

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**100 METRE AÇIKLIKLI ÇELİK KAFES DEMİRYOLU KÖPRÜSÜNDEKİ
ELEMEN KAYIPLARININ KIRILGANLIK EĞRİLERİ ÜZERİNDEKİ ETKİSİ**



YÜKSEK LİSANS TEZİ

Fatih YILMAZ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

EKİM 2017

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**100 METRE AÇIKLIKLI ÇELİK KAFES DEMİRYOLU KÖPRÜSÜNDEKİ
ELEMEN KAYIPLARININ KIRILGANLIK EĞRİLERİ ÜZERİNDEKİ ETKİSİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Fatih YILMAZ
(501141015)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Kadir ÖZAKGÜL

EKİM 2017

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501141015 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Fatih YILMAZ, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “100 METRE AÇIKLIKLI ÇELİK KAFES DEMİRYOLU KÖPRÜSÜNDEKİ ELEMAN KAYIPLARININ KIRILGANLIK EĞRİLERİ ÜZERİNDEKİ ETKİSİ” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Doç. Dr. Kadir ÖZAKGÜL**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Doç. Dr. Erişan Filiz PİROĞLU**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Yrd. Doç. Dr. Nilgün AKTAN
Yıldız Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi : 13 Eylül 2017
Savunma Tarihi : 06 Ekim 2017





Canım ailem'e,



ÖNSÖZ

Tez çalışmam boyunca çok değerli tecrübe ve bilgilerini benden esirgemeyen tez danışmanım Sayın Doç. Dr. Kadir ÖZAKGÜL ve hocam Sayın Yrd. Doç. Dr. Barlas Özden ÇAĞLAYAN hocalarıma minnet ve şükranlarımı sunarım.

Gerek tez gerekse mühendislik çalışmalarında hiçbir desteğini ve bilgisini benden esirgemeyen Ar. Gör. M. Fatih Yılmaz'a tüm kalbimle teşekkür ederim.

Saha çalışmaları zamanında destek ve yardımlarından dolayı TCDD çalışanlarına ve sayın Dr. Varol Akar'a teşekkür ederim.

Eylül 2017

Fatih Yılmaz
(İnşaat Müh.)



İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ÖNSÖZ	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xi
ÇİZELGE LİSTESİ	xiii
ŞEKİL LİSTESİ	xv
ÖZET	xvii
SUMMARY	xix
1. GİRİŞ	1
1.1 Tezin Konusu ve Genel Amacı	3
1.2 Literatürde Konu İle İlgili Yapılmış Önceki Çalışmalar.....	3
1.3 Tezin Genel Yapısı.....	10
2. ÇALIŞMANIN YAPILDIĞI KÖPRÜNÜN TANIMLANMASI VE YAPILAN TESTLER	13
2.1 Köprünün Modellenmesi.....	13
2.2 Sahada Yapılan Testin Amacı ve Sonucu	16
2.2.1 Sahada yapılan testler.....	18
2.2.2 Sonuçların değerlendirilmesi için yapılan çalışmalar	20
2.2.3 Test sonuçları	21
3. KIRILGANLIK EĞRİSİ VE KÖPRÜNÜN KIRILGANLIK EĞRİSİNİN TANIMLAMASI	23
3.1 Kırılgenlik Eğrisi Kavramı.....	23
3.2 Hasar Eğrisi Oluşturma	23
3.2.1 Limit-hasar durumları	24
3.2.2 Hasar ölçüleri	25
3.2.3 Şiddet ölçüleri	25
3.3 Hasar Eğrilerinin Oluşturulmasında Kullanılan Yöntemler.....	27
3.3.1 Analitik hasar eğrileri.....	27
3.3.2 Gözleme dayalı hasar eğrileri.....	27
3.2.3 Birleştirilmiş hasar eğrileri.....	28
3.4 Kırılgenlik Eğrilerinin Türetilmesi	28
4. KÖPRÜNÜN TASARIMI VE ANALİZİ	31
4.1 Yükler.....	31
4.1.1 Ölü yük.....	31
4.1.2 Hareketli yük.....	32
4.1.3 Deprem verileri	33
4.1.4 Deprem verilerinin kombinasyonları	37
4.2 Modelleme	38
4.3 Performans Değerlendirilmesi	39
5. KIRILGANLIK EĞRİSİNİN GELİŞTİRİLMESİ	43
5.1 Köprünün Kırılgenlik Eğrisi	45
5.2 Köprüdeki Eleman Kayıplarından Dolayı Oluşturulan Kırılgenlik Eğrileri ...	48
5.2.1 Üst başlık eleman kaybı-birinci durum	48
5.2.2 Alt çapraz bağlantısındaki birer sıra ile oluşan kayıplar-ikinci durum ...	50

5.2.3 Orta dikme eleman kaybı-üçüncü durum	52
5.2.4 İlk çapraz bağlantısındaki kayıp-dördüncü durum.....	54
5.2.5 Portik elemanın kaybı-beşinci durum	56
5.2.6 Kafes giriş ilk dikme eleman kaybı-altıncı durum	58
5.2.7 Mesnet ile ilk dikmeyi birleştiren profil kaybı-yedinci durum	60
5.2.8 İlk ve son alt çapraz profil kaybı-sekizinci durum.....	62
5.2.9 İlk üst rüzgar çapraz profil kaybı-dokuzuncu durum	64
6. SONUÇ VE ÖNERİLER	67
6.1 Kırılma eğrisinin karşılaştırılması.....	67
KAYNAKLAR	71
EKLER	75
ÖZGEÇMİŞ	83



KISALTMALAR

ATC 40	: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings
ASCE	: American Society of Civil Engineers
E	: Deprem Yükleri
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
G	: Düşey Sabit Yükler
GH	: Göçme Hasarı
G	: Göçme ncesi Performans Seviyesi
GV	: Kesit Güvenlik Sınırı
İH	: İleri Hasar
HG	: Hasar Görülebilirlik
Q	: Düşey Hareketli Yükler
PGA	: Maksimum Yer İvmesi
PGD	: Maksimum Yer Deplasmanı
PGV	: Maksimum Yer Hızı
Sa	: Spektral İvme
SAP2000	: Integrated Software for Structural Analysis and Design
Sd	: Spektral Deplasman
Sv	: Spektral Hız



ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1: Darbe faktörleri.....	18
Çizelge 2.2: Minimum güvenlik indisi.....	21
Çizelge 4.1: A zemin sınıfı deprem verileri.....	34
Çizelge 4.2: B zemin sınıfı deprem verileri.....	35
Çizelge 4.3: C zemin sınıfı deprem verileri.....	36
Çizelge 5.1: Standart sapma ve ortalama değerler.....	44
Çizelge 5.2: Üç eksenli yer değiştirmeler esas alınarak yapılan normal dağılım.....	45
Çizelge 5.3: Deprem analizi sonrası oluşan yer değiştirmeler.....	47
Çizelge 5.4: Birinci durumdaki analizler sonrası yer değiştirmeler.....	49
Çizelge 5.5: İkinci durumdaki analizler sonrası yer değiştirmeler.....	51
Çizelge 5.6: Üçüncü durumdaki analizler sonrası yer değiştirmeler.....	53
Çizelge 5.7: Dördüncü durumdaki analizler sonrası yer değiştirmeler.....	55
Çizelge 5.8: Beşinci durumdaki analizler sonrası yer değiştirmeler.....	57
Çizelge 5.9: Altıncı durumdaki analizler sonrası yer değiştirmeler.....	59
Çizelge 5.10: Yedinci durumdaki analizler sonrası yer değiştirmeler.....	61
Çizelge 5.11: Sekizinci durumdaki analizler sonrası yer değiştirmeler.....	63
Çizelge 5.12: Dokuzuncu durumdaki analizler sonrası yer değiştirmeler.....	65



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1: Kırılma eğrisi örneği.....	2
Şekil 2.1: Köprünün genel görünüşü.....	13
Şekil 2.2: Köprünün proje çizimi.....	14
Şekil 2.3: Köprünün SAP2000 modeli.....	15
Şekil 2.4: UIC katar yükü.....	16
Şekil 2.5: İki eksenli ivme ölçer aracı.....	16
Şekil 2.6: Tek eksenli ivme ölçer aracı.....	17
Şekil 2.7: Yapılan Test-1'e göre ivme ölçer aletlerinin yeri.....	19
Şekil 2.8: Yapılan Test-2'e göre ivme ölçer aletlerinin yeri.....	19
Şekil 2.9: Köprünün elaman (profil) özellikleri.....	20
Şekil 2.10: Tanımlı yükler.....	20
Şekil 2.11: Eleman tanımlanması.....	21
Şekil 3.1: Limit ve hasar durumları.....	24
Şekil 3.2: Hasar durumlarını oluşturmak için farklı yer hareketleri.....	26
Şekil 4.1: Köprünün Autocad modeli.....	31
Şekil 4.2: Ölü yükün SAP2000'de tanımlanması.....	32
Şekil 4.3: Hareketli Yük	32
Şekil 4.4: Hareketli ve ölü yükün kombinasyonları.....	33
Şekil 4.5: Deprem verilerinin ivme-zaman grafiği.....	37
Şekil 4.6: Üç eksenli deprem verilerinin tanımlanması.....	38
Şekil 4.7: Köprünün mesnet tanımlanması.....	39
Şekil 4.8: Plastik mafsal tanımlanması.....	39
Şekil 4.9: Köprünün ilk mod şekli ve frekansı	40
Şekil 4.10: Köprünün ikinci mod şekli ve frekansı	40
Şekil 4.11: Köprünün üçüncü mod şekli ve frekansı	40
Şekil 5.1: Köprünün orta noktası.....	46
Şekil 5.2: Köprünün kırılma eğrisi.....	48
Şekil 5.3: Birinci durumdaki SAP2000 modeli	49
Şekil 5.4: Köprünün birinci durumdaki kırılma eğrisi.....	50
Şekil 5.5: İkinci durumdaki SAP2000 modeli	50
Şekil 5.6: Köprünün ikinci durumdaki kırılma eğrisi.....	51
Şekil 5.7: Üçüncü durumdaki SAP2000 modeli	52
Şekil 5.8: Köprünün üçüncü durumdaki kırılma eğrisi.....	53
Şekil 5.9: Dördüncü durumdaki SAP2000 modeli	54
Şekil 5.10: Köprünün dördüncü durumdaki kırılma eğrisi.....	55
Şekil 5.11: Beşinci durumdaki SAP2000 modeli.....	56
Şekil 5.12: Köprünün beşinci durumdaki kırılma eğrisi.....	57
Şekil 5.13: Altıncı durumdaki SAP2000 modeli	58
Şekil 5.14: Köprünün altıncı durumdaki kırılma eğrisi.....	59

Şekil 5.15: Yedinci durumdaki SAP2000 modeli	60
Şekil 5.16: Köprünün yedinci durumdaki kırılma eğrisi.....	61
Şekil 5.17: Sekizinci durumdaki SAP2000 modeli	62
Şekil 5.18: Köprünün sekizinci durumdaki kırılma eğrisi.....	63
Şekil 5.19: Dokuzuncu durumdaki SAP2000 modeli	64
Şekil 5.20: Köprünün dokuzuncu durumdaki kırılma eğrisi.....	65
Şekil 6.1: Köprünün Z-ekseninde kırılma eğrisini karşılaştırılması	67
Şekil 6.2: Köprünün Z-ekseninde kırılma eğrisini karşılaştırılması	68
Şekil A.1: Lander depremi sonrası hasar durumu.....	76
Şekil A.2: Loma_G01 depremi sonrası hasar durumu.....	76
Şekil A.3: Loma_G02 depremi sonrası hasar durumu.....	76
Şekil A.4: Anza_BAR depremi sonrası hasar durumu.....	77
Şekil A.5: Anza_PTF depremi sonrası hasar durumu.....	77
Şekil A.6: Borrego depremi sonrası hasar durumu.....	77
Şekil A.7: SBAR_SBA depremi sonrası hasar durumu.....	78
Şekil A.8: COALINGA_C08 depremi sonrası hasar durumu.....	78
Şekil A.9: COYOTEK_G04 depremi sonrası hasar durumu.....	78
Şekil A.10: Hollister_HCH depremi sonrası hasar durumu.....	79
Şekil A.11: IMPERIAL_BRC depremi sonrası hasar durumu.....	79
Şekil A.12: KOBE_KJM depremi sonrası hasar durumu.....	79
Şekil A.13: KERN_PEL depremi sonrası hasar durumu.....	80
Şekil A.14: Kocaeli_ARE depremi sonrası hasar durumu.....	80
Şekil A.15: MORGAN_G08 depremi sonrası hasar durumu.....	80
Şekil A.16: NPALM_FVR depremi sonrası hasar durumu.....	81
Şekil A.17: PALMSPR_ARM depremi sonrası hasar durumu.....	81
Şekil A.18: SIERRA_MEX depremi sonrası hasar durumu.....	81
Şekil A.19: PALMSPR_AZF depremi sonrası hasar durumu.....	82
Şekil A.20: VCT_CPE depremi sonrası hasar durumu.....	82
Şekil A.21: WHITTER_MTW depremi sonrası hasar durumu.....	82

100 M AÇIKLILI ÇELİK KAFES DEMİRYOLU KÖPRÜSÜNDEKİ ELEMAN KAYIPLARININ KIRILGANLIK EĞRİLERİ ÜZERİNDEKİ ETKİSİ

ÖZET

Demiryolu köprüleri yapılmış yapılar arasında önemli bir yeri olduğundan dolayı deprem sırasında köprüde meydana gelebilecek hasarın ve oluşabilecek riskin tahmin edilmesinin gerekliliğini son zamanlarda gün yüzüne çıkmıştır çünkü Türkiye'deki demiryolu ulaşımı tek bir hatta sahip olduğu için oluşabilecek eleman kayıpları ve büyük hasarlar demiryolu ulaşımın aksamasına neden olabilmektedir.

Büyük zarar ve kayıplara neden olmuş depremler sonucunda elde edilen kırılgenlik eğrileri kullanılarak yapılardaki hasar durumları deprem olmadan önce tahmin edilmeye çalışılmıştır. Kırılgenlik eğrisi son zamanlarda depremlerden dolayı oluşabilecek hasarları tahmin etmede önemli bir yer tutmaktadır. Köprünün lokasyonuna göre sismik performansına bağlı olarak yapılan analiz sonucunda köprünün zarar görülebilirliği ve hasar görülebilirlik eğrileri ile daha kolay ve kesin bir sonuç tahmin edilebilmektedir. Bu eğriler oluşabilecek deprem şiddet seviyesinde köprünün hasar seviyesine ulaşma, ya da hasar seviyesini aşma olasılığını verir.

Bu tez çalışmasında 1900 yılında Türkiye'de yapılmış 100 m açıklıklı çelik köprünün zarar görülebilirliğinin belirlenmesinde kullanılacak kırılgen eğrileri analitik yöntemle elde edilmiştir. Köprünün kapsamlı üç boyutlu modeli bilgisayar programına oluşturulmuş ve performans analizleri yapılmıştır. Öncelikle saha da yapılan testler ve test sonuçlarına yer verilmiştir. Saha çalışmasında köprünün ivmesi ölçülerek bilgisayar da yapılan model ile frekansları karşılaştırılmıştır. Çünkü köprü 1900 yılında inşa edildiği için modelin frekansı ile yapının freansı arasında fark olabilmektedir.

Performans analizlerinde daha kesin bir sonuç elde etmek toplam 21 tane köprünün bulunduğu noktadaki deprem riskine yakın olarak seçilmiştir. Bu analiz sonuçları ile saha çalışması sırasındaki elde edilen veriler daha verimli bir model elde etmek için karşılaştırılmıştır ve değerlendirme yapılmıştır. Daha sonra olması muhtemel yaklaşık şiddetdeki sismik deprem yer hareketleri altında zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler SAP2000 sonlu elemanlar programı kullanılarak yapılmıştır.

Kırılgenlik eğrileri bu analizler sonucunda elde edilen köprünün orta noktasındaki yer değiştirmeler baz alınarak elde edilmiştir. Sonra köprüde oluşabilecek bazı eleman kayıplarından dolayı oluşabilecek hasar durumları kırılgenlik eğrileri göz önüne alınarak değerlendirilmiştir. Köprünün bazı eleman parçaları modelden çıkartılarak sismik davranışları belirlenmiş ve bunların da kırılgenlik eğrileri oluşturulmuştur. Bu eğriler ise hasar görmeden önce oluşturulmuş kırılgenlik eğrileri ile karşılaştırılmıştır. Bu çalışmanın ana amacı; şu an hizmet vermekte olan çelik köprünün mevcut halinin ve eleman kaybı sonraki durumunun, performans dayalı yaklaşım çerçevesinde elde edilmiş olan hasar olasılıklarının kırılgenlik eğrisini elde

ederek karşılaştırılması ve değerlendirilmesinin yapılmasıdır. Bu çalışma sonucunda köprüde herhangi bir oluşabilecek deprem düzeyinde hasar oluşma durumunda ne olduğu öngörebilmektedir.



EFFECT ON FRAGILITY CURVES OF LOSE STEEL MEMBER OF A 100-M STEEL TRUSS RAILWAY BRIDGE

SUMMARY

Railway bridges are great symbols of mankind's transportation challenge, have had a significant effect on the transportation network. Especially, in the 19th and 20th centuries, due to the industrial revolution, people needed a larger transportation network so railways were immediately widened. Therefore, both highway and railway bridges have a vital role in connecting areas.

A significant number of railway bridges in TURKEY which are used today have nearly completed their half of a service life. They were designed and built nearly a hundred years ago when bridge design codes did not have proper earthquake; therefore, they did not include several structural and conceptual susceptibilities to earthquake damage. In this technological age, using fragility curve are needed by scientists for research of damage analysis. Moreover, by taking into consideration of accident, increasing vehicle loads, the fragility curve of steel bridge has gained importance as a research topic.

In recently, devastating earthquakes have effected construction such as railway bridges that are one of the most vulnerable components of the network systems. These devastating seismic events have affected the risk resulting from the failure mode of the bridges. Depending on the seismicity of the local site of bridge, the assessment of the bridges could be done based on the fragility curves. These fragility curves are based on probability functions which give the probability of exceeding a damage level or a bridge attaining for an earthquake of a given intensity level.

Fragility curves show the probability of reaching or exceeding a level of damage for a building and some buildings under a ground motion intensity parameter by means of earthquake intensity-damage relations. Fragility curves are very useful tools which could be utilized for estimating of pre-earthquake planning; retrofit; damage/loss estimation and disaster management plans because the railway is significant network system in Turkey due to has only one-way. The fragility curve depends on the probability of exceeding a predefined structural damage limit in terms of a ground motion intensity parameter for instance; peak ground velocity peak ground acceleration (PGV or PGA), elastic spectral acceleration or displacement (S_a or S_d).

In this dissertation, analytical fragility curves are considered for the railway bridge. This steel truss railway bridge is 100-meter and was built nearly in 1900 by German construction company. The bridge was made experimental study to obtain its period and vibration. Then, the bridge was made model on SAP2000 for making non-linear analysis. The dead load and live load were affected on numerical model. The first three mode shapes and their period were obtained from numerical analysis. The result obtained from numerical test is compared to the result from experimental test of validated numerical model. After the numerical model was validated, non-linear analyse was made for an estimate of the bridge durability.

Furthermore, the different 21-earthquake data were chosen based to its location. To obtain perfect solution the earthquake data must be chosen carefully so for this reason the data was chosen probability of an earthquake in bridge location. The 21-earthquake data are classified according to three soil classes. The bridge was to be used in the assessment of their seismic performance analysis on SAP2000. Nonlinear response history analyses are conducted for sample bridge with their detailed analytical models under different earthquake ground motions having varying seismic intensities.

Fragility curves are obtained from the probability of exceeding each specified damage limit state for each mid-span point displacement because the displacement on steel bridge is more important factor for evaluation.

The component fragility curves were then developed based on the results of nonlinear response history analyses. The steel bridge could be faced having lost some member due to earthquake. The main aim of this study, different fragility curves were derived representing the loss of members on a steel bridge, were compared. Moreover, fragility curves were developed for triaxle, namely X, Y and Z. Furthermore, suitability of the maximum displacement below which the curved bridges could be analysed as their straight counterparts presented in design codes and guidelines was investigated.

The main contribution of this study is to develop fragility curves for steel truss highway bridges in Turkey and entire study has been evaluated for the loss of member on steel truss bridge.

In this dissertation, the first section of this study describes the introduction, review of previous studies and aim of the study.

The second section provide comprehensive information about the bridge. The experimental study and numerical study methodologies are explained. Non-linear analysis methods in the framework of the bridge is defined. The numerical and experimental test results are compared. In result of the experimental test, the cross-section capacities of the bridge elements and the limit conditions of materials is safety for using.

The third section is mainly about fragility curves. Fragility curves are a significant method for estimating the overall risk to lose member due to potential earthquakes. The fragility curve provides the probability of exceeding a prescribed level of damage for a different wide range of ground motion intensities. In this chapter, fragility curves are explained and are given an example curve model for the bridge. This model is using on this dissertation. Some terminologies are explained related with fragility curve for example, peak ground acceleration (PGA), peak ground velocity (PGV), elastic spectral acceleration (S_a) and elastic spectral displacement (S_d).

The fourth section is that the bridge model on SAP2000 is made for doing non-linear analysis and then later the live load and the dead load were defined for doing performance analysis. To obtain the periods of modal of the bridge make non-linear analysis. The 21 earthquakes are chosen based on its location. The time-history analysis made for evaluating the bridge performance.

In the fifth chapter, the fragility curve is derived for bridge and different nine situations are taken consider for evaluate during to lose steel member. The time-

history analysis is made for different nine situations because the displacement at the mid-point of the bridge is used to derive the fragility curves.

In the sixth chapter, the result and future research is taken consider. The nine different situations are compared.





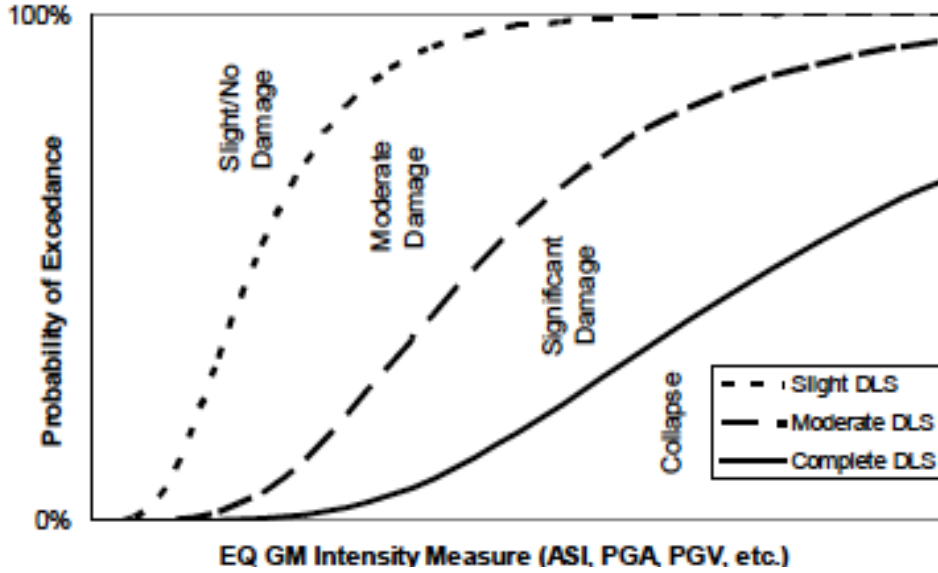
1. GİRİŞ

Yapılarda deprem gibi birçok doğal afet durumundan dolayı oluşan hasar durumu insanları maddi, manevi ve psikolojik yönden çok fazla etkilemektedir. Deprem ise bu afetlerin içinde yapıları en fazla etkileyen felaketlerin başında gelmektedir ve bilinmeyen zaman ve süre boyunca gerçekleştiği için yapılara beklenmedik zararlar vermiştir. İnsanoglu tarih boyunca deprem hareketlerini önceden tahmin etmek için çaba sarf etmesine rağmen, bugün gelinen noktada, teknoloji ve bilim bu konuda yeterli miktarda ön veri elde edilememiştir. Sadece depremlerin oluşması ve tekrar periyodu bakımından elde edilen veriler en net ve güvenilir bilgilerdir. Bütün bu teknolojiler sayesinde inşaat mühendisliğinin yapabileceği en temel görev depreme dayanıklı ve ekonomik çözümleri sunmaktır. Yapılarda depremden dolayı meydana gelen hasarlar hem can kayıplarına neden olmaktadır hem de ülke ekonomisi açısından büyük bir kayıptır. Dünyada ve ülkemizde de meydana gelen depremler büyük maddi ve manevi kayıplar yaratmıştır ve daha yapılardaki inşa edilirken yanlış kısımları göz önüne almamızı sağlamıştır. Özellikle de 1999 yılında Türkiye’de gerçekleşen Kocaeli ve Düzce, 1994 yılındaki Amerika’daki Northridge ve Japonya’daki 1995 yılında gerçekleşen Kobe depremleri bunların en çarpıcı örneklerinden biridir.

Bu depremler sonucunda dünyada ve Türkiye’de en savunmasız yapıların biri de köprüler olduğu açığa çıkmıştır. Özellikler çelik köprülerdeki birleşme noktalarının hasar görmesi veya taşıyıcı sistemdeki elemanların bazılarının hasar görmesi sonucunda çalışmaması büyük büyük bir risk taşımaktadır. Bu yüzden deprem olmadan önceki tahmini yaklaşımlar son zamanlarda büyük önem taşımaktadır. Kırılma eğrisi ise bu tahmin verilerini elde etmek için kullanılan en etkili yöntemlerden biridir.

Kırılma eğrileri çoğunlukla deneysel, analitik ve hibrit yaklaşım yöntemleri ile elde edilmektedir. Deneysel yaklaşım depremin oluşturduğu köprü hasarlarını saha incelemesi veya keşif raporları yoluyla kırılma eğrisi elde edilir. Hasar olasılığı

köprü hasarı ile yer hareketleri yoğunluğu arasında ilişkiyi temsil eden matris formlarla oluşturulur. Analitik metotta ise köprünün örneklendirilmesi veya modellenmesi, deprem seçimi ve hasar durumu değerlendirilmesi yapılarak kırılmalık eğrisi elde edilir. Aşağıdaki şekilde örnek kırılmalık eğrisi çizilmiştir (Şekil 1.1).



Şekil 1.1: Kırılmalık eğrisi örneği.

Analitik metotta hasar seviyeleri tanımlamak önemlidir bunlar genellikle; hasarsız, az hasarlı, orta hasarlı, ağır hasarlı, çok ağır hasarlı ve göçme olarak sınıflandırılabilir. Hasarı tanımlamaktaki en önemli problemlerden biri de özellikle orta seviyelerdeki hasarlarda eşik değerlerinin belirlenmesidir. Yapılan çalışmalarda genellikle maksimum yer hızı (PGV) ya da maksimum yer ivmesi (PGA) gibi yer hareketi parametreleri kullanılmaktadır. Son zamanlarda kullanılmaya başlanan yer hareketi şiddet parametreleri ise spektral yer değiştirme, $S_d(T)$, ve spektral ivme, $S_a(T)$ gibi yer hareketine bağlı tanımlanan değerleridir.

Yapının performans değerlendirilmesi için genel olarak iki ana yöntem tanımlanmıştır. Bunlar “Doğrusal Elastik Hesap Yöntemi” ve “Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemi” olmak üzere açıklanmıştır. Doğrusal elastik yöntemler kuvvete bağlı yöntem olup mevcut analiz değerleri sonucunda oluşan iç kuvvetlere bağlı olarak eleman kesitlerinin bu kuvvetleri karşılayıp karşılayamadığına bakılır ve taşıyıcı sistem elemanlarında oluşacak şekil değiştirme için ise kapsamlı bir bilgi vermemektedir. Bu yöntem türü yaklaşık sonuçlar verebilmesinden dolayı taşıyıcı

sistem elemanlarındaki hasar tipleri hakkında net bilgiler veremez ve yapının gerçek deprem sırasındaki davranışını ortaya koyamamaktadır. Bu durumda doğrusal elastik olmayan hesap yönteminin kullanılması daha gerçeğe yaklaşık bir veri elde etme yöntemi olmaktadır.

Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemi yapıda oluşabilecek deplasmana bağlı sonuçlara dayanması bakımından yapıların deprem sırasında gerçek davranışını ortaya koymaktadır. Bu yöntem sayesinde taşıyıcı sisteme ait yapı elemanlarının deprem anında ne kadar elastik ötesi şekil değiştirme yapabileceğini ve sistem bir bütün olarak düşünüldüğünde taşıyıcı sistemin ne kadar yer değiştirme yapabileceğini ortaya koyması ve bu elde edilen sonuçların taşıyıcı sistem elemanların dayanımı ile kıyaslanması sayesinde deprem performans bakımından daha somut veriler sunmaktadır.

1.1 Tezin Konusu ve Genel Amacı

Türkiye’de olması muhtemel deprem değerleri doğrultusunda yedişer adet toplam 21 tane A, B ve C sınıfında deprem dataları seçilmiştir. Doğrusal elastik olmayan deprem yöntemi kullanılarak SAP2000 programında dizayn edilen köprü zaman geçmiş yöntemi kullanılarak performans analizi yapılmıştır. Depremden dolayı tanımlanan limit hasar seviyesinin aşılması olasılığının belirlenebilmesi için köprünün limit kapasiteler belirlenmiştir. Analiz sonrasında ise limit kapasitesinin aşım aşmağı belirlenmiştir ve kırılma eğrisi oluşturulmuştur.

Daha sonra ise köprülerde istem dışı oluşabilecek eleman kayıpları gözönüne alınarak tekrardan performans analizi yapılmıştır. Bu analizler sonucunda ise tekrardan kırılma eğrisi elde edilmiş ve diğer kırılma eğrisi ile karşılaştırılmıştır. Bu çalışma sayesinde köprülerde eleman kayıplarından dolayı olması muhtemel hasarların depreme karşı performansı sayesinde köprünün hasar görebilirliği değerlendirilebilmektedir.

1.2 Literatürde Konu ile İlgili Yapılmış Önceki Çalışmalar

Literatürde yapılmış olan daha önceki çalışmalar incelendiğinde, hasar görebilirlik eğrilerinin genel olarak üç farklı yaklaşım ile elde edildiği bilinmektedir. Bu yaklaşımlar deneysel, analitik ve hibrid yöntemler olarak adlandırılmaktadır.

Deneye dayalı yöntemler, deprem sonrasında oluşan hasar tespitine dayanmaktadır ve uzman mühendislerin kararlarına dayalı olarak yapılmaktadır. Analitik yöntemler ise farklı geometrik ve malzeme özelliklerine göre yapılan modelin çözümlenmesine dayanmaktadır. Hibrid metot ise deprem sonrası hasar tespitlerinde sınırlı veri elde edilmiş ise, deneye dayalı ve analitik çalışmanın bir birleşimi olan çalışmadır.

Kırılgnlık eğrilerinin geliştirilmesinde ilk parametre, çalışma yapılacak yapı türlerinin tespitidir. Örneğin, deneye dayalı metotlarda kullanılan köprüler, deprem hasar tespiti sonrası gözlenmiş olan yapılardır. Analitik hasar görebilirlik eğrilerinin geliştirilmesinde ise genel olarak, ele alınan yapı stokunun sismik dayanım özelliklerini malzememe ve geometrik bakımından bir model seçilmelidir. İkinci parametre olarak, sismik şiddet parametresinin belirlenmesidir. Yer hareketinin şiddetini belirleyen parametre ise hesaplanan hasarlar ya da yapıların gözlenen parametreleri ile uyumlu olmalıdır.

Sismik hasar görebilirlik değerlendirmesi ilk olarak 1970 yıllarında yapıların mikro-sismik şiddetlerinin bir fonksiyon olarak deneysel yöntemle yapılmıştır. Hasar olasılık matrisleri, belirli bir deprem şiddetine bağlı olarak önceden tanımlanan bir hasar seviyesinin aşılma olasılığını ayrı olarak verirken, hasar görebilirlik eğrileri bu olasılığı sürekli bir fonksiyon olarak vermektedir.

Singhal ve Kiremidjian (1996), Monte Carlo simülasyonu ile üç sınıfa ayrılmış betonarme çerçeve yapı için hasar görebilirlik eğrileri geliştirmişlerdir. Yapıların hasar olasılıkları, doğrusal olmayan dinamik analizleri ve birden fazla yer hareketinin kullanılması ile yapılmıştır. Yer hareketi parametresi olarak ise spektral ivme seçilmiştir. Bu çalışmadaki önemli adımlar; dinamik yükler uygulanacak yapı özelliklerinin tanımı, potansiyel olması muhtemel yer hareketlerinin tanımı ve yapı hasar sınırlarının tanımlanmasıdır. Her bir doğrusal olmayan analizlerin sonucunda, Park ve Ang (1985) tarafından geliştirilen daha önceki deprem sonucunda yapılarda oluşan çeşitli hasarlara göre düzenlenmiş hasar indeksi ile kırılgnlık eğrisi değerlendirilmiştir.

Shinozuka ve diğ., (1997) 90'lı yıllarda geliştirilen hasar görülebilirlik fonksiyonlarındaki yer hareketini tanımlamak için PGA veya makro-sismik şiddet yerine titreşim periyodundaki spektral yerdeğiştirme (Sd) veya spektral ivme (Sa)

seçilmiştir. Bu yöntem sayesinde, yer hareketinin frekansı ile yapının titreşim periyodu arasındaki ilişkiyi karşılaştırması açısından önemli bir gelişme sağlamıştır.

Kappos ve diğ. (2002), Yunanistan'ın Volos bölgesinin ekonomik kayıplarını ve sismik riskini tanımlamak için hibrid hasar görebilirlik yöntemi geliştirmişlerdir. Kullandıkları bu yöntem, deneye dayalı ve analitik yaklaşımları ortaklaşa kullanılmasıyla elde edilmektedir. Rossetto ve Elnashai (2003), 19 ayrı deprem için farklı 99 bölgede yaklaşık 340,000 adet betonarme yapı incelemiş ve deprem sonrası hasar dağılım tespitlerini kullanarak, deneye dayalı kırılma eğrilerini farklı yer hareketi parametrelerine bağlı olarak üretmişlerdir.

Analitik hasar görebilirlik eğrileri, deprem yüklerinden dolayı yapı modellerinin analizinden oluşan hasar dağılımlarını istatistiksel bir başlangıç noktası olarak benimsemektedir. Elde edilen kırılma eğrilerinin kullanılmasının en önemli amaçlarından biri ise kentsel hasar tahmini belirlemektir. Bu konuda en geniş kapsamlı bir veri tabanı olarak kullanılan ve bu konudaki geliştirilmiş en önemli çalışmalardan biri HAZUS (2003)'dur ve ABD'de en yaygın olarak kullanılan yöntemdir.

Hasar görülebilirlik eğrileri ise kapasite spektrumunun analitik çalışmalara dayanan sonuçları ile elde edilmektedir. Bu yöntemlerle yapılan yapıların kapasitesi ise uzman kararları ile veya hasar düzeylerinin eşik değerleri ile yapılmaktadır ve bu dağılımlar analitik çalışmalar ile belirlenmektedir.

Kim and Shinozuka (2004) Kaliforniya'daki iki tipik köprü örneğini ele alarak, köprü kolonlarının çelik mantolanması ve genleşme derzleri yapılarak güçlendirilmesi yöntemlerinin uygulanması durumunda hasar görebilirlik eğrileri elde etmişlerdir. Köprünün güçlendirmeden önceki ve sonraki durumunun doğrusal olmayan dinamik analizi yapılırken Monte Carlo simülasyonu kullanılmıştır. Hasar görebilirlik eğrileri PGA'nın fonksiyonu olarak iki parametrelili log-normal dağılım kullanılarak geliştirilmiştir. 60 adet yer hareketi zaman tanım alanında analizde kullanılmıştır. Hasar görebilirlik durumundaki değişimin gözlenmesi amacıyla güçlendirmeden önceki ve sonraki kırılma eğrileri kıyaslanmıştır.

Nielson ve DesRoches (2004) dört farklı köprü türü için doğrusal olmayan analitik modellerin kullanılması ile analitik hasar görebilirlik eğrileri elde etmiş ve bunları

kıyaslamışlardır. PGA değerleri 0.07g ile 0.51g arasında değişen 100 adet farklı yer hareketi kaydı kullanılmıştır. Çok açıklıklı basit mesnetli ve çok açıklıklı sürekli çelik kirişli köprü tipleri arasında kıyaslama yapılmış hasargörülebilirlik açısından en kritik eğrileri elde etmişlerdir.

Rosto ve Elmasa (2005) yaptığı çalışmada sabit bir yer hareketi şiddeti için yapının performansını değerlendirmek amacıyla, kapasite spektrumu yöntemini kullanarak itme analizi yapmıştır.

Nielson ve DesRoches (2006) karayolu köprülerinin analitik hasar görebilirlik eğrilerinin üretilmesi için sistem hasar görebilirliğine kolonlar, mesnetler ve kenar ayaklar gibi köprünün ana bileşenlerinin katkılarına da gözönünde bulunduran genişletilmiş bir yöntem sunmuşlardır. Geliştirilen yöntemin uygulanması için seçilen çok açıklıklı basit mesnetli köprü tipine ait en hasar görebilir parçasının köprü birleşiminde kenar ayaklar olduğu sonucuna varılmıştır.

Padget ve Desroches (2006) farklı güçlendirme tekniklerinin kolonlar, kenar ayakları ve tüm köprü sistemine gibi köprü bileşenlerine etkisi, hasar görebilirlik eğrileri aracılığıyla analitik yöntem ile çok açıklıklı basit mesnetli çelik kirişli köprü için değerlendirmişlerdir.

Casciati ve diğ. (2008) kablo askılı köprüye ait hasar görebilirlik eğrisi, zaman-tanım alanında analize dayanan bir analitik yaklaşım ile değerlendirilmiştir. Yer hareketine bağlı belirsizliklerin göz önüne alınabilmesi için 4 farklı hasar seviyesi ve 24 adet yer hareketi kaydı kullanılmıştır. Çalışma ile birlikte farklı güçlendirme tekniklerinin kıyaslanabilmesi için limit durumların doğru bir şekilde tahmin edilmesinin önemliliği ele alınmıştır.

Zhang ve Huo (2008) izolatörlü karayolu köprülerinin performansının araştırılması için performansa dayalı değerlendirme yöntemi yaklaşımı kullanmışlardır. İzolatörsüz ve izolatörlü köprünün hasar görebilirlik fonksiyonları 250 adet yer hareketi kaydının kullanıldığı doğrusal olmayan zaman-tanım alanında analizin sonucuna bağlı olarak olasılıklı sismik talep modelleri analizi ve artırılmış dinamik analiz yöntemleri ile oluşturulmuş ve farklı dayanım ve rijitlikteki izolatör araçlarının kombinasyonları ile etkinliğini kıyaslanmışlardır. İzolatör araçların

mekanik özelliklerine bağlı etkilerin araştırılması için geniş bir parametrik çalışma yürütülmüştür.

Aygün ve diğ. (2009) zemin sıvılaşma durumu altında çok açıklıklı sürekli çelik köprünün olasılıklı davranışı ve köprü ile zemin etkileşim sistemi konularını araştırılmışlardır. Analitik hasar görebilirlik analizi yapmışlardır. Zemin sıvılaşması nedeniyle yapı performansında oluşan belirsizlikler hasar görebilirlik fonksiyonları ile incelenmiştir. Zemin profiline bağlı olarak sıvılaşma durumunda kolonlardaki hasar görebilirliğin azaldığı gözlenmiştir.

Choe ve diğ. (2009) korozyona maruz kalan betonarme köprülerin sismik talepleri için mevcut kullanılan olasılıklı talep modellerin genişletilmesiyle yeni olasılıklı modeller geliştirmişlerdir. Geliştirilen talep modelleri, klor etkisi, çevresel oksijen miktarı, su/çimento oranı ve kür koşullarının farklı kombinasyonlarıyla köprülere uygulanabilmektedir. Çalışmada geliştirilen yöntem, tek ayaklı bir köprü için uygulanmıştır.

Padgett ve diğ (2010) büyük şiddetli depremlere karşı performans dayanımı fazla olmayan köprüler için köprünün kullanım süresi boyunca maliyet ve maliyet-fayda analizlerine dayanılarak en iyi güçlendirme tekniğinin değerlendirilmesi için bir yöntem sunmuşlardır. Yaklaşımında olasılıklı sismik hasar modelleri kullanılmıştır. Çok açıklıklı sürekli çelik kirişli köprü, çok açıklıklı basit mesnetli çelik kirişli köprü, çok açıklıklı sürekli beton kirişli köprü, çok açıklıklı basit mesnetli beton kirişli köprü olmak üzere vev olmayan dört farklı köprü sınıfı gözönüne alınmıştır. Çalışmada kullanılan köprüler sismik olarak farklılık gösteren bölgeler için değerlendirilmiştir.

Pan ve diğ. (2010) New York eyaletindeki çok açıklıklı basit mesnetli çelik kirişli köprü sınıfı için yapısal parametre analizleri ve güçlendirme tasarım çalışmaları yapılmıştır. Parametrik analiz donatı akma dayanımı, yapı ağırlığı, mesnet durumu ve beton basınç dayanımındaki belirsizliklerin belirlenmesi için yürütülmüştür. Köprünün sismik riskinin azaltılması için çelik mesnetlerin elastomer mesnetler ile değiştirilmesi ve tabliye/kiriş sürekliliğinin elastomer mesnetler aracılığıyla sağlanması teknikleri üzerinde durulmuştur.

Pan ve diğ. (2010)'da yaptığı diğ. bir çalışmada ise aynı köprü sınıfı için hasar görebilirlik analizleri, hasar görebilirlik eğrileri ve yüzeyleri üzerinde durulmuştur. 10 farklı köprü örneği için 100 deprem yer hareketi kaydı kullanılarak doğrusal olmayan zaman-tanım alanında analizler yapılmıştır. Detaylı çalışmalar sonucunda sabit çelik mesnetli köprülerin en hasar görebilir köprü sınıfı olduğu ortaya çıkmıştır.

Sullivan ve Nielson (2010) çalışmalarında, çok açıklıklı basit mesnetli çelik kirişli verev köprüye ait hasar görebilirlik analizi her bir yapısal elemanın da gözönüne alınması ile elde edilmiştir. Köprü hasarının verev açısının 15 dereceden düşük olduğu durumlarda verev açısı ile önemli derecede ilişkili olmadığı sonucuna ulaşılmıştır. Boyuna doğrultudaki köprü bileşenlerinin artan verev açısı değerlerinde az hasar görebilir olduğu gözlemlenmiştir.

Kumar ve Gardoni (2012) köprünün servis ömrü boyunca şiddetli hasar verebilecek birden fazla depremin oluşma olasılığının hesaplanması üzerinde çalışmışlardır. Betonarme köprü kolonunun azalan deformasyon kapasitesinin hesaplanması için olasılıklı model geliştirmişlerdir. Çalışma sonucunda sismik olarak aktif olan bölgelerde birden fazla hasar verici depremin gözlenme olasılığının yüksek olduğu bulunmuştur. Verilen deformasyon talebi için betonarme kolonun hasar görebilirliğinin yorulma hasarı artışıyla beraber önemli derecede arttığı ve düktil bir kolonun hasar görebilirliğinin düktil olmayan bir kolona göre daha hızlı arttığı gözlemlenmiştir.

Ataei ve Padgett (2013) şiddetli kıyı fırtınalarına maruz kalmış köprülerin alt yapı-üst yapı arasındaki yüksek dayanımlı birleşim elemanlarının hasar görebilirlik yüzeylerinin elde edilebilmesi için bir yöntem araştırmışlardır. Houston bölgesindeki üç açıklıklı basit mesnetli kutu kesitli kirişli köprü için bu yöntem uygulanmıştır.

Banerjee ve Chi (2013) dış yüklemeler altında köprü durumunu inceleyen hasar görebilirlik eğrilerinin değerlendirilmesini yapmışlardır. Yapılan çalışmada, iki açıklıklı betonarme köprü ele alınmıştır. Köprünün farklı yüklenme hallerindeki durumu, sarsma tablası titreşim ölçümleri ile tanımlanarak Kalman filtreleme yöntemi ile etkin rijitlik değerleri elde edilmiştir ve tanımlanan rijitlik değerleri köprünün sonlu elemanlar modeli üzerinde kullanılmıştır. Köprünün her hasar durumu için 60 yer hareketi kaydı altında zaman tanım alanında analizler yapılmıştır.

Zakeri ve diğ. (2013) tarafından farklı güçlendirme tekniklerinin verev köprüleri üzerindeki etkilerinin değerlendirilmesi için beton kutu kesitli kirişli verev köprü üzerinde 10 farklı güçlendirme tekniğinin etkisi hasar görebilirlik eğrileri aracılığıyla değerlendirilmiştir. Aynı ayrı köprü bileşenleri ve tüm sistemin hasar görebilirlik eğrileri 4 farklı hasar seviyesi için verev açılara bağlı olarak elde edilmiştir. Farklı güçlendirme yöntemlerinin birlikte kullanılması verevlik açısı ve köprü sınıfına bağlı olarak hasar görebilirlik durumunu değiştirmektedir. İstatistiksel olarak 100 adet köprü örneğinin analizi 100 adet yer hareketi kaydı ile yapılmıştır. Kuasi-Monte Carlo yöntemi kullanılarak yapılmıştır.

Barnawi ve Dyke (2014) yarı aktif MR sönümleyiciler ile güçlendirilen kablo askılı köprünün performansının pasif ve aktif sönümleyiciler ile güçlendirilmiş ve sönümleyici kullanılmamış yapılar ile kıyaslaması yapılmıştır. Hasar görebilirlik eğrilerinin kıyaslamaları tabliye deplasmanı, tabliye kesme kuvveti ve devirici momentlere dayanılarak yapılmıştır ve bu değerlerin doğruluğunun desteklenmesi için zaman-tanım alanında analizler kullanılmıştır. Hasar görebilirlik analizleri doğrusal olmayan regresyon modelleri kullanılarak yapılmıştır.

Ghosh ve diğ. (2014) tarafından hareketli yük olarak tanımlanan trafik yüklerinin karayolu köprülerine etkileri, kısaca kritik kamyon yükü için hasar görebilirlik eğrilerinin elde edilmesi ile değerlendirilmiştir. Talep ve köprü bileşenlerinin kapasitelerinin log-normal dağılım gösterdiği kabul edilmiştir. Çok açıklıklı sürekli çelik köprü için yöntem uygulanmıştır.

Pang ve diğ. (2014) tarafından hasar görebilirlik analizlerinde kullanılmak üzere olasılıklı sismik talep modellerinin üretilmesini sağlayan Üniorm Tasarım Yöntemi'ne dayanan alternatif bir yöntem geliştirilmiştir. Üniorm Tasarım Yöntemi deneysel bir yöntemdir. Sistem belirsizliklerinin kaynağı olarak yer hareketi, malzeme parametreleri ve geometrik parametreler gözönüne alınmıştır. 56 adet yer hareketi kaydının kullanıldığı analiz Çin'de yer alan tek pylonlu kablo askılı köprü üzerinde uygulanmıştır.

Siqueira ve diğ. (2014) tarafından sismik izolatör araçlar ile güçlendirilmiş köprülerin hasar görebilirliğinin değerlendirmesi için doğrusal olmayan zaman-tanım alanında analiz yapılarak analitik hasar görebilirlik eğrileri elde edilmiş ve

değerlendirilmiştir. Toplam uzunluk, tabliye genişliği ve kolon yüksekliğinin log-normal dağılım ile, orta açıklık/toplam uzunluk oranının normal dağılım ile tanımlandığı ve 30 yaşından büyük köprülerin ele alındığı araştırmada beton kirişli köprülerin çelik kirişli köprülere göre daha hasar görebilir olduğu sonucuna varılmıştır.

1.3 Tezin Genel Yapısı

Çalışma toplam olarak beş bölümden oluşmaktadır. Tezin birinci bölümünde giriş bölümü açıklanmış olup, tezin konusu ve genel amacı anlatılmıştır. Sonra ise literatürde konu ile ilgili yapılmış önceki çalışmalar araştırılmış ve tezin genel yapısı anlatılmıştır.

İkinci bölümde ise çalışmanın yapıldığı köprünün tanımlanması yapılmıştır. Köprünün genel özellikleri anlatılarak SAP2000 de oluşturulan Model'e yer verilmiştir. Ayrıca bu bölümde sahada yapılan test çalışmaları anlatılmıştır ve test sonuçları değerlendirilmiştir. Test sonuçları yapılan model sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

Üçüncü bölümde kırılma eğrisinin tanımı yapılarak gerekli terimler açıklanmıştır. Hasar ölçüleri ve şiddet ölçüleri tanımlanmıştır ve çeşitleri açıklanmıştır. Hasar eğrilerinin oluşturulmasında kullanılan yöntemler açıklanmış ve bu yapı için kullanılan kırılma eğrisi tanımlanmıştır.

Dördüncü bölümde köprünün analitik modelleme yöntemi ile hangi tanımlamalar yapılarak modellendiği açıklamıştır. Tanımlanan ölü yük ve hareketli yüklerin atamalarının açıklaması yapılmıştır. Seçilen 21 tane deprem dataları gösterilmiş ve SAP2000 programında yapılan zaman-tanım analizler sonuçları açıklanmıştır ve bu analiz sonucunda performans değerlendirilmesi yapılmıştır.

Beşinci bölümde köprünün deprem performansının değiştirilmesi için oluşturulan kırılma eğrisi tanımlanmıştır. Öncelikle 21 tane deprem için yapılan performans analizleri sonrasında orta noktadaki maksimum yer değiştirmeler elde edilmiş ve analitik yöntemle kırılma eğrileri oluşturulmuştur. Daha sonra, eleman kayıplarını değerlendirmek için bazı elemanlar çıkarılarak köprünün kırılma eğrileri oluşturulmuş ve karşılaştırılmıştır.

Altıncı bölümde ise köprünün eleman kayıplarından dolayı performans değerlendirilmesi yapılmıştır. Sonuç kısmı oluşturulmuştur ve daha sonraki yapılacak çalışmalar için öneriler sunulmuştur.





2. ÇALIŞMANIN YAPILDIĞI KÖPRÜNÜN TANIMLANMASI VE YAPILAN TESTLER

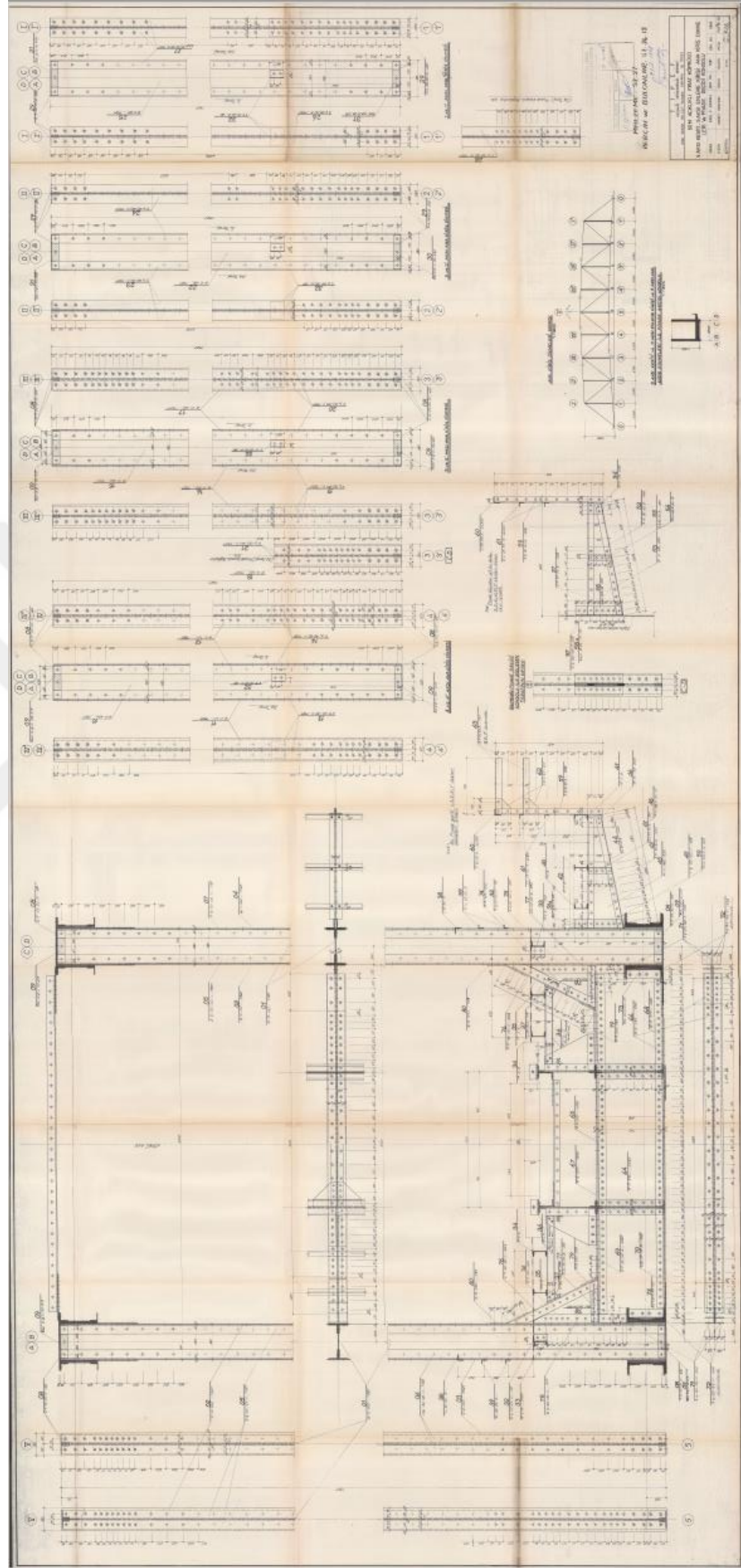
Bu çalışmada kullanılan demiryolu köprü modeli demiryolu köprüsü 1900 yılında Alman bir şirket tarafından dizayn edilmiş ve yapılmıştır, hala hizmet vermeye devam etmektedir. TCDD tarafından hala denetimi ve işletmesi yapılmaktadır. Köprü 100 m uzunluğundadır ve kafes kirişli yapıya sahiptir. Köprünün bağlantı noktalarında perçin kullanılmıştır ve basit mesnetli bir demiryolu köprüdür (Şekil 2.1). Köprü Kayseri-Sivas-Çetinkaya-Kars-Hudut demiryolu hattında km 774+030'da bulunmaktadır. Köprü 8,33m uzunluğundaki 12 eşit açıklığa sahiptir. Köprünün eni 7,62 m olup, tabliye 5 adet çelik kiriş üzerine inşa edilmiştir. Köprü tek hatlı bir köprüdür.



Şekil 2.1: Köprünün genel görünüşü.

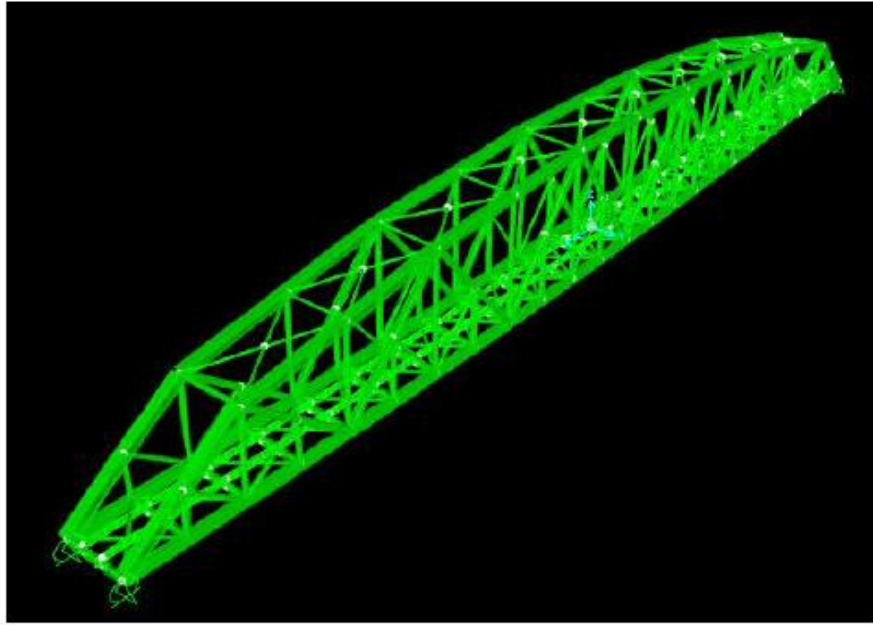
2.1 Köprünün Modellenmesi

100 m uzunluğundaki çelik köprü, sonlu eleman yöntemine dayanan Sap2000 V.18 programında deprem performans analizi yapılmak üzere modellenmiştir (Şekil 2.2) Çelik köprünün eleman kesitleri köprüye ait projeden belirlenmiştir ve daha sonra



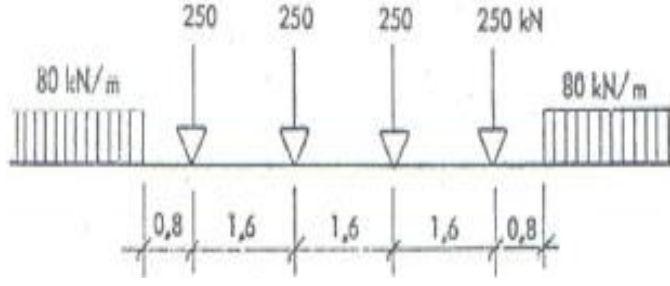
Şekil 2.2: Köprü'nün proje çizimi.

saha çalışmasında inceleme yapıp kontrol edilmiştir. SAP2000’de imalat çizimleri baz alınarak gerçek boyutlarına ve durumuna dayanarak modellenmiştir (Şekil 2.3). Yapının kesit özellikleri programda çubuk elemanları olarak tanımlanarak girilmiştir. Çelik profiller tanımlanırken hadde profil özelliklerine göre atanmıştır, ayrıca mesnetlerin biri sabit diğeri hareketli olarak tanımlanmıştır. Yapılan analizler sonrasında ise köprünün periyot ve frekansı elde edilmiştir. Sonra, testlerden elde edilen frekans ve mod şekilleri, köprünün bilgisayar modeli kullanılarak, bilgisayar ortamında bulunan frekans ve mod şekilleriyle mukayese edilmiş ve fark çıkması halinde ise; mesnet yay elemanlarının rijitlikleri ile oynanarak bu dinamik parametreler birbirine yaklaştırılacak şekilde köprü bilgisayar modelleri kalibre edilmiştir. Bu modelde, düğüm noktalarındaki guse levhalarının rijitlik etkisi rijit çubuklar (rijit bar) kullanılarak modellenmiştir.



Şekil 2.3: Köprünün SAP2000 modeli.

Yükler demiryolu ağında bulunan köprülerin, 22,5 ton dingil basıncı (Şekil 2.4’de verilen UIC standart katarı) ve UIC standart katar yükünün 1,33 katı dingil yüklerinden oluşan katar yüklemesi yapılmıştır (Şekil 2.4).



Şekil 2.4: UIC katar yükü.

2.2 Sahada Yapılan Testin Amacı ve Sonucu

TCDD-İTÜ arasında gerçekleştirilen bir protokol sonucunda 100 m açıklıklı köprü üzerine çalışmalar başlamış ve bir seri testler ve hesaplamalar yapılmıştır. Köprü yük artırımında dayanımı için güvenlik indisleri ve yük taşıma oranları hesaplanmıştır. Seçilen köprü üzerinde test treni geçişi ile oluşturulan titreşim için ivme ölçümü yapılmıştır. Bu amaçla birden fazla tren geçişi için köprünün belirli noktalarından ivme kaydı alınmıştır ve serbest açıklığı 10 m' ye kadar olan köprülerde açıklık ortasına birbiri hizasında iki noktaya iki eksenli ivme ölçer (Şekil 2.5-2.6) konulmuştur.



Şekil 2.5: İki eksenli ivme ölçüm aracı.



Şekil 2.6: Tek eksenli ivme ölçüm aracı.

Bu çalışmada, yapılan dinamik testler sırasında köprünün serbest titreşiminden ivme ölçülmesi yapılmıştır. Statik testler sayesinde yapı üzerinde deformasyon ölçülmesi, yapının bilgisayar ortamında modellenmesi, yapılan testlerden elde edilen verilere göre modelin geliştirilmesi, katar yüklerinin tespiti, yük analizleri, yapısal elemanlar için yük taşıma oranlarının hesabı ve güvenlik indislerinin belirlenmesi adımları izlenmiştir.

Yürütülen bu projede ana amaç; dingil basıncının UIC standart katar yükü için bu köprülerin yük taşıma güvenliklerinin TCDD tarafından önerilen $\beta=3$ güvenlik indisi (safety index) uygun olup olmadığı incelenmiştir. TCDD tarafından hizmet vermekte olan bir katar kullanılmış ve çeşitli hızlarda geçiş için semi-statik testler yapılmıştır.

Bu testler sırasında farklı hızlarda katar geçişleri için kafes kirişli çelik köprüleri enleme ve boylama kirişlerinin üst başlıklarından, lase, alt başlık, dikme ve diyagonal elemanlardan birim uzama ölçümü yapılmıştır.

Ölü yük ve hareketli yükten kaynaklanan gerilmeler kullanılarak, çeşitli köprü için belirtilen çeşitli yöntemlerle β - yük taşıma oranları ile β - güvenlik indisleri hesaplanmıştır. Köprünün boyutlandırılmasında emniyet gerilmesi kavramının kullanılmış olması nedeniyle bu çalışmada yük taşıma oranları köprü yapısal elemanları (denk 2.1)

$$\bar{\beta} = \frac{\sigma_y - \sigma_g}{\gamma \omega \varphi \sigma_p} \quad (2.1)$$

ifadesi ile bulunmuştur, Burada

σ_y = akma sınır gerilmesi,

γ = emniyet katsayısı,

ω = boyutsuz burkulma katsayısı,

σ_g = ölü yükler için elemanlarda hesaplanan gerilme,

φ = titreşim katsayısı,

σ_p =katar yükleri için elemanlarda hesaplanan gerilme.

Yukarıda ki denklemde φ (titreşim katsayısı) faktörü çok konservatif olması nedeniyle BE' den alınmamıştır. Bunun yerine, bizzat köprü üzerinde yapılan ölçümlerden yararlanılarak hesaplanan Çizelge 2.1'deki değerler kullanılmıştır. TU-BRIDGES isimli NATO-Science for Stability programınca destekli araştırma projesi kapsamında belirlenen darbe faktörü değerleri kullanılmıştır.

Çizelge 2.1: Darbe faktörleri.

Eleman Tipi	Ortalama	Maksimum	Standart sapma
Üst başlık	1.0844	1.2167	0.0769
Alt başlık	1.1031	1.2167	0.0639
Diyagonaller	1.0666	1.2362	0.0262
Dikme	1.0911	1.3306	0.0331
Enleme	1.0847	1.2766	0.0307
Boylama	1.1051	1.2621	0.0254

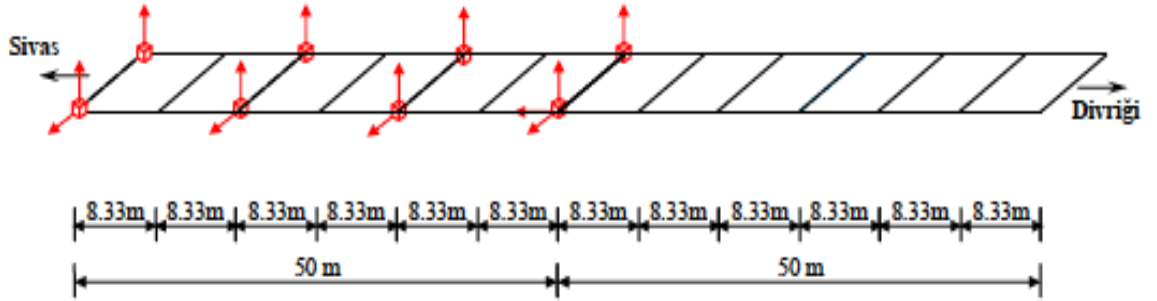
2.2.1 Sahada yapılan testler

Seçilen köprü üzerinde test treni geçişi ile oluşturulan titreşim için ivme ölçümü yapılmıştır. Bu amaçla birden fazla tren geçişi için köprünün belirli noktalarından ivme kaydı alınmıştır. Bu amaçla, serbest açıklık ortasına birbiri hizasında iki noktaya iki eksenli ivme ölçer konulmuştur ve data elde edilmeye çalışılmıştır.

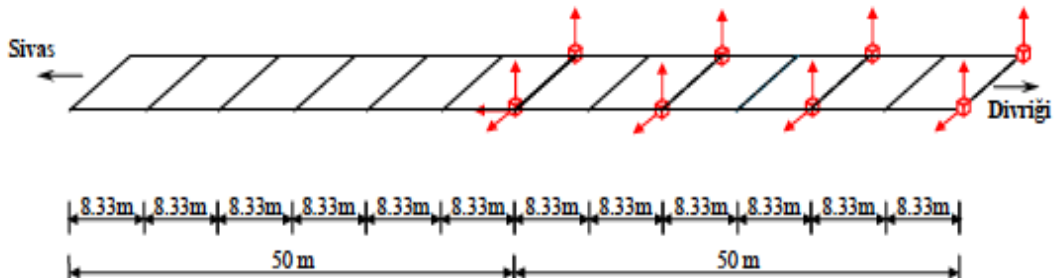
Toplanan ivme datası trend silme ve gürültü filtreleme işlemlerinden geçirildikten sonra FFT'leri (Fast Fourier Transformation) alınarak her ölçüm noktası için spektrumları bulunmuştur. Bu spektrumlardan taşıyıcı sistemin modal frekansları ve karşı gelen mod şekilleri bulunmuştur.

Bu köprüde toplam 2 adet test yapılmış ve toplamda 8 adet dinamik test kaydı alınmıştır. Bu testler sırasında yapıyı titreştirmek için test katarı kullanılmıştır. Test katarı köprü üzerinden geçiş hızı 40 km/saat olarak 8 kere geçirilmiştir.

Ölçüm sistemi 16 kanaldan oluştuğu için toplam 16 kanal da kullanılmıştır ve her bir test için kullanılan ivmeölçerlerin köprü üzerinde bu sayı doğrusunda yerleştirilmiştir (şekil 2.7-2.8). Her bir testte köprü tabliye üzerinde 3 doğrultuda ivme kaydı da alınmıştır. Her bir kayıt, her bir test katarı geçişini takiben arta kalan zorlanmamış serbest titreşim kısmından ivme kaydı olarak alınmıştır. Bu 8 adet ivme datası kaydının ortalaması alınarak bulunan ivme değerlerinin kullanılması suretiyle sistemin dinamik parametreleri saptanmıştır.



Şekil 2.7: Yapılan Test-1'e göre ivme ölçer aletlerinin yerleri.



Şekil 2.8: Yapılan Test-2'e göre ivme ölçer aletlerinin yerleri.

2.2.2 Sonuçları değerlendirilmesi için yapılan çalışmalar

Yapılan analizler sonucunda elemanlar MATLAB da ölü yük ve hareketli yükler altında deprem performansı ve frekansı değerlendirilmiştir. Aşağıdaki oluşturulmuş tablolar sonrasında köprünün elemanları değerlendirilmiştir. Excel tabloları sonrasında oluşan yükler altında değerlendirme yapılmıştır (Şekil 2.9-2.11).

TABLE: Frame Section Properties 01 - General												
SectionName	Material	Shape	t3	t2	tf	tw	t2b	tfb	Area	TorsConst	I33	I22
Text	Text	Text	m	m	m	m	m	m	m2	m4	m4	m4
AB-A	S235	SD Section							0.00801	1.243E-06	0.000017	0.000032
AB-B	S235	SD Section							0.00694	9.292E-07	0.000013	0.000024
AB-C	S235	SD Section							0.00595	6.79E-07	9.596E-06	0.000018
AB-D	S235	SD Section							0.00504	4.832E-07	6.925E-06	0.000013
INP450	S235	I/Wide Flange	0.45	0.17	0.0243	0.0162	0.17	0.0243	0.0147	0.00000203	0.000458	0.000017
IPB-65 KÖSELER	S235	SD Section							0.02916	7.273E-06	0.00212	0.000144
IPB65-ORTA	S235	SD Section							0.03106	0.000014	0.0023	0.000156
K-A1	S235	SD Section							0.06077	0.000014	0.005388	0.003471
K-A2	S235	SD Section							0.05856	7.482E-06	0.005684	0.003429
K-B1	S235	SD Section							0.06042	0.000014	0.005305	0.003438
K-B2	S235	SD Section							0.05568	0.000011	0.005021	0.002995
K-C1	S235	SD Section							0.02165	0.000013	0.000546	0.001218
K-C2	S235	SD Section							0.02121	0.000012	0.00054	0.001191
K-D1	S235	SD Section							0.06442	0.000016	0.005709	0.003883
K-D2	S235	SD Section							0.05882	0.000013	0.005132	0.003584
K-E1	S235	SD Section							0.02969	8.457E-06	0.000653	0.00137
K-E2	S235	SD Section							0.02939	7.929E-06	0.000649	0.001361
K-F1	S235	SD Section							0.02221	0.000014	0.000556	0.001252
K-F2	S235	SD Section							0.02177	0.000013	0.00055	0.001225
K-G	S235	SD Section							0.02477	4.748E-06	0.000506	0.000893
K-H1	S235	SD Section							0.02429	0.000023	0.000589	0.001379
K-H2	S235	SD Section							0.02342	0.000018	0.000574	0.001326
K-K	S235	SD Section							0.02418	4.182E-06	0.000484	0.001057

Şekil 2.9: Köprünün eleman (profil) özellikleri.

TABLE: Element Forces - Frames													
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	Unitless	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
1	0	DEAD	LinStatic			20.95	-0.005218	-0.005615	0.0003404	-0.0247	-0.0247	1-1	0
1	3.55	DEAD	LinStatic			21.717	-0.005218	-0.005615	0.0003404	-0.0048	-0.0062	1-1	3.55
1	7.1	DEAD	LinStatic			22.484	-0.005218	-0.005615	0.0003404	0.0151	0.0124	1-1	7.1
1	0	MODAL	LinModal	Mode	1	1.816	-0.0002886	-0.00638	0.00002445	-0.031	-0.0009953	1-1	0
1	3.55	MODAL	LinModal	Mode	1	1.816	-0.0002886	-0.00638	0.00002445	-0.0083	0.00002941	1-1	3.55
1	7.1	MODAL	LinModal	Mode	1	1.816	-0.0002886	-0.00638	0.00002445	0.0143	0.0011	1-1	7.1
1	0	MODAL	LinModal	Mode	2	-0.101	0.0001105	-0.008254	0.00001899	-0.0422	-0.00004764	1-1	0
1	3.55	MODAL	LinModal	Mode	2	-0.101	0.0001105	-0.008254	0.00001899	-0.0129	-0.00044	1-1	3.55
1	7.1	MODAL	LinModal	Mode	2	-0.101	0.0001105	-0.008254	0.00001899	0.0164	-0.0008323	1-1	7.1
1	0	MODAL	LinModal	Mode	3	-0.718	-0.0001654	0.00004137	0.00002069	0.0004296	-0.0009453	1-1	0
1	3.55	MODAL	LinModal	Mode	3	-0.718	-0.0001654	0.00004137	0.00002069	0.0002827	-0.0003581	1-1	3.55
1	7.1	MODAL	LinModal	Mode	3	-0.718	-0.0001654	0.00004137	0.00002069	0.0001359	0.0002291	1-1	7.1
1	0	MODAL	LinModal	Mode	4	-3.211	-0.0002534	0.012	-0.0001229	0.0609	-0.0005297	1-1	0
1	3.55	MODAL	LinModal	Mode	4	-3.211	-0.0002534	0.012	-0.0001229	0.0172	0.00037	1-1	3.55
1	7.1	MODAL	LinModal	Mode	4	-3.211	-0.0002534	0.012	-0.0001229	-0.0265	0.0013	1-1	7.1
1	0	MODAL	LinModal	Mode	5	-2.05	-0.0003602	0.013	-0.0001243	0.0629	-0.0007555	1-1	0

Şekil 2.10: Tanımlı yükler.

	A	B	C	D	E	F
1	TABLE: Frame Section Assignments					
2	Frame	SectionType	AutoSelect	AnalSect	DesignSect	MatProp
3	Text	Text	Text	Text	Text	Text
4	1	Section Designer	N.A.	K-L	K-L	Default
5	3	Section Designer	N.A.	K-L	K-L	Default
6	4	Section Designer	N.A.	K-L	K-L	Default
7	5	Section Designer	N.A.	K-L	K-L	Default
8	6	Section Designer	N.A.	K-L	K-L	Default
9	7	Section Designer	N.A.	K-L	K-L	Default
10	8	Section Designer	N.A.	K-L	K-L	Default
11	9	Section Designer	N.A.	K-L	K-L	Default
12	10	Section Designer	N.A.	K-L	K-L	Default
13	11	Section Designer	N.A.	K-L	K-L	Default
14	12	Section Designer	N.A.	K-L	K-L	Default
15	13	Section Designer	N.A.	K-L	K-L	Default

Şekil 2.11: Eleman tanımlanması.

2.2.3 Test sonuçları

Yapılan bu çalışmada ele alınan köprünün yapılan testler ve analitik araştırmalar sayesinde, UIC ve TCDD katarlarından dolayı oluşacak yük artırımına dayanması sağlanmıştır, $\beta=3$ güvenlik indisine (safety index) eşit ve ondan daha büyük güvenlik indislerinin sağladığı köprüler, yapılan testlere dayalı analitik çalışma ile belirlenmiştir ve aşağıdaki Çizelge 2.2’de gösterilmiştir. Ayrıca frekans ve periyodlar karşılaştırılmıştır.

Çizelge 2.2: Minumum güvenlik indisi.

Yapı elemanı	Eleman no	Yükleme no	Yükleme taşıma oranı	Güvenlik indisi
Üst başlık	252	95	1.95	3.10
Üst başlık dikme	184	95	2.68	5.46
Alt başlık	228	95	1.62	3.82
Dikme	40	69	3.00	5.84
Diyagonal	185	95	1.32	3.02
Enleme	269	95	1.54	3.63
Boylama	382	95	1.93	4.44
Alt başlık çapraz	78	74	3.89	6.37
Üst başlık çapraz	114	66	1.32	3.00

Çizelge 2.2'den görülmektedir ki Kars-Hudut hattı km 774+030 köprüsü, çalışmaya konu olan UIC katar yükünü 3,00 değerine eşit veya üzerinde bir β - güvenlik indisi ile taşımaktadır.



3. KIRILGANLIK EĞRİSİ VE KÖPRÜNÜN KIRILGANLIK EĞRSİNİN TANIMLANMASI

3.1 Kırılgnlık Eğrisi Kavramı

Kırılgnlık eğrisi meydana gelebilecek yer hareketi şiddetleri için önceden tanımlanmış bir hasar düzeyinin aşılp aşılmama olasılığına karşı gelen bir eğridir. Hasar görebilirlik analizi köprüler, binalar, önemli tarihi yapılar, geçitler ve bu gibi yapılar için uygulanabilir. Kırılgnlık eğrileri (ya da fonksiyonları) yapıların olası depremler karşısında taşıdığı olası riskin tahmin edilmesi açısından ve bu depremler sayesinde oluşabilecek ekonomik etkilerin öngörülmesi için son derece önemlidir. Bu kırılgnlık eğrileri yetkili makamlarca yapılacak köprülerdeki olası güçlendirme müdahaleleri, afet planları ve oluşabilecek hasar sonrası ulaşımın aksamaması açısından faydalı olabilir. Dahası, kırılgnlık eğrileri önemli ve zarar görmesi durumunda tamir masrafının çok olacağı yapılarda yapısal müdahale için maliyet/kazanç çalışmaları gerçekleştirilerek güçlendirme yapmadan önce plan yapılmasında da kullanılabilir. Ayrıca, yeni köprülerin tasarımı için sismik analiz yapılmasıyla riskin azaltılması amacıyla da kullanılabilirler; sismik dayanıklılığı sağlama daha sonra oluşabilecek ek maliyet önlemeye yardımcı olacaktır.

Hasar görebilirlik araştırmaları ise depremde oluşabilecek hasarlar olmadan önce onları tahmin etmek için yapılması gerekir. Çoğu yapılar, yönetmeliklere uyulmadan dahi dizayn edilse de orta boyutlu bir depremle karşı karşıya kaldığında kabul edilebilir bir hasar düzeyi ile bu etkilere karşı yeterli bir dayanıklılığa sahiptir. Hasarın kabul edilebilir olup olmaması yapının önemine ve kullanımına bağlıdır.

3.2 Hasar Eğrilerini Oluşturma

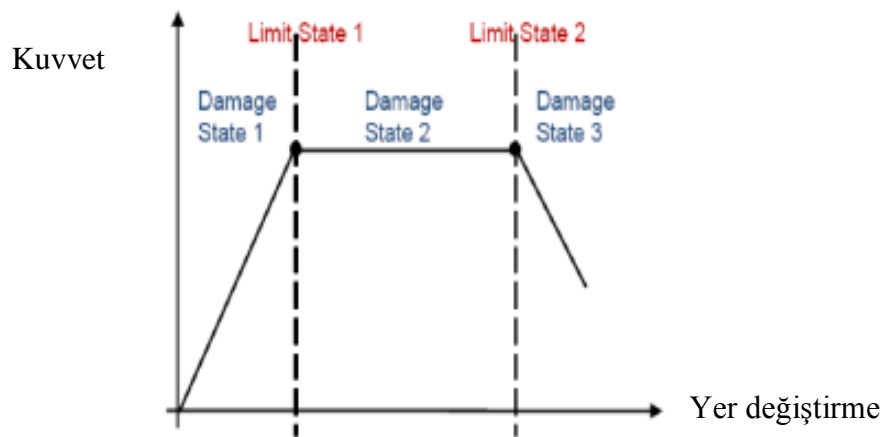
Limit-hasar durumları, hasar ölçüleri ve şiddet ölçüleri gibi kavramların tanımlamaları ve kırılgnlık fonksiyonlarının oluşturulmasında kullanılan yöntemler aşağıda açıklanmıştır.

3.2.1 Limit-hasar durumları

Sismik risk değerlendirmesi yapılırken yapının performans analizi altında limit durumları hasar eşik yoluyla değerlendirilebilir. Limit durum farklı hasar durumuna göre eşik değeri tanımlanırken, hasar durumu tanımlanırken ise hasar koşullarının kendisi tanımlanır. Örneğin, bir yapının performansı yalnız bir limit durum ile tanımlanıyorsa, iki hasar durumu olacaktır, bunlar 0 ve 1'dir, yani yapı ya stabil olmuştur ya da hasar görmemiş olarak servis vermeye devam edecektir (Şekil 3.1).

Kırılgnlık eğrilerinin türetilmesi yönelik yöntemler çoğunlukla ayrıık bir hasar ölçeği ile yapılmaktadır. Örneğin, analitik yöntemle kırılgnlık eğrisi elde edilmek istenilen yapının yer değiştirme kapasitesi gibi bir limit durum mekanik özellikleri ile yapılır, deneysel yöntemde ise deprem öncesi hasar istatistiklerini üretmeye yönelik saha ve keşif çalışmalarını kullanılır. Dahası, yer değiştirme kapasitesine göre limit durumlar yoluyla hasar koşulları ilişkilendirilebilir.

Hasar durumları sayısı kullanılan hasar ölçeğine göre belirlenir. Çalışmalarda kullanılan en fazla hasar ölçekleri: ATC-13 (ATC, 1985), HAZUS99 (FEMA, 1999), Vision 2000 ve EMS98. Kırılgnlık eğrilerini hesaplamak için kullanılan yöntem ve araştırmacıların tercihlerine bağlı olarak, farklı ölçekler benimsenerek, farklı limit durumları/hasar durumları tanılanır.



Şekil 3.1: Limit ve hasar durumları.

3.2.2 Hasar ölçüleri

Kırılmalık eğrilerinin türetilmesinde çeşitli hasar ölçüleri kullanılır. Sismik risk analizinde kullanılan hasar ölçüsünün nasıl seçileceğine, analiz yapılırken yapı elemanın sismik değerlendirmesinin bir parça eleman mı olarak yoksa komple bir bütün mü olarak değerlendirilmesinin yapılacağına göre değişiklik gösterir. Bu tezde ise ele alınan çelik köprüde hasar ölçüleri bir bütün olarak ele alınmıştır ve maksimum yer değiştirme ile hasar ölçüleri belirlenmiştir.

3.2.3 Şiddet ölçüleri

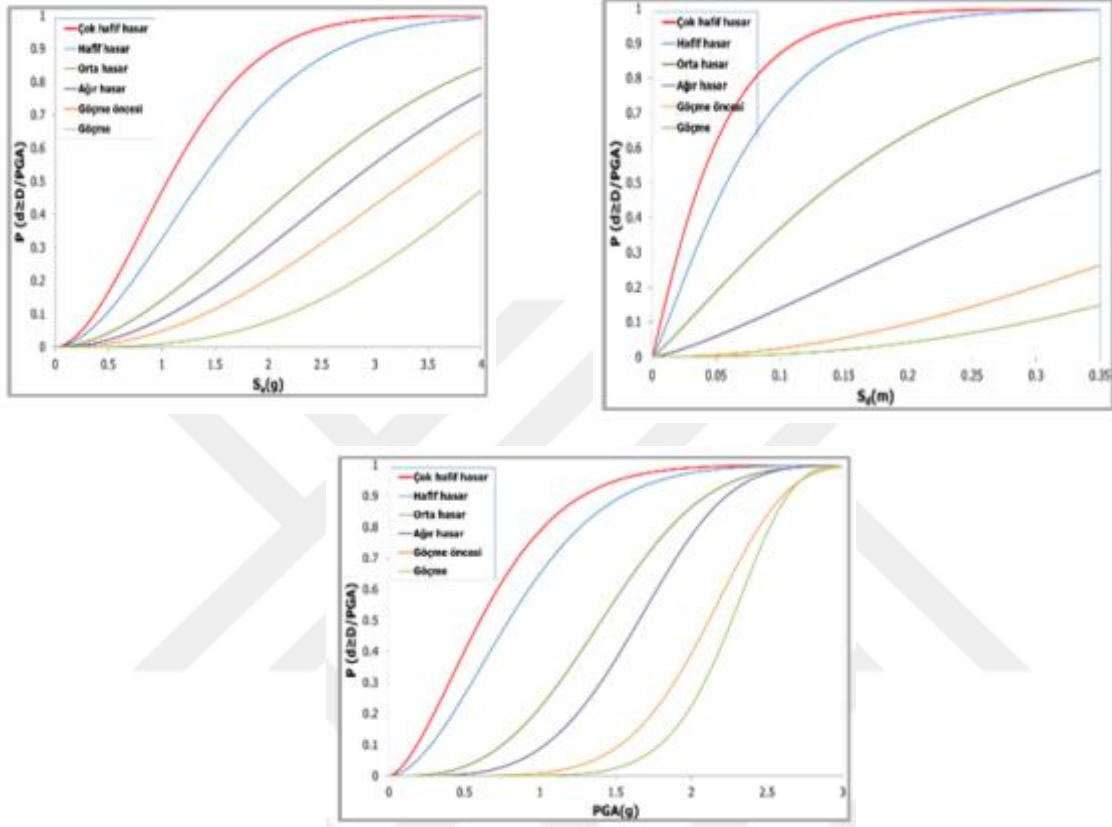
Şiddet Ölçüsü (IM), belirlenmiş limit durum olasılığının aşılması durumunda ele alınan referans yer hareketi verileridir. Son zamanlarda ise birden çok şiddet ölçüsü parametreleri üretilmiştir; bu parametrelerin herbiri deprem hareketlerinin değişik özellikleri ele alınarak üretilmiştir. Bu parametrelerden bazıları ise değerlendirme yapılırken köprü için diğer parametreden daha fazla olumsuz açıdan ele alınmıştır. Sismik risk analizi yapılırken tanımlanmış şiddet ölçüsü kullanılmadan önce köprü elemanlarındaki hasara neden olan etki derecesine göre seçilmelidir. İki tane temel şiddet ölçüsü sınıfı bulunmaktadır bunlar; araçsal ve deneysel şiddet ölçüleridir.

Araçsal şiddet ölçüleri, yer hareketlerinin büyüklüğünü bir araç olarak kullanarak veya deprem sırasında elde edilmiş ivme kayıtlarının bilgi işlem tabanlı hesaplanması ile elde edilen bir değer olarak ifade edilir. Bu durumda, deprem hareketinin büyüklüğüne yönelik tahmin sübjektif olmamaktadır. Binaların hasar değerlendirmesinde kullanım ölçüler;

- Spektral İvme(S_a),
- Spektral Yer değiştirme(S_p),
- Spektral Hız (S_v),
- Maksimum Yer İvmesi (PGA),
- Maksimum Yer değiştirmesi (PGD)
- Maksimum Yer Hızı (PGV)'dir.

Şiddet ölçülerinin karşılaştırılması ise aşağıdaki şekiller de gösterilmiştir (Şekil 3.2). Bu şiddet ölçüleri son yıllarda yapılmış olan yapı hasar olasılık yönelik ele alınan çalışmaların birçoğunda kullanılmıştır. Bu ölçüler kullanılmadan önce, makro sismik

şiddet ölçüsü ve hasar olasılığı matris kullanımı oldukça yaygındır. Kütlelerin büyük kısmının ilk mod da ele alındığı çalışmalarda ise S_d veya S_a 'nin kullanıldığı açıkça ortadadır yani bunlardan şiddet ölçüleri elde edilmiştir. Sünek hasar modları ve kalıcı deformasyonlar için $S_d(T)$; gevrek hasar modları için $S_a(T)$ daha etkili sonuçlar vermektedir.



Şekil 3.2: Hasar durumlarını oluşturmak için farklı yer hareketleri.

DeneySEL şiddet ölçüleri ele alındığında ise değişik makro sismik şiddet ölçekleri ağırlıklı olarak yapıda oluşan hasarın sayısal bir ölçüğe dönüştürülmesinin nitel değerlendirme sonrasında üretilmiştir. Bu şiddet ölçekleri şunlardır: Değiştirilmiş Mercalli Şiddet Ölçeği Avrupa Makro Sismik Ölçek (EMS-98) ve Mercalli-Cancani-Sieberg Şiddet Ölçeği (MCS). Makro sismik şiddet ölçekleri yaygın bir alanda yapılan uygulama alanına sahiptir ve günümüzdeki ve geçmişteki bazı kırılma eğrisi analizleri için kullanılmıştır fakat yine de bu şiddet ölçüsünü kullanmak sıkıntılı olabilmektedir.

3.3 Hasar Eğrilerinin Oluşturulmasında Kullanılan Yöntemler

Hasar eğrileri elde edilirken genel olarak üç yöntem kullanılmıştır.

1. Analitik hasar olasılık eğrileri
2. Gözleme dayalı hasar olasılık eğrileri
3. Birleştirilmiş hasar olasılık eğrileri

3.3.1 Analitik hasar eğrileri

Hasar eğrileri analitik yöntemle oluşturulurken artan deprem büyüklüğü altında bilgisayar ortamında modeli yapılmış köprünün analizi sonrasında elde edilmiş istatistikî hasar dağılımlarını temel alarak oluştururlar. Son zamanlarda teknolojiye hızlı gelişme sayesinde yapı modellerinin gerçeğe daha yakın bir biçimde yapılmasına imkân sağlamakta ve bunun sonucunda analitik hasar eğrilerinin elde edilmesini daha da kolaylaştırmıştır. Fakat analiz sonuçlarını etkileyen mesnetlerin, dolgu duvarların ve yapı-zemin etkileşimi gibi daha detaylı modellemeleri halâ tam anlamıyla modellenememektedir. Analitik hasar olasılık eğrileri üretilirken, deprem hareketinin köprü üstündeki şekil ve yer değiştirme istemlerinin belirlenmesinde dinamik çözümleme ve doğrusal olmayan statik iki yöntemden yararlanılabilir. Doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemleri bilgisayar teknolojisinin gelişmesiyle birlikte daha yaygın hale gelmiştir fakat bu yöntemin uygulama amaçlı çalışmalarda kullanılması bazı zorluklar göstermektedir. Doğrusal olmayan dinamik yöntem alternatif kullanılan daha basit ve kolaylaştırılmış doğrusal olmayan statik yöntemler geliştirilmiştir. Örnek olarak katsayılar yöntemi (FEMA, 2000) ve kapasite spektrumu yöntemi (ATC, 1996) içlerinde en yaygın olarak uygulanan yöntemdir. Ancak, yöntemin kolaylaştırılması hesap yapılırken bazı parametrelerin gözönüne alınmaması veya yaklaşık olarak bir katsayı ile hesaba katılması ile yapılır ki, bu da sonuçların güvenilirliğini azaltmaktadır (Kırçıl, 2005).

3.3.2 Gözleme dayalı hasar eğrileri

Gözleme dayalı olarak üretilen hasar eğrileri yaşanmış depremlerde gözlemlenmiş ve elde edilmiş hasar istatistiklerine dayanarak üretilmektedir. Gözleme dayalı veriler yapının deprem anında gerçeğe dayalı hasar detayları ile birlikte arazi bilgisini,

zemin-yapı etkileşiminin, deprem hareketlerinin karakter istatistikselini de dikkate aldığından dolayı en gerçeğe yakın yaklaşım olarak görülmektedir (Jeong ve Elnashai, 2007). Fakat gözleme dayalı veriler belli bir bölgeye özel olduğundan, sınırlı hasar durumunda elde edilen ve olmuş depremlerde ortaya çıkan hasar miktarlarının ve onların dağılımı üzerine sistematik ve ayrıntılı kayıtlar gibi kesin verileri bulmak her zaman mümkün olmayabilir. Bu yüzden kullanımı genel olarak çok sınırlıdır.

3.3.3 Birleştirilmiş hasar eğrileri

Bu yöntem gözleme dayalı verilerin azlığını ve analitik yöntem modelleme eksikliğini tamamlamak için bu kaynaklardan elde edilen bu verileri birleştirme ile oluşturulmuştur. Bu yaklaşım analitik değerlendirme ve gözleme dayalı yapı hasarı verilerinin birleştirilmesi sonucu daha güvenli hasar olasılık eğrileri üretilme metodudur.

3.4 Kırılma Eğrilerinin Türetilmesi

Hasar görebilirlik eğrilerinin elde edilmesinde izlenen birçok yol vardır. Ay ve Erberik, 2007 tarafından yapılan çalışmada ise ilk olarak, yapılan performans analizleri sonucunda yapısal sonuçların, örnek olarak maksimum yer değiştirme veya maksimum görel kat ötelenme oranları kullanılarak yer hareketi ivmesine ait maksimum yer hızı PGV veya en büyük yer ivmesi PGA değerleri ile ilişkilendirilerek elde edilmektedir. Bu analizler sonrasında doğal olarak yer hareketi parametresi büyüdükçe bu değerler de artış göstermektedir. Böylece, her düşey veri grubu iki basit istatistiksel tanım parametresi ile temsil edilebilmektedir. Bu istatistiksel veriler, hasar potansiyeli eğrilerinin oluşumu için aşılma olasılıklarının hesaplanmasında kullanılmaktadır. Aşılma olasılığı, matematiksel olarak yapının deprem sonrasında hasar görüp görmeme durumuna göre belirlenmektedir.

Bu tezde ise çelik köprüde kırılma eğrileri incelendiği için orta noktadaki yer değiştirme miktarları göz önüne alınarak yapının kırılma eğrisi yer değiştirme ve bu deprem sonrasında hasar aşma miktarı yüzdesi olarak verilmiştir. Yapılan performans analizleri sonucu yer değiştirmeler elde edilmiş ve matematiksel işlemler sonrasında standart sapması hesaplanmıştır. Bir eksi logaritmik normal dağılım

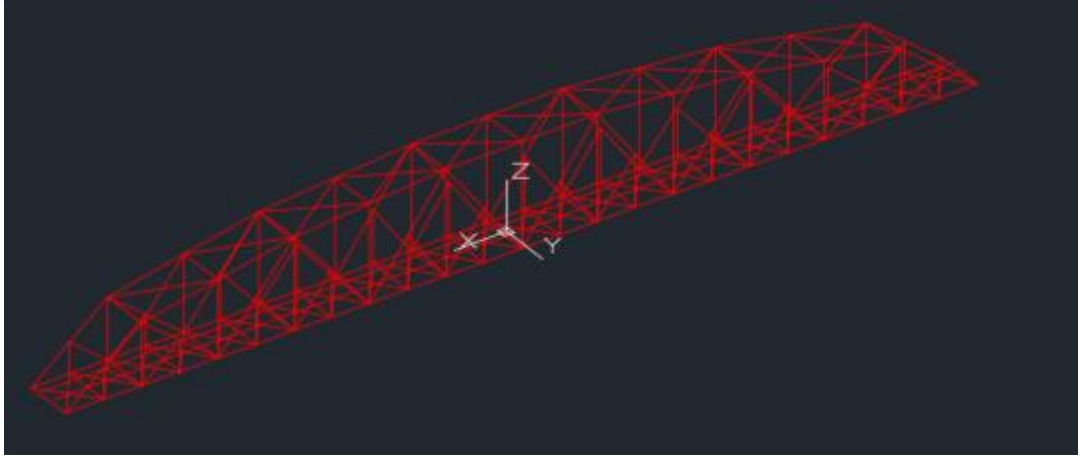
yapılarak aşma yüzdesi bulunmuştur. Aşağıdaki bölümde daha detaylı olarak anlatılmış ve oluşturulmuştur.





4. KÖPRÜNÜN TASARIMI VE ANALİZİ

Tezin bu bölümde, köprünün SAP2000 programında köprünün modellenme ve tanımlama işlemleri ele alınmıştır. İlk olarak model genel yapının daha kolay çizileceği için AUTOCAD programında genel taslak modellenmesi yapılmıştır (Şekil 4.1) ve daha sonra AUTOCAD de yapılan çizim sonrasında SAP2000 programına aktarımı yapılmıştır. Kemer köprü profilleri genel olarak farklı kalınlık, açıklık ve yüksekliğine sahip olduğu için farklı profiller tanımlanarak modelde tanımlanmıştır. Analiz kısmında ise; ilk aşamada etkileyen katar yükleri tanımlanmıştır ve daha sonra non-linear analiz yapılmıştır. Bu analiz sonrasında yapının ölü ve hareketli yükler altındaki dayanımı değerlendirilmiştir. Daha sonrasında performans sonuçlarını elde etmek için seçilen 21 tane deprem ivmesi ile zaman-tanım analizi yapılmıştır. Bu köprüde X doğrultusu boyuna, Y doğrultusu enine ve Z doğrultusu ise dikine düzlem olarak ele alınmıştır.



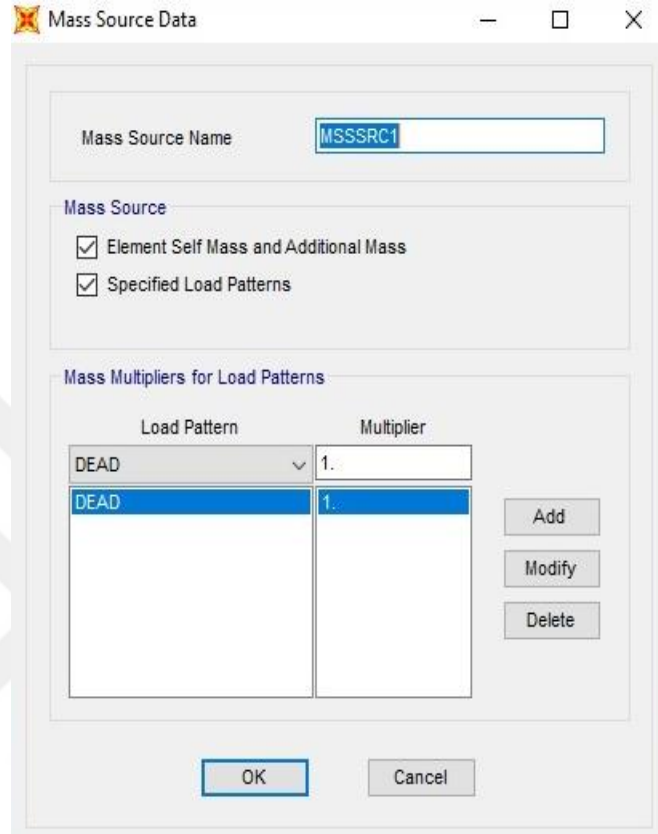
Şekil 4.1: Köprünün AUTOCAD modeli.

4.1 Yükler

4.1.1 Ölü yük

Ölü yük, köprünün tüm sabit parçalarını ve ilavelerinin ağırlıklarını kapsamaktadır. Bu yük SAP2000 programı tarafından otomatik olarak yapılabilmektedir. Tüm ağırlık hesapları için aşağıdaki kabuller yapılmıştır. Bu yük hesaplanırken SAP2000

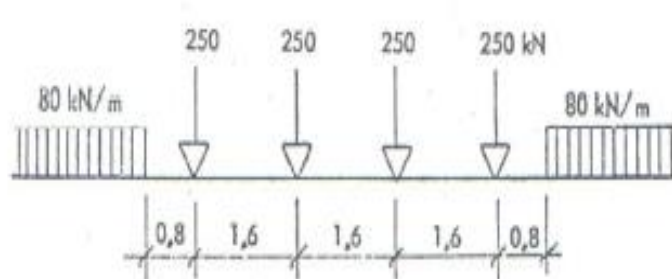
programına yapısal çelik birim hacim ağırlığı $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$ olarak tanımlanmıştır. Ayrıca analiz yapılan köprü demiryolu köprüsü olduğu için, raylardan gelen yük de ölü olarak eklenmiştir (Şekil 4.2).



Şekil 4.2: Ölü yükün SAP2000 tanımlanması.

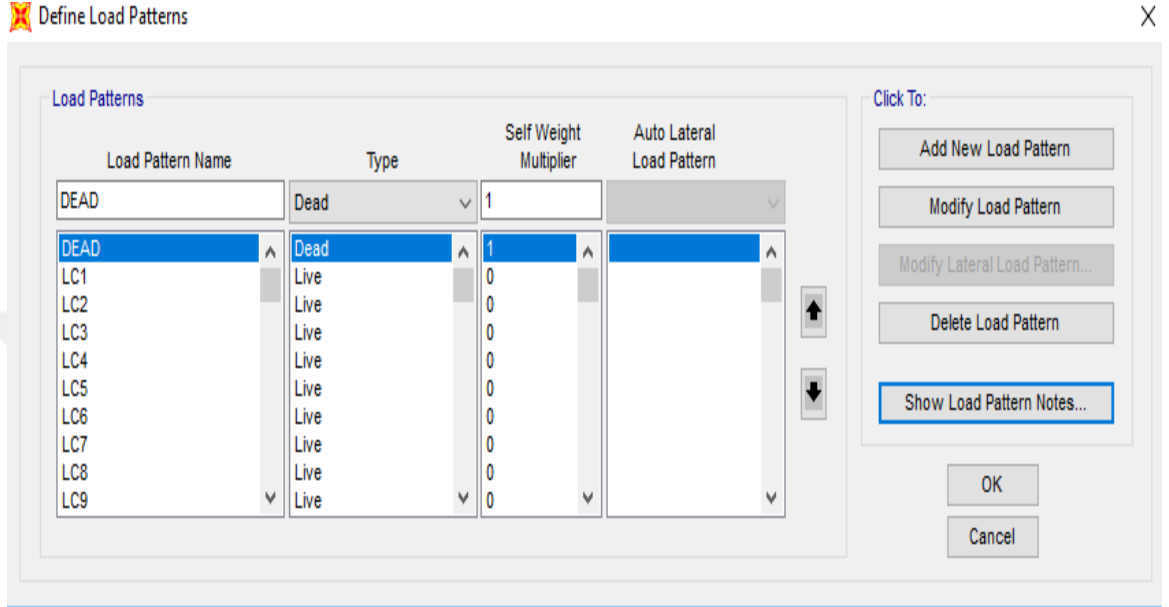
4.1.2 Hareketli yük

Hareketli yük ise boylama kirişleri üzerinde hareket eden tren yükü esas alınmıştır ve hareketli yük, DIN normuna uygun olarak alınmıştır. Ayrıca hareketli yük iki boylamada sağ ve sol taraflara ayrı ayrı eşit olarak etki ettirilmiştir (Şekil 4.3).



Şekil 4.3: Hareketli yük.

Ele alınan tren yükü ise belirli aralıklarla hareket ettirilmek suretiyle boyma kiriş boyunca uygulanarak maksimum moment elde edilmeye çalışılmıştır. Yaklaşık olarak yüz tane kombinasyon oluşturulmuş ve maksimum moment elde edilmiştir.



Şekil 4.4: Hareketli yükün ve ölü yükün kombinasyonları.

Yüklerin kombinasyonları oluşturularak (Load Patterns) yük kombinasyonları ele alınmıştır. Ölü yük ve hareketli yükler kombinasyona göre tanımlanarak maksimumu moment kapasitesi elde edilmiştir (Şekil 4.4).

4.1.3 Deprem verileri

Yapıya etkiyen deprem yükü SAP 2000 programında “Tepki salınım fonksiyonu” tanımlanarak analiz yapılmak üzere köprüye yüklenmiştir. Tepki salınımı için tanımlanan fonksiyon aşağıdaki tabloda verilmiştir. Kırılgnlık eğrilerinin deprem etkilerinden sonrası ile karşılaştırılması için 21 tane deprem datası seçilmiştir. Bu depremler köprünün bulunduğu konuma göre olma olasılığı yüksek olarak tanımlanmıştır, yani köprünün bulunduğu yerin fay hattına yakın ivmeli olacak şekilde seçilmiştir. Toplam 21 tane deprem datası 3 tane farklı sınıfa ayrılarak zaman-tanım analizi yapılmak üzere seçilmiştir. (Çizelge 4.1-4.3)

Çizelge 4.1: A zemin sınıfı deprem verileri.

No	Deprem	Tarih	Moment Büyük- lük- (M_w)	Kayıt	Yer Hızı (cm/s)	Yer ivmesi (g)	Odak Uzaklığı (km)	Tip
1	Landers	28/06/1992	7.3	GRN180	14.1	0.041	141.6	Yanal Atımlı
2	Loma Prieta	18/10/1989	6.9	G01090	33.9	0.473	11.2	Ters Eğik Atımlı
3	Loma Prieta	18/10/1989	6.9	MCH000	3.5	0.073	44.8	Ters Eğik Atımlı
4	N. Palm Springs	08/07/1986	6.0	AZF225	5.8	0.099	20.6	Ters Eğik Atımlı
5	N. Palm Springs	08/07/1986	6.0	ARM360	3.4	0.129	46.7	Ters Eğik Atımlı
6	Whittier Narrows	01/10/1987	5.3	MTW000	40	0.123	20.4	Ters Eğik Atımlı
7	Anza (Horse Cany)	25/02/1980	4.9	PTF135	5.1	0.131	13	Yanal Atımlı

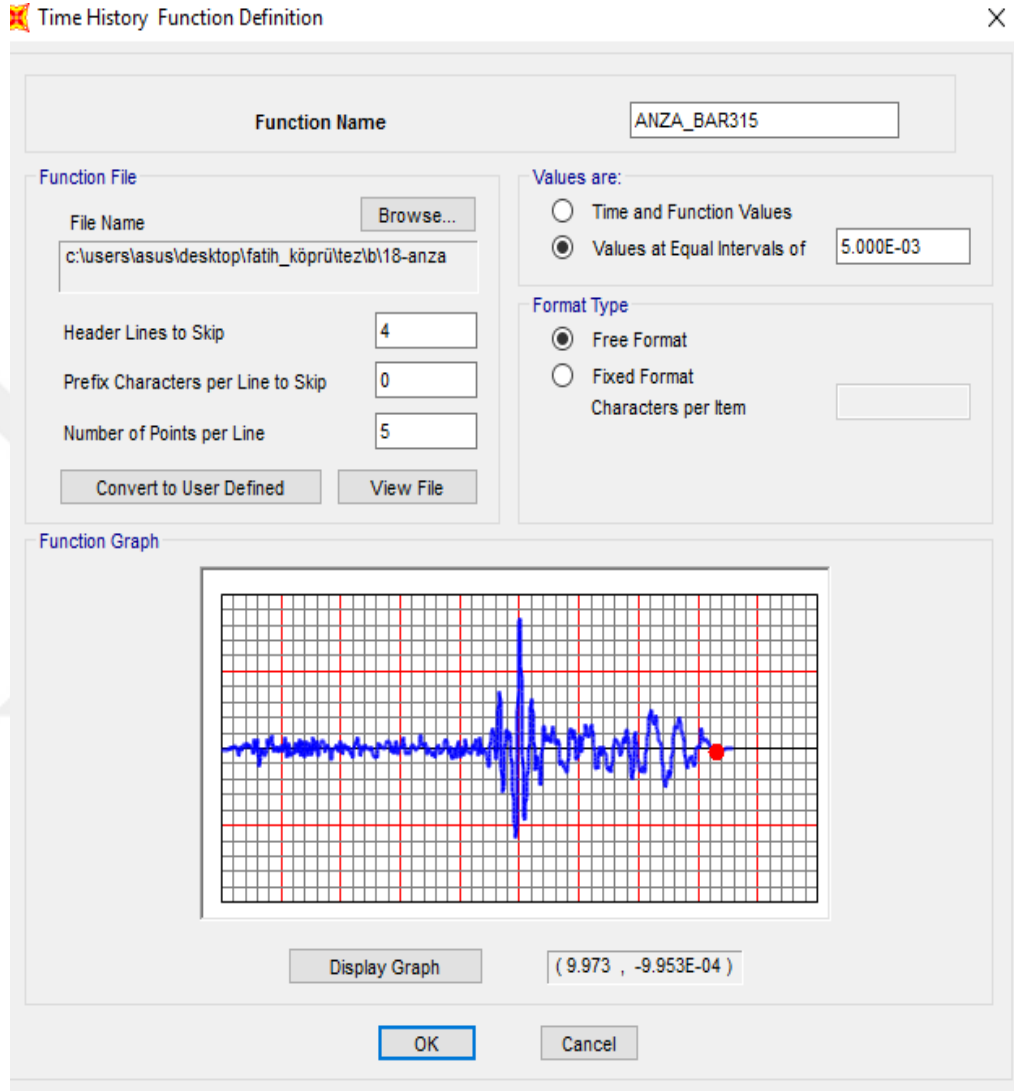
Çizelge 4.2: B zemin sınıfı deprem verileri.

No	Deprem	Tarih	Moment Büyük- lük- (M _w)	Kayıt	Yer Hızı (cm/s)	Yer ivmesi (g)	Odak Uzaklığı (km)	Tip
1	Kocaeli	17/08/1999	7.4	ARC000	17.7	0.2188	17	Yanal Atımlı
2	Morgan Hill	24/04/1984	6.2	G06090	36.7	0.2920	11.8	Yanal Atımlı
3	Kobe	16/01/1995	6.9	KJM000	79.3	0.8213	6.9	Yanal Atımlı
4	Santa Barbara	13/08/1978	7.2	SBA222	16.3	0.203	14.0	Ters Oblik Atımlı
5	N. Palm Springs	08/07/1986	6.0	FVR045	41.2	0.129	13.0	Ters Oblik Atımlı
6	Victoria, Mexica	09/06/1980	6.1	CPE045	31.6	0.62	34.8	Yanal Atımlı
7	Anza (Horse Cany)	25/02/1980	4.9	BAR225	2.6	0.047	40.6	Yanal Atımlı

Çizelge 4.3: C zemin sınıfı deprem verileri.

No	Deprem	Tarih	Moment Büyük- lük- (M _w)	Kayıt	Yer Hızı (cm/s)	Yer ivmesi (g)	Odak Uzaklığı (km)	Tip
1	Borrego Mtn	09/04/1968	6.8	A-PEL090	2.9	0.012	217.4	Yanal Atımlı
2	Coyote Lake	06/08/1979	5.7	G04270	25.0	0.248	4.5	Yanal Atımlı
3	Imperial Valley	15/10/1979	7.0	H-BCR230	40.0	0.775	2.5	Yanal Atımlı
4	Hollister	28/11/1974	5.2	A-HCH271	10.3	0.177	10.0	Yanal Atımlı
5	Coalinga	02/05/1983	6.4	H-C08000	8.6	0.098	50.7	Ters Egik Atımlı
6	Kern County	21/07/1952	7.4	PEL180	6.2	0.058	120.5	Ters Egik Atımlı
7	Loma Prieta	18/10/1989	6.9	G02000	32.9	0.367	12.7	Ters Egik Atımlı

Yukarıdaki tablolarda verilen deprem dataları ele alınarak analizler yapılmıştır. SAP2000 programında bu deprem datalarını kullanma için tepki salınım eğrisi ile yapılmaktadır. Bu grafik zaman periyodu ve ivmesi grafiğidir. Grafik aşağıda verilmiştir. (Şekil 4.5)



Şekil 4.5: Deprem verilerinin ivme-zaman grafiği.

4.1.4 Deprem verilerinin kombinasyonları

Ele alınan deprem dataları genellikle 3 eksenli veya 2 eksenlidir. Bu deprem verileri kombinasyon yapılarak her eksen için analiz yapılmıştır ve değerlendirilmiştir. Kombinasyonlar aşağıdaki grafikteki gibi tanımlanmıştır. (Şekil 4.6)

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: ANZA-BAR [Set Def Name] [Modify/Show...]

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 [v]

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

Modal Load Case: Use Modes from Case [MODAL v]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U3	ANZA_BAR1	9810.
Accel	U3	ANZA_BARup	9810.
Accel	U2	ANZA_BAR315	9810.
Accel	U1	ANZA_BAR225	9810.

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear

Solution Type:

- Modal
- Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

History Type:

- Transient
- Periodic

Mass Source: MSSSRC1 [v]

Time Step Data:

- Number of Output Time Steps: 215
- Output Time Step Size: 0.05

Other Parameters:

- Damping: Proportional Damping [Modify/Show...]
- Time Integration: Newmark [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: User Defined [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

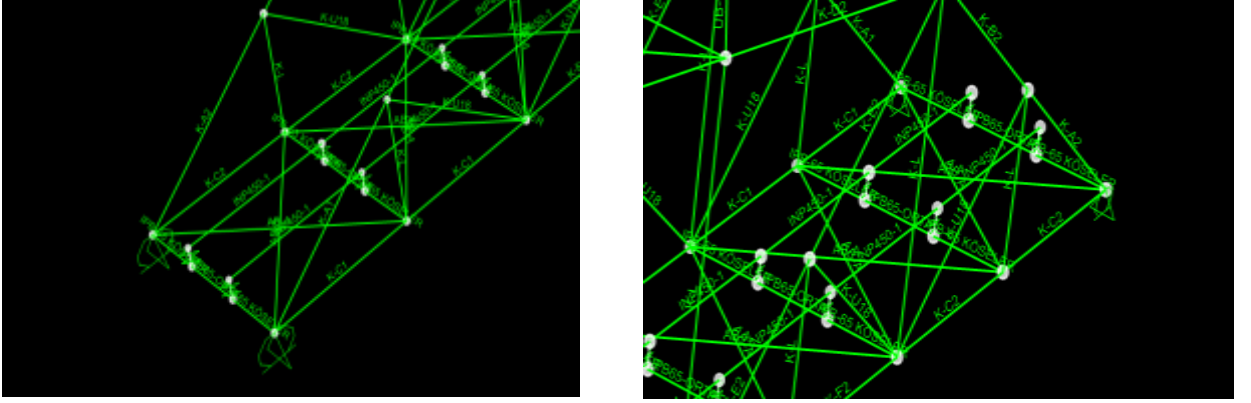
Şekil 4.6: Üç eksenli deprem verilerinin tanımlanması.

4.2 Modelleme

Öncelikle yukarıda da bahsedildiği gibi, köprünün modeli AUTOCAD programında dizayn edilip SAP2000 programında analiz yapılmak üzere aktarılmıştır.

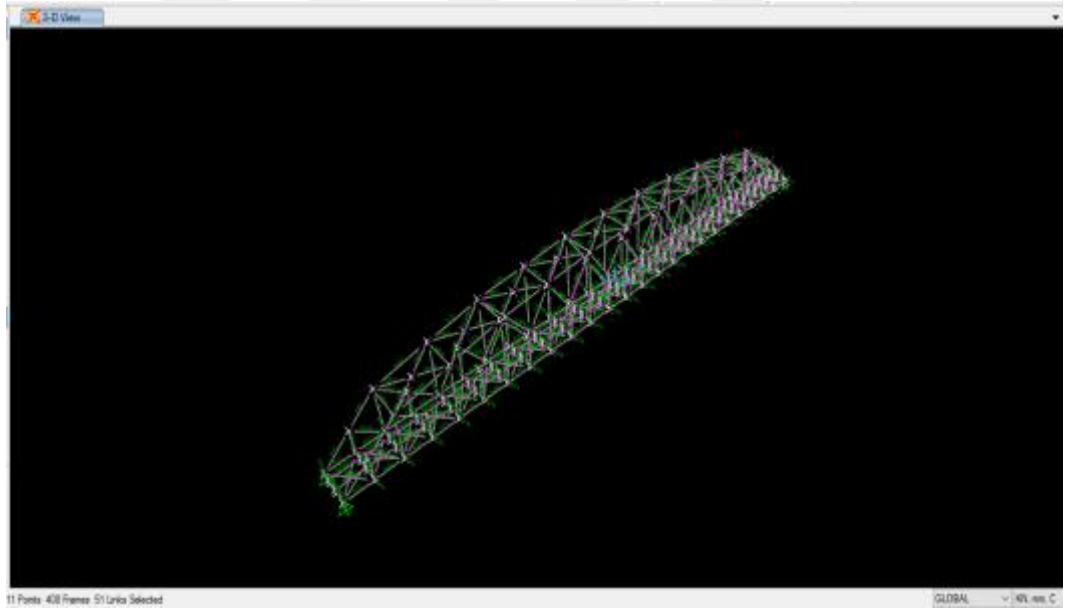
Mesnet koşullarının atanmasında ise bir tarafı sabit mesnet iken bir diğer tarafı hareketli mesnet olarak dikkate alınmıştır. Sonra profiller atanmış ve yukarı yükler sisteme girilmiştir. Moment diyagramı, orta noktadaki yer değiştirmeler ve periyot gibi datalar elde edilmek için non-linear analiz yapılmıştır. (Şekil 4.7)

Malzeme olarak ise çelik köprü olduğu için çelik malzemenin özellikleri girilmiştir. Malzeme özellikleri normal yapı çeliği fiziksel ve kimyasal özellikleri Türk standartlarına göre en yakın S235 çelik kalitesindeki işaretli mamullere uyan çelik özellikleri girilmiştir.



Şekil 4.7: Köprünün mesnet tanımlanması.

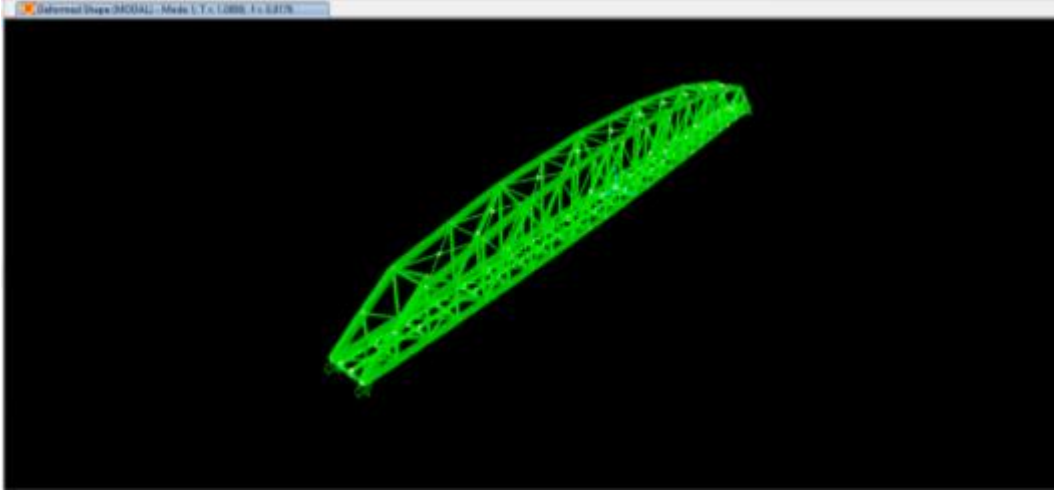
Ayrıca deprem performans analizi yaparken daha iyi sonuç elde edebilmek için plastik mafsalları atanmıştır. Plastik mafsallar her profilin başına ve sonuna olmak üzere uçlarına tanımlanmıştır (Şekil 4.8). Plastik mafsalları tanımlanarak daha kesin sonuçlar elde edilmeye çalışılmıştır.



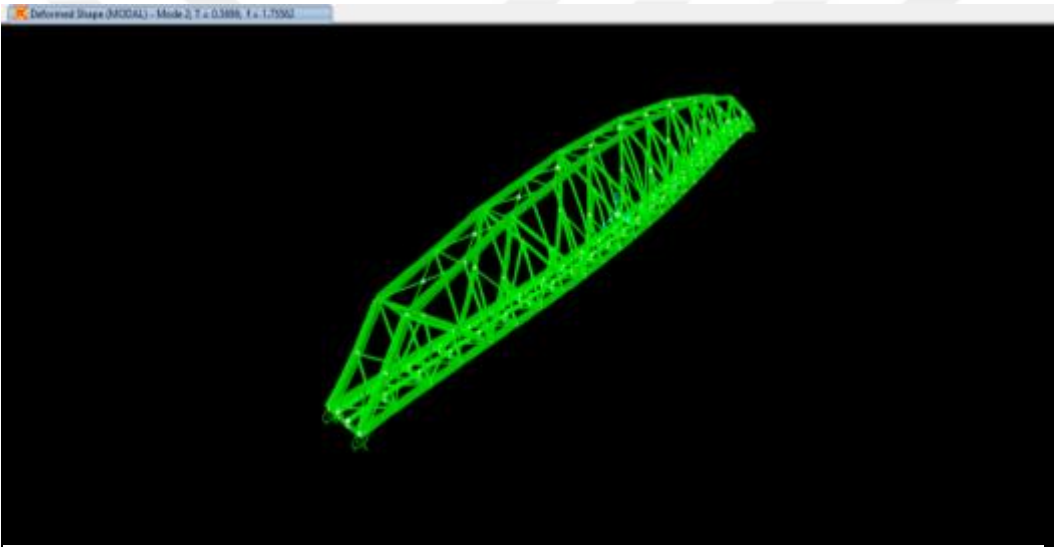
Şekil 4.8: Plastik mafsalları tanımlanması.

4.3 Performans Değerlendirilmesi

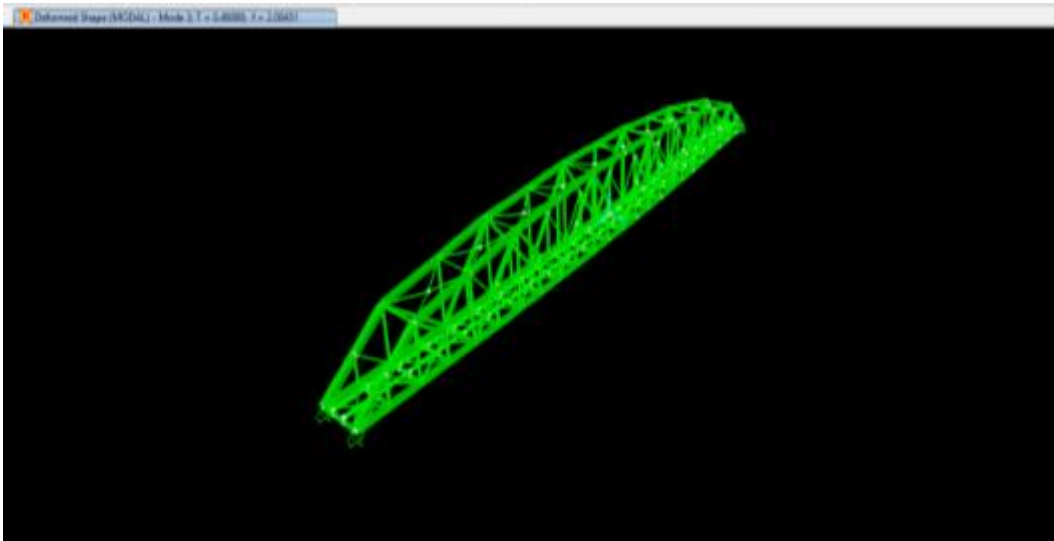
Yapılan performans değerlendirmesi sonrasında köprünün ilk üç moduna göre periyotları ve oluşan frekansları elde edilmiştir. Elde edilen bu veriler, saha çalışmasındaki veriler ile karşılaştırılmıştır. (Şekil 4.9-4.11)



Şekil 4.9: Köprünün ilk mod şekli ve frekansı.



Şekil 4.10: Köprünün ikinci mod şekli ve frekansı.



Şekil 4.11: Köprünün üçüncü mod şekli ve frekansı.

Yapılan analizler sonucunda 1.mod'ta oluşan frekans 0,9176 Hz, 2.mod 1,755 Hz. ve 3.mod 2,00 Hz'dir ve bu elde edilen frekanslar saha çalışmasında elde edilen frekanslarla karşılaştırılmış ve değerlendirilme yapılmıştır.

Yapılan analitik çalışma ile de köprünün deprem performans analizleri yapılmıştır. 21 tane deprem datasına göre zaman-tanim analiz testleri yapılmış ve sonucunda köprünün performans değerlendirilmesi yapılmıştır. Ayrıca deprem hasar durumları her bir deprem datası için elde edilmiştir. Ek A kısmında deprem sonrası oluşan hasar grafikleri herbir deprem datası için verilmiştir.





5. KIRILGANLIK EĞRİSİNİN GELİŞTİRİLMESİ

Bu çalışmada hasar olasılık eğrileri analitik yöntemle elde edilmiştir ve hasar dağılımın belirlemek için gerekli veriler, zaman-tanım alanında yapılan performans yöntemi ile doğrusal olmayan dinamik analizler yapılarak elde edilmiştir. Bu performans analizleri yapmak için yukarıdaki bölümde de bahsedildiği gibi sonlu elemanlar bazlı SAP2000 programı kullanılarak yapılmıştır. Hasar olabilirlik grafiğinin tahmin edilebilmesi için ele alınan depremlerin köprüye verdiği zararlar ve orta noktasındaki yer değiştirme gözönüne alınmıştır.

Kırılma fonksiyonlarının dinamik yapısal analiz yoluyla elde edilmesi için bir dizi sismik değerlendirme prosedürünü yapılması gerekmemektedir. Bu çalışmada kırılma fonksiyonu tahmini için istatistiksel sonuçlar varma kavramlarının yerine, Türkiye’de olması muhtemel deprem datalarından toplam 21 tane seçilmiştir. Bu depremler 7 şer taneden oluşan 3 grup sınıf için ayrılmıştır. Kırılma eğrisinin tahmini olarak belirlenebilmesi için köprünün kapasitesine dair bilgilerin analiz öncesinde elde bulunması koşuluyla, analiz için artan dinamik analiz yerine zaman-tanım daha etkin kırılma tahminleri ortaya koyduğunu göstermektedir. Özellikle çelik köprülerde zaman-tanım analizi daha yaklaşık sonuçlar vermektedir. Ayrıca, önerilen değerlendirme yaklaşımı ayrıca gelecekte ortaya konabilecek alternatif analiz yöntemlerinin değerlendirilmesi açısından da bir sistematik sunmaktadır.

Kırılma fonksiyonu ise bir takım yer hareketlerinin şiddet ölçüsüne (IM) bağlı bir fonksiyonu olarak, bir köprünün yıkılma olasılığını veya ilgili bazı diğer limit durumları belirler. IM parametresi genellikle belirli bir periyoda sahip olan spektral ivme ile ölçülür ve bununla birlikte aşağıdaki yöntemlerle birlikte her türlü yer hareketi şiddet birimi olarak kullanılabilir. Yapısal analiz sonuçlarından elde edilen kırılma fonksiyonları ise yapısal değerlendirme yöntemleri arasında giderek popüler olmaktadır.

Kırılma fonksiyonunu tahmin etmek için verilerin bir araya getirilmesi amacıyla doğrusal olmayan dinamik yapısal analizlerin yapılması için çeşitli yöntemler

bulunmaktadır. En yaygın olan yaklaşımlardan bir tanesi artımsal dinamik analizdir (IDA); burada her bir yer hareketinin yıkılmaya sebep olduğu şiddet ölçüt düzeyini bulabilmek amacıyla bir çift yer hareketi tekrarlanarak ölçeklenir (Vamvatsikos ve Cornell 2002; Federal Acil Durum Yönetim Kurumu (FEMA) 2009). Diğer bir yaygın yaklaşım ise çoklu çizgiler analizidir; burada her bir analiz kendine özgün bir yer hareketi takımına sahip olan belirlenmiş bir şiddet ölçüt düzeylerinde (IM) gerçekleştirilir. Bu iki durumda toplanan veriler birbiriyle farklılık gösterdiği için, elde edilen verilerden yola çıkılarak kırılma fonksiyonlarının tahminine yönelik en iyi yaklaşım da farklılık göstermektedir. Bu yüzden bu çalışmada kırılma fonksiyonlarının bu elde edilen verilere uygun bir hale getirilmesine yönelik yöntemlere ilişkin yaklaşımlar sunulmaktadır.

Bu çalışmadaki kırılma eğrisi köprü için elde edilirken, öncelikle yapılan analizler sonrasındaki yer değiştirmelerin standart sapmasını ve ortalamasını elde edilmiştir (Çizelge 5.1).

Çizelge 5.1: Standart sapma ve ortalama değerler.

Zemin sınıfı		X Eksen	Y Eksen	Z Eksen
A SINIFI	Std:	14,10	18,52	9,37
	Ort:	16,39	22,69	10,36
B SINIFI	Std:	49,88	126,21	15,29
	Ort:	66,58	137,47	31,54
C SINIFI	Std:	375,33	28,11	366,50
	Ort:	171,14	35,44	164,42
A-B-C SINIFI	Std:	228,05	91,25	222,55
	Ort:	84,70	65,20	68,77

Daha sonra elde edilen bu standart sapma ve ortalama değerler ile 12 mm'lik maksimum yer değiştirme esas alınarak normal dağılım ile türetilmiştir (Çizelge5.2).

Çizelge 5.2: Üç eksenli yer değişmeler esas alınarak normal dağılım.

dX	X	dY	Y	dZ	Z
0,00	0,64	0,00	0,76	0,00	0,62
12,00	0,63	12,00	0,72	12,00	0,60
24,00	0,60	24,00	0,67	24,00	0,58
36,00	0,58	36,00	0,63	36,00	0,56
48,00	0,56	48,00	0,57	48,00	0,54
60,00	0,54	60,00	0,52	60,00	0,52
72,00	0,52	72,00	0,47	72,00	0,49
84,00	0,50	84,00	0,42	84,00	0,47
96,00	0,48	96,00	0,37	96,00	0,45
108,00	0,46	108,00	0,32	108,00	0,43
120,00	0,44	120,00	0,27	120,00	0,41
132,00	0,42	132,00	0,23	132,00	0,39
144,00	0,40	144,00	0,19	144,00	0,37
156,00	0,38	156,00	0,16	156,00	0,35
168,00	0,36	168,00	0,13	168,00	0,33
180,00	0,34	180,00	0,10	180,00	0,31
192,00	0,32	192,00	0,08	192,00	0,29
204,00	0,30	204,00	0,06	204,00	0,27
216,00	0,28	216,00	0,05	216,00	0,25
228,00	0,26	228,00	0,04	228,00	0,24
240,00	0,25	240,00	0,03	240,00	0,22
252,00	0,23	252,00	0,02	252,00	0,21
264,00	0,22	264,00	0,01	264,00	0,19

Burada x ekseninde yer değiştirmeler gösterilmiştir, Y eksenine ise 1-normal dağılım formülü uygulanmış ve bu değerler doğrultusunda kırılma eğrisi elde edilmiştir.

5.1 Köprünün Kırılma Eğrisi

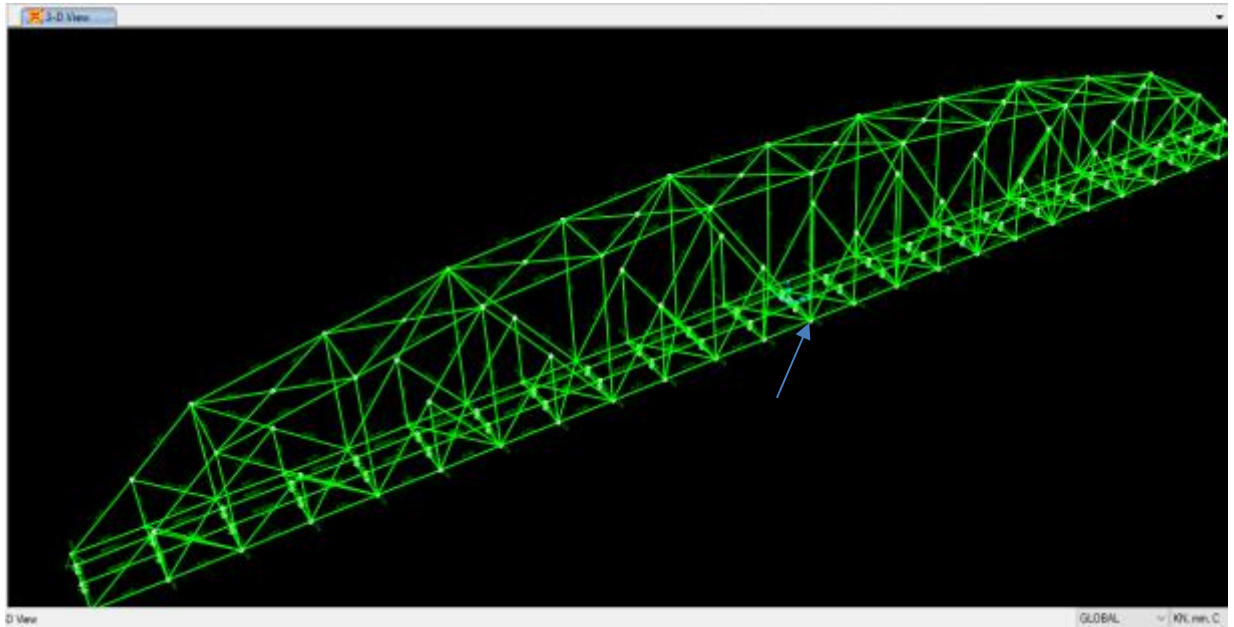
Bu kısımda çelik köprülerin kırılma eğrisi üzerinden köprünün sismik değerlendirilmesi yapılmıştır. Farklı deprem seviyelerine karşı yapıların performans davranış tahmininde en yaygın yöntemlerden biri olan kırılma modeli kullanılmıştır. Ayrıca köprünün bazı yapısal profil elemanlarının eksilmesi durumundaki kırılma eğrisi de göz önüne alınmıştır. Bu oluşan eleman kayıplarında dolaylı olarak oluşabilecek köprünün kullanılmama durumu kırılma eğrisi

üzerinden araştırılmıştır ve demiryolu ulaşımında trafiğin engellenmemesi ve eleman tadilatındaki acil durum göz önüne alınmıştır.

Analitik kırılma fonksiyonunun geliştirilmesi için doğrusal olmayan statiksel ve yapılan zaman-tanım analiz kullanılmıştır. Burada sayısal modelleme ve elemanın doğrusal olmayan analizi ile kırılma eğrileri çizmek için bir analiz yöntemi geliştirilmiştir. Analitik kırılma eğrilerin elde edilmesi için öncelikle muhtemel sismik gereksinim analizi ile muhtemel sismik gereksinim modelleri üretilip sonra yapılmış analiz ve üretilmiş modeller ile kırılma eğrileri türetilmiştir.

Köprünün sismik performans analizinden sonra köprünün orta noktadaki yer değiştirme durumları gözönüne alınarak kırılma eğrisi oluşturulmuştur (Çizelge 5.3).

Aşağıdaki çizelgede elde edilen yer değiştirme değerleri, köprünün orta noktası baz alınarak elde edilmiştir. Çelik köprünün en kırılma noktası olarak orta noktası ele alınmıştır. SAP2000 programında seçilen farklı 21 tane deprem için tanım-zaman analizi yapılarak performans analiz sonrasında aşağıdaki şekilde gösterilen orta noktadaki yer değiştirme değerleri kullanılmıştır (Şekil 5.1).

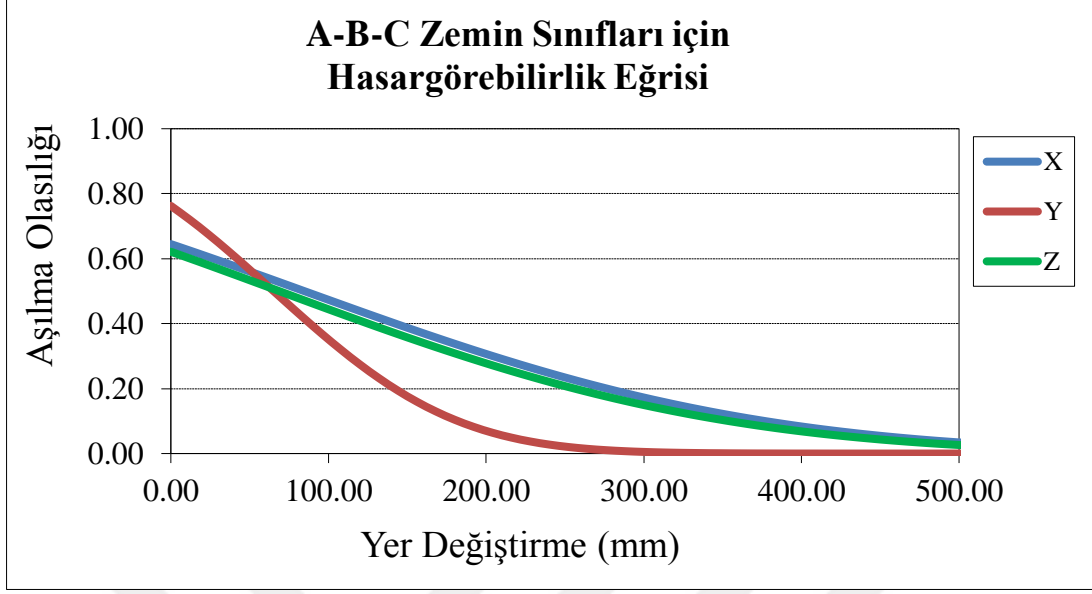


Şekil 5.1: Köprünün orta noktası.

Çizelge 5.3: Deprem analizi sonrası oluşan yer değiştirmeler.

Zemin sınıfı	Deprem no	X eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)	Y eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)	Z eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)
A	1	4,29	3,00	4,93
	2	1,92	8,63	2,49
	3	13,49	11,64	6,04
	4	4,24	7,63	6,31
	5	26,97	29,35	32,45
	6	19,97	47,59	10,47
	7	43,86	51,00	9,83
	8	47,68	38,93	19,58
	9	142,57	392,72	41,24
	10	136,22	214,82	28,73
B	11	65,64	180,56	54,39
	12	51,71	89,29	44,50
	13	16,78	34,62	26,82
	14	5,48	11,38	5,49
	15	5,84	14,29	8,42
	16	6,06	20,15	5,65
	17	56,08	89,79	24,42
C	18	20,60	17,85	26,86
	19	7,32	10,09	7,36
	20	1089,63	65,73	1061,95
	21	12,44	30,20	16,25

21 tane depreme göre yapılan performans analiz sonucu köprünün orta noktasındaki yer değiştirmeler elde edilmiş ve bu yer değiştirmeler referans alınarak standart sapmalap saptanmış ve kırılganlık eğrileri üç eksenli olarak yukarıdaki metot ile oluşturulmuştur (şekil 5.2).



Şekil 5.2: Köprünün kırılma eğrisi.

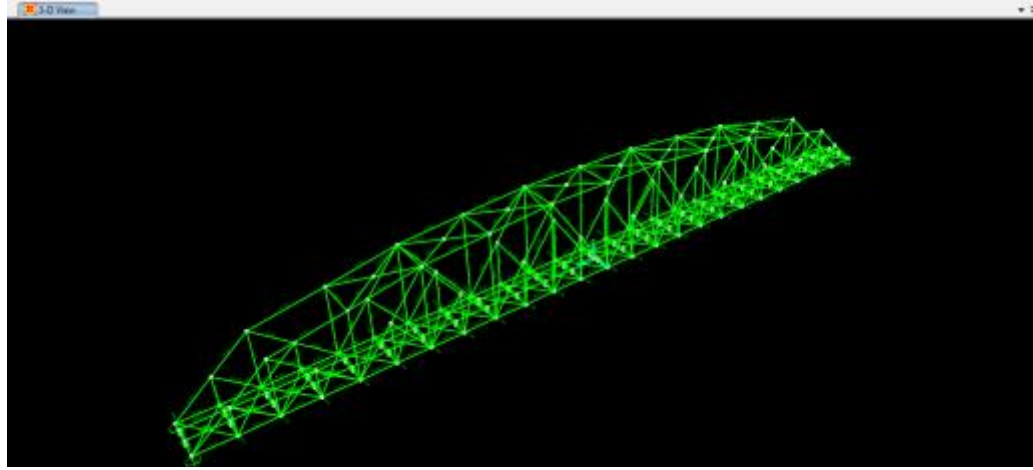
Üç eksenli kırılma eğrisi aşılma olasılığına göre ve yer değişimine göre çizilmiştir. Y eksen bu analiz doğrultusunda en zayıf yön olarak ortaya çıkmıştır ve yaklaşık olarak maksimum 26cm den sonra izomeri'ne yakınsak olduğu gözlenmiştir.

5.2 Köprüdeki Eleman Kayıplarından Dolayı Oluşturulan Kırılma Eğrileri

Bu tezin esas amacı ise köprülerdeki oluşabilecek rastgele yapısal eleman kayıplarından dolayı kırılma eğrilerindeki farklılıkları elde etmek ve karşılaştırmaktır. 9 durum için karşılaştırma ve analiz yapılmıştır.

5.2.1 Üst başlık eleman kaybı-birinci durum

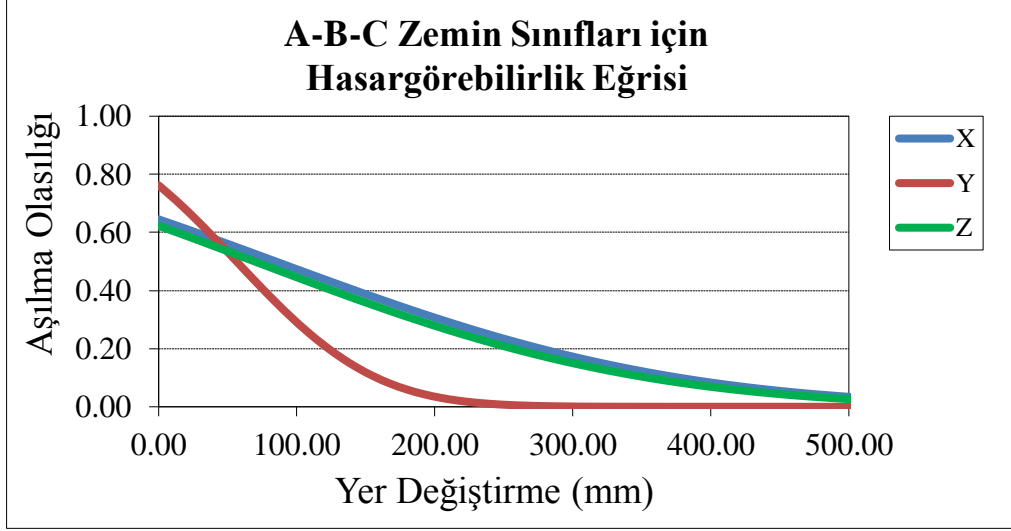
Kafes kirişin parabol şeklindeki teşkil edilen üst başlık elemanları bağlayan ilk profil ve köprünün üst başlık seviyesinde teşkil edilen ilk üst rüzgâr çapraz eleman kaybı olması durumundan dolayı oluşan kırılma eğrisi grafiği incelenmiştir. İlk olarak SAP2000 de bu elemanlar çıkarılmış (Şekil5.3) ve analiz yapılmıştır. Yapılan analizler sonrasında orta noktadaki deplasmanlar hesaplanarak kırılma eğrisi çizilmiştir.



Şekil 5.3: Birinci durumdaki SAP2000 modeli.

Çizelge 5.4: Birinci durumdaki analizler sonrası yer değiştirmeler.

Zemin sınıfı	Deprem no	X eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)	Y eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)	Z eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)
A	1	4,29	2,58	4,67
	2	1,93	8,57	2,72
	3	13,53	14,61	5,62
	4	4,31	13,81	8,25
	5	26,84	32,15	32,29
	6	20,11	55,82	20,75
	7	43,96	75,54	11,63
	8	47,72	48,41	16,00
	9	142,76	333,84	40,77
	10	136,15	232,11	29,62
B	11	65,60	54,53	55,56
	12	51,66	31,70	45,39
	13	16,75	27,88	27,92
	14	5,47	11,56	5,68
	15	5,85	13,43	7,11
	16	5,98	13,57	5,47
C	17	59,40	98,06	26,35
	18	20,73	12,48	29,66
	19	7,20	7,65	9,32
	20	1089,62	65,78	1061,96
	21	12,37	31,17	15,95

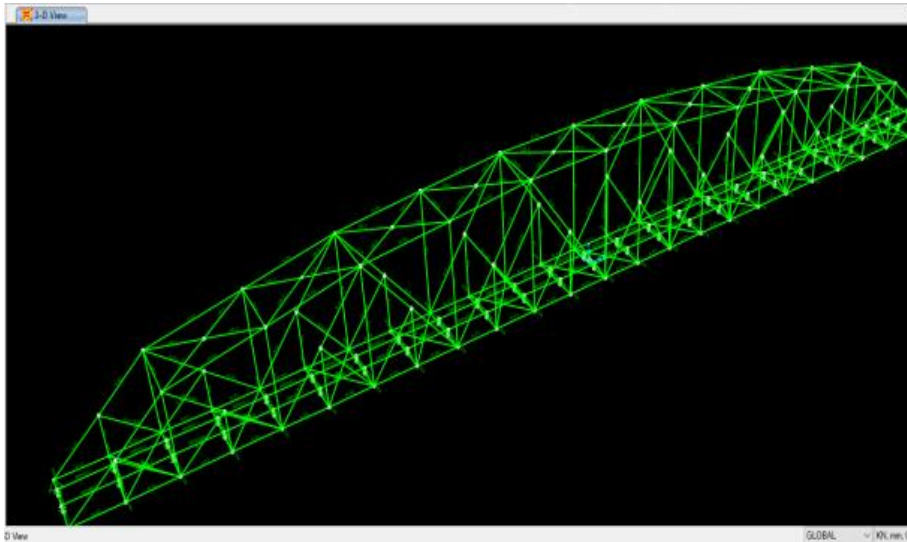


Şekil 5.4: Köprünün birinci durumdaki kırılganlık eğrisi.

Üç eksenli kırılganlık eğrisi aşılma olasılığına göre ve yer değişimene göre çizilmiştir (Çizelge 5.4). Y eksenini bu analiz doğrultusunda en zayıf yön olarak ortaya çıkmıştır ve yaklaşık olarak maksimum 25cm den sonra izomeri durumuna yakınsamıştır (Şekil 5.4).

5.2.2 Alt çapraz bağlantısındaki birer sıra ile oluşan kayıplar-ikinci durum

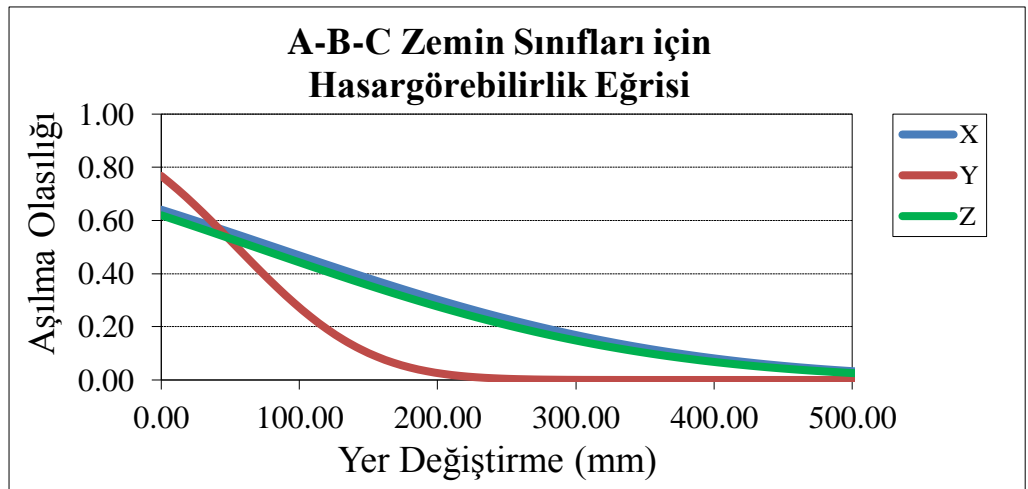
Kafes kirişin alt başlık düzeyindeki çapraz bağlantısındaki profil elemanlarının birer sıra kaybolması ile oluşan kırılganlık eğrisi grafiği incelenmiştir. İlk olarak SAP2000 de bu elemanlar çıkarılmış (Şekil5.5) ve analiz yapılmıştır. Yapılan analizler sonrasında orta noktadaki deplasmanlar hesaplanarak kırılganlık eğrisi çizilmiştir.



Şekil 5.5: İkinci durumdaki SAP2000 modeli.

Çizelge 5.5: ikinci durumdaki analizler sonrası yer değiştirmeler.

Zemin sınıfı	Deprem no	X eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)	Y eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)	Z eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)
A	1	4,27	2,71	4,72
	2	1,95	9,26	1,62
	3	13,52	26,77	5,81
	4	4,22	15,20	6,25
	5	26,40	37,35	32,01
	6	19,63	55,17	8,32
	7	44,07	60,76	11,64
	8	47,81	54,99	12,81
	9	141,97	341,70	33,76
B	10	76,54	184,87	21,08
	11	65,55	31,50	55,00
	12	51,78	37,30	43,80
	13	16,68	48,46	25,54
	14	5,42	12,24	4,04
	15	5,78	12,55	7,82
	16	5,86	17,24	4,85
	17	59,20	77,94	23,97
C	18	20,86	13,37	30,17
	19	7,15	9,67	9,18
	20	1089,64	65,64	1061,86
	21	12,21	33,61	17,66

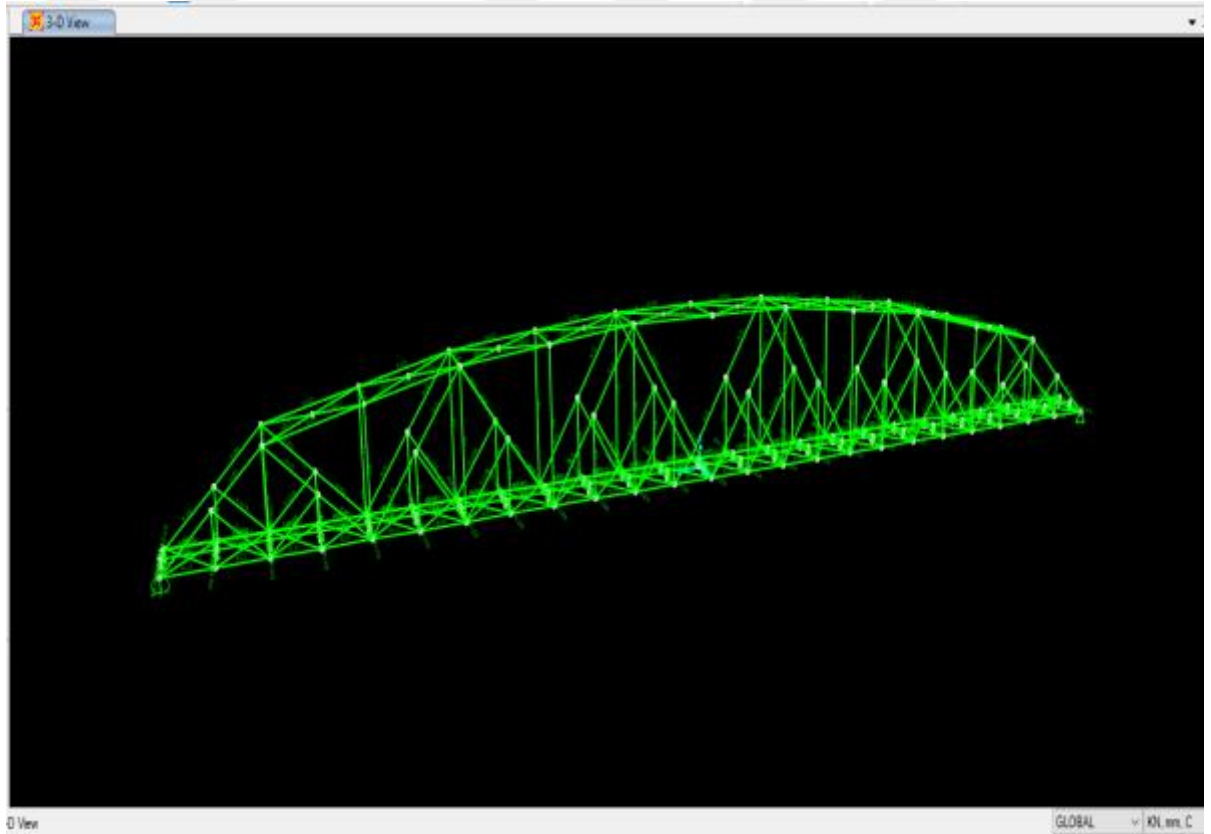


Şekil 5.6: Köprünün ikinci durumdaki kırılma eğrisi.

Üç eksenli kırılma eğrisi aşılma olasılığına göre ve yer değişimene göre çizilmiştir (Çizelge 5.5). Y eksenine bu analiz doğrultusunda en zayıf yön olarak ortaya çıkmıştır ve yaklaşık olarak maksimum 25cm den sonra izomeri durumuna yakınsamıştır (Şekil 5.6).

5.2.3 Orta dikme eleman kaybı-üçüncü durum

Orta noktadaki dikme profil eleman kaybı olması durumundan dolayı oluşan kırılma eğrisi grafiği incelenmiştir. İlk olarak SAP2000 de bu elemanlar çıkarılmış (Şekil 5.7) ve analiz yapılmıştır. Yapılan analizler sonrasında orta noktadaki deplasmanlar hesaplanarak kırılma eğrisi çizilmiştir

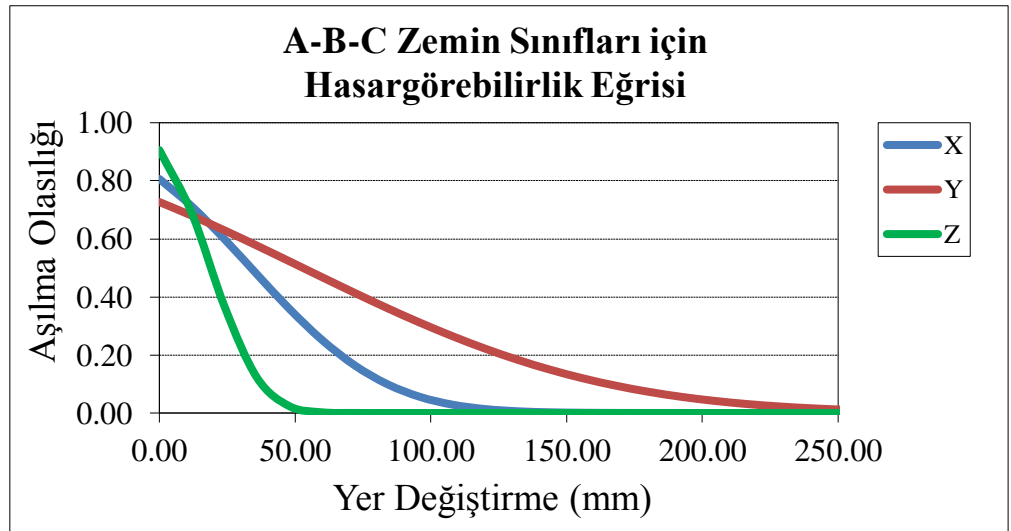


Şekil 5.7: Üçüncü durumdaki SAP2000 modeli.

Orta dikme profilleri karşılıklı olarak çıkarılmıştır. Bu dikmenin çıkarılmasındaki amaç dikmeler arasındaki kırılma değerlerini karşılaştırmaktır.

Çizelge 5.6: Üçüncü durumdaki analizler sonrası yer değiştirmeler.

Zemin sınıfı	Deprem no	X eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)	Y eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)	Z eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)
A	1	4,29	3,04	4,86
	2	1,92	8,64	2,46
	3	13,48	11,68	6,02
	4	4,24	7,75	6,38
	5	26,97	29,35	32,63
	6	19,94	48,12	10,16
	7	43,88	50,94	9,78
	8	47,69	38,95	19,47
	9	142,57	392,05	41,18
B	10	136,21	215,00	28,68
	11	65,62	78,45	54,40
	12	51,71	40,14	44,36
	13	16,72	28,33	26,71
	14	5,48	11,27	5,55
	15	5,84	14,22	8,40
	16	6,06	20,21	5,55
	17	56,01	36,64	24,77
C	18	20,59	18,20	27,15
	19	7,27	10,11	7,44
	20	20,10	16,55	17,72
	21	12,44	30,37	16,53

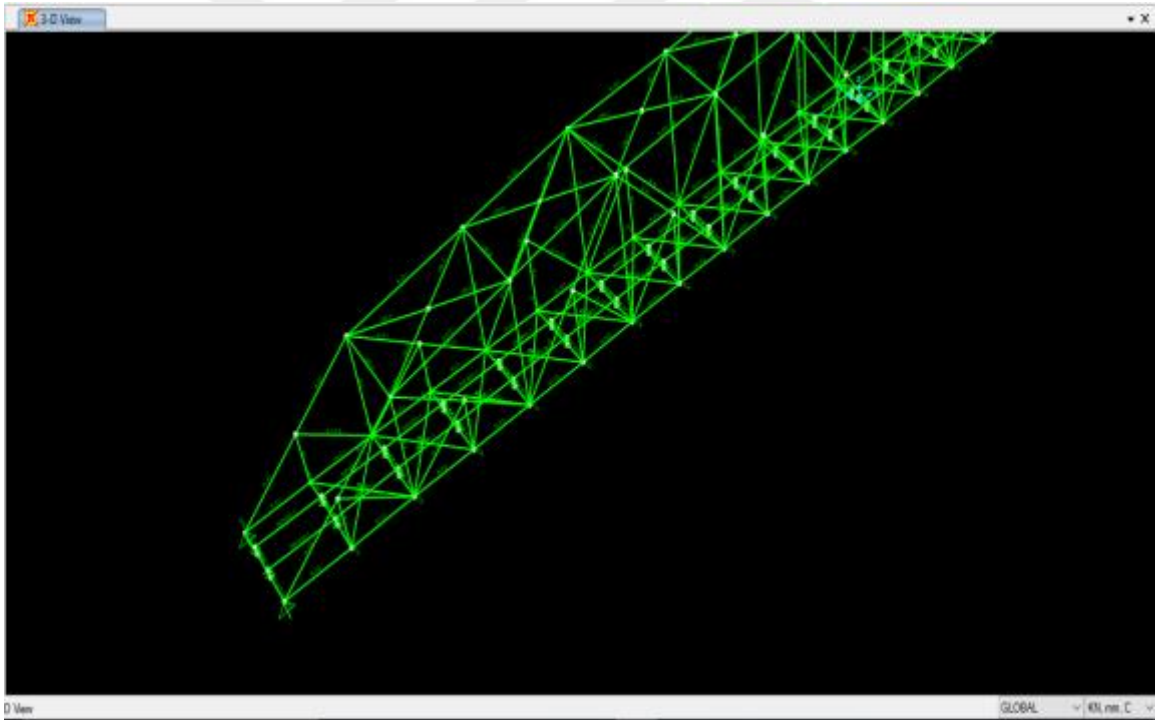


Şekil 5.8: Köprünün üçüncü durumdaki kırılma eğrisi.

Üç eksenli kırılmalık eğrisi aşılma olasılığına göre ve yer değiştirmeye göre çizilmiştir (Çizelge 5.6). Z eksenini yani dikey doğrultuda bu analiz doğrultusunda en zayıf yön olarak ortaya çıkmıştır ve yaklaşık olarak maksimum 5cm den sonra izomeri durumuna yakınsamıştır (Şekil 5.8). Orta dikmenin kırılmalık üstüne etkisi farklı ekseninde ve daha büyük olmuştur.

5.2.4 İlk çapraz bağlantısındaki kayıp-dördüncü durum

Sadece köprünün alt başlık seviyesindeki yatay olarak düzenlenen ilk alt çapraz bağlantısındaki profil eleman kaybı olması durumundan dolayı oluşan kırılmalık eğrisi grafiği incelenmiştir. İlk olarak SAP2000 de bu elemanlar çıkarılmış (Şekil 5.9) ve analiz yapılmıştır. Yapılan analizler sonrasında orta noktadaki deplasmanlar hesaplanarak kırılmalık eğrisi çizilmiştir.

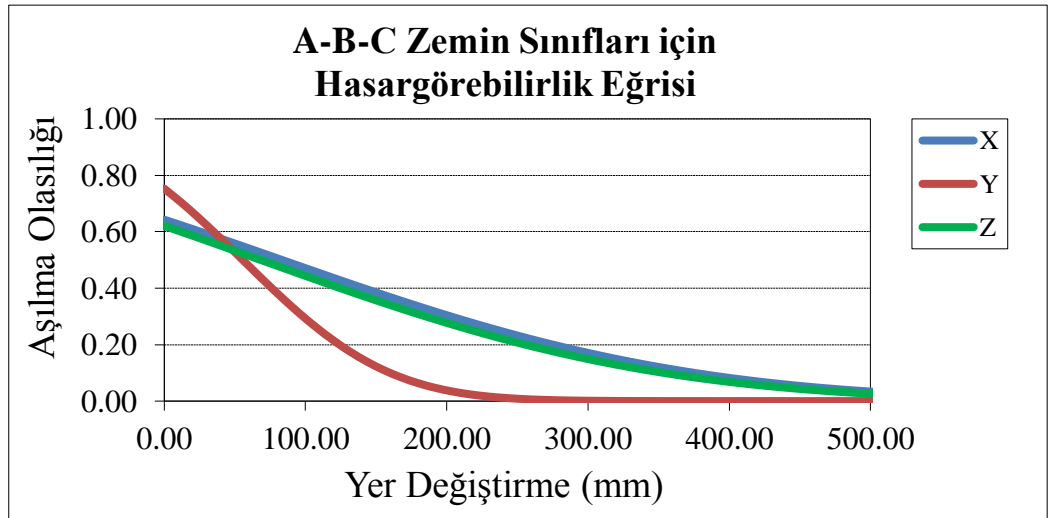


Şekil 5.9: Dördüncü durumdaki SAP2000 modeli.

Alt çapraz bağlantılar köprünün sabit mesnet olan tarafından çıkarılmıştır. Sadece bir tane çapraz bağlantı çıkarılmıştır.

Çizelge 5.7: Dördüncü durumdaki analizler sonrası yer değiştirmeler.

Zemin sınıfı	Deprem no	X eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)	Y eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)	Z eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)
A	1	4,28	2,28	4,83
	2	1,93	8,95	2,17
	3	13,51	17,69	5,45
	4	4,30	15,37	7,31
	5	26,74	32,41	32,40
	6	19,86	55,56	12,08
	7	44,08	59,09	11,19
	8	47,81	44,31	14,75
	9	142,60	339,03	38,77
	10	105,70	247,78	23,87
B	11	65,60	34,82	55,29
	12	51,73	35,86	44,39
	13	16,65	26,35	26,38
	14	5,44	10,58	4,78
	15	5,82	13,18	7,28
	16	5,88	15,86	4,89
	17	59,17	89,48	23,67
C	18	20,69	11,53	30,25
	19	7,23	8,89	9,21
	20	1089,63	65,75	1061,91
	21	12,30	31,81	15,28

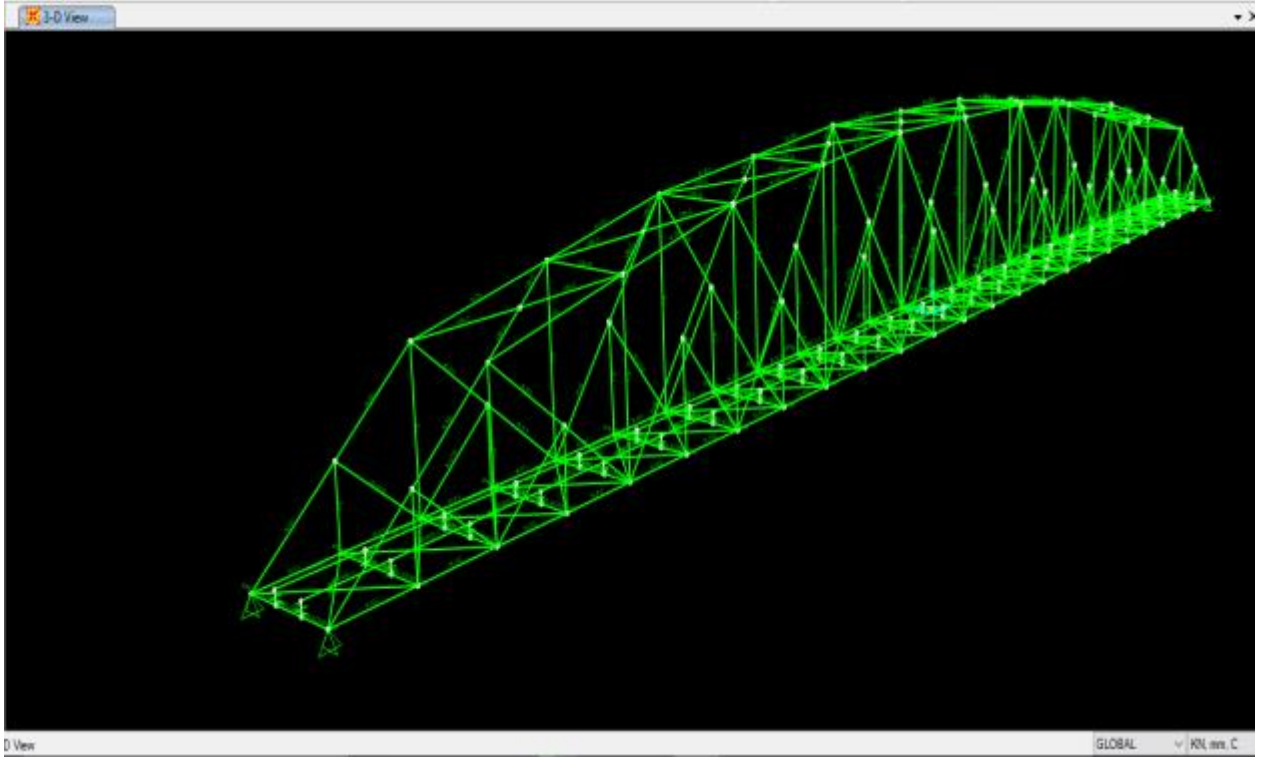


Şekil 5.10: Köprünün dördüncü durumdaki kırılma eğrisi.

Üç eksenli kırılma eğrisi aşılma olasılığı göre ve yer değişime göre çizilmiştir (Çizelge 5.7). Y eksenini bu analiz doğrultusunda en zayıf yön olarak ortaya çıkarmıştır ve yaklaşık olarak maksimum 25cm den sonra izomeri durumuna yakınsamıştır (Şekil 5.10).

5.2.5 Portik elemanın kaybı-beşinci durum

Kafes kirişin parabol şeklindeki teşkil edilen üst başlık elemanları bağlayan ilk profil kaybından dolayı (portik elemanı) oluşan kırılma eğrisi grafiği incelenmiştir. İlk olarak SAP2000 de bu elemanlar çıkarılmış (Şekil 5.11) ve analiz yapılmıştır. Yapılan analizler sonrasında orta noktadaki deplasmanlar hesaplanarak kırılma eğrisi çizilmiştir

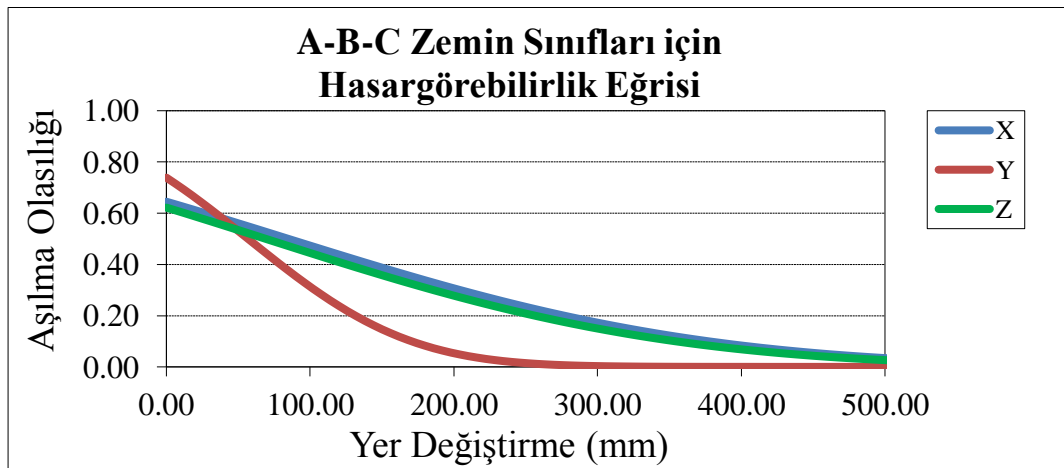


Şekil 5.11: Beşinci durumdaki SAP2000 modeli.

Bu durumda ise portik eleman sabit mesnet taraftan çıkarılmıştır. Olası bir tren kazası durumunda hasar görebilecek ilk eleman olarak düşünüldüğü için göz önüne alınmıştır.

Çizelge 5.8: Beşinci durumdaki analizler sonrası yer değiştirmeler.

Zemin sınıfı	Deprem no	X eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)	Y eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)	Z eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)
A	1	4,29	2,84	4,79
	2	1,93	8,50	2,45
	3	13,49	12,16	6,16
	4	4,24	6,56	6,10
	5	26,94	29,40	32,37
	6	20,00	45,11	13,72
	7	43,91	51,48	10,21
	8	47,67	38,90	20,10
	9	142,62	397,37	41,65
	10	136,25	213,25	28,88
B	11	65,62	110,71	54,61
	12	51,71	33,78	44,68
	13	16,80	30,20	26,92
	14	5,48	12,22	5,39
	15	5,85	14,88	8,36
	16	6,02	18,63	5,58
C	17	56,04	42,34	24,56
	18	20,63	20,10	26,82
	19	7,27	9,79	7,69
	20	1089,63	65,69	1061,92
	21	12,42	28,41	16,67

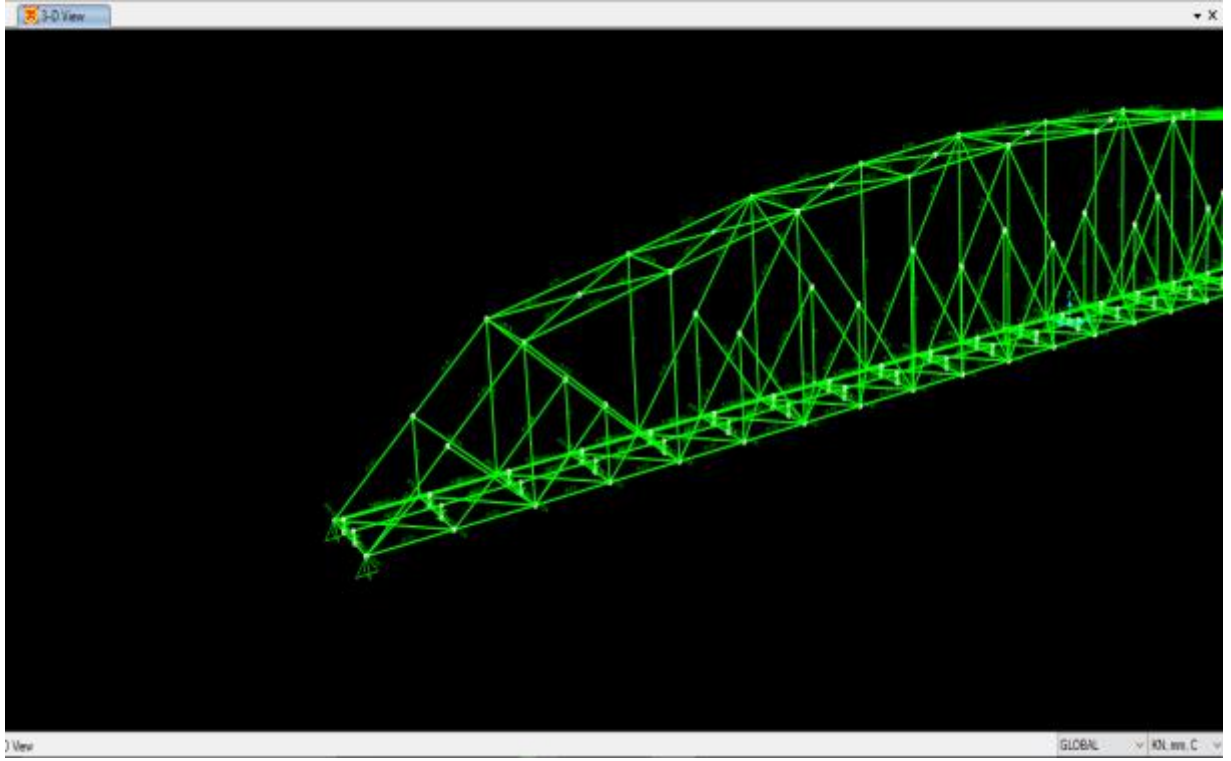


Şekil 5.12: Köprünün beşinci durumdaki kırılma eğrisi.

Üç eksenli kırılma eğrisi aşılma olasılığı göre ve yer değişime göre çizilmiştir (Çizelge 5.8). Y eksenini bu analiz doğrultusunda en zayıf yön olarak ortaya çıkarmıştır ve yaklaşık olarak maksimum 25cm den sonra izomeri durumuna yakınsamıştır (Şekil 5.12).

5.2.6 Kafes kiriş ilk dikme eleman kaybı-altıncı durum

Sadece kafes kirişteki ilk dikme eleman kaybı olması durumundan dolayı oluşan kırılma eğrisi grafiği incelenmiştir. İlk olarak SAP2000 de bu elemanlar çıkarılmış (Şekil 5.13) ve analiz yapılmıştır. Yapılan analizler sonrasında orta noktadaki deplasmanlar hesaplanarak kırılma eğrisi çizilmiştir.

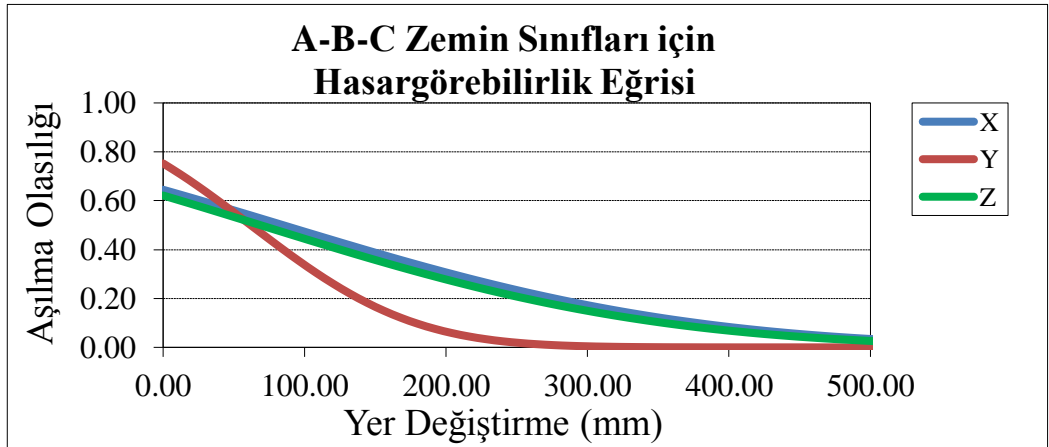


Şekil 5.13: Altıncı durumdaki SAP2000 modeli.

Kafes kiriş ilk dikme profilli tek taraftan çıkarılmıştır. Bu durum dikmeler arasında karşılaştıma yapmak için ele alınmıştır. Köprünün sabit mesnet olan tarafından eleman çıkarılmıştır.

Çizelge 5.9: Altıncı durumdaki analizler sonrası yer değiştirmeler.

Zemin sınıfı	Deprem no	X eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)	Y eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)	Z eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)
A	1	4,29	2,97	4,91
	2	1,92	8,60	2,49
	3	13,49	11,63	6,05
	4	4,24	7,48	6,31
	5	26,97	29,33	32,44
	6	19,97	47,03	11,79
	7	43,87	51,08	9,91
	8	47,68	38,93	19,70
	9	142,58	393,46	41,32
B	10	136,22	214,74	28,76
	11	65,64	168,67	54,42
	12	51,72	34,19	44,53
	13	16,78	33,90	26,84
	14	5,48	11,53	5,49
	15	5,84	14,52	8,43
	16	6,05	20,00	5,65
C	17	56,07	88,80	24,43
	18	20,61	17,48	26,79
	19	7,31	10,07	7,40
	20	1089,63	65,76	1061,96
	21	12,44	29,97	13,83

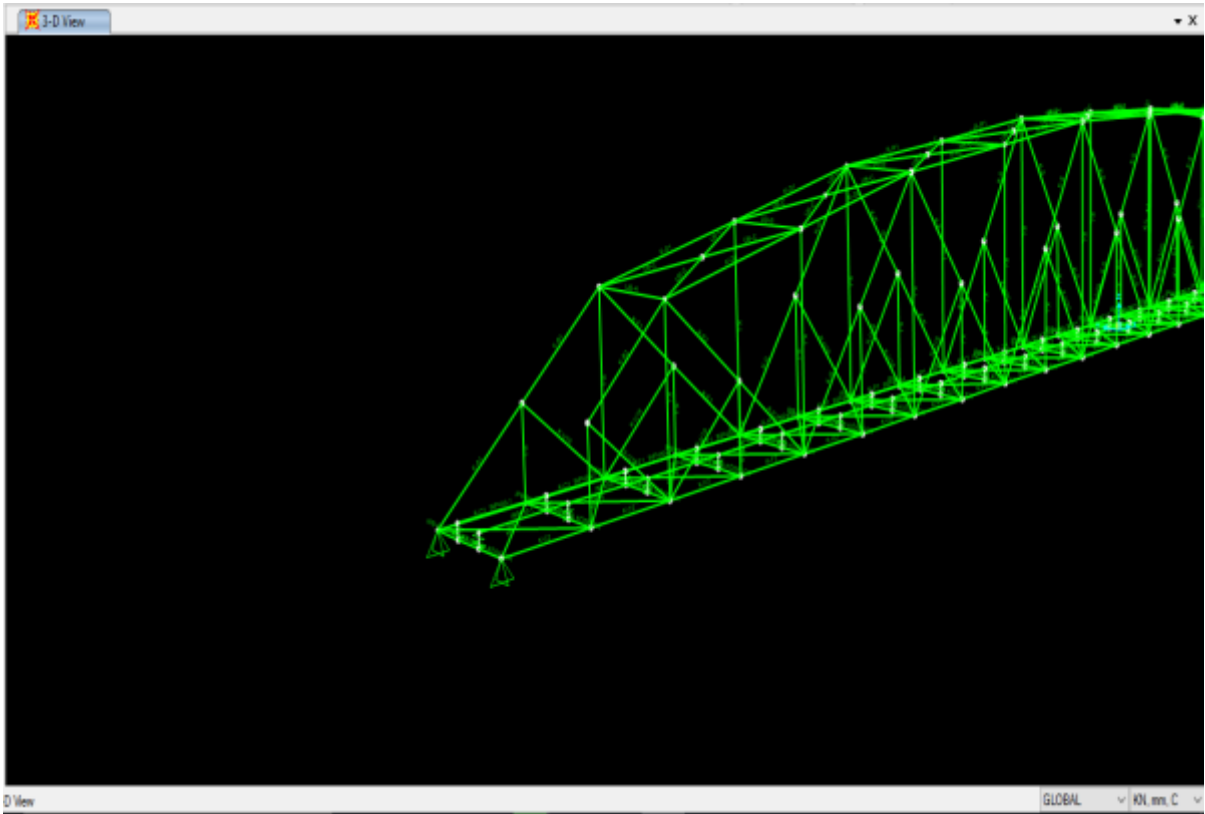


Şekil 5.14: Köprünün altıncı durumdaki kırılma eğrisi.

Üç eksenli kırılma eğrisi aşılma olasılığına göre ve yer değiştirme göre çizilmiştir (Çizelge 5.9). Y eksenine bu analiz doğrultusunda en zayıf yönü ve yaklaşık olarak maksimum 23cm den sonra izomeri durumuna yakınsamıştır (Şekil 5.14).

5.2.7 Mesnet ile ilk dikmeyi birleştiren profil kaybı-yedinci durum

Mesnet noktası ile ilk dikmeyi birleştiren 45 derecelik profil eleman kaybı olması durumundan dolayı oluşan kırılma eğrisi grafiği incelenmiştir. İlk olarak SAP2000 de bu elemanlar çıkarılmış (Şekil 5.15) ve analiz yapılmıştır. Yapılan analizler sonrasında orta noktadaki deplasmanlar hesaplanarak kırılma eğrisi çizilmiştir.

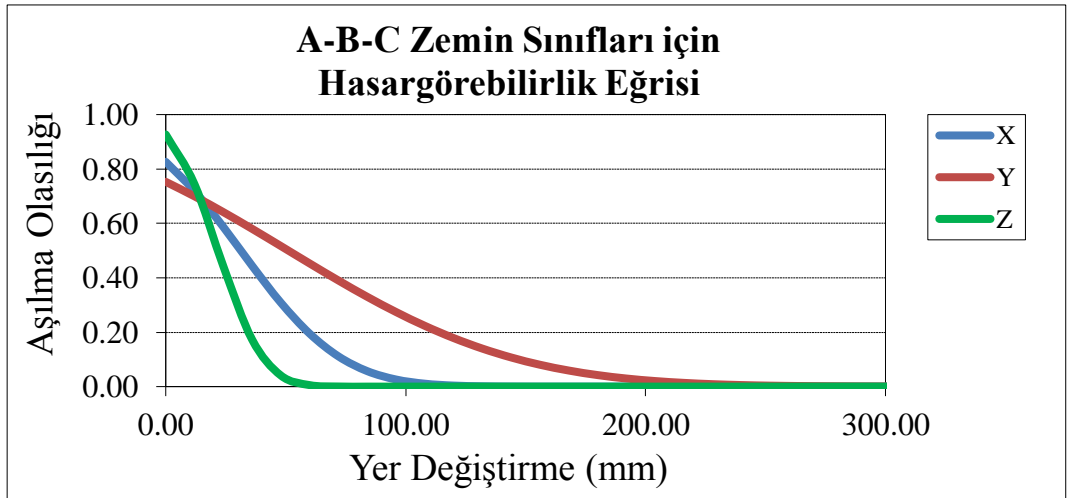


Şekil 5.15: Yedinci durumdaki SAP2000 modeli.

Mesnet ile ilk dikmeyi birleştiren profil tek taraftan çıkarılmıştır. Bu durum mesnette gelen yükün bağlantısı çıkarılarak yükün tamamen alt yatay boyama aktarılması sağlanmıştır. Eleman köprünün sabit mesnet tarafından çıkarılmıştır.

Çizelge 5.10: Yedinci durumdaki analizler sonrası yer değiştirmeler.

Zemin sınıfı	Deprem no	X eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)	Y eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)	Z eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)
A	1	4,36	4,10	3,72
	2	1,95	8,73	4,52
	3	13,47	16,31	7,69
	4	4,38	10,40	9,86
	5	27,56	30,14	34,00
	6	20,30	55,16	22,64
	7	45,26	100,38	17,85
	8	47,57	35,50	20,52
	9	142,96	334,17	51,53
	10	76,76	182,40	29,20
B	11	65,36	61,32	56,53
	12	51,80	33,46	47,48
	13	18,57	31,25	26,87
	14	5,42	12,98	7,57
	15	5,94	12,44	9,10
	16	5,47	13,59	10,90
	17	57,77	61,30	29,64
C	18	21,97	18,57	24,44
	19	7,45	7,10	7,49
	20	21,99	13,89	18,49
	21	11,38	30,07	18,46

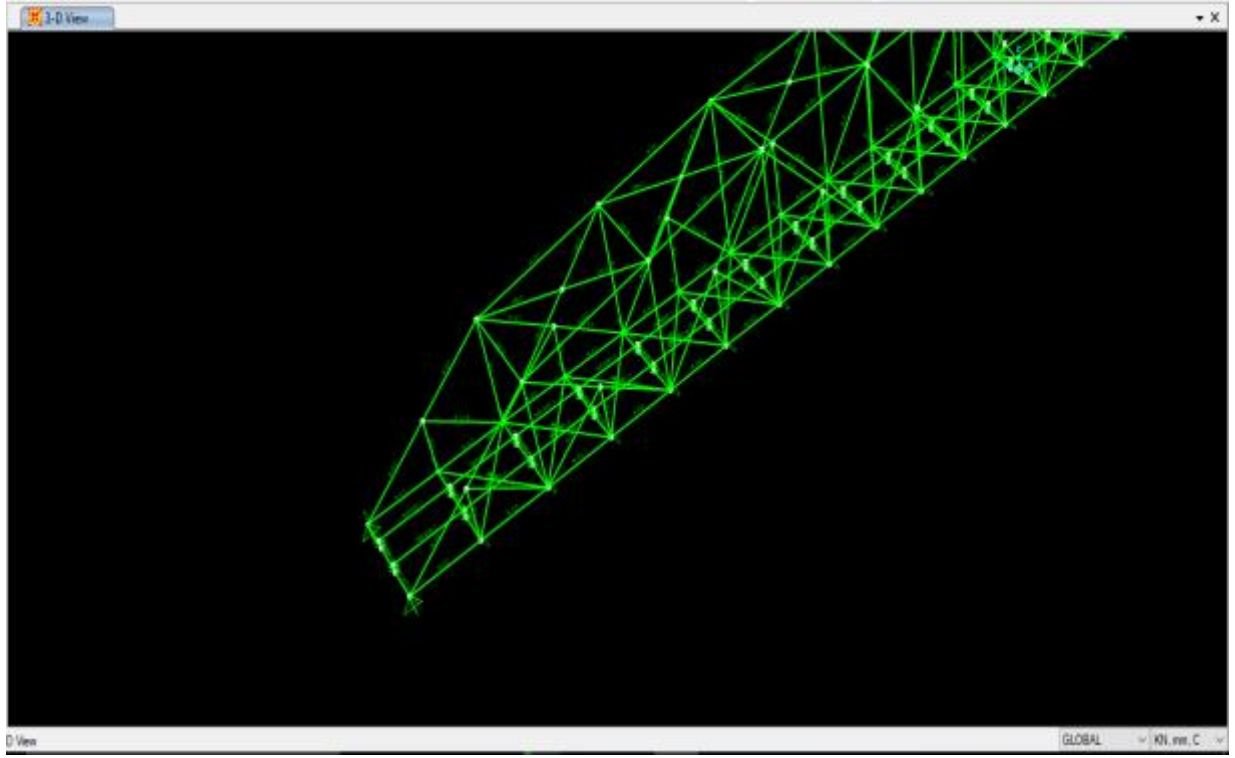


Şekil 5.16: Köprünün yedinci durumdaki kırılgaçlık eğrisi.

Üç eksenli kırılma eğrisi aşılma olasılığına göre ve yer değiştirme göre çizilmiştir (Çizelge 5.10). Z eksenine bu analiz doğrultusunda en zayıf yönü ve yaklaşık olarak maksimum 5cm den sonra izomeri durumuna yakınsamıştır (Şekil 5.16).

5.2.8 İlk ve son alt çapraz profil kaybı-sekizinci durum

Kafes kirişin alt başlık düzeyindeki çapraz bağlantısındaki profil elemanlarının ilk ve son çapraz profil eleman kaybı olması durumundan dolayı oluşan kırılma eğrisi grafiği incelenmiştir. İlk olarak SAP2000 de bu elemanlar çıkarılmış (Şekil 5.17) ve analiz yapılmıştır. Yapılan analizler sonrasında orta noktadaki deplasmanlar hesaplanarak kırılma eğrisi çizilmiştir.

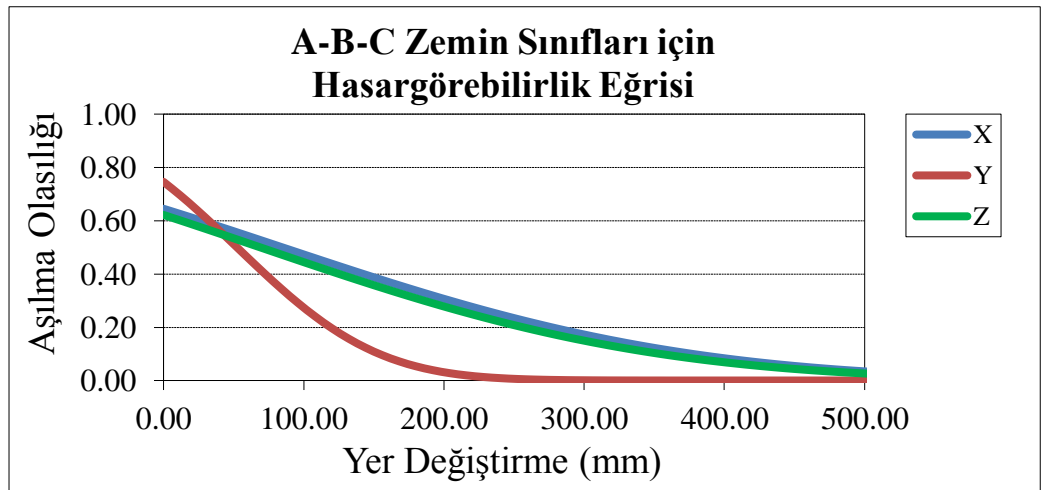


Şekil 5.17: Sekizinci durumdaki SAP2000 modeli.

Alt çapraz bağlantılar köprünün sabit mesnet ve hareketli mesnet tarafından çıkarılmıştır. İki taraftan da çıkarma yaparak alt çapraz bağlantıların karşılaştırılması yapılmıştır.

Çizelge 5.11: Sekizinci durumdaki analizler sonrası yer değiştirmeler.

Zemin sınıfı	Deprem no	X eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)	Y eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)	Z eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)
A	1	4,27	2,26	4,80
	2	1,94	8,42	2,32
	3	13,50	16,12	5,53
	4	4,31	14,10	7,43
	5	26,48	31,26	32,25
	6	19,52	63,94	12,80
	7	44,24	58,19	11,36
	8	47,97	45,85	16,50
B	9	142,38	337,51	39,57
	10	136,24	232,16	29,65
	11	65,61	29,65	55,04
	12	51,81	35,51	44,72
	13	16,49	25,14	27,63
	14	5,43	11,81	5,22
	15	5,77	14,96	7,07
	16	5,79	17,61	4,55
C	17	55,86	34,40	23,54
	18	20,71	14,19	29,23
	19	7,27	9,51	8,90
	20	1089,63	65,81	1061,97
	21	12,19	30,98	15,47

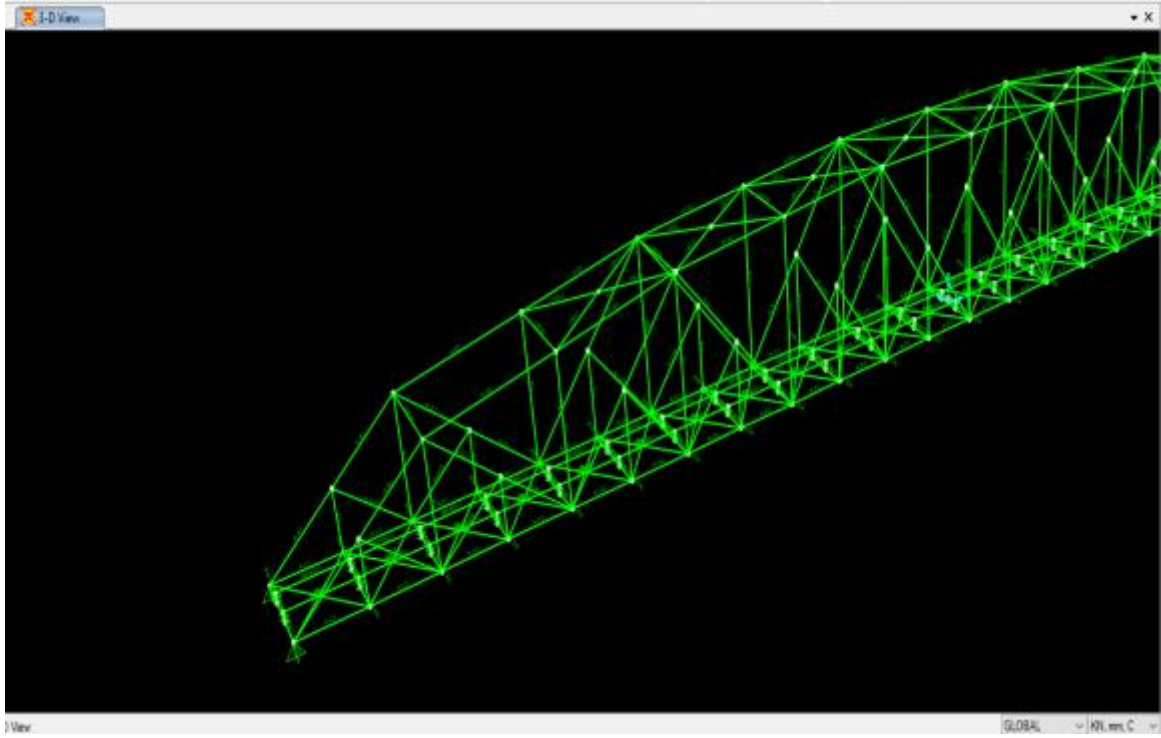


Şekil 5.18: Köprünün sekizinci durumdaki kırılma eğrisi.

Üç eksenli kırılma eğrisi aşılma olasılığına göre ve yer değiştirme göre çizilmiştir (Çizelge 5.11). Y eksenine bu analiz doğrultusunda en zayıf yönü ve yaklaşık olarak maksimum 21 cm den sonra izomeri durumuna yakınsamıştır (Şekil 5.18).

5.2.9 İlk üst rüzgâr çapraz profil kaybı-dokuzuncu durum

Köprünün üst başlık seviyesinde teşkil edilen ilk üst rüzgâr çapraz eleman kaybı olması durumundan dolayı oluşan kırılma eğrisi grafiği incelenmiştir. İlk olarak SAP2000 de bu elemanlar çıkarılmış (Şekil 5.19) ve analiz yapılmıştır. Yapılan analizler sonrasında orta noktadaki deplasmanlar hesaplanarak kırılma eğrisi çizilmiştir.

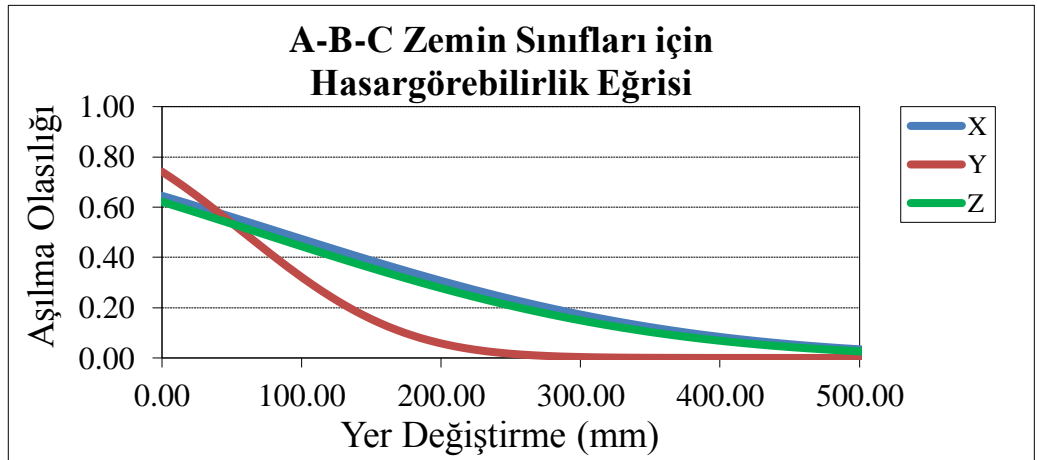


Şekil 5.19: Dokuzuncu durumdaki SAP2000 modeli.

Bu durumda ise üst başlık seviyesinde teşkil edilen ilk üst rüzgâr çapraz bağlantısı sabit mesnet tarafından çıkarılmıştır.

Çizelge 5.12: Dokuzuncu durumdaki analizler sonrası yer değiştirmeler.

Zemin sınıfı	Deprem no	X eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)	Y eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)	Z eksenindeki maksimum deplasmanlar(mm)
A	1	4,29	2,49	4,71
	2	1,94	8,41	2,73
	3	13,51	12,59	6,13
	4	4,28	8,58	6,13
	5	26,83	29,69	32,21
	6	19,99	41,73	13,05
	7	44,01	63,66	11,04
	8	47,71	36,41	9,20
	9	142,67	401,14	40,98
B	10	136,35	223,62	32,50
	11	65,62	75,99	54,91
	12	51,70	33,20	45,16
	13	16,77	25,99	27,27
	14	5,49	12,22	5,56
	15	5,85	15,31	7,77
	16	5,98	16,84	5,79
	17	59,26	94,82	26,49
C	18	20,68	18,64	27,83
	19	7,23	9,19	8,20
	20	1089,62	65,91	1062,02
	21	12,38	28,76	15,70



Şekil 5.20: Köprünün dokuzuncu durumdaki kırılma eğrisi.

Üç eksenli kırılma eğrisi aşılma olasılığına göre ve yer değiştirme göre çizilmiştir (Çizelge 5.12). Y eksenli bu analiz doğrultusunda en zayıf yönü ve yaklaşık olarak maksimum 22cm den sonra izomeri durumuna yakınsamıştır (Şekil 5.20).

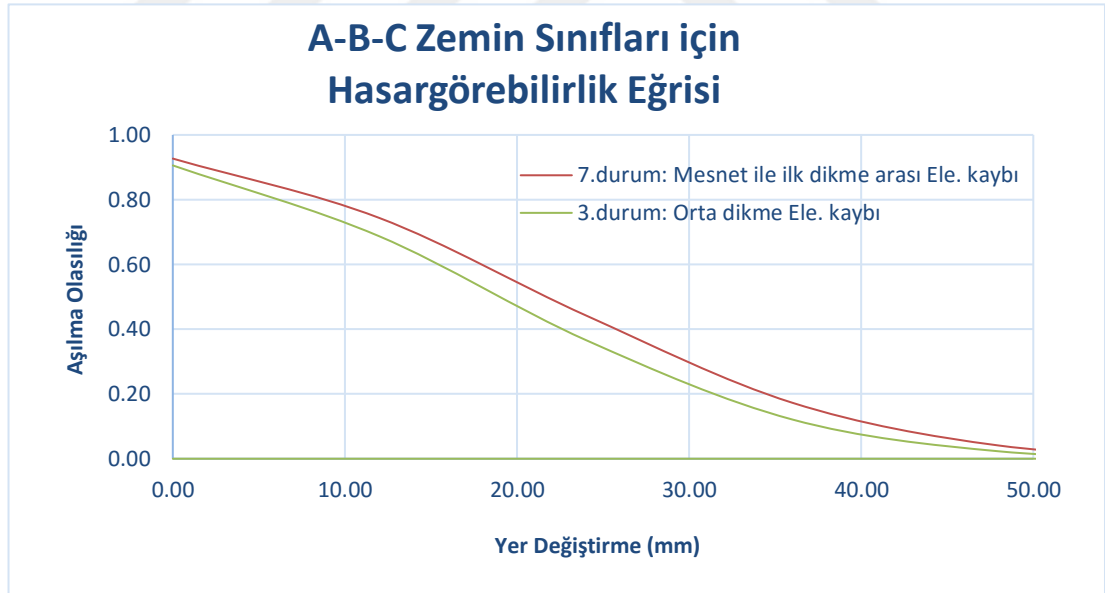


6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu tez çalışmasında genel olarak eleman kayıpları olduktan sonra köprünün performans analizi yapılarak kırılma eğrisi elde edilmiş ve bu eleman kayıplarının önemi 3 farklı eksene göre karşılaştırılmıştır.

6.1 Kırılma Eğrisinin Karşılaştırılması

Yapılan 9 tane farklı performans analizi sonrasında üç eksen doğrultusunda hasar görülebilirlik eğrileri elde edilmiştir. Bu analiz sonrasında iki tane durum için köprünün Z-ekseni en fazla etkilendiği ve diğer yedi durum için ise Y-ekseni doğrultusu en fazla etkilendiği gözlemlenmiştir.

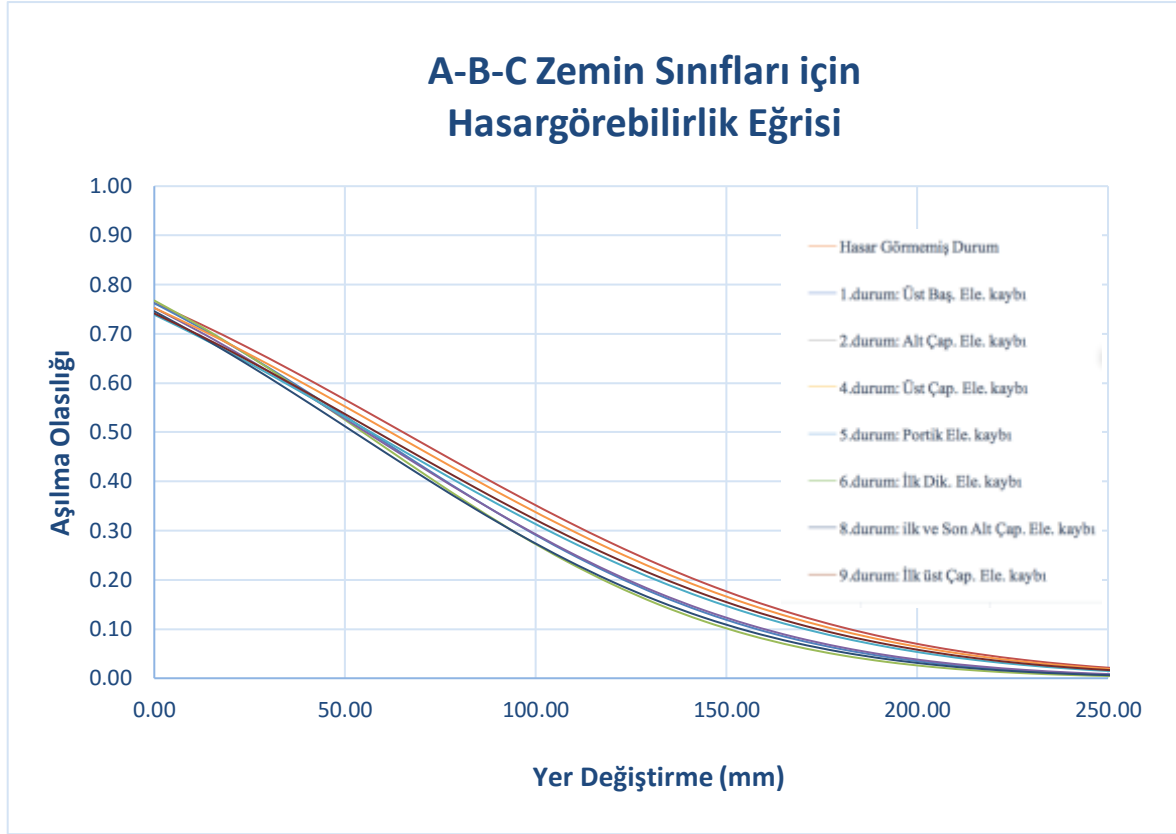


Şekil 6.1: Köprünün Z-eksenindeki kırılma eğrisinin karşılaştırılması.

Bu Z-ekseninde yapılan karşılaştırılma sonrasında 2 tane durum için çok daha fazla etkilendiği görülmüştür. Yer değiştirme durumuna bağlı olarak oluşturulan kırılma eğrisi yukarıdaki şekilde (Şekil 6.1) ele alınan 9 tane farklı durum içinden 7.durum (mesnet ile ilk dikmeyi birleştiren profil kaybından) ve 3. durum (Orta dikme eleman kaybı) karşılaştırılmıştır. Orta dikme eleman kaybı (üçüncü durum) durumunda

oluşan kırılma eğrisi ve mesnet ile ilk dikmeyi birleştiren profil kaybından (yedinci durum) daha kırılma eğrisinde gösterilmiştir.

Diğer 7 durum ise Y-eksenine bağlı olarak en fazla kırılma olduğu belirlendiği için kırılma eğrisi karşılaştırılarak grafik oluşturulmuştur (Şekil 6.2).



Şekil 6.2: Köprünün Y-eksenindeki kırılma eğrisinin karşılaştırılması.

Yukarıdaki şekilde ise diğer 7 durumda Y-eksenindeki kırılma eğrisi daha fazla olduğu için bu eksenindeki kırılma eğrisi karşılaştırılmıştır. Karşılaştırılan kırılma eğrisine göre en kırılma eğrisi 2. durumdur. En sağlam kırılma eğrisi ise 6. durumda meydana gelmiştir. Yapılan analiz sonuçlarının karşılaştırılmasına göre dayanıklıdan dayanıklı olmayana göre (hasar görmemiş durum- 6.durum-9.durum-5. durum -4. durum -1. durum -8. durum -2. durum); hasar görmemiş durum, (6.durum) kafes giriş ilk dikme eleman kaybı, (9.durum) ilk üst rüzgâr çapraz profil kaybı, (5.durum) portik elemanının kaybı, (4.durum) ilk çapraz bağlantısındaki kayıp, (1.durum) üst başlık eleman kaybı, (8.durum) ilk ve son alt çapraz profil kaybı, (2.durum) alt çapraz bağlantısındaki birer sıra ile oluşan kayıplar göre sıralanmıştır.

Sonuç olarak bu çalışmada performans değerlendirmesine bağlı olasılıklı ifadeler dâhil edilerek köprünün performans seviyesinin değerlendirilmesi yapılmıştır ve orta noktadaki yer değiştirmeler ele alınarak kırılma eğrisi oluşturulmuştur. Aynı zamanda kırılma eğrileri tanımlanması için daha büyük depremler oluşması durumunda da köprüde oluşabilecek hasar durumunu ve performans seviyesini tahmin edilebilme imkânı sağladığından, kırılma eğrilerin performans değerlendirmesi yapılmıştır.

Türkiye'deki belirli bölgedeki köprünün eleman kayıplarının özelliklerini yansıtacak şekilde oluşturulan köprünün elde edilmiş olan HG ilişkileri kullanılmış ve eleman kayıpları karşılaştırılmıştır.

Sunulan sonuçlar yalnızca incelenen tipteki köprü için analizlerin gerçekleştirildiği deprem kayıtları ve parametreleri için geçerlidir. Farklı yapıdaki köprülerde ve buldukları farklı koşullarda sonuçlar değişkenlik göstereceği için deprem kayıtları değiştirilerek çalışmalar yapılabilir. Bu tez çalışmasında incelenen köprü için 21 tane deprem datası seçilmiştir, ama daha sonraki çalışmalar için deprem sayısı artırılabilir, sentetik deprem üretilebilir, deprem verileri depremin şiddetine göre ayrılabilir ve hasar durumu köprü için belirlenebilir. Köprü bir çok yerde aynı tipte yapıldığı için köprü lokasyonlarına göre deprem fay hattına uzaklıklarına göre deprem dataları seçilerek karşılaştırma yapılabilir. Bu durumlar gözönüne alınarak kırılma eğrileri geliştirilebilir ve daha kesin sonuç alınabilir.



KAYNAKLAR

- AAHSTO.** (2009). Center for Environmental Excellence by the American Association of State Highway and Transportation Officials. Chapter 7 Bridge Manitenance. Retrieved November 3, 2011, from www.environment.transportation.org
- Ataei, N. & Padgett, J.E.** (2011). Coastal Bridge Reliability during Hurricane Events: Comparison of Fragility Curves by Static and Dynamic Simulation, *Structures Congress 2011*, Las Vegas, Nevada, USA: April 14-16.
- Ataei, N. & Padgett, J.E.** (2012). Fragility Assessment of Coastal Bridges under Hurricane Events Using Enhanced Probabilistic Capacity Models, *ATC&SEI Conference on Advances in Hurricane Engineering 2012*, Miami, Florida, USA: October 24-26.
- Ay, B.Ö. & Erberik, M.A.** (2007). Türkiye'deki az ve orta katlı betonarme yapıların deprem güvenliği açısından incelenmesi, *Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, Türkiye: Ekim 16-20.
- Aygin, B., Duenas-Osorio, L., Padgett, J.E. & DesRoches, R.** (2009). Seismic vulnerability of bridges susceptible to spatially distributed soil liquefaction hazards, *Structures Congress 2009: Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role*, Austin, Texas, USA: 30 April- 2 May.
- Banerjee, S. & Chi, C.** (2013). State-dependent fragility curves of bridges based on vibration measurements, *Probabilistic Engineering Mechanics*, 33, 116-125.
- Barnawi, W.T. & Dyke, S.J.** (2014). Seismic fragility relationships of a cable-stayed bridge equipped with response modification systems, *ASCE Journal of Bridge Engineering*, 19(8), 1-12.
- Casciati, F., Cimellaro, G.P. & Domaneschi, M.** (2008). Seismic reliability of a cable-stayed bridge retrofitted with hysteretic devices, *Computers and Structures*, 86(17-18), 1769-1781.
- Choe, D., Gardoni, P. & Rosowsky, D.** (2010). Fragility increment functions for deteriorating reinforced concrete bridge columns, *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 136(8), 969-978.
- Choe, D.E., Gardoni, P., Rosowsky, D. & Haukaas, T.** (2009). Seismic fragility estimates for reinforced concrete bridges subject to corrosion, *Structural Safety*, 31(4), 275-283.
- Choi, E., DesRoches, R. & Nielson, B.** (2004). Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones, *Engineering Structures*, 26(2), 187-199.
- Erberik, M.A.** (2008). Fragility-based assessment of typical mid-rise and low-rise RC buildings in Turkey, *Engineering Structures*, 30, 1360-1374.

- Erberik, M.A. & Cullu, S.** (2006). Assessment of seismic fragility curves for low and mid-rise reinforced concrete frame buildings using duzce field database, *Advances in Earthquake Engineering for Urban Risk Reduction*, 66, 151-166.
- FEMA-P695**, Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695/June2009.
- Ghosh, J., Caprani, C.C. & Padgett, J.E.** (2014). Influence of traffic loading on the seismic reliability assessment of highway bridge structures, *ASCE Journal of Bridge Engineering*, 19(3), 1-11.
- HAZUS (1997)**, Earthquake loss estimation methodology-Technical Manual, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- HAZUS (2003)**. Earthquake Loss Estimation Methodology, Technical Manual, Prepared by National Institute for Building Sciences for Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- Jeong, S. & Elnashai, A. S.** (2007). Probabilistic Fragility Analysis Parameterized by Fundamental Response Quantities, *Engineering Structures*, 6:1238- 1251.
- Kafali, C. & Grigoriu, M.** (2007). Seismic fragility analysis: Application to simple linear and nonlinear systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(7), 1885-1900.
- Kalkan, E. & Chopra, A.K.** (2011). Modal-Pushover-Based Ground-Motion Scaling Procedure, *Journal of Structural Engineering*, 137(3), 298–310.
- Kappos, A.J., Panagopoulos, G., Panagiotopoulos, C. & Penelis, G.** (2006). A hybrid method for the vulnerability assessment of RC and URM buildings, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4, 391-413.
- Kappos, A.J., Pitilakis, K.D., Morfidis, K. & Hatzinikolaou, N.** (2002). Vulnerability and risk study of Volos (Greece) metropolitan area, 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, Paper No. 74.
- Kırçıl, M. S.** (2005). Probabilistic Fragility Analysis Parameterized by Fundamental Response Quantities, *Engineering Structures*, 6:1238- 1251.
- Kim, S.H. & Shinozuka, M.** (2004). Development of fragility curves of bridges retrofitted by column jacketing, *Probabilistic Engineering Mechanics*, 19(1-2), 105-112.
- Kumar, R. & Gardoni, P.** (2012). Modeling structural degradation of rc bridge columns subjected to earthquakes and their fragility estimates, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 138(1), 42-51.
- Kumar, R. & Gardoni, P.** (2014). Effect of seismic degradation on the fragility of reinforced concrete bridges, *Engineering Structures*, 79, 267-275.
- Nielson, B.G. & DesRoches, R.** (2006). Seismic fragility methodology for highway bridges, Structures Congress 2006: *Structural Engineering and Public Safety*, St. Louis, Missouri, USA: May 18-21.
- Nielson, G.B. & DesRoches R.** (2012). Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36, 823-839.

- Padgett, J. & Desroches, R.** (2006). Retrofitted bridge fragility curves for assessing the impact of retrofit on bridge system performance, Structures Congress 2006: *Structural Engineering and Public Safety*, , St. Louis, Missouri, USA: May 18-21.
- Padgett, J.E., Dennemann, K. & Ghosh, J.** (2010). Risk-based seismic life-cycle cost-benefit (LCC-B) analysis for bridge retrofit assessment, *Structural Safety*, 32(3):165-173.
- Padgett, J.E., DesRoches, R. & Nilsson, E.** (2007). Analytical development and practical application of fragility curves for retrofitted bridges, *Structures Congress 2007: Structural Engineering Research Frontiers*, Long Beach, California, USA: May 16-19.
- Padgett, J.E., Nielson, B.G. & DesRoches, R.** (2008). Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(5), 711-725.
- Pan, Y., Agrawal, A.K., Ghosn, M. & Alampalli, S.** (2010a). Seismic fragility of multispan simply supported steel highway bridges in New York State. I: bridge modeling, parametric analysis, and retrofit design, *ASCE Journal of Bridge Engineering*, 15(5), 448-461.
- Pan, Y., Agrawal, A.K., Ghosn, M. & Alampalli, S.** (2010b). Seismic fragility of multispan simply supported steel highway bridges in New York State. II: fragility analysis, fragility curves, and fragility surfaces, *ASCE Journal of Bridge Engineering*, 15(5), 462-472.
- Pang, Y., Wu, X., Shen, G. & Yuan, W.** (2014). Seismic fragility analysis of cable-stayed bridges considering different sources of uncertainties, *ASCE Journal of Bridge Engineering*, 19(4), 1-11.
- Rossetto, T. & Elnashai, A.** (2005). A new analytical procedure for the derivation of displacement-based vulnerability curves for populations of RC structures, *Engineering Structures*, 27(3), 397-409.
- SAP2000**, Integrated Software for Structural Analysis and Design Program, 2010. Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
- Shinozuka, M., Chang, S.E., Eguchi, R.T., Abrams, D.P., Hwang, H.H.M. & Rose, A.** (1997). Advances in earthquake loss estimation and application to Memphis, Tennessee, *Earthquake Spectra*, 13 (4), 739-758.
- Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J. & Naganuma, T.** (2000). Statistical analysis of fragility curves. *Journal of Engineering Mechanics*, 126(12), 1224-1231.
- Singhal, A. & Kiremidjian, A.** (1996). A Method for probabilistic evaluation of seismic structural damage, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 122 (12).
- Siqueira, G.H., Sanda, A.S., Paultre, P. & Padgett, J.E.** (2014). Fragility curves for isolated bridges in Eastern Canada using experimental results, *Engineering Structures*, 74, 311-324.
- Sullivan, I. & Nielson, B.G.** (2010). Sensitivity analysis of seismic fragility curves for skewed multi-span simply supported steel girder bridges, *Structures Congress 2010: 19th Analysis and Computation Specialty Conference*, , Orlando, Florida, USA: May 12-15.

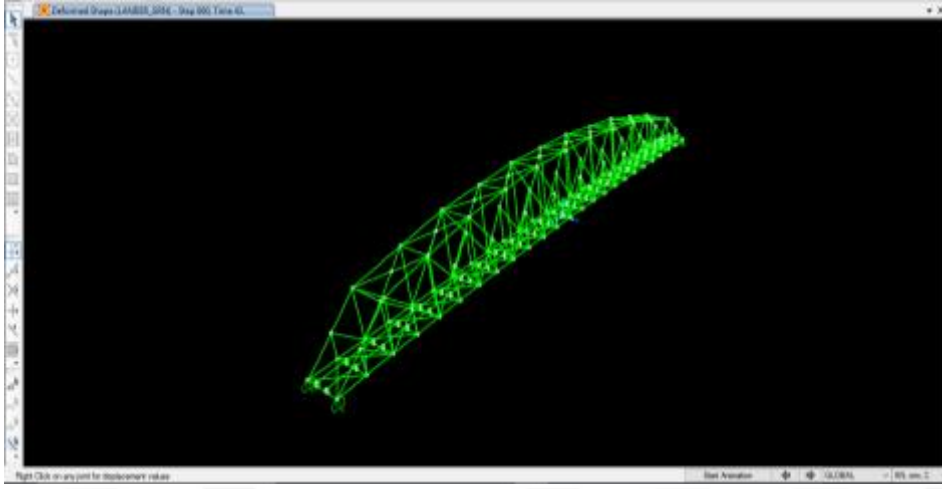
- Tüzün, C. & Aydınoglu, N.** (2007). Development of fragility relationships from nonlinear analysis of real buildings, *Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering-COMPDYN 2007*, Rethymno, Crete, Greece, June 13-16.
- Vamvatsikos, D. & Cornell, C. A.,** (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.
- Zakeri, B., Padgett, J.E. & Amiri, G.G.** (2014). Fragility analysis of skewed single-frame concrete box-girder bridges, *ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities*, 28(3), 571-582.
- Zakeri, B., Padgett, J.E. & Amiri, G.G.** (2015). Fragility assessment for seismically retrofitted skewed reinforced concrete box girder bridges, *ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities*, 29(2), 1-12.
- Zhang, J. & Huo, Y.** (2008a). Fragility Function of Base Isolated Highway Bridges, *Structural Congress 2008: 18th Analysis and Computation Specialty Conference*, Vancouver, British Columbia, Canada: April 24-26.
- Zhang, J. & Huo, Y.** (2008b). Optimum isolation design for highway bridges using fragility function method, *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China: October 12-17.

EKLER

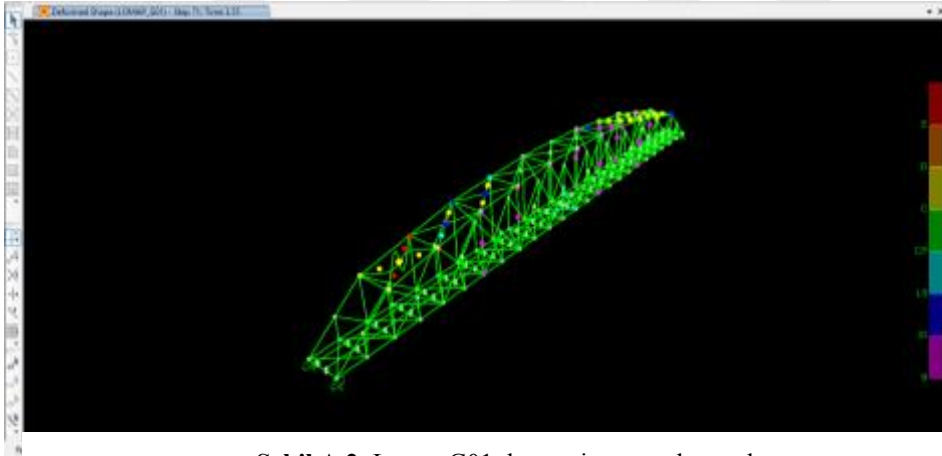
EK. A: Performans analiz sonrası oluşan hasar durumları



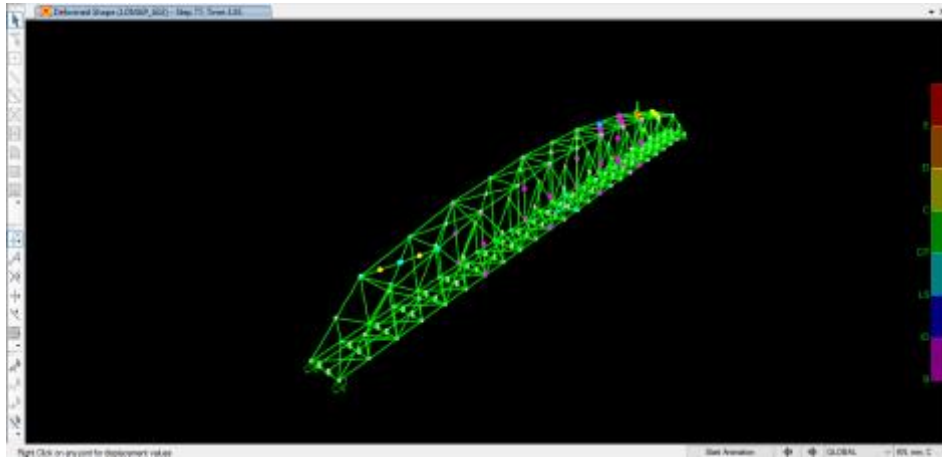
EK. A



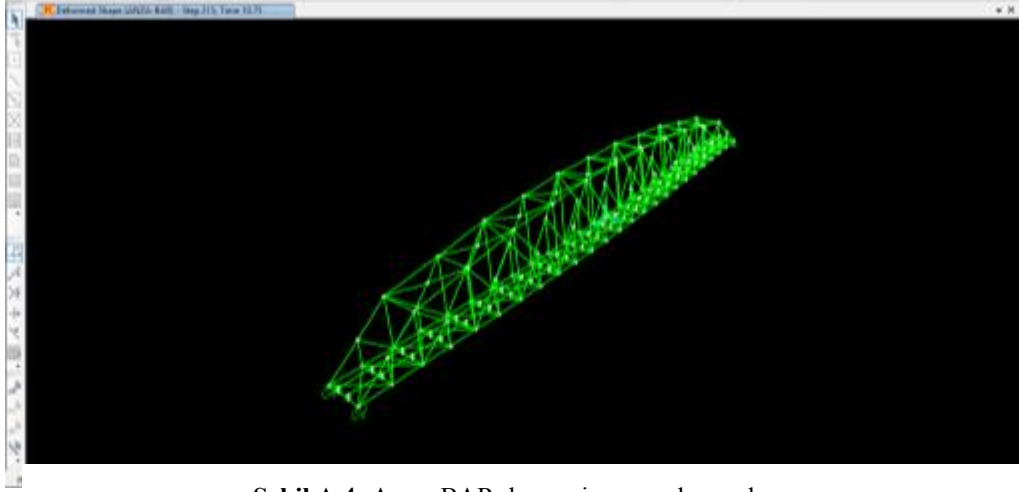
Şekil A.1: Lander depremi sonrası hasar durumu.



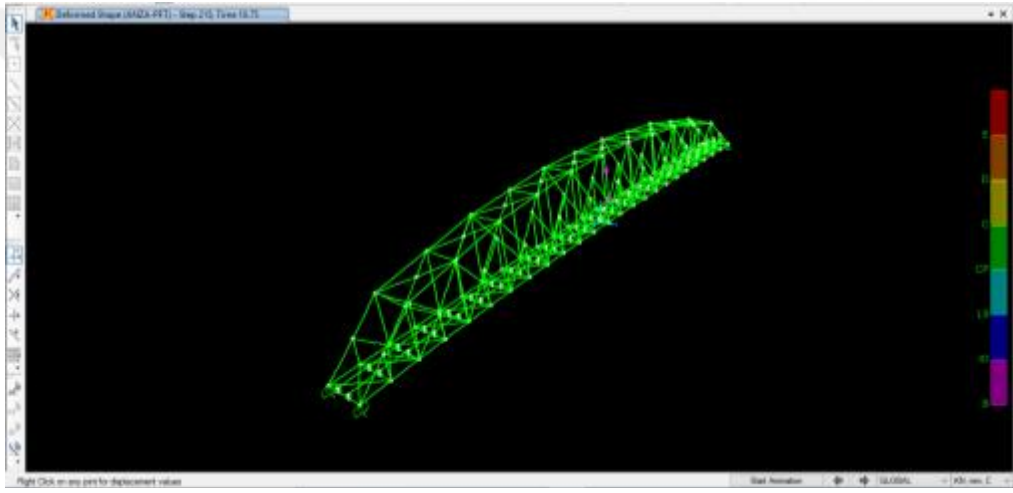
Şekil A.2: Loma_G01 depremi sonrası hasar durumu.



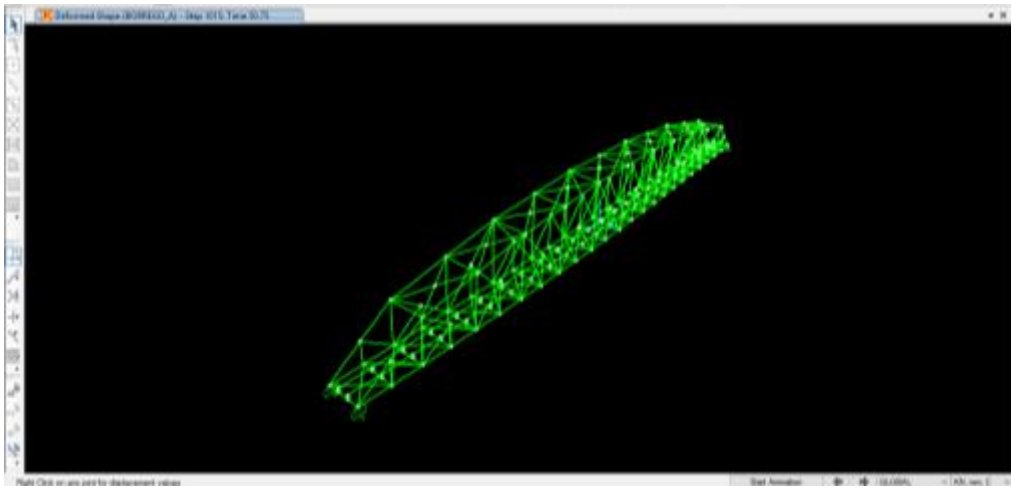
Şekil A.3: Loma_G02 depremi sonrası hasar durumu.



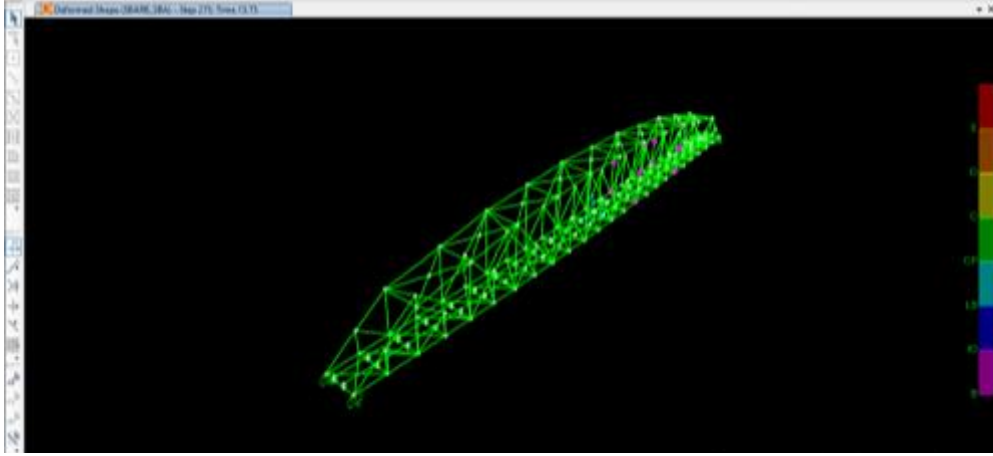
Şekil A.4: Anza_BAR depremi sonrası hasar durumu.



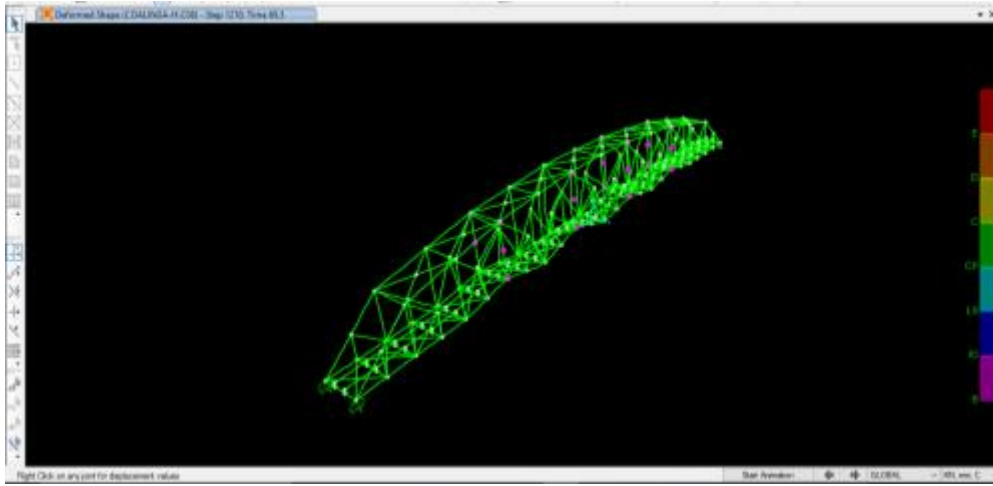
Şekil A.5: Anza_PTF depremi sonrası hasar durumu.



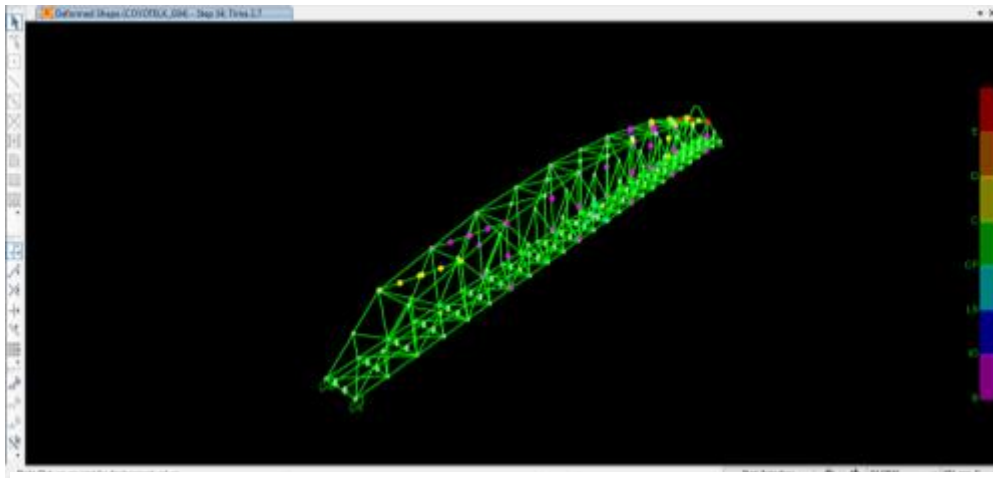
Şekil A.6: Borrego depremi sonrası hasar durumu.



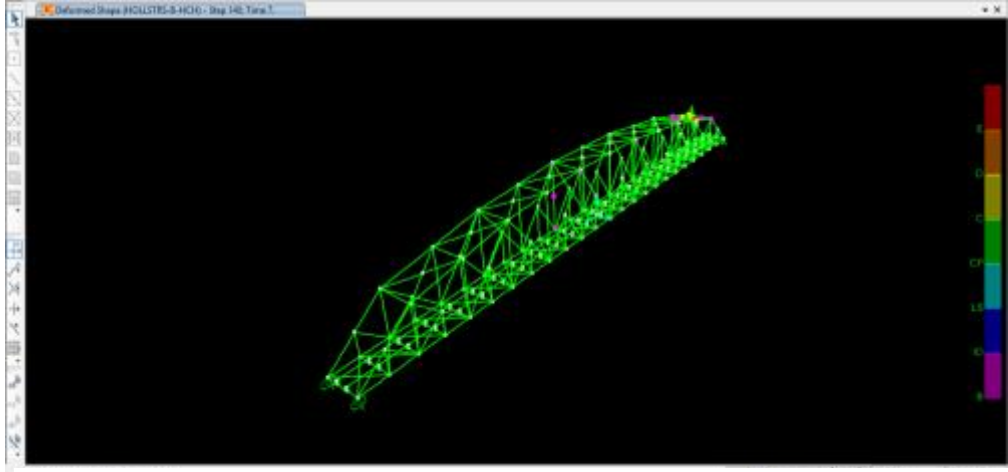
Şekil A.7: SBAR_SBA depremi sonrası hasar durumu.



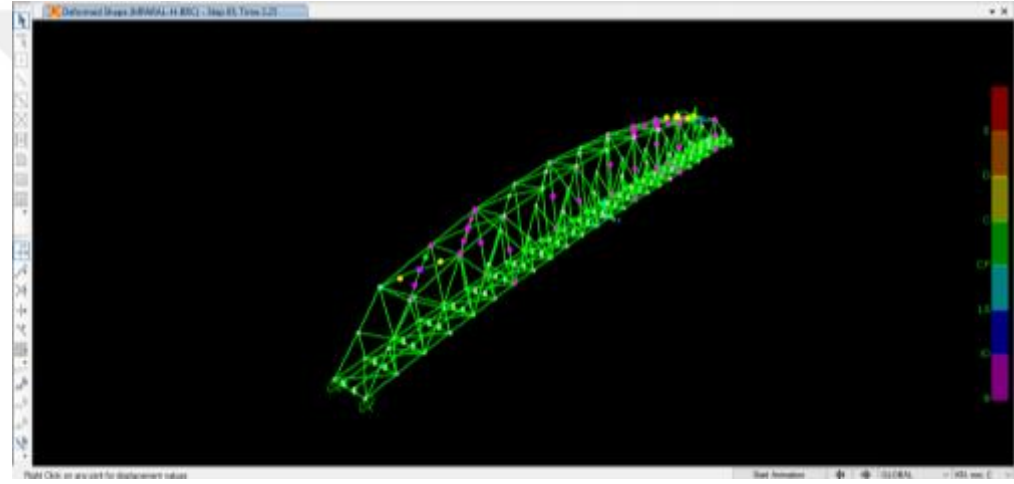
Şekil A.8: COALINGA_C08 depremi sonrası hasar durumu.



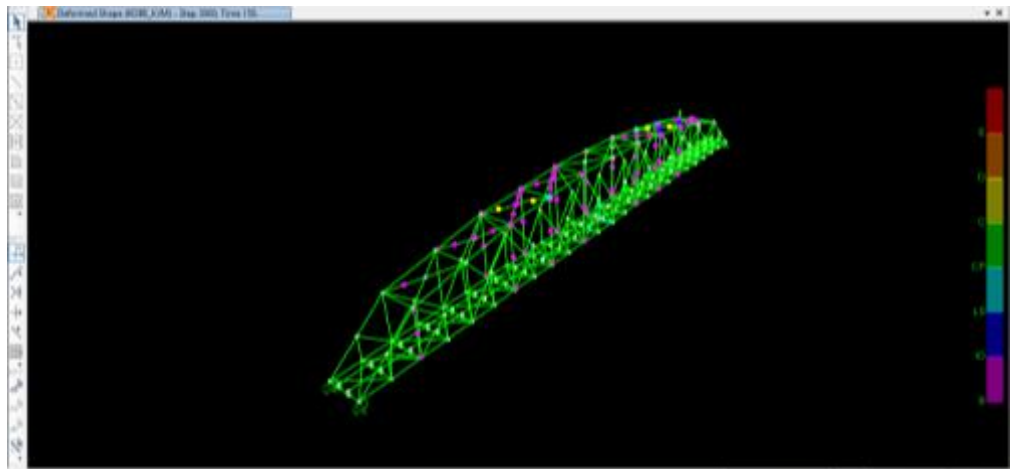
Şekil A.9: COYOTEK_G04 depremi sonrası hasar durumu.



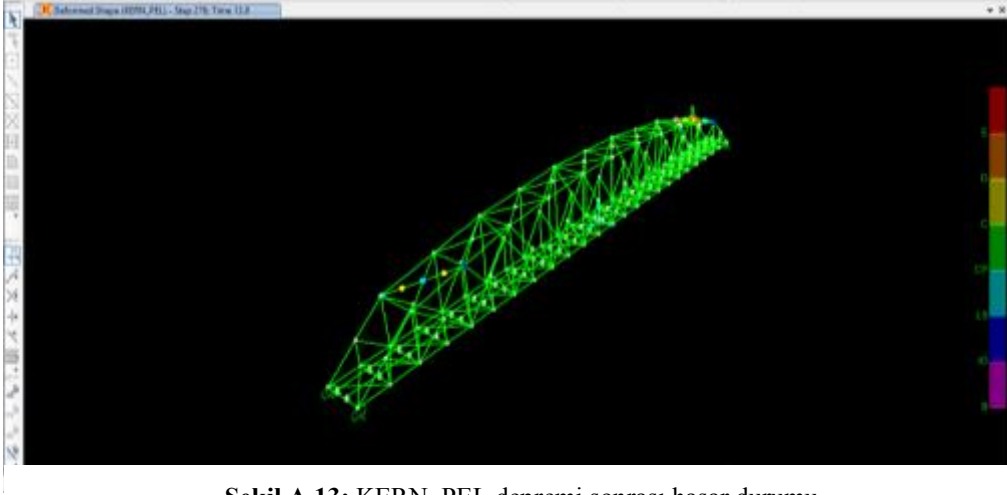
Şekil A.10: Hollister_HCH depremi sonrası hasar durumu.



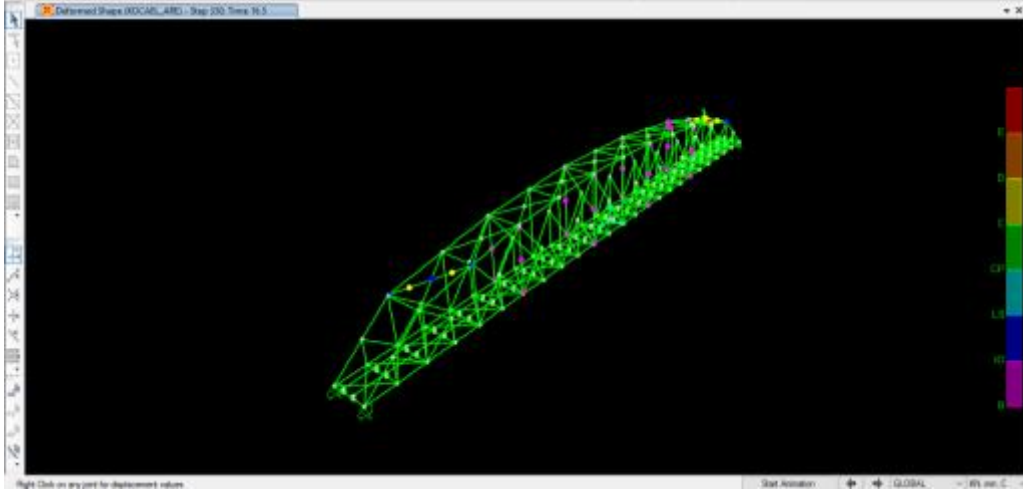
Şekil A.11: IMPERIAL_BRC depremi sonrası hasar durumu.



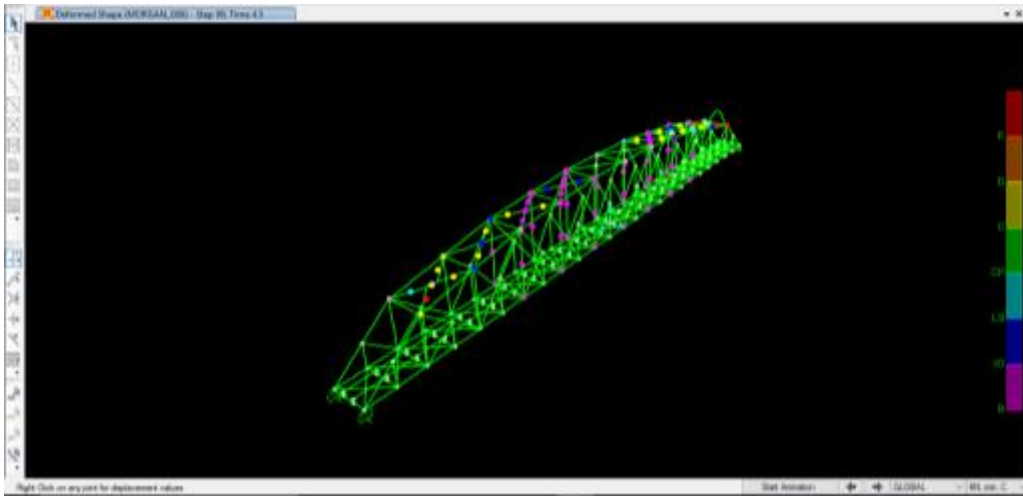
Şekil A.12: KOBE_KJM depremi sonrası hasar durumu.



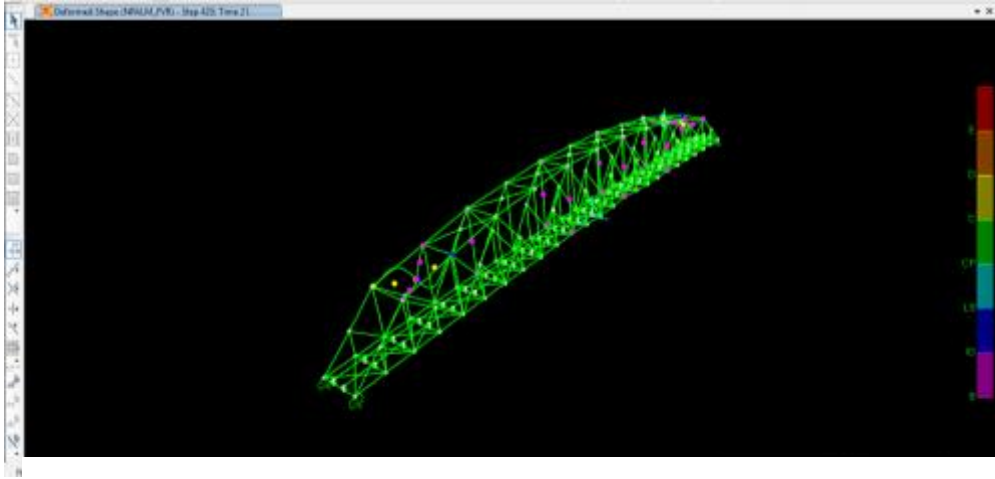
Şekil A.13: KERN_PEL depremi sonrası hasar durumu.



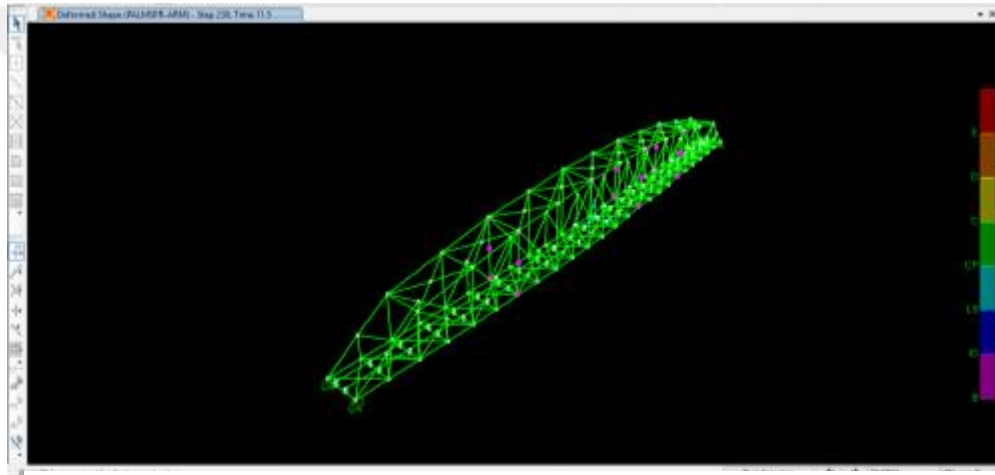
Şekil A.14: Kocaeli_ARE depremi sonrası hasar durumu.



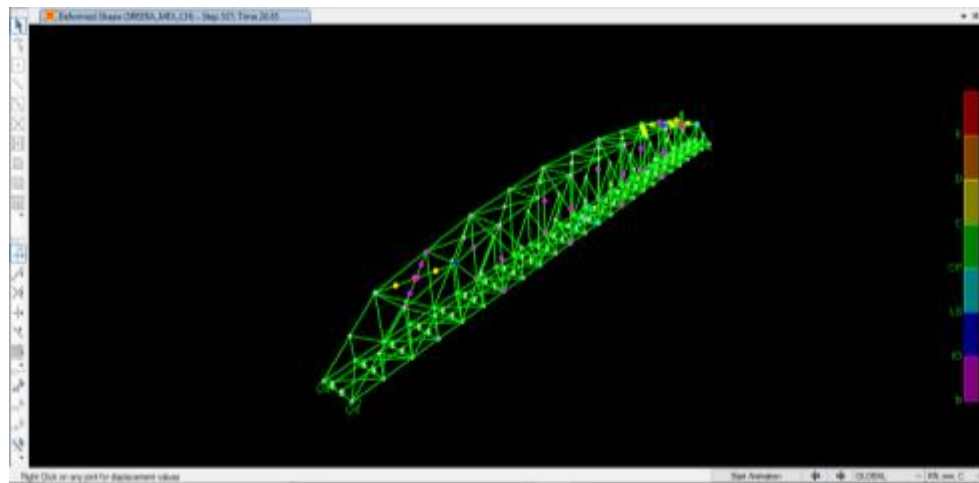
Şekil A.15: MORGAN_G08 depremi sonrası hasar durumu.



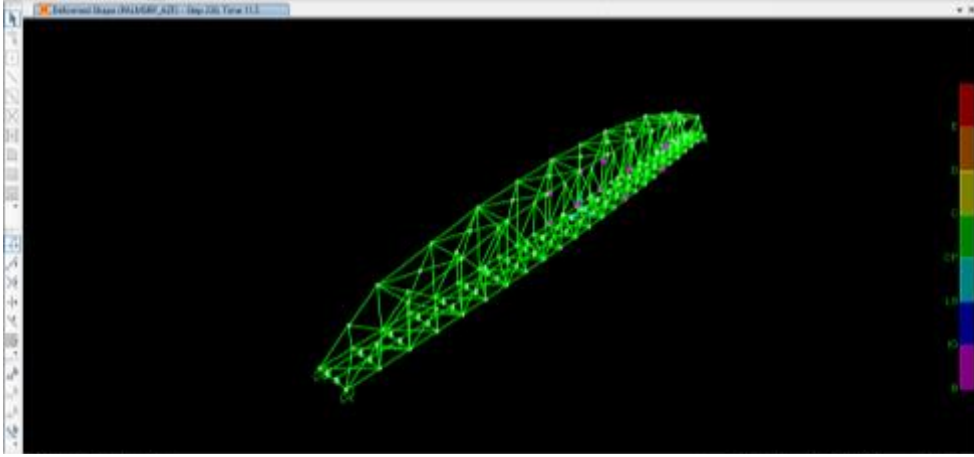
Şekil A.16: NPALM_FVR depremi sonrası hasar durumu.



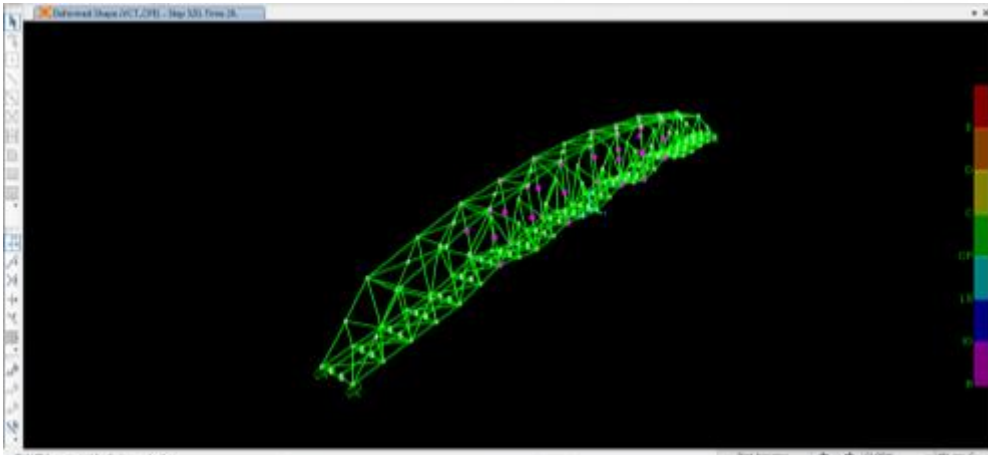
Şekil A.17: PALMSPR_ARM depremi sonrası hasar durumu.



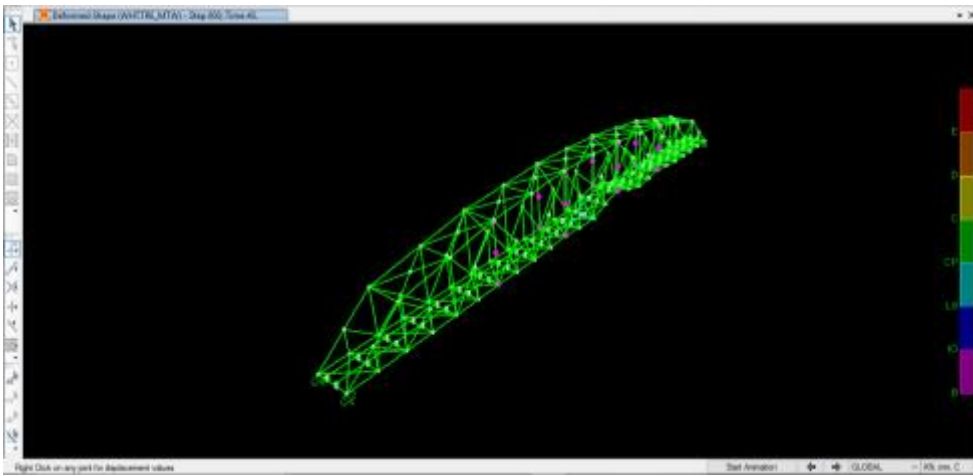
Şekil A.18: SIERRA_MEX depremi sonrası hasar durumu.



Şekil A.19: PALMSPR_AZF depremi sonrası hasar durumu.



Şekil A.20: VCT_CPE depremi sonrası hasar durumu.



Şekil A.21: WHITTER_MTW depremi sonrası hasar durumu.

ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : Fatih YILMAZ
Doğum Tarihi ve Yeri : 29.07.1989
E-posta : yilmazfatih@itu.edu.tr

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2014, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat fakültesi, İnşaat mühendisliği
- **Yükseklisans** :2017, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı mühendisliği.
- **Yükseklisans** : 2017, Univeristy of Birmingham, Civil Eng.,Structural Eng.,

MESLEKİ DENEYİM VE ÖDÜLLER:

- 2015-2016 yılları arasında (İstanbul Teknik Üniversitesi) Tübitak projesinde çalıştı