi yapılır. Şekil faktörü formül (3.7) daha önce tanımlanmıştı, tablodan öncelikle sertliğine karar verilen elastomerin formül (3.1)'den yararlanarak üstyapı zati yükünden gerilmesi hesaplanır ve çökme değerinin ξ değeri şekil katsayısı ile kesişimi sağlanarak birim çökme okunur.

Çizelge 3.3.'de Elastomere ait malzeme özellikleri verilmiştir. Viyadükte kullanılan elastomer 50 ile 60 sertlik değerindedir. Hesaplamalarda G değeri genel olarak 1 alınmıştır. AASHTO 2007 çelik yapraklı elastomerlerin şekil değiştirmesinden kaynaklanan yapı üzerindeki kesme kuvveti, sıcaklığı 73°F dan az olmayan elastomer G değerinde olmasını istemektedir.

Çizelge 3.3. Elastomer çökme değerleri (AASHTO LRFD 2007)

	Sertlik (Sertlik Derecesi A)		
	50	60	70
73 °F 'de Kesme Modülü (G) (ksi)	0.095~0.130	0.130~0.200	0.200~0.300
25.yılda ilk çökme bölünmüş sünme çökmesi	0.25	0.35	0.45

Şekil 3.8.'de Elastomer Şekil katsayısına göre basınç gerilmesi verilmiştir. Denklem (3.7) ile hesaplanan şekil fonksiyonu ve denklem (3.1, 3.2 3.3) hesap edilen gerilme değeri ile kesiştirilerek basınç birim şekil değıştirme değeri grafik yardımı ile okunur.



Şekil 3.8. Elastomer Şekil katsayısına göre basınç gerilmesi (AASHTO LRFD 2007)

Bu tez çalışmasında SAP2000 programına yüklenen olan elastomer mesnet rijitlikleri aşağıda gösterilmiştir. Hesaplamalarda açıklamada kullanılan formüller beraberinde sunulmuştur. Şekil 3.9.'da elastomerlerin hesaplamasında kullanılan yönleri verilmiştir.

$$E=6 \cdot G \cdot S^2 \quad (3.10)$$

$$I_{22}=h \cdot b^3/12 \quad (3.11)$$

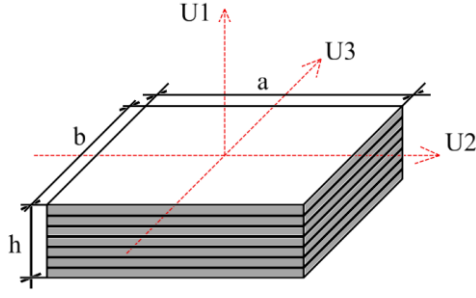
$$I_{33}=b \cdot h^3/12 \quad (3.12)$$

$$W=g \cdot b \cdot h \quad (3.13)$$

$$K_1=EA/tr \quad (3.14)$$

$$K_2=G \cdot A/tr \quad (3.15)$$

$$K_{\theta 2}=0.8 \cdot E \cdot I/tr \quad (3.16)$$



Şekil 3.9. Elastomer mesnet yönü (U2 viyadük boyuna yönüdür)

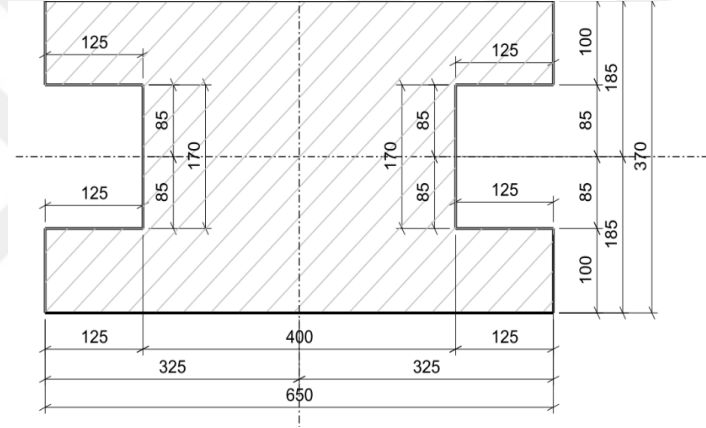
Çizelge 3.4. Viyadük elastomer hesaplanmış değerleri

n =	1	br	Elastomer sayısı
a =	0.400	m	Köprü boyuna yön elastomer uzunluğu
b =	0.500	m	Köprü enine yön elastomer uzunluğu
h =	0.060	m	Toplam elastomer kalınlığı
tr =	0.048	m	Net elastomer kalınlığı
t =	0.0080	m	1 adet çelik levha kalınlığı
S _i =	13.89		Şekil faktörü (3.7)
E =	1157407	kN/m ²	Elastisite modülü (3.10)
G =	1000	kN/m ²	Kesme modülü (Çizelge 3.3)
A =	0.200	m ² /br	Alan (A=0.4*0.5)
I ₂₂ =	0.004167	m ⁴ /br	2 Yönü atalet momenti (3.11)
I ₃₃ =	0.002667	m ⁴ /br	3 Yönü atalet momenti (3.12)
g =	30.000	kN/m ³	Birim hacim ağırlığı
W =	0.360	kN	Ağırlık (3.13)
g =	9.807	m/sec ²	Yerçekimi ivme
m =	0.037	kNsec ² /m	Kütle (m=W/g)
$\rho = \gamma/g$	3.059	kNsec ² /m ⁴	Kütlesi
K ₁ =	4822530.864	kN/m	1-1 Yönü rijitlik ((3.14)
K ₂ =	4822530.864	kN/m	2-2 yönü rijitlik (3.15)
K ₀₂ =	80375.514	kN/m	2-2 Yönü dönme rijitlik (3.16)

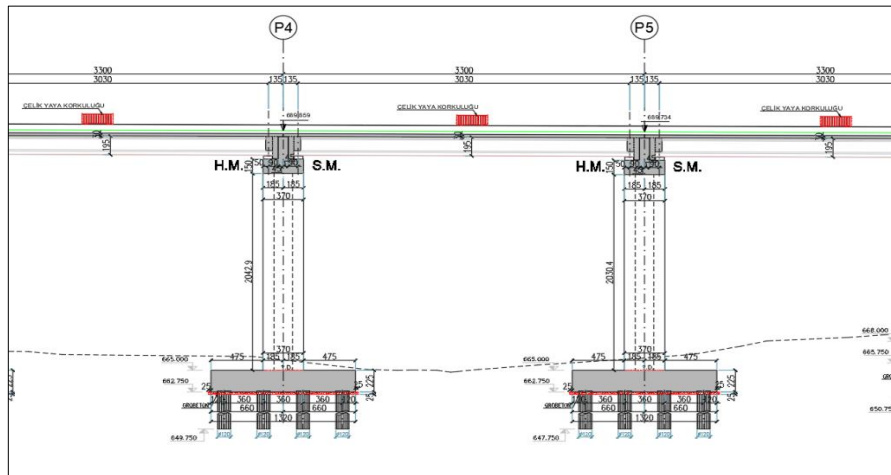
3.3. Köprü Alt Yapısının Tanıtılması

3.3.1 Orta ayak detayı

Yüksek hızlı demiryolu köprüsü olarak kullanılacak Banaz-Eşme arasındaki köprü 10 açıklıklı bir köprü olup, 9 adet orta kolona sahiptir. Kolonların yükseklik tablosu aşağıda sunulmuştur. Viyadük profil görünümü ve kolon boyutları Şekil 3.10.'da ve Şekil 3.11'de verilmiştir. Bütün kolonlarda kesit tipi sabittir. Kolon yüksekliği 30 m ve üzerinde olması durumunda, değişken kesit kullanılması tercih edilmektedir. Bu köprü tipinde ise değişken kesitli kolon kullanılmasına gerek duyulmamıştır.



Şekil 3.10. Kullanılan köprü kolonu kesiti



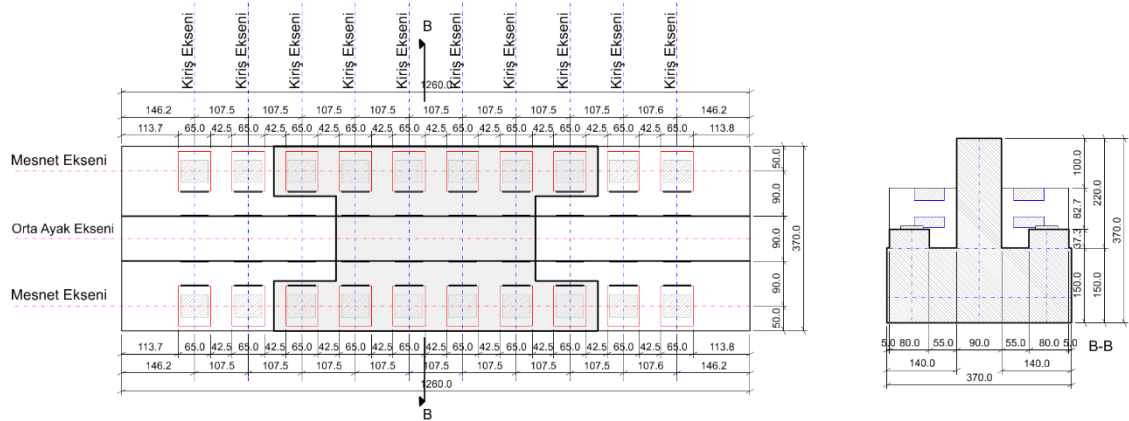
Şekil 3.11. Viyadük Profil görüntüsü

Çizelge 3.5. Kolon yüksekliklerinin tablosu

Kolon No	Yükseklik (m)	Boyut (m)	Durum	Kolon No	Yükseklik (m)	Boyut (m)	Durum
P1	18.305	3.7x6.5	Çubuk Eleman	P6	17.178	3.7x6.5	Çubuk Eleman
P2	19.679	3.7x6.5	Çubuk Eleman	P7	14.553	3.7x6.5	Çubuk Eleman
P3	20.554	3.7x6.5	Çubuk Eleman	P8	11.428	3.7x6.5	Çubuk Eleman
P4	20.429	3.7x6.5	Çubuk Eleman	P9	10.303	3.7x6.5	Çubuk Eleman
P5	20.304	3.7x6.5	Çubuk Eleman				

3.3.2 Başlık kirişi detayı

Köprü başlık kirişi olarak ters T kesitli kiriş kullanılmıştır. Demiryolu viyadük projelendirilmesinde genel olarak bu tip kirişi kullanmak avantaj sağlamaktadır. Kolondan kolona eksenel mesafe 33 m dir. Orta kolonlarda yer alan elastomer eksenleri arasındaki mesafe ise 2.70 m dir. Mesafeye orta ayak enine kiriş de dahildir. Bu durumda aşılması gereken açıklık mesafesi 30.3 m olarak hesap edilmiştir. Başlık kirişi plan ve kesit görünümü Şekil 3.12’de verilmiştir.

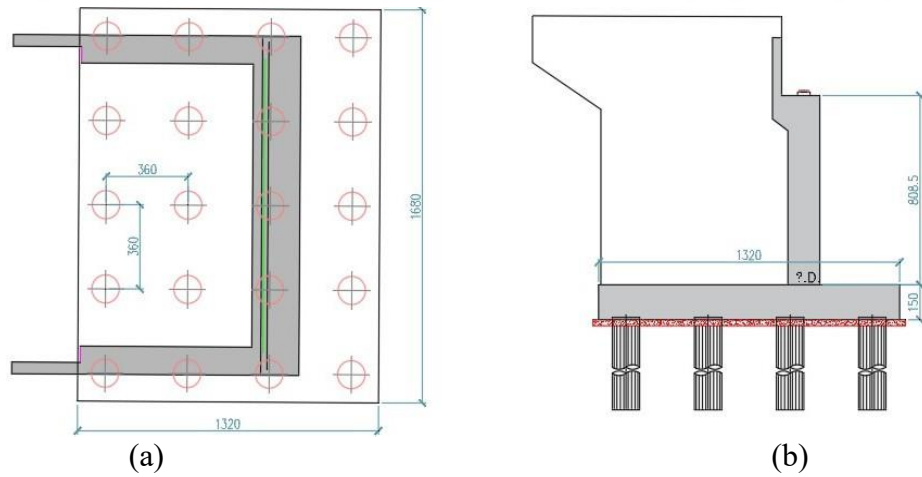


Şekil 3.12. Başlık kirişi plan ve kesiti

3.3.3 Kenar ayak ve temel detayı

Kenar ayaklar, viyadük başlangıcında ve bitiminde yer alan, köprü elamanıdır. Köprülerin yük taşıma sistemlerinde kritik bir bileşen olarak işlev görmektedir. Bu yapılar, köprü tabliyesinin uç noktalarındaki yüklerin güvenli bir şekilde zemine aktarımından sorumludur. Köprü kenar ayakları, statik ve dinamik kuvvetlerin etkisi altında, köprü yapısının stabilitesini ve uzun ömürlülüğünü sağlayacak şekilde tasarlanır. Aynı zamanda, tabliye hareketlerini sınırlandırarak köprünün iki ucu arasında düzgün bir bağlantı sağlar. Günümüzde kenar ayaklar, betonarmeden üretilmektedir. Kamulaştırma genişliğinin yetersiz olması durumunda toprakarme üzerine de kenar ayak yerleştirilebilir. Kenar ayak yüksekliğinin kurumlarca, 15 m'den yüksek yapılmak istenmemektedir.

Zemin koşulları, ayakların boyutlarını ve temel tasarımlarını belirleyen en önemli faktörler arasındadır. Kenar ayakları bir çeşit kazıklı veya kazıksız istinat duvarı gibi düşünülebilir. Kenar ayaklar köprünün zeminle bağlantısını oluşturduğundan köprüye gelen yaklaşım dolgularını taşımak zorundadır. Şekil 3.13. de kenar ayak planı ve kesiti verilmiştir.



Şekil 3.13. Viyadük kenar ayağının plan ve kesiti, (a) plan, (b) kesit

Yaklaşım dolguları genel olarak basıncı azaltmak amacı ile istifiz taş dolgu olarak imal edilir. Hesaplama açısından önperde, yan perde, temel, alın perdesi, kanat duvarı ve kazık hesaplamalarından oluşur. İmalatı yapılan kenar ayak 13.20mx16.80m boyutlarındadır. Temel yüksekliği 1.5 m dir. 3.6 m aralıklarla 120 cm çapında

yerleştirilen kazıklardan oluşmaktadır. Toplamda 20 adet, 24.0 m yüksekliğinde kazık imal edilmiştir.

3.4. Malzeme Özellikleri

3.4.1 Beton

Banaz-Eşme köprü elemanlarında kullanılan beton özellikleri Çizelge 3.6.'da verilmiştir. Elastisite modülleri formülasyonları ve ilgili yönetmelikler aşağıda sunulmuştur.

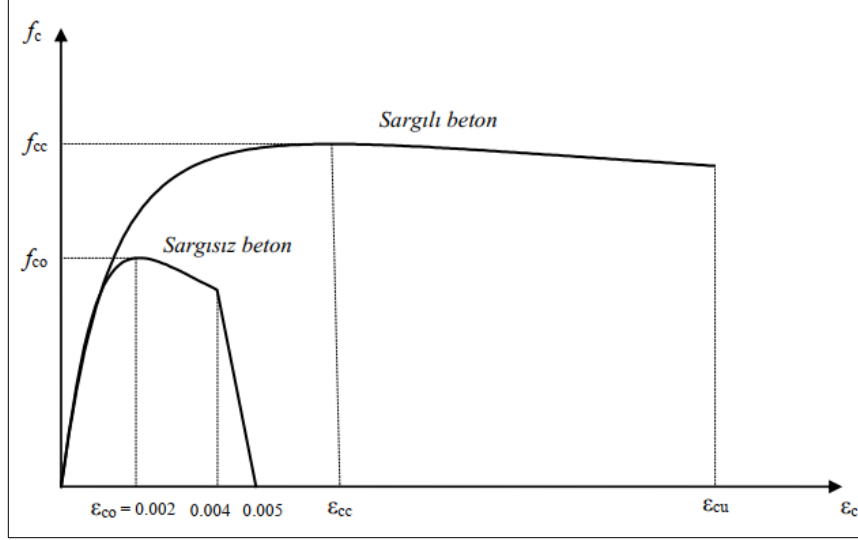
Çizelge 3.6. Kullanılan sargılı beton nitelik tablosu

Eleman	Beton Sınıfı	Elastisite Modülü	f_{ck} (Mpa) Karakteristik Dayanımı	Paspayı (cm)
Prefabrik Kiriş	C40	36056	40	2.5
Tabliye ve Enleme Kiriş	C30	31225	30	5.0(Dış), 2.5(İç)
Orta Ayak	C25	28504	25	5.0
Başlık Kirişi	C25	28504	25	5.0
Temel	C25	28504	25	7.5
Kazık	C30	31225	30	7.5
Grobeton	C14	21331	14	-

$$E_c = 1000 \times w_c^{1.5} \times 0.0428 \times \sqrt{f'_c} \quad (\text{AASHTO , 2010}) \quad (3.17)$$

$$E_c = 5000 \times \sqrt{f_{ce}} \quad (\text{TKDY, 2020}) \quad (3.18)$$

Mander beton modeline ait sargılı ve sargısız beton için birim şekil değiştirme bağıntıları TKDY, 2020 göre tanımlanmıştır. Bu bağıntılara uygun olarak aşağıda liste olarak verilen sargı etkisi dikkate alınarak GÖ ve KH seviyesi belirlenmiştir. Dikdörtgen kesitler için; (TKDY, 2020)



Şekil 3.14. Sargılı ve sargısız beton için birim şekil değiştirme grafiği (TKDY, 2020)

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035 + 0.04 \sqrt{k_e \omega_s} > 0.018 \text{ dikdörtgen kesitler için olmalıdır} \quad (3.19)$$

$$\omega_s = \rho_s \frac{f_{ywe}}{f_{ce}} \quad (3.20)$$

$$f_{ce} = 1.3 * f_{ck} \quad (3.21)$$

$$f_{ywe} = 1.2 * f_{yk} \quad (3.22)$$

$$\rho_s = 2 * \min(\rho_x, \rho_y) \quad (3.23)$$

$$\rho_x = \frac{A_{swy}}{h_o * s} \quad (3.24)$$

$$\rho_y = \frac{A_{swx}}{b_o * s} \quad (3.25)$$

$$f_{ex} = k_e * \rho_x * f_{ywk} \quad (3.26)$$

$$k_e = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6 * b_o * h_o} \right) \left(1 - \frac{s}{2 * b_o} \right) \left(1 - \frac{s}{2 * h_o} \right) \left(1 - \frac{A_s}{b_o * h_o} \right)^{-1} \quad (3.27)$$

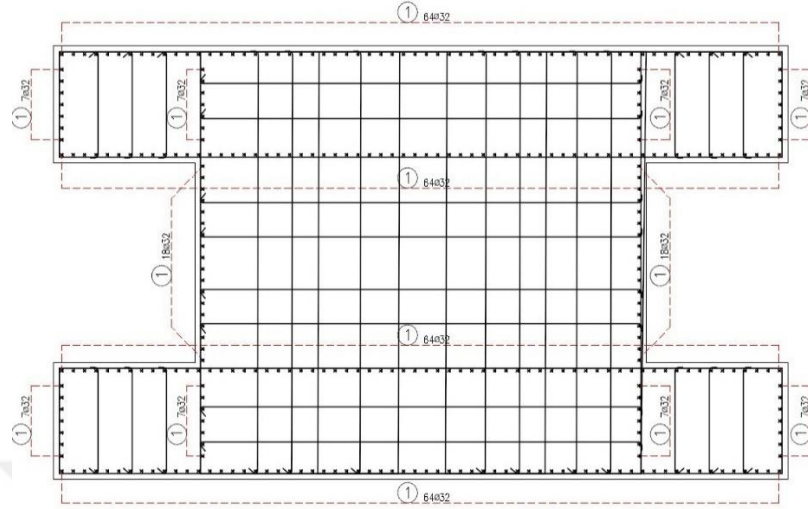
$$f_{ey} = k_e * \rho_y * f_{ywk} \quad (3.28)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.29)$$

$$E_c = 5000 * \sqrt{f_{ce}} \quad [\text{Mpa}] \quad (3.30)$$

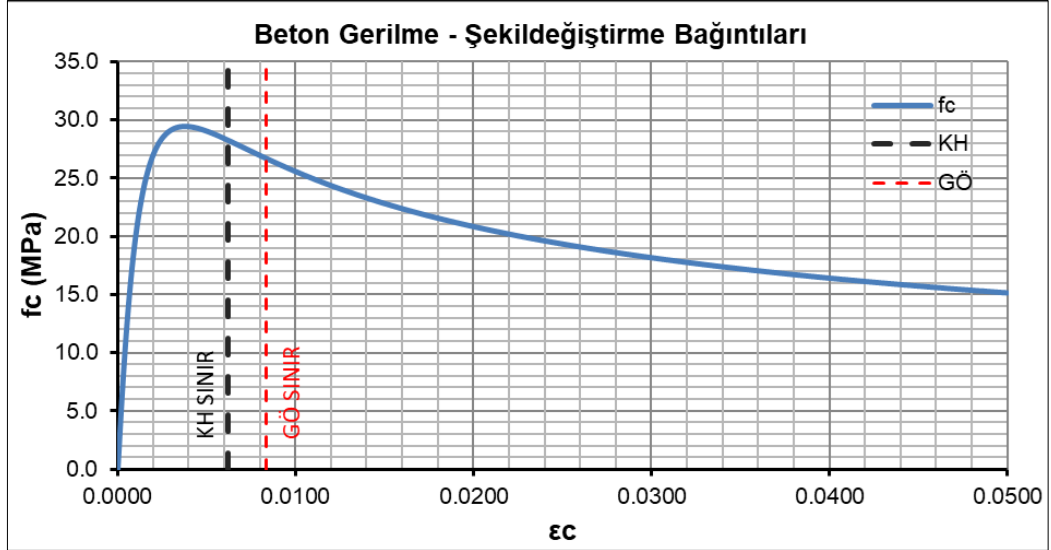
$$\epsilon_c^{(KH)} = 0.5 * \epsilon_{cu} \leq 0.0135 \quad (3.31)$$

$$\epsilon_c^{(GÖ)} = 0.67 * \epsilon_{cu} \leq 0.018 \quad (3.32)$$



Şekil 3.15. Kolon donatı planı

Şekil 3.16. 'da verilerine göre mander beton gerilme grafiği çizilmiştir. KH ve GÖ sınır değerleri gösterilmiştir.



Şekil 3.16. Mander betonu birim şekil değiştirme grafiği

Çizelge 3.7. Mander beton modeline göre kolon parametreleri

$f_c =$	25	MPa	Beton karakteristik dayanımı
$f_{yk} =$	420	MPa	Çelik akma sınırı
$b =$	650	cm	Kesit genişliği
$h =$	370	cm	Kesit yüksekliği
$d_p =$	5.00	cm	Paspayı
$d_o =$	5.80	cm	Etriye merkezinden paspayı
$d_m =$	8.20	cm	Boyuna donatı merkezinden paspayı
$b_o =$	638.40	cm	Etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutu
$h_o =$	358.40	cm	Etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutu
$a_i =$	54.54	cm	Kesit çevresindeki boyuna donatıların eksenleri arasındaki uzaklığı
Boyuna donatı			
$n_b =$	348	adet	Boyuna donatı
$\Phi_b =$	32.00	mm	Boyuna donatı çapı
$A_s =$	2798.80	cm ²	Toplam boyuna donatı alanı
$\rho =$	1.16%		
Enine donatı			
$\Phi_e =$	16.00	mm	Etriye çapı
$s =$	10.00	cm	Etriye aralığı
$n_x =$	12	adet	x yönü etriye kol sayısı
$n_y =$	21	adet	y yönü etriye kol sayısı
$\rho_x =$	0.00673	-	x yönü enine donatı hacimsel oranı
$\rho_y =$	0.00661	-	y yönü enine donatı hacimsel oranı
$f_{ex} =$	0.688	MPa	x yönü etkin sargılama basıncı
$f_{ey} =$	0.676	MPa	y yönü etkin sargılama basıncı
$f_e =$	0.682	MPa	y ve yönün ortalaması
$k_e =$	0.243	-	Sargılama etkinlik katsayısı
$f_{ce} =$	32.5	MPa	$f_{cc} =$ 29.4 MPa
$\lambda_c =$	1.18	-	
$E_c =$	28504	MPa	Sargılı beton elastisite
$E_{sec} =$	7796	MPa	Elastisite
$r =$	1.38		değişken
$\varepsilon_{co} =$	0.00200	$ws =$	0.205 $fc =$ 27.1 Mpa
$\varepsilon_{cc} =$	0.00378	$\varepsilon_{cu} =$	0.0124 < 0.018 olduğundan 0.0124 seçildi
$\varepsilon_c =$	0.00200	$x =$	0.52957
$\varepsilon_c^{kh} =$	0.00621	<=0.0135 olması gerektiğinden	
$\varepsilon_c^{G\ddot{O}} =$	0.00833	<=0.018 olması gerektiğinden	

3.4.2 Öngerme çeliği

Demiryollarında yaygın olarak I kesitli prekast kiriş kullanılmaktadır. Bazı projelerde U kanal kesitli öngerme kirişleri de kullanılmıştır. Kullanılan öngerme çeliğinin özellikleri Çizelge 3.8.'de sunulmuştur.

Çizelge 3.8. Kullanılan öngerme halatın mekanik özellikleri

Özellik			Açıklama
270K	270 ksi	1862 N/mm ²	Karakteristik kopma dayanımı f_s'
Kesit alanı	0.6 inç ²	140 mm ² /halat	1 halatın alanı
Halat Anma Çapı	0.6 inç	15.24 mm	1 halatın çapı
Germe anındaki çelik çekmesi	270*0.75=202.5 ksi	1862*0.75=1396 N/mm ²	Germe anında şartname oranı ile çarpılır.
%1 lik akma gerilmesi	270*0.9=243 ksi	1862*0.9=1676 N/mm ²	%1 lik akma gerilmesini şartname 0.9 ile çarpılır
Elastisite Modülü	28000000 psi	193053 N/mm ²	1 psi 0.0068947 N/mm ²
Gevşeme özelliği	%2.5		Düşük Gevşeme özellikli

Öngerme telleri 1.5 mm'den 7 mm'ye kadar olan tellerden kaplamasız, orantılı sınırları yükseltilmiş, gerilmeden arındırılmış tellerdir. Mekanik özellikleri TS3233'de verilmektedir. Çap büyüdükçe Minimum kopma dayanımları 18000 N/mm² den 15000 N/mm² seviyesine düşmektedir. Çizelge 3.9.'da öngerme teli mekanik özellikleri TS3233 göre verilmiştir.

Çizelge 3.9. Öngerme teli mekanik özellikleri (TS3233)

Anma Çapı	Min Kopma Çekme Dayanımı kgf/cm ² (N/mm ²)	Min akam	Kopmada birim uzama % (Minimum)	Elastisite modülü kgf/cm ² (N/mm ²)
		Limiti=%1 Uzamaya Karşılığı Gerilme ¹⁾		
1.5 ila ≤ 3.0	18000 (1800)	Kopma dayanımının %80' i	%4	2.0x10 ⁶ (2.0x10 ⁵)
>3.0 ila ≤ 4.0	17000 (1700)			
>4.0 ila ≤ 12.0	15000 (1500)			

3.4.3 Betonarme donatısı

Köprü çalışmasında S420 çeliği kullanıldığı raporlarında görülmektedir. Söz konusu çeliğin akma sınırı 420 MPa'dır. Akma dayanımı 420 MPa'ın altında olmamalı ve 520 MPa'yı geçmemelidir. Kullanılan çeliğin elastisite modülü 200 000 MPa olarak kabul edilmektedir.

Türk Köprü Deprem Yönetmeliği (TKDY, 2020), donatı çeliği için en büyük birim şekil değiştirme sınırını $\epsilon_s=0.08$ olarak tanımlamaktadır. Bu sınır değer esas alınarak, en büyük Kontrollü hasar (KH) ve göçmenin önlenmesi (GÖ) performans düzeylerine karşılık gelen sınır değerler, yönetmelik'te verilen formül (3.34) ve (3.35) kullanılarak hesaplanmıştır.

Çizelge 3.10. Donatı çeliği model özellikleri (TKDY, 2020)

Kalite	f_{sy} (MPa)	ϵ_{sy}	ϵ_{su}	f_{su} (MPa)	ϵ_{sh}
S420	420	0.0021	0.08	550	0.008

$$\epsilon_{su} = 0.08 \quad (3.33)$$

$$\epsilon_s^{(KH)} = 0.5 * \epsilon_{su} = 0.040 \quad (\text{TKDY, 2020}) \quad (3.34)$$

$$\epsilon_s^{(GÖ)} = 0.67 * \epsilon_{su} = 0.053 \quad (\text{TKDY, 2020}) \quad (3.35)$$

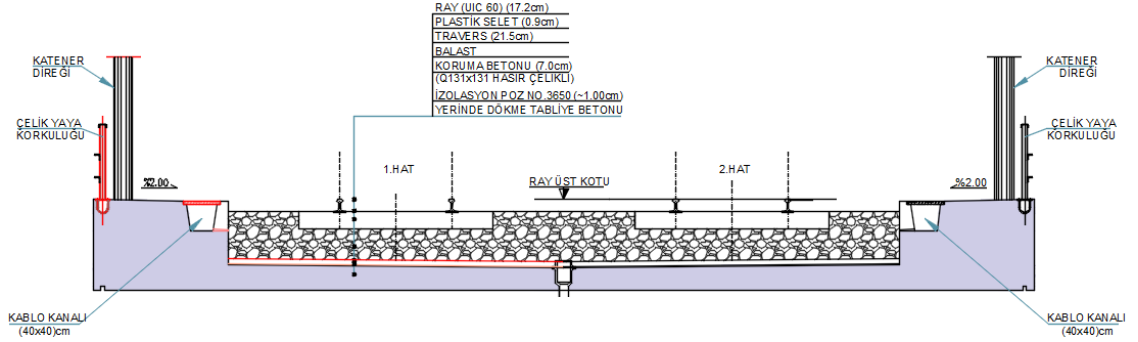
3.5. Demiryolunda Kullanılan Yükler

3.5.1 Zati yükler

Demiryolu köprülerinde zati yükler üst yapıdan gelen zati yükler ve alt yapıya etkiyen zati yükler olarak düşünülebilir. Dinamik bir çözüm yapılacağından üst yapıdan gelen yüklerin hesabı aşağıda tanımlanmıştır.

Yüksek hızlı demiryolu köprülerinin tasarımında, zati yük (köprünün kendi ağırlığı), yapısal analizlerin temelini oluşturur. Zati yükler, köprünün statik davranışını belirlemede kritik bir rol oynar. Ancak bu yüklerin doğru hesaplanması, dinamik etkiler altında köprünün performansını da doğrudan etkiler. Şekil 3.17.'de zati yük hesaplamasında kullanılan tipik üst yapı detayı gösterilmiştir. Üst yapı elemanlarının alan

ölçümleri Autocad programı yardımı ile ölçülmüştür. Çizelge 3.12’de üstyapı için detaylı yük analizi gösterilmiştir. Hesaplanan yük viyadük boyna yön 1m enindeki şerit yüküdür. SAP2000 programında kütle katılım değerini hesap yapmak için kullanılacaktır.



Şekil 3.17. Üstyapı yük kesitinde dikkate alınan elemanlar

Zati yükün hesaplamasında kullanılan Raylar, Demiryolları standartları gereğince UIC 60 ray tipi kullanılmaktadır. 60 rakamı 1 m uzunluğundaki ray kilogram cinsinden ağırlığını ifade eder. UIC 60 tipi ray 1 m ağırlığı 60.34 kg/m dir. Rayların travers elemanına sabitlemek amacıyla kullanılan diğer elemanların birim ağırlığı Çizelge 3.11. de verilmektedir.

Çizelge 3.11. Malzeme birim ağırlıkları (DLH 2007)

Demiryolu Köprülerinin Kaplamaları	Yoğunluk	Birim
Koruyucu beton kaplama	25	kN/m ³
Normal balast (granit, gnays vb.)	20	kN/m ³
Bazal tik balast	26	kN/m ³
Balast ile yataklanmış yapılar		
2 Adet UIC 60 ray	1,2	kN/m ²
Raya tespitleme elemanları ile öngerilmeli beton traversler	4,8	kN/m ²
Metal köşebent ile kuşaklanmış beton traversler	-	kN/m ²
Raya tespitleme elemanları birlikte ahşap traversler	1,9	kN/m ²
Balast ile yataklanmamış yapılar		
Raya tespitleme elemanları ile 2 adet UIC 60 ray	1,7	kN/m ²
Raya tespitleme elemanları ile 2 adet UIC 60 ray, köprü kirişi ve korkuluklar	4,9	kN/m ²
UIC60 (1 m ağırlığı) kg/m	60.34	kg/m

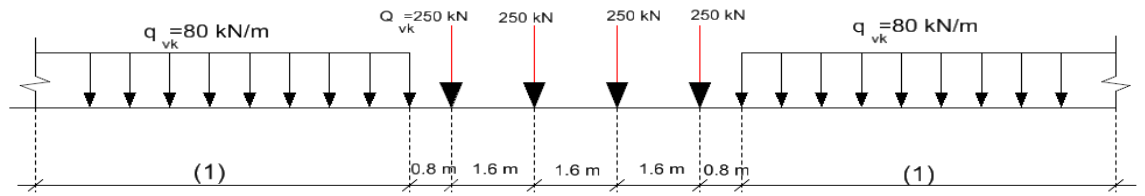
Yüksek hızlı trenler, köprü üzerine ani ve tekrarlayan dinamik yükler uygular. Bu dinamik yükler, tren hızıyla orantılı olarak artarken, köprünün zati yükü ile birleşerek toplam yük kombinasyonlarına dahil edilir (Cai & Shahawy, 2004).

Çizelge 3.12. Üstyapı düşey yük tablosu

Açıklama	Kesitin Alanı	Birim Ağırlık	Yük(kN/m)
Korkuluk	2 Adet	1.5 kN/m	3.00
Koruma Betonu	0.63 m ²	9*22 kN/m	124.74
İzolasyon, Balast, Travers	5.89 m ²	9*20 kN/m	1060.20
Raylar	4 Adet	0.6 kN/m	2.40
Cephe panelleri	2x0.0675	25 kN/m	3.37
Katener Direkleri Solda- Sağda	0.25 kN/m	2 adet var	0.5
Köprü boyuna yönde birim ağırlığı Toplam			1194.21 kN/m

3.5.2 Demiryolu katar yükleri

Yüksek hızlı demiryolu (YHD) projelerinde hareketli yük katar yükü olarak dikkate alınmaktadır. EN1992-2 şartnamesinde katar yükleri LM71, SW/2, SW/0, “yüksük tren” ve HSLM yüklemeleri olarak ifade edilmektedir. Ana hat demiryollarındaki normal demiryolu trafiği için yük modeli LM 71 (Load Model 71), sürekli köprülerde yük modeli SW/0, ana hat demiryollarındaki ağır yük trafiği için yük modeli SW/2, hızı 200 km/saat’ i aşan yolcu trenleri için yük modeli HSLM, yüksüz trenlerin etkisi için yük modeli “boş tren” olarak sıralanabilir. Bu değerler aynı şekilde DLH, 2007 tarafından da kabul edilmiştir.



Şekil 3.18. LM71 yük modeli (UIC, 2006)

Şekil 3.18’ de verilen karakteristik değerler, normal demiryolu trafiğinden daha ağır ya da daha hafif trafik yükü taşıyan hatlar için α katsayısı ile çarpılmalıdır. α katsayısı ile çarpıldığında bu yüklere “sınıflandırılmış düşey yükler” denir. Çizelge 3.13.’de α katsayısı sunulmuştur.

Çizelge 3.13. Katsayılar (UIC, 2006)

α katsayısı	0.75, 0.83, 0.91, 1.0, 1.1, 1.21, 1.33
--------------------	--

Bahse konu katsayılar, trafik koduna, gabari yüksekliğine, dingil ağırlığına, azami hat hızına ve peron uzunluğuna göre 0.75 ile 1.33 arasında değişmektedir. TCDD genel müdürlüğü bu katsayıyı 1.33 olarak almaktadır. Demiryolu yük modeli köprü üzerinde dinamik yük katsayısı (Φ), dikkate alınmasını istemektedir. Dinamik faktör ray bakım kalitesine göre belirlenmektedir.

a) Dikkatli bakımları yapılan ana hat demiryolları için;

$$f_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_f - 0.2}} + 0.82 \quad 1 \leq \phi_2 \leq 1.67 \quad (\text{UIC, 2006}) \quad (3.36)$$

a) Standart bakımı yapılmış hat demiryolları için;

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.73 \quad 1 \leq \phi_3 \leq 2.0 \quad (\text{UIC, 2006}) \quad (3.37)$$

Yukarıdaki formülден (3.36 ve 3.37) yararlanarak formül (3.38) yazılabilir. Bu şekilde köprü üzerinde oluşacak titreşimde dikkate alınmış olur.

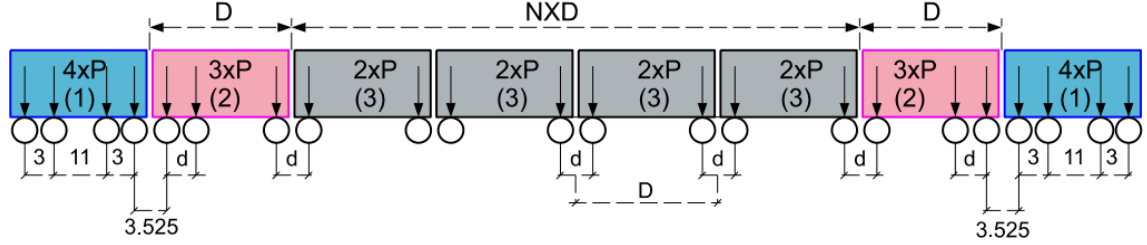
$$L_{\text{Tasarım}} = \alpha * f_3 * L_{\text{LM71}} \quad (3.38)$$

Dinamik katsayılar, basit mesnetli kirişler için belirlenmiştir. $L\Phi$ uzunluğu, diğer mesnet koşullarına sahip başka yapısal elemanlar için de bu katsayıların kullanımına izin verir. Herhangi bir dinamik katsayı belirlenmemiş ise Φ_3 kullanılmalıdır. Dinamik katsayı, aşağıdaki yüklemeler de kullanılamamaktadır;

- Gerçek trenlerden gelen yükler
- Yorulma trenlerinden gelen yükler
- Yüksek Hız Yük Modeli (HSLM)
- “Boş tren” yük modeli

Demiryolu hareketli yükleri hesaplanması LM71 yük modeli ile HSLM (high speed load model) ile karşılaştırmak gerekiyor. HSLM yük modelinde zaman tanım aralığında modelleme yapılarak en büyük sehim miktarı ile LM71 modeli ile karşılaştırmak gerekir.

HSLM yük modeli A tipi ve B tipi olarak iki farklı yük tipi bulunmaktadır. Tip B olarak sınıflandırılan model HSLM-B, n adet vagonlardan oluşan, d aralığındaki ve her biri 170 kN yük getiren modeldir. Çizelge 3.14.'de HSLM_A modeline ait vagon boyutları verilmiştir. Şekil 3.19.' da vagon boyutlarının şematik görüntüsü verilmiştir.



Şekil 3.19. HSLM (a) yük modeli, (1) cer arabası ön ve arka cer arabası eşit, (2) son vagon (ön ve arka son vagon eşit), (3) ara vagonlar (EN-1998-2)

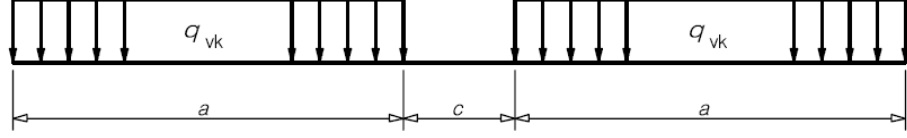
Çizelge 3.14. HSLM-A modeli için vagon boyutları (UNI, 2005)

Universal Tren	Ara vagonların Sayısı N	Vagon Boyu D (m)	Bogie dingil aralığı d (m)	Nokta Yüğü P (kN)
A1	18	18	2.0	170
A2	17	19	3.5	200
A3	16	20	2.0	180
A4	15	21	3	190
A5	14	22	2.0	.0
A6	13	23	2.0	180
A7	13	24	2.0	190
A8	12	25	2.5	190
A9	11	26	2.0	210
A10	11	27	2.0	210

LM71 modeli ağırlık olarak HSML modeli arasında ağırlık bakımından fark olduğundan genelden LM71 modeli proje çalışmalarında yeterli olur. LM71 yüküne ek olarak ağır tren yüklemeleri için SW/2 yük modeli de kullanılır. Bu yük modelinin karakteristik değerleri aşağıda tablo halinde sunulmuştur. Çizelge 3.15.'de SW/0 ve SW/2 ait yük ve boyutları verilmiştir.

Çizelge 3.15. SW/0 ve SW/2 ait kat sayılar (UIC, 2006)

Yük Modeli	q_{vk} [kN/m]	c [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0



Şekil 3.20. SW/2 ve SW/0 yük modeli (UIC, 2006)

3.5.3 Deprem yükleri

Demiryolu proje çalışmaları 01.01.2020 tarihinde yürürlüğe giren Türkiye köprü deprem yönetmeliği (TKDY, 2020) öncesinde AASHTO, LRFD, 2017 veya DLH, yönetmeliklerine göre yapılırken, TKDY, 2020 birlikte performansa göre değerlendirme ve tasarım yaklaşımı esas alınmıştır. Bu yönetmelik kapsamında köprü önem sınıfı (KÖS)1, önemli köprüler olarak sınıflandırmaktadır. Demiryolu köprüleri de TKDY, 2020 madde 3.2.2.1 gereğince önemli köprüler (KÖS=1) olarak kabul edilmektedir. Ancak özel sektör ve kamu iştirakleri tarafından sadece yük taşıma amaçlı inşa edilen ve KÖS=1 tanımına girmeyen, bağlantı vb. hatlarında yer alan standart demiryolu köprülerinin önem sınıfının idare tarafından belirleneceği belirtilmektedir.

Bu yönetmelik kapsamında yeni inşa edilecek bir köprünün tasarımı ve mevcut köprülerin değerlendirilmesi iki aşamalı performans yaklaşımı ile belirlenmektedir. Tasarımda ikinci aşama için bir ön tasarım mahiyetinde olan birinci aşamada, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %30 (100 yılda %50) ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 144 yıl olduğu sıkça deprem yer hareketi altında (DD2a) kesintisiz kullanım (KK) performans hedefi sağlanmalıdır. Bu performans düzeyi, köprü ana taşıyıcı sistem elemanlarında yapısal hasarın meydana gelmediği veya hasarın ihmal edilebilir ölçüde kaldığı duruma karşı gelmektedir. Yapılacak incelemeleri takiben normal trafik akışının da çok kısa sürede sağlanabilmesi öngörülmektedir. İkinci aşamada ise en büyük deprem etkisi olan ve 50 yılda aşılma olasılığının %2 (100 yılda %4) ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 2475 yıl olduğu çok seyrek deprem yer hareketi altında (DD1) kontrolü hasar (KH) performans hedefi sağlanmalıdır. Bu performans düzeyi, köprü ana taşıyıcı sistem elemanlarında çok ağır olmayan ve çoğunlukla onarılması mümkün olan kontrollü hasar düzeyine karşı gelmektedir. Onarım sırasında yapının bir süre servis dışı kalması mümkündür. Depremden sonra sınırlı onarımlarla acil müdahale araçlarının geçişine imkân verilebilecektir (TKDY, 2020).

TKDY, 2020 köprüleri taşıyıcı sistem davranışı kritik köprü veya kritik olmayan köprüler olarak değerlendirmektedir. Buna göre köprü ayak yüksekliği, doğal titreşim

periyodu, verev açısı, yatay kurda kurpta ve/veya düşey kurp da olması gibi durumların da değerlendirerek köprüyü kritik ve/veya kritik olan veya kritik olmayan olarak değerlendirmektedir.

Çizelge 3.16. Kritik köprülerinin TKDY, 2020 değerlendirilmesi

Taşıyıcı sistem davranışı kritik olan köprüler	
Basit köprüler dışında, aşağıda belirtilen özelliklerin en az birine sahip standart köprüler taşıyıcı sistem davranışı kritik köprüler olarak tanımlanmışlardır	(a) Ayak – tabliye bağlantıları monolitik olan köprüler
	(b) Ön üretimli basit kirişlerle oluşturulan köprüler dışında herhangi bir ayağının yüksekliği 30 m’den fazla olan köprüler
	(c) Ön üretimli basit kirişlerle oluşturulan ve herhangi bir ayağının yüksekliği 20 m’den fazla olan köprüler
	(d) Boyuna veya enine doğrultuda hâkim doğal titreşim periyodu 1.5 s’den uzun olan köprüler
	(e) Herhangi iki ayak arasındaki veya aynı ayakta herhangi iki kolon arasındaki yükseklik oranı (kısa kolonun uzun kolona oranı) 0.8’den küçük olan köprüler
	(f) Verev açısı 20 dereceden büyük olan köprüler
	(g) Yatayda ve/veya düşeyde kurp da olan köprüler
TKDY, 2020 Madde 3.7.2 – 3.7.1’de belirtilenler dışındaki standart köprüler, taşıyıcı sistem davranışı kritik olmayan köprüler olarak tanımlanmışlardır.	

TKDY, 2020 yönetmeliği öncesinde köprü hesaplamalarında elastik ötesi davranış modeli ilgili idarenin istemesi halinde yapılmakta iken, TKDY, 2020 yönetmeliği köprü hesaplamalarında ve değerlendirmelerinde KÖS=1 olan demiryolu köprüleri için 1 veya 2 aşamalı olarak istemektedir. Eğer deprem tasarım sınıfı DTS=1,2,3 ise 2 aşamalı hesap, DTS=4 ise 1 aşamalı hesap yapılmaktadır. Çizelge 3.17.’de görüleceği gibi deprem tasarım sınıfına göre doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlere göre hesap yapılmakta, doğrusal olmayan yöntemlerde şekilde değiştirmeye göre analiz edilmesi gerekmektedir.

Yüksek hızlı trenler köprüler üzerinde kısa süreli, yüksek yükler altında davranış sergiler. Çözümlerde elastik davranış modeline göre çözümler gerçekleştirilir. Doğrusal olmayan davranış sergiler. Doğrusal olmayan analiz, yapıların yük altında nasıl davranacağını daha iyi anlamayı sağlayarak daha güvenli tasarımların yapılmasına yardımcı olur. Çatlak oluşumu, betonun ezilmesi, çelik donatıların akması ve yapısal elemanın geometrik değişimleri gibi faktörleri, şekil değiştirmeye göre analiz, TKDY, 2020 ile hesabın daha gerçekçi davranış modeli ile incelenmesini istemektedir.

Çizelge 3.17. TKDY, 2020 göre analiz yöntemi (Taşıyıcı sistem davranışı kritik olan standart köprüler için deprem etkisi altında hesap ve değerlendirme yöntemleri)

Köprü önem sınıfı	Hesap ve değerlendirme aşaması	Deprem yer hareketi düzeyi	Deprem tasarım sınıfı		
			DTS=1	DTS=2,3	DTS=4
KÖS=1	Birinci aşama	DD-2a	<u>Yöntem 1</u> doğrusal hesap / dayanıma göre değerlendirme	<u>Yöntem 1</u> doğrusal hesap / dayanıma göre değerlendirme	<u>Yöntem 1</u> doğrusal hesap / dayanıma göre değerlendirme
	İkinci aşama	DD-1	<u>Yöntem 2.3</u> doğrusal olmayan hesap (zta)/ Şekil değiştirmeye göre değerlendirme	<u>Yöntem 2.1 (*)</u> doğrusal hesap / Şekil değiştirmeye göre değerlendirme	-
KÖS=2	Birinci aşama	DD-3	<u>Yöntem 1</u> doğrusal hesap / dayanıma göre değerlendirme	<u>Yöntem 1</u> doğrusal hesap / dayanıma göre değerlendirme	<u>Yöntem 1</u> doğrusal hesap / dayanıma göre değerlendirme
	İkinci aşama	DD-1	<u>Yöntem 2.2</u> doğrusal olmayan hesap (itme yön) Şekil değiştirmeye göre değerlendirme	<u>Yöntem 2.1 (*)</u> doğrusal hesap / Şekil değiştirmeye göre değerlendirme	-
KÖS=3	Birinci aşama	DD-3	<u>Yöntem 1</u> doğrusal hesap / dayanıma göre değerlendirme	<u>Yöntem 1</u> doğrusal hesap / dayanıma göre değerlendirme	<u>Yöntem 1</u> doğrusal hesap / dayanıma göre değerlendirme

Bu yönetmelik kapsamında köprünün kazıklı veya kazıksız olmasına karar verilmektedir. Zemin sınıfı ZD, ZE ve ZF sınıfları için orta ayak ve kenar ayak için kazık kullanılmasını zorunlu kılmaktadır. Çizelge 3.18.'de kenar ayak veya orta kolonlarda yerel zemin sınıfına göre kazık ihtiyaç tablosu verilmiştir.

Çizelge 3.18. TKDY, 2020 kazık ihtiyaç tablosu

Yerel zemin sınıfı	Kenar ayak	Orta ayak
ZA	Geoteknik rapora göre değerlendirilir.	Geoteknik rapora göre değerlendirilir.
ZB	Geoteknik rapora göre değerlendirilir.	Geoteknik rapora göre değerlendirilir.
ZC	Geoteknik rapora göre değerlendirilir.	Geoteknik rapora göre değerlendirilir.
ZD	Zemin İyileştirilmesi yoksa, kazıklı temel, keson veya derin temel	Zemin İyileştirilmesi yoksa, kazıklı temel, keson veya derin temel
ZE	Kazık zorunlu	Kazık zorunlu
ZF	Kazık zorunlu	Kazık zorunlu

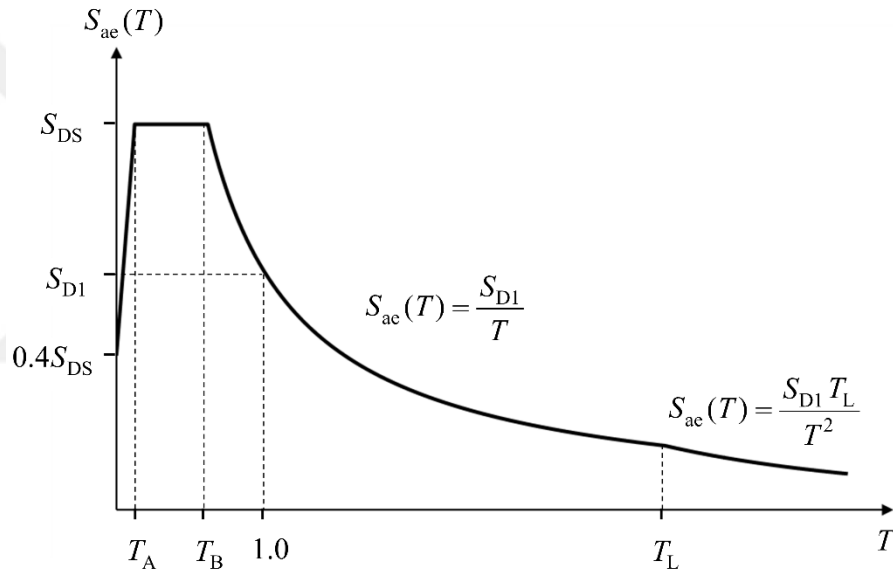
TKDY, 2020'ye göre deprem yatay tasarım spektrumu ve formülleri aşağıda verilmiştir. $S_{ac}(T)$, doğal titreşim periyoduna bağlı olarak yerçekimi ivmesi $[g]$ cinsinden verilmektedir.

$$S_{ac}(T) = \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_A} \right) S_{DS} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (3.39)$$

$$S_{ac}(T) = S_{DS} \quad (T_A \leq T \leq T_B) \quad (3.40)$$

$$S_{ac}(T) = \frac{S_{D1}}{T} \quad (T_B \leq T \leq T_L) \quad (3.41)$$

$$S_{ac}(T) = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (T_L \leq T) \quad (3.42)$$

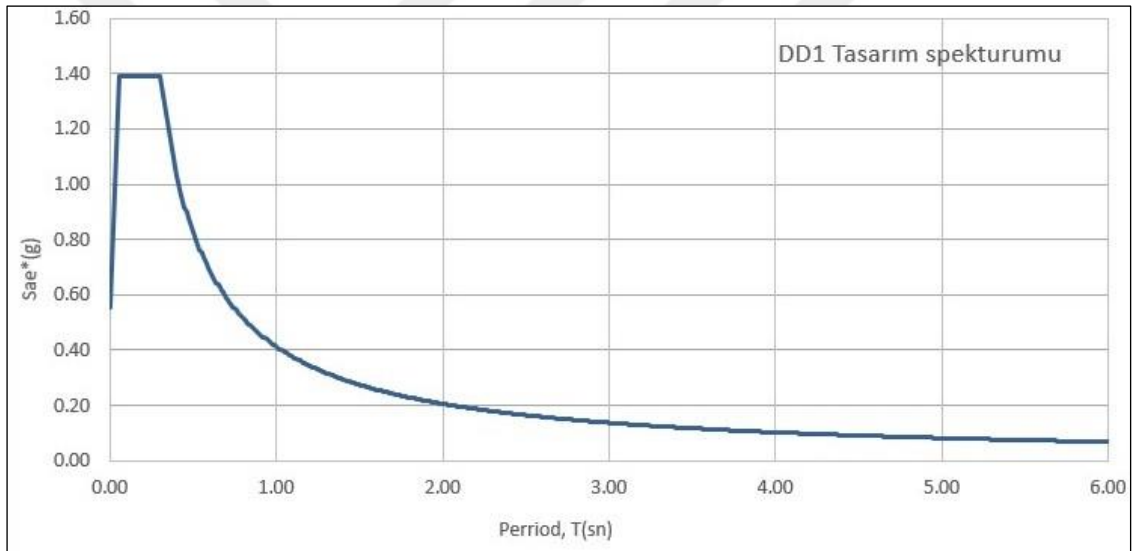


Şekil 3.21. Yatay tasarım deprem spektrumu (TKDY, 2020)

DD-1 deprem yer hareketi, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %2 (100 yılda %4) ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 2475 yıl olduğu çok seyrek deprem yer hareketini nitelemektedir. Bu deprem yer hareketi göz önüne alınan en büyük deprem yer hareketi olarak da adlandırılmaktadır. Çizelge 3.19.'da çalışmada dikkate alınan Banaz-Eşme arası V17 viyadüğünün lokasyonuna ait Türkiye Deprem Tehlike Haritası (TDTH), 2018 verileri, Şekil 3.22.'de ise Şekil 3.21.'daki bilgilere göre elde edilen DD1 depremine ait ivme tasarım spektrumu görülmektedir.

Çizelge 3.19. TDTH, 2018 DD1 tasarım spektrumu

Zemin sınıfı	ZC	
Enlem	38.407368°	
Boylam	29.162546°	
Deprem Yer Hareketi	DD-1	2475 yıl
Yer ivmesi, PGA	0.477	G
Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı, S _s	1.158	
1sn periyot için harita spektral ivme katsayısı, S ₁	0.275	
Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı, S _{DS}	1.390	
1sn periyot için tasarım spektral ivme katsayısı, S _{D1}	0.413	
T = 0 saniyedeki tasarım spektral ivme katsayısı, S _a	0.556	
T _A =0.059 sn T _B =0.297 sn		

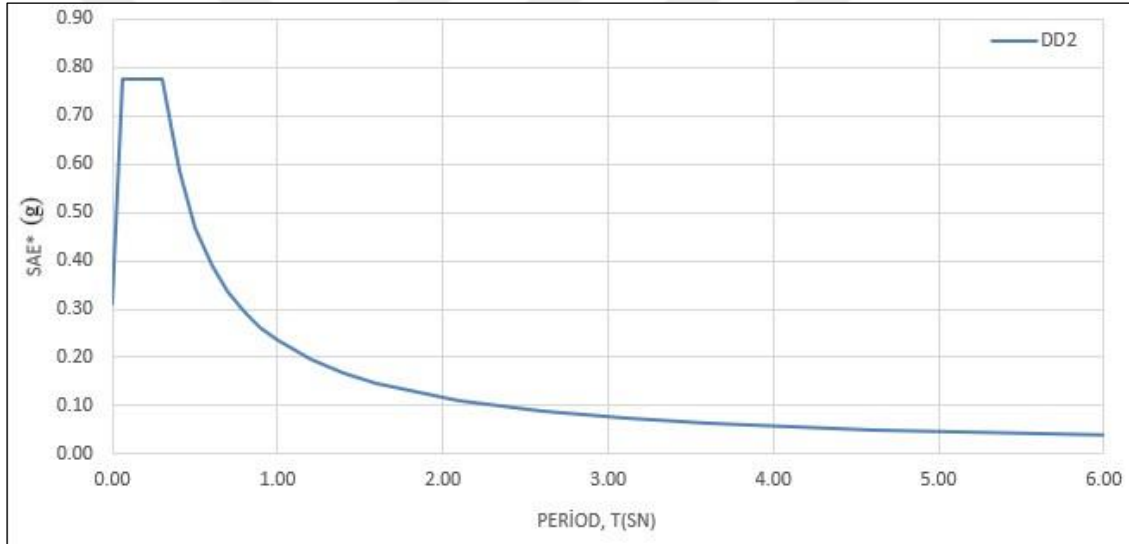


Şekil 3.22. DD1 tasarım spektrumu grafiği

DD-2 deprem yer hareketi ise, spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığının %10 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 475 yıl olduğu çok seyrek deprem yer hareketini nitelemektedir. Bu yer hareketi yönetmelikte deprem tasarım sınıflarının tanımlanması için kullanılmaktadır. Çizelge 3.20.'de çalışmada dikkate alınan Banaz-Eşme arası V17 viyadüğünün lokasyonuna ait Türkiye Deprem Tehlike Haritası (TDTH), 2018 verileri, Şekil 3.22.'de ise Şekil 3.23.'daki bilgilere göre elde edilen DD2 depremine ait tasarım spektrumu görülmektedir.

Çizelge 3.20. TDTH, 2018 DD2 tasarım spektrumu

Zemin sınıfı	ZC	
Enlem	38.407368°	
Boylam	29.162546°	
Deprem Yer Hareketi	DD-2	475yıl
Yer ivmesi, PGA	0.261	G
Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı, S _s	0.621	
1sn periyot için harita spektral ivme katsayısı, S ₁	0.156	
Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı, S _{DS}	0.777	
1sn periyot için tasarım spektral ivme katsayısı, S _{D1}	0.234	
T = 0 saniyedeki tasarım spektral ivme katsayısı, S _a	0.311	
T _A =0.060 sn T _B =0.301sn		



Şekil 3.23. DD2 tasarım spektrumu grafiği

TKDY, 2020'ye göre düşey deprem etkisi, $KÖS=1,2$ ve $DTS=1,2$ olan köprülerde herhangi bir açıklığın 80 m'den fazla olması durumunda dikkate alınmaktadır. Bu nedenle bu çalışma kapsamında ilgili şart sağlanmadığı için düşey deprem etkisi dikkate alınmamıştır.

3.6. Zaman Tanım Alanında Hesap İçin Deprem Kayıtlarının Seçimi

Zaman tanım aralığında hesap yapmak için deprem kayıtları seçilecek ve seçilen deprem kayıtları sahada beklenen deprem düzeyi ile uyumlu olması için

ölçeklendirilmiştir. Bu kapsamda proje sahasına özel kayıtlar için sismik saha karakterizasyonu araştırması yapılmalıdır. Buna göre saha yakın gerçekleşen geçmiş deprem ve aktif fayların potansiyel büyüklükleri alt başlıklarda incelenmiştir.

Zaman tanım alanında hesap (ZTAH) yöntemi TKDY, 2020 yönetmeliğinde köprünün 2 veya 3 boyutlu deprem hesabında gerekli deprem yer hareketlerinin tanımlanması yapılmıştır. Kullanılacak deprem kayıtlarının seçimi ve basit ölçeklendirme yöntemi ile ölçeklendirilmesi veya spektral uyum sağlanacak şekilde dönüştürülmesi için, köprü taşıyıcı sistemlerinin zaman tanım alanında deprem hesabında kullanılacak deprem kayıtlarının seçimi, tasarıma esas deprem yer hareketi düzeyi ile uyumlu deprem büyüklükleri, fay uzaklıkları, kaynak mekanizmaları ve yerel zemin koşulları dikkate alınarak, köprünün bulunduğu bölgede tasarıma esas deprem yer hareketi düzeyi ile uyumlu geçmiş deprem kayıtlarının mevcut olması durumunda öncelikle bu kayıtlar kullanılacaktır. Seçilen kayıtların meydana gelmiş depremlerin ve kaydedilmiş deprem kayıtları ile benzeştirilmiş olmasını istemektedir. Zaman tanım aralığında yapılacak hesap yöntemi için yedi adet deprem kaydı kullanılacaktır. Aynı depremden seçilen kayıtların sayısı üçü geçemez hükmü vardır. (TBY, 2020).

Zaman tanım alanında hesap yöntemi ile analiz yapılırken ilk olarak bir ivme spektrumu hedef spektrumu olarak belirlenir. Fay tipi, deprem süresi, faya yakınlık, deprem şiddet ve büyüklüğü, zemin koşulları gibi parametreler dikkate alınarak dünya üzerinde geçmiş yıllarda yaşanmış benzer depremlere ait ivme-zaman kayıtları seçilir ve ölçeklendirilir.

3.7. Geçmiş Yıllarda Proje Sahasına Yakın Oluşan Depremler

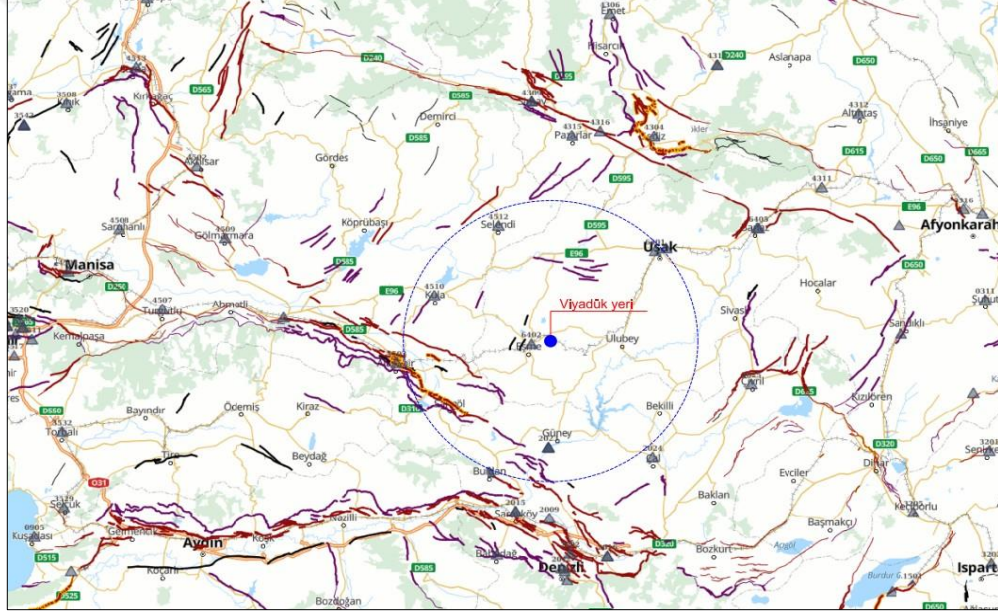
TKDY, 2020, köprünün bulunduğu bölgede tasarıma esas deprem yer hareketi düzeyi ile uyumlu geçmiş deprem kayıtlarının mevcut olması durumunda öncelikle bu kayıtların kullanılmasını istemektedir. Bu amaçla aktif deprem kaynaklarının, tekrarlanma aralıklarının ve oluşacak yer hareketi genliklerinin, incelenmesinde 200 km çapında bir alan dikkate alınmıştır.

AFAD Türkiye İvme Veri tabanı ve analiz Sistemi sitesinden geçmiş yıllarda yaşanan depremler ayrıntılı olarak incelenmiştir (AFAD, n.d.). Yapılan incelemeler neticesinde seçilecek deprem kayıtlarına ait kriterler belirlenmiştir. Deprem kayıtları seçilirken 200 km çaplı alan içerisinde kalmaya dikkat edilmiştir (Şekil 3.26.)

Banaz-Eşme arasında kalan V17 viyadüğü, Ankara-İzmir Yüksek Hızlı Demiryolu Projesi kapsamında yer almakta olup, zemin etüt raporları incelendiğinde proje sahasının ZC zemin sınıfında yer aldığı anlaşılmaktadır.

Sahada geçmiş yıllarda oluşan depremler incelendiğinde 5 ve üzeri büyüklükteki depremler Çizelge 3.22.'de listelenmiştir. Çizelge 3.22.'de görüldüğü gibi, en büyük deprem magnitudü 6.4 olarak belirlenmiştir.

TKDY, 2020 ZTAH yapılabilmesi adına, proje sahasını etkileyebilecek tüm aktif sismik kaynakların ele alınmasını ve detaylandırılmasını istemektedir. Yönetmelikte yer alan bu şartlara göre sismik aktivitelerin meydana gelebileceği fayların, olası depremlerin tekrarlanma periyotlarının ve bu yer hareketlerine ait diğer sismik parametrelerin dikkate alınması gerekmektedir.

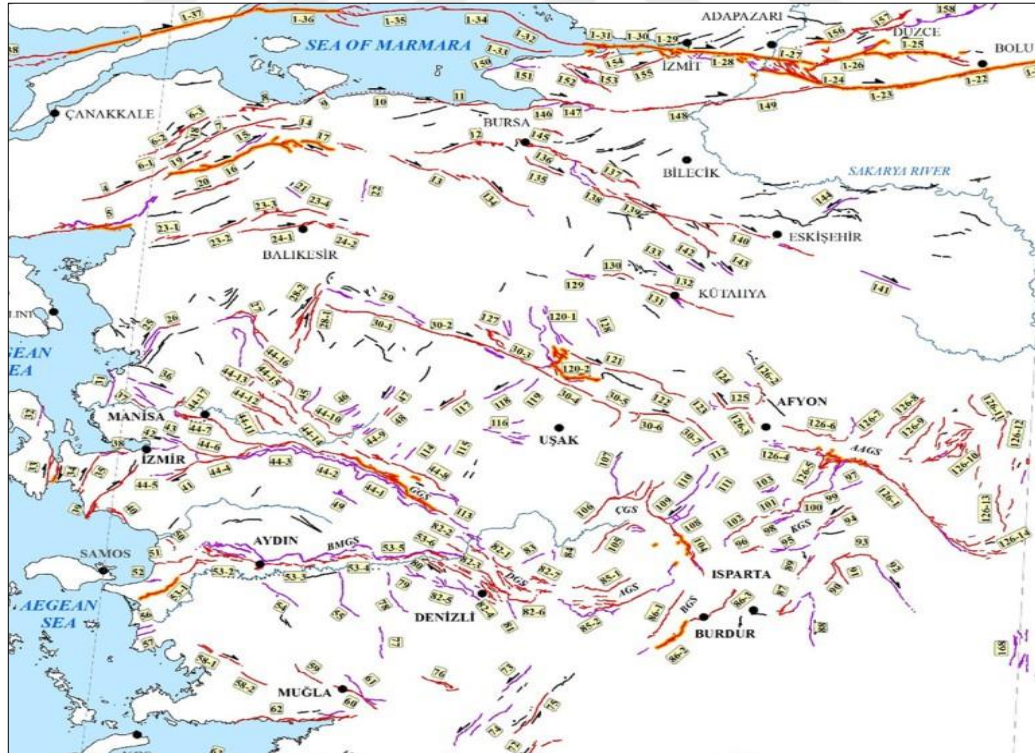


Şekil 3.24. Viyadük yeri ve fay hatları (AFAD)

Bununla ilgili olarak Emre ve diğ., 2016 çalışması dikkate alınmıştır. İlgili çalışmada Türkiye sınırları içinde yer alan diri fayların öznitelik bilgileri hazırlanmıştır. Emre ve diğ., 2016 çalışmalarında, 1992 yılında hazırlanan ülkemizdeki ilk fay haritasını (Şaroğlu ve diğ., 1992) dikkate almışlar ve güncellemişlerdir. Türkiye diri fay haritasında verilen fay zonları veya sistemleri 485 adet segmente ayrılmış, yapılan küçük değişiklikler ile segment sayısı 553 olmuştur. Şekil 3.25.'de, çalışmada dikkate alınan viyadüğün bulunduğu bölgede, Emre ve diğ., 2016 tarafından dikkate alınan faylar ve kod numaraları gösterilmiştir.

Çizelge 3.21. Dönemsel olarak meydana gelen $MG \geq 5.0$ depremler (AFAD)

Deprem Kimlik No	Tarihi	Boylam	Enlem	MAG.	Derinlik (km)	Yer	Viyadüğe Uzaklık (km)
510421	31.08.2021	30.1641	39.0133	5.00	12.07	Altıntaş Kütahya	54.10
444581	08.08.2019	29.5840	37.8510	6.00	10.92	Bozkurt Denizli	92.90
163298	03.05.2012	29.1022	39.1292	5.40	10.90	Simav Kütahya	72.20
128573	19.05.2011	29.0820	39.1328	5.70	24.46	Simav Kütahya	73.70
69038	25.04.2008	29.2515	37.8102	5.30	19.30	Denizli	75.30
253439	26.07.2003	28.9132	38.0566	5.40	21.30	Buldan Denizli	98.20
241609	03.02.2002	30.8760	38.6280	5.80	24.90	Çobanlar Afyon	102.00
250371	21.04.2000	29.3640	37.8770	5.40	19.90	Honaz Denizli	94.30
240871	01.10.1995	30.1606	38.0460	5.30	28.40	Çıvrıl Denizli	81.00
240844	26.09.1995	30.1473	38.0678	5.10	5.10	Çıvrıl Denizli	78.40
240861	01.10.1995	30.1515	38.0561	6.40	5.00	Çıvrıl (Denizli)	79.70

**Şekil 3.25.** Faylar ve kod numaraları (Emre ve diğ., 2016)

Şekil 3.24'te gösterilen fayların viyadüğe yaklaşık uzaklıkları (Google Earth sisteminden yaklaşık elde edilmiştir), Emre ve diğ., 2016 çalışmasında belirtilen ilgili fay

uzunlukları ve üretebilecekleri en büyük depremler Çizelge 3.23.'de gösterilmiştir. Çizelge 3.22.' de F fayı, S segmenti, RL sağ yanal atımlı fay, LL sol yanal atımlı fay, NN normal fayı ifade etmektedir.

Çizelge 3.22. Emre ve arkadaşları tarafından hazırlanan fayların tahmini Magnitüdü ve viyadüğe uzaklıkları

Fay			Uzunluk (km)	Viyadüğe Uzaklığı (km)	Tahmini Magnitüde
Segment	Tipi	Kod No			
Şaphane S.	RL	30-3	23	34.90	6.69
Abide S.	RL	30-4	33	23.50	6.86
Banaz S.	RL	30-5	3	3.10	6.71
İsimsiz	LL	46	10	80.00	6.28
İsimsiz	LL	47	9	63.00	6.23
İsimsiz	LL	48	23	63.00	6.66
Alaşehir S.	NN	44-1	45	32.00	7.04
Salihli S.	NN	44-2	30	45.00	6.81
Akçapınar S.	NN	44-3	14	73.00	6.37
Killik F.	NN	44-8	50	20.00	7.1
Pamukören S.	NN	53-5	26	32.00	6.73
Atça S.	NN	53-4	34	43.00	6.88
İnçirliova S.	NN	53-2	31	53.00	6.83
İsimsiz F.	NN	83	12	77.00	5.90
İsimsiz F.	NN	84	6	79.00	6.50
İsimsiz F.	NN	85-1	13	91.00	5.90
	NN	105-1	11		6.23
Baklan F.	NN	105-2	14	53.00	6.37
	NN	105-3	8		6.05
Çivril F.	NN	106-1	24	40.40	6.70
	NN	106-2	20		6.58
Sivaslı F.	NN	107	24	12.70	6.71
İsimsiz	LL	114		40.00	6.12
İsimsiz	NN	115		25.00	5.94
Güre F.	NN	116	21	57.00	6.61
Selendi F.	RL+NNN+	117	16	44.00	6.45
Rahmanlar F.	NN	118	22	83.00	6.60
Kızıllüzüm F.	NN	119	10	57.00	6.18
	NN	120-1	22		6.63
Emet S.	NN	120-3	23	70.00	6.69
	NN	120-3	38		6.93
Naşa F.	NN	127	21	70.00	6.61
Çavdarhisar F	NN	128	12	53.00	6.28

3.8. Deprem Kayıtlarının Seçimi

Çizelge 3.22. ve Çizelge 3.23.'de birlikte ele alındığında, bölgedeki fayların, Çizelge 3.22'de özetlenen geçmiş depremlere kıyasla daha büyük deprem üretme potansiyelleri bulundukları anlaşılmaktadır. Bu nedenle Çizelge 3.22.'deki deprem kayıtlarının kullanılması yerine, ölçeklenecek deprem kayıtları Pasifik deprem mühendisliği araştırma merkezi zemin araştırma merkezi veri tabanı sitesinden alınmıştır. Çalışmalarda ilgili veri tabanından elde edilen AT2 (ivme-zaman) formatı verileri kullanılmıştır.

Söz konusu veri tabanı sitesi farklı yöntemlerle deprem kaydı indirmeye müsaade etmektedir. Bunlardan bir tanesi depremin episantr koordinatlarının bilinmesi halinde lokasyona göre filtreleme, bir diğeri ASCE kod sistemi kullanılarak araştırma yapılmasıdır. Deprem kaydı araştırmasında DD1 (50 yılda aşılma olasılığı %2 olan ve tekrarlanma periyodu 2475 yılda bir olan en şiddetli deprem) düzeyindeki depremlere ait ivme kayıtları kullanılmıştır. Şekil 3.25.'da ilgili veri tabanında yapılan örnek bir filtreleme ekranı görülmektedir.

Search

These characteristics are defined in the NGA-West2 Flatfile. You need to re-run Search when any of these parameters are updated.

Record Characteristics:

RSN(s) : RSN1,...RSNn

Event Name :

Station Name :

Search Parameters:

Fault Type : Normal+Reverse

Magnitude : 4,8

min,max

RJB(km) : 0,100

min,max

Rrup(km) :

min,max

Vs30(m/s) : 360,1500

min,max

D5-95(sec) :

min,max

Pulse : Any Record

Additional Characteristics:

Max No. Records :

(≤100)

Initial ScaleFactor :

min,max

Suite

Spectral Ordinate : SRSS

Damping Ratio : 5%

Suite Average : Arithmetic

Scaling

Scaling Method : Minimize MSE

MSE = Computed Weighted Mean Squared Error of record, and suite average, wrt target spectrum.

Weight Function

Used in both search and scaling when computing MSE. Values can be updated for rescaling. Intermediate points are interpolated with $W = f_{\ln}(\log(T))$

Period Points : 0.1,2 (T1,T2, ... Tn)

Weights : 1,1 (W1,W2, ... Wn)

W

Period (sec)

Şekil 3.26. Pasifik deprem mühendisliği araştırma merkezi veri tabanı görüntüsü

Banaz-Eşme arası V17 viyadüğü esas alınarak seçilen deprem kayıtları aşağıda listelenmiş olup, TKDY, 2020'ye uygun olarak Çizelge 3.24.'de gösterilen 7 adet deprem kaydı seçilmiştir. Seçim sırasında dikkate alınan hususlar aşağıdaki gibi özetlenebilir.

- Deprem araştırma enstitüsü deprem ölçeklendirilmesi için, hedef deprem spektrumu yüklenmesine müsaade etmektedir. Hedef spektrum yüklemesi yapılmıştır.
- Zemin sınıfı ZC olup, dolayısı ile seçilecek deprem, $V_{s30} = 360 \sim 760$ arasında olması dikkat edildi.
- Viyadük yakınında yakınındaki fayların normal atımlı fay olduğu görülmüştür.
- Ölçeklendirilmesi sırasında 0.1-4 sn arasında periyod uyuşmasına sağlayacak şekilde program özelliğine dikkat edilmiştir.
- Deprem araştırma enstitü tarafından hazırlanan raporda ölçeklendirme büyüklüğü farklılıklar göstermektedir. Bu tez çalışmasında yüksek ölçeklendirme katsayısının kullanılmamasına dikkat edilmiştir.
- Bölgenin fay etkisi altında olması nedeniyle normal atımlı fay seçilmiştir.
- AFAD, $PGA=0.447g$ olarak vermektedir. Seçilen deprem takımlarında ölçeklendirme açısından değerlendirildiğinde bu değere yakın PGA seçilmesine dikkat edildi.

Çizelge 3.23. Seçilen deprem kayıtları [NGA-West2 Veritabanı]

Deprem İsmi	Yıl	PGA	Magnitüde	Mekanizma	V_{s30} (m/sec)	Rjb (km)	Süresi sn
Tabas-Iran	1978	0.409	7.35	RL	471.53	0.00	21
Loma Prieta	1989	0.484	6.93	RL	561.43	19.97	40
Landers	1992	0.283	7.28	NN	379.32	11.03	44
New Zealand-02	1987	0.296	6.6	NN	551.3	16.09	25
Mammoth Lakes	1980	0.530	6.06	NN	382.12	1.1	30
Cerro Prieto	1979	0.16	6.53	LL	471.53	15.19	64
Corinth_ Greece	1981	0.236	6.6	NN	361.4	10.27	41

3.9. Spektral Uyuşum ve Ölçeklendirme

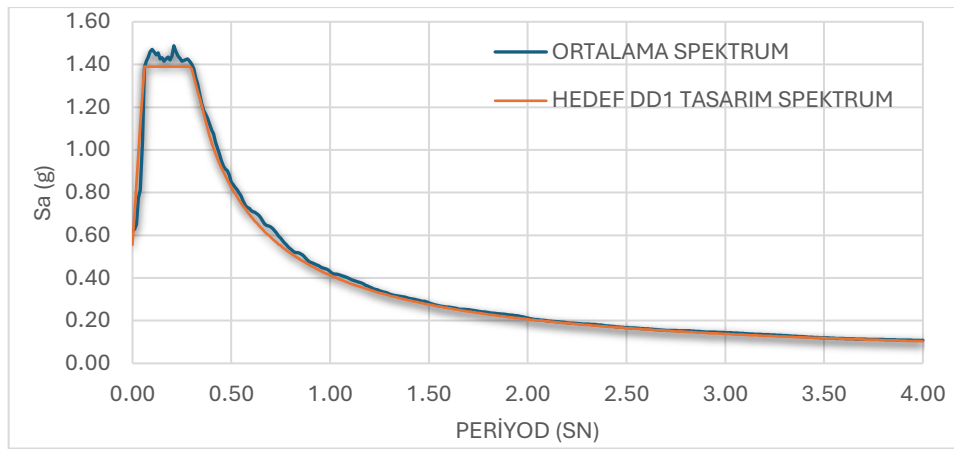
Seçilen 2x7 adet deprem kaydı takımları, dikkate alınan DD1 hedef spektrumuna göre ölçeklendirilmelidir. TKDY, 2020 seçilen ivme kayıtlarının, basit ölçeklendirme yöntemi ile ölçeklendirilebileceğini veya spektral uyumu sağlanacak şekilde dönüştürülebileceğini belirtmektedir.

Basit ölçeklendirme yapılması durumunda, bir veya iki boyutlu hesap için seçilen tüm kayıtlara ait spektrumların ortalamasının $0.2T_p$ ve $1.5T_p$ periyotları arasındaki genliklerinin, tasarım spektrumunun aynı periyot aralığındaki genliklerinden daha küçük olmaması kuralına göre, deprem yer hareketlerinin genliklerinin ölçeklendirilmesini istenmektedir. Ayrıca seçilen tüm kayıtlara ait bileşke spektrumların (karelerin toplamının karekökü spektrumu) ortalamasının yine $0.2T_p$ ve $1.5T_p$ periyotları arasındaki genliklerinin, TKDY, 2020’de tanımlanan tasarım spektrumunun aynı periyot aralığındaki genliklerine oranının 1.3’ten daha küçük olmaması gerekmektedir.

Seçilen ivme kayıtlarının uyumu sağlayacak şekilde dönüştürülmesi için SeismoMatch, 2020 programından faydalanılmıştır. Çizelge 3.25.’de gösterilen köprü titreşim periyotları dikkate alınarak, dönüştürülen kayıtların spektrumlarının ortalamasının, tüm periyotlar için hedef tasarım spektrumundan daha küçük olmadığı Şekil 3.27.’de gösterilmiştir.

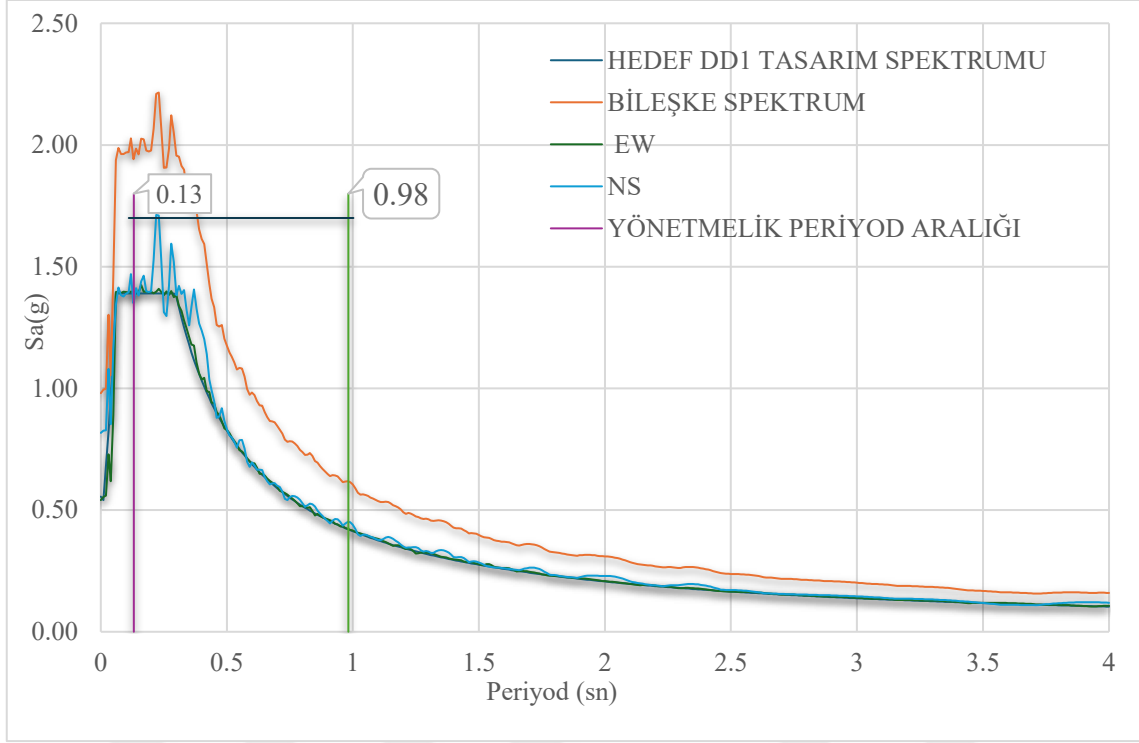
Çizelge 3.24. Hâkim doğal periyodu (sn)

	T_p	$0.2T_p$	$1.5T_p$
X YÖNÜ	0.6566	0.1313	0.9849
Y YÖNÜ	0.4835	0.0967	0.7253

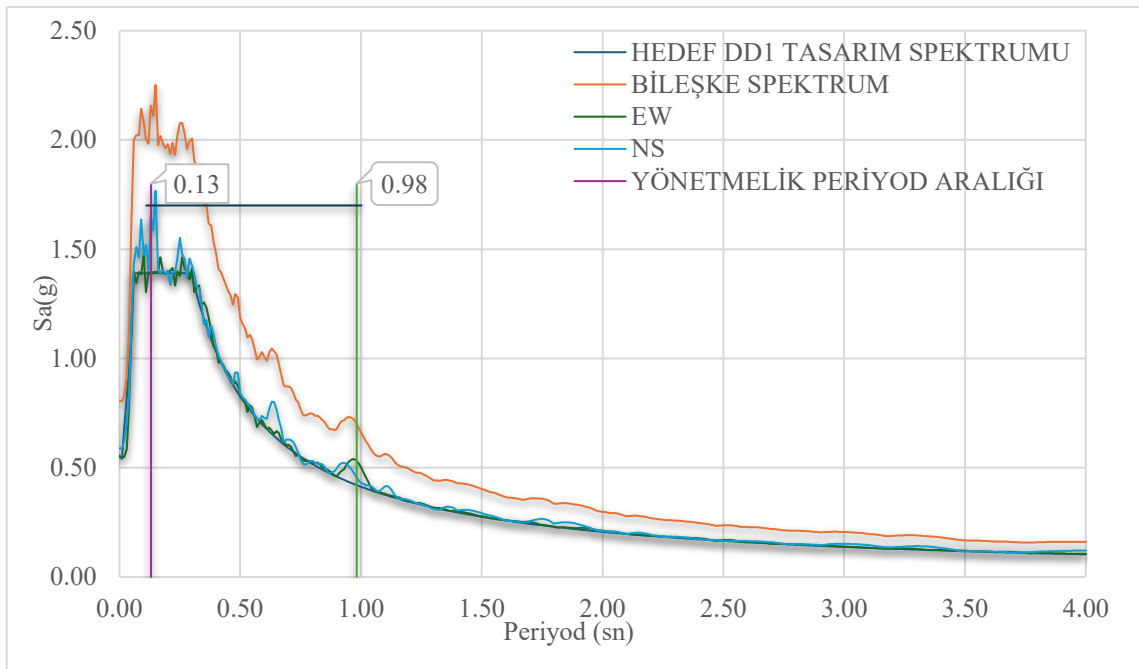


Şekil 3.27 Dönüştürülen kayıtların spektrumlarının ortalamasının, tüm periyotlar için hedef tasarım spektrumunu ile karşılaştırılması

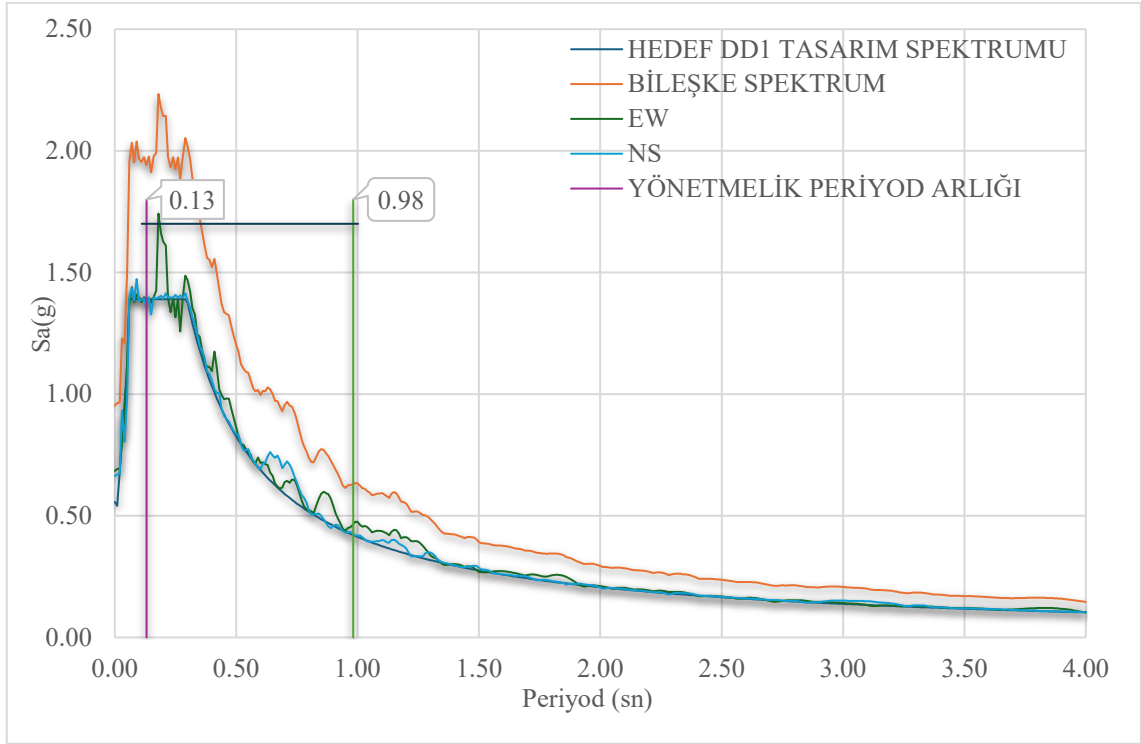
Ölçeklenen 7 deprem kaydına bileşke spektrum, tasarım spektrumu, Şekil 28,29,30,31,32,33,34.'de gösterilmiştir. Ayrıca grafikler üzerinde yönetmeliğin belirlemiş olduğu periyod aralığı gösterilmiştir.



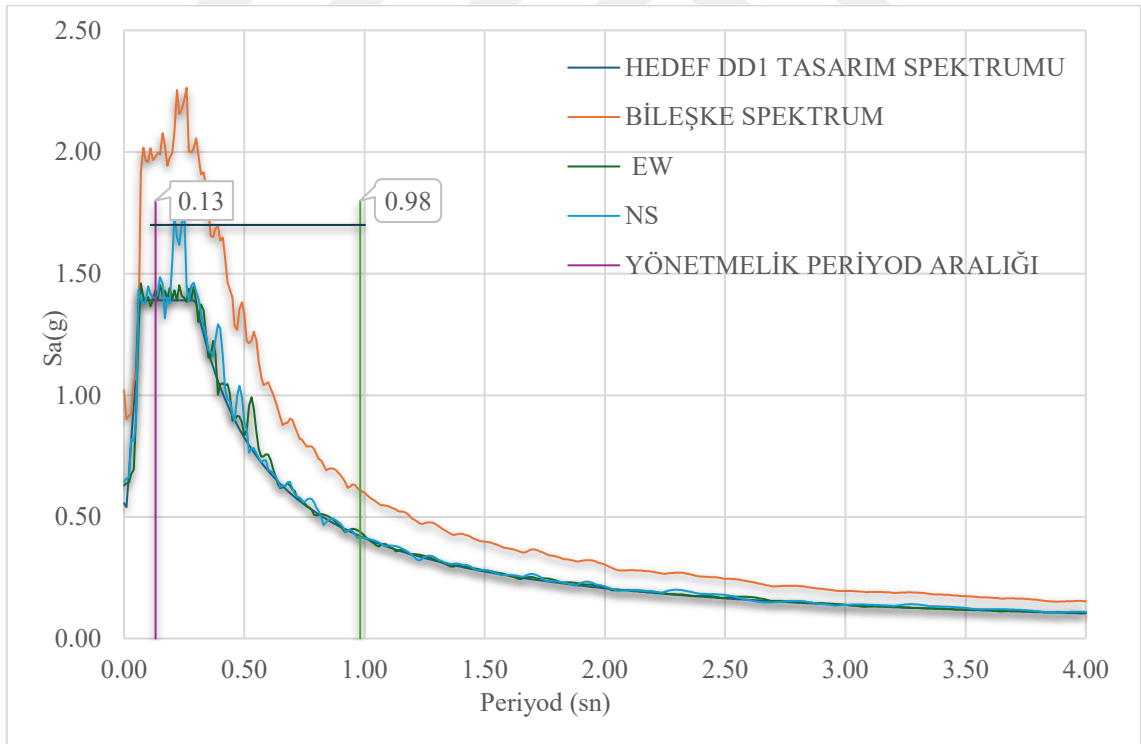
Şekil 3.28. Tabas-İran depremi uyuşturulmuş ivme kayıtları ve hedef spektrumu



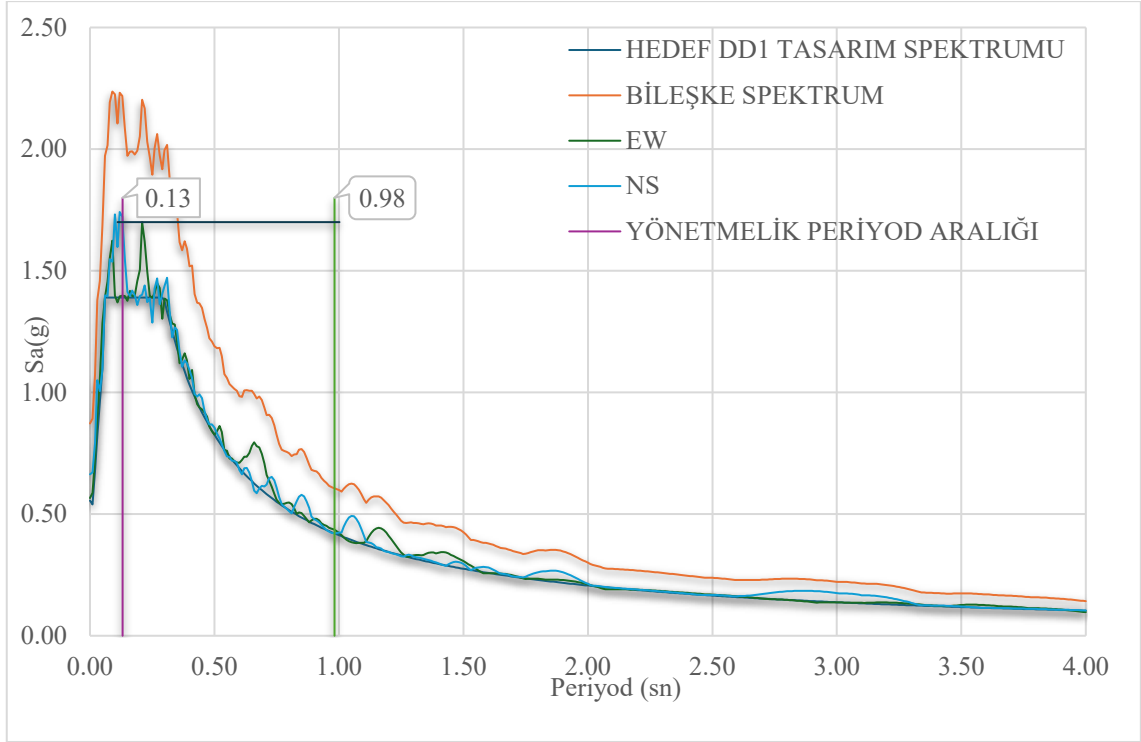
Şekil 3.29. Loma Prieta depremi uyuşturulmuş ivme kayıtları ve hedef spektrumu



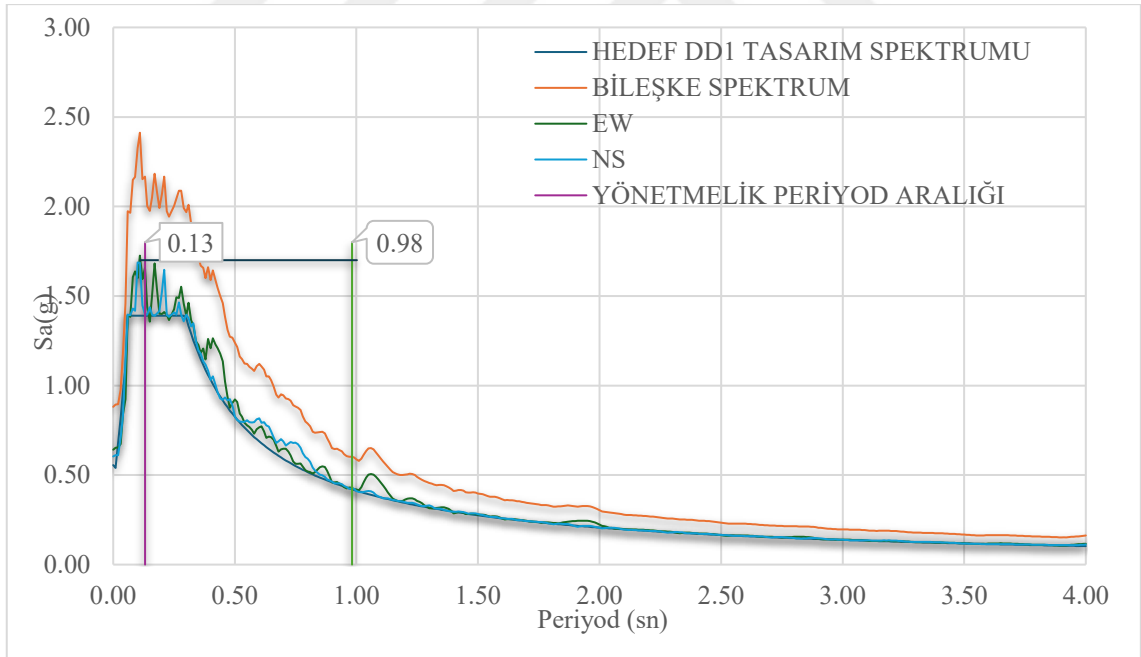
Şekil 3.30. Landers depremi uyuşturulmuş ivme kayıtları ve hedef spektrumu



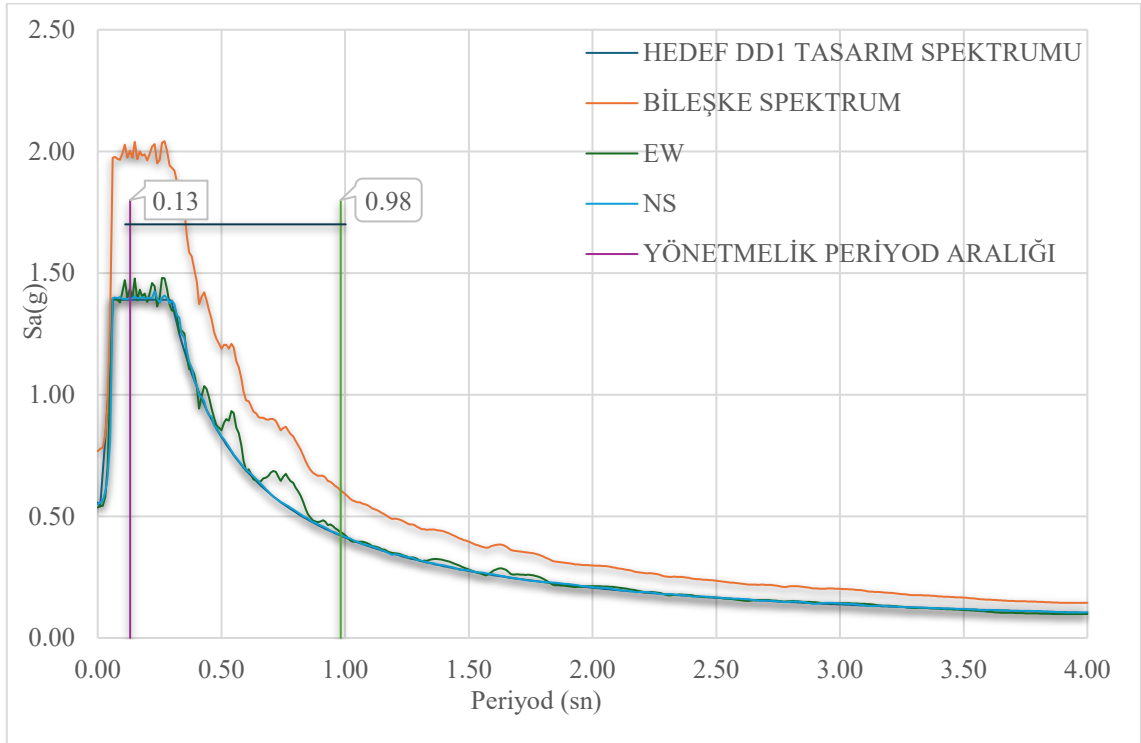
Şekil 3.31. New Zealand depremi uyuşturulmuş ivme kayıtları ve hedef spektrumu



Şekil 3.32 Lakes depremi uyuşturulmuş ivme kayıtları ve hedef spektrumu



Şekil 3.33. Cerro Prieto depremi uyuşturulmuş ivme kayıtları ve hedef spektrumu



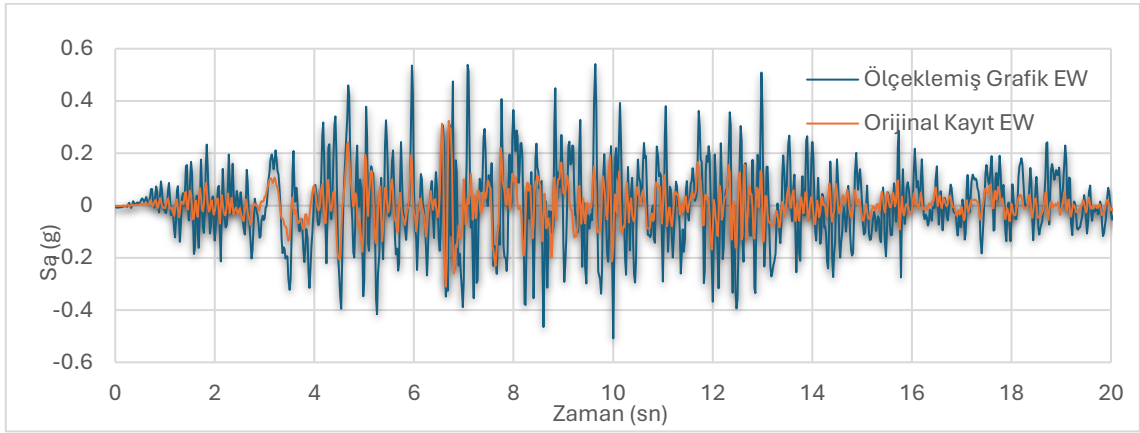
Şekil 3.34 Corinth Greece depremi uyuşturulmuş ivme kayıtları ve hedef spektrumu

Şekillerden görüldüğü gibi Banaz-Eşme V17 viyadüğü için yapılacak üç boyutlu hesap için her bir deprem kaydında yer alan iki yatay bileşene ait spektrumların karelerinin toplamının karekökü alınmış ve bileşke yatay spektrum elde edilmiştir. İkinci kontrol olarak, bileşke yatay spektrumların ortalaması ile hedef tasarım spektrumunun genlikleri arasındaki oranın en az 1,3 olduğu Çizelge 3.26.'da doğrulanmıştır. Elde edilen 2x7 adet ölçeklenmiş ivme-zaman deprem grafikleri aşağıda sunulmuştur.

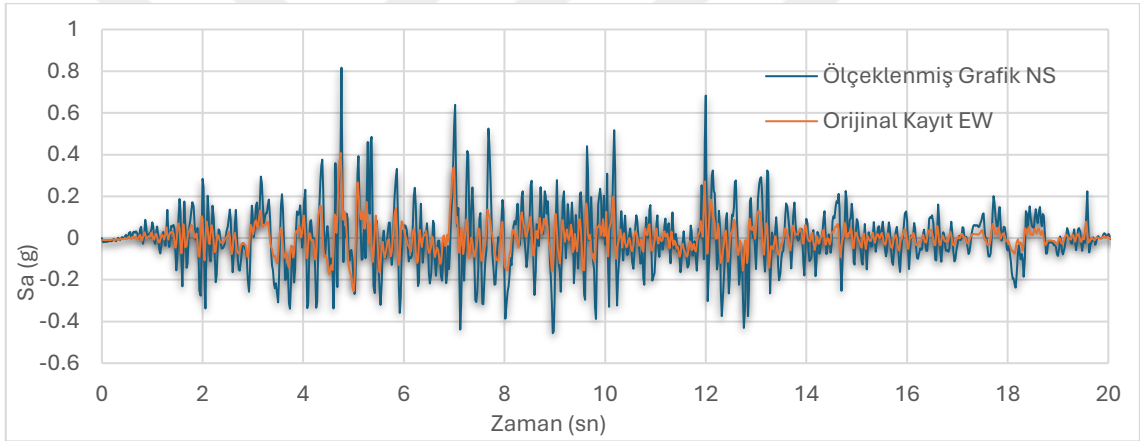
Çizelge 3.25. Ölçeklendirilmiş spektrum tablosu

Period (s)	Tabas _Iran	Lo ma Prie ta	Lande rs	New Zealan d-02	Lake s-01	Cerr o Prieto	Corin th.	Ort. S _{acc} (g)	Hed ef Spek S _a (g)	S _{acc} /S _a > 1.3	Durum
	Sa (g)	Sa (g)	Sa (g)	Sa g)	Sa (g)	Sa (g)	Sa(g)				
0.08	1.96	2.0	1.95	2.02	2.19	2.1	1.97	2.0	1.39	1.47	✓
0.10	1.97	2.0	1.97	1.96	2.23	2.3	1.99	2.0	1.39	1.49	✓
0.14	1.99	2.1	1.98	2.00	2.09	2.0	1.97	2.0	1.39	1.45	✓
0.16	2.03	1.9	1.98	2.08	1.99	2.0	1.97	2.0	1.39	1.45	✓
0.18	1.98	1.9	2.23	1.94	1.98	2.0	1.98	2.0	1.39	1.46	✓
0.20	1.98	1.9	2.14	1.99	2.05	2.0	1.96	2.0	1.39	1.46	✓
0.26	1.91	2.0	1.97	2.26	2.00	2.0	2.04	2.0	1.39	1.47	✓
0.28	2.12	1.9	1.97	2.00	1.97	2.0	2.00	2.0	1.39	1.45	✓
0.30	1.96	2.0	2.02	2.06	2.00	1.9	1.93	1.9	1.38	1.45	✓
0.32	1.91	1.8	1.89	1.91	1.88	1.9	1.87	1.8	1.29	1.47	✓
0.34	1.82	1.7	1.76	1.86	1.80	1.7	1.77	1.7	1.21	1.48	✓
0.36	1.78	1.7	1.66	1.66	1.62	1.6	1.65	1.6	1.15	1.46	✓
0.41	1.59	1.4	1.56	1.65	1.52	1.6	1.37	1.5	1.01	1.52	✓
0.42	1.51	1.4	1.50	1.57	1.40	1.5	1.40	1.4	0.98	1.51	✓
0.43	1.43	1.3	1.43	1.46	1.37	1.5	1.42	1.4	0.96	1.49	✓
0.45	1.33	1.3	1.34	1.40	1.35	1.4	1.35	1.3	0.92	1.48	✓
0.46	1.26	1.2	1.33	1.29	1.30	1.3	1.31	1.3	0.90	1.46	✓
0.47	1.25	1.2	1.32	1.27	1.26	1.3	1.26	1.2	0.88	1.45	✓
0.48	1.26	1.2	1.28	1.35	1.22	1.2	1.23	1.2	0.86	1.48	✓
0.49	1.20	1.2	1.24	1.38	1.21	1.2	1.21	1.2	0.84	1.49	✓
0.50	1.17	1.1	1.20	1.33	1.19	1.2	1.19	1.2	0.83	1.47	✓
0.56	1.08	1.0	1.06	1.14	1.03	1.1	1.14	1.0	0.74	1.47	✓
0.58	1.00	1.0	1.01	1.04	1.02	1.0	1.07	1.0	0.71	1.45	✓
0.60	0.98	1.0	1.00	1.05	0.98	1.1	0.98	1.0	0.69	1.48	✓
0.62	0.95	1.0	1.01	1.00	1.01	1.0	0.95	1.0	0.67	1.51	✓
0.64	0.93	1.0	1.02	0.94	1.01	1.0	0.92	0.9	0.65	1.53	✓
0.66	0.88	0.9	0.97	0.88	0.99	0.9	0.90	0.9	0.63	1.51	✓
0.68	0.86	0.8	0.95	0.89	0.98	0.9	0.90	0.9	0.61	1.50	✓
0.70	0.85	0.8	0.95	0.90	0.94	0.9	0.90	0.9	0.59	1.54	✓
0.72	0.81	0.8	0.95	0.85	0.91	0.9	0.89	0.8	0.57	1.54	✓
0.74	0.78	0.8	0.92	0.82	0.86	0.8	0.85	0.8	0.56	1.52	✓
0.76	0.78	0.7	0.85	0.79	0.79	0.8	0.87	0.8	0.54	1.50	✓
0.78	0.76	0.7	0.79	0.79	0.76	0.8	0.84	0.7	0.53	1.49	✓
0.80	0.74	0.7	0.74	0.76	0.75	0.7	0.81	0.7	0.52	1.47	✓
0.86	0.69	0.6	0.77	0.70	0.76	0.7	0.69	0.7	0.48	1.50	✓
0.88	0.67	0.6	0.74	0.69	0.70	0.7	0.67	0.6	0.47	1.48	✓
0.90	0.65	0.6	0.71	0.67	0.68	0.6	0.67	0.6	0.46	1.46	✓
0.92	0.64	0.7	0.67	0.64	0.66	0.6	0.66	0.6	0.45	1.48	✓
0.94	0.64	0.7	0.62	0.63	0.64	0.6	0.64	0.6	0.44	1.47	✓
0.96	0.61	0.7	0.62	0.63	0.62	0.6	0.63	0.6	0.43	1.48	✓
0.98	0.62	0.7	0.63	0.61	0.61	0.6	0.61	0.6	0.42	1.48	✓

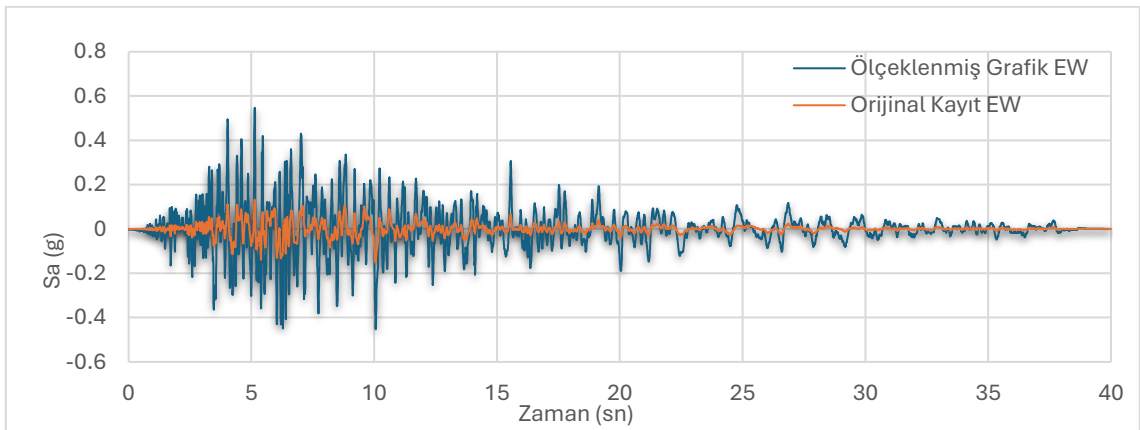
Yukarıdaki tablo ile seçilen deprem takımının uygunluğu görülmekte olup, şartnameye uygundur. Ölçeklenmiş zaman tanım deprem grafikleri aşağıda sunulmuştur.



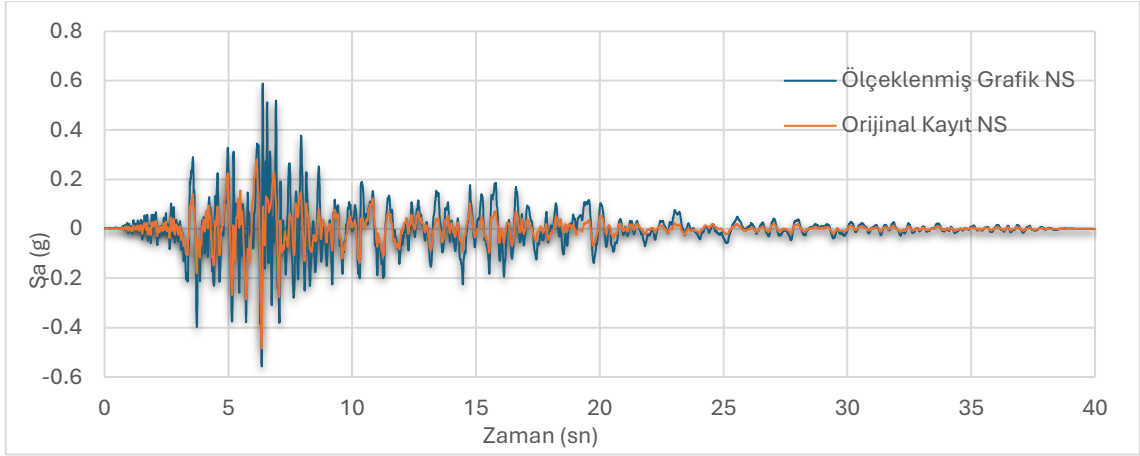
Şekil 3.35. Tabas-İran ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (EW)



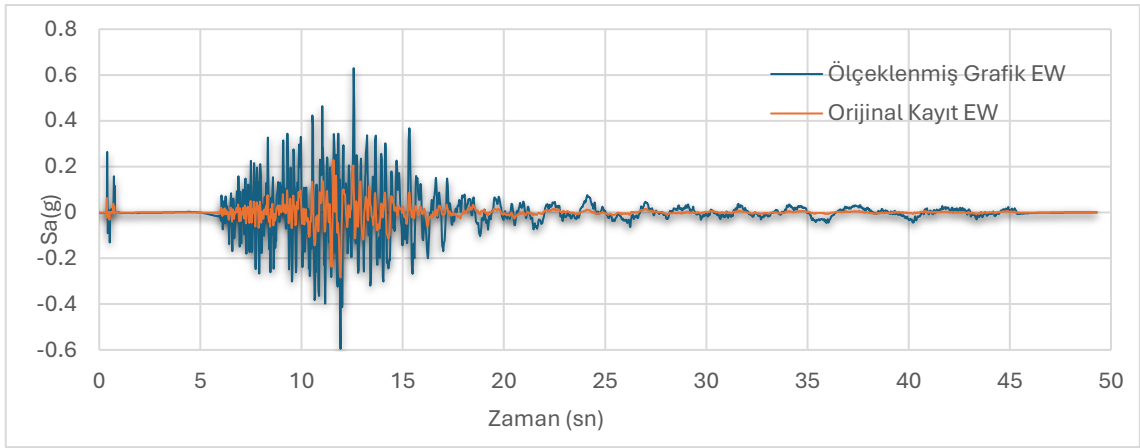
Şekil 3.36. Tabas-İran ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (NS)



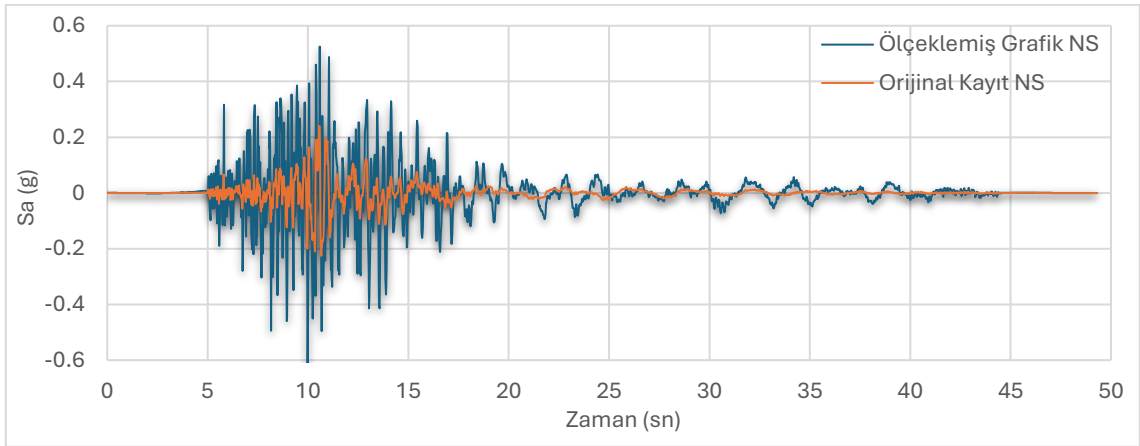
Şekil 3.37. Loma Prieta ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (EW)



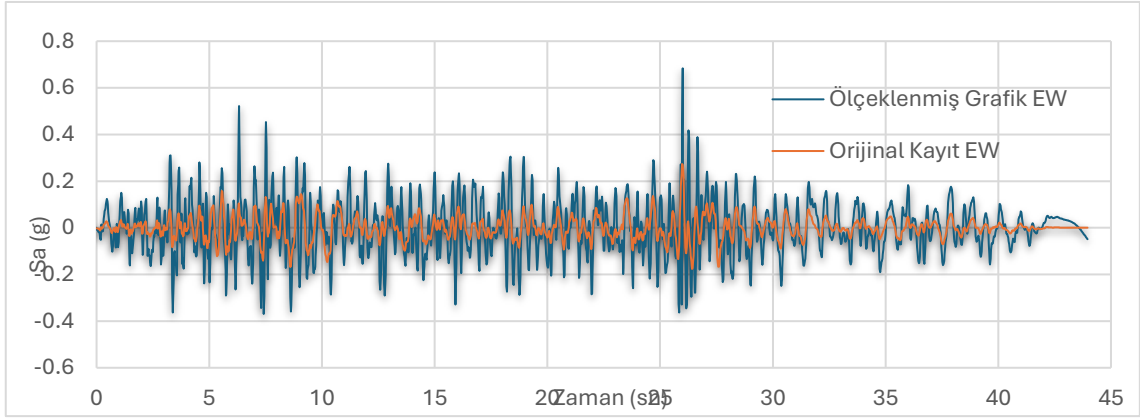
Şekil 3.38. Loma Prieta ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (NS)



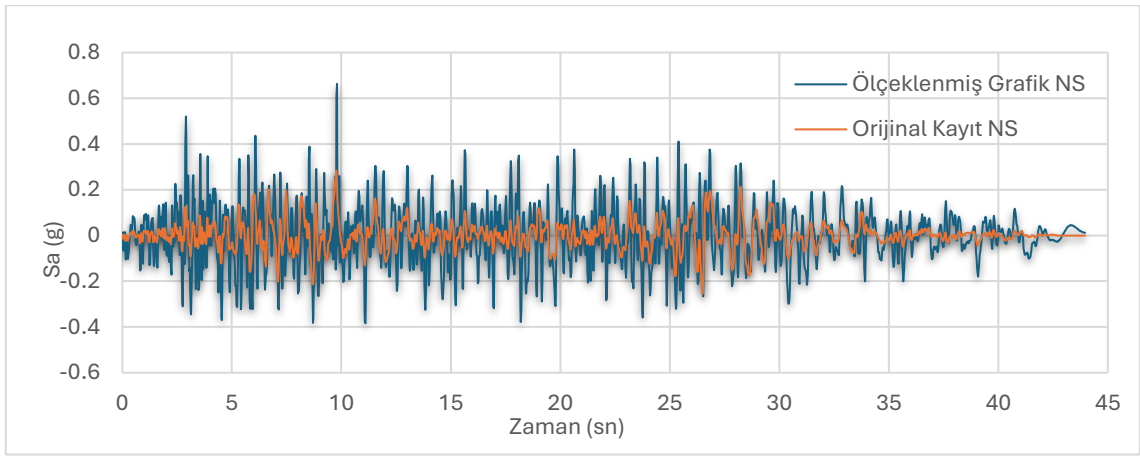
Şekil 3.39. New Zealand-02 ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (EW)



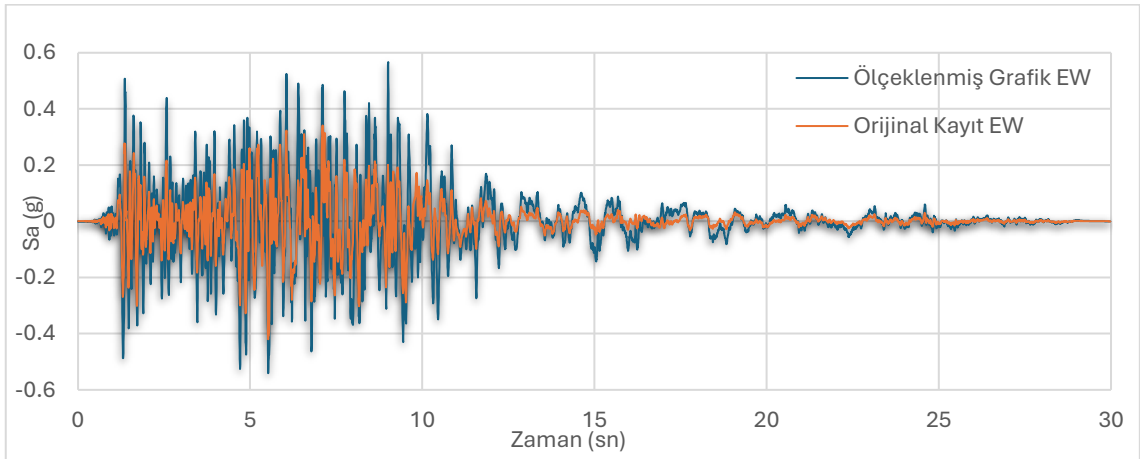
Şekil 3.40. New Zealand-02 ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (NS)



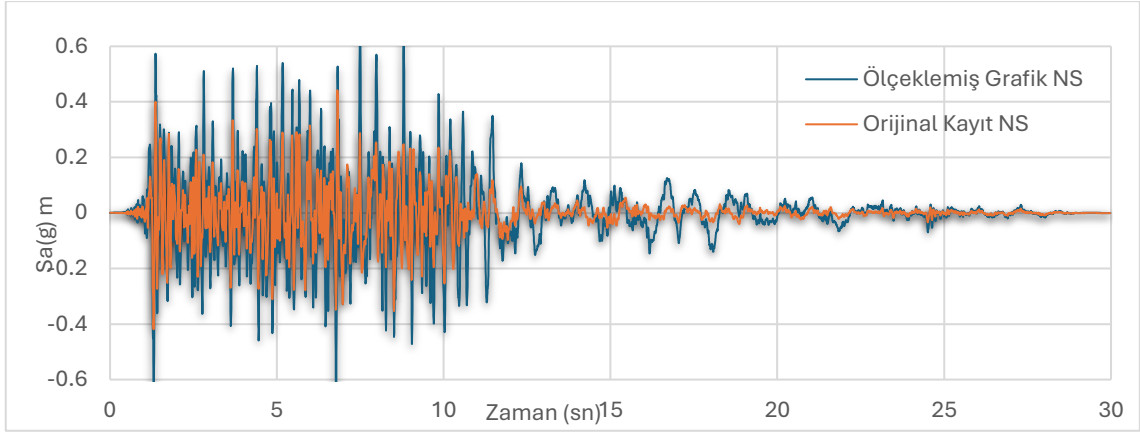
Şekil 3.41. Landers ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (EW)



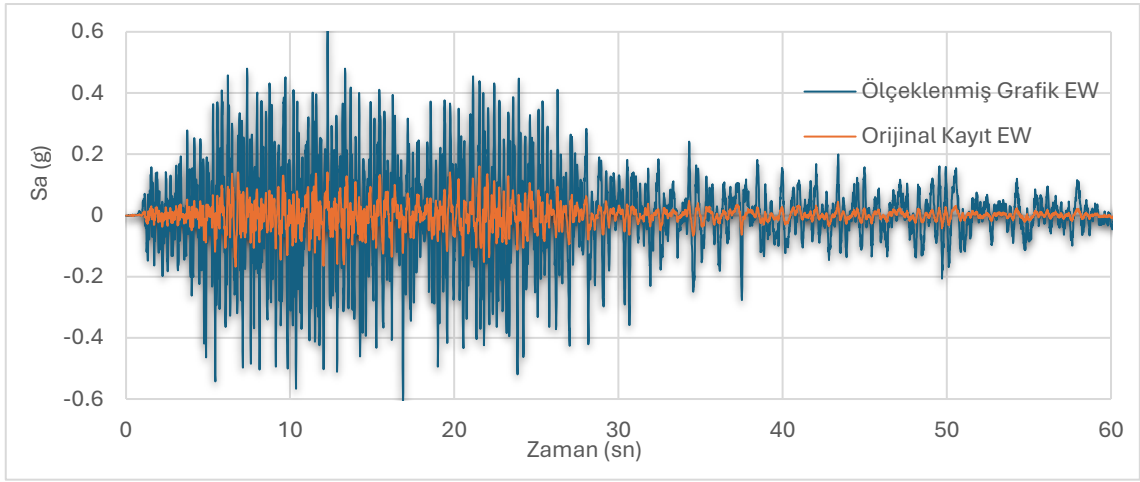
Şekil 3.42. Landers ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (NS)



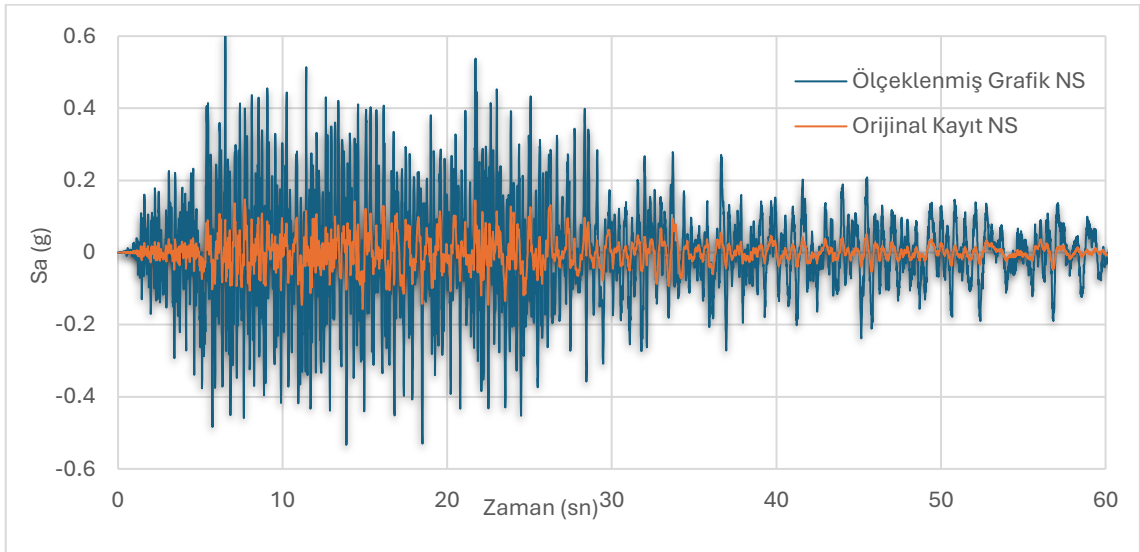
Şekil 3.43. Mammoth Lakes-01 ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (EW)



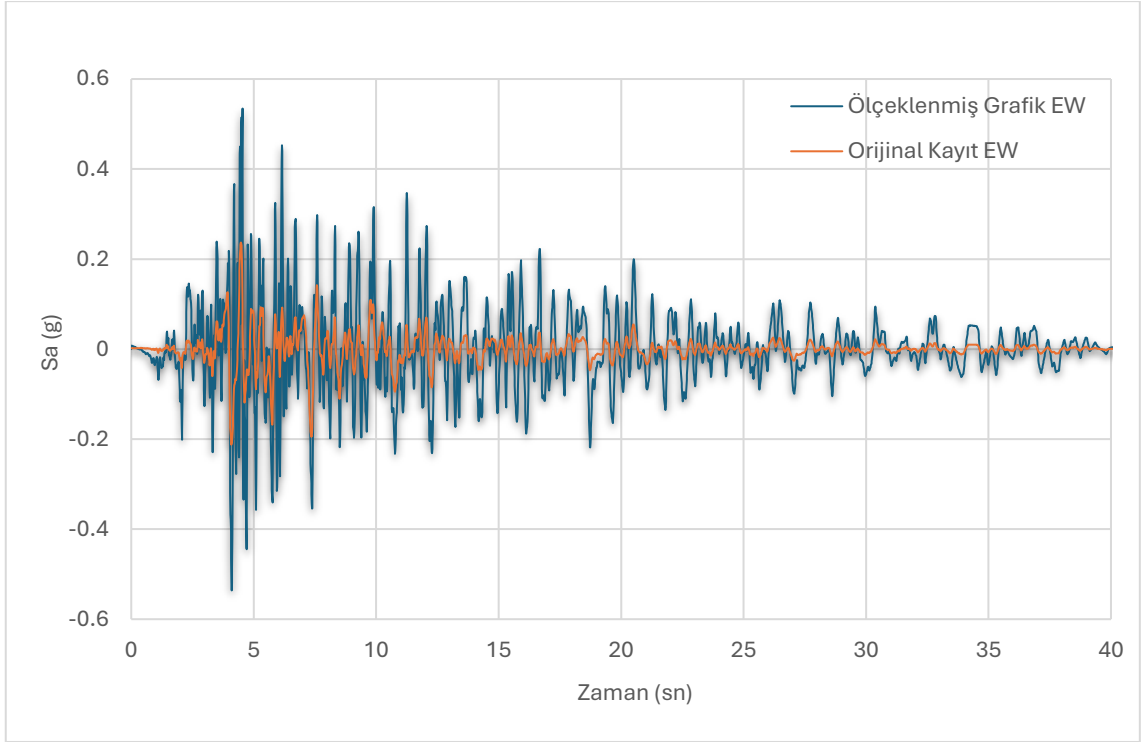
Şekil 3.44. Mammoth Lakes-01 ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (NS)



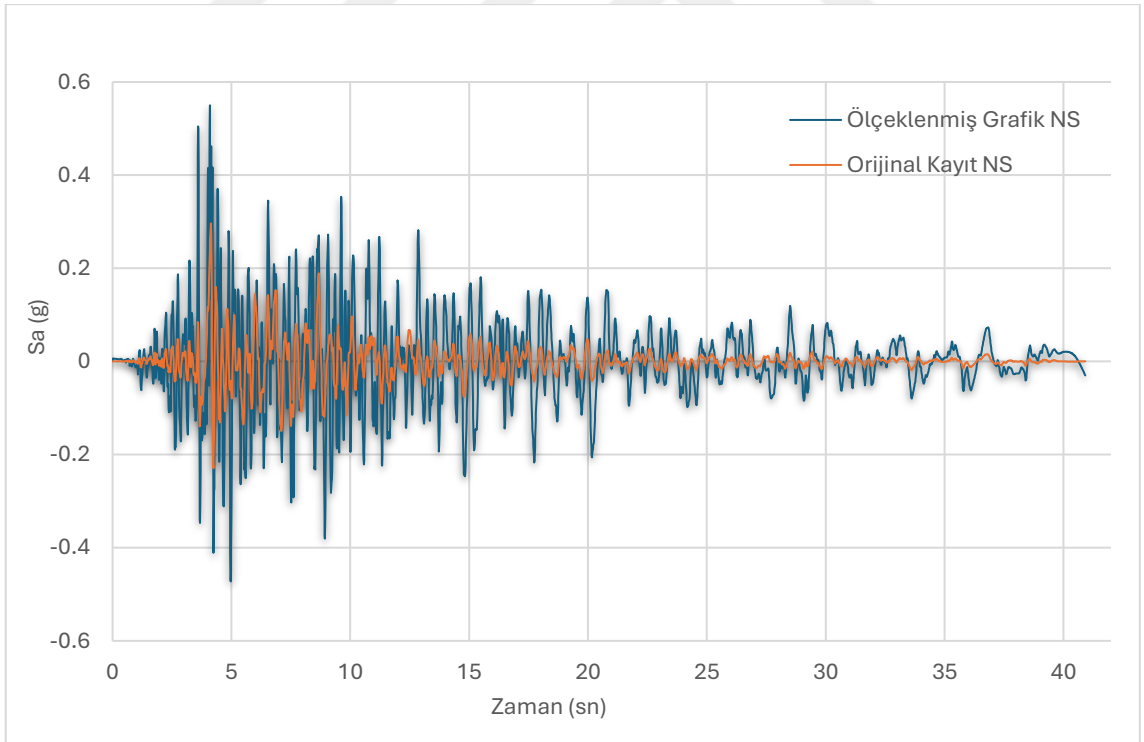
Şekil 3.45. Cerro Prieto ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (EW)



Şekil 3.46. Cerro Prieto ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (NS)



Şekil 3.47. Corinth Greece ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (EW)

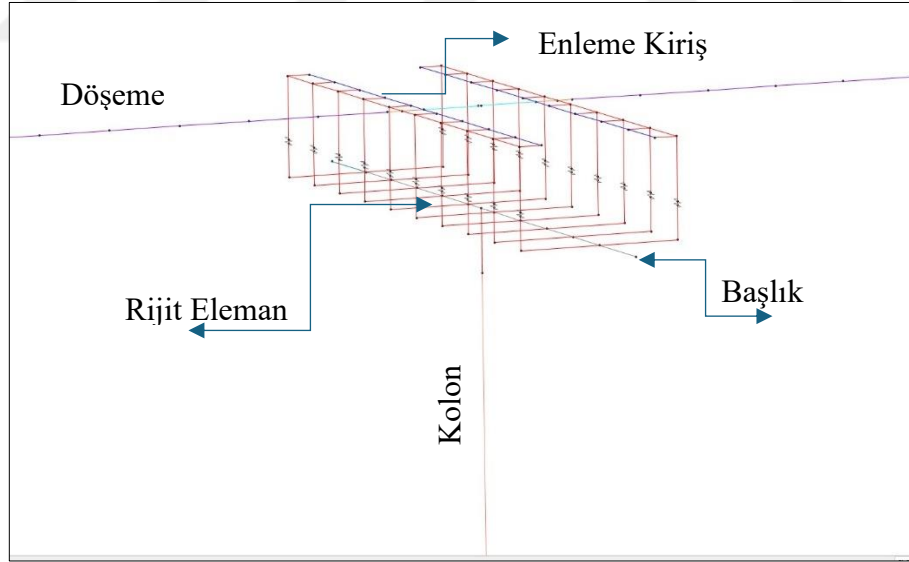


Şekil 3.48. Corinth Greece ölçeklenmiş ve orijinal zaman- ivme grafiği (NS)

3.10. SAP2000 Modelinin Kurulması

Çalışma kapsamında ele alınan 3 boyutlu modelinin oluşturulmasında SAP2000 programından faydalanmıştır. Tüm elemanlar gerçek boyutlarında ve kütlelerinde modellenmiştir. Tüm elemanlar, kesitlerinin ağırlık merkezlerinden geçen bir çubuk üzerine kesit özelliklerinin tanımlanması sayesinde oluşturulan çubuk eleman modellemesi prensibi ile modellenmiştir. Her bir elemanın ağırlık merkezi farklı olacağından elemanların bağlantıları rijit eleman bağlantısı şeklinde sağlanmıştır. Rijit elemanlar, ağırlığı ve kütlesi olmayan ancak, kesit alanı katsayısı, 2 ve 3 yönünde kesme alanı, 2 ve 3 yönündeki atalet momenti, burulma ataleti gibi parametrelerin çok yüksek olduğu eleman olarak açıklanabilir.

Orta ayaklar 3 boyutlu modelde ankastre mesnet olarak modellenmiştir. TKDY, 2020 elemanların bölünmesinin yeteri sayıda olmasını istemektedir. Ancak bölünme aralığı konusunda kesin bir tanım bulunmamaktadır. Bu çalışmada çubuk elemanlar için 1 m'den büyük eleman kullanılmamasına önem verilmiştir. Şekil 3.49 da başlık kirişi, döşeme ve kolon bağlantısı görülmektedir.



Şekil 3.49 Köprü matematiksel model

TKDY, 2020 yönetmeliğinde kullanılması istenen etkin rijitlik azaltma kat sayılarının uygulanması istenmektedir. Buna göre, birinci aşama hesap için çubuk sonlu elemanlar olarak modellenen betonarme tabliye, başlık kirişi ve orta ayak kesitleri için “etkin kesit rijitlikleri” olarak eğilme davranışına karşılık gelen brüt kesit rijitliklerinin %50’sinin kullanılması öngörülmekte, bu çalışmada dikkate alınan ikinci aşama hesapta

ise kolonların etkin eğilme rijitliklerinin değişken kesit durumu da dikkate alınarak her bir eleman için ayrı ayrı olarak yönetmelikte detayları belirtilen moment-eğrilik hesabından faydalanılarak yapılması istenmektedir. Kolonların kesme ve eksenel rijitlikleri için brüt rijitliklerde azaltma yapılmaması, burulma rijitliği için ise brüt kesit rijitliğinin %20'sinin alınması gerekmektedir. Tabliyelerin ise çubuk sonlu elemanlarla modellenmesi durumunda, etkin kesit rijitliği olarak eğilme ve kesit davranışına karşılık gelen brüt kesit rijitliklerinin %50'si olarak alınması gerekmektedir.

Prekast basit kirişler ve yerinde dökme tabliye betonu ile kompozit olarak inşa edilen köprülerde açıklıklar arasındaki bağlantı plağının eğilme davranışı için etkin kesit rijitliği, brüt kesit rijitliğinin %25'i olarak alınacaktır. (TKDY, 2020)

TKDY, 2020 bu nokta bir düzenleme gelmiştir. Buna göre kolon yüksekliği ile kolon kesitinin en büyük boyuna oranı arasında ikiden az olanlar perde ayaklar olarak modellenmesi istenmektedir. Dolayısı ile kolonların bir kabuk elemanı olarak tanımlanması gerekecektir.

Birinci aşama hesaplamalarda elastomer mesnetler köprünün yatay şekil değiştirebilme, rötre, sünme vb. etkilerin yanında tabliyenin düşey eksen etrafında dönebilmesi ve deprem esnasında tabliyenin boyuna doğrultuda kenar ve/veya orta ayaklardaki mesnet sınırlama plakalarına veya takozlara çarpmaksızın hareket edebilmesine izin vermek amacı ile kullanılacaktır. Elastomer mesnet hesaplarında bahsedildiği gibi, hareketli tren yükünden dolayı kirişlere gelen yük dağılımı bulmak gerekecektir. Bu dağılımı LM71, SW0, SW/2 ve HSLM ile karşılaştırılacak, büyük olan tercih edilecektir.

Bu tez çalışmasında köprünün KÖS=1 olması nedeniyle ikinci aşama hesap aşaması olan zaman tanım aralığında hesap yapılması incelenecektir. Bu aşmada kolonlarda rijitlik azaltılmayacak, bağlantı plağı rijitlik azaltma yapılacaktır. Viyadük için bağlantı plakları arasında 5 cm derz oluşturulduğundan rijitlik azaltılmasını gerek duyulmamıştır.

Zaman tanım aralığı tanımlamalarını 7 adet deprem için kullanılacağından ve her biri için U1 ve U2 yönleri için yer değiştirme yapılması gerekmekte olduğu yönetmelik istenmektedir. Bu kapsamda $7 \times 2 = 14$ adet deprem raporu elde edilmiştir. Şekil 3.50 de SAP2000 programına veri girişi sayfası görülmektedir.

S Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: CERRO_1 Set Def Name Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Time History Design...

Initial Conditions: ☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State ☒ Continue from State at End of Nonlinear Case NL-V

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: Use Modes from Case MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	CERRO_EW	9.81
Accel	U2	CERRO_NS	9.81

Add Modify Delete

☐ Show Advanced Load Parameters

Time Step Data: Number of Output Time Steps: 6380 Output Time Step Size: 0.01

Other Parameters: Damping: Proportional Hilber-Hughes-Taylor Nonlinear Parameters: User Defined

Analysis Type: ☐ Linear ☒ Nonlinear Solution Type: ☐ Modal ☒ Direct Integration

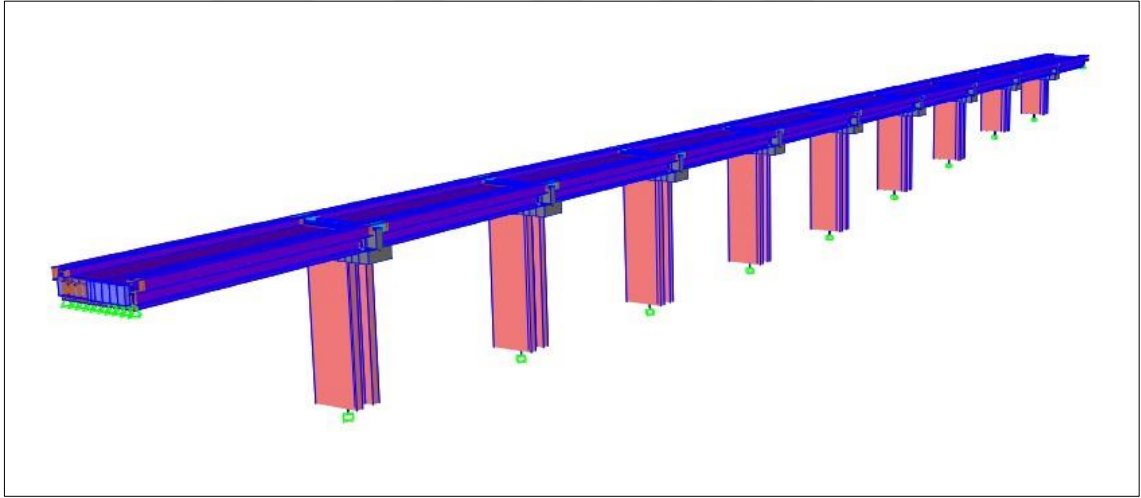
Geometric Nonlinearity Parameters: ☐ None ☐ P-Delta ☒ P-Delta plus Large Displacements

History Type: ☒ Transient ☐ Periodic Consider Collapse

Mass Source: Previous

OK Cancel

Şekil 3.50. SAP2000 ortamında hazırlanmış zaman tanım aralığı parametreleri.



Şekil 3.51. SAP2000' de viyadük genel görünüm.

3.11. Plastik Mafsallı Teorisi

Plastik mafsallı teorisi, yapısal mühendislikte önemli bir kavramdır ve yapısal sistem ya da elemanların nonlineer ya da doğrusal ötesi davranışlarını analiz etmek için yaygın olarak kullanılır. Betonarme çerçeveler gibi hiperstatik sistemlerin nihai durum analizlerinde uygulanır. Plastik mafsallar, bir yapısal eleman elastik sınırlarını aştığında meydana gelen plastik deformasyon bölgelerini idealize eder.

Yapısal elemanlar, uygulanan yükler altında başlangıçta elastik bir davranış sergiler. Yük arttıkça eleman belirli bir noktada akma dayanımına ulaşır. Bu eşikten sonra plastik deformasyon başlar ve eleman, yük değeri artış göstermezken deformasyon artışı topyekûn göçme haline kadar devam eder. Plastik mafsalları oluşturan kesitte, dönme serbest hale gelir ve kesit, moment kapasitesine ulaşmıştır.

Yapısal elemanlar, uygulanan yükler altında başlangıçta elastik bir davranış sergiler. Yük arttıkça eleman belirli bir noktada akma dayanımına ulaşır. Bu eşikten sonra plastik deformasyon başlar ve sünek bir eleman, yük taşıma kapasitesini korurken enerji sönümlenme yeteneği sayesinde büyük elastik ötesi deformasyonlara ulaşır. Plastik mafsalları oluşturan kesitte, dönme serbest hale gelir ve kesit ideal durumda moment kapasitesine ulaşmıştır.

Plastik mafsalları teorisi, "plastisite teorisi" ilkelerine dayanır ve genellikle "plastik analiz" yöntemleriyle uygulanır. Plastik mafsalları teorisinin uygulanmasında iki temel varsayım vardır. Birincisi, yapısal malzemelerin homojen ve izotrop olduğu ve akma dayanımına ulaşıldığında öngörülebilir plastik davranış sergiler. İkincisi ise, yapısal elemanların geometrik doğruluğunu koruduğu, yani büyük deformasyonların dikkate alınmaz (Chen, 1982/2007).

Sonuç olarak, plastik mafsalları teorisi, yapıların yük taşıma kapasitesini ve performans düzeyini değerlendirmek ve güvenli, bazı durumlarda ekonomik tasarımlar yapmak için güçlü bir çerçeve sunar. Betonarme yapıların tasarımında yaygın olarak uygulanan bu teori, karmaşık mühendislik sorunlarına pratik ve etkili çözümler sunar. Dolayısıyla, yapısal mühendislik alanında temel bir analiz yöntemi olarak önemini korumaktadır.

Plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği kesitlerin uzunluklarının tanımlanması gerekmektedir. Plastik mafsalları boyu olarak TKDY, 2020'de tabliye bağlantı plağı için farklı kolonlar için farklı tanımlamalar yapılmaktadır. Tabliye bağlantı plağı için yığılı plastik davranış modelinin kullanılması durumunda plastik mafsalları boyu denklem (3.44) ile elde edilmelidir.

$$L_p = 0.5 * L_b + 0.22 * f_{ye} * d_{bl} \quad (\text{TKDY, 2020}) \quad (3.44)$$

Burada L_p plastik mafsalları boyunu, L_b bağlantı plağının tanımlanan uzatılmış boyunu [mm], f_{ye} donatı çeliğinin beklenen (ortalama) akma gerilmesini [MPa], d_{bl} ise kesitteki ortalama donatı çapını [mm] göstermektedir.

Kolonlarda ise plastik mafsal boyu aşağıdaki formül ile tespit edilmiştir. Burada L_k konsol olarak çalışan kolonun boyunu, konsol olarak çalışıyor ise yarı boyu (mm), f_{ye} donatı çeliğinin beklenen (ortalama) akma gerilmesini [MPa], d_{bl} ise kesitteki ortalama donatı çapını [mm] göstermektedir. Çizelge 3.27 'de plastik mafsal boyu tespit edilmiştir.

$$L_p = 0.08 * L_k + 0.022 * f_{ye} * d_{bl} \geq 0.044 * f_{ye} * d_{bl} \quad (\text{TKDY, 2020}) \quad (3.45)$$

$$f_{ye} = 1.2 * f_{yk} \quad (\text{TKDY, 2020}) \quad (3.45)$$

$$f_{ce} = 1.3 * f_{ck} \quad (\text{TKDY, 2020}) \quad (3.46)$$

Kullanılan çelik S420 olup Kullanılan çelik S420 olup eğilme etkisi altında beton ve donatı çeliği için esas alınacak beklenen dayanımlar aşağıdaki gibi elde edilir

$$f_{ye} = 1.2 * 420 = 504 \text{ Mpa}$$

Yukarıdaki tanımlamalara göre, çalışmada dikkate alınan 10 açıklıklı viyadüğün, 9 adet orta ayağı için hesaplanan plastik mafsal boyları Çizelge 3.26.'da verilmiştir.

Çizelge 3.26. Plastik mafsal boyunu tespiti

KOLON NO	L_k (mm)	f_{ye} Mpa	d_{bl}	L_p (mm)	$\geq 0.044 * f_{ye} * d_{bl}$	Seçilen (mm)
P1	18305	504	32	1819.216	591.36	1819.216
P2	19679	504	32	1929.136	591.36	1929.136
P3	20554	504	32	1999.136	591.36	1999.136
P4	20429	504	32	1989.136	591.36	1989.136
P5	20304	504	32	1979.136	591.36	1979.136
P6	17178	504	32	1729.056	591.36	1729.056
P7	14553	504	32	1519.056	591.36	1519.056
P8	11428	504	32	1269.056	591.36	1269.056
P9	10303	504	32	1179.056	591.36	1179.056

TKDY, 2020'de ikinci aşama hesapta kontrollü hasar (KH) ve göçmenin önlenmesi (GÖ) performans düzeylerine karşılık gelen plastik dönme kapasiteleri aşağıdaki gibi tanımlanmaktadır.

$$\theta_p^{(KH)} = (0.5 * \phi_U - \phi_Y) * L_p \quad (3.47)$$

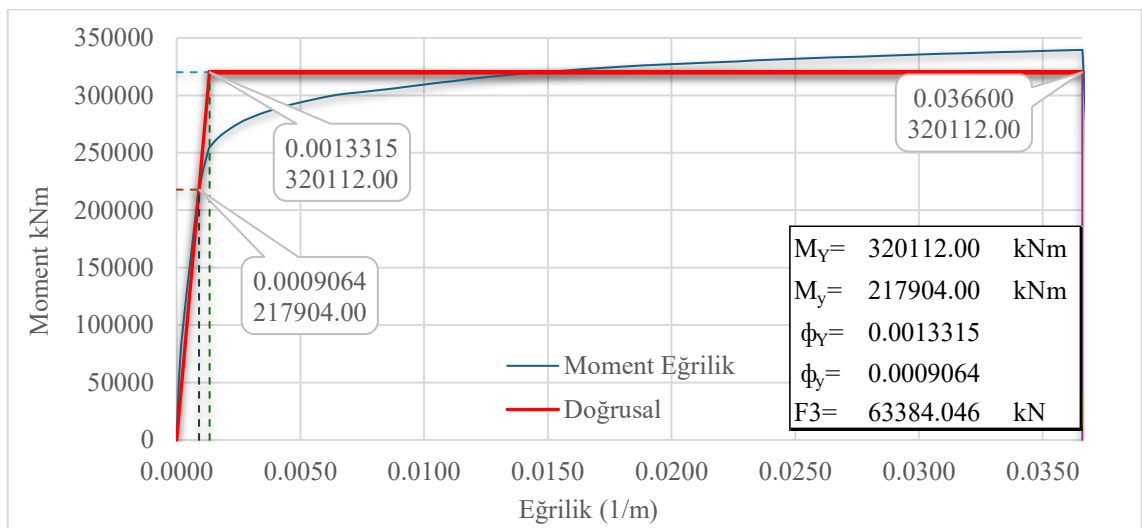
$$\theta_p^{(GÖ)} = (0.67 * \phi_U - \phi_Y) * L_p \quad (3.48)$$

3.12. Plastik Mafsal Kesitinde Moment-Eğrilik İlişkisi

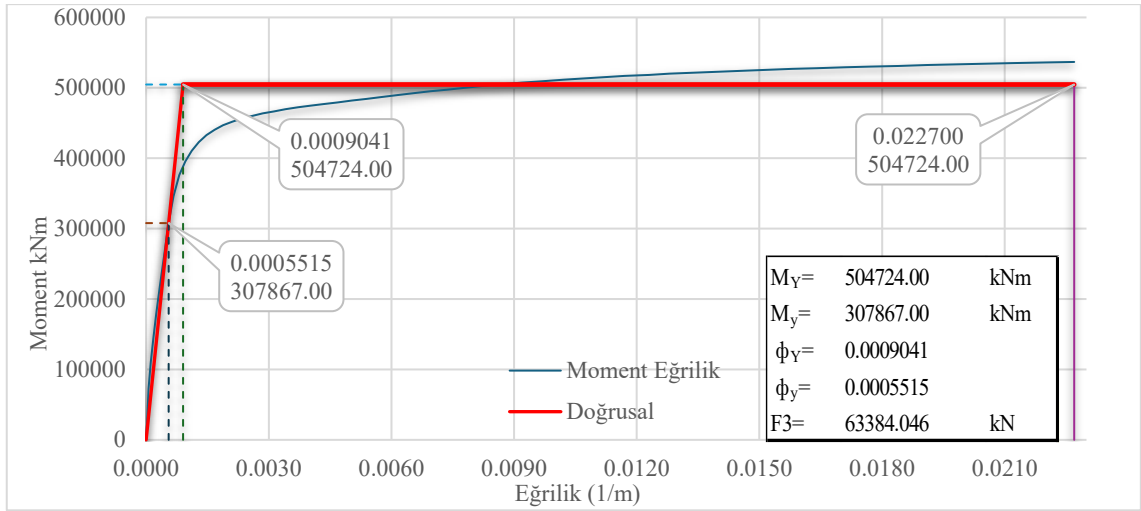
Plastik mafsal kesitlerinde, mander sargılı ve sargısız beton-çelik gerilme birim şekil değiştirme ilişkisinden faydalanılmıştır. Köprü orta kolonlarının üst yapı ile monolitik olmaması nedeniyle konsol olarak çalıştığı kabulü ile çözüm yapılmıştır. Doğrusal analiz durumunda ayak üst uçlarının yer değiştirmeleri küçük olacağından ikinci mertebe etkileri ihmal edilecektir. Bu şekilde viyadüğün zati ağırlığı altında Çizelge 3.26.' da boyları verilen plastik mafsal oluşması muhtemel kesitlerden, ayaklarda oluşacak eksenel kuvvetler okunmuş ve Çizelge 3.27.'de gösterilmiştir. Bu tanımlama yapılırken mander sargılı beton modeli Şekil 3.7. olarak tanımlanmıştır. Bu çizelgedeki normal kuvvetler kullanılarak moment – eğrilik diyagramları elde edilmiştir. İlgili zati yükler altında elde edilen moment–eğrilik ilişkileri Şekil 3.52. ile Şekil 3.69. arasında gösterilmiştir. Moment eğrilik hesabında beton ve çelik dayanımları beklenen ortalama dayanımları kullanılmıştır. Denklem 3.21 ve 3.22 faydalanılmıştır.

Çizelge 3.27. Kolonların zati yük altında aldığı düşey kuvvet

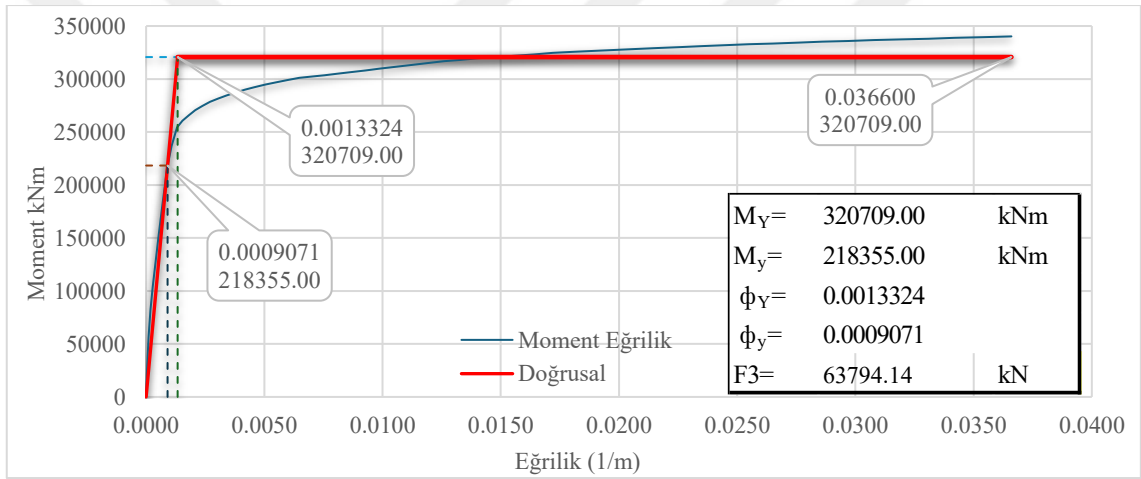
Kolon No	Yük	F3 (kN)	Kolon No	Yük	F3 (kN)
P1	Zati	63384.046	P6	Zati	62279.480
P2	Zati	63794.140	P7	Zati	60979.697
P3	Zati	63950.254	P8	Zati	59433.148
P4	Zati	63888.571	P9	Zati	59152.106
P5	Zati	63826.107			



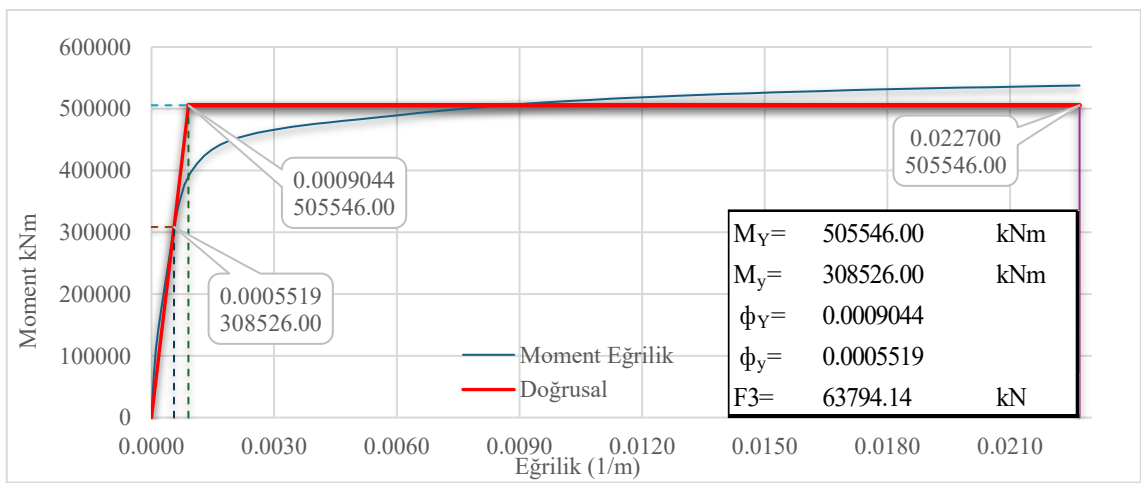
Şekil 3.52. P1 kolonu moment eğrilik grafiği (X yönü)



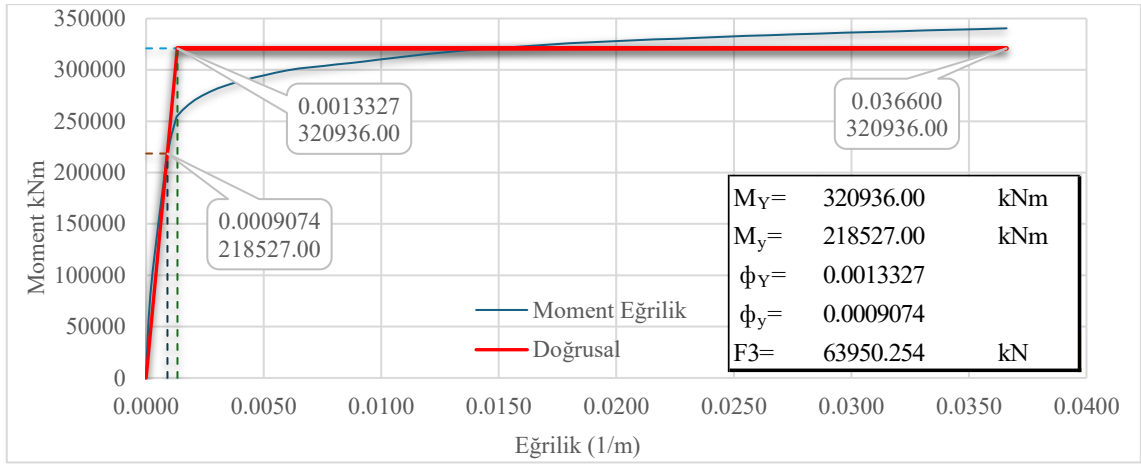
Şekil 3.53. P1 Kolonu moment eğrilik grafiği (Y yönü)



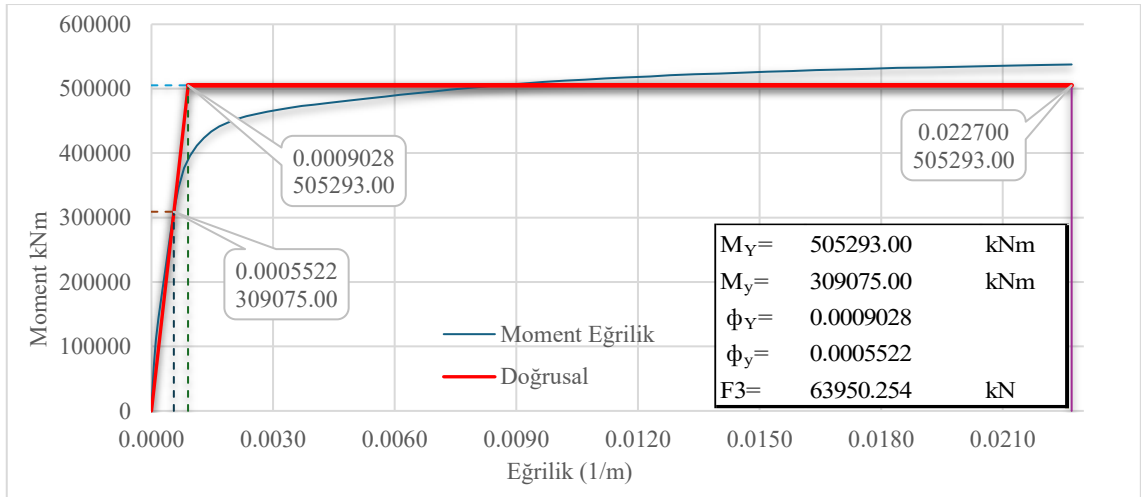
Şekil 3.54. P2 Kolonu moment eğrilik grafiği (X yönü)



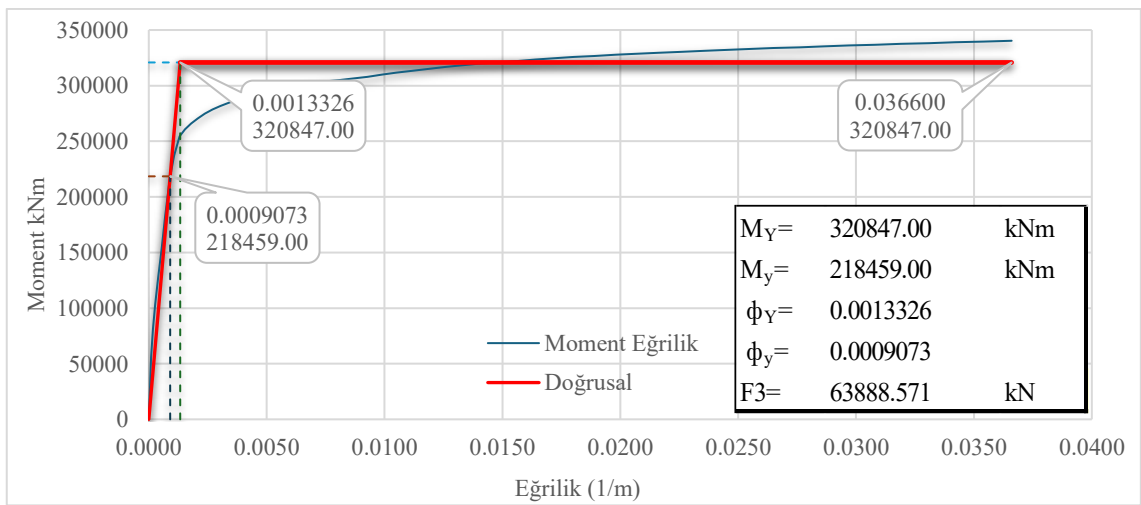
Şekil 3.55. P2 Kolonu moment eğrilik grafiği (Y yönü)



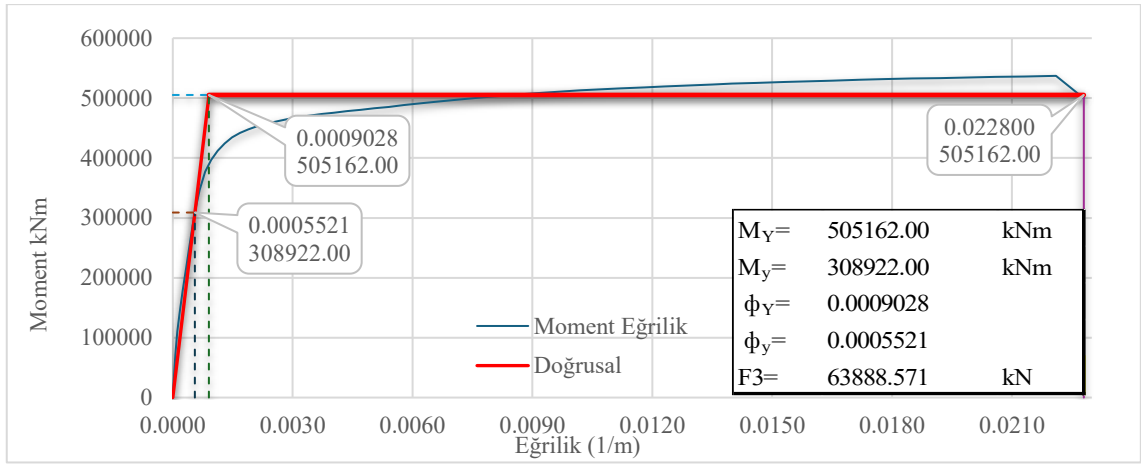
Şekil 3.56. P3 Kolonu moment eğrilik grafiği (X) yönü



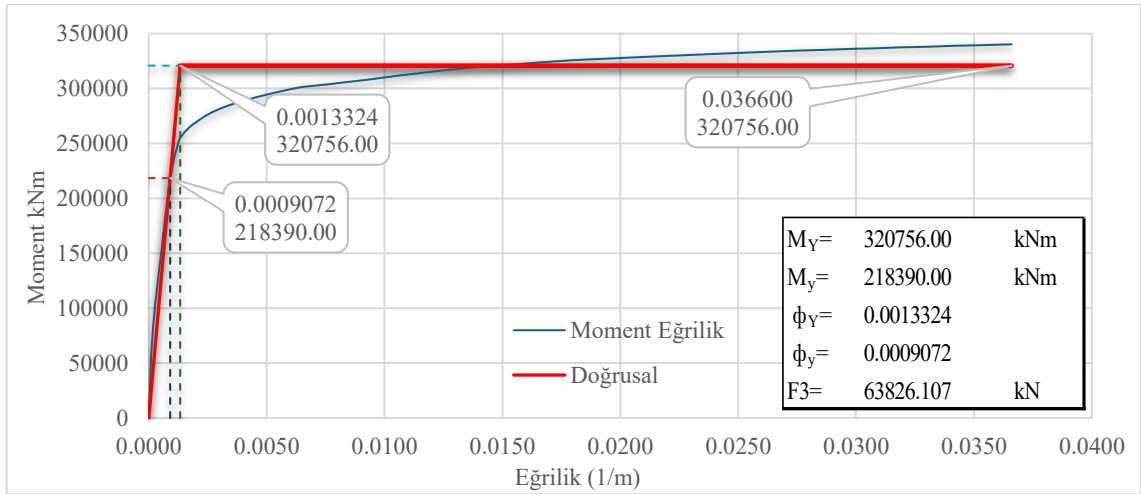
Şekil 3.57. P3 Kolonu moment eğrilik grafiği (Y) yönü



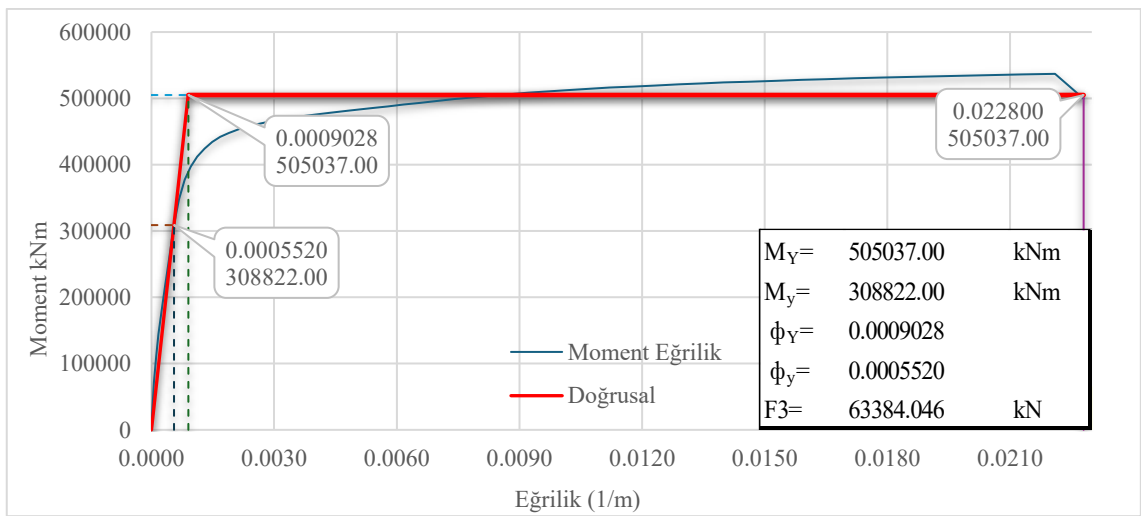
Şekil 3.58. P4 Kolonu moment eğrilik grafiği (X) yönü



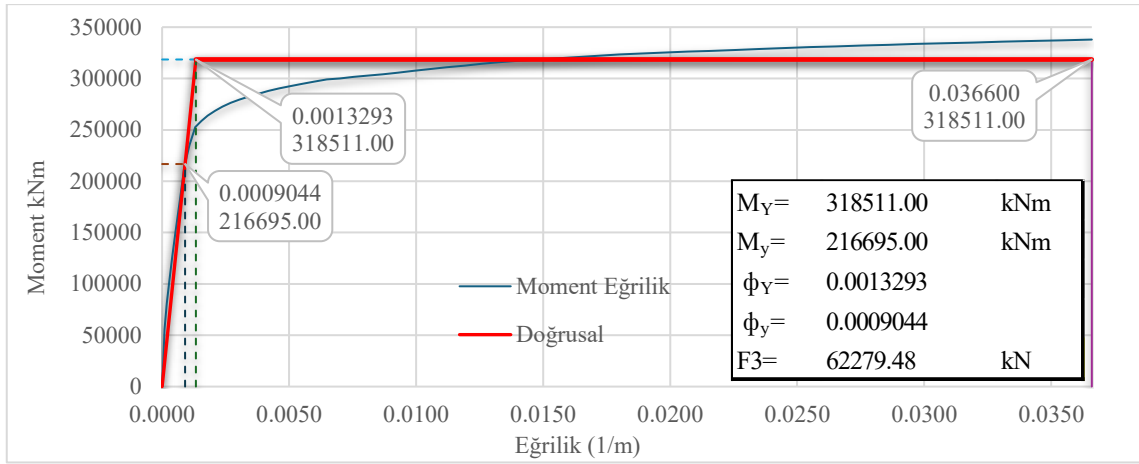
Şekil 3.59. P4 Kolonu moment eğrilik grafiği (Y) yönü



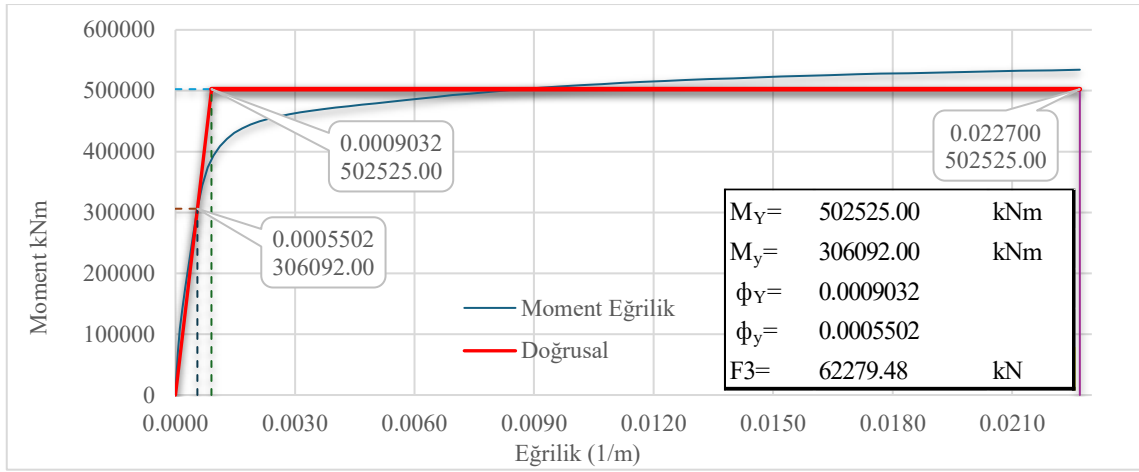
Şekil 3.60. P5 Kolonu moment eğrilik grafiği (X) yönü



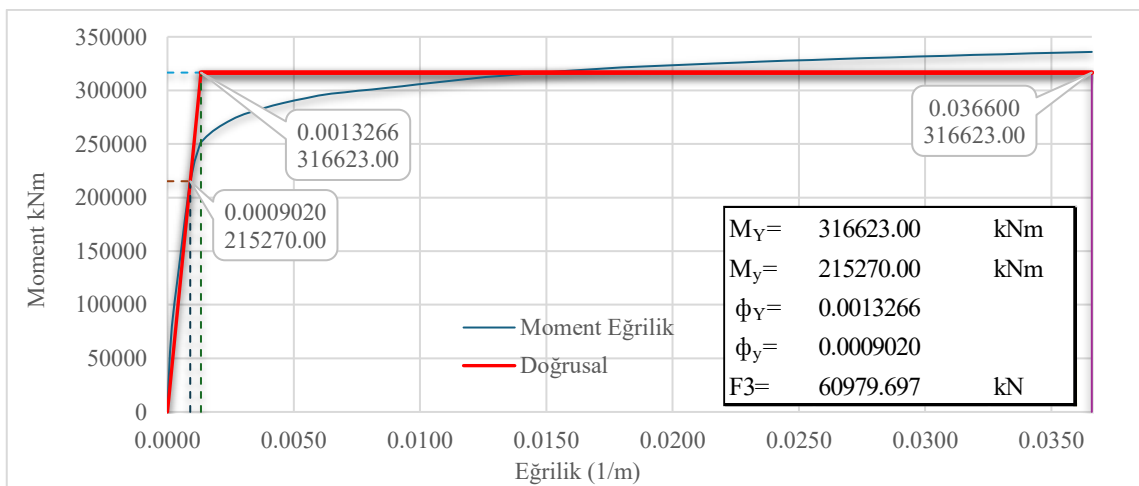
Şekil 3.61. P5 Kolon, moment eğrilik grafiği (Y) yönü



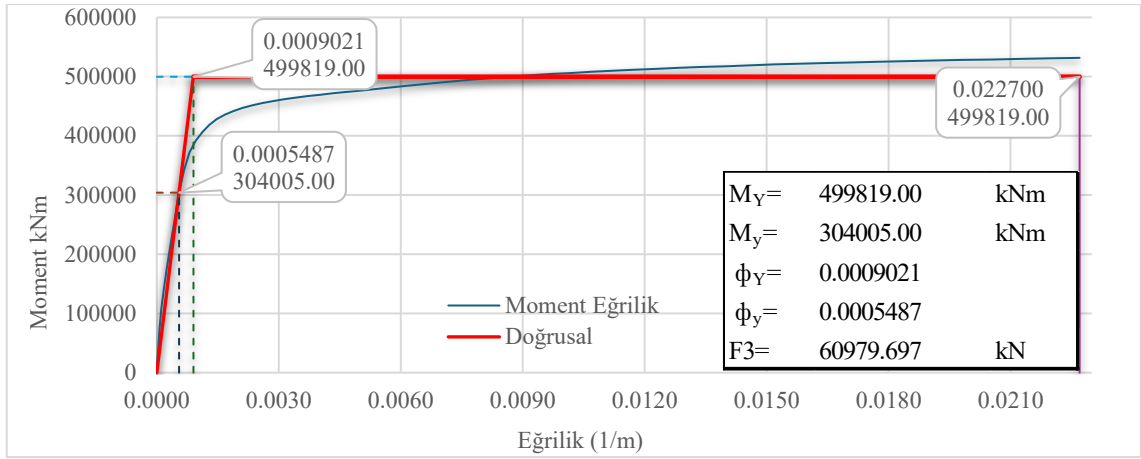
Şekil 3.62. P6 Kolonu moment eğrilik grafiği (X) yönü



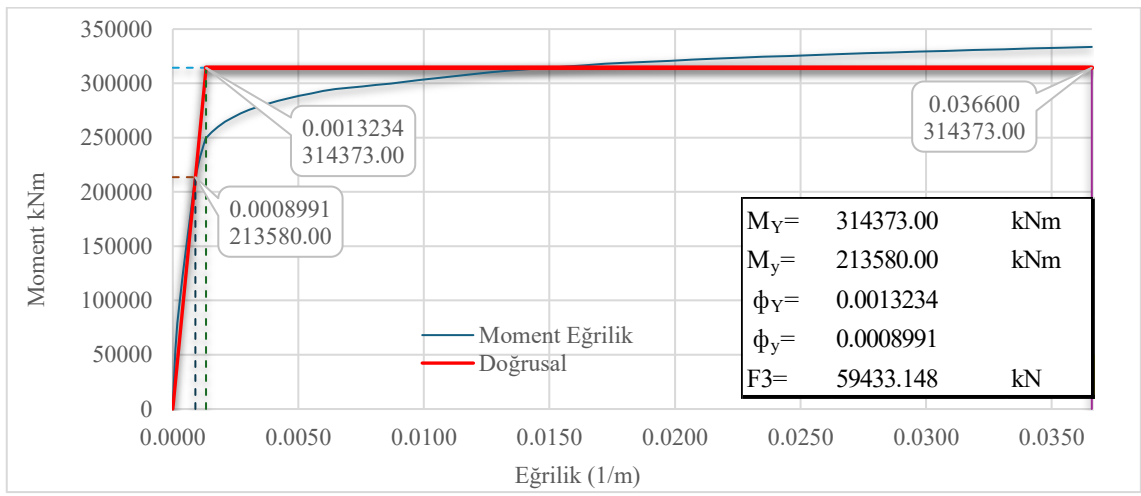
Şekil 3.63. P6 Kolonu, Moment eğrilik grafiği (Y) yönü



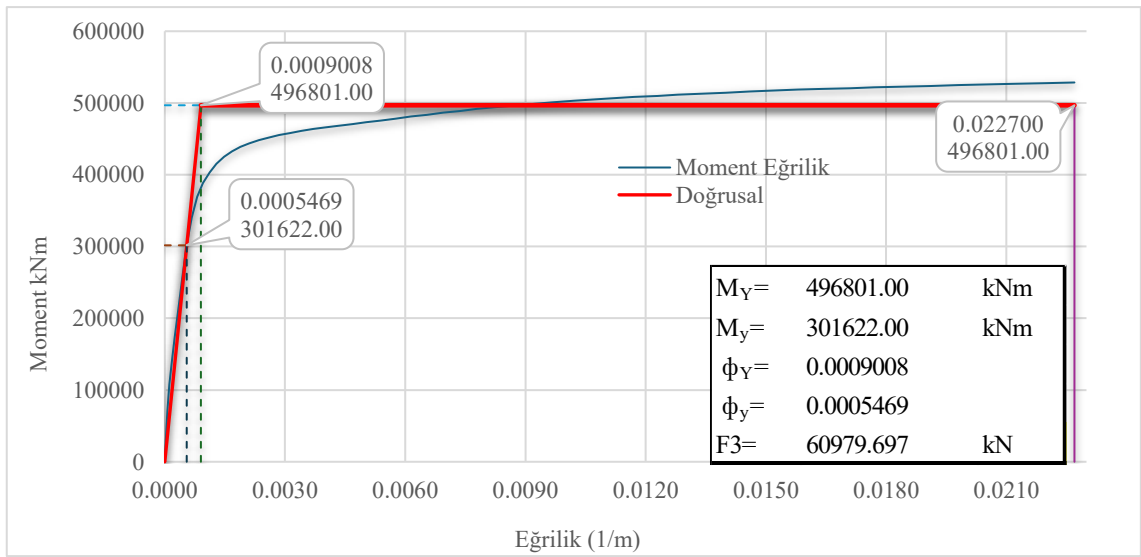
Şekil 3.64. P7 Kolonu, moment eğrilik grafiği (X) yönü



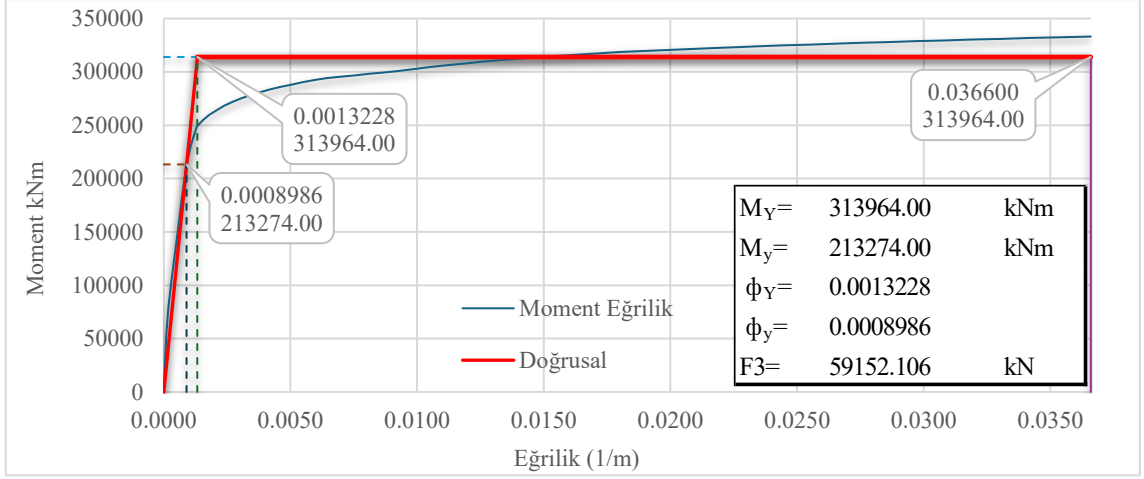
Şekil 3.65. P7 Kolonu, moment eğrilik grafiği, (Y) yönü



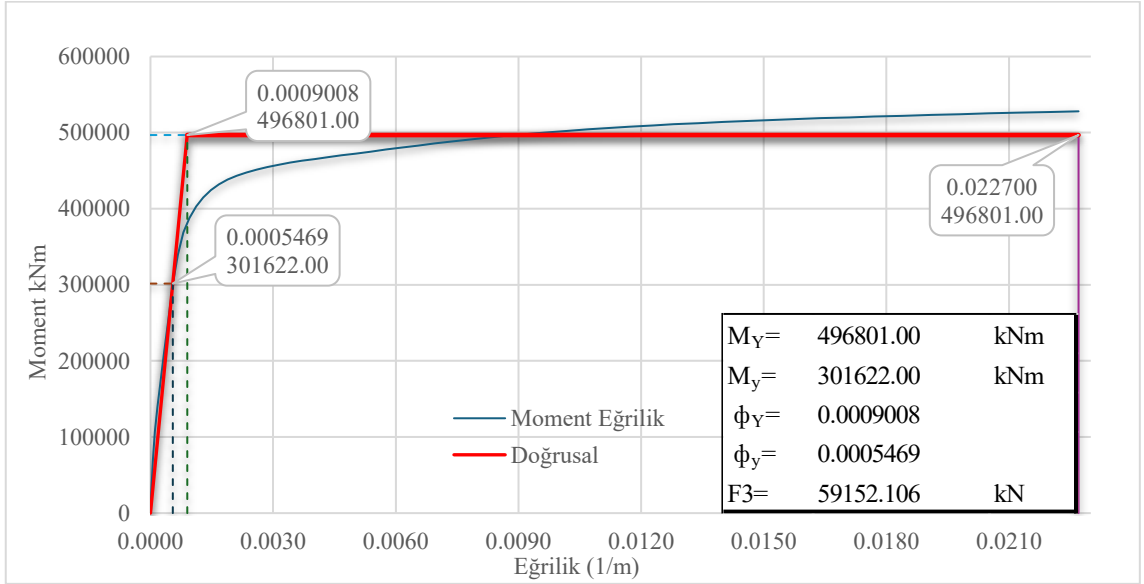
Şekil 3.66. P8 Kolonu, moment eğrilik grafiği (X) yönü



Şekil 3.67. P8 Kolonu, moment eğrilik grafiği (Y) yönü



Şekil 3.68. P9 Kolonu, moment eğrilik grafiği, (X) yönü



Şekil 3.69. P9 Kolonu, moment eğrilik grafiği, (Y) yönü

Şekil 3.52. ve Şekil 3.69. arasındaki eğrilerde iki doğrulu modelde yaklaşık doğrusal elastik davranışı ifade eden birinci doğru, kesitte ilk donatı akmasının meydana geldiği durumda M_y ve Φ_y koordinatları ile temsil edilen noktanın başlangıç noktasının birleştirilmesi ile elde edilir. Plastik davranışı ifade eden M_Y ve Φ_Y ikinci yatay doğrunun ordinatı kesitin etkin akma moment kapasitesini ifade eder. İlk donatı akmasından sonra en büyük eğriliğe kadar olan bölgede doğrusal olmayan moment-eğrilik eğrisi ile iki doğrulu yaklaşık modelin arasında kalan alanların dengelenmesi ile elde edilmiştir.

Moment eğrilik ilişkilerindeki plastik moment kapasiteleri, ilk donatı akmasının meydana geldiği akma momenti, maksimum moment, maksimum eğrilik vb. değerler Çizelge 3.28. ve Çizelge 3.29.'da verilmiştir. Denklem 3.47 ve 3.48'den elde edilen

kolonlara ait kontrollü hasar (KH) ve göçmenin önlenmesi (GÖ) performans düzeylerine karşılık gelen plastik dönme kapasiteleri aynı çizelgede verilmiştir.

Çizelge 3.28. Kolonların X yönü (KH) ve (GÖ) limit değerleri

X YÖNÜ (KH) ve (GÖ) LİMİT DEĞERLERİ								
K.NO	F3 (kN)	M _y (kNm)	M _y (kNm)	ϕ_y (1/rad)	Φ_y (1/rad)	L _P (mm)	$\Theta_p^{(KH)}$	$\Theta_p^{(GÖ)}$
P1	63384.046	318948	216199	0.001336	0.00090561	1819.2160	0.03089	0.04221
P2	63794.140	319565	216717	0.00133657	0.00090641	1929.1360	0.03273	0.04473
P3	63950.254	319800	216915	0.00133679	0.00090672	1999.1360	0.03392	0.04635
P4	63888.571	319708	216837	0.00133671	0.0009066	1989.1360	0.03375	0.04612
P5	63826.107	319614	216758	0.00133662	0.00090648	1979.1360	0.03358	0.04589
P6	62279.48	317285	214805	0.00133445	0.00090343	1729.0560	0.02934	0.04010
P7	60979.697	315328	213166	0.00133262	0.00090087	1519.0560	0.02578	0.03523
P8	59433.148	312945	211263	0.00133005	0.00089786	1269.0560	0.02154	0.02944
P9	59152.106	312531	210911	0.0132965	0.00089731	1179.0560	0.02001	0.02735

Çizelge 3.29. Kolonların Y yönü (KH) ve (GÖ) limit değerleri

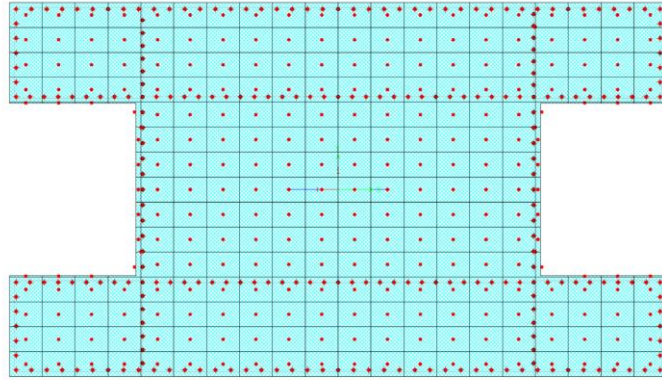
Y YÖNÜ (KH) ve (GÖ) LİMİT DEĞERLERİ								
K.NO	F3 (kN)	M _y (kNm)	M _y (kNm)	ϕ_y (1/rad)	Φ_y (1/rad)	L _P (mm)	$\Theta_p^{(KH)}$	$\Theta_p^{(GÖ)}$
P1	63384.046	504724	307867.00	0.0009041	0.00055146	1819.2160	0.01904	0.02607
P2	63794.140	505546	308526	0.0009044	0.00055193	1929.1360	0.02015	0.02759
P3	63950.254	505293	309075	0.0009028	0.00055222	1999.1360	0.02088	0.02860
P4	63888.571	505162	308922	0.0009028	0.00055211	1989.1360	0.02078	0.02845
P5	63826.107	505037	308822	0.0009028	0.00055204	1979.1360	0.02067	0.02831
P6	62279.48	502525	306092	0.0009032	0.00055017	1729.0560	0.01806	0.02473
P7	60979.697	499819	304005	0.0009021	0.00054866	1519.0560	0.01587	0.02173
P8	59433.148	496801	301622	0.0009008	0.00054693	1269.0560	0.01326	0.01815
P9	59152.106	496228	301172	0.0009006	0.00054660	1179.0560	0.01232	0.01680

3.13. Fiber Mafsal Tanımlaması

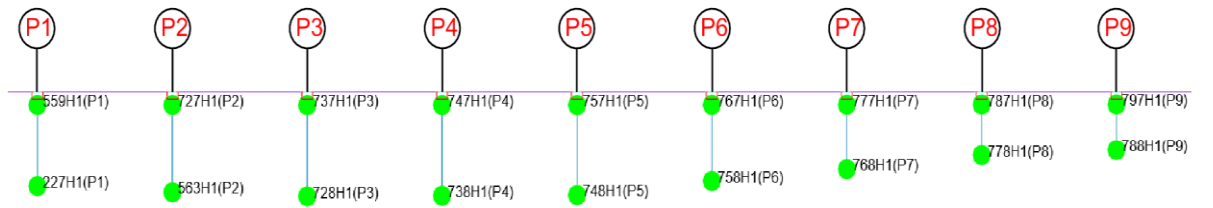
Fiber mafsallar, yapı elemanlarının doğrusal olmayan davranışlarını daha ayrıntılı inceleyebilmek amacıyla geliştirilen ileri düzey modelleme yöntemlerinden biridir. Bu yöntem, kesiti belirli sayıda lif (fiber) elemanına ayırarak her bir lifin malzeme özelliklerini ayrı ayrı tanımlamaya olanak tanır. Böylece, yapı elemanlarının plastik

deformasyon bölgeleri daha hassas bir şekilde modellenebilmektedir (Calabrese et al., 2010). Şekil 3.70.' de viyadük SAP2000 modeli görülmektedir. Viyadük çalışmasında tüm kolonlar aynı kesit geometrisine sahiptir. Fiber mafsalsal modellemesi için 20x15'lik bölünmüş bir ağ yapısı tercih edilmiştir. Bu bölünme daha da ayrıntılı hâle getirilebilse de analiz için yeterli düzeyde olduğu değerlendirilmiştir.

SAP2000 gibi sonlu eleman yöntemine dayalı yazılımlarda fiber mafsallar, betonarme ve çelik yapıların doğrusal olmayan analizlerinde sıklıkla kullanılmaktadır. Geleneksel plastik mafsalsal modelleri çoğunlukla moment-eğrilik ilişkisini esas alırken, fiber mafsalsal yaklaşımı kesitin her noktasındaki malzeme davranışını doğrudan dikkate alır. Bu sayede, kesitin farklı bölgelerinde meydana gelen deformasyon seviyeleri tespit edilerek daha gerçekçi sonuçlar elde edilebilir (Mazzoni et al., 2006). Kolonlara tanımlanan mafsalsal yerleri Şekil 3.71.'de gösterilmiştir. Kolonların temel üst kotunda ve başlık kirişi altında olmak üzere her kolon için 2 adet mafsalsal tanımlaması yapılmıştır.



Şekil 3.70. Kolon fiber mafsalsal modeli



Şekil 3.71. Kolonlar da tanımlanan mafsallar

4. ARAŞTIRMA SONUÇLARI VE TARTIŞMA

Bu tez çalışmasında, viyadük yapısının farklı deprem senaryoları altındaki yapısal performansını değerlendirmek amacıyla, gerçek bir deprem kaydından türetilmiş ve uygun şekilde ölçeklendirilmiş yedi adet deprem yer hareketi kullanılmıştır. Bu kapsamda, kayıtların ön işleme sürecinde ivme verileri sıfır ortalamaya getirilmiş, uygun filtreleme yöntemleri uygulanmış ve her bir kayıt, hedef ivme spektrumuna uyumlu hale getirilmiştir. Deprem hareketleri altında yapılan zaman tanımına bağlı analizlerde, viyadük kolonlarında plastik mafsall oluşumunun gerçekleşip gerçekleşmediği değerlendirilmiştir. Türkiye Köprü Deprem Yönetmeliği (TKDY, 2020) esas alınarak, analizlerde kullanılan beton ve donatı için kontrollü hasar (KH) ve göçme (GÖ) sınır değerleri belirlenmiştir. Kolonların numaralandırılmış yerleşim düzeni ise Şekil 4.1’de sunulmaktadır.

Analizde kullanılan ölçeklendirilmiş deprem kayları, viyadük geometrisi, mesnet koşulları ve malzeme özellikleri dikkate alınarak oluşturulan üç boyutlu yapısal model tanımlanmıştır. Viyadük sisteminde elastomer mesnetler ile rijit ankastre bağlantılar birlikte değerlendirilmiş, üstyapı ve taşıyıcı sistemin dinamik davranışını etkileyen parametreler dikkate alınarak gerçekçi bir modelleme yapılmıştır. Viyadük üst yapısı balast ve ray, travers, bağlantı elemanları vs. olduğundan, dinamik etkisi dikkate alınmıştır. Zaman tanım alanında analiz sonuçları, dönme ve birim şekil değiştirme düzeyleri açısından değerlendirilmiştir. Özellikle betonda önemli plastik şekil değiştirmeler gözlenmiş, bazı beton liflerin göçme sınır değerine ulaştığı tespit edilmiştir. Bu durum yapının ilgili bölgelerinde servis dışı kalma riski oluşabileceğini, ancak sistemin bütünsel olarak ağır hasar almadan ayakta kaldığını göstermektedir.



Şekil 4.1. Kolon numaralandırılmış hali

4.1. Ölçeklendirilmiş Tabas-İran Deprem Modelinin Viyadük Üzerindeki Etkilerinin İncelenmesi

TKDY, 2020’de 2.aşama hesaplamada hem plastik dönme limitlerinin hem de şekil değiştirme limitlerinin kontrol edilmesini istemektedir. Birim şekil değiştirme değerleri beton ve çelik için değerlendirilmiştir. SAP2000 programında gerçekleştirilen analizlerde kolonlara ait en büyük dönme değerleri Çizelge 4.1.’de sunulmuştur. Yönetmelik, ölçeklendirilmiş depremin çapraz olarak uygulanmasını istediğinden, U1 ve U2 yönü deprem analizi Tabas-1, U2 ve U1 yönü deprem analizi Tabas-2 olarak isimlendirilmiştir. Bu isimlendirme tez çalışmasındaki 7 adet deprem için de uygulanmıştır. Çizelge 4.1.’deki plastik dönem değerleri KH ve GÖ sınır limit değerleri ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma için her iki yön de dikkat alınmıştır. KH ve GÖ hasar değerlerinin her ikisinin de limit değerlerin altında kalması halinde uygun işareti verilmiştir.

SAP2000 program kuralı gereğince R3 yönü dönmesi x yönü limit değeri ile karşılaştırılmış, R2 yönü dönme değeri ise y yönü limit değeri ile karşılaştırılmıştır.

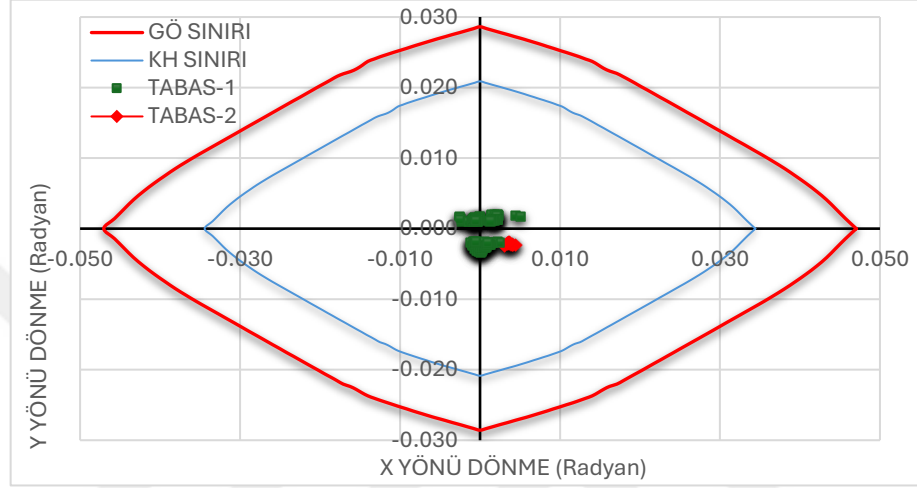
Çizelge 4.1. Tabas-İran depreminin plastik mafsallardaki en büyük dönme değerleri

Kolon No	Tabas-1		Tabas-2		$\Theta_p(KH)$ Limit (x)	$\Theta_p(GÖ)$ Limit (x)	$\Theta_p(KH)$ Limit (y)	$\Theta_p(GÖ)$ Limit (y)	Sonuç
	$\Theta(rad)$ (R2)	$\Theta(rad)$ (R3)	$\Theta(rad)$ (R2)	$\Theta(rad)$ (R3)					
P1	0.00210	0.00635	0.00294	0.00947	0.03089	0.04221	0.01904	0.02607	✓
P2	0.00273	0.00617	0.00261	0.00567	0.03273	0.04473	0.02015	0.02759	✓
P3	0.00340	0.00619	0.00359	0.00592	0.03392	0.04635	0.02088	0.02860	✓
P4	0.00334	0.00806	0.00399	0.00619	0.03375	0.04612	0.02078	0.02845	✓
P5	0.00217	0.00654	0.00268	0.00495	0.03358	0.04589	0.02067	0.02831	✓
P6	0.00274	0.00517	0.00283	0.00628	0.02934	0.04010	0.01806	0.02473	✓
P7	0.00198	0.00434	0.00275	0.00393	0.02578	0.03523	0.01587	0.02173	✓
P8	0.00371	0.00443	0.00205	0.00456	0.02154	0.02944	0.01326	0.01815	✓
P9	0.00372	0.00482	0.00364	0.00755	0.02001	0.02735	0.01220	0.01687	✓

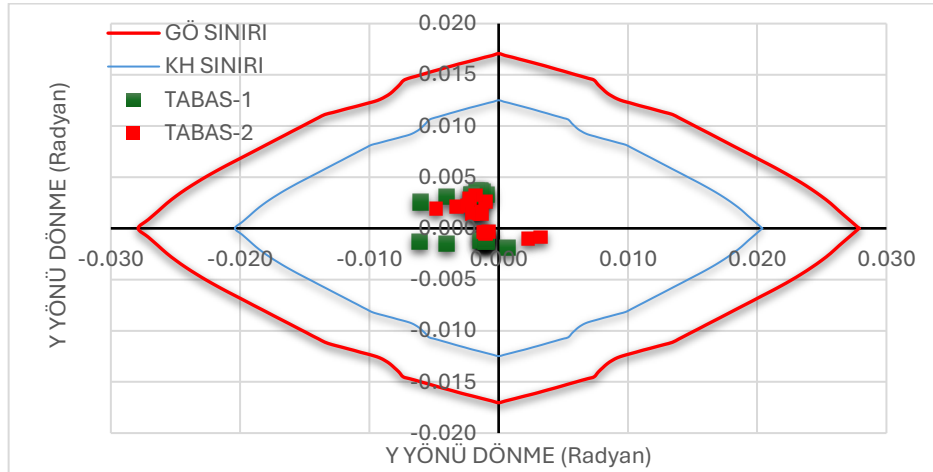
Çizelge 4.1.’de 9 adet kolona ait plastik dönme değerleri gösterilmiştir. P3 kolonu en yüksek kolon olup, yüksekliği 20.55 m dir. P9 kolonu ise yüksekliği en düşük kolon olup yüksekliği 10.34 m dir. Bu nedenle grafik olarak P3 ve P9 kolonuna ait dönme grafikleri verilmiştir. Şekil 4.2.’de P3 kolonuna ait GÖ ve KH sınır eğrileri ve zamana bağlı dönme değerleri grafik olarak gösterilmiştir. Deprem esnasında viyadüğe gelen

yüklere bağlı olarak dönme değerleri zaman içerisinde farklılık göstereceğinden, zaman içerisinde almış olduğu en büyük dönme değerleri grafik üzerinde gösterilmiştir.

Grafiğin oluşturulmasında XTRACT programından faydalanılmıştır. Kolonların plastik mafsalları boyaları Çizelge 3.26’da gösterilmiştir. Eğrilik değerinin plastik mafsalları boyu ile çarpılması sonucu dönme değeri elde edilmiştir. Şekil 4.3.’de ise P9 kolonuna ait benzer veriler grafik olarak gösterilmiştir.



Şekil 4.2. P3 Kolonu dönme grafiği



Şekil 4.3. P9 Kolonu dönme grafiği

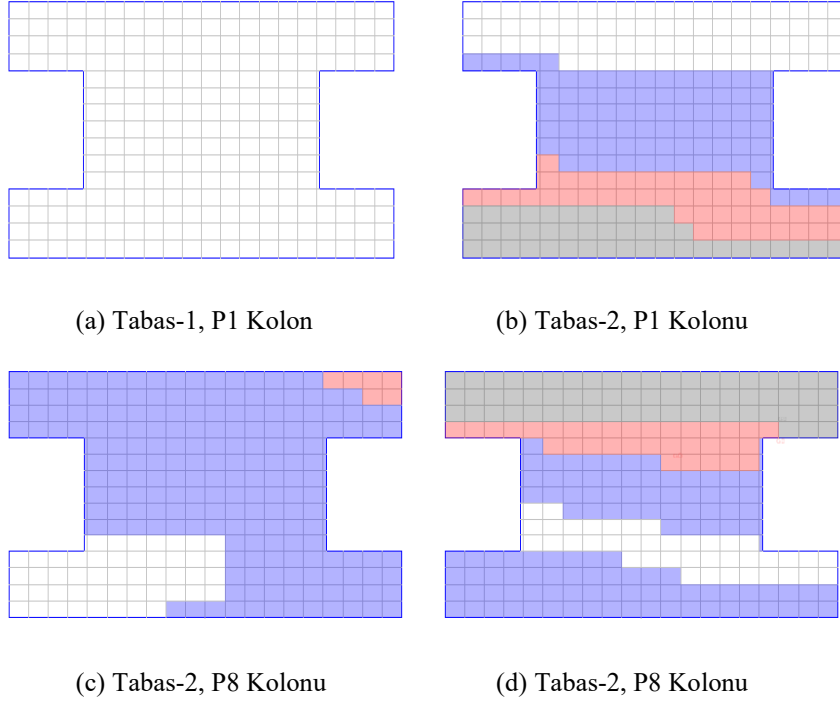
Fiber mafsalların beton birim şekil değiştirmeleri incelenmiş, en büyük birim şekil değiştirme verileri Çizelge 4.2.’de sunulmuştur. Betona ait KH ve GÖ limit sınırları daha önce Çizelge 3.7. kapsamında hesaplanmıştır. Çizelge 4.2. ‘de görüldüğü gibi P1 ve P8 kolonlarında GÖ limit değeri aşılmıştır. P2 kolonunda ise KH limit değeri aşılmıştır. Fiber mafsalda 20x15 adet fiber kullanıldığı daha önceden belirtilmişti. Çizelge 4.2.’de

SAP2000 analiz raporundan ilgili fiberler için elde edilen deprem esnasındaki en büyük değerleri gösterilmiştir. GD ifadesi göçmenin önlemesi (GÖ) sınırının aşılmasını yani göçme durumunu ifade etmektedir.

Çizelge 4.2. Beton birim şekil değiştirme değerleri

Kolon No	Tabas-1	Tabas-2	$\epsilon_c^{(KH)}$	$\epsilon_c^{(GÖ)}$	Durum	Durum
	ϵ_c	ϵ_c			Tabas-1	Tabas-2
P1	0.00045	0.01087	0.00621	0.00833	KK	GD
P2	0.00312	0.00637	0.00621	0.00833	KH	GÖ
P3	0.00030	0.00497	0.00621	0.00833	KK	KH
P4	0.00077	0.00485	0.00621	0.00833	KK	KH
P5	0.00213	0.00285	0.00621	0.00833	KH	KH
P6	0.00304	0.00565	0.00621	0.00833	KH	KH
P7	0.00318	0.00217	0.00621	0.00833	KH	KH
P8	0.00665	0.00945	0.00621	0.00833	GÖ	GD
P9	0.00074	0.00318	0.00621	0.00833	KH	KH

Çizelge 4.2.'deki hasar durumunu daha iyi anlayabilmek için, P1 ve P8 kolon kesitlerindeki fiber mafsıl hasar dağılımları Şekil 4.4.'de gösterilmiştir. Beyaz bölgeler hasarsız bölgeleri, mavi bölgeler KH durumunu, kırmızı bölgeler GÖ bölgelerini, gri bölgeler ise GD gösteren bölgeleri ifade etmektedir.



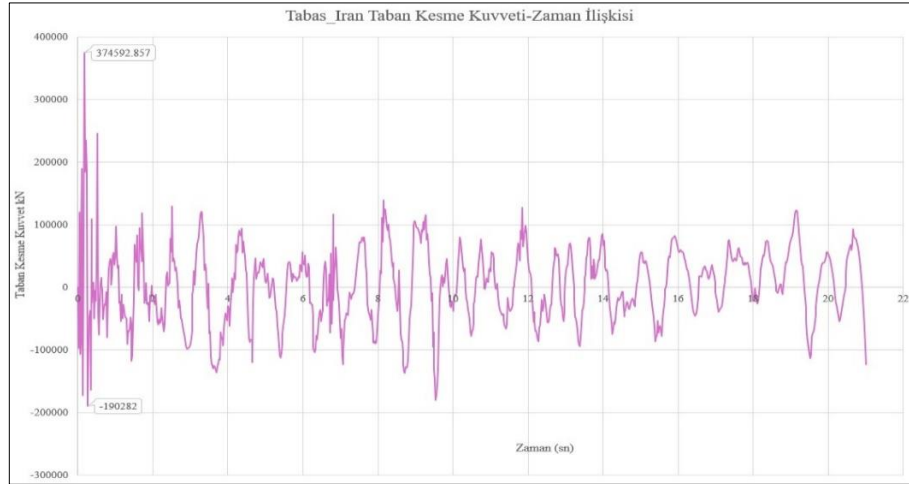
Şekil 4.4. P1 ve P8 kolonları hasar dağılımı

Tabas-İran depremi için donatı çeliğinin hasar seviyesi incelenmiştir. Elde edilen birim şekil değiştirme verileri ile sınırı değerler karşılaştırılmıştır. Çizelge 4.3.'de donatı birim şekil değiştirme tablosu görülmektedir. Çizelge 4.3.'de fiber mafsallardaki donatıların en büyük birim şekil değiştirme değerleri gösterilmiş olup, tüm kolonlardaki donatılarda KH performans seviyesi sağlanmaktadır.

Çizelge 4.3. Donatılardaki maksimum birim şekil değiştirmeler

Kolon No	Tabas-1	Tabas-2	$\epsilon_s^{(KH)}$	$\epsilon_s^{(GÖ)}$	Durum Tabas-1	Durum Tabas-1
	ϵ_s	ϵ_s				
P1	0.00046	0.01105	0.04	0.053	KK	KH
P2	0.00318	0.00653	0.04	0.053	KH	KH
P3	0.00031	0.00514	0.04	0.053	KK	KH
P4	0.00079	0.00500	0.04	0.053	KK	KH
P5	0.00219	0.00293	0.04	0.053	KH	KH
P6	0.00314	0.00584	0.04	0.053	KH	KH
P7	0.00329	0.00223	0.04	0.053	KH	KH
P8	0.00683	0.00971	0.04	0.053	KH	KH
P9	0.00154	0.00325	0.04	0.053	KH	KH

Taban kesme kuvveti grafiği Şekil 4.5.'de sunulmuştur. Grafikten de görüleceği gibi depremde elde edilen en büyük taban kesme kuvveti 374592.85 kN dur.



Şekil 4.5. Tabas-İran depremi U2-U1 yönü

4.2. Ölçeklendirilmiş Loma Prieta Deprem Modelinin Viyadük Üzerindeki Etkilerinin İncelenmesi

Loma Prieta deprem kayıtları Bölüm 3.9.'da açıklanan şekilde ölçeklendirilmiş ve yönetmeliğin belirtmiş olduğu şartlar doğrultusunda her iki yönde de (U1 ve U2) SAP2000 programında tanımlaması yapılmıştır. SAP2000 programında gerçekleştirilen analizlerde kolonlara ait en büyük dönme değerleri Çizelge 4.4.'de sunulmuştur. Yönetmelik, ölçeklendirilmiş depremin çapraz olarak uygulanmasını istediğinden, U1 ve U2 yönü deprem analizi Loma-1, U2 ve U1 yönü deprem analizi Loma-2 olarak isimlendirilmiştir. Çizelge 4.4.'deki plastik dönem değerleri KH ve GÖ sınır limit değerleri ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma için her iki yön de dikkat alınmıştır. KH ve GÖ hasar değerlerinin her ikisinin de limit değerlerin altında kalması halinde uygun işareti verilmiştir.

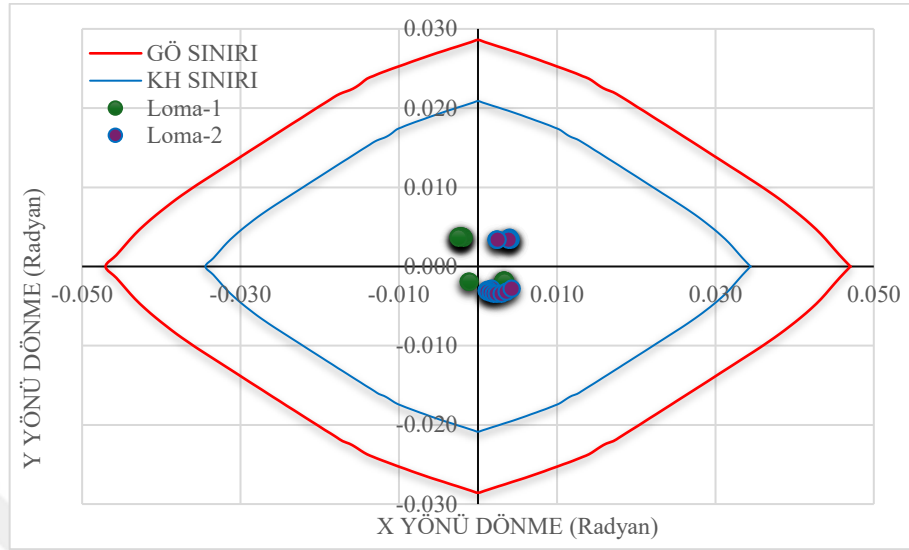
SAP2000 program kuralı gereğince R3 yönü dönmesi x yönü limit değeri ile karşılaştırılmış, R2 yönü dönme değeri ise y yönü limit değeri ile karşılaştırılmıştır.

Çizelge 4.4. Loma Prieta depreminin plastik mafsaldaki en büyük dönme değerleri

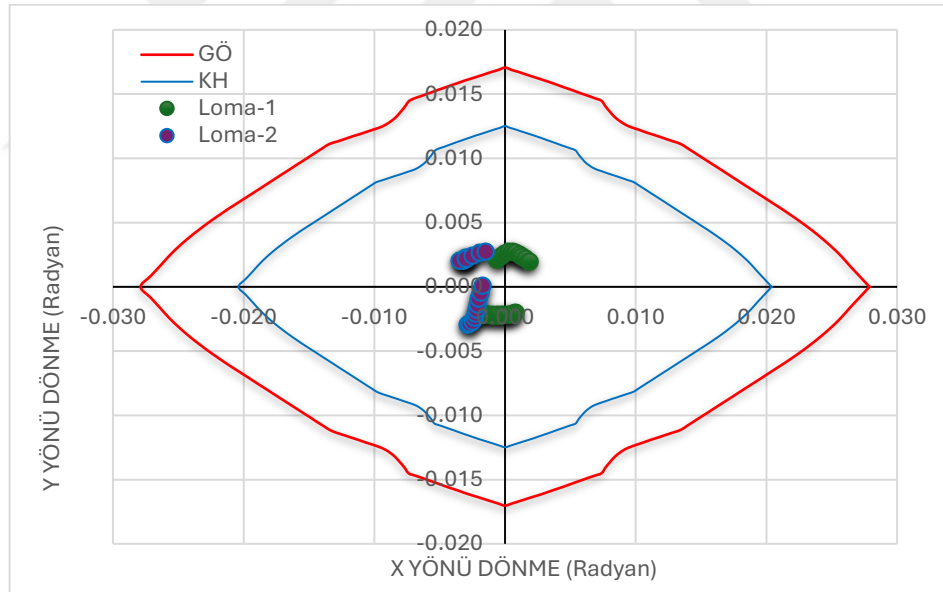
Kolon No	Loma-1		Loma-2		$\Theta_p(KH)$	$\Theta_p(GÖ)$	$\Theta_p(KH)$	$\Theta_p(GÖ)$	Sonuç
	$\Theta(rad)$ (R2)	$\Theta(rad)$ (R3)	$\Theta(rad)$ (R2)	$\Theta(rad)$ (R3)	Limit (x)	Limit (x)	Limit (y)	Limit (y)	
P1	0.00354	0.00749	0.00294	0.00947	0.03089	0.04221	0.01904	0.02607	✓
P2	0.00252	0.00689	0.00261	0.00567	0.03273	0.04473	0.02015	0.02759	✓
P3	0.00373	0.00376	0.00359	0.00592	0.03392	0.04635	0.02088	0.02860	✓
P4	0.00249	0.00601	0.00399	0.00619	0.03375	0.04612	0.02078	0.02845	✓
P5	0.00278	0.00645	0.00268	0.00495	0.03358	0.04589	0.02067	0.02831	✓
P6	0.00207	0.00469	0.00283	0.00628	0.02934	0.04010	0.01806	0.02473	✓
P7	0.00180	0.00246	0.00275	0.00393	0.02578	0.03523	0.01587	0.02173	✓
P8	0.00261	0.00435	0.00205	0.00456	0.02154	0.02944	0.01326	0.01815	✓
P9	0.00273	0.00399	0.00364	0.00755	0.02001	0.02735	0.01220	0.01687	✓

Çizelge 4.4.'de 9 adet kolona ait plastik dönme değerleri gösterilmiştir. P3 kolonu en yüksek kolon olup, yüksekliği 20.55 m dir. P9 kolonu ise yüksekliği en düşük kolon olup yüksekliği 10.34 m dir. Bu nedenle grafik olarak P3 ve P9 kolonuna ait dönme grafikleri verilmiştir. Şekil 4.6.'da ve Şekil 4.7.'de P3 ve P9 kolonuna ait GÖ ve KH sınır eğrileri ve zamana bağlı dönme değerleri grafik olarak gösterilmiştir. Deprem esnasında viyadüğe gelen yüklere bağlı olarak dönme değerleri zaman içerisinde farklılık

göstereceğinden, zaman içerisinde almış olduğu en büyük dönme değerleri grafik üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 4.6. P3 Kolonu dönme grafiği



Şekil 4.7. P9 Kolonu dönme grafiği

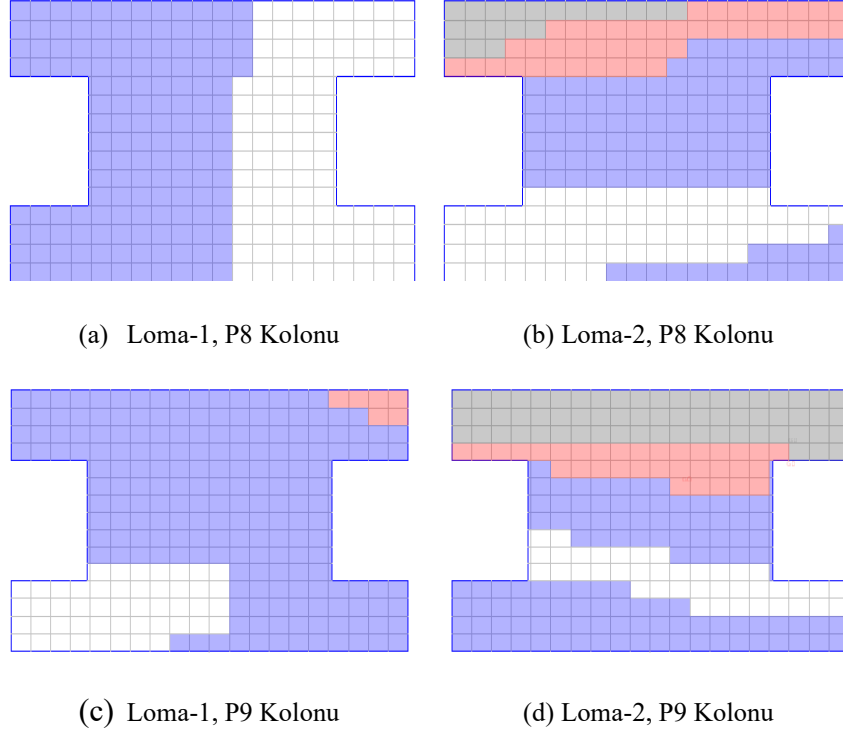
Fiber mafsalların beton birim şekil değiştirmeleri incelenmiş, en büyük birim şekil değiştirme verileri Çizelge 4.5.'de sunulmuştur. Betona ait KH ve GÖ limit sınırları daha önce Çizelge 3.7. kapsamında hesaplanmıştır. Çizelge 4.2. 'de görüldüğü gibi P8 ve P9 kolonlarında GÖ limit değeri aşılmıştır. Fiber mafsalda 20x15 adet fiber kullanıldığı daha önceden belirtilmişti. Çizelge 4.5.'de SAP2000 analiz raporundan ilgili fiberler için elde

edilen deprem esnasındaki en büyük değerleri gösterilmiştir. GD ifadesi göçmenin önlemesi (GÖ) sınırının aşılmasını yani göçme durumunu ifade etmektedir.

Çizelge 4.5. Beton birim şekil değiştirme değerleri

Kolon No	Loma-1	Loma-2	$\epsilon_c^{(KH)}$	$\epsilon_c^{(GÖ)}$	Sonuç	Sonuç
	ϵ_c	ϵ_c			Loma-1	Loma-2
P1	0.00118	0.00372	0.00621	0.00833	KK	KH
P2	0.00213	0.00276	0.00621	0.00833	KH	KH
P3	0.00255	0.00343	0.00621	0.00833	KH	KH
P4	0.00219	0.00097	0.00621	0.00833	KH	KK
P5	0.00078	0.00214	0.00621	0.00833	KK	KH
P6	0.00149	0.00249	0.00621	0.00833	KK	KH
P7	0.00322	0.00387	0.00621	0.00833	KH	KH
P8	0.00603	0.01022	0.00621	0.00833	KH	GD
P9	0.00682	0.01410	0.00621	0.00833	GÖ	GD

Çizelge 4.2.'deki hasar durumunu daha iyi anlayabilmek için, P8 ve P9 kolon kesitlerindeki fiber mafsallı hasar dağılımları Şekil 4.8.'de gösterilmiştir. Beyaz bölgeler hasarsız bölgeleri, mavi bölgeler KH durumunu, kırmızı bölgeler GÖ bölgelerini, gri bölgeler ise GD gösteren bölgeleri ifade etmektedir.



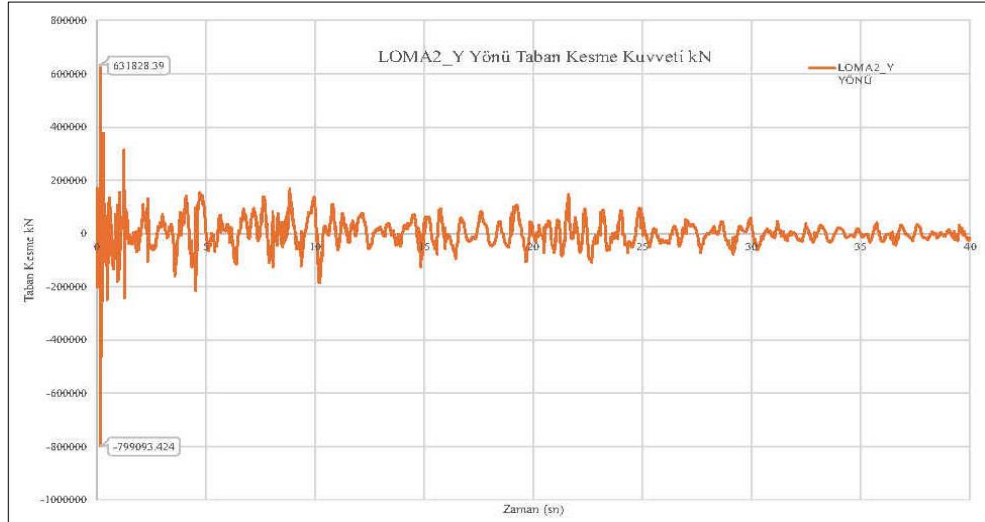
Şekil 4.8. P8 ve P9 Kolonu hasar dağılımı

Loma depreminde donatı çeliğinin hasar seviyesi incelenmiştir. Elde edilen birim şekil değiştirme verileri ile sınırı değerleri karşılaştırılmıştır. Çizelge 4.6.'de donatı birim şekil değiştirme tablosu görülmektedir. Çizelge 4.3. 'de fiber mafsallardaki donatıların en büyük birim şekil değiştirme değerleri gösterilmiş olup, tüm kolonlardaki donatılarda KH performans seviyesi sağlanmaktadır.

Çizelge 4.6. Donatı birim şekil değiştirme değerleri

Kolon No	Loma-1	Loma-2	$\epsilon_s^{(KH)}$	$\epsilon_s^{(GÖ)}$	Sonuç Loma-1	Sonuç Loma-2
	ϵ_s	ϵ_s				
P1	0.00121	0.00380	0.04	0.053	KK	KH
P2	0.00218	0.00281	0.04	0.053	KH	KH
P3	0.00263	0.00353	0.04	0.053	KH	KH
P4	0.00226	0.00102	0.04	0.053	KH	KK
P5	0.00081	0.00218	0.04	0.053	KK	KH
P6	0.00154	0.00260	0.04	0.053	KH	KH
P7	0.00332	0.00397	0.04	0.053	KH	KH
P8	0.00623	0.01041	0.04	0.053	KH	KH
P9	0.00697	0.01437	0.04	0.053	KH	KH

Taban kesme kuvveti grafiği Şekil 4.9.'de sunulmuştur. Grafikten de görüleceği gibi depremde elde edilen en büyük taban kesme kuvveti 799093.42 kN dur.



Şekil 4.9. Loma-2 Taban Kesme kuvveti

4.3. Ölçeklendirilmiş Landers Depremi Modelinin Viyadük Üzerindeki Etkilerinin İncelenmesi

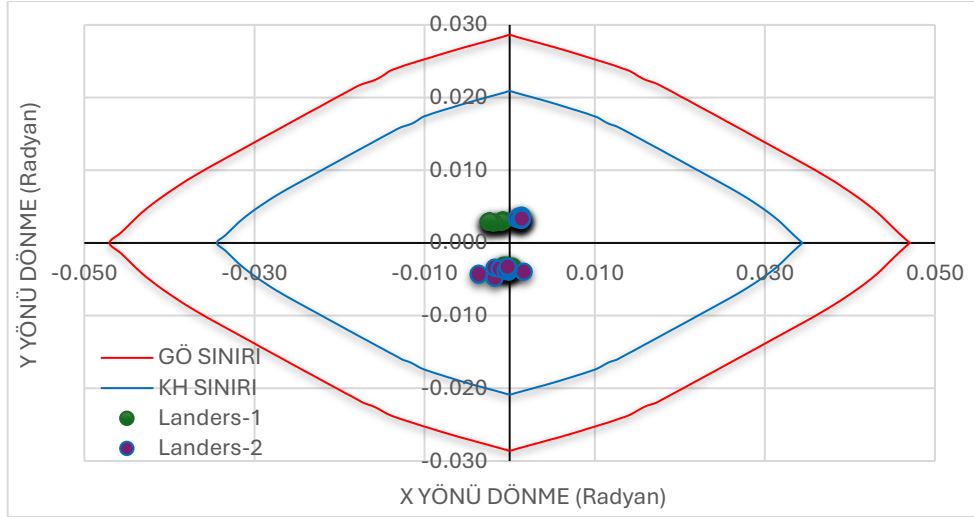
Landers deprem kayıtları Bölüm 3.9.'da açıklanan şekilde ölçeklendirilmiş ve yönetmeliğin belirtmiş olduğu şartlar doğrultusunda her iki yönde de (U1 ve U2) SAP2000 programında tanımlaması yapılmıştır. SAP2000 programında gerçekleştirilen analizlerde kolonlara ait en büyük dönme değerleri Çizelge 4.7.'de sunulmuştur. Yönetmelik, ölçeklendirilmiş depremin çapraz olarak uygulanmasını istediğinden, U1 ve U2 yönü deprem analizi Landers-1, U2 ve U1 yönü deprem analizi Landers-2 olarak isimlendirilmiştir. Çizelge 4.7.'deki plastik dönem değerleri KH ve GÖ sınır limit değerleri ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma için her iki yön de dikkat alınmıştır. KH ve GÖ hasar değerlerinin her ikisinin de limit değerlerin altında kalması halinde uygun işareti verilmiştir.

SAP2000 program kuralı gereğince R3 yönü dönmesi x yönü limit değeri ile karşılaştırılmış, R2 yönü dönme değeri ise y yönü limit değeri ile karşılaştırılmıştır.

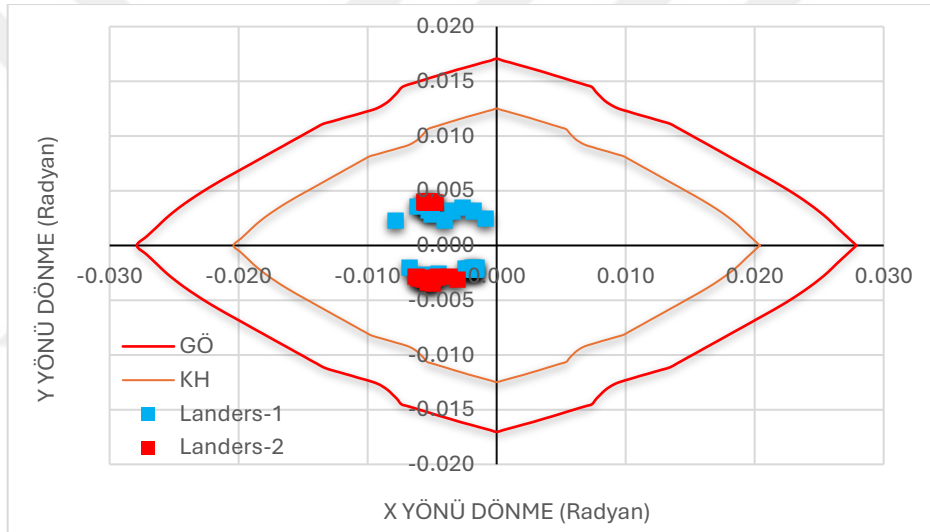
Çizelge 4.7. Landers depreminin, plastik mafsaldaki en büyük dönme değerleri

Kolon No	Landers-1		Landers-2		Op(KH)	Op(GÖ)	Op(KH)	Op(GÖ)	Sonuç
	$\Theta(\text{rad})$ (R2)	$\Theta(\text{rad})$ (R3)	$\Theta(\text{rad})$ (R2)	$\Theta(\text{rad})$ (R3)	Limit (x)	Limit (x)	Limit (y)	Limit (y)	
P1	0.00227	0.00507	0.00305	0.00385	0.03089	0.04221	0.01904	0.02607	✓
P2	0.00240	0.00399	0.00239	0.00745	0.03273	0.04473	0.02015	0.02759	✓
P3	0.00347	0.00575	0.00369	0.00636	0.03392	0.04635	0.02088	0.02860	✓
P4	0.00422	0.00585	0.00282	0.00461	0.03375	0.04612	0.02078	0.02845	✓
P5	0.00355	0.00572	0.00222	0.00536	0.03358	0.04589	0.02067	0.02831	✓
P6	0.00374	0.00654	0.00258	0.00624	0.02934	0.04010	0.01806	0.02473	✓
P7	0.00304	0.00704	0.00228	0.00526	0.02578	0.03523	0.01587	0.02173	✓
P8	0.00318	0.01185	0.00481	0.00871	0.02154	0.02944	0.01326	0.01815	✓
P9	0.00353	0.00784	0.00402	0.00976	0.02001	0.02735	0.01220	0.01687	✓

Çizelge 4.7.'de 9 adet kolona ait plastik dönme değerleri gösterilmiştir. P3 kolonu en yüksek kolon olup, yüksekliği 20.55 m dir. P9 kolonu ise yüksekliği en düşük kolon olup yüksekliği 10.34 m dir. Bu nedenle grafik olarak P3 ve P9 kolonuna ait dönme grafikleri verilmiştir. Şekil 4.10.'da ve Şekil 4.11.'de P3 ve P9 kolonuna ait GÖ ve KH sınır eğrileri ve zamana bağlı dönme değerleri grafik olarak gösterilmiştir. Deprem esnasında viyadüğe gelen yüklere bağlı olarak dönme değerleri zaman içerisinde farklılık göstereceğinden, zaman içerisinde almış olduğu en büyük dönme değerleri grafik üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 4.10. P3 Kolonu dönme grafiği



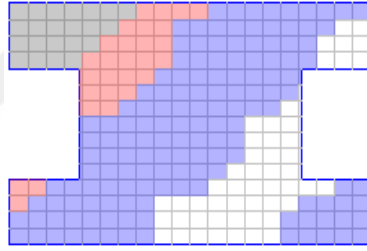
Şekil 4.11. P9 Kolonu dönme grafiği

Fiber mafsalların beton birim şekil değiştirmeleri incelenmiş, en büyük birim şekil değiştirme verileri Çizelge 4.8.'de sunulmuştur. Betona ait KH ve GÖ limit sınırları daha önce Çizelge 3.7. kapsamında hesaplanmıştır. Çizelge 4.8. 'de görüldüğü gibi P8 ve P9 kolonlarında GÖ limit değeri aşılmıştır. Fiber mafsalda 20x15 adet fiber kullanıldığı daha önceden belirtilmişti. Çizelge 4.8.'de SAP2000 analiz raporundan ilgili fiberler için elde edilen deprem esnasındaki en büyük değerleri gösterilmiştir.

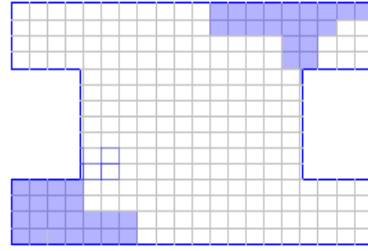
Çizelge 4.8. Beton birim şekil değiştirme değerleri

Kolon No	Landers-1	Landers-2	$\epsilon_c^{(KH)}$	$\epsilon_c^{(GÖ)}$	Sonuç Landers-1	Sonuç Landers-2
	ϵ_c	ϵ_c				
P1	0.00395	0.00137	0.00621	0.00833	KH	KK
P2	0.00239	0.00172	0.00621	0.00833	KH	KH
P3	0.00281	0.00172	0.00621	0.00833	KH	KH
P4	0.00098	0.00291	0.00621	0.00833	KK	KH
P5	0.00375	0.00297	0.00621	0.00833	KH	KH
P6	0.00400	0.00583	0.00621	0.00833	KH	KH
P7	0.00549	0.00616	0.00621	0.00833	KH	KH
P8	0.01144	0.00262	0.00621	0.00833	GD	KH
P9	0.00364	0.01481	0.00621	0.00833	KH	GD

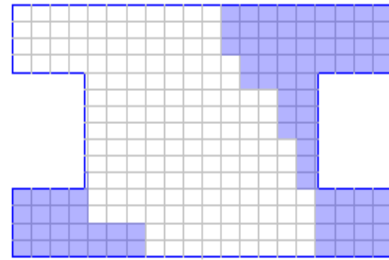
Çizelge 4.8.’deki hasar durumunu daha iyi anlayabilmek için, P8 ve P9 kolon kesitlerindeki fiber mafsallı hasar dağılımları Şekil 4.12.’de gösterilmiştir. Beyaz bölgeler hasarsız bölgeleri, mavi bölgeler KH durumunu, kırmızı bölgeler GÖ bölgelerini, gri bölgeler ise GD gösteren bölgeleri ifade etmektedir.



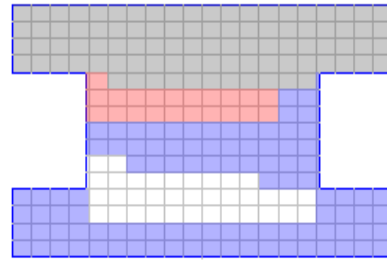
(a) Landers-1, P8 Kolonu



(b) Landers-2, P8 Kolonu



(c) Landers-1, P9 Kolonu



(d) Landers-2, P9 Kolonu

Şekil 4.12. P8 ve P9 Kolonu hasar dağılımı

Landers depreminde donatı çeliğinin hasar seviyesi incelenmiştir. Elde edilen birim şekil değiştirme verileri ile sınırı değerleri karşılaştırılmıştır. Çizelge 4.9.’da fiber mafsallardaki donatıların en büyük birim şekil değiştirme değerleri gösterilmiş olup, tüm kolonlardaki donatılarda KH performans seviyesi sağlanmaktadır.

Çizelge 4.9. Donatı birim şekil değiştirme değerleri

Kolon No	Landers-1	Landers-2	$\mathcal{E}_s^{(KH)}$	$\mathcal{E}_s^{(GÖ)}$	Sonuç Landers-1	Sonuç Landers-2
	$\mathcal{E}_s$	$\mathcal{E}_s$				
P1	0.00405	0.00141	0.04	0.053	KH	KK
P2	0.00245	0.00177	0.04	0.053	KH	KH
P3	0.00291	0.00178	0.04	0.053	KH	KH
P4	0.00100	0.00297	0.04	0.053	KK	KH
P5	0.00382	0.00307	0.04	0.053	KH	KH
P6	0.00412	0.00602	0.04	0.053	KH	KH
P7	0.00564	0.00633	0.04	0.053	KH	KH
P8	0.01175	0.00271	0.04	0.053	KH	KH
P9	0.00376	0.01503	0.04	0.053	KH	KH

4.4. Ölçeklendirilmiş New Zealand-02 Deprem Modelinin Viyadük Üzerindeki Etkilerinin İncelemesi

New Zealand deprem kayıtları Bölüm 3.9.'da açıklanan şekilde ölçeklendirilmiş ve yönetmeliğin belirtmiş olduğu şartlar doğrultusunda her iki yönde de (U1 ve U2) SAP2000 programında tanımlaması yapılmıştır SAP2000 programında gerçekleştirilen analizlerde kolonlara ait en büyük dönme değerleri Çizelge 4.10.'da sunulmuştur. Yönetmelik, ölçeklendirilmiş depremin çapraz olarak uygulanmasını istediğinden, U1 ve U2 yönü deprem analizi New-1, U2 ve U1 yönü deprem analizi New-2 olarak isimlendirilmiştir. Çizelge 4.10.'deki plastik dönem değerleri KH ve GÖ sınır limit değerleri ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma için her iki yön de dikkat alınmıştır. KH ve GÖ hasar değerlerinin her ikisinin de limit değerlerin altında kalması halinde uygun işareti verilmiştir.

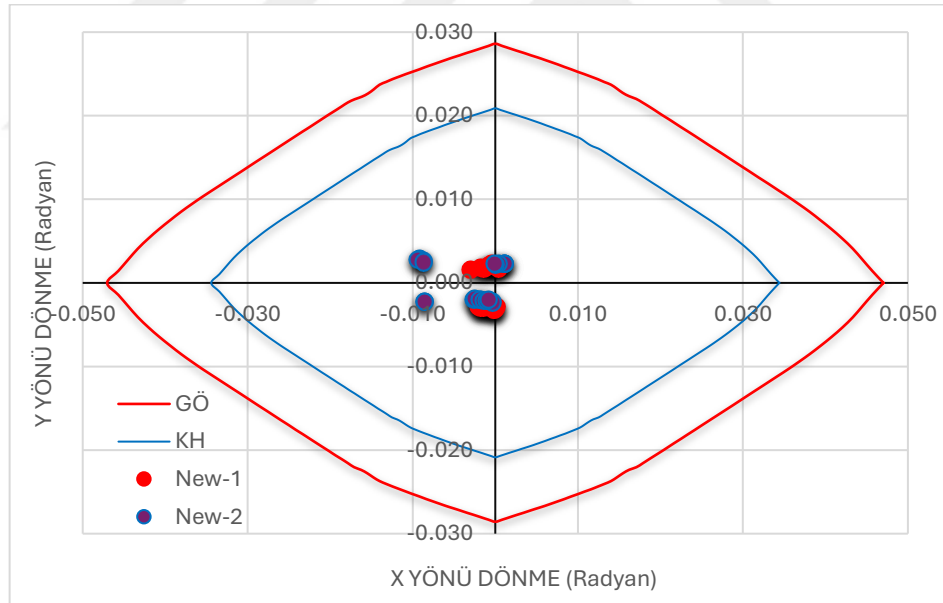
SAP2000 program kuralı gereğince R3 yönü dönmesi x yönü limit değeri ile karşılaştırılmış, R2 yönü dönme değeri ise y yönü limit değeri ile karşılaştırılmıştır.

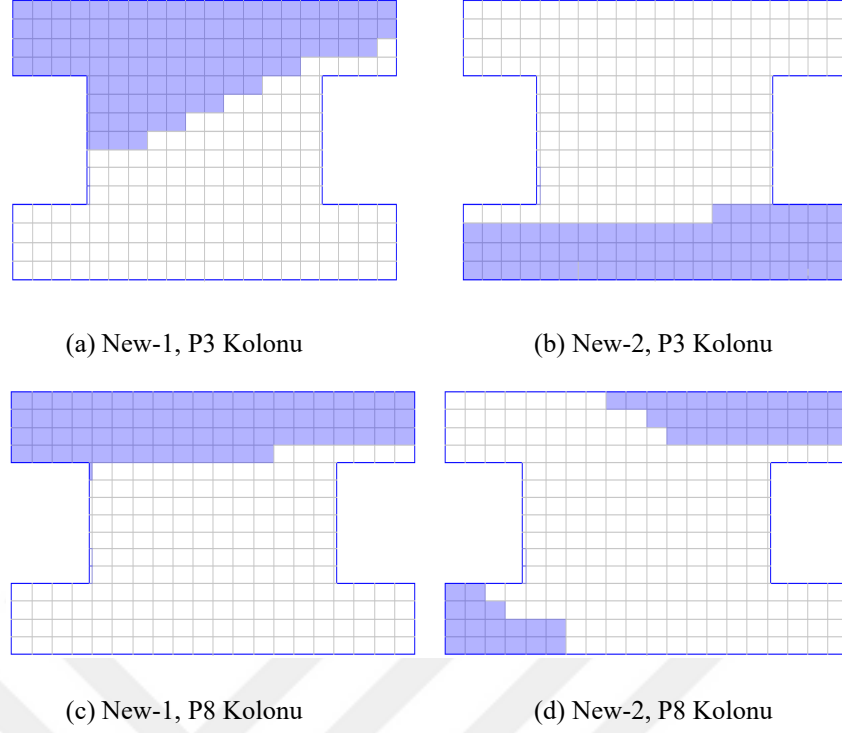
Çizelge 4.10.'de 9 adet kolona ait plastik dönme değerleri gösterilmiştir. P3 kolonu en yüksek kolon olup, yüksekliği 20.55 m dir. P9 kolonu ise yüksekliği en düşük kolon olup yüksekliği 10.34 m dir. Bu nedenle grafik olarak P3 ve P9 kolonuna ait dönme grafikleri verilmiştir.

Çizelge 4.10. New Zealand depreminin, plastik mafsaldaki en büyük dönme değerleri

Kolon No	New-1		New-2		$\Theta_p(KH)$ Limit (x)	$\Theta_p(GÖ)$ Limit (x)	$\Theta_p(KH)$ Limit (y)	$\Theta_p(GÖ)$ Limit (y)	Sonuç
	$\Theta(rad)$ (R2)	$\Theta(rad)$ (R3)	$\Theta(rad)$ (R2)	$\Theta(rad)$ (R3)					
P1	0.00232	0.00640	0.00235	0.00652	0.03089	0.04221	0.01904	0.02607	✓
P2	0.00365	0.00574	0.00227	0.00820	0.03273	0.04473	0.02015	0.02759	✓
P3	0.00318	0.00672	0.00287	0.01325	0.03392	0.04635	0.02088	0.02860	✓
P4	0.00315	0.00457	0.00278	0.01034	0.03375	0.04612	0.02078	0.02845	✓
P5	0.00289	0.00469	0.00270	0.00639	0.03358	0.04589	0.02067	0.02831	✓
P6	0.00185	0.00438	0.00321	0.00733	0.02934	0.04010	0.01806	0.02473	✓
P7	0.00253	0.00815	0.00358	0.00852	0.02578	0.03523	0.01587	0.02173	✓
P8	0.00223	0.00740	0.00218	0.00908	0.02154	0.02944	0.01326	0.01815	✓
P9	0.00374	0.00790	0.00207	0.00896	0.02001	0.02735	0.01220	0.01687	✓

Şekil 4.13.'da ve Şekil 4.14.'de P3 ve P9 kolonuna ait GÖ ve KH sınır eğrileri ve zamana bağlı dönme değerleri grafik olarak gösterilmiştir. Deprem esnasında viyadüğe gelen yüklere bağlı olarak dönme değerleri zaman içerisinde farklılık göstereceğinden, zaman içerisinde almış olduğu en büyük dönme değerleri grafik üzerinde gösterilmiştir.

**Şekil 4.13.** P3 Kolonu dönme grafiği



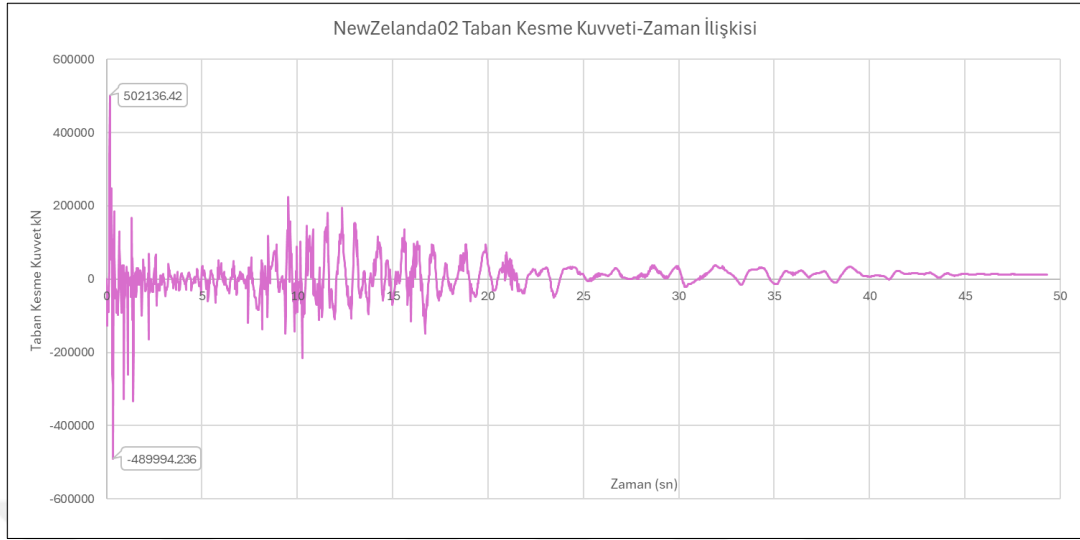
Şekil 4.15. P3 ve P8 Kolonu hasar dağılımı

Landers depreminde donatı çeliğinin hasar seviyesi incelenmiştir. Elde edilen birim şekil değiştirme verileri ile sınırı değerleri karşılaştırılmıştır. Çizelge 4.12.’de donatı birim şekil değiştirme tablosu görülmektedir. Çizelge 4.12. ‘de fiber mafsallardaki donatıların en büyük birim şekil değiştirme değerleri gösterilmiş olup, tüm kolonlardaki donatılarda KH performans seviyesi sağlanmaktadır.

Çizelge 4.12. Donatı birim şekil değiştirme değerleri

Kolon No	New-1	New-2	$\epsilon_s^{(KH)}$	$\epsilon_s^{(GÖ)}$	Sonuç New-1	Sonuç New-2
	ϵ_s	ϵ_s				
P1	0.00056	0.00577	0.04	0.053	KK	KH
P2	0.00158	0.00171	0.04	0.053	KH	KH
P3	0.00410	0.00215	0.04	0.053	KH	KH
P4	0.00156	0.00513	0.04	0.053	KH	KH
P5	0.00038	0.00253	0.04	0.053	KK	KH
P6	0.00033	0.00157	0.04	0.053	KK	KH
P7	0.00617	0.00040	0.04	0.053	KH	KK
P8	0.00266	0.00358	0.04	0.053	KH	KH
P9	0.00379	0.00219	0.04	0.053	KH	KH

Taban kesme kuvveti grafiği Şekil 4.16’da sunulmuştur. Depremin yıkıcı etkisi ilk sn. meydana gelmiştir. 502136.42 kN bir kesme yükü getirmiştir.



Şekil 4.16. Newzealand-02 depremin taban kesme -zaman ilişkisi u1-u2

4.5. Ölçeklendirilmiş Mammoth Lakes Deprem Modelinin Viyadük Üzerindeki Etkilerinin İncelemesi

Mammoth Lakes deprem kayıtları Bölüm 3.9.’da açıklanan şekilde ölçeklendirilmiş ve yönetmeliğin belirtmiş olduğu şartlar doğrultusunda her iki yönde de (U1 ve U2) SAP2000 programında tanımlaması yapılmıştır. SAP2000 programında gerçekleştirilen analizlerde kolonlara ait en büyük dönme değerleri Çizelge 4.13.’de sunulmuştur. Yönetmelik, ölçeklendirilmiş depremin çapraz olarak uygulanmasını istediğinden, U1 ve U2 yönü deprem analizi Lakes-1, U2 ve U1 yönü deprem analizi Lakes-2 olarak isimlendirilmiştir. Çizelge 4.13.’deki plastik dönem değerleri KH ve GÖ sınır limit değerleri ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma için her iki yön de dikkat alınmıştır. KH ve GÖ hasar değerlerinin her ikisinin de limit değerlerin altında kalması halinde uygun işareti verilmiştir.

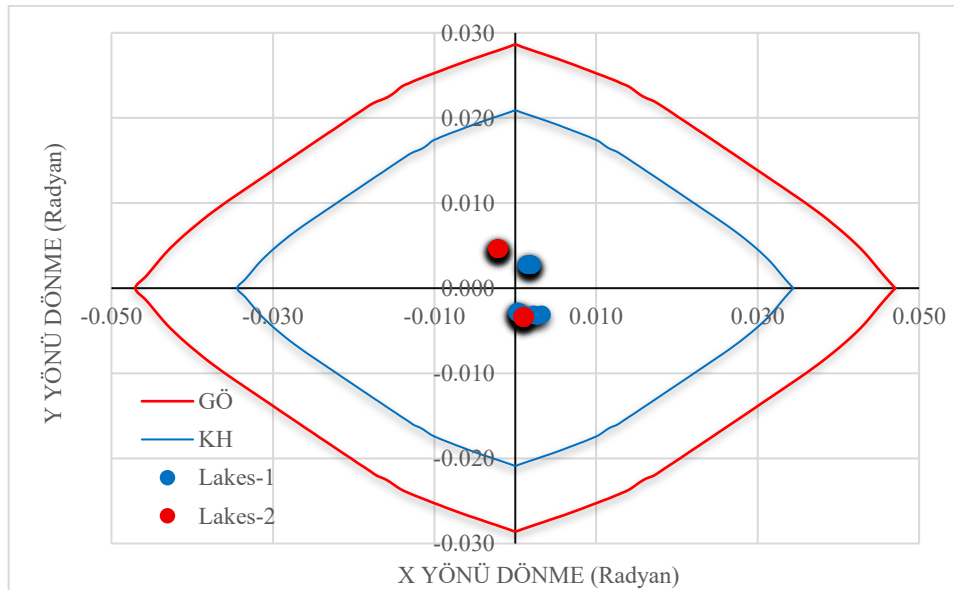
SAP2000 program kuralı gereğince R3 yönü dönmesi x yönü limit değeri ile karşılaştırılmış, R2 yönü dönme değeri ise y yönü limit değeri ile karşılaştırılmıştır.

Çizelge 4.13.’de 9 adet kolona ait plastik dönme değerleri gösterilmiştir. P3 kolonu en yüksek kolon olup, yüksekliği 20.55 m dir. P9 kolonu ise yüksekliği en düşük kolon olup yüksekliği 10.34 m dir. Bu nedenle grafik olarak P3 ve P9 kolonuna ait dönme grafikleri verilmiştir.

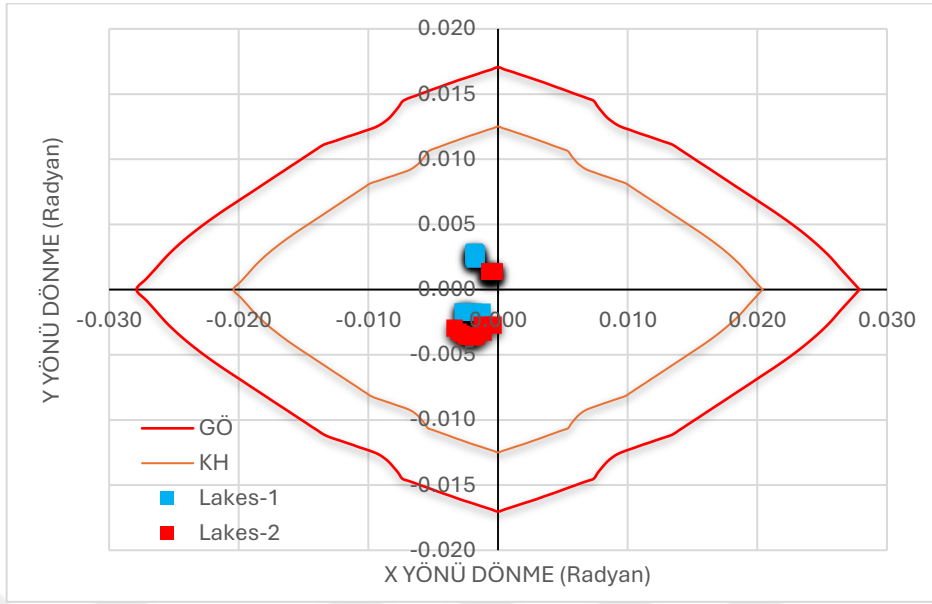
Çizelge 4.13. Mamoth depremin plastik mafsaldaki en büyük dönme değerleri

Kolon No	Lakes-1		Lakes-2		$\Theta_p(KH)$	$\Theta_p(G\ddot{O})$	$\Theta_p(KH)$	$\Theta_p(G\ddot{O})$	Sonuç
	$\Theta(rad)$ (R2)	$\Theta(rad)$ (R3)	$\Theta(rad)$ (R2)	$\Theta(rad)$ (R3)	Limit (x)	Limit (x)	Limit (y)	Limit (y)	
P1	0.00303	0.00701	0.00296	0.00608	0.03089	0.04221	0.01904	0.02607	✓
P2	0.00417	0.00557	0.00286	0.00542	0.03273	0.04473	0.02015	0.02759	✓
P3	0.00280	0.00608	0.00463	0.00496	0.03392	0.04635	0.02088	0.02860	✓
P4	0.00240	0.00396	0.00386	0.00650	0.03375	0.04612	0.02078	0.02845	✓
P5	0.00233	0.00516	0.00341	0.00543	0.03358	0.04589	0.02067	0.02831	✓
P6	0.00202	0.00529	0.00303	0.00408	0.02934	0.04010	0.01806	0.02473	✓
P7	0.00257	0.00485	0.00178	0.00504	0.02578	0.03523	0.01587	0.02173	✓
P8	0.00318	0.00440	0.00230	0.00566	0.02154	0.02944	0.01326	0.01815	✓
P9	0.00285	0.00706	0.00368	0.00718	0.02001	0.02735	0.01220	0.01687	✓

Şekil 4.17.'da ve Şekil 4.18.'de P3 ve P9 kolonuna ait GÖ ve KH sınır eğrileri ve zamana bağlı dönme değerleri grafik olarak gösterilmiştir. Deprem esnasında viyadüğe gelen yüklere bağlı olarak dönme değerleri zaman içerisinde farklılık göstereceğinden, zaman içerisinde almış olduğu en büyük dönme değerleri grafik üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 4.17. P3 Kolonu dönme grafiği



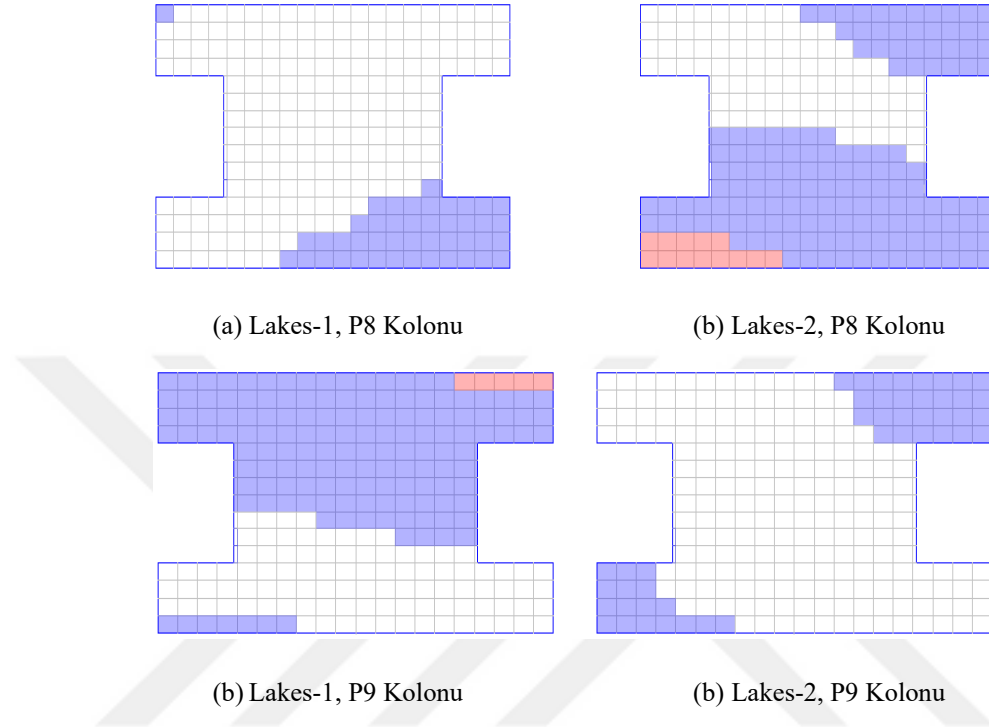
Şekil 4.18. P9 Kolonu dönme grafiği

Fiber mafsalların beton birim şekil değiştirmeleri incelenmiş, en büyük birim şekil değiştirme verileri Çizelge 4.14.'de sunulmuştur. Betona ait KH ve GÖ limit sınırları daha önce Çizelge 3.7. kapsamında hesaplanmıştır. Çizelge 4.14. 'de görüldüğü gibi P1, P8 ve P9 kolonlarında KH limit değeri aşılmıştır. Fiber mafsalda 20x15 adet fiber kullanıldığı daha önceden belirtilmişti. Çizelge 4.14.'de SAP2000 analiz raporundan ilgili fiberler için elde edilen deprem esnasındaki en büyük değerleri gösterilmiştir. GD ifadesi göçmenin önlemesi (GÖ) sınırının aşılmasını yani göçme durumunu ifade etmektedir.

Çizelge 4.14. Beton birim şekil değiştirme değerleri

Kolon No	Lakes-1	Lakes-2	$\epsilon_c^{(KH)}$	$\epsilon_c^{(GÖ)}$	Sonuç Lakes-1	Sonuç Lakes-2
	ϵ_c	ϵ_c				
P1	0.00690	0.00503	0.00621	0.00833	GÖ	KH
P2	0.00402	0.00350	0.00621	0.00833	KH	KH
P3	0.00212	0.00438	0.00621	0.00833	KH	KH
P4	0.00138	0.00165	0.00621	0.00833	KK	KH
P5	0.00106	0.00371	0.00621	0.00833	KK	KH
P6	0.00047	0.00357	0.00621	0.00833	KK	KH
P7	0.00289	0.00321	0.00621	0.00833	KH	KH
P8	0.00262	0.00743	0.00621	0.00833	KH	GÖ
P9	0.00665	0.00274	0.00621	0.00833	GÖ	KH

Çizelge 4.14.'deki hasar durumunu daha iyi anlayabilmek için, P8 ve P9 kolon kesitlerindeki fiber mafsal hasar dağılımları Şekil 4.19.'da gösterilmiştir. Beyaz bölgeler hasarsız bölgeleri, mavi bölgeler KH durumunu, kırmızı bölgeler GÖ bölgelerini, gri bölgeler ise GD gösteren bölgeleri ifade etmektedir.



Şekil 4.19. P8 ve P9 Kolonu hasar dağılımı

Lakes depreminde donatı çeliğinin hasar seviyesi incelenmiştir. Elde edilen birim şekil değiştirme verileri ile sınırı değerleri karşılaştırılmıştır. Çizelge 4.15.'de donatı birim şekil değiştirme tablosu görülmektedir. Çizelge 4.15. 'de fiber mafsallardaki donatıların en büyük birim şekil değiştirme değerleri gösterilmiş olup, tüm kolonlardaki donatılarda KH performans seviyesi sağlanmaktadır.

Çizelge 4.15. Donatı birim şekil değiştirme değerleri

Kolon No	Lakes-1	Lakes-2	$\mathcal{E}_s^{(KH)}$	$\mathcal{E}_s^{(GÖ)}$	Sonuç Lakes-1	Sonuç Lakes-2
	$\mathcal{E}_s$	$\mathcal{E}_s$				
P1	0.00707	0.00514	0.04	0.053	KH	KH
P2	0.00414	0.00358	0.04	0.053	KH	KH
P3	0.00216	0.00452	0.04	0.053	KH	KH
P4	0.00142	0.00170	0.04	0.053	KK	KH
P5	0.00109	0.00378	0.04	0.053	KK	KH
P6	0.00048	0.00365	0.04	0.053	KK	KH
P7	0.00300	0.00333	0.04	0.053	KH	KH
P8	0.00268	0.00760	0.04	0.053	KH	KH
P9	0.00677	0.00284	0.04	0.053	KH	KH

Taban kesme kuvveti grafiği Şekil 4.20.'de sunulmuştur. Depremin yıkıcı etkisi ilk sn. meydana gelmiştir. 517652.69 kN bir kesme yükü getirmiştir.



Şekil 4.20. Mammoth depremin taban kesme -zaman ilişkisi

4.6. Ölçeklendirilmiş Cerro Prieto Deprem Modelinin Viyadük Üzerindeki Etkilerinin İncelenmesi

Cerro Prieto deprem kayıtları Bölüm 3.9.'da açıklanan şekilde ölçeklendirilmiş ve yönetmeliğin belirtmiş olduğu şartlar doğrultusunda her iki yönde de (U1 ve U2) SAP2000 programında tanımlaması yapılmıştır. SAP2000 programında gerçekleştirilen analizlerde kolonlara ait en büyük dönme değerleri Çizelge 4.16.'de sunulmuştur. Yönetmelik, ölçeklendirilmiş depremin çapraz olarak uygulanmasını istediğinden, U1 ve U2 yönü deprem analizi Cerro-1, U2 ve U1 yönü deprem analizi Cerro-2 olarak isimlendirilmiştir. Çizelge 4.16.'deki plastik dönem değerleri KH ve GÖ sınır limit değerleri ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma için her iki yön de dikkat alınmıştır. KH ve GÖ hasar değerlerinin her ikisinin de limit değerlerin altında kalması halinde uygun işareti verilmiştir.

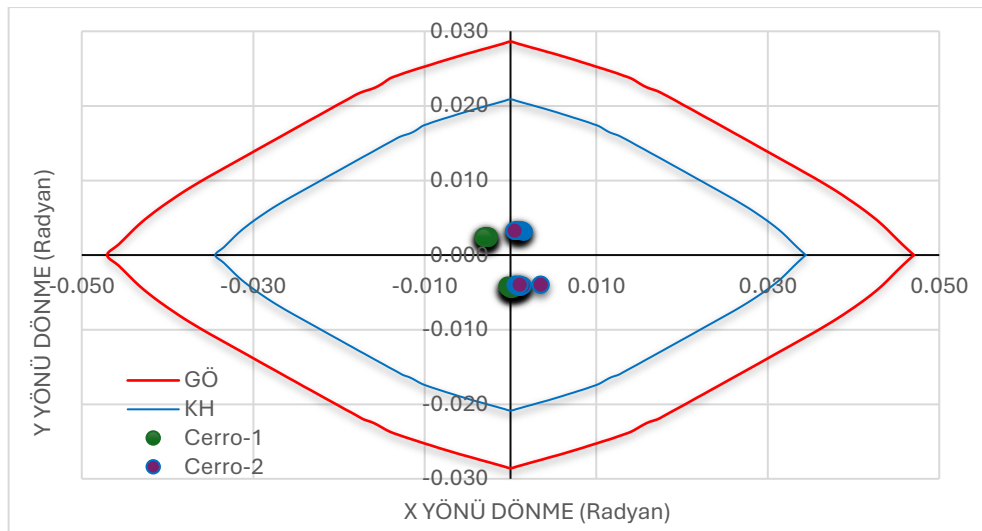
SAP2000 program kuralı gereğince R3 yönü dönmesi x yönü limit değeri ile karşılaştırılmış, R2 yönü dönme değeri ise y yönü limit değeri ile karşılaştırılmıştır.

Çizelge 4.16.'da 9 adet kolona ait plastik dönme değerleri gösterilmiştir. P3 kolonu en yüksek kolon olup, yüksekliği 20.55 m dir. P9 kolonu ise yüksekliği en düşük kolon olup yüksekliği 10.34 m dir. Bu nedenle grafik olarak P3 ve P9 kolonuna ait dönme grafikleri verilmiştir.

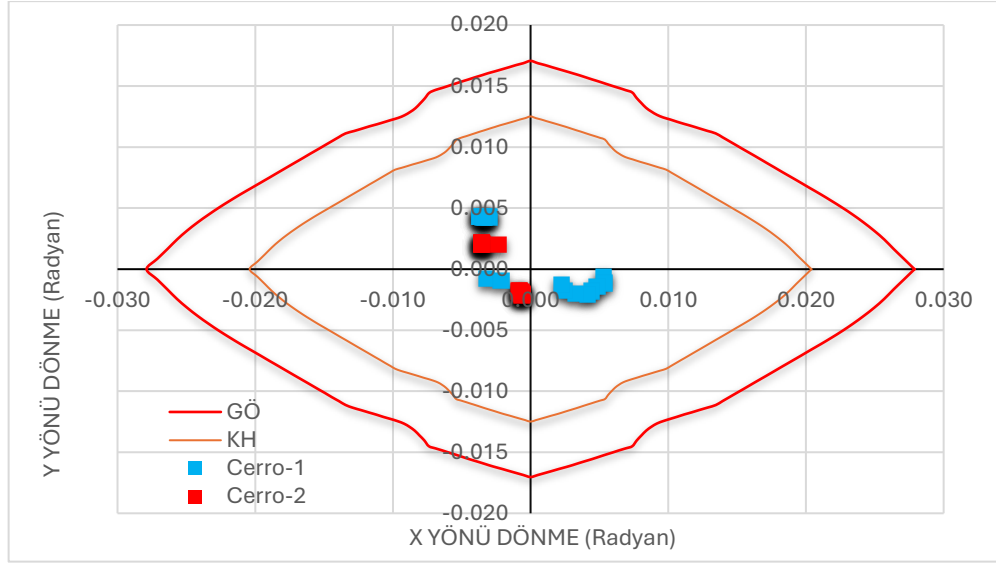
Çizelge 4.16. Cerro Prieto depremin plastik mafsaldaki en büyük dönme değerleri

Kolon No	Cerro-1		Cerro-2		$\Theta_p(KH)$ Limit (x)	$\Theta_p(GÖ)$ Limit (x)	$\Theta_p(KH)$ Limit (y)	$\Theta_p(GÖ)$ Limit (y)	Sonuç
	$\Theta(rad)$ (R2)	$\Theta(rad)$ (R3)	$\Theta(rad)$ (R2)	$\Theta(rad)$ (R3)					
P1	0.00251	0.00606	0.00265	0.00528	0.03089	0.04221	0.01904	0.02607	✓
P2	0.00338	0.00625	0.00402	0.00668	0.03273	0.04473	0.02015	0.02759	✓
P3	0.00451	0.00662	0.00326	0.00750	0.03392	0.04635	0.02088	0.02860	✓
P4	0.00483	0.00487	0.00319	0.00606	0.03375	0.04612	0.02078	0.02845	✓
P5	0.00323	0.00591	0.00316	0.00557	0.03358	0.04589	0.02067	0.02831	✓
P6	0.00307	0.00522	0.00315	0.00732	0.02934	0.04010	0.01806	0.02473	✓
P7	0.00293	0.00510	0.00332	0.00464	0.02578	0.03523	0.01587	0.02173	✓
P8	0.00263	0.00791	0.00420	0.00470	0.02154	0.02944	0.01326	0.01815	✓
P9	0.00432	0.00596	0.00215	0.00803	0.02001	0.02735	0.01220	0.01687	✓

Şekil 4.21.'da ve Şekil 4.22.'de P3 ve P9 kolonuna ait GÖ ve KH sınır eğrileri ve zamana bağlı dönme değerleri grafik olarak gösterilmiştir. Deprem esnasında viyadüğe gelen yüklere bağlı olarak dönme değerleri zaman içerisinde farklılık göstereceğinden, zaman içerisinde almış olduğu en büyük dönme değerleri grafik üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 4.21. P3 Kolonu dönme grafiği



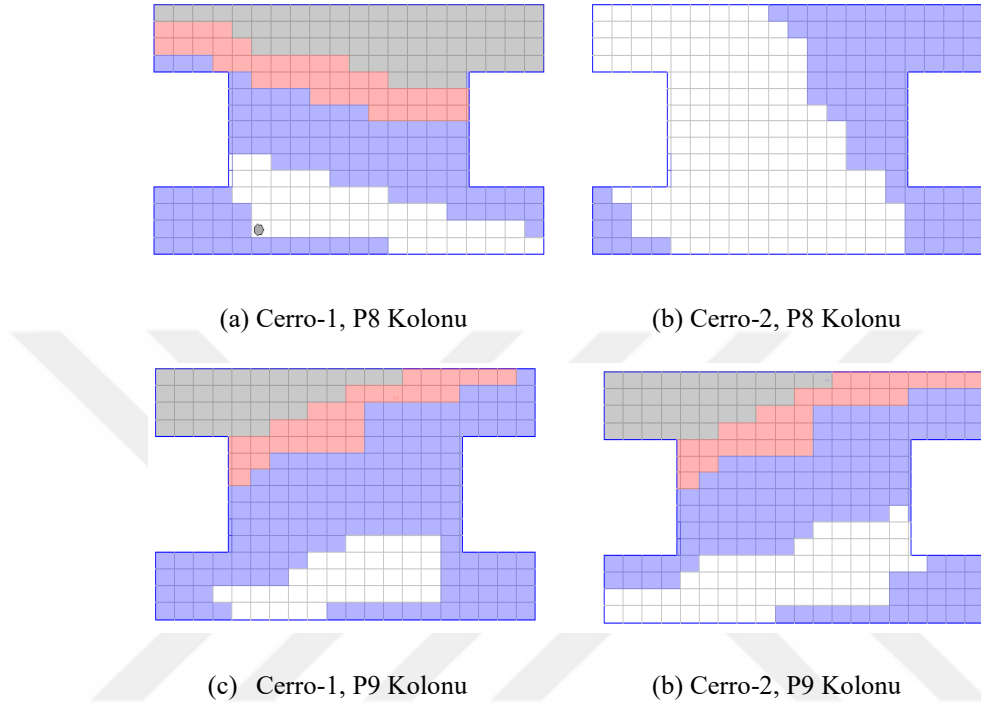
Şekil 4.22. P9 Kolonu dönme grafiği

Fiber mafsalların beton birim şekil değiştirmeleri incelenmiş, en büyük birim şekil değiştirme verileri Çizelge 4.17.'de sunulmuştur. Betona ait KH ve GÖ limit sınırları daha önce Çizelge 3.7. kapsamında hesaplanmıştır. Çizelge 4.17. 'de görüldüğü gibi P1, P2, P4 kolonlarında KH limit değerini, P8 ve P9 kolonları GÖ limit değeri aşılmıştır. Fiber mafsalda 20x15 adet fiber kullanıldığı daha önceden belirtilmişti. Çizelge 4.17.'de SAP2000 analiz raporundan ilgili fiberler için elde edilen deprem esnasındaki en büyük değerleri gösterilmiştir. GD ifadesi göçmenin önlemesi (GÖ) sınırının aşılmasını yani göçme durumunu ifade etmektedir.

Çizelge 4.17. Beton birim şekil değiştirme değerleri

Kolon No	Cerro-1	Cerro-2	$\epsilon_c^{(KH)}$	$\epsilon_c^{(GÖ)}$	Sonuç Cerro-1	Sonuç Cerro-2
	ϵ_c	ϵ_c				
P1	0.00486	0.00671	0.00621	0.00833	KH	GÖ
P2	0.00214	0.00634	0.00621	0.00833	KH	GÖ
P3	0.00143	0.00573	0.00621	0.00833	KK	KH
P4	0.00374	0.00625	0.00621	0.00833	KH	GÖ
P5	0.00253	0.00564	0.00621	0.00833	KH	KH
P6	0.00422	0.00321	0.00621	0.00833	KH	KH
P7	0.00404	0.00171	0.00621	0.00833	KH	KH
P8	0.01507	0.00415	0.00621	0.00833	GD	KH
P9	0.01240	0.01149	0.00621	0.00833	GD	GD

Çizelge 4.17.'deki hasar durumunu daha iyi anlayabilmek için, P8 ve P9 kolon kesitlerindeki fiber mafsal hasar dağılımları Şekil 4.23.'de gösterilmiştir. Beyaz bölgeler hasarsız bölgeleri, mavi bölgeler KH durumunu, kırmızı bölgeler GÖ bölgelerini, gri bölgeler ise GD gösteren bölgeleri ifade etmektedir.



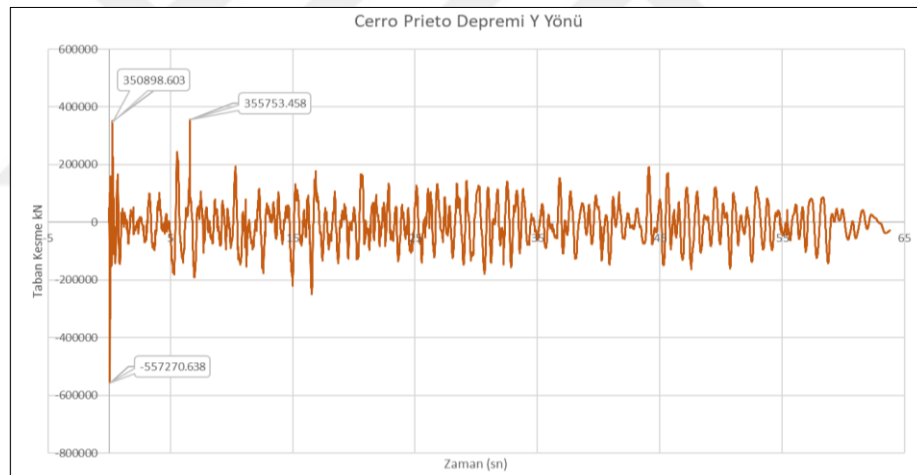
Şekil 4.23. Cerro Prieto depremi kolon mafsal hasar durumu

Cerro Prieto depreminde donatı çeliğinin hasar seviyesi incelenmiştir. Elde edilen birim şekil değiştirme verileri ile sınırı değerleri karşılaştırılmıştır. Çizelge 4.18.'de donatı birim şekil değiştirme tablosu görülmektedir. Çizelge 4.18. 'de fiber mafsallardaki donatıların en büyük birim şekil değiştirme değerleri gösterilmiş olup, tüm kolonlardaki donatılarda KH performans seviyesi sağlanmaktadır.

Çizelge 4.18. Donatı birim şekil değiştirme değerleri

Kolon No	Cerro-1	Cerro-2	$\epsilon_s^{(KH)}$	$\epsilon_s^{(GÖ)}$	Sonuç Cerro-1	Sonuç Cerro-2
	ϵ_s	ϵ_s				
P1	0.00498	0.00686	0.04	0.053	KH	KH
P2	0.00218	0.00650	0.04	0.053	KH	KH
P3	0.00148	0.00583	0.04	0.053	KK	KH
P4	0.00384	0.00633	0.04	0.053	KH	KH
P5	0.00260	0.00579	0.04	0.053	KH	KH
P6	0.00435	0.00326	0.04	0.053	KH	KH
P7	0.00416	0.00175	0.04	0.053	KH	KH
P8	0.01537	0.00428	0.04	0.053	KH	KH
P9	0.01267	0.01173	0.04	0.053	KH	KH

Taban kesme kuvveti grafiği Şekil 4.24.'de sunulmuştur. Grafikten de görüleceği gibi depremde elde edilen en büyük taban kesme kuvveti 557270.63 kN olarak analiz edilmiştir.

**Şekil 4.24.** Cerro Prieto depremin taban kesme -zaman ilişkisi

4.7. Ölçeklendirilmiş Corinth-Greece Deprem Modelinin Viyadük Üzerindeki Etkilerinin İncelemesi

Corinth-Greece deprem kayıtları Bölüm 3.9.'da açıklanan şekilde ölçeklendirilmiş ve yönetmeliğin belirtmiş olduğu şartlar doğrultusunda her iki yönde de (U1 ve U2) SAP2000 programında tanımlaması yapılmıştır. SAP2000 programında gerçekleştirilen analizlerde kolonlara ait en büyük dönme değerleri Çizelge 4.19.'da sunulmuştur. Yönetmelik, ölçeklendirilmiş depremin çapraz olarak uygulanmasını

istediğinden, U1 ve U2 yönü deprem analizi Corinth-1, U2 ve U1 yönü deprem analizi Corinth-2 olarak isimlendirilmiştir. Çizelge 4.19.'deki plastik dönem değerleri KH ve GÖ sınır limit değerleri ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma için her iki yön de dikkat alınmıştır. KH ve GÖ hasar değerlerinin her ikisinin de limit değerlerin altında kalması halinde uygun işareti verilmiştir.

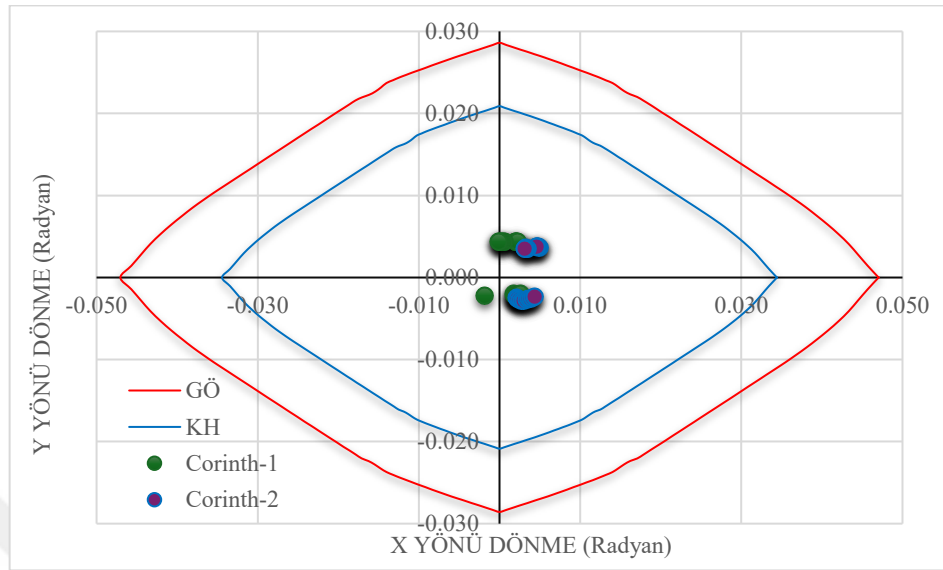
SAP2000 program kuralı gereğince R3 yönü dönmesi x yönü limit değeri ile karşılaştırılmış, R2 yönü dönme değeri ise y yönü limit değeri ile karşılaştırılmıştır.

Çizelge 4.19. Corinth depremin plastik mafsaldaki en büyük dönme değerleri

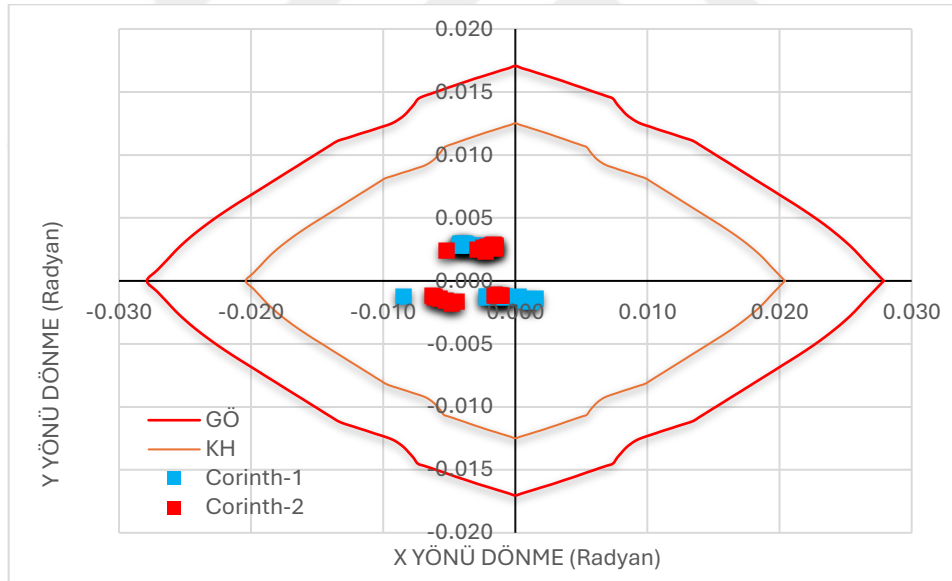
Kolon No	Corinth-1		Corinth-2		$\Theta_p(KH)$ Limit (x)	$\Theta_p(GÖ)$ Limit (x)	$\Theta_p(KH)$ Limit (y)	$\Theta_p(GÖ)$ Limit (y)	Sonuç
	$\Theta(rad)$ (R2)	$\Theta(rad)$ (R3)	$\Theta(rad)$ (R2)	$\Theta(rad)$ (R3)					
P1	0.00243	0.00648	0.00287	0.00561	0.03089	0.04221	0.01904	0.02607	✓
P2	0.00329	0.00713	0.00338	0.00581	0.03273	0.04473	0.02015	0.02759	✓
P3	0.00442	0.00480	0.00379	0.00737	0.03392	0.04635	0.02088	0.02860	✓
P4	0.00452	0.00479	0.00395	0.00803	0.03375	0.04612	0.02078	0.02845	✓
P5	0.00328	0.00486	0.00314	0.00578	0.03358	0.04589	0.02067	0.02831	✓
P6	0.00298	0.00547	0.00298	0.00655	0.02934	0.04010	0.01806	0.02473	✓
P7	0.00358	0.00560	0.00351	0.00731	0.02578	0.03523	0.01587	0.02173	✓
P8	0.00331	0.00493	0.00313	0.00764	0.02154	0.02944	0.01326	0.01815	✓
P9	0.00293	0.00899	0.00284	0.00700	0.02001	0.02735	0.01220	0.01687	✓

Çizelge 4.4.'de 9 adet kolona ait plastik dönme değerleri gösterilmiştir. P3 kolonu en yüksek kolon olup, yüksekliği 20.55 m dir. P9 kolonu ise yüksekliği en düşük kolon olup yüksekliği 10.34 m dir. Bu nedenle grafik olarak P3 ve P9 kolonuna ait dönme grafikleri verilmiştir. Şekil 4.6.'da ve Şekil 4.7.'de P3 ve P9 kolonuna ait GÖ ve KH sınır eğrileri ve zamana bağlı dönme değerleri grafik olarak gösterilmiştir. Deprem esnasında viyadüğe gelen yüklere bağlı olarak dönme değerleri zaman içerisinde farklılık

göstereceğinden, zaman içerisinde almış olduğu en büyük dönme değerleri grafik üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 4.25. P3 Kolonu kuvvet dönme grafiği



Şekil 4.26. P9 Kolonu kuvvet dönme grafiği

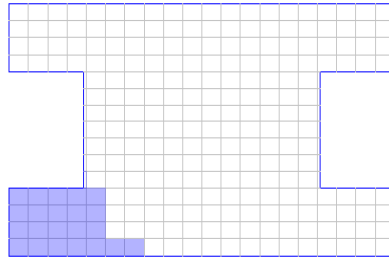
Fiber mafsalların beton birim şekil değiştirmeleri incelenmiş, en büyük birim şekil değiştirme verileri Çizelge 4.20.'de sunulmuştur. Betona ait KH ve GÖ limit sınırları daha önce Çizelge 3.7. kapsamında hesaplanmıştır. Çizelge 4.20. 'de görüldüğü gibi P9 kolonlarında KH limit değeri aşılmıştır. Fiber mafsalda 20x15 adet fiber kullanıldığı daha önceden belirtilmişti. Çizelge 4.20.'de SAP2000 analiz raporundan ilgili fiberler için elde

edilen deprem esnasındaki en büyük değerleri gösterilmiştir. GD ifadesi göçmenin önlemesi (GÖ) sınırının aşılmasını yani göçme durumunu ifade etmektedir.

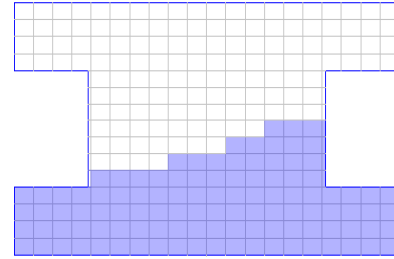
Çizelge 4.20. Beton birim şekil değiştirme değerleri

Kolon No	Corinth-1	Corinth-2	$\varepsilon_c^{(KH)}$	$\varepsilon_c^{(GÖ)}$	Sonuç Corinth-1	Sonuç Corinth-2
	ε_c	ε_c				
P1	0.00474	0.00518	0.00621	0.00833	KH	KH
P2	0.00488	0.00173	0.00621	0.00833	KH	KH
P3	0.00580	0.00331	0.00621	0.00833	KH	KH
P4	0.00279	0.00085	0.00621	0.00833	KH	KK
P5	0.00272	0.00072	0.00621	0.00833	KH	KK
P6	0.00123	0.00246	0.00621	0.00833	KK	KH
P7	0.00155	0.00534	0.00621	0.00833	KH	KH
P8	0.00233	0.00436	0.00621	0.00833	KH	KH
P9	0.00666	0.00184	0.00621	0.00833	GÖ	KH

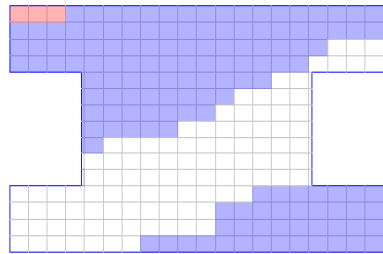
Çizelge 4.20.'deki hasar durumunu daha iyi anlayabilmek için, P8 ve P9 kolon kesitlerindeki fiber mafsalsal hasar dağılımları Şekil 4.8.'de gösterilmiştir. Beyaz bölgeler hasarsız bölgeleri, mavi bölgeler KH durumunu, kırmızı bölgeler GÖ bölgelerini, gri bölgeler ise GD gösteren bölgeleri ifade etmektedir.



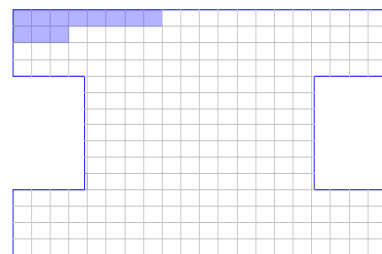
(a) Corinth-1, P8 Kolonu



(b) Corinth-2, P8 Kolonu



(d) Corinth-1, P9 Kolonu



(b) Corinth-2, P9 Kolonu

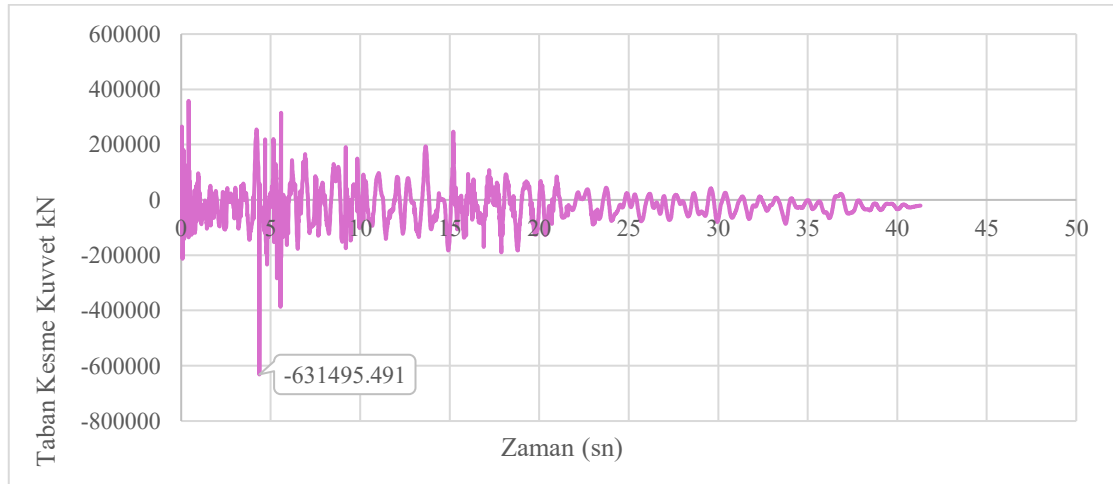
Şekil 4.27. Corinth-2 depremi kolon mafsalsal hasar durumu (P9)

Corinth depreminde donatı çeliğinin hasar seviyesi incelenmiştir. Elde edilen birim şekil değiştirme verileri ile sınırı değerleri karşılaştırılmıştır. Çizelge 4.21.'de donatı birim şekil değiştirme tablosu görülmektedir. Çizelge 4.21. 'de fiber mafsallardaki donatıların en büyük birim şekil değiştirme değerleri gösterilmiş olup, tüm kolonlardaki donatılarda KH performans seviyesi sağlanmaktadır.

Çizelge 4.21. Donatı birim şekil değiştirme değerleri

Kolon No	Corinth-1	Corinth-2	$\epsilon_s^{(KH)}$	$\epsilon_s^{(GÖ)}$	Sonuç Corinth-1	Sonuç Corinth-2
	ϵ_s	ϵ_s				
P1	0.00484	0.00526	0.04	0.053	KH	KH
P2	0.00499	0.00176	0.04	0.053	KH	KH
P3	0.00595	0.00340	0.04	0.053	KH	KH
P4	0.00289	0.00087	0.04	0.053	KH	KK
P5	0.00281	0.00074	0.04	0.053	KH	KK
P6	0.00127	0.00252	0.04	0.053	KK	KH
P7	0.00159	0.00545	0.04	0.053	KH	KH
P8	0.00241	0.00446	0.04	0.053	KH	KH
P9	0.00684	0.00189	0.04	0.053	KH	KH

Taban kesme kuvveti grafiği Şekil 4.9.'de sunulmuştur. Grafikten de görüleceği gibi depremde elde edilen en büyük taban kesme kuvveti 631495.49 kN dur.



Şekil 4.28. Corinth-1 Taban kesme kuvveti

5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu tez çalışmasında, öngerme kirişli mevcut bir köprünün, (Banaz-Eşme arasında yer alan bir demiryolu köprüsünün), yönetmelikte köprü önem sınıfı ve deprem tasarım sınıfı 1 olan köprüler için ikinci aşama olarak yapılması istenilen, en büyük deprem etkisi olan DD1 deprem düzeyi dikkate alınarak zaman tanım alanında hesap yöntemiyle farklı depremler altındaki performansı incelenmiştir.

Çalışmada 7 farklı deprem kaydı kullanılmış ve her biri çapraz yükleme yöntemiyle (U1 ve U2 yönleri) köprüye etki ettirilmiştir. Kullanılan deprem kayıtları; Tabas-İran, Loma-Prieta, Landers, New Zealand-02, Mammoth Lakes-01, Cerro Prieto ve Corinth-Greece depremleridir. Depremler, TKDY, 2020 yönetmeliğine uygun olarak ölçeklendirilmiş ve SAP2000 ortamında modellenmiş viyadük üzerinde analizler gerçekleştirilmiştir.

Yapıda 9 adet kolon bulunmaktadır ve her bir kolon için C25 beton ve S420 donatı sınıfına ait birim şekil değiştirme limitleri ile birlikte dönme limitleri ayrı ayrı tanımlanmış ve değerlendirme limit değerler doğrultusunda yapılmıştır.

5.1. Sonuçlar

- Köprünün deprem performansının belirlenebilmesi için, tüm depremlerde hem beton hem de donatı şekil değiştirme talepleriyle, performans sınır değerleri karşılaştırılmış ve bu kapsamda kritik kolonlar belirlenmiştir.
- Tüm depremlerde, beton birim şekil değiştirmeleri açısından bazı kolonlarda performans sınırlarının aşıldığı görülmüş, S420 donatı çeliği için ise deformasyonlar tüm kolonlarda limit değerlerin altında kalmıştır. Plastik dönme değerlendirmesi sonucunda rijit bir davranış görülmüş, limit değerlerin altında değerler elde edilmiştir.
- Tabas-İran Depremi altında P1, P2 ve P8 kolonları beton birim deformasyonları açısından kritik bulunmuş, bazı fiber mafsallarda bölge GÖ sınırları aşılmış, S420 çeliği için ise tüm kolonlar limit değerler altında kalmıştır.
- Loma Prieta Depremi kritik kolonlar P8 ve P9 olarak belirlenmiştir. İki kolonda bazı bölgelerde beton birim şekil değiştirmeleri GÖ performans sınırını aşmaktadır. Bu kolonlar viyadük üzerindeki yüksekliği en az olan kolonlardır.

- Landers Depreminde de kritik kolonlar benzer şekilde P8 ve P9 olarak belirlenmiştir. İki kolonda bazı bölgelerde beton birim şekil değiştirmeleri GÖ performans sınırını aşmaktadır.
- New Zealand-02 deprem kaydı altında, tüm kolonların plastik dönme ve birim şekil değiştirme değerleri KH sınırları içinde kalmıştır. Dönme değerleri tüm kolonlarda limitlerin altında kalmış, viyadük rijit bir davranış göstermiştir. Viyadük kolonları yapısal bütünlüğünü korumuştur.
- Mammoth Lakes-01 depremi altında, kritik kolonlar P1, P8 ve P9 olarak belirlenmiştir Bu üç kolonda KH sınırının aşıldığı ve GÖ performans seviyesine ulaşıldığı görülmektedir.
- Cerro Prieto depremi altında, kritik kolonlar P1, P2, P4, P8 ve P9 olarak belirlenmiştir. Bu üç kolonda KH sınırının aşıldığı ve GÖ performans seviyesine ulaşıldığı görülmektedir.
- Corinth-Greece depremi altında, kritik kolon P9 olarak belirlenmiştir. İlgili kolonda KH sınırının aşıldığı ve GÖ performans seviyesine ulaşıldığı görülmektedir.
- Analizler sonucunda P8 ve P9 kolonlarının kritik kolonlar olduğu gözlemlenmiştir. İlgili kolonların, boyları en düşük kolonlar olması nedeniyle, kolon boyuna bağlı plastik mafsal boylarının daha az olmasının bu durumun temel nedeni olduğu düşünülmektedir.
- TKDY, 2020 'ye göre, sünek davranışa sahip elemanlarda değerlendirmeye esas şekil değiştirme taleplerinin, yapılan toplam 14 adet analizin her birinden elde edilen sonuçların maksimum değerlerinin ortalaması alınarak hesaplanması istenmektedir. Çizelge 4.29.' da gösterilen toplam 14 adet analiz sonucundan elde edilen ortalama maksimum beton birim şekil değiştirme değerlerine göre, iki kolonda kontrollü hasar sınırı düşük miktarda olmakla birlikte aşılmaktadır. Yeni yapılacak köprülerde köprü önemli sınıfı 1 ve deprem tasarım sınıfı 1 ise kontrollü hasar sınırının sağlanması istenmektedir. Ancak mevcut bir köprüde, KGM ve TCDD'nin onayı ile, 2. aşama değerlendirmede köprü önem sınıfı 2 olan köprüler için kullanılması öngörülen göçmenin önlenmesi performans hedefinin kullanılabileceği belirtilmektedir. Bu nedenle Çizelge 4.29.'a göre, KH sınırındaki düşük miktardaki aşılımda göz önüne alınarak, ilgili performans hedefinin sağlandığı söylenebilir.

5.2. Öneriler

- Viyadük sistemlerinin doğrusal olmayan analizlerinin, kolon boyutlarının büyüklüğünden dolayı, fiber tabanlı mafsalları tanımlama ile yapılmasının gerekli olduğu anlaşılmaktadır. Bu yaklaşım, özellikle plastikleşme bölgelerinin tespiti için güvenilir sonuçlar vermektedir.
- Farklı yönlerden gelen deprem etkilerinin çapraz şekilde uygulanması yöntemi, gerçekçi bir değerlendirme sağlamıştır.
- Bundan sonraki araştırmalarda, birinci aşama değerlendirme yöntemleri de dikkate alınarak, çoklu performans hedefi doğrultusunda, mevcut köprülerin farklı deprem düzeyleri altında farklı performans hedeflerini sağlayıp sağlamadığının incelenmesi faydalı olacaktır.
- Benzer çalışmalar farklı deprem takımları altında gerçekleştirilerek sonuçlar karşılaştırılabilir. Aynı zamanda yönetmelikte tanımlanan farklı deprem hesap ve değerlendirme yöntemleriyle de zaman tanım alanında hesap yönteminin sonuçlarının karşılaştırılması faydalı olacaktır.
- Bu çalışmada köprü-kazık-zemin etkileşimi göz önüne alınmamıştır. Köprü-kazık-zemin etkileşiminin de dikkate alınmasıyla daha hassas sonuçların elde edileceği düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

- AFAD. (2018). *Türkiye Deprem Tehlike Haritası*. Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı. <https://tdth.afad.gov.trBasarsoft+3https://www.elektriktesisatportali.com/+3dacd.a.rtv.in.edu.tr+3>
- AFAD. (2025). *Enstrümantal Depremler Kataloğu*. Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı. <https://deprem.afad.gov.tr/event-instrumental>
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2007). *AASHTO LRFD bridge design specifications* (4th ed.). Washington, DC: Author.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2010). *AASHTO LRFD bridge design specifications* (5th ed.). Washington, DC: Author.
- Cai, C. S., & Shahawy, M. (2004). *Dynamic Load Allowance for Highway Bridges Due to Vehicles*. Journal of Bridge Engineering, 9(2), 137-146.
- Calabrese, A., Almeida, J. P., & Pinho, R. (2010). Numerical issues in distributed inelasticity modeling of RC frame elements for seismic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(1), 38-68.
- California Department of Transportation. (2019). *Seismic design criteria: Version 2.0*. CALTRANS. <https://dot.ca.gov/programs/engineering-technical-services/seismic-design-criteria>
- Demiryollar, Limanlar ve Hava Meydanları İnşaatı Genel Müdürlüğü. (2007). *Karayolu köprüleri genel şartnamesi*. Ankara: Ulaştırma Bakanlığı.
- Doğan, T. P., Kalkan, H., Aldemir, Ö., Ayhan, M., Böcek, M., & Anıl, Ö. (2024). Investigation of RC structure damages after February 6, 2023, Kahramanmaraş earthquake in the Hatay region. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 22(10), 5201-5229. <https://doi.org/10.1007/s10518-024-01965-2>
- Emre, Ö., Duman, T. Y., Özalp, S., Şaroğlu, F., Olgun, Ş., Elmacı, H., & Çan, T. (2016). Active fault database of Turkey. *Bulletin of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-0041-2>
- European Committee for Standardization. (2005). *EN 1992-2: Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules*. Brussels: CEN.
- Fib Bulletin 75, "Durability of Post-Tensioning Tendons", 2012.

- Imbsen Software Systems. (2006). *XTRACT: Cross-section analysis software* (Sürüm 3.0.5) [Bilgisayar yazılımı]. <https://www.imsens.com/>
- Kara, S. (2008). *Demiryollarının Gelişimi ve Osmanlı Devleti*. İstanbul: İletişim Yayınları.
- Kardos, A. "Elastomeric Bearings for Bridges." *Engineering Structures Journal*, 2015.
- Nilson, A. H., "Design of Prestressed Concrete", John Wiley & Sons, 1987.
- Leonhardt, F., "Prestressed Concrete Design", Wilhelm Ernst & Sohn, 1979.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). OpenSees command language manual. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*.
- Microsoft Corporation. (2021). *Microsoft Excel* (Sürüm 16.0) [Bilgisayar yazılımı]. <https://www.microsoft.com/>
- Microsoft Corporation. (2021). *Microsoft Word* (Sürüm 16.0) [Bilgisayar yazılımı]. <https://www.microsoft.com/>
- Nilson, A. H., "Design of Prestressed Concrete", John Wiley & Sons, 1987.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). (2013). *NGA-West2 veritabanı*. <https://ngawest2.berkeley.edu/peer.berkeley.edu+8ResearchGate+8NTRL+8>
- SAP2000 v26. Computers and Structures, Inc. (CSI), Berkeley, California.
- SeismoSoft. (2020). *SeismoMatch 2020 – A computer program for spectrum matching of earthquake records* (Sürüm 2020) [Bilgisayar yazılımı]. <https://seismosoft.com/products/seismomatch/Seismosoft+2Seismosoft+2SCIRP+2>
- Şaroğlu, F., Emre, Ö., & Kuşçu, İ. (1992). *Türkiye diri fay haritası ölçek 1:1.000.000*. Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü (MTA), Ankara.
- T.C. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı. (2018). *Türkiye bina deprem yönetmeliği (TBDY 2018)*. Resmî Gazete, 18 Mart 2018, Sayı: 30364 (Mükerrer).
- T.C. Ulaştırma ve Altyapı Bakanlığı. (2020). *Türkiye köprü deprem yönetmeliği (TKDY 2020)*. Resmî Gazete, 6 Ekim 2020, Sayı: 31267 (Mükerrer).

TCDD (2023). "Türkiye'de Demiryolu Taşımacılığı ve Gelecek Planları." TCDD Yayınları.

Türk Standardları Enstitüsü. (1981). *TS 3233: Betonarme yapıların hesap ve yapım kuralları*. Ankara: Türk Standardları Enstitüsü.

Türk Standardları Enstitüsü. (Yıl). *TS EN 13764-1: [Standardın tam başlığı]*. Ankara: Türk Standardları Enstitüsü.

UNI (Ente Nazionale Italiano di Unificazione). (2005). *UNI EN 1991-2:2005 – Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges*.

Warner, R. F., Rangan, B. V., Hall, A. S., "Concrete Structures", Longman, 1998.

