T. C.

İSTANBUL AYDIN ÜNİVERSİTESİ

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

KİRİŞ GÖVDESİNİN ZAYIFLATILMASINA BAĞLI OLARAK BAĞLANTILARIN KAPASİTE VE VERİM İNCELEMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

HAZIRLAYAN

SHAFA SOLTANİ

Y1313.090023

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

İnşaat Mühendisliği Programı

TEZ DANIŞMANI

Yrd. Doç. Dr. Sepanta NAİMİ

TEMMUZ-2016

T.C.
İSTANBUL AYDIN ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLER ENSTİTÜSÜ MÜDÜRLÜĞÜ

Yüksek Lisans Tez Onay Belgesi

Enstitümüz İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı İnşaat Mühendisliği Tezli Yüksek Lisans Programı **Y1313.090023** numaralı öğrencisi Shafa SOLTANI'nın **"KİRİŞ GÖVDESİNİN ZAYIFLATILMASINA BAĞLI OLARAK BAĞLANTILARIN KAPASİTE VE VERİM İNCELEMESİ"** adlı tez çalışması Enstitümüz Yönetim Kurulunun 21.06.2016 tarih ve 2016/17 sayılı kararıyla oluşturulan jüri tarafından Oy Birliği ile Tezli Yüksek Lisans tezi olarak kabul....edilmiştir.

Öğretim Üyesi Adı Soyadı	**İmzası**
Tez Savunma Tarihi :13/07/2016	
1)Tez Danışmanı: Yrd. Doç. Dr. Sepanta NAİMİ	.....
2) Jüri Üyesi : Doç. Dr. Mehmet Fatih ALTAN	.....
3) Jüri Üyesi : Yrd. Doç. Dr. İsmail Cengiz YILMAZ	.....

Not: Öğrencinin Tez savunmasında **Başarılı** olması halinde bu form **imzalanacaktır**. Aksi halde geçersizdir.

YEMİN METNİ

Yüksek Lisans / Doktora tezi olarak sunduğum "KİRİŞ GÖVDESİNİN ZAYIFLATILMASINA BAĞLI OLARAK BAĞLANTILARIN KAPASİTE VE VERİM İNCELEMESİ" adlı çalışmanın, tezin proje safhasından sonuçlanmasına kadarki bütün süreçlerde bilimsel ahlak ve
geleneklere aykırı düşecek bir yardıma başvurulmaksızın yazıldığını ve yararlandığım eserlerin Bibliyografya'da gösterilenlerden oluştuğunu, bunlara atıf yapılarak yararlanılmış olduğunu belirtir ve onurumla beyan ederim.

Temmuz 2016 **Shafa SOLTANİ**

ÖNSÖZ

Çalışmalarımda beni yönlendiren ve yardımlarıyla bana destek olan danışman hocam sayın Yrd.Doç.Dr. Sepanta Naimi'a teşekkürlerimi sunarım.
Yüksek lisans eğitimim süresince bana destek olan aileme ve gerçek dostlarıma teşekkürlerimi sunarım.

Temmuz 2016 **Shafa SOLTANİ**

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ ..... **vii**
İÇİNDEKİLER ..... **ix**
ÇİZELGE LİSTESİ ..... **xiii**
ŞEKİL LİSTESİ ..... **xv**
ÖZET ..... **xvii**
ABSTRACT ..... **xix**
1 GİRİŞ **1**
1.1 Araştırma Yapma Gereksinimi 1
1.2 Tezin Konusu Ve Hedefi 3
1.3 Tez Yapısı 3
2 BAĞLANTILARIN KISA TARİHCESİ **5**
2.1 Bağlantıların Evrim Aşamaları 6
2.1.1 Amerika birleşik devletlerinde northridge den önce yaygın bükme bağlantılar(1994) 6
2.2 Küçültülmüş Kesitli Bağlantıların Geçmişteki Araştırmalarının Değerlendirmesi 9
2.3 Gövde Kesiminin Öncelikli Olma Nedeni 12
2.4 Bağlantıların Davranışları 13
2.5 Bağlantıların Esneklik Kıyaslaması 14
2.6 Değişik Çeşitlerde Bağlantıların Davranış Kıyaslaması 15
2.7 Bağlantıların Sunulmuş Olan Modelleri 16
2.7.1 Doğrusal modeller(linear models) 17
2.7.2 Çift doğrusal model 17
2.8 Ibara-Kravinklez Modeli 18
2.8.1 İbara-kravinkelz modelinde push eğrisi 18
2.8.2 Ibar-kravinklez modelinin parametrelerinin fiziksel yorumu 19
2.9 Kırılganlık Eğrisinin Ve Teknik Edebiyatın Tarihçesi 23
2.10 Bağlantı Kırılganlığı Eğrisi 24
2.11 kırılganlık Eğrilerinin Çeşitleri Ve Gelişim Yöntemleri 27
2.11.1 Deneysel 29
2.11.2 Yargı temeline göre 29
2.11.3 Analitik yöntemi 30
2.11.4 Birleşimli yöntem 31
2.12 Sonuçlandırma 31
3 BİLGİSAYRLA MODELLEME VE ANALİZ **33**
3.1 Bu Tezde Küçültülmüş Gövdeli Bağlantıların Hasar Alma İnceleme Süreci 33
3.2 Döngüsel Yükleme Modeli 34
3.3 Modellenmiş Küçültülmüş Gövdeli Bağlantının Performans Noktalarını Belirleme Yöntemi 36
3.4 Seçilen Kayıtlar İçin Çerçeve Dinamiği Analizi 38

3.5 Deprem İçin Uygun Kayıtların Seçimi 38
3.6 Temel Modelleme 42
3.7 Malzemelerin Davranış Modeli 43
3.8 Modelleme 45
3.8.1 Model geometrisi 45
3.9 Modelin Ağlaşması 47
3.10 Push Over Eğrisi Çizimi 49
3.11 Döngüsel Yükleme Eğrisi ve Push Over Eğrisiyle Kıyaslaması 52
3.12 Küçültülmüş Gövdeli Bağlantının Performans Noktalarının Belirlenmesi . 53
3.13 Uzamanın Yırtılma Uzamasından Geçitine Göre Küçültülmüş Gövdeli Bağlantının Tahribi 53
3.14 Küçültülmüş Gövdeli Bağlantının Zaman Tarihçesinin Doğrusal Olmayan Analizi 54
3.15 Analiz Yapım Aşamaları(IDA) 55
3.16 Küçültülmüş Gövdeli Bağlantılı IDA Eğrisi Çizimi 55
3.17 Sonuçlandırma 56
4 KIRILGANLIK EĞRİSİNİN GELİŞTİRİLMESİ 59
4.1 Performansa Dayalı Deprem Mühendisliği Konusuna Giriş 59
4.2 Performans Düzeylerine Göre Hasar Alabilirliği Tespit Etme Çalışmalar Serisi: 62
4.3 Kırılganlık Eğrisini Çizme İşlemleri 62
4.4 Kırılma Eğrisi Ve Onun Gereksinimleri 63
4.4.1 Aritmetik ortalama tanımı, varyans ve standart kriterden sapma 63
4.4.2 Log-normal dağılım tanımı 66
4.5 Çalışma Konusu Olan Bağlantı Kırılması Eğrilerinin Çizimi 67
4.5.1 Kesintisiz kullanım performansı düzeyi için kırılma eğrisi çizimi 68
4.5.2 Can güvenliği performansı için kırılma eğrisi çizimi 68
4.5.3 Son performans düzeyi için kırılma eğrisi çizimi 69
4.5.4 Performans düzeyi için kırılganlık eğrisi karşılaştırması 70
4.6 Sonuç 71
5 SONUÇ VE ÖNERİLER 73
5.1 Kırılkanlık Eğrilerinin Karşılaştırılması 73
5.2 Bağlantının Fazla Yük Eğrisinin Diğer Bağlantılarla Karşılaştırması 74
5.3 Fazla Yük Eğrisi İle Döngüsel Yüklemenin Karşılaştırması 74
5.4 IDA Eğrilerinin Karşılaştırılması 74
5.5 Gelecekteki Çalışmalar İçin Öneriler 74
KAYNAKLAR 77
ÖZGEÇMİŞ 81

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 3.1:.Küçültülmüş gövdeli bağlantının performansının değerlendirme davranışının tanımı 37
Çizelge 3.2:. Seçili depremlerin haritalamalarının ivmesinin özellikleri 40

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1. Northridge depreminden önce Amerika birleşik devletlerinde yaygın bükme bağlantı(6) 7
Şekil 2.2.Northridge depreminden sonra iyileştirilmiş bağlantılardan örnekler(12) .. 8
Şekil 2.3.Gövde azalmasıyla sunulan modelin gösterimi(50) 11
Şekil 2.4. Bağlantının kolondaki H güçden kaynaklanan devirsel şekil değişimi (18) 13
Şekil 2.5. Çeşitli bağlantıların çapa-devir eğrisi..... 15
şekil 2.6 . Bağlantı davranışında bağlantı türünün etkisi(48) 16
Şekil 2.7. Çift doğrusal model(41)..... 18
Şekil 2.8.Ibara-Keravinkelz modelinde moment-dönme push eğrisi..... 19
Şeil 2.9.Kirişin kolona bağlantısı,bağlantı bölgelerinin tanımı ve plastik şekil değişiminin gelişimi(44) 20
Şekil 2.10.Moment-dönme eğrisinde bağlantıda ve ilgili bölgesinde kirişin elastik davranışı 21
Şekil 2.11.Moment-dönme eğrisinde teslim bölgesinden önceki bölüm..... 22
Şekil 2.12.Kesitin moment teslim altında bulunduğu durum 22
Şekil 2.13.Teslim noktasından sonra doruk noktasına kadar ki durum 23
Şekil 2.14.Bağlantının performansının kesin ve olasılıklı değerlendirmesindeki fark A)Olasılıklı B)Kesin 25
Şekil 2.15.Kırılganlık eğrisinin genel formu 26
Şekil 3.1.SAC (FEMA 355D, 2000) araştırmalarda standart döngüsel yükleme modeli..... 35
Şekil 3.2.Çapa-devir eğrisi çizimi için modele uygulanan yük diyagramı 35
Şekil 3.3.AISC 341(2010) göre ara katın sürüklenme açısını hesaplama yöntemi FEMA350\351(2000)..... 36
Şekil 3.4.Tam oynamaz bir küçültülmüş gövdeli bağlantının çapa-kaçış açısı ilişkisi(12)..... 38
Şekil 3.5.Kullanılan depremlerin yanıtının spektrumu 5% azalmayla PGA=1g için 42
Şekil 3.6.Çelik malzemelerin gerçek gerilim uzama diyagramı(25). 45
Şekil 3.7.Kiriş ve kolonların kesitleri 45
Şekil 3.8.Bu araştırmada incelenen yarı sabit küçültülmüş gövdeli bağlantı 46
Şeli 3.9.İncelenen yarı sabit küçültülmüş gövdeli bağlantıdan A-A kesiti 46
Şekil 3.10.İncelenen yarı sabit küçültülmüş gövdeli bağlantıdan B-B kesiti 47
Şekil 3.11.Kiriş elemanının hasır çelik yapılması 47
Şekil 3.12.Kolon elemanının hasır çelik yapılması 48
Şekil 3.13.Modelin genel hasır çelik yapılması..... 48
Şekil 3.14.RBS bağlantısının kesit gösterimi 49
Şekil 3.15.RBS bağlantıda oluşan gerilimlerin gösterimi..... 50

Şekil 3.16.Küçültülmüş gövdeli bağlantıda oluşan gerilimlerin gösterimi..... 50
Şekil 3.17.RBS bağlantı modelinin push over eğrilerinin küçültülmüş gövdeli ve basit bağlantıyla kıyaslaması..... 51
Şekil 3.18.Küçültülmüş gövdeli bağlantı modelinin genel görünümü ve kesim tarihçesinin uygulama yeri 51
Şekil 3.19.Çapa-devir ve küçültülmüş gövdeli bağlantının push over histerzis eğris 52
Şekil 3.20. Resim-Küçültülmüş gövdeli bağlantının IDA eğrisi 56
Şekil 4.1 .Yapı performans odaklı genel inceleme süreci..... 62
Şekil 4.2.Performans düzeylerine göre hasar alabilirliği tespit etme..... 62
Şekil 4.3. Regresyon ve zaman tarihçesi analizi kullanılarak bağlantı kırılganlık eğrilerinin çizim işlemi..... 63
Şekil 4.4.Log-normal değişken olasılık yoğunluk fonksiyonu 67
Şekil 4.5. Kesintisiz kullanım performansı için bağlantı kırılganlık eğrisi 68
Şekil 4.7.Son performans düzeyi için bağlantı kırılganlık eğrisi..... 69
Şekil 4.8. Çeşitli performans düzeyleri için, bağlantı kırılganlık eğrisi 70

KİRİŞ GÖVDESİNİN ZAYIFLATILMASINA BAĞLI OLARAKBAĞLANTILARIN KAPASİTE VE VERİM İNCELEMESİÖZET

ÖZET

1994 yılında Northridge depreminin meydana gelmesinin ardından yapılan araştırma çalışmaları sonucunda yapı kapasite ve mukavemetini iyileştirme ve optimizasyonuna yönelik farklı bağlantı çeşitleri incelenip sunulmuştur. Gövde ya da kanat genişliklerini azaltmak bu bağlantılar arasında yer alan buluşlardandı. RBS bağlantılarında kirişin kesit alanını kolona yakın bölgesinde, bölgesel olarak azaltarak gerilmenin bağlantı noktasında yoğunlaşması önlenmektedir. Böylece plastik mafsalın oluşacağı nokta, bağlantı noktasından kirişin kolona yakın olan kesitine geçecektir. Yapılan bu araştırmada RBS bağlantılarından bir çeşidi optimum duruma ulaşmak amacıyla kirişin bölgesel olarak gövde kesitinin azaltılması parametrik olarak sonlu elemanlar incelemesine tabi tutulacaktır. Bu durumda kolon kenarından çok az bir mesafede, kirişin kesitinde bölgesel olarak ve kirişin eğilme kapasitesini o bölgede azaltmak amacıyla gövdede oluklar oluşturulur. Bu işlemle plastik mafsal, kiriş ve kolonun bağlantı noktasına uzak bir noktada ve kirişin kendisinde oluşacaktır. Böylece, bağlantıda ve kiriş kanatı ile kolon kaynağının kırılması engellenir. Bu araştırma çalışmasının amacı; kesit alanı azaltılmış yeni bir bağlantı (düğüm) noktası şeklinin parametrik olarak analitik incelemesidir. Bu bağlantının detayı; gövde kesitinde bir oluk oluşturulmuş kiriş şeklindedir. Bu yeni durumun kiriş kanatında kesit azalmasına göre avantajı; kesitin daha iyi bir plastik duruma sahip olmasıdır ve böylece daha sıkıştırılmış bir hal alacaktır. Böylelikle, kirişin dikkate değer burulma sertliğinden dolayı kesit yanal burulmaya karşı daha fazla direnç gösterecektir. Yapılan bu çalışmada; bu bağlantının avantaj ve dezavantajları, gidiş gelişli, vibrasyonlu ve statik yüklemelere karşı davranışı incelenecektir. Bu amaçla, kirişte bağlantı noktası oluşturmak amacıyla yerel kesim parametreleri adım adım değiştirilecek ve bağlantı noktasının bağlantıda oluşturulan kesim kayıtlarının değişimiyle sergilediği performans değişimi grafikler şeklinde sunulup değerlendirilecektir.

Bu amaçla ilk olarak özel çelikten imal edilmiş orta yüksekliğe sahip bükme çerçeveli bir yapı, zaman tarihçesi analizinin belirli kayıtlarındaki ivme bileşeni kullanılmıştır. Sonra da bina yapısındaki çerçevede performans için uygun bir temsilci olan (bağlantı noktası ve ona bağlı olan kiriş ve kolonun yarısı) bu çerçevenin bağlantılarının laboratuvar kurulumu ABAQUS yazılımında modellenmiş ve zaman tarihçesi analizi ile bağlantının bulunduğu çerçeve katında kesim için analiz edilmiştir. Ayrıca, bu bağlantının fazla yük ve döngüsel yükleme eğrileri bağlantının performansını belirlemek amacıyla tespit edilmiştir.

Önce uygun kriterlerle bağlantı noktasının hasarına göre bağlantı performansı belirlenmiş ve sonra kırılma eğrileri bağlantı için belirlenen bu performansa göre çizilmiştir. Burulma momenti ve lineer olmayan statik ve dairesel yüklenme analizi sonucunda elde edilen halkalı yükleme eğrileri ile karşılaştırılmıştır. İncelenen bu

bağlantı şeklinde; plastik mafsalın yüksek şekillenme kabiliyetiyle bağlantı noktasından uzaklaştırmasında, yüksek enerji harcanması ve mukavemette iyi bir davranış gözlemlenmiştir.

Anahtar kelimeler: *RBS , Northridge deprem , Bükme çerçeve , Plastik mafsal , Yüksek enerji harcanma*

EVALUATION OF REDUCTION IN WEB OF BEAMS ON PERFORMANCE AND CAPACITY OF THEIR CONNECTIONS TO COLUMNS

ABSTRACT

Following the Northridge Earthquake (1994) and subsequent extensive research, various types of connections were examined so as to optimize their capacities and strengths. One of the results of these investigations was invention of reduced web/flange section connections. In reduced beam section (RBS) connections a local decrease in the beam section near the column reduces concentration of stress on the connection. As a result, the point of formation of the plastic joint is moved from the connection to a beam section near the column. In the present research, a finite element parametric analysis was carried out on a type of RBS connection with a locally reduced web section. In this state, shears are created locally on the web at a very slight distance from the column side on the beam section to reduce the beam's bending capacity at the site. Consequently, a plastic joint is created inside the beam away from the beam column connection and failure at the connection and the welded beam-column flange is prevented. The objective of the present research was to conduct a parametric analysis on a new type of reduced connection. This connection is in the form of a beam with shears on its web. One of the advantages of this new form as compared to the reduced beam flange form is that it increases plasticity of the section and its compression. In this state, due to the considerable torsional stiffness of the beam, the section shows more resistance to torsional lateral buckling. In this investigation, the advantages and disadvantages of this connection as well as its behavior under reciprocating, seismic, and statistic loadings were examined. To this end, step-wise changes were made to the local shearing parameters of the beam to create the connection. The variation in the connection performance caused by variations in the shearing records applied to the connection was also depicted by diagrams and assessed. For this purpose, first a mid-rise structure with a special steel moment frame and characteristic acceleration of the records was exposed to time history analysis. Afterwards, the laboratory setup of the frame connections, which properly represents their performance in a building frame (i.e. the connection site and half of the beam and column connected to it) was modeled in ABAQUS and was analyzed through a time history analysis of the shearing in the frame floor holding the connection. In addition, the capacity curve and cyclic loading curve for this connection were prepared to determine the connection's performance levels.

First, the performance levels of the connection were determined using a proper criterion with regard to connection failure. Afterwards, failure curves were obtained based on the performance levels determined for the connection. The resulting failure curves were compared to the connection's rotation moment curve and cyclic loading curve, which were obtained under nonlinear static loading and cyclic loading. The connection under study demonstrated satisfactory performance in keeping the plastic joint away from the connection, and it also showed high levels of ductility, high energy loss, and satisfactory strength.

Keywords:*RBS , Northridge Earthquake , Buıldıng frame , plastic joint , Hıgh energy spend*

1 GİRİŞ

Northridge depreminin gerçekleşmesiyle(1994),genişçaplı araştırmaların akabininde, depreme karşı dayanıklı çeşitli yapı sistemleri için düzenlemeler ve standartlar sunuldu. Ve çelik bir yapıda bağlantıların performansının net incelenmesinin özel bir öneme sahip olduğu belli oldu.

Ve çelik yapılarda bağlantıların tasarımı ve uygulamasında dikkatsizlik,sadece bağlantının kendisinde bozukluğua neden olmayıp yapı elemanları ve sonuç itibariyle tüm yapıya tahrib edici etkilere yol açacaktır. Mevcüt bilgilere göre,çelik yapılardaki tahriplerin çoğu,bağlantıların performans zayıflığından dolayı bildirilmiştir[1].

Bir yapının yük alan ana ünsürlerinin tasarımı, elemana uygulanan çekim,basınç,bükme,kesim ve dönme ve ya bunların birleşmiş gibi çeşitli yüklemeler etkisinde Yapıların mekanik biliminde mevcüt teorik formüller ve itibar sahibi mercilerde güvenlik ve ekonomik esaslar dikkate alınarak tasarım düzenlemeler tarafından beyan edilen iletişimler ve kriterleri kullanarak,sunulmuştur.

Bir yapıya ulaşmak için kirişler ve kolonlar gibi ana elemanlarının tüm performanslarıyla istenen verimi sağlayabilmeleri için uygun bir şekilde bir birine bağlı olmaları gerekiyor Başka bir deyişle bağlantılar,güçleri,yapının bir elemandan diğer elemana ve ya arkalığa aktarma görevini yaparlar.

Yapıların mekanik biliminin teorik formüllerine dayalı olan tasarım düzenlemeler tarafından sunulan iletişimler yardımıyla yapıların ana elemanlarının tasarım esasının düzenlemesi,nerdeyse hiçbir komplikasyon ve sorun olmadan mümkündür. Ancak bir yapının bağlantı davranışının analizi genellikle özel karmaşıklıklara sahip ki bunlar sadece teorik ilişkilerle beyanı mümkün olmyor ve davranışın doğruluğundan emin olmak için deneysel testlerin yapılması gerekiyor[1].

1.1 Araştırma Yapma Gereksinimi

Bağlantının yapı davranışını doğru anlamak ve onun tarafından aktarılan gücün yönteminden uygun bilinç sahibi olmak, güvenli ve ekonomik bir bağlantı tasarımı

için gereklidir. Çelik yapıda bir bağlantının tasarımında, gücün doğru aktarımından emin olmakla beraber, onun pratik olup ve imkanlara göre yapım imkanının bulunduğuna dikkat edilmelidir[1].

Bağlantılar, kolona güçlerin aktarımındaki aracı halka olarak,bükme çerçevelerde önemli bir role sahipler. Önceden de deyindiğimiz üzere bükme çerçevenin yan şeklinin değişimi sırasında kirişin kolona karşı açı değişimini önleyen, bağlantının sertliğidir. Northridge depreminden önce mühendislerin çoğu çelik bükme çerçeve yapılarını depreme karşı hasar almaz diye düşünüyorlardı ve oluşan muhtemel hasarı da bağlantılar ve elemanların şekil alma tesliminden biliyorlardı. Bu yıllarda birçok bina çeşitli kullanıma sahip çelik bükme çerçeve sistemiyle yapıldı. 17 Ocak 1994 yılında,Northridge depreminin gerçekleşmesiyle bu tahminler sorgulandı. Bu depremin akabininde bir kaç binada bağlantılarda kırılma davranışı görüldü,ondan daha ilginç olan konu bu binaların bazıları orta büyüklükte deprem olan bölgelerde bulunmuşlardı.[2]

Bu olaydan sonra bükme çerçevelerde bağlantılar üzerine geniş incelemeler gerçekleşti,bu araştırmaların sonucu sonraki yıllarda tasarım ve uygulama düzenlemeleri olarak sunuldu. Bu konuda en geniş araştırmalar,(SAC birleştirilmiş komitesi) (SAC Joint Venture)tarafından yapıldı ve onun sonuçları FEMA 350-355 de yayınlandı[2].(Federal Emergency Management Agency (FEMA))

Northridge depreminden sonra, bükme bağlantıların sismik tasarımındaki yaygın felsefe,bağlantı bölümünde doğrusal olmayan davranışın önlenmesidir. Bağlantı bölümünden kasdımız,bağlantı düğümünün yanındaki kiriş ve kolon ve levhaların bir bölümüdür kiriş ve kolon arasındaki güç aktarımında ana role sahiptir. Bu sebeple kolon yüzündeki maksimum çapa ve kirişin muhtemel kesimi hesaplanıp ve bağlantının tasarım güçleri olarak kullanılmaktadır. (kapasite yöntemiyle) ünlü olan bu yöntemde, bağlantının plastik eklemin kirişte gerçekleşmesine kadar elastik davranışı kapsamında kalacağı tahmin edilmektedir[2].

Bükme çerçevelerde kullanılan kiriş ve kolonların kesit çeşitliliği ve bazen uygulama kısıtlamalarının olması,daha çok incelemeyi ve bazı durumlarda yeni detaylara sahip bükme bağlantıların sunumunu gerektiriyor.

Bu alanda şimdiye kadar ulusrararası incelemeler yapılmıştır,değişik ülkelerde oldukça geniş araştırmalar yapılmıştır ki bazılarında o ülkenin uygulama kültürüne uygun olarak,bükme bağlantılar için yeni detaylar önerilmiştir.

küçültülmüş kesitte bağlantılar da bu incelemelerden biridir ki kirişin gövdesinde sinüs biçimli,oluklu ve oval kesimler ve ya akordiyon gövdeli kesitler gibi geniş yelpazede okumalar,bu incelemenin alt dizinlerindendir.

1.2 Tezin Konusu Ve Hedefi

Insan bilgisi deprem etkisinde olan yapı elemanları ve sistemlerin davranışı,binaların genel performansı ve inşaat yapıları hakkında geçen yıllarda gözde görülür gelişimlere elde etmiştir. Her halükarda eğer yapı deprem sırasında iyi bir performansa sahipse,bağlantıda kırılma oluşabilir ki sonunda hasar,yapı dışındaki elemanlara performans eksikliğinden dolayı ölüm ve direkt ve direkt olmayan ekonomik hasarlara neden olabilir. Bu yüzden deprem sırasında bağlantıların sismik davranışının tahmini,depreme karşı direnç için uygun çözüm yolu sunmak için gereklidir. Eğer biz yapıyı deprem sırasında eksiklik ve şekil değişimine maruz kalıp ama yıkılmaz bir şekilde tasarlarsak,bina sakinlerine yaralanma ve can kaybına uğramama imkanı verebileceğiz ki bunların olabilmesi için bağlantıların ve sismik davranışı performansının daha iyileştirilmesi ve direncini arttırmak gerekir[3].

Bu nedenle biz bu araştırmada bağlantının performansı ve verimi üzerinde gövdenin küçülmesi etkisini inceliyoruz.şimdiye kadar kanatta küçültmesi olan bağlantılar üzerinde geniş araştırmalar yapılmıştır ama kirişin çelik kolona bağlantılarının gövdesinde küçültmenin yararı incelenmemiştir.

Bu incelemede,kiriş gövdesinde ve kirişin kolona bağlantı yerinin yakınında yatay oluklar oluşumuyla,bağlantının performansını yükseltmeye ve bu gövde küçültmesinin şekil alma ve bağlantı kapasitesinin artışında ne büyük bir yardım ettiğini ve nasıl plastik eklem oluşum yerinin bağlantı kaynağının dışına aktarımıyla ,bağlantının kapasitesi ve verimini yükselttiğini göstermeye çaba sarfediyoruz.

1.3 Tez Yapısı

Bu tez beş bölümde düzenlenmiştir. Ikinci bölümde kesiti azalmış bağlantıların teknik edebiyat ve önceki araştırmalarının gözden geçirmişiz.

Bu bölümde çeşitli yöntemlerde moddelleme konusunda yapılan önceki incelemeler,ve azaltılmış kesitte bağlantıların davranışlarının incelenmesi sunulmuştur. Ayrıca kırılganlık eğrileri,çeşitli eğriler ve temin yöntemleri konusunda bir gözden geçirme yapılmıştır. yazılım tanıtımı içeren Bağlantıların Model yapımı ve sismik analizi,üçüncü bölümde değerlendirilir. Dördüncü bölümde tezde inceleme konusu olan bağlantı davranışının gövde de azalmayla konu okuması ve incelemesini yapıyoruz. Üçüncü bölümde sunulan konular,bu bölümde incelenen konunun bağlantı konusunda kullanılmıştır ve sonuçlar çoğaltıcı yük eğrisi,dönel yükleme eğrisi ve en önemlisi kırılganlık eğrisi olarak sunulmaktadır. Son olarak beşinci bölümde gelecekteki işler için sonuçlandırma ve önerilerin sunumu yapılmıştır.

2 BAĞLANTILARIN KISA TARİHCESİ

1994 senesindeki Northridge ve 1995 kobe depremi,çelik bükme çerçevelerin düğümlü bağlantıların kiriş kanadının kolona kaynaklanma bölümünde gevrek kırılmayı tecrübe etmelerine ve bağlantı ve çerçevenin zayıf performansına neden oluyor ki bunun nedeni,kritik bölgesindeki plastik eklem oluşumudur. Bu doğrultuda,araştırmacılar tarafından kolonun yanından plastik eklem yerinin uzaklaştırılması için çözüm yolları önerildi. Ve bunlardan RBS olarak tanınan,kiriş kesitinde küçültülmüş bağlantılara ve İranda kemikli olarak tanınan özel bir türüne deyinebiliriz. Bu bağlantılarda,bağlantının kritik bölgesinden belli bir mesafede kirişin kesit yüzeyi küçültülür böylelikle beklenen plastik eklemin kolonun yanından uzak bir yerde oluşup ve sigortaya benzer bir performansla bağlantının gevrek kırılmasını önlemiş olur.

Bükme çerçevelerin düğümlü bağlantıların plastik eklemlerini kolonun yanından uzaklaştırma ve onu kirişin bir bölgesine aktarım gereği Bağlantı bölgesindeki kaynakların gevrek kırılmasını önlemek amaçlı Bağlantı takviyesi ve ya kiriş kesitinin küçülmesi (RBS)ve zayıf kiriş-güçlü kolon ve ya bağlantı esası olan Iki stratejiyle gerçekleşir. Ilk yöntem,yan levhalarla bükme bağlantının takviyesi,kasla bükme bağlantının takviyesi,arka levhayla bükme bağlantının takviyesi,vidalı oynamayan bağlantı sonunda bulunan kalkanla,vidalı oynamayan bağlantı sonundaki sayfayla ve geri çekilmiş bükme bağlantılar ve örnekleri gibi çözüm yollarından yararlanmak Ki hepsi eklem oluşum yerini kolondan kirişe uzaklaştırma kabiliyetine sahip,ama aynı zamanda mimari açılar ve yüksek maliyetli uygulama gibi bazı sorunları beraberinde getirecektir.

RBS te kanat kesiti ve ya kesitin gövdesinin bir bölümü alınıyor böylelikle o bölgede kesitin moment-hareketsizlik miktarı azalarak ve RBS bölgesindeki gibi sigorta davranışı sağlayarak,plastik eklem oluşum yeri o bölgeye aktarılıyor ve bağlantı kaynağında kırılma oluşumu önleniyor. Bu işlem kendisi çeşitli yöntemlerle uygulanabilir, Ki bunlardan çeşitli yöntemlerle kanat kesitinin azalması,gövde yüksekliğinin azalması ve ya kirişin gövdesinde boşluk oluşumuna deyinebiliriz. Bu

yöntemler yardımıyla RBS oluşumu da direnç azalması ve yan-bükme burkulması miktarının artışı gibi sorunları beraberinde getirebilir. Bu araştırmada bu bağlantıların tanıtımı ve incelemesi yapılmaktadır. Bu değişik çeşitlerdeki bağlantılar üzerinde yapılan incelemeler,kirişin plastik eklemin bağlantı kaynağı bölgesinden aktarımında,yüksek devir kapasiteleri ve şekil alma ve yüksek enerji cezbinde etkili olduklarını göstermektedir.

Bağlantılarda analizde ve çelik yapıların tasarımında esnekliğin göz önünde bulundurulması için onların davranışları tamamen tanınmalı ve onlar için uygun bir model göz önünde bulundurulmalıdır. Bu bölümde kirişin kolona bağlantılarının davranışı incelenip ve bu bağlantıların yapı davranışındaki etkisi dikkate alınır. bağlantı davranışını model yapmak ve analize getirmek için kullanılabilen Eğri uydurma(Curve Fitting) yönemiyle elde edilen bir kaç deneysel denklem,açıklanıyor[4]. Sonra çeşitli bağlantıların kırılganlık eğrisi incelenip ve kıyaslanır,kırılganlık eğrileri yararlı ve etkili araçlardır ki davranış ve muhtemel hasar miktarının tahmini için kullanılır. Bu eğriler,hasar ve ya değişik yapıların davranışını,depremin parametrelerinin bir fonksiyonu olarak hesaplar[5].

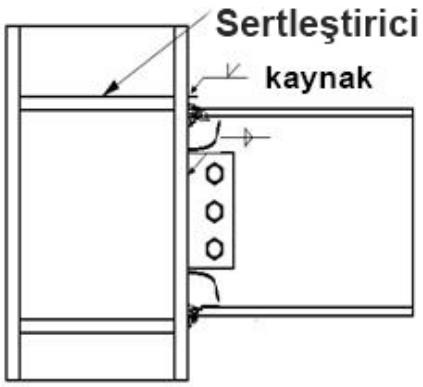
2.1 Bağlantıların Evrim Aşamaları

2.1.1 Amerika Birleşik Devletlerinde Northridge den Önce Yaygın Bükme Bağlantılar(1994)

İkinci dünya savaşından önce,yapı bileşenleri arasında bağlantı sağlamanın en ana araçı,perçindi ve tasarımcılar genellikle bu bağlantının yan yüklerin altında,tamamen düğümlü bir bağlantı olduğunu düşünürlerdi. O zamanda hala haddelenmiş kesitlerin kullanımı yaygın değildi ve kirişler ve kolonların çoğu levha kirişi hallinde yapılıyordu. İkinci dünya savaşı boyunca kaynaklama işlemi kullanımı özellikle gemi yapımı sektöründe göz önünde bulunduruldu. Gerçi ilk başta kaynaklamalar başarılı değillerdi ama zamanla mühendisler tasarım ve yapım ve kaynak malzemelerinin düzeltilmesiyle bu sorunu çözebildiler.[6]

Kirişin kolona bükme bağlantılarında Kaynaklama kullanımı miladi yılının altmışıncı onyılının sonunda Olmaktadır. Gerçi bu bağlantıların değişik çeşitleri vardı ama genellikle fabrikada kaynaklanan ve de yerinde bilyalı vida kullanılarak kirişi kolona bağlayan kaplama levhalarını(alikobant)içeriyorlardı. Biraz sonra yerinde

kaynaklama tekniğinden kullanmak mühendislerin ilgisini çekti. Lihigh(Lehigh University) ve Berkeley(Berkeley University) üniversitelerinde yapılan araştırmalara göre,kaynaklama için bazı kriterler ve bileşik levhalarının(Continuity Plate) kullanımı için bazı tavsiyeler sunuldu ve kirişin kolona oynamaz bağlantısı için belirli detaylar tanıtıldı[6]. Bu bağlantının bir örneği,kaynaklanan kanat ve dönel gövde(Welded Flange-Bolted Web Connection) başlığıyla 2.1 şekilde gösterilmiştir.



Şekil 2.1. Northridge depreminden önce Amerika birleşik devletlerinde yaygın bükme bağlantı[6]

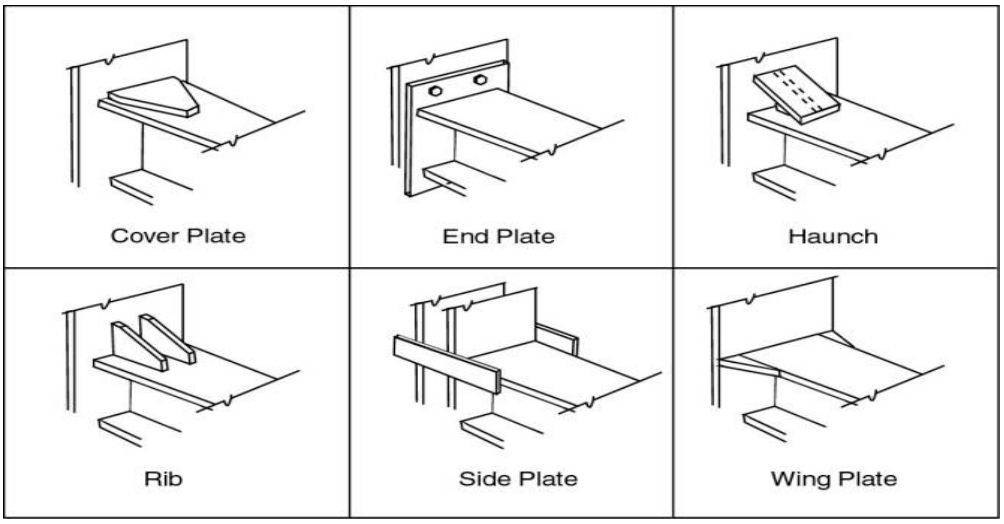
Bu resimde görüldüğü gibi kirişlerin kanatlarının kolona bağlanması,tamamen nufüz eden kaynakla ve kiriş gövdesinin kolona bağlanması gövde köşe benti ve vidayla yapılır. Northridge depreminden önce yaygın bükme bağlantılar üzerine bazı laboratuar incelemeleri yapıldı. Bu incelemelerde bağlantının panel bölgesinin doğrusal olmayan davranışı oluşumu(Panel Zone) imkanı,aralıksız levhaların kullanım gereksinimi ve kirişe gövde kesimi bağlantısında vida yerine kaynak kullanımı,incelendi. Gerçi incelemelerin çoğunda bazı kaynaklarda gevrek kırılma görülmüştü ama yalnızca kaynaklama ve şantiye net gözetmenliği konusunda uzman iş ekibinin işe alınması gereksinimi tavsiye edildi[7]. Depremin oluşması ve çelik bükme çerçevelerde geniş hasarların görülmesiyle incelemelerde yeni bir devir başlandı. Hasar gören bir çok binanın üzerinde yapılan incelemeler,en çok hasarın kirişin alt kanat bölgesinde oluştuğu görüldü.[8] Bu konunun nedeni kanatın eninde(kirişin alt kanadını kolona bağlamak için) gövde ve kirişin rahatsızlığına göre kesintisiz kaynaklama imkanının olmamasıdır.[9] Tabi kirişin alt kanadının kolona kaynağında görünen çatlaklar,yayılma şekli açısından,değişik çeşitlere sahip.[10] Adı geçen konuların yanı sıra kiriş gövdesinin civatalanmış bölümde yırtılması,gövde

bağlantısının vidalarının kırılması,kolon kanadının bölgesel burkulması(Local Buckling) gibi hasarlar da bu incelemede görüldü(8). FEMA 274,Northridge depreminden sonra çelik bükme çerçevelerdeki bağlantılara gelen hasarları aşağıdaki gibi gruplandırmıştır[11]:

Kaynaklara gelen hasarlar:

- Ana kirişlere gelen hasarlar(Girder)
- Kolonlara gelen hasarlar
- Panel bölgesine gelen hasarlar
- Gövde kesim alan levhasına gelen hasarlar

Northridge depreminden oluşan hasarları görmek,mühendisleri depremden etkilenmeyen konular için adı geçen bağlantı davranışınının iyileştirilmesi için bazı yöntemler sunmaya yöneltti. Bu konuda sunulan detaylardan bir kaçı 2.2 şekilde gösterilmiştir:



Şekil 2.2. Northridge depreminden sonra iyileştirilmiş bağlantılardan örnekler[12]

Sunulan yöntemlerin çoğu bağlantının bağlantı bölgesinin takviyesi doğrultusunda daha iyi olması için olmuştur, Buna rağmen bazı durumlarda da kiriş zayıflama tekniğini(Reduced Beam Section (RBS)) kullanma imkanı,plastik eklem oluşma yerinde kanatın bir bölümünü alarak,incelenmiştir. Kiriş kesitinin küçülmesyile aslında bağlantı için bir yapısal sigorta(Structural Fuse) tanımlanıyor ve son olarak kirişin yan sertliğinde her hangi bir azalma olmadan,kirişin kanadından bağlantıya aktarılan güç miktarı kısıtlanıyor.bu yöntemin diğer avantajları aşağıdakilerden ibarettir[12]:

- Panel bölgesinde kesim gücü azalır.
- Birleşme levhalarında güç talebi azalır.
- Zayıf kiriş güçlü kolon şartı iknası daha rahat gerçekleşir.

Anılan avantajlara rağmen,yapılan incelemeler,RBS yöntemiyle iyileştirilen bağlantıların sadece yüksek dirence sahip kaynakların kullanımı durumunda kısmen kabul edilebilir performansa sahip olduklarını göstermektedir. [13] Onun yerine kirişin alt kanadının altındaki Kemer ayağının ve bağlantı sırasında kaynaklanmasıyla takviye olan bağlantılar daha iyi bir performansa sahipler.Gerçi bu takviye edilmiş bağlantı RBS bağlantısına göre daha büyük çapalarla karşı karşıya ama takviye edilmiş bölümün plastik eklem oluşumu sırasında,esnek bölgede kaldığı için kirişin kanadının kolona tam nüfuzunun kaynağındaki gerilme talebi azalır.[13,14].

2.2 Küçültülmüş Kesitli Bağlantıların Geçmişteki Araştırmalarının Değerlendirmesi

Küçültülmüş kesitte bükme bağlantılı kiriş,Northridge depreminden sonra bağlantılar arasında en karlı ve en pratik onaylanmış bağlantılardan biridir. Bu kavrama göre kirişin kolon yüzeyi yanındaki bükme direnci,diğer bölgelere kıyas kiriş kesitinin küçültülmesiyle azalır.Ve bu konu küçültülmüş bölgede bir plastik eklemin oluşmasına neden olur. Plastik eklemin yeri,kaynağın kırımı için müsaitliği kaynak kırımını kirişin kolona tam nüfuzunu azaltır ve sonuç itibariyle bağlantının elastik olmayan şekil değişimi kapasitesi artar. Bir çeşit yaygın RBS çapa bağlantısı,kanadı kazıyarak oluşuyor ki kemik bağlantısı olarak meşhurdur. Bu tür bağlantı ilk kez bir araştırma projesi esnasında oluştu. Bu proje arbed şirketinin mali desteği altında(arbed yeri lukzamburgta çelik üreten bir firmadır)plomir görüşüne göre[15]yapılarda enerji kaybı bölgesi oluşumu amaçlı oluştu. Gerçi SAC programları zamanına kadar çelik bükme çerçeve yapılarında deprem tehlikesini azaltmak için bu bağlantı çok kullanılmadı. SAC test sonucu Northridge depreminden sonra yapılan yaklaşık 45 iyi RBS bağlantıyı rapor etti [16]. Bu testlerdeki ana değişken,kanadın kesim yöntemi(direkt kesim,konik kesim ve ya radyal kesim),kolon ve kiriş kalınlığı ve ayrıca kirişin gövde bağlantılarıdır. Elde edilen sonuçlara göre radyal kesimli bağlantılar,daha iyi ibr davranışı sergiliyorlar. Bağlantının davranışı kiriş genişliğine bağlıdır ve kaynakla ve ya vida ve civatayla

kiriş gövdesi bağlantılarında bir fark yok. SAC nin Ikinci aşama programı küçültülmüş kesitte kiriş bağlantılarının performansının yükselmesi ve ekonomi maliyetlerinin azalması için büyük çapta 17 testi içerecek şekilde tasarlandı[16].Bu testlerin en ana getirisi kanat ve kanat gövdesinin bölgesel burkulması ve yan burulma burkulması gibi kirişin istikrar incelemesiyle ilgilidir. Bu tarz istikrarsızlıklar,bağlantı direncinin daha büyük dönüşler için kötüleşmesine neden oluyor. SAC programının yani sıra diğer araştırmalar da RBS bağlantıları hakkında yapıldı. Chee ve yang ve meslektaşları[17,18],RBS bağlantılarının devresel davranışini geniş kanatlı kolon kesitiyle yaptılar ve bir devresel sismik tasarım önerdiler. Benzer bir araştırmada birleşimli kompozit zemin döşeme etkisiyle ilgili geniş kanatlı kolonlarla RBS bağlantıların sismik davranışı Jang ve rikelz tarafından yapıldı[19,20]. Lee ve meslektaşları bağlantı kaynağı direnci ve kiriş gövdesinin bağlantı yöntemnin RBS bağlantısı sismik performansında olan etkisini geniş çaplı olarak incelediler[21]. Araştırmalarının sonucu vida ve civatayla yapılan bağlantıların kaynakla yapılmış bağlantılardan daha zayıf olduklarını gösteriyordu ve bunun yardımıyla plastik eklemin dönel kapasitesini arttıran Bir bağlantı kaynağı dengesine ulaşma kriteri önerildi. Nakaşima ve meslektaşları analitik ve rakamsal bir şekilde,yan dönme kalıcısızlığını ve devresel yükleme esnasında geniş kanatla çelik kirişlerin yan askılama etkilerini incelediler.[22] Bunların yanı sıra Yang ve fan küçültülmüş kiriş kesitiyle çelik bükme bağlantıların devresel istikrarsızlığı hakkında statistik bir inceleme yaptılar[23]. Shen ve meslektaşları[24]kitjasatinfan ve meslekaşları[25] ve jane wall tavil[26]RBS bağlantıları içeren çelik dayanıklı bükme çerçevelerin sismik performansı ile ilgili bir kaç analitik inceleme daha yaptılar. Tüm bu incelemelerin sonuçları,RBS çerçevelerinin deprem tehlikesi yüksek bölgelerde tamamen karlı olup ve uygun sismik performansa sahip olabileceklerini gösterdi.

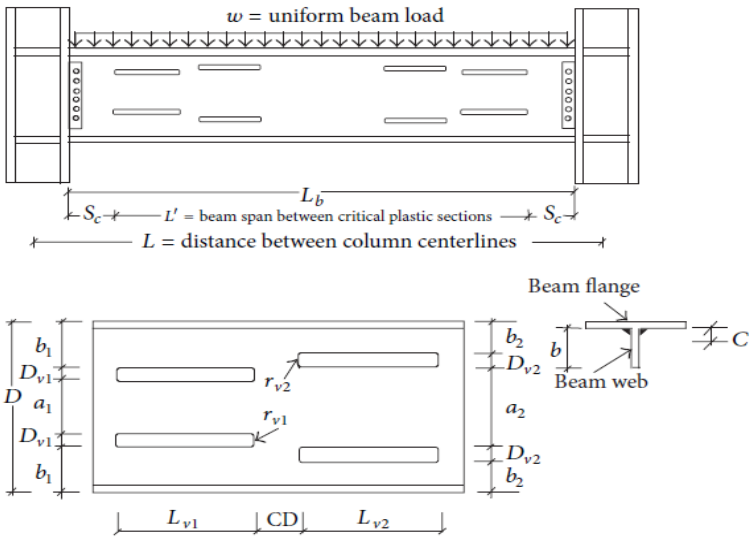
Kemikli bağlantıların yanı sıra,RBS bağlantıları için azalma için az sayıda konular önerilmiştir:

1-kiriş kanadında kirişin bükme çapası kapasitesinde kanadın katılımının azalması için bir kaç deliğin oluşumu[1,27].

2-bükme çapasında gövde katılım miktarını azaltmak için kirişin gövdesinde büyük deliklerin oluşumu, Bu ayrıntılı öneriyi küçültülmüş kiriş gövdesi bağlantısı olarak adlandırmışlar[28].

3-kanatların mesafesinin azalması için kısıtlı bir bölgede kirişin gövdesinin kalınlığını azaltmak ki neticesinde kirişin bükme direnci azalır.[29].

Yukarıdaki yaratıcı bağlantıların yanı sıra bu araştırmada bükmeye dirençli çelik çerçeveler için başka bir bağlantı sunulmuştur. Bu bağlantıda kiriş kesitinin küçülmesi için düz kiriş gövdesi yerine kirişin kolona bağlantısının yanında kirişin plastik eklemi için ilgili yerde dalgalı levhalar,kullanıldı. Burada geniş kiriş gövdeli plastik bir eklem(elastik eklem)ve AISC de mevcüt maddelere göre beklenen davranışlara göre,bağlantı için tasarlanmış bir prose önerildi[30]. Bunun yanı sıra tanınan iki numüne hakkında sismik davranışlar ve bu yeni bağlantının devresel yanıtları hakkında incelenme yapılması için bir test programı yapıldı. Bu doğrultuda,bu bağlantının performansı ve sismik davranışları hakkında derin görüşü ısbatlansın diye bu bağlantı analiz olarak incelendi. Ama bağlantı üzerine gövde küçülmesiyle gerçekleşen en önemli araştırma,2013 yılında Sepanta Naimi,Murat Kelikag ve Emir Hidayet tarafından yapıldı ki tez modelinin bağlantı tasarımı da onların laboratuar modelinden ilham almıştır. Bu incelemede onlar Northridge den önce bağlantıların şekil alma artışı üzerinde kiriş gövdesindeki kesimleri eklemeyle çalıştılar. Öyle ki Northridge den önce bağlantıyla kolonlara iki taraftan bağlanan kirişin gövdesinde,resimdeki gibi yatay oluklar oluşturdular ve bağlantının şekil alma artışını incelediler.



Şekil 2.3.Gövde azalmasıyla sunulan modelin gösterimi[31]

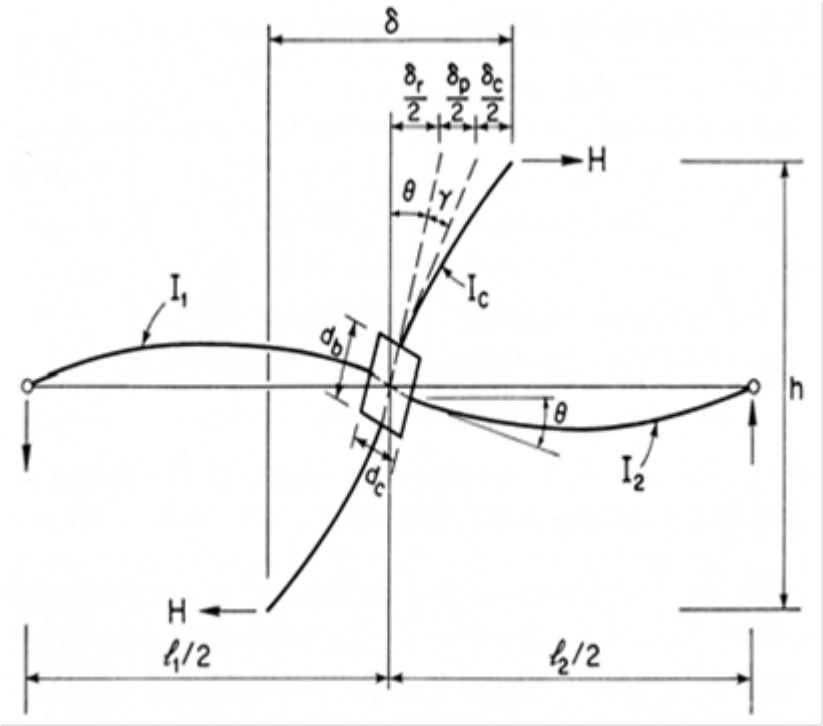
2.3 Gövde Kesiminin Öncelikli Olma Nedeni

Northridge depreminde hasar gören yapıların incelenmesi,bu depremden önce uygulanan çelik çerçevelerin bağlantıları şekil alma ve enerji kaybı açısından uygun performansa sahip olmadığını gösterdi Ve moment bağlantısında çeşitli gevrek kırılmalar kirişin kolona düğümünde görüldü. Sonuç itibariyle kriz kesitinin kiriş ve kolonun ortak yüzeyinden uzaklaşması için yapılan geniş çaplı incelemeler gerçekleştirildi. Bu doğrultuda ayırıcı temel sistemler ve ya tükenen ek donanım,bağlantının yapılandırmasında değişim vs gibi bazı uygulamaların kullanılması önerildi. Bağlantının yapılandırmasında değişim iki şekilde bağlantıyı takviye ederek ve ya kirişi zayıflatarak yapılır. Bağlantının takviyesi,eşarp şeklinde,üçgen şeklinde ve ya düz,dikey arka levha,boyuna levhalar,vidalı destekler ve yan levhalarla gerçekleşir. Yukarıdaki yöntemlerin çoğu,ekstra maliyetlerin oluşmasına,kolonların sismik taleplerinin yükselmesine ve kirişin kolona bağlanmasının zorlaşmasına neden olmaktadır. Diğer sorun,mevcüt yapılarda onların düşük verimidir. Küçültülmüş bağlantının anlamı, kolona olan bağlantısına az bir mesafede kirişin bükme kapasitesini bölgesel olarak kasten zayıflaması ki kendisi kirişin kolona bağlantısının sertliği ve direnci gözde görülür bir derecede azalmadan şekil alması ve plastik devirin artışına neden olur. Kiriş kesitinin zayıflaması,kiriş kanadının bir bölümünü eğri oluşumuyla keserek(ve ya diğer yaygın kesim formları),ve ya dairesel delikler oluşumuyla gövdenin bir bölümünü kesmek ve kirişin kanadını gövdeden ayırmak,boyuna dik dörtgen şeklinde oluk,gövdenin yüksekliğinde takoz ve ya yarı yuvarlak şeklinde oluğun oluşumu ve ya gövdede bir akardeon şeklinde bir alan oluşumuyla yapılabilir. Bağlantı bölümündeki ana sorun kiriş gövdesinin RBS kolonu kanadına kesimi ve kaynaklanması Bağlantının yan-dönme burkulmaya karşı olan direncinin azalmasından ibarettir ayrıca büyük mekan değişimlerinde yük dayanma kabiliyeti azalır. Yeni binalar için,RBS örnek olarak yukarı ve aşağı kanatlar için kesilir. Ama bu tür bağlantı,ilerleme için oldukça maliyetlidir(özellikle beton döşemeyle yapılan binalar için)çünkü kanatları 4 kenarını kesmek gerekir. Bu doğrultuda kirişin gövdesinde açılır benzer bağlantıların avantajlarına sahip olmanın yanı sıra,burkulmaya karşı yan direncin artmasına neden olup ve ayrıca mevcüt yapıların da iyileştirilme imkanını arttırıyor. Bu şekil değişiminin uygulamasının hafif formu,gövdede yuvarlak şekildeki boş alanın üstünlüğüne neen olmaktadır. Gövdede yuvarlak açılır bağlantı,kaynak ulaşım

deliğinden plastik eklemin uzaklaştırılmasında uygun bir performansa sahip olup ve onaylıdır ama zor kesim işlemlerine gerek var,ki tanıtılan formu kullanarak bu sorun çözülmüştür.

2.4 Bağlantıların Davranışları

Çelik yapılarda bağlantıların genel rolü,katlara gelen yüklerin kirişlerden kolona aktarımıdır. Genel durumda kirişlerden kolonlara bağlantılar tarafınan aktarılan güçler,eksen gücü,kesim gücü,bükme çapası ve dönme çapasıdır. Çelik çerçevelerde Kullanılan bir çok bağlantıda aksiyel ve kesimsel şekil değişimi,dönel şekil değişimine kıyas daha küçük olmasından Dolayı bu yüzden bu tür etkiler genellikle incelemede siliniyor[32]. Bu nedenle,normal çelik yapılarda pratik amaçlar için sadece bağlantıların dönel şekil değişimleri göz önünde bulunduruluyor. 2.4 şekilde de beli olduğu üzere bir bağlantıya M çapası uygulandığı zaman bağlantıda Θ devri oluşur Ki bu devir aslında kiriş ve kolon,arasındaki çapa uygulamadan önceki durumuna kıyas açı değişimin göstergesidir.[32]



Şekil 2.4. bağlantının kolondaki H güçden kaynaklanan devirsel şekil değişimi [40]

(1-2)(™r = story drift due to beam flexure, in

™c = story drift due to column flexure, in

™p = story drift due to panel zone shear deformations, in)

$$\delta_r = \frac{h^2\left(1-\frac{2d_c}{\ell_1+\ell_2}\right)}{6E\left(\frac{I_1}{\ell_1-d_c}+\frac{I_2}{\ell_2-d_c}\right)}V_{col}$$

(2-2)(V_{col} = column shear force, kip

h = story height (centerline dimension), in

l_1 and l_2 = beam spans (centerline dimensions), in

I_1 and I_2 = beam moment of inertia, in^4)

$$\delta_c = \frac{(h-d_b)^3}{12EI_c}V_{col}$$

(3-2)(I_c = column moment of inertia, in^4

d_b = depth of beam, in

d_c = depth of column, in

t_p = thickness of joint panel zone, in)

$$\delta_p = \frac{(h-d_b)\left(\frac{h}{d_b}-1\right)}{Gt_pd_c}V_{col}$$

2.5 Bağlantıların Esneklik Kıyaslaması

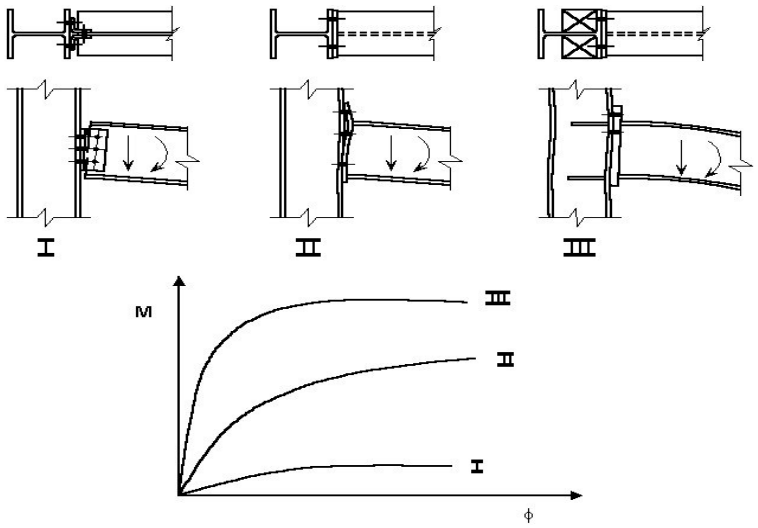
Değişik çeşitlerde bağlantıların esnekliğinin incelenmesi için bir çok testler yapılmıştır: Kirişin kolona çeşitli normal bağlantıları için elde edilen sonuçlar,2.5 şekilde gösterilmiştir.[32] 2.1 şekilde görüldüğü üzere,sadece gövde köşe bentli bir bağlantı,çok esnek bir bağlantıdır halbuki kalkan bağlantı yüksek sertlikte bir bağlantıyı göstermektedir. Bağlantıların doğrusal olmayan davranışı birkaç parametreden dolayıdır[32]. Bunların en önemlilerinden bir kaçı aşağıdaki gibidir:

1-bağlantı yapımında kullanılan malzemelerin süreksizliği

Bir bağlantı,vida ve inşaat profilleri gibi çeşitli bileşenlerden yapılır. Bu tarz inşaatta,bağlantı ilk gevşemeler ve ayrıca bağlantı bileşenlerinin birbirine göre hareket etmelerine neden olur.

2-bölgesel akış

Bağlantıyı oluşturan bileşenlerden bazı bölümlerinin bölgesel akışı,doğrusal olmayan davranışın ana etkenlerinden biridir.



Şekil 2.5. çeşitli bağlantıların çapa-devir eğrisi

3-delik ve kaynaklamadan oluşan gerilimlerin odaklanması

4- bağlantı yerinin yakınında kanatların ve ya kirişin gövdesi ve kolonun bölgesel burkulması

5-gelen yüklerin uygulaması etkisinde geometride uygulanan değişimler

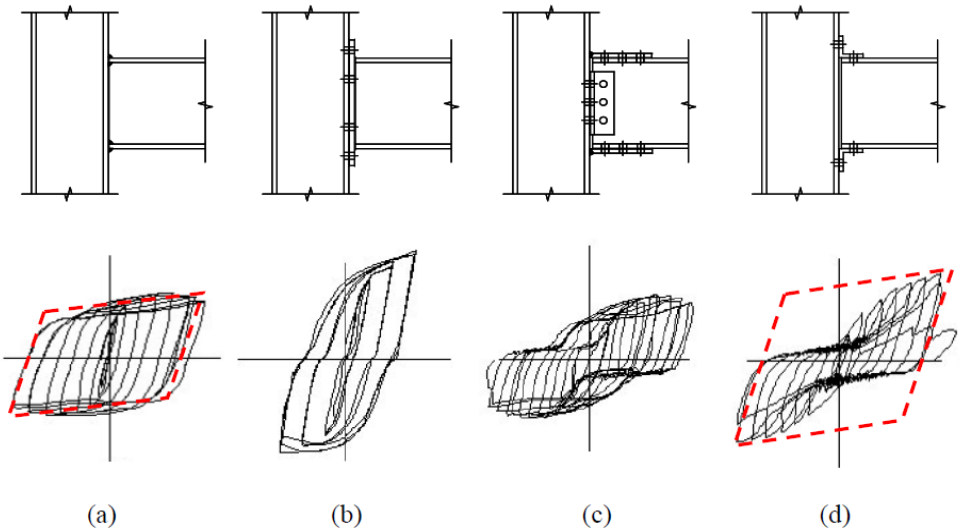
Bildiğimiz üzere çelik yapıların bağlantıları,çok şekillenebilirler Ve bağlantının yapısında önemli bir eksik ve sorun yoksa,hemen hemen güvenilir şekil alma özelliği olacaktır[32]. Bağlantıların şekil almaları,yapıların özellikle deprem güçleri karşısında tasarlanan yapıların nihayi kapasitesini belirten bir niteliktir.(4). Doğrusal bir tahmin yarı düğümlü bağlantıların davranış eğrisinin başından,çerçevelerin tasarımı için,servis yükleri altında kabul edilebilir ama nihayi direnç durumunda çerçevelerin tasarımı için kabul edilemez olabilir.

Bağlantıya bir çapa geldiği zaman,bağlantı kendi davranış eğrisine göre döner ,çapanın yönü değişmesi durumunda,bağlantı yükü alınmış olup ve yol eğrisi yaklaşık doğrusal olarak çapa-devir eğrisinin başlangıç ivmesiyle eşit bir ivmeyle yol kat eder.[32]

2.6 Değişik Çeşitlerde Bağlantıların Davranış Kıyaslaması

2.6 şekilde görüldüğü gibi değişik bağlantı çeşitleri,çerçeve davranışına etkili olan farklı özellikler sergiliyorlar. Bağlantının uygulama şekli ve onda kullanılan bileşenler,bağlantı davranışında etkili olan iki ana etkendir. Bağlantının çeşitli

yöntemleri,kaynak,cıvata,pim ve....tek başına ve ya birleşimli olarak kullanılabilir. Tüm kaynaklı bir bağlantı,analiz ve tasarımda geleneksel olarak tam bir düğümlü bağlantı sayılır. Uygulama şeklinin yanı sıra,köşe bağlantıda kullanılan bileşimler köşe bent,saç levha,kalkan da önem taşımaktadır. Her eleman,basınç ve çekimde değişik bir davranışa sahip. Yapılandırmaları daha az kısıtlama oluşturduğu için Köşe bentler,saç levhalara göre daha iyi bir doğrusal olmayan davranışa sahipler, [33].



şekil 2.6 . bağlantı davranışında bağlantı türünün etkisi[48]

2.7 Bağlantıların Sunulmuş Olan Modelleri

Yapıların yıkılma kapasitesinin tahminindeki önemli konu,yerin şiddetli hareketlerinden oluşan git gel yüklemelerindeki sertlik ve direnç düşüşünün etkilerini göz önünde bulundurma kabiliyetine sahip olan yapı bileşenlerinden analitik modeli dikkate almaktır. Statistik ve döngüsel artıcı yükleme altında iki benzer numune davranışının laboratuar sonuçlarını kıyaslayarak,tekdüze yüklemede direnç,maksimum noktaya ulaştığı zaman eksi ivmeye sahip olduğu sonuçlanıyor. Döngüsel yükleme altında Yapıların yanıtını belirtmek için çeşitli modeller geliştirilmiştir. Bu tezde ilgili sınır durumu,bağlantının kırılması ve yapının yan yıkılması olmasına göre,yapının dinamik yük altında bağlantı sertliği ve direncini göz önünde bulunduran mühendislik gereksinimi parametreler kalıbında bağlantı davranışı tahmini için bir model düşünülmesi gerekir. Bir çok analitik modellerde,yapının sismik yanıtının tahmini için,histerzis modelleri göz önüne alınıyor ki onlarda ya çift doğrusal(Bi-linear model) tahmin kullanılıyor ve ya onda

tekrar yüklemeli yol değişimi göz önüne alınıyor (zirveye yönelik model(Peak-oriented model) ve ya sıkıştırma model(Pinching model). 1970 yılında Takeda ve meslektaşları[34],üçlü doğrusal push eğrili bir model önerdiler ki bu modelde yükleme sertliği numunenin yer değişiminin maksimumuna göre azalıyordu.

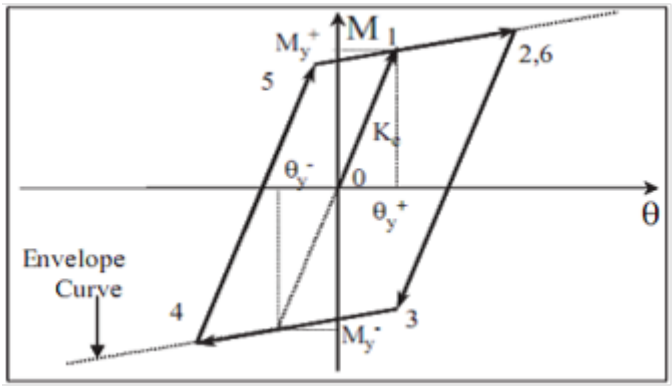
2.7.1 Doğrusal Modeller(Linear models)

Önceki konulardan da belli olduğu üzere yarı düğümlü çerçevelerin davranışında bağlantıların esnekliği etkisi ve ayrıca onların analizinde dikkate alınmalıdır. kısıtlı bileşenler yöntemi kullanımıyla Bağlantıların davranışı üzerinde analitik incelemeler yapılması ve referanslarda getirilmesine rağmen [13]

Ama maliyetin yüksek olması ve zaman açısından bu yöntemler,pratik işler için kullanışlı değildir. 2.5 şekil, üç doğrusal modeli gösteriyor. Tek doğrusal sertlik modeli Rathbun(1936),Wu(1963),Monforton ve bir kaç kişi tarafından,ilk sertlik (R_{ki}),çapa-devir eğrisinin bağlantı davranış beyanının tahmini için önerilmiştir Bu modelin itibarı çapanın,bağlantı servisi yüküne gereğinden fazla artışıyla sorgulanıyor. Çift doğrusal model, chen(1983), Lui(1981), Cardinal(1981) ve Tropy, bağlantı yanıtı için daha iyi bir tahmin sağlıyor Bu durumda,çapa-devir eğrisinin ilk ivmesi,belirli bir çapada,ivmesi doğrusal model ivmesinden daha az olan bir çizgiyle yer değiştirir. Bir bağlantının doğrusal olmayan davranışından iyi bir tahmine ulaşmak için, çift doğrusal model,bir sürü parça çizgilere dönüşebilir. Bu durumda çapa-devir eğrisi bir kaç düz çizgiyle tahmin edilir. Gerstle(1981),Moncarz(1983),Razaq(1983),gerçi bu doğrusal modeller basitler ama hatların birbirine bağlantısındaki dikkatsizlik ve ani sertlik sıçramasından dolayı bu yöntemlerin bilimsel kullanımı net ve kesin değildir.

2.7.2 Çift Doğrusal Model

Çift doğrusal modelde tekrar yüklemedeki azalma dahil olmuyor Ve tekrar yükleme,aynı elastik eğrinin ivmesiyle gerçekleşir. Laboratuar sonuçları kullanılarak yapılan incelemeler,bu histerzis model kullanımıyla sıkılaştırılmış çelik kesitlerin davranışını modelleme imkanının olduğunu göstermektedir. 2.7 şekil, bu modelde göz önünde bulundurulan eğrinin göstegesidir.



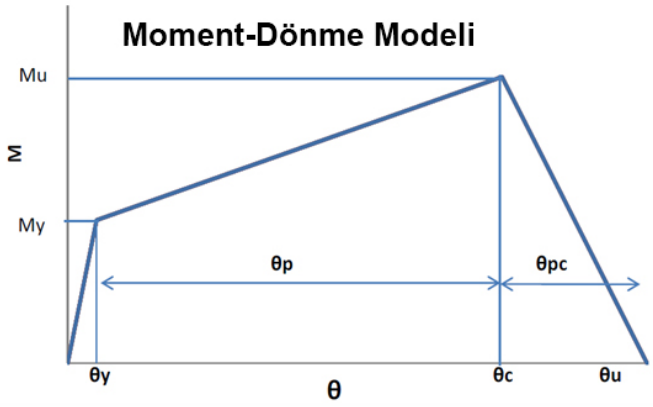
Şekil 2.7. çift doğrusal model[41]

2.8 Ibara-Kravinklez Modeli

Ibara-Kravenkelz modeli ilk olarak 1993 yılında[35]Rahnama ve meslektaşları tarafından tanıtıldı ve geniş çaplı kullanıldı. Bu Moment-Dönme modelinin tamamlayıcı düzenlemesi,İbara ve meslektaşları[36]tarafından sunulmuştur. Bölgenin eksi ivmeye sahip olması ve sertlik düşüşünün değişik modlarını getirebilme kabiliyeti, bu modelin özellikleri arasındadır. Hedef modelin özellikleri ve tanım yöntemi,aşağıdaki konulara göredir. Sertliğin azalma etkilerini getirmeden Sistemin ana davranışını gösteren push eğrisi Bu eğride sistem direnci ve şekil değişimi aralığı tanımlanıyor. Depremden oluşan git gel yükleme sırasında ilgili detayın belirlenen sınırlardaki histerzs davranışını göstermek amaçlı kullanılan kanunlar,push eğrisinde gösterlmektedir.

2.8.1 İbara-Kravinkelz Modelinde Push Eğrisi

Histerzis push eğrisi kullanımıyla bağlantının kısıtlama direnci ve şekil değişimi belirlenir. İbara-Keravinkelz modelindeki ana parametreler,push eğrisi, ilk sertlik (k_{e}) Teslim direnci ($\mathrm{M_y}$) Maksimum direnç(M_{c}) Ona uygun mekan değişimi (θ_{c}) Maksimum noktasından sonraki sertlik) $K_c = k_{\mathrm{e}}\alpha_{\mathrm{c}}$. Push eğrisi ve yukarıdaki parametreler 2.8 şekilde gösterilmiştir.



Şekil 2.8.Ibara-Keravinkelz modelinde moment-dönme push eğrisi

2.8.2 Ibar-kravinklez Modelinin Parametrelerinin Fiziksel Yorumu

Şimdiki sismil tasarım düzenlemeleri,bağlantı kapasitesinin ona bağlı elemanlara oranda artışı gibi kriterlerin uygulamasıyla(yaklaşık 20%) ve ayrıca zayıf kiriş-güçlü kolon oranının dikkate alınmasıyla, plastik şekil değişimlerini kirişlerin sonuna yöneltmeye çaba sarfediyor. Ama gerçekte,yukarıdaki kriterlerin dikkate alınması,bağlantılarda elastik şekillerin değişimini koruması için gerekli güveni sağlamıyor, Öyle ki kirişin kolana oynamaz kaynak bağlantısının bozukluğunun görülmesi Northridge depreminde gösterdi Ki yukarıdaki kriterlerin dikkate alınması bile bağlantılarda plastik şekil değişimine engel olamaz. Bu yüzden yerel şekil alma,bileşenler ve bağlantıları içeren düğüm yüzeyinde tanımlanmalıdır. Ki burada düğüm bölgeleri(Node),bağ(Joint),bağlantı(Connection) ve bağlantı kaynağı(Panel-Zone),tanımları arasında fark bulunduğu, vurgulanmalıdır Ki 2.9 şekilde bu bölgeler belirlenmiştir. Bu bölgeler,onların uygun olmayan şekillerde kullanılmamaları için teknik edebiyatta aşağıdaki gibi tanımlanmışlar[37].

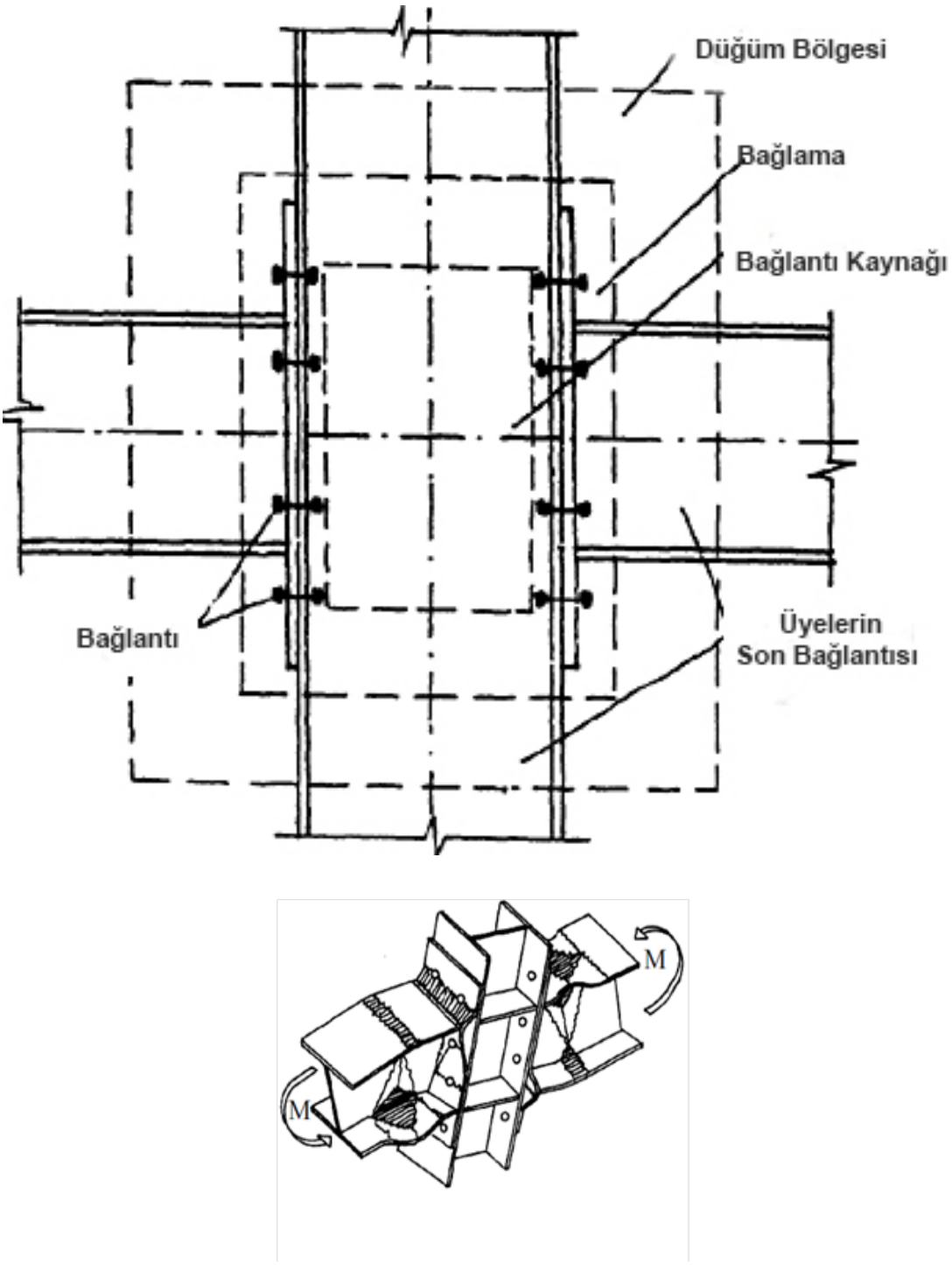
bağlantı yüksekliği aralığında Kolon gövdesinin bağlantı kaynağı

Bağlantı ve bağlantı kaynağını içeren bağ

Kirişin kolona temasının yapı bölümünün bağlantısı

Ve düğüm bölgesi,bağlantı ve kiriş ve yan kolonun bir bölümü ki plastic şekil değişimleri onda gerçekleşebilir. İbara-Keravinkelz moment-devir modelinin değişik bölümleri,ilgili bağlantıda kiriş ve kolondaki elemanlarda plastik şekillerin değişiminin yöntemini belirtir. Bağlantı türü ve İlgili kesitlerin tasarlanan kalınlığına

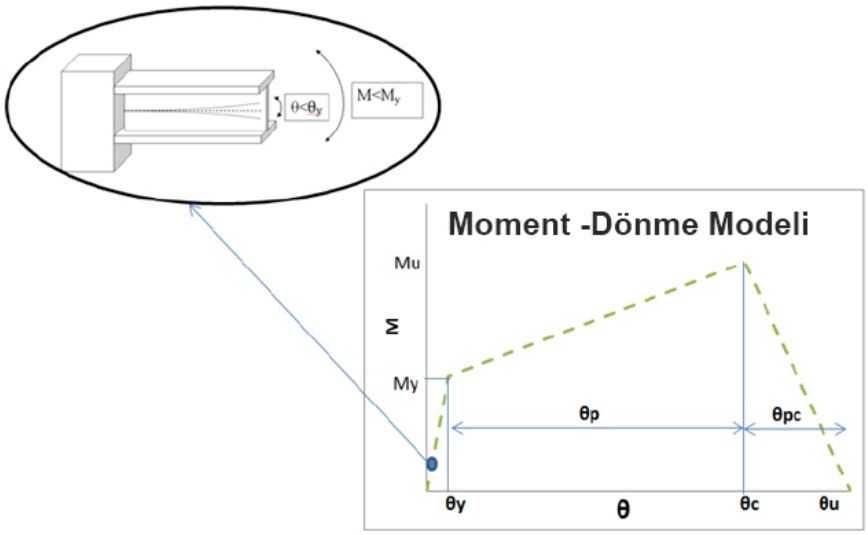
göre,yukarıda belirtilen plastik şekillerinin değişim gelişimi yöntemi ve bağlantının çeşitli bölümlerinin plastik olması değişiktir. Ilk olarak plastik şekil değişinin kirişte gerçekleşmesi farzıyla,ilgili modeldeki moment-devir in çeşitli bölümlerini aşağıdaki gibi beyan edebiliriz.[37].



Şeil 2.9.kirişin kolona bağlantısı,bağlantı bölgelerinin tanımı ve plastik şekil değişiminin gelişimi[37]

Birinci aşamada elastik bölüm bulunmakta ki onda elastik bölgesinde çoklu miktarda kiriş kesiti bulunmaktadır($\sigma_{max} < \sigma_y$), Bu durum, 2.10 şekilde gösterilmiştir.

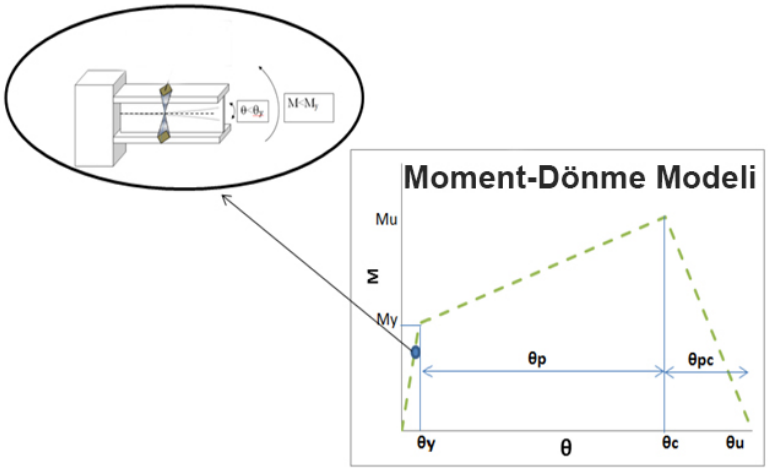
Bağlantıya gelen momentin artmasıyla,kirişin üst ve alt kanatları bölümü ve yavaş yavaş kirişin gövdesi akar. Kirişin bir kesitine gelen momentin daha çok artmasıyla tüm kesit akma derecesine ulaşır. Bu durumda gelen moment eşittir $M_y = Z.F_y$ (Z ,kesitin plastik momentidir). Bu durum,2.12 şekilde gösterilmiştir(kırmızı kesitin iki yan kesitten daha zayıf olması ve daha hızlı akması farzıyla). Bu durumda,dönüş miktarıθ_y kadar olacaktır. Kesitin elastik sertliği ve teslim momentiyle kesitin plastik dönme miktarı belirtilebilir. Gelen momentin artması,gerilimin önceden aktığı yerde,sertleşme bölgesine ve teslimden çok gerilime dayanmasına neden olur. Doğrusal bölümde kesitin davranışının bu bölümü,teslimden sonra doruk noktasına kadar bulunmaktadır. Kesitin teslimden sonra moment-dönme eğrisinde direnç düşüşü oluşan noktadaki dönme kabiliyeti θ_p parametresini tanıtır. Teslim momenti miktarıyla ve doruk noktasının momentinin teslim noktası momentine oranıyla M_c/M_y,doruk noktasının moment miktarı belirlenir.



Şekil 2.10.moment-dönme eğrisinde bağlantıda ve ilgili bölgesinde kirişin elastik davranışı

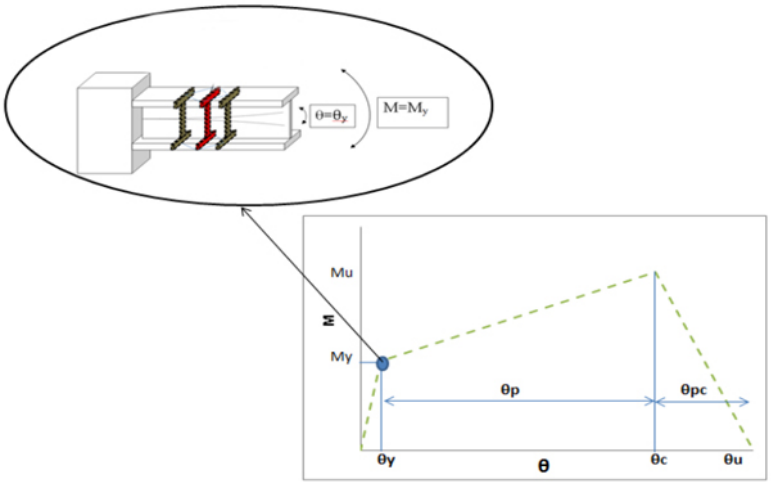
Moment-dönme eğrisinin üçüncü kolu, basınç kanadının burkulma ve ya gövdenin yan burkulmasından oluşan moment karşısında olan kesit direncinin doruk noktasından sonra düşüşünün göstergesidir. kesitin tamamen direncini kaybedene

kadarki Kesitin dönme kapasitesi, θ_{pc} olarak adlandırılıyor. θ_y ، θ_p و θ_{pc} miktarları elimizde olduğu zaman,elemanın son dönme miktarı elde edilir. Yukarıdaki resimlerde sadece kesit davranışı ve kirişin kesit bozukluğu,moment-dönme değişik bölümlerinde gösterilmiştir.

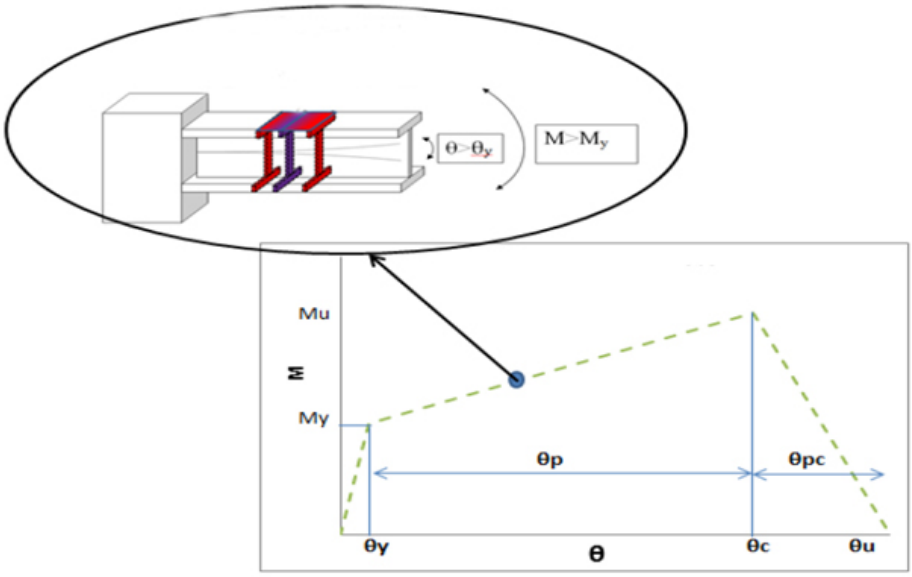


Şekil 2.11.moment-dönme eğrisinde teslim bölgesinden önceki bölüm

Aslında bağlantının nihayi bozukluğu,kiriş kesitinin akması,kaynak ve ya vidalı bağlantının kırılması,bağlantı kaynağı bölgesinin akması ve kolon kesitinin akması ve burkulmasının birleşimi olabilir.



Şekil 2.12.kesitin moment teslim altında bulunduğu durum



Şekil 2.13.teslim noktasından sonra doruk noktasına kadar ki durum

2.9 Kırılganlık Eğrisinin Ve Teknik Edebiyatın Tarihçesi

Deprem mühendisliği tasarımı görüşünün gelişim evriminde ,sismik performansın yaygın yöntemleri,kırılganlık eğrilerine doğru yönelmiştir Ki bu eğriler,mühendislik gereği bir parametrenin belirli bir miktardan geçmesi ihtimalini,depremin parametresi karşılığına veriyorlar. Bugünlerde ATC ve HASUS gibi kurumlar ve araştırma merkezleri ve ayrıca araştırmacılar tarafından yapısal ve yapısal olmayan bileşimler için kırılganlık fonksiyonlarının gelişimi ,taşımacılık sistemleri,yaşam damaları ve genel olarak depreme karşı hasar alabilir sistemler konusunda, geniş çaplı incelemeler,yapılmıştır. Bu incelemelerin çoğu,kırılganlık fonksiyonlarının gelişimi için analiz yöntemini göz önünde bulundurmuşlar[5].

gündem ve yeni konulardan olan Kırılganlık eğrisi konusu ve tarihçesinin tanıtımı için bir kaç makaleden destek alınmıştır. Anagnos ve meslektaşları 1995 yılında,ATC de yazılı yük dağıtımına göre daha çok incelemeler yaptılar Ve kırılganlık eğrisinden yeni bir model sundular, Bu makalede tüm sismik hesablamalar,ATC-13 e göre yapıldı Ve bu kez yatay eksen,düzeltilmiş mercaliden bir miktardı ki kırılganlık analizi için daha bilimsel bir durum sayılıyordu Ve olasılık dağılım fonksiyonu normal olarak farz edilmişti ve gelecekteki işler için bu eğride deprem kaydını kullanmak için uygun görüşler sunuldu. Şinozoka 1998 yılında

kırılganlık eğrisi hakkında bir araştırma makalesi sundu. Ki dikkat açısından önceki çalışmalara kıyas daha kesindi, Bu makale,techizlerde kırılganlık eğrisini elde etme yolunu gösterir Ve bu statistik yöntem incelemesinin yüksek dikkatinin nedeni yazılıma giriş verisi olarak verilmesiydi, Ve doğrusal olmayan dinamik tekniklerden yararlanıyordu, Ve ilk kez gösterdi ki kırılganlık eğrisi çiziminde eğer hedef kesin onu elde etmekse,statistik bir kategoridir. Kaç sene sonra 2001 yılında,Şinozoka,sakzina ve feng[38]aynı gidişatı techizli beton kaç ağızlı köprüler için geliştirdiler, Bu makalede,zaman tarihçesinden,dinamik analizi için kullanıldı ve onun için kırılganlık eğrileri hazırlandı. Mont karlo depreminden deprem rekoru olarak kullanıldı, Yer ivmesinin değişik dereceleri için ölçüldü ve ilk kez yapılar için kırılganlık eğrisi yapım aşamaları yapıldı. Ama bu senede ilk kez kırılganlık eğrilerini yapısal olmayan sistemler için elde etti. Bu araştırmada 40 tonluk bir su kaynağı,gerçek bir inceleme konusu olan 20 katlık bir hastanenin çatısında incelenme altına alındı.[39]

Hasar alma miktarı incelemesi,aslında depremin hasarlarının düşmesi için ilk adım sayılmaktadır. Bir kırılganlık eğrisi,depremin çeşitli büyüklüklerinden bir kaç yüzeyi için ilgili hasar ihtimalini özel bir hasar durumuyla,beyan eder. Bu tarz bir oranı kesin belirtmek için,hedef bölgede yerin ivme kaydının doğru seçilmesi önemlidir. Kırılganlık analizi için uygun olarak yerin sismik hareket büyüklüğü ve şiddetini tanıtan dizinler aşağıdakilerden ibarettir: Yerin maksimum ivmesi PGA,yerin maksimum hızı PGV,yerin maksimum mekan değişimi PGD,Spektral ivme Sa,Spektral hız Sv,Spektral mekan değişimi Sv [40].

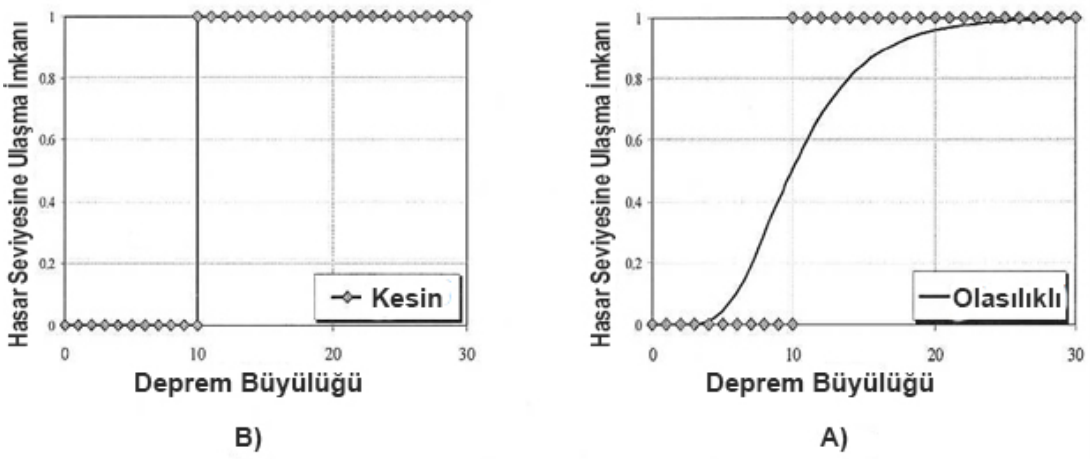
2.10 Bağlantı Kırılganlığı Eğrisi

Diyelim ki dinamik davranışları üzerine etkili parametreleri belli olan belirli bir bağlantı,bize sağlanmıştır Ve bizden bu bağlantıyı istenen performans düzeyine ulaştıran bir depremin büyüklüğünü belirlememizi istemişler. Başka bir deyişle bizden belli büyüklükte bir deprem oluştuğunda bu bağlantının hangi düzeyde performansa ulaşacağını göstermemizi istemişler[40].

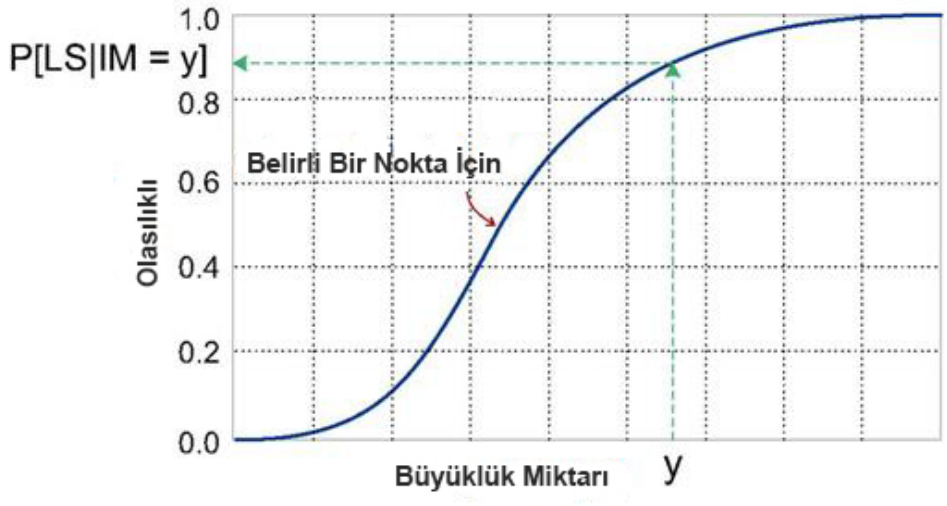
Eğer bu soruya kesin bir şekilde yanıtlamak istersek,hem deprem ve hem bükme çerçeve sismik yanıtta etkisi olan bir çok kesinsizliklere dikkate almamız gerek.Depremin deprem hatları boyunca düzensiz kaymadan ve onun akabininde tesadüf eseri yansımalar,kırılmalar ve alçalmalardan oluşan dalgalardan oluşuyor, Ve

yerin değişik bünyelerinden geçerek yapıya ulaşıyorlar,bu ferekans içeriği,büyüklüğü,süresi,depremin giriş enerjisindeki kesinsizlik,beklenmedik bir konu değil. Bir Bağlantı yerine bir bükme çerçevesinin bağlantılarıyla karşı karşıyaysak,yapının özelliğinde ebatlar,yapı ağırlığı ve kullanılan malzemeler gibi diğer kesinsizlikleri de göz önünde bulundurmamız gerek. Görünen en mantıklı yol,yapının performansını olasılıklı formunda belirtmek.

Yani,yapıyı özel düzeyde bir performansa ulaştıran depremin büyüklüğünü açıklamak yerine,yapının çeşitli deprem büyüklüğü karşısında o düzeyde performansa varma olasılığını açıklayalım. Bu iki deyimin farkını 2.14 şekilde görüyorsunuz, 2B nolu şekil,kesin deyim ve 2A nolu şekil olasılıklı form deyimidir. 2.15 şekil, kırılganlık eğrisinin genel formudur.



Şekil 2.14.bağlantının performansının kesin ve olasılıklı değerlendirmesindeki fark A)Olasılıklı B)Kesin



Şekil 2.15.kırılganlık eğrisinin genel formu

Performans düzeyi ve ya Lsi durumu,yapının yanıtını ifade eder ve R eğer IM parametrelerinden biriyse,ve ayrıca limit R büyüklük miktarı parametresiyle ilgiliyse,deprem büyüklüğünü gösteren S eğrilerini ve kırılganlığın anlamı aşağıdaki matematik formda gösterilebilir.

$$Fragility = P(R \rangle LS_i / IM = S) = \int_0^{\infty} f_{RS}(r/s)dr \quad \text{(2-4)}$$

F_{RS} (r/s),IM=S Deprem büyüklüğü için şartlı olasılıklı dansite fonksiyonu dur, R,yer değişimi,ve ya devir ve ya eğrilme ve ya bir elemanda teslim gerilimi olabilir ki bu durumda,Lsi aynı cinsten olacaktır. IM de maksimum yer ivmesi(PGA),maksimum yer hızı(PGV),Spektral ivme(Sa) ve ya deprem büyüklüğünü gösteren her hangi bir parametreye göre beyan edilebilir.

Bu yüzden bu üç parametrenin kırılganlık eğrisinde etkisi var:

1-sismik yanıtla ilgili parametreler

2-performans düzeyi ve ya limit durumu ve ya yanıt parametre ile ilgili hasar

3-depremin büyüklüğü

Bu araştırmada bağlantı yanıtı ve hasar düzeyi için üç limit durumu kullanılacaktır. Ayrıca bağlantının performans düzeyi,düzenlemeler ve diğer araştırmacıların araştırmalarına göre tanımlanır ki sonraki bölümlerde bu konuda detaylı şekilde konuşulacak.

2-23 numaralı resimde kırılganlık eğrilerinin genel göstegesi ve sabit deprem büyüklüğü karşılığındaki analizi gösterilmektedir. Depremin büyüklüğünün artmasıyla yapıya gelen hasarın artmasından dolayı,bu eğrinin hep yükselen olması beklenmektedir. Ayrıca limit durumu kritikleşmesiyle beraber,kırılganlık azalır. Yani mesela ilk teslim durumuyla ilgili eğri,her zaman hasarla ilgili eğrinin üzerinde yer alır.

2.11 kırılganlık Eğrilerinin Çeşitleri Ve Gelişim Yöntemleri

Kırılganlık fonksiyonları,test yoluyla,önceki depremlerden bilgi toplayarak ve adı geçen konuların analizi ve birleşiminden elde edilebilirler. Appendix H 58ATC[41]Aşağıdaki beşli koşullar için kırılganlık fonksiyonları için Ortalama ve standart sapma miktarlar hesaplaması için bir plan sunar:

1-Gerçek talep verisi:verinin bir çok numuneden elde edildiği ve her laboratuar bileşeninin ilgili hasar düzeyini sismik talebin belirli bir miktarında tecrübe ettiği zamandır.

2-marjinal talep verisi:test sonuçları ve ya deprem verilerinin bir çok numuneden elde edilmesi ama kastedilen risk seviyesinin sadece bazı numunelerde oluşması ve diğer numuneler için testin risk seviyesi oluşmadan önce bitmesi zamanında gerçekleşir. bu koşullarda,her numuneye gelen maksimum sismik talep miktarı,her numune için talep verisi olarak tanınır. bu maksimum talep,risk seviyesinde oluşan talep olmak zorunda değildir.

3-Güçlü talep verisi:test ve ya deprem sonuçlarınnın bir çok numune için hazır olduğu zamandır. ama kastedilen risk seviyesi hiçbir numunede oluşmamış olması durumunda, bu koşulda her numunede maksimum sismik talep,talebin verisi olarak alınır.

4-Analitik:laboratuar sonucu elde olmayıp ama yapının davranış modellemesi ve tehlike düzeyinde sismik yanıt tahmini mümkün olduğu zaman.

5-Uzmanların görüşleri:veri elde olmadığı ve yapının davranış analizi mümkün olmadığı ama bir kaç yetki sahibi uzmanın yargı ve tecrübeye dayalı bu konuda görüş verebildikleri zaman[41].

Kırılganlı eğrilerinin gelişimi için dört yöntem mevcuttur ki bu yöntemler aşağıdakilerden ibarettir:

- Deneysel kırılganlık eğrileri(Empirical)
- Uzmanların kararına göre kırılganlık eğrileri(Expert Based)
- Analitik kırılganlık eğrileri(Analytical)
- Birleşmeli kırılganlık eğrileri(Synthetic)

Birinci yöntem,kırılganlık eğrilerini çizmek için yeterli bilgi ve gözlem bulunmadığı ve özel bir deprem düzeyine ulaşma ihtimali konusunda tecrübeli uzmanların kararının esas olduğu zamanlardır. Bugünlerde bu yöntemin sonuçlarının güvenilir olmamasından dolayı kullanımı pek mantıklı görünmüyor. Ikinci yöntemin önceki depremlerdeki techizlere gelen hasarların kaydı ve incelemesiyle oluşmasından dolayı,bu eğrilerin en gerçekçi türü sayılmaktadır. Ayrıca zamanla ekipmanların bozulmasıyla ilgili bilgilerin tamamlanmasıyla,sonuçları daha güvenilir olur. Bu sonuçlara rağmen,o çok fazla bilgi toplanan bölgenin depremselliği ve jeoteknik özelliklerine bağlıdır. Ayrıca ard arda depremlerle ilgili hasarları birbirinden ayırd edemeyebiliriz[42]. Yeterli deneysel bilginin bulunmaması durumunda,teorik ve analitik yöntemleri kullanmak gerek. Bu tür eğrilerde,değişik büyüklükteki depremlerde sismik analizin değişik yöntemleri,mühendislik taleplerinin belirlenmesi temeli olur. Sonra,talebin deprem büyüklüğüyle olan olasıklı ilişkisinin belirlenmesiyle,kırılganlık eğrisi çizilir.

Ayrıca kırılganlık eğrilerini talep miktarının belirlenmesi için kullanılan dinamik analize göre gruplandırılabilir. Elastik spektral analizi,talep miktarının belirlenmesi için kullanılan bir yöntemdir. Bu yöntemin kullanılması durumunda,hasar,kapasite talep oranı formunda tanımlanabilir. Kapasite spektrumu(Capacıty Spectrum) adıyla tanınan doğrusal olmayan statik analiz yöntemi de bazen kırılganlık eğrilernin çizimi için kullanılır. Talep spektrumu(Demand Spectrum) da elastik spektruma katsayımı azalma uygulamasıyla hesaplanabilir. Ama talep miktarlarının hesaplaması için en zor ve aynı zamanda en dikkatli yolu,doğrusal ve doğrusal olmayan zaman tarihçesinin analizidir,bu araştırmada bu yöntem kullanıldığı için sonraki bölümlerde bu tür analizin sonuçlarını kullanarak bu analiz sonuçlarıyla kırılganlık eğrilerinin çizimi sürecini tanıtacağız [43].

2.11.1 Deneysel

Bir deprem gerçekleştiği zaman binaların tahrip dağıtımı tahmini mümkün ve depremden sonra toplanan verilere göre kırılganlık eğrisi çiziyoruz ve belirli formdaki yapılar için gelecekteki depremlerde hasar alma miktarı farz ediyoruz. Bu yöntemdeki olumlu husus,gerçek verilerin olması dır; Aslında bu kırılganlık fonksiyonlarnın en önemli avantajları,bolluk ve yüksek dikkatli verilere göre olursa,gerçek hasarı belirleyebilir ve ayrıca malzemelerin düşük kaliteli olması ve modellemesi karışık olan detaylar gibi bazı etkenlerin birleştiricisidir. Ama deneysel fonksiyonlarda,mekanik parametrelerin etkisi,yapının performansı(statik ve dinamik) ve yerin hareket parametresinin değişkenliği iyi olarak belirlenmiyor. Bu yöntemdeki ana sorun,numunelerin çoğunun az sayıda gözlemden elde edilmiş olması ve bir çok bölgede hala gözde görülür bir depremi tecrübe etmemiş olmaları gerçeğidir. Bu bilgiler bazen bir bölgeden ve ya bir depremden olup ve bu yüzden kırılganlık eğrisi,sadece belli dağılımda yer hareketinin kısıtlı bölgelerini kapsayan bir kaç noktadan elde edilmiştir. Bir coğrafya bölgesinin verilerine göre elde edilmiş olan hasar alma fonksiyonlarının kullanımı Sadece o bölge için kullanışa sahip olup ve sadece bina türleri ve diğer konular gibi koşulların benzer olması durumunda,diğer bölgelerde kullanılabilir. Özet olarak bu yöntemin kısıtlamaları şöyle beyan edilebilir:tektonik koşullar gibi yerel koşullara ve ayrıca yerel inşaat yapımı koşullarına bağlıdır.

Deprem öncesi sarsıntılar ve artçı sarsıntılardan oluşan hasarlar da dikkate alınabilir ve bu konuyu belirtmek gerekir ki depremden çok az tecrübeleri olan bölgelerde kullanılmıyor. Tabi sarsıntı masası tarafından yapılan laboratuar incelemeler de bu kategoride gruplandırılıyor. Bu incelemeler de bazi kısıtlamaları içeriyor ve genellikle maliyet açısından ağır maliyetlere sahipler[41,44,45].

2.11.2 Yargı Temeline Göre

Bu fonksiyonlar,niceliksel ve niteliksel verilere göre olmayıp ,deprem konusunda çok tecrübe sahibi olan yapı ve deprem mühendisleri tarafından hazırlanmıştır. Her uzman,belirli büyüklükte depremin etkisiyle oluşmasını beklediği hasar dağıtımının standart ortalaması ve sapmanın bir tahminini sağlama peşindedir. Bu tahmin,olasılık tahmin fonksiyonları kullanımıyla olup ve bu yüzden belirli hasar düzeyi ihtimalini yerin hareketine göre sunar. Bu yöntemin kısıtlamaları konusunda,aşağıdaki konulara

deyinebiliriz:bu fonksiyonlar çok fazla raporları hazırlayanın yargı ve tecrübesine bağlılar. Ve deneysel eğrilere benzer,bu yaklaşım sadece inceleme yerinde ve uzmanların kastettkleri malzeme ve şekile olan yapılar için itibara sahip ve diğer bölgeler için kullanılamaz[41,44,45].

2.11.3 Analitik Yöntemi

Araştırmacılar arasında analitik yöntemler kullanımı çok kullanıma sahip ki bu bölümde bu incelemeleriden iki örnek getiriliyor. Marno ve meslektaşları[46] mevcüt yapıların kırılganlı eğrisi için tesadüf yaklaşım üzerine analitik yöntemi seçtiler. Basit bir derece özgürlük sistemine göre model analizi,kani-Tajimi statik olmayan yöntemine göredir. Oluşum kuralları parametrelerin sayı miktarları, push over analizden elde edilen histrik modelle tanımlanır. Moslem ve meslektaşları[47]orta çerçeveye sahip ve olmayan çerçevelerin hasar alma fonksiyonunu çıkarmak için push over analizi için bir derece özgürlük sistemini kullandılar. Analiz yöntemle kırılganlık fonksiyonun gelişimi daha çok statik doğrusal olmayan analiz ve IDA artıcı dinamik analize(Incremental Dynamic Analaysis) göredir.

Burada kırılganlık eğrileri üretimi için analitik bir yöntem sunuluyor ki rakamsal modelleme ve elemanın doğrusal olmayan analizi üzerine kısıtlıdır. Analitik kırılganlık eğrileri üretimi için,ilk başta sismik gereksinim olasılığı analizi(PSDA) ile,sismik gereksinim olasılıklı modellerin üretimine(PSDM) ve sonra yapılan analiz ve üretilen modellerle kırılganlık eğrileri üretimi gerçekleşir. Sismik talebin formüle modellerine sonuçlanan bir Sismik talebin olasılıklı analiz prosesi,genel olarak beş aşamadan oluşmaktadır:

1- birinci aşamada bir grup deprem seçilir ve ya yapay olarak üretilir.
2- ikinci aşamada ilgili yapılar seçilir.
3- üçüncü aşamada kısıtlı elemanın doğrusal olmayan modelleri ilgili yapılardan üretilir.
4- dördüncü aşamada tüm oluşan modeller üzerine dinamik doğrusal olmayan analizler yapılır.
5- beşinci aşamada gerekli modelleri analiz sonuçları ve depremin seçilen parametresine göre ve yapının yanıt(gerek) mühendislik parametresine göre çıkarılıp ve formüllernir.[32]

2.11.4 Birleşimli Yöntem

Hasar alma fonksiyonları bu yöntemde yukarıda denilen üç yöntemle görünen hasarların statistik birleşiminden oluşur. Bu yöntemin en önemli bölümü,verilerin kaynaklarının güvenilirliğini hesaba getirmek için kullanılan ağırlık ölçme sistemidir. Bu yöntem çok ilginç gözüküyor çünkü statistik bilgilerini analitik yöntemlerle birleştiriyor(24,25,30); Son dönemlerde Kapus[48],Yunanistanda değişik beton yapıları için,maksimum ivme(PGA) ve spektral yer değişimi konusunda,kapasite ve kırılganlık eğrisini elde etmek için bir yöntem sağlamıştır. Hasar alma tahmin yöntemi,birleşimli yönteme göredir ki statistik veriler,doğrusal olmayan statik ve ya dinamik analiz sonuçlarıyla birleşir. Verinin olmadığı zaman için,statistik verileri ve maksimum ivme ve ya spektral yer değişimi arasında iç değerlendirme ve ya dış değerlendirme imkanı sağlanır.

2.12 Sonuçlandırma

Çelik bükme çerçeveleri eskiden beri yapı tasarımcılarının ilgisi alanındaysı ve bizim ülkede de çok kullanılan bu çelik bağlantıların yeterli ve uygun şekil almaya sahip oldukları düşünülüyordu. Ama Northridge gibi bir çok depremden sonra saha gözlemleri, bu tür bağlantılarda çok tahmin edilemeyen tahrip oluşumu imkanı bulunmaktadır. genel hasarlar,kiriş kanadının kolona bağlantısındaki kaynağındaki gevrek kırılma ve ya kaynaklama işlemi etkisinde ısı gören bölgede olduğu görülmüştür ve bu depremlerin önce ve sonrasındaki laboratuar sonuçları da bükme bağlantıların zayıf noktasının göstergesidir. ve 1994 yılında oluşan Northridge depreminden sonra,yaygın bükme bağlantılarla ilgili sorunların giderilmesiyle ilgili bir çok araştırma yapıldı.

Çelik bükme çerçeve yapılarda,sismik yük altında hasar gören en yaygın bölümlerden biri,kirişin kolona bağlantısıdır, Bu bağlantı yapının bükme davranışındaki en önemli ve etkili bölümlerdendir ve onun kırılması yapımın tahribine neden olabilir. Bu yüzden bu araştırmada kirişin sonundaki kesimin mekanizmasının oluşması için yeni bir form,tanıtılıp ve parametrik inceleme konusu olmuştur. bağlantı şeklinin plastik eklem yeri ve ayrıca bağlantıya eklem yoluyla yüklenen sismik talebe göre değişmesi farklı olduğu için bu yüzden bükme çelik yapılarda,plastik eklemin durumu,boyu,şekli ve özellikleri,bağlantıyı direkt olarak etkiler. Önceki depremlerdeki bağlantıların davranışı incelemesinin

sonuçları,numunelerin kaynağın erişim deliği bölgesinden kırıldıkları bu yüzden de bu ölçülerin gövdenin açılırı için uygun olmadığını göstermiştir. Diğer numunelerden elde edilen sonuçlar,kirişin kolona bağlantısı ve bağlantı kaynağı bölgesinde gerilimin odaklanmasının azaldığı ve kirişte oluklu kesim bölgesine aktarıldığını göstermektedir. Bu konu,deprem sırasında olasılıklı yüklere karşı fazla gerilim ve plastikleşme ve uygun enerji kaybına,ki bağlantının kırılmasında gecikme ve yapıda gözde görülür şekillenme artışına neden olur. Bu konu koşulların tatminine bu küçültülmüş gövdeli türün başarılı olduğunu ve Bağlantı yerinde kirişlerin gövdesinde ebat ve kesim oluşumu yeri farkı,baskılı kanat burkulması ve bağlantıda dönme miktarı zamanında etkisini gösterir. Küçültülmüş gövdeli bağlantıların en çok burkulması,baskılı kanatta ve bu bağlantı binaları,depreme karşı çelik bükme çerçevelerde kirişin kolona kelepçeli çelik bağlantılarının düzeltilmesi için dirençli yapmak için iyi bir seçenek olabilir. Yapılan inşaatlarda,kirişin üst kanadı yer beton döşemesinde gömülmüştür halbuki sunulan yöntemle bağlantının iyileştirilmesi için gerekli alan mevcuttur ki bu konu bu bağlantının üst kanatta küçültülmüş bağlantıya kıyas daha rahat bir şekilde uygulanmasını sağlıyor. Ayrıca bu bağlantıda kemikli bağlantıda bulunan yan-bükme burkulma sorunu da giderilmiştir. Ayrıca bu yöntem,bağlantıda ekstra çapayı oluşturmuyor ki diğer takviye edilmiş bağlantılara göre üstünlüğe sahip olmasına neden oluyor(takviye levha eklemesi gibi).

3 BİLGİSAYRLA MODELLEME VE ANALİZ

Son bir kaç onyılda yazılım ve donanım imkanlarının gün be gün gelişimiyle,mühendislik bilimleri konularının çözümünde,kısıtlı bileşenli yazılımların kullanılması gözde görülür bir gelişim elde etmiştir. Bunların arasında ABAQUS ve ANSYS yazılımlarına deyinebiliriz[49]. ABAQUS yazılımının diğer benzer kısıtlı bileşenli yazılımlarına kıyas olan kabiliyetleri, metaller,lastik,beton,toprak,taş,sıvılar gibi değişik konular için açık ve zımni çözüm yollara ve gelişmiş ve çeşitli modellere sahip olması ve karmaşık geometriyle modellerin hızlı oluşum imkanıdır. Bu yüzden geçtiğimiz bir kaç sene içerisinde bu yazılım bir çok sanayici ve araştırmacıların dikkatini çekmiştir. Bu tezde doğrusal olmayan analizi kullanmışız ki onda bağlantnın sertliği gövdede küçülmeyle şekil değişimiyle değişir. Doğrusal analiz kullanımının bir çok yapı simülasyonu için yeterli olmadığı açıktır ki kırılma analizi,yapıların depreme ve ya baraja karşı gelişim analizi,bu tür analizlerden örneklerdir. Sertliğin yer değişimine bağlı olmasından dolayı ilk esnekliği uygulanan yüklere istenen yükler için gövde küçülmesiyle bağlantı yer değişimini elde etmek için, çarpamayız. Matris doğrusal olmayan zımni analizinde yapının sertliği analiz sırasında defalarca analiz edilip ve tersinme yapılmalıdır ki bu iş analiz zamannın doğrusal zımni bir analizden çok daha uzun olmasına neden oluyor. Açık analizde,analiz zamanının artması,doğrusal olmayan analizde zaman gelişiminin istikrarsızlığının azalmasından dolayıdır.[49] Doğrusal olmayan bir sistemin yanıtı,uygulana yüklerin miktarının bir fonksiyonu olmadığından,sorunu çözmek için güçlerin etkisinin toplamı ilkesi kullanılamaz ve her yükleme durumu,ayrı bir analiz kullanımıyla tanınmalı ve çözülmelidir.[49]

3.1 Bu Tezde Küçültülmüş Gövdeli Bağlantıların Hasar Alma İnceleme Süreci

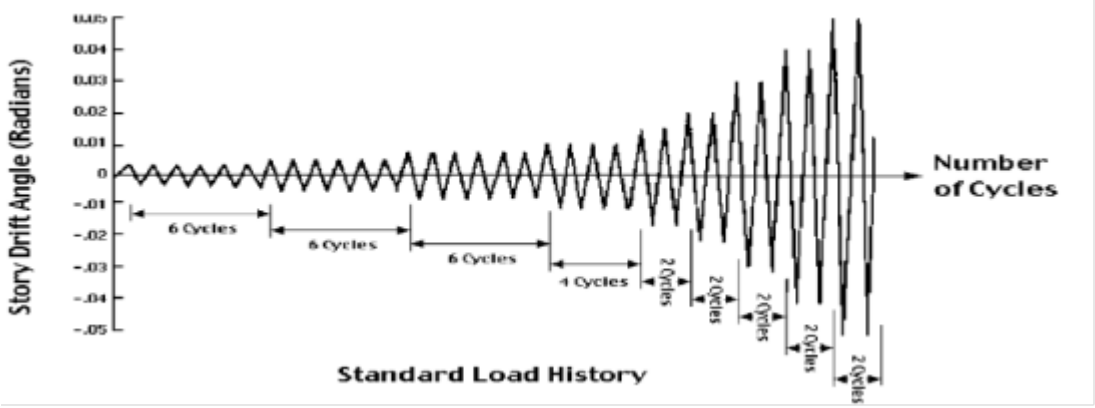
Bu tezde küçültülmüş gövdeli bağlantıların hasar alma inceleme aşamaları:

1) küçültülmüş gövdeli bağlantı ve limit noktalarının belirlenmesi ve küçültülmüş gövdeli devire ilişkin görünen hasar miktarına göre performans düzeyi tanımı için çapa-devir eğrisinin çizimi

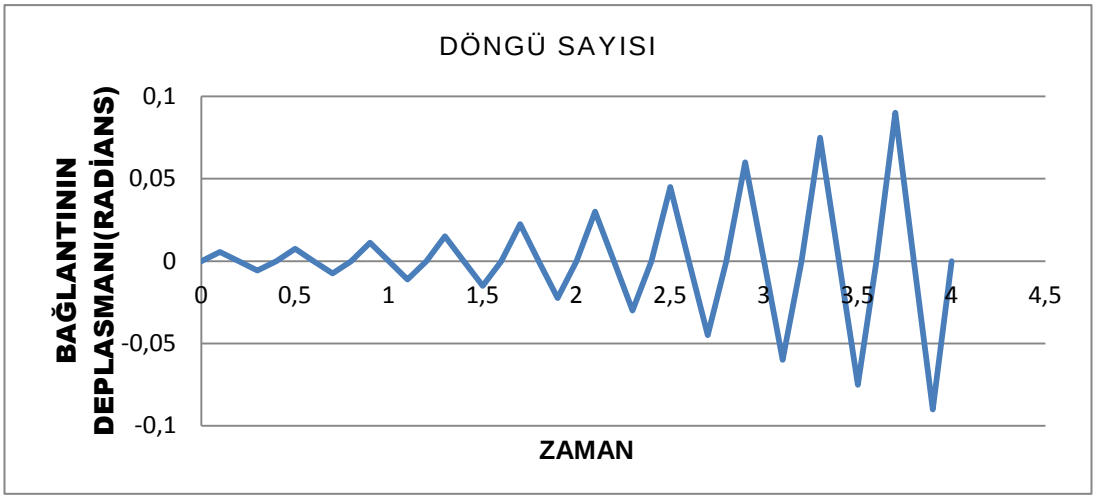
2) Proje bölgesiyle ilgili zaman tarihçesinin kayıtlarının seçimi
3) Çeşitli düzeylerde PGA da kayıtların ölçeklendirmesi
4) Elde edilen kayıtlarla çerçevenin doğrusal olmayan zaman tarihçesinin dinamik analizi yapımı
5) Çerçeve analizinin çıktı sonuçlarının alımı ve orta kolona gelen kesimlerin alımı
6) Her ayri deprem için,PGA artışının çeşitli adımlarının ABAQUS yazılımında küçültülmüş gövdeli bağlantının kısıtlı elemanı modeline kesim uygulaması
7) PGA artışındaki adımlarda her deprem için küçültülmüş gövdeli bağlantının zaman tarihçesinin maksimum sürüklenme tahmini
8) Seçilen kayıtların 4-7 aşamalarının tekrarı
9) Tüm kayıtlar için küçültülmüş gövdeli bağlantının IDA eğrisinin maksimum yer ivmesi ve küçültülmüş gövdeli bağlantının devrine göre çizilmesi
10) Son olarak birinci aşamaya göre çeşitli hasar düzeylerinde her kayıt için parametrelerin log- normal dağıtımı varsayımıyla kırılganlık eğrisinin çizimi

3.2 Döngüsel Yükleme Modeli

Önerilen döngüsel yükleme modeli AISC 341(2010) ve FEMA350/351(2000) düzenlemelerinde,SAC projesinde(3.1 şekilde)kullanılan modellerden birine göre seçilmiştir ki bu araştırmada da bu yükleme modelinden kullanılmıştır. Bu model θkatı arası sürüklenme açısına göredir ki her döngüden sonraki sürükleme açısı miktarı her adımda artmalı olarak eklenir. Adı geçen döngüsel yüklemede,döngüler maksimun şekil değişimine göre simetrik olmalılar. Bu tarihçe,j yükleme aşamalarına bölünür ki her aşamada belirli ve sabit bir maksimum θ j sürüklenme açısı mevcuttur,ayrıca her aşama belirli sayıda döngüler nj e sahiptir. Bu yükleme tarihçesi 3.2 şekilde belirlenmiştir.

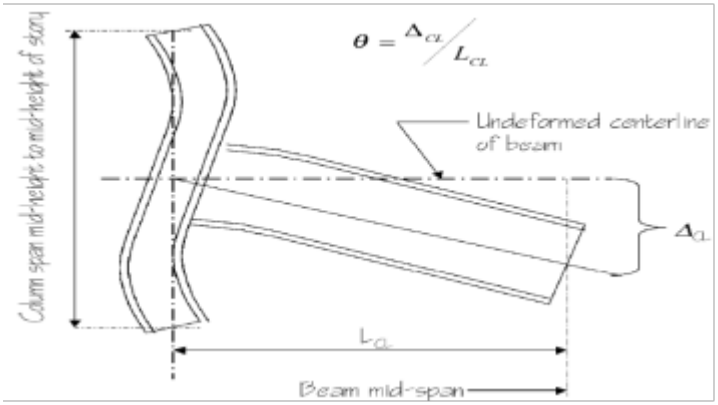


Şekil 3.1.SAC (FEMA 355D, 2000) araştırmalarda standart döngüsel yükleme modeli



Şekil 3.2.çapa-devir eğrisi çizimi için modele uygulanan yük diyagramı

Yukarıdaki resimde de görüldüğü üzere yazılımda yapılan modelde her döngünün azalmasını göz önünde bulundurmadığımız için,zaman azalması için yük analizi yukarıdaki gibi modele uygulanabilir.



Şekil 3.3.AISC 341(2010) göre ara katın sürüklenme açısını hesaplama yöntemi FEMA350\351(2000)

Diğer aşamalar, θ ya 0,01 radyum eklenmesiyle devam edilir ve her aşamada bir yükleme döngüsü yapılır,bu işlem küçültülmüş gövdeli bağlantı kopana kadar devam eder. Kopma noktası,ya direncin θIO direncinin 20% sine kadar azaldığı noktaya ve ya ekipmanların belirsiz yerçekimi yükler altında kalıcı kalma gücü olmadığı noktaya kadar azaldığı noktaya denir.

3.3 Modellenmiş Küçültülmüş Gövdeli Bağlantının Performans Noktalarını Belirleme Yöntemi

Elastik analizlerde,kiriş ve kolonların oynamaz küçültülmüş gövdeli bağlantı ve kolonun merkezinde olan kiriş ve kolon ekseni kullanımı farzı tahmin edici analizler sonucunu vermiştir. Bu tarz bir varsayım,küçültülmüş gövdeli bağlantının doğrusal olmayan analizi için küçültülmüş gövdeli bağlantı kaynağının,kiriş ve ya kolon tesliminden öncesine ve kaçış açısına θ_{SD}(3.1 tablosuna göre) ulaşana kadar kabuledilebilir. Kiriş,kolon ve ya küçültülmüş gövdeli bağlantı kaynağı teslim kapasitesinin hesaplanması için,ilgili direnç miktarları kullanılmalıdır. 3.4 şekilde ana kaçış açılarının her biri kirişin kolona küçültülmüş gövdeli bağlantısındaki hasar miktarına göre tanımlanır. 3.1 tablosu hasar miktarını niteliksel olarak her performans düzeyi için aşağıdaki gözlemlere göre tanıtır[50].

1-kiriş kanadının bölgesele burkulmasının başlaması

2-takımın bükme direncinin nominal bükme direnci kapasitesinin altına bir miktara azalması

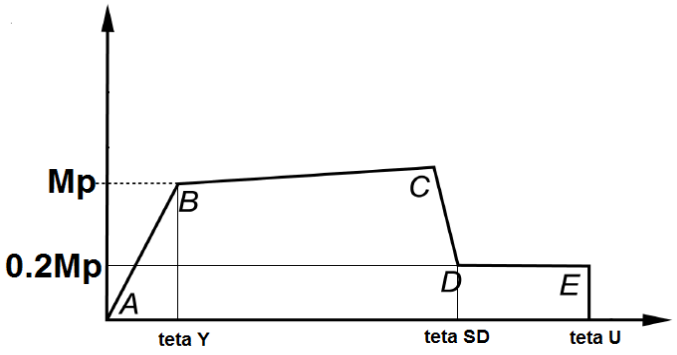
3-vidalar,kaynaklar ve ya ana metalin bozulmaya başlaması,direncin gözde görülür derecede azalmasına neden olur

4- küçültülmüş gövdeli bağlantının tam kırılması ki küçültülmüş gövdeli bağlantının yer çekimi yüklerinde aktaramamalarına neden oluyor

Çizelge 3.1:.Küçültülmüş gövdeli bağlantının performansının değerlendirme davranışının tanımı[50]

Açıklama	**Performans düzeyi**	**Kaçış açısı**
1,2 ve ya 3 nolu davranışın her birine neden olan en az kaçış açısı	IO	θ_{IO}
4 nolu davranışa neden olan kaçış açısı	CP	θ_{CP}
2,3 ve ya 4 nolu davranışa neden olan en az kaçış açısı	_	θ_{SD}

Kiriş ve kolon eksenlerini kullanan modeller,talep kaçış miktarını küçültülmüş gövdeli bağlantı kaynağı modellere kıyas ön tahmin olarak hesaplarlar. Her halükarda gerçi küçültülmüş gövdeli bağlantı kaynağı modelini performans değerlendirmesinde getirmemek mümkün ama sertlik üzerine gerçekçi tahmini olan modeller, yapı güvenliği düzeyinin gelişimi konusunda hedefin elde edilmesi için uygulanabilirler. Çeşitli modellerde Küçültülmüş gövdeli bağlantılarla Çerçeveler üzerine yapılan analizler,yaklaşık benzer kaçış talep sonucunu vermiştir. Ama her durumda onlar,plastik şekil değişimi odaklaması teşhisinde örnek olarak küçültülmüş gövdeli bağlantı kaynağında ve ya kirişte ve ya ikisinin birleşiminde dikkat çekici etkiye sahip olmuştur[50].



Şekil 3.4.tam oynamaz bir küçültülmüş gövdeli bağlantının çapa-kaçış açısı ilişkisi[50]

3.4 Seçilen Kayıtlar İçin Çerçeve Dinamiği Analizi

Bu aşamada üç katlı üç çerçevenin üç boyutlu modeli,SAP yazılımında modellenip ve seçilen kayıtlar,kıyaslanmış şekilde 0,05 artırmalı adım olarak uygulanır. Modellenmiş çerçeve,bu depremlerin her biri için küçültülmüş gövdeli bağlantının tam tahribine varana kadar artış adımları sayısı,doğrusal olmayan zaman tarihçesi analizi altına alınıyor. Bu analizlerin her birinin uygulamasından sonra,her adımda her deprem için yerin maksimum ivme artışı ölçülüp,küçültülmüş gövdeli bağlantının kirişinin ortasında kesim miktarı alınıp ve zaman karşısında kesimin bir tarihçesi olarak,ABAQUS yazılımında küçültülmüş gövdeli bağlantının mikro modeline uygulanır. Bu aşamada da küçültülmüş gövdeli bağlantının devrinden zaman karşısında bir tarihçe elde ediliyor, Ki her aşamada küçültülmüş gövdeli bağlantının maksimum devrini çıkardık, Ve her belirli deprem için her aşamada bu maksimum devrin kaydıyla,her küçültülmüş gövdeli bağlantı için artışlı dinamik analiz eğrilerini çizmişiz. Sonunda aynı aşamalar,diğer kayıtlar için de tekrarlandı.

3.5 Deprem İçin Uygun Kayıtların Seçimi

Kırılganlı eğrilerini çizmek için ilk aşama,depremden bir kaç haritalamanın temin edilmesidir,öyle ki bunlar ilgili bölgenin depremselliğini beyan etsinler. Aslında eğer ilgili bölgede yeteri kadar deprem haritalaması kaydolmuşsa,o takım kullanılır ve aksi taktirde depremin yapay haritalamaları kullanılabilir,ki bu yapay haritalamalar,depremin büyüklüğü,merkeze kadar olan mesafesi,yol düşüşü ve yerel toprak koşullarına göre gelişir.

Deprem haritalamaları konusunda bir diğer konu ise incelenen depremlerin sayısı ne kadar çoksa,kırılganlık eğrilerinden oluşan sonuçlar o kadar kesin olacaktır, depremlerin haritalamaları yapının mühndislik sarsıntı büyüklüğü -gereksinim eğrilerine sonuçlanan IDA yöntemde depreme karşı yapıların dinamik analizinde kullanılır. Seçilen ivme haritalamaları,yapının bulunduğu bölgenin depremselliğinin temsili olarak olmalıdır.

Önceki bölümlerde yapılar için IDA eğrilerimin çizim gidişatının tümü incelendiğine göre,şimdi bu eğrileri inceleme konusu olan küçültülmüş gövdeli bağlantılar için geliştirmeye hazırız. Ilk adımda yapı üzerine onların etkisinde dinamik analiz yapılan deprem kayıtlarının bir takımını seçmemiz gerek. Hasar alma incelemesinde önceden de dediğimiz üzere,inceleme konusu bölgesinin deprem senaryosu konusunda bazı bilgilere sahip olmamız gereklidir. Bir bölgenin deprem senaryosundan kasdımız,o bölgede bir zaman dilimi içerisinde haritalamalarındandır.

Eğer bu tarz bilgiler bölge için kaydolmuşsa,onlardan kullanılabilir; Aksi taktirde jeoteknik açıdan o bölgeye benzer diğer bölgelerin kayıtlarını kullanmak gerek. Bu araştırmada ilgili analizler için,10 deprem kaydı kullanıldı. Bu kayıtlar,SAC kurumunun araştırma işlerinde kullandığı kayıt bankasından ,seçildi. 3-2 nolu tabloda bu ivme haritalamalarının özelliklerini görüyorsunuz.

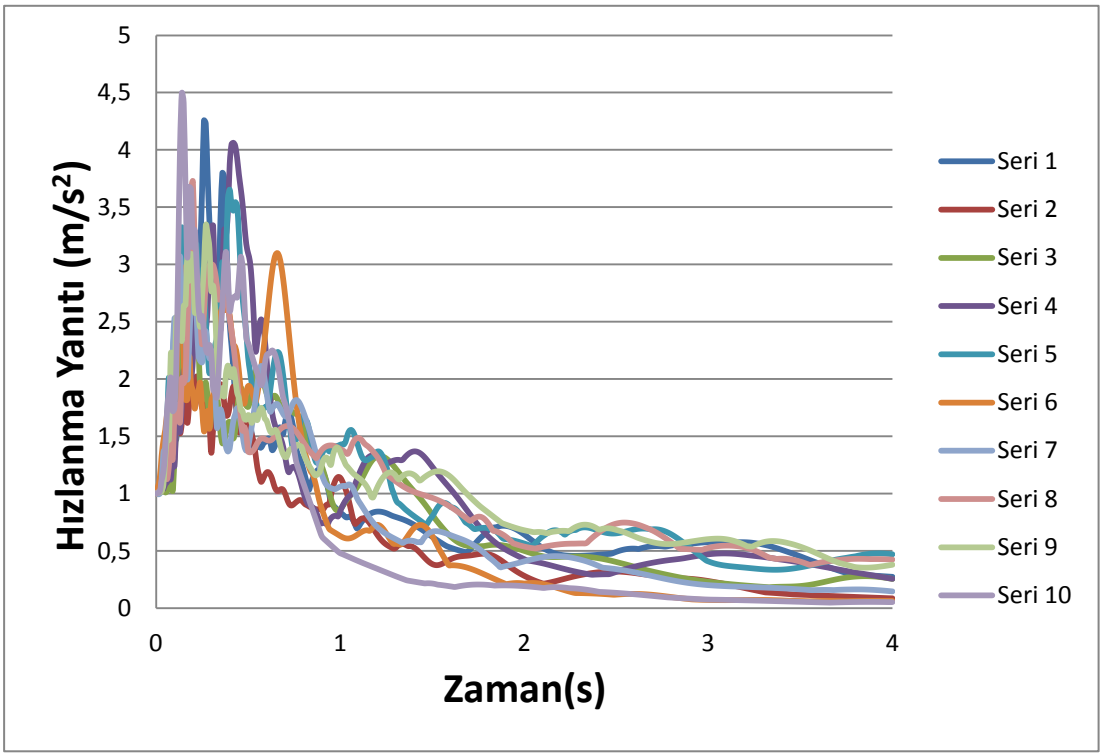
Çizelge 3.2:. Seçili depremlerin haritalamalarının ivmesinin özellikleri

Kayıt numarası	Aşma ihtimali	Kayıt adı	Noktaların numarası	Adım(saniye)	Süre(saniye)	PGA (g)
1	10% in 50 years	LOMA PRIETA 10/18/89 00:05, AGNEWS STATE HOSPITAL	8000	0.005	39.975	0.172
2	10% in 50 years	SUPERSTITION HILLS 11/24/87 13:16, BRW	2221	0.01	22.11	0.155
3	10% in 50 years	SUPERSTITION HILLS 11/24/87 13:16, EL CENTRO IMP CO CENTER	8000	0.005	39.975	0.357
4	10% in 50 years	SUPERSTITION HILLS 11/24/87 13:16, PLC	2223	0.01	22.22	0.185

Çizelge 3.2:.(devam) Seçili depremlerin haritalamalarının ivmesinin özellikleri

5	10% in 50 years	SUPERSTITION HILLS 11/24/87 13:16, WESTMORELAND FIRE STATION	8000	0.005	39.995	0.171
6	10% in 50 years	LOMA PRIETA 10/18/89 00:05, CAPITOLA	7991	0.005	39.95	0.443
7	10% in 50 years	NORTHRIDGE EQ 1/17/94, 12:31, LA - CENTINELA	2999	0.01	29.98	0.321
8	10% in 50 years	IMPERIAL VALLEY 10/15/79 2316, CALIPATRIA FIRE STATION	7905	0.005	39.52	0.078
9	10% in 50 years	IMPERIAL VALLEY 10/15/79 2316, EL CENTRO ARRAY #12	7802	0.005	39.005	0.116
10	10% in 50 years	LOMA PRIETA 10/18/89 00:05, GILROY ARRAY #7	7990	0.005	39.005	0.225

Yukarıdaki depremlerin yanıtının spektrumu 5% azalmayla seismo signal yazılımı tarafından çizildi. Yukarıdaki depremlerin spektrumu numara sırasıyla PGA =1 g için ölçülüp ve aşağıdaki resimde çizilmiştir.



Şekil 3.5.kullanılan depremlerin yanıtının spektrumu 5% azalmayla PGA=1g için

3.5 şekilde depremlerin spektrumu çiziminden 1 saniyeden az periyodik devirli yapılar için yapıya çok fazla ivme ve 1-2 saniye arasındaki periyodik devirli yapılar için ise daha az bir ivme uygulandığı ama 2 saniyelik periyodik devirli yapılara kıyas daha çok ivme uygulandığı sonuçlanır. Eğer biz bazı yöntemlerle yapının sertliğini azaltabilirsek,ve yapının şekil almasını arttırabilirsek,yapının periyodik devrini,sertlikle ters oranı olmasından dolayı arttırabiliriz ve yapı daha az bir ivmeyi tecrübe edecektir.

3.6 Temel Modelleme

Her aşamada küçültülmüş gövdeli bağlantının verimi ve şekil almasını incelemek için

Seçilen kayıtların uygulamasıyla dört katlı çerçevenin üzerine zaman tarihçesi analizi yaptıktan sonra, Kirişin ortasındaki kesim miktarı çıkarılıp ve çıkma zamanı ve kısıtlı eleman modeline uygulamayla Küçültülmüş gövdeli bağlantının devrinde yapılan

değişimlerin etkisi görülsün diye Modellerde zımni türden doğrusal olmayan dinamik analiz kirişin küçültülmüş gövdeli bağlantısının kolona bağlantısı yapıldı, .Analizlerin yapılması için kullanılan yazılım,ABAQUS v6.12-3 yazılımıdır ki kısıtlı bileşenli modellerin doğrusal olmayan ve dinamik analizi konusunda seçkin yazılımlar arasında gelmektedir. Yukarıdaki yazılım,şebekelendirme bileşenlerinin modellemesi ve malzemelerin doğrusal olmayan davranışının modellemesindeki dikkat çekici ve yararlı imkanlara sahiptir. Push over ve döngüsel devirli çapa eğrilerinin çizimi için,General/Statik analiz kullanılmış ve IDA eğrisi çizimi için çeşitli kayıtlar altında küçültülmüş gövdeli bağlantı analizi için,Daynamiz/Emplicit yöntemi kullanılır. Daynamic/Explicit yöntemi de yeterli dikkate sahip olup ve eğer analiz onunla konverjan olursa doğru ve Daynamic/Explicit model cevabına yakın ama daha kısa bir zamanda sunar,tüm analizlerde Solid elemanı kullanılmıştır.

3.7 Malzemelerin Davranış Modeli

Malzemelerin en önemli davranış özelliklerinden,gerilim- uzama diyagramı dır. Malzemelerin gerçek gerilim uzama diyagramının yazılım sistemine girmesi gerektiği için,gerçek gerilim-uzama aşağıdaki ilişkilerden mühendislik gerilim-uzama diyagramından elde ediyoruz. Mühendislik gerilim ve uzama diyagramı,metalin şekil değişimi özelliklerinin gerçek diyagramı değil,çünkü numunenin ilk ölçülerine göre elde edilmiş ve bu ölçüler test sırasında tamamen değişir. Ayrıca çekim sırasında çekilen yumuşak metal,kalıcılığını kaybedip ve test sırasında incelir. Çekim testi sırasında özellikle incelmede,numunenin kesit alanı hızla azaldığından

Bu yüzden şekil değişiminin devamı için,ortalama gerilim düşer,bu konu maksimum yük noktasından sonra,gerilim uzama eğrisinin düşmesine neden olmaz[51]. Gerçek gerilim aşağıdaki ilişkiden elde ediliyor:

$$\sigma = \frac{P}{A} \tag{3-1}$$

Ki onda P,ortalamanın uzunluk gerilimi ve A,numunenin kesit düzeyidir.

Gerçek uzama de aşağıdaki ilişkiden elde ediliyor:

(3-2)

$$d\varepsilon = \frac{dL}{L_0} \rightarrow \varepsilon = \int_{L_0}^{L} \frac{1}{L} dL = Ln \frac{L}{L_0}$$

Ki onda l her anda cismin uzunluğu ve l_0 Numunenin ilk uzunluğudur.

Teslim sırasında şekil alabilen maddenin hacmi çok azdır Ve uzunluk artışının kesit düzeyinde azalmayla beraber olduğu söylenebilir. Incelmeden önce yani uzamanın parça boyunda hala monoton olduğunda böyle yazabiliriz:

$$dV = 0 \rightarrow AL = A_0 L_0 \rightarrow \frac{L}{L_0} = \frac{A}{A_0}$$

L/L_0 Oranı,genişleme katsayısıdır ki λ ile gösteriyoruz, Bu ilişkileri kullanarak,basit bir şekilde uzama ve mühendislik ve gerçek gerilim arasındaki ilişkiyi aşağıdaki gibi ifade edebiliriz:

Gerçek gerilim ve mühendislik gerilimi aşağıdaki formül gibi ilişkililer:

(3-3)

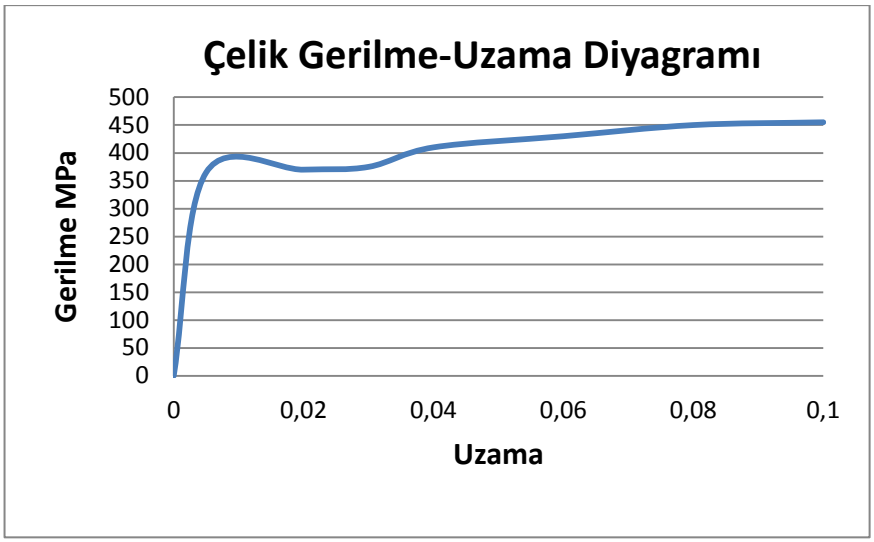
$$\sigma_t = \sigma_e \left(1 + \epsilon_e\right) = \sigma_e \lambda$$

Gerçek ve mühendislik uzama aşağıdaki formül gibi ilişkililer:

(3-4)

$$\epsilon_t = \ln \left(1 + \epsilon_e\right) = \ln \lambda$$

Denildiği üzere elastik bölgeden sonra daha çok dikkatle mühendislik gerilim uzama miktarlarıyla çalışılmalıdır. 3.6 şekilde Gerçek gerilim tarafından sunulan miktarlar,mühendislik gerilime göre daha çok itibara sahip[51].



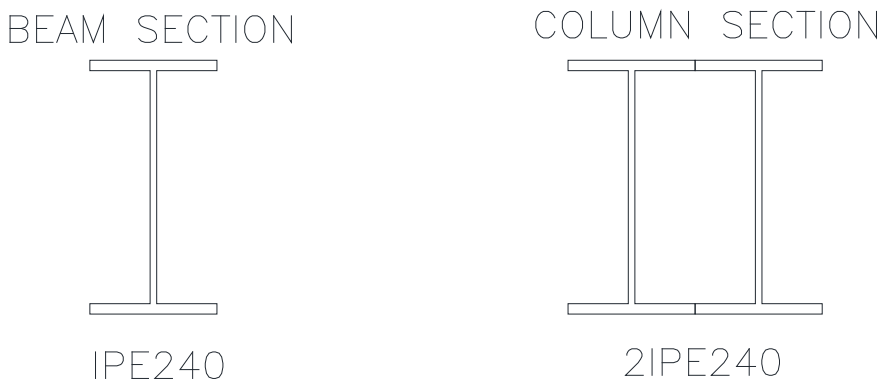
Şekil 3.6.çelik malzemelerin gerçek gerilim uzama diyagramı[51].

3.8 Modelleme

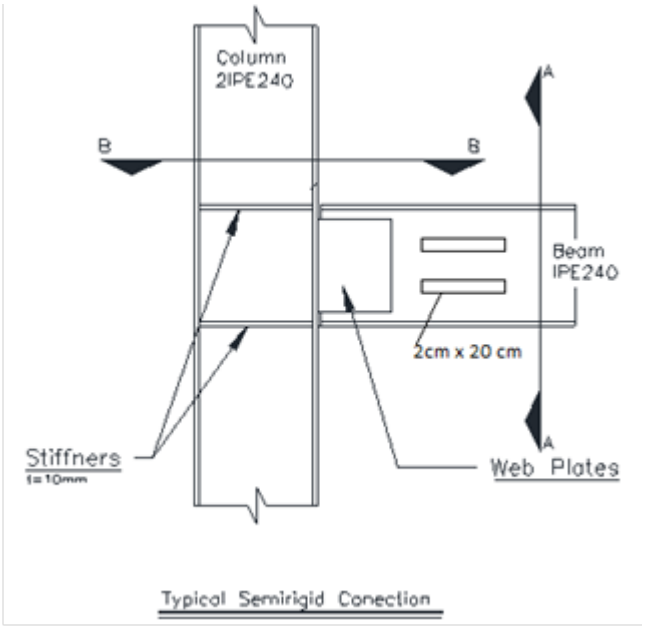
Bu bölümün başında malzeme modeli,eleman türü ve malzemelerin döngüsel davranışını içeren kirişin gövdesinin küçültülmesiyle kolona bağlantısının modelleme yöntemini inceliyoruz. Sonra küçültülmüş gövdeli bağlantı numunesinin analiz sonuçlarına göre,kıyaslamalarını yapıp ve deprem sırasındki davranışlarını inceleyip ve onu sismik hasar alma kriteri olarak kullanırız.

3.8.1 Model Geometrisi

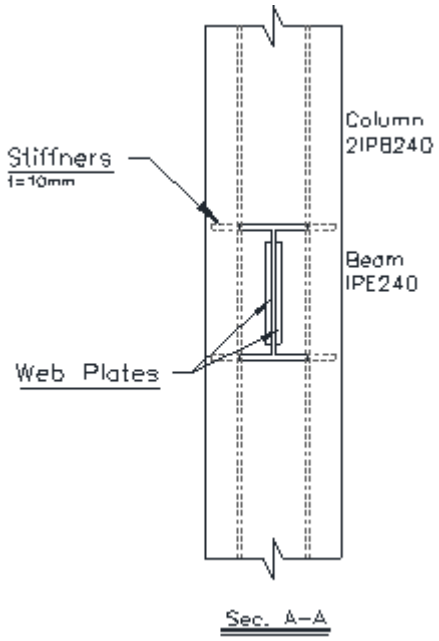
Bu tez küçültülmüş gövdeli bağlantı davranışı üzerine odaklanmış ona bağlı bileşenlere değil,ve böylelikle kiriş ve kolon kesitleri aşağıda gösterilmiştir.



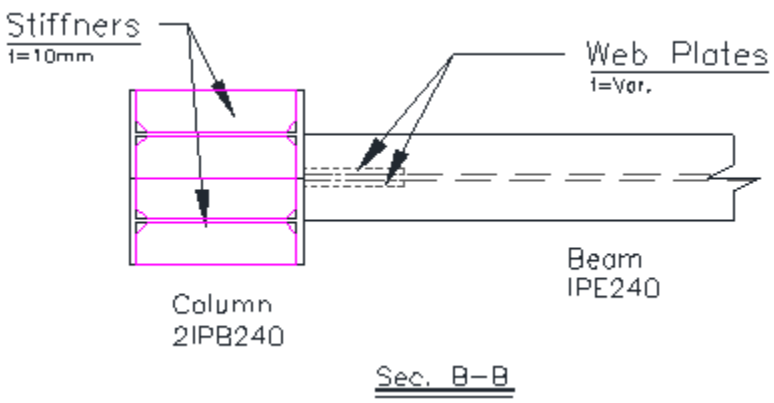
Şekil 3.7.kiriş ve kolonların kesitleri



Şekil 3.8.bu araştırmada incelenen yarı sabit küçültülmüş gövdeli bağlantı



Şeli 3.9.incelenen yarı sabit küçültülmüş gövdeli bağlantıdan A-A kesiti

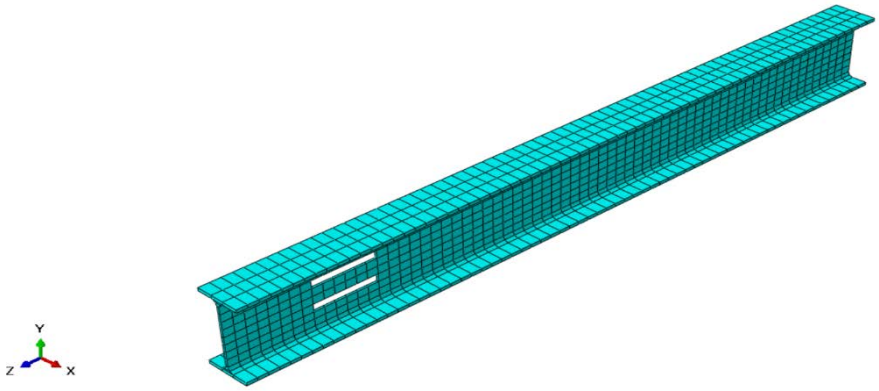


Şekil 3.10.incelenen yarı sabit küçültülmüş gövdeli bağlantıdan B-B kesiti

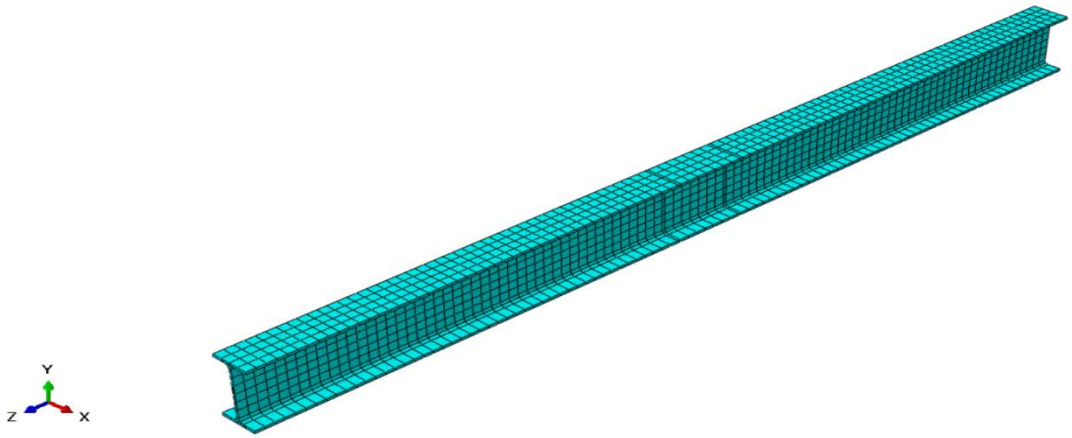
3.9 Modelin Ağlaşması

A) IPE240 çelik kirişler ve kolonlar

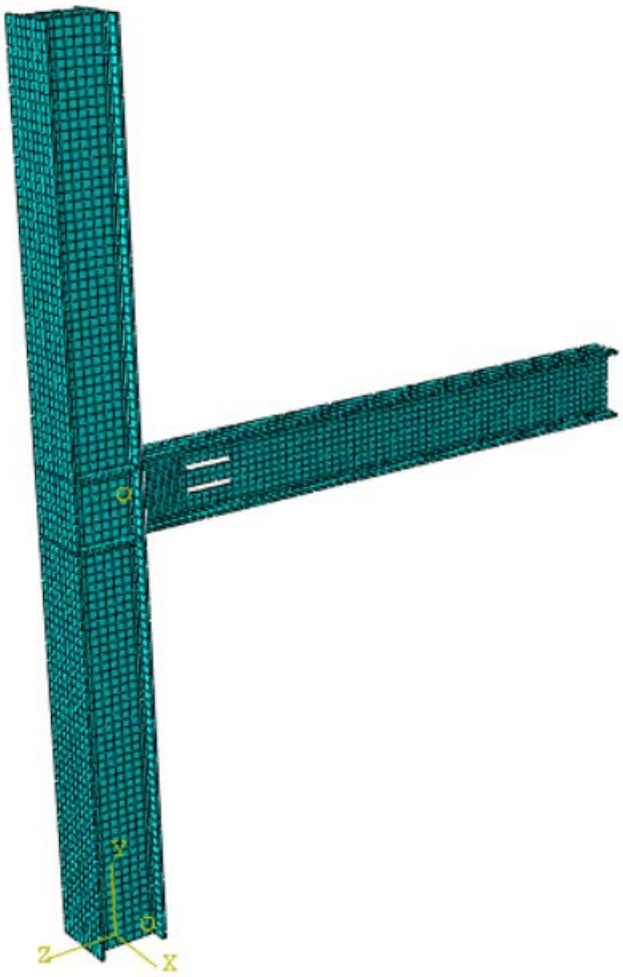
Kirişler,kolonlar ve çelik saç levhalar için birleşik üç boyutlu düğümlü C3D8R elemanları kullanılmıştır.elemanların uzunluğunun her biri yaklaşık 10 milimetre olarak seçilmiştir.



Şekil 3.11.kiriş elemanının hasır çelik yapılması



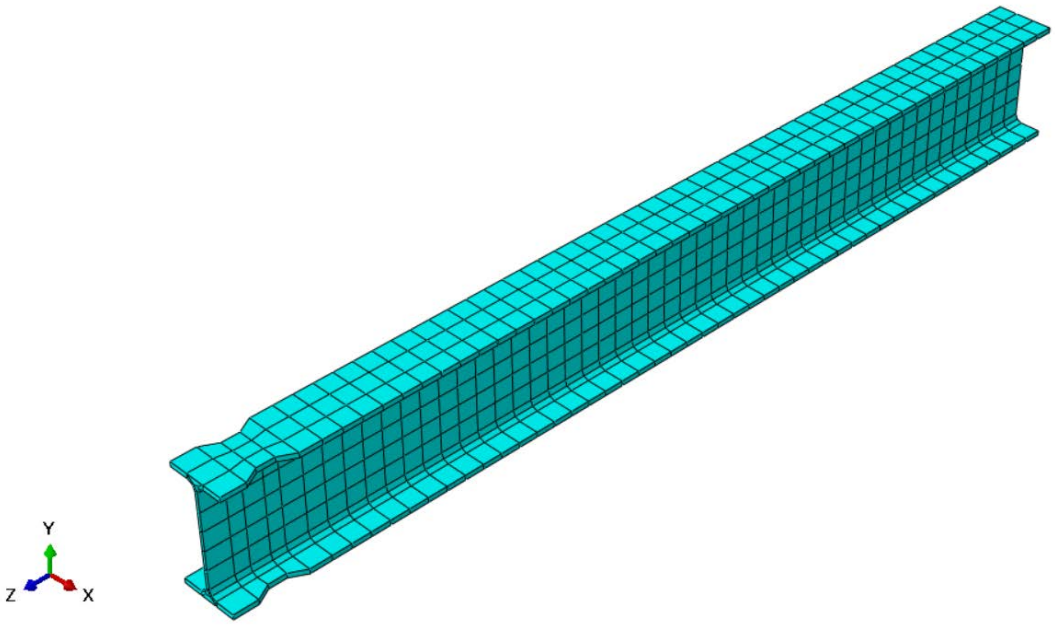
Şekil 3.12.kolon elemanının hasır çelik yapılması



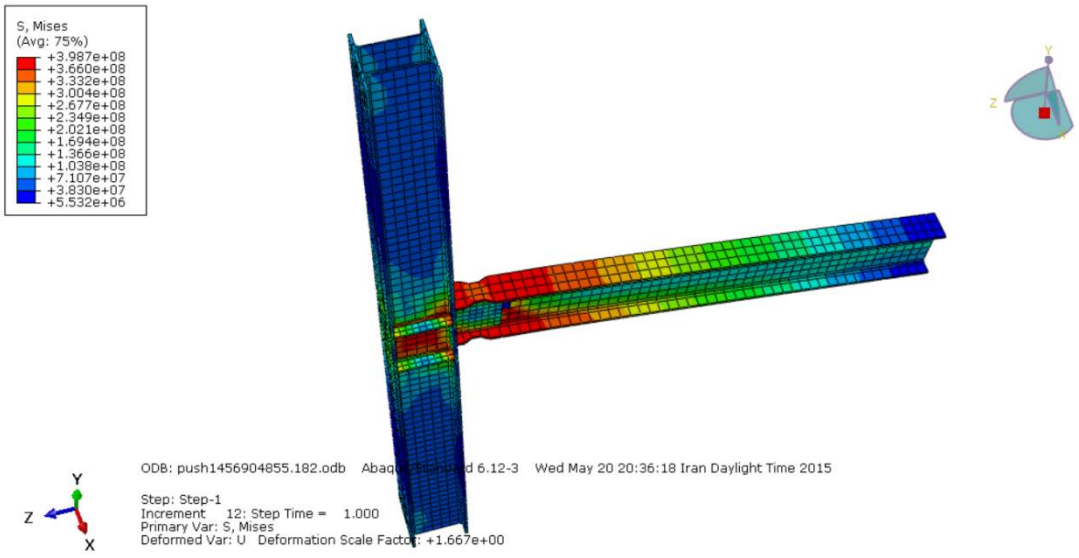
Şekil 3.13.modelin genel hasır çelik yapılması

3.10 Push Over Eğrisi Çizimi

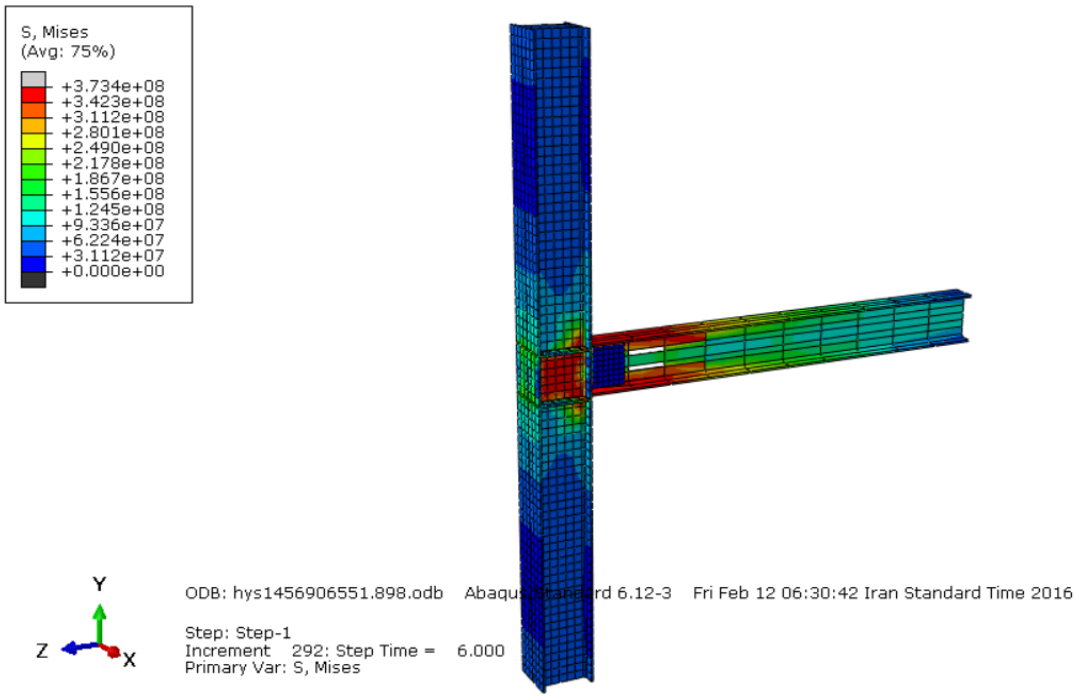
Devamında incelen küçültülmüş gövdeli bağlantı için,push over eğrisi çizildi ki 3.17 şekilde sunulmuştur, Ayrıca push over diyagramı,bir numune Dog bone türünden RBS bağlantısı için ve ayrıca bir numune basit bağlantı için çizilmiştir, Ve çalışma yöntemi döngüsel yüklemesinin nihayi döngüsünün yer değişimiyle eşit yer değişimi kirişin sonuna uygulanma şeklindedir. Bu iş performans noktalarının doğruluğundan emin olmak ve belirlenen noktaların push over eğrisinden çıkartılan performans noktalarıyla döngüsel yükleme eğrisini kullanarak kıyaslaması için ve ayrıca üç yaygın RBS,küçültülmüş gövdeli ve sade bağlantının kapasite,şekil alma ve direnç miktarı için bir kıyaslama olarak yapılmıştır.



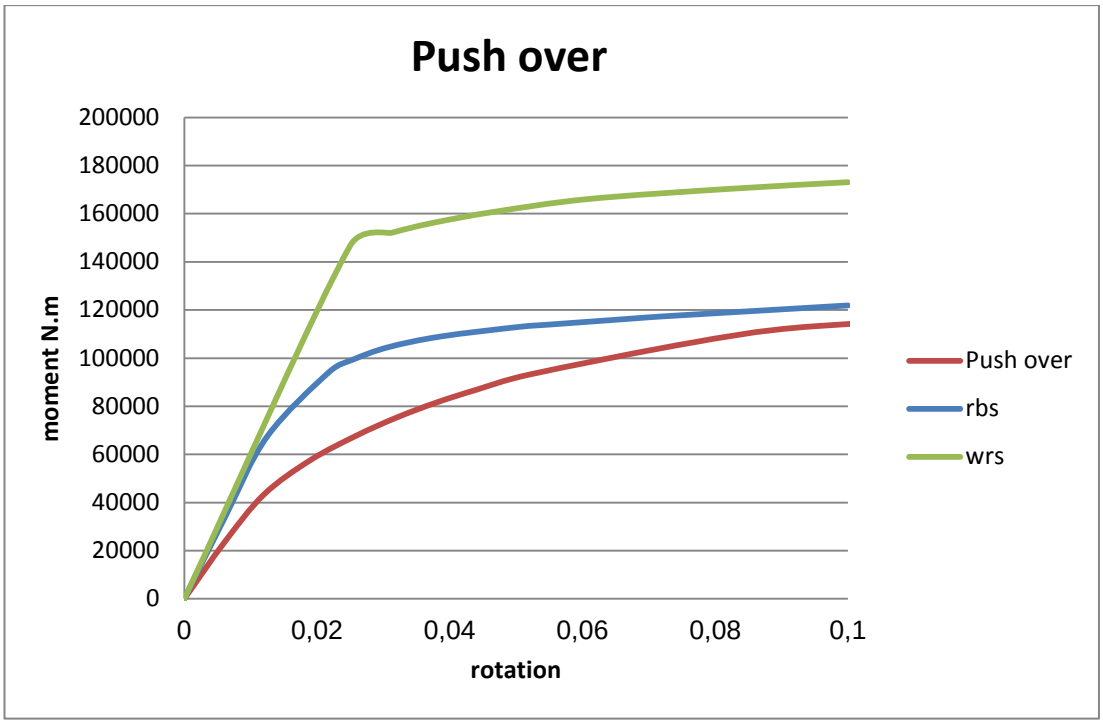
Şekil 3.14.RBS bağlantısının kesit gösterimi



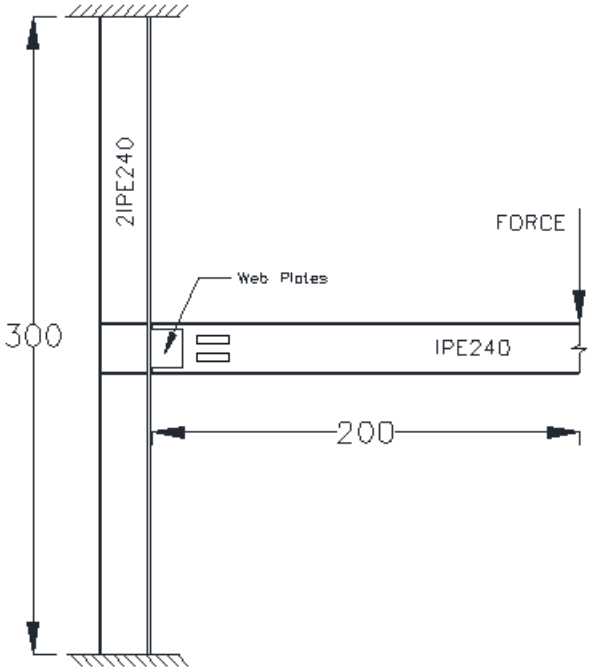
Şekil 3.15.RBS bağlantıda oluşan gerilimlerin gösterimi



Şekil 3.16.küçültülmüş gövdeli bağlantıda oluşan gerilimlerin gösterimi



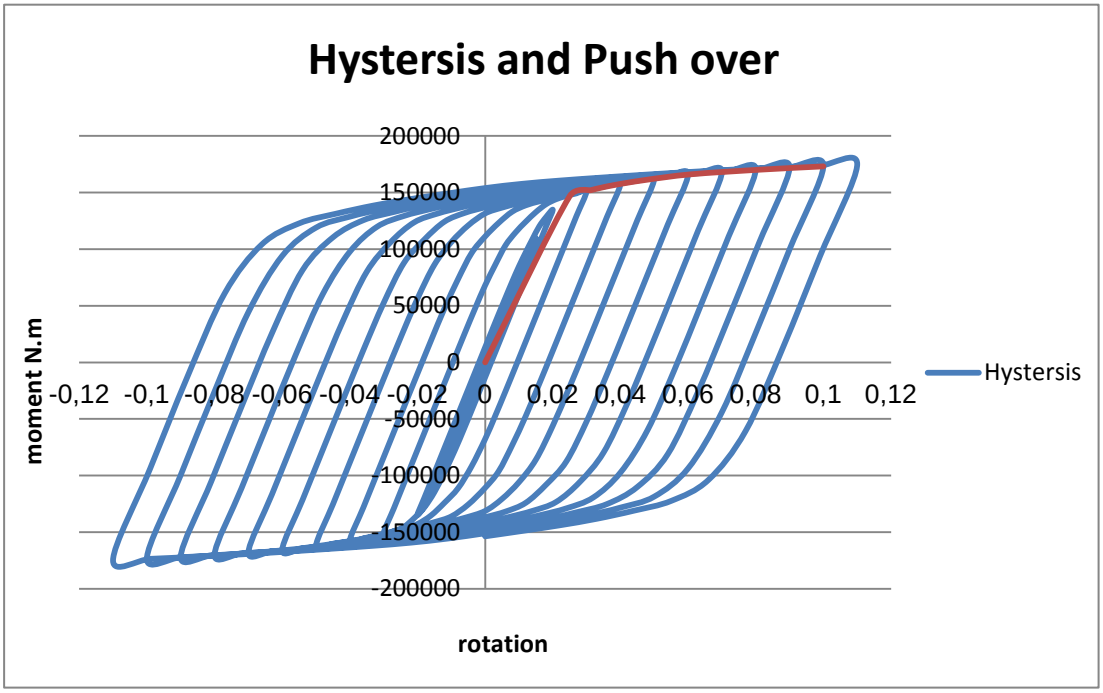
Şekil 3.17.RBS bağlantı modelinin push over eğrilerinin küçültülmüş gövdeli ve basit bağlantıyla kıyaslaması



Şekil 3.18.küçültülmüş gövdeli bağlantı modelinin genel görünümü ve kesim tarihçesinin uygulama yeri

3.11 Döngüsel Yükleme Eğrisi ve Push Over Eğrisiyle Kıyaslaması

Ilk başta küçültülmüş gövdeli bağlantıya döngüsel olarak SAC yüklemesi modeli uygulanıp,bağlantı için Moment-devir histerzis eğrileri çizildi. Yüke uygulanan etki noktasını modelin geometrisiyle beraber,3.18 şekilde gösterdik. Öyle ki küçültülmüş gövdeli bağlantının üst katının kolonunun uzunluğunun yarısı ve küçültülmüş gövdeli bağlantının alt katının kolonunun yarısı,kirişin yarısıyla modellenmiştir.



Şekil 3.19.çapa-devir ve küçültülmüş gövdeli bağlantının push over histerzis eğrisi

3.19 şekilde push eğrisinin elastik bölümde küçültülmüş gövdeli bağlantının ilk sertliğnde,döngüsel yükleme eğrisiye intibakta olduğu görülmüştür. Ve ondan sonra doğrusal olmayan bölümde de yükleme döngülerinin artmasıyla,maksimum moment miktarı her yükleme döngüsünde push over eğrisi diyagramına intibaktadır. Bu konu push over eğrisinin döngüsel yükleme eğrisinin moment miktarlarının maksimum pushu olduğunu gösterir. Ve bu intibaktan şu sonuç elde ediliyor ki performans noktalarını belirtmek için döngüsel yüklemeyi de kullanabiliriz ve ayrıca bizim yazılım modelimizin doğruluğu da bu intibak yüzünden onaylanır.

3.12 Küçültülmüş Gövdeli Bağlantının Performans Noktalarının Belirlenmesi

3.14,3.16 nolu şekilleri kullanarak modellenmiş küçültülmüş gövdeli bağlabtı için Döngüsel yükleme ve push over eğrilerinin çiziminden sonra Şimdi hasarların başlangıcı ve çeşitlerine göre küçültülmüş gövdeli bağlantıların performansının noktalarını belirtebiliriz. Göründüğü üzere FEMA-355 e göre θ_{SD},θ_{CP}, θ_{IO} olarak küçültülmüş gövdeli bağlantı için üç performans düzeyi düşündük ve küçültülmüş gövdeli bağlantıyı model analizi sırasında modelleştirdikten sonra 3.1 nolu tabloya göre modelde tahrip bağlangıcı ve ilerlemesini inceliyoruz. Ve tahribin 3.1 tabloda sunulan civarlara ulaştığı anda moment mşktarını okuyup ve analiz tamamlandıktan sonra,moment push overın küçültülmüş gövdeli bağlantıya karşı diyagramı çizimiyle devire göre küçültülmüş gövdeli bağlantının performans noktasının tahrip sınırının momentine momentin ulaşma anında elde edilen devir miktarı elde ediliyor.

3.13 Uzamanın Yırtılma Uzamasından Geçitine Göre Küçültülmüş Gövdeli Bağlantının Tahribi

Dikkat edilmesi konu şu ki küçültülmüş gövdeli bağlantı için,plastik eklem oluşum yeri ve kirişin plastik uzamalarının bu yerde anında kiriş kanadının küçültülmüş gövdeli bağlantısının kolona bağlanma yerinde gerçekleşir. Şimdi de küçültülmüş gövdeli bağlantının artık verime sahip olmadığı noktayı arıyoruz. Yazılımda çelik malzemelerin tanımı için,çelik gerilim-uzama diyagramından elde edilen sonuçları ona tanıttık, Böyle ki nihayi uzama 20% ve ya 0,2 eşdeğer ve nihayi gerilim,4670 kilometre/santimetre kareye eşdeğer sunuldu. Halbuki küçültülmüş gövdeli bağlantının tahribi için 0,054 değerinde bir uzamayi nihayi tahrib uzaması olarak düşündük Ki küçültülmüş gövdeli bağlantının bu uzamaya ulaşmasından sonra küçültülmüş gövdeli bağlantının Yer çekimi yükü aktaramamasına neden olan tam kırılma gerçekleşeceği farz edilmiştir ki 3-4 bölüm 4. Maddeye eşdeğerdir. Ayrıca 0,032 değerinde bir uzamayı direncin gözde görülür derecede azalmasına neden olan temel metalin tahrip başlangıcı olarak düşündük Ki 3-4 bölümün 3.maddesine eş değerdir Ayrıca 0,003 değerinde bir uzamayı bükme direncin nominal bükme kapasitesinin altında bir miktarını gözde görülür derecede azalması olarak düşündük Ki 3-4 bölümün ikinci maddesine eşdeğerdir. Küçültülmüş gövdeli bağlantıda kirişin ucundaki 0,006 metre değerinde bir yer değişimi ki 0,003 radyan devir değerinde Kirişin üst ve alt kanatlarının 0,003 uzamaya ulaşmalarına neden oluyor, Ki 3-4

bölümünden 2.maddesi gerçekleşiyor, Ve aynı şekilde,kirişin ucundaki yer değişimi 0,018 metreye ulaştığı zaman, 0,009 radyan değerinde bir devirdir ki 3-4 bölümden 3.madde gerçekleşir ve ondan sonra,son olarak 0,07 metre değerindeki bir yer değişiminde,ki 0,035 radyan son devir değerindedir. Push over analizinde bu kadar yer değişiminden sonra,küçültülmüş gövdeli bağlantısının artık hiçbir direnç artışı olmadığ için uzama,0,054 e ulaşıyor ki 3-4 bölümün 4.maddesine eşdeğer . Ve küçültülmüş gövdeli bağlantının üst ve alt kanat yerinden kopması açıktır.

Bu uzamaya ulaştıktan sonra temel metal panel bölgesine yırtılır ve bu diyagramda küçültülmüş gövdeli bağlantının hiç direnç artışı olmadığı ve küçültülmüş gövdeli bağlantının bozulduğu yerdir. . Bu nokta,tam da push eğrisinin yatay şekle geldiği yerdir. Ve en küçük bir yer değişiminin yükündeki artışta,küçültülmüş gövdeli bağlantı,yüksek bir hızla artar. Malzemeleri,monoton(Monotonic) ve birleşmiş(Combined) olarak tanımladığımız için Moment eğrisini gerilim ve ya uzamaya karşı iç değerlendirmeyle çizmemiz mümkün değildir. Ama push diyagramı yardımıyla,bu momente eş değerde devir miktarı alınır ki küçültülmş gövdeli bağlantının CP performans düzeyine eşdeğer devire ulaşıyoruz.

3.14 Küçültülmüş Gövdeli Bağlantının Zaman Tarihçesinin Doğrusal Olmayan Analizi

Bu tezde zımni dinamik doğrusal olmayan analiz yapısı konusunu kullandık ki onda küçültülmüş gövdeli bağlantının sertliği,şekil değişimiyle değişir. Bu tür analiz kullanımının bir çok yapısal simülasyon için yeterli olmadığı açıktır ki kırılganlık analizi,deprem ve ya baraja karşı yapıların gelişmiş analizi bu tarz analizler arasında gelmektedir. Sertliğin yer değişimine bağlı olmasından dolayı,ilk esnekliği uygulanan yüklere çarparak istenen yükler için küçültülmüş gövdeli bağlantının yer değişimini elde etmek olmaz. Matris doğrusal olmayan zımni analizinde yapının sertliği analiz sırasında defalarca analiz edilip ve tersinme yapılmalıdır ki bu iş analiz zamannın doğrusal zımni bir analizden çok daha uzun olmasına neden oluyor. Ama açık analizde,analiz zamanının artışı,doğrusal olmayan analizin zaman gelişim sürekliliğinin azalmasından dolayıdır.

3.15 Analiz Yapım Aşamaları(IDA)

1)Hasar temeli ölçme seçimi(DM) göreceli yer değişimleri ve küçültülmüş gövdeli bağlantıların yer değişimi gibi $_{max}$ Maksimum izin verilen gerilim ve ya kısıtlı eleman modelinin yanıtının ivme miktarı Küçültülmüş gövdeli bağlantı ve ayrıca deprem büyüklüğüne göre ölçme temeli seçimi(IM),Burada yer sarsıntısının maksimum ivmesi (PGA)

2)Seçilen kayıtların ölçülendirmeleri için uygun bir yöntem seçimi

3)Noktaların iç değerlendirmesi için doğru ve kesin bir temel seçimi

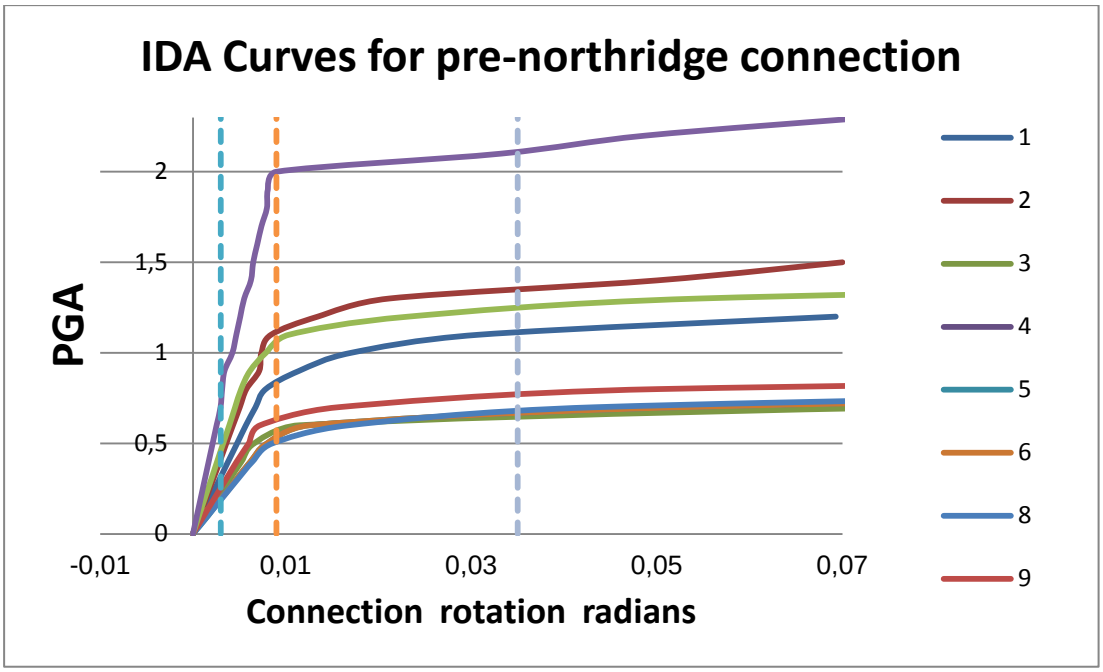
4)IDA eğrilerinin özetleşmesi için uygun bir temelin küçültülmüş gövdeli bağlantının bozuk olması ihtimali dağıtımının tahmini için kullanılması.

5)Sistemin karşılıklı performansını hesaplamak için,performans düzeyleriyle ilgili kısıtlamaların tanımı.

6)sistem davranışının incelemesi için yanıtların kullanımı ve küçültülmüş gövdeli bağlantının dinamik yanıtı.

3.16 Küçültülmüş Gövdeli Bağlantılı IDA Eğrisi Çizimi

Küçültülmüş gövdeli bağlantı modellemesinden sonra,önceki bölümlerde belirttiğimiz yönteme göre,tanıtılan her ivme haritalamasından birinin kullanımıyla,küçültülmüş gövdeli bağlantılı kısıtlı eleman modeli üzerine dinamik analiz gerçekleşir. Her analiz yapımından sonra,ABAQUS yazılımının çıktıları yardımıyla,her küçültülmüş gövdeli bağlantıların maksimum deviri,her adımda her depremde PGA artışı,belirlenip ve kaydedilir. En sonunda,küçültülmüş gövdeli bağlantının IDA eğrisi aşağıdaki gibi ve 3.20 şekilde elde edildi.



Şekil 3.20. resim-Küçültülmüş gövdeli bağlantının IDA eğrisi

3.17 Sonuçlandırma

Deprem mühendisliğinde yapıların performansını incelemek için,önemli etkenlerden biri,sismik yüklemeler altında yapının performansının tahminidir. Bu esnada belirli bir sismik talepten ortalama dönüş devri,katlarda maksimum yer değişimi ve ya belirli bir performans düzeyi,yapının genel istikrarsızlığı gibi parametrelerin tahmini için bir yöntemin bulunma gereksinimi,IDA yönteminin oluşmasına neden olmuştur. Bu yöntem aslında belirli bir yapı için deprem sarsıntıları kayıtları altında olan bir takım artıcı dinamik analizlerden oluşuyor. Bu yöntemde yapıya artmalı olarak hesaplanan kayıtlar incelenen yapıya nihayetinde yapının dinamik genel istikarsızlığı olması için, uygulanır. Bu yöntemde ilk başta incelenen yapının bileşenlerinin davranışı,doğrusal ve ya doğrusal olmayan şekilde modellenir ve sonra kayıtlar yapıya girip ve yapının yanıtı çıkar. Bu durumda IDA eğrilerini yapının yanıtı,hasar ve büyüklüğe göre ve tersi olarak beyan edebilir. Bu eğriler,bir kaç derece özgürlüklü yapıların yanıtının doğası hakkında kendine özgü bilgiler sunar. Bu analiz çeşitli hedefler için kullanılır ki bunlardan bazıları aşağıdakilerden ibarettir:

1) çok kuvvetli ve nadir depremler altında yapı davranışından doğru algı oluşumu

2) Deprem büyüklüğünün artışıyla yapının yanıtının doğasında olan değişiklerden daha iyi bir algılama(yapının yüksekliğinde maksimum şekil değişimi modelindeki değişimler,modele ve şiddetine hasasiyetle sertlik ve direncin azalması)
3) sistemin tüm dinamik kapasitesinden tahminler elde etmek
4) yukarıdaki tüm konuların IDA analizde dahil kayıtlardan her biri için tek tek sabit ve ya değişken süreç incelemesi

4 KIRILGANLIK EĞRİSİNİN GELİŞTİRİLMESİ

Mühendisler ve araştırmacılar için deprem mühendisliği tartışmalarında yapıların deprem karşısındaki dayanıklılık ve güvenirliliği en önemli konulardan biridir. Bu konu, özellikle çoğu zaman, deprem kriterlerini temel almayarak, tasarlanmış olan mevcut yapılarda daha fazla önem taşımaktadır. Farklı deprem şiddetlerine karşı yapıların performansını tahmin etmek için kullanılan en yaygın yöntemlerden biri "Kırılganlık Modeli" olarak adlanmaktadır. . Aslında, bu modeller son yirmi yılda nükleer santrallerin risk incelemelerinden elde edilmişlerdir ve bilimsel alanlarda, deprem ve doğa olaylarında hasar riskini tahmin etmek için geniş bir şekilde uygulanmışlardır. Ayrıca, bu yöntemler yapı ve yapı elemanlarının güvenlik açığını açıklamasında ortak bir amaca sahipler ve depremin şiddeti ile hasar düzeyinin artmasından bir tahmine sahip olmamamızı sağlamaktadırlar. Yapı ve depremde etkili olanların kesin olmadıklarını göz önünde bulundurmak için kırılganlık eğrisini kullanarak; vibrasyon ile ilgili güvenlik açığının analizi, muhtemel bir yaklaşımdır. Bu amaç için mevcut yapıların güvenilirlik ve vibrasyon risklerine ulaşmak için birçok rastgele ve istatistiksel model bulunmaktadır [52]. Kırılganlık eğrisi, yer hareketlerinin bir etki parametresi ile yapının bir performans düzeyi veya hasar düzeyine ulaşma olasılığını açıklar. Şiddetli yer hareketleri farklı parametrelerle açıklanır ve bu alanda maksimum ivme değerleri, hız, yer değişimi veya spektral ivme değerleri, binanın asıl periyoduyla ilişkili yer değişimi gibi konulara değinebiliriz. Belli bir talep etkisi altında, belli bir hasar düzeyine ulaşma ihtimalini açıkladığı gibi, kırılganlık eğrisinin deprem riski veya hasar tahmininde çok önemli bir rolü vardır [53].

4.1 Performansa Dayalı Deprem Mühendisliği Konusuna Giriş

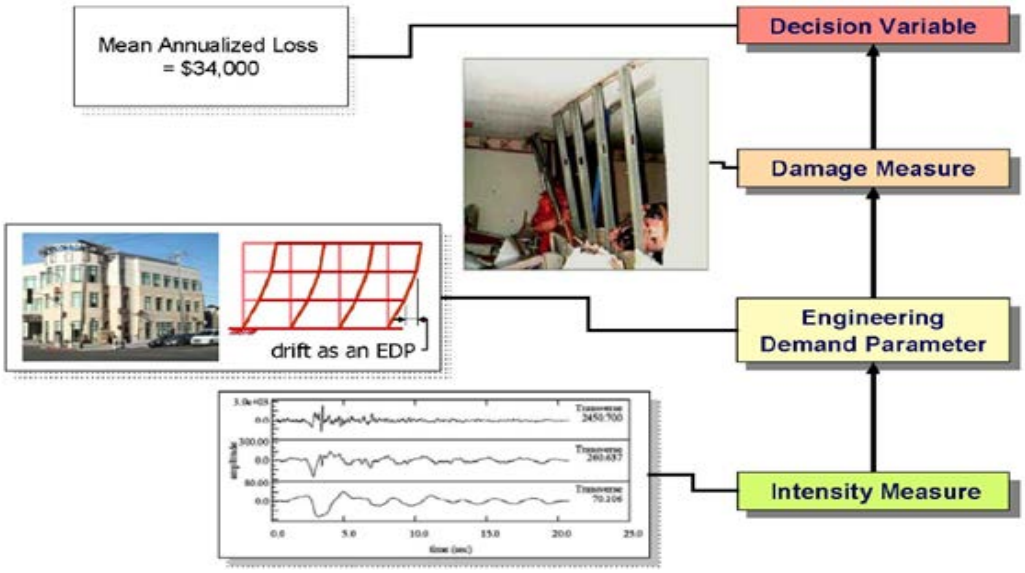
Okyanus Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi: Bu merkez "PEER" adıyla batı kıyılarında bulunan dokuz üniversiteden oluşan konsorsiyum olarak 1996 yılında kurulmuştur ve 1997 yılında ise kendi konumunu mühendislik bilimleri araştırma kuruluşu olarak tespit etmiştir. hazırda PEER altı eğitim merkezi, 20 ticari ve

endüstriyel ortağa sahiptir. PEER, Amerika Ulusal Bilimler Kurumu, Kaliforniya eyaleti, başka endüstriyel ortakları ve devlet kurumlarının bütçesi ile birçok program yürütmektedir. PEER'in amacı; hisse sahipleri ve toplumun amaçlarını karşılamak için yapı ve altyapıların tasarım ve değerlendirilmesi doğrultusunda, deprem mühendisliği teknolojisini geliştirip ve yaygınlaştırmaktır. PEER deprem sonucu oluşan masrafların uygun şekilde düşürme amaçlı programlar, araştırma ve çalışmalarla ve aşağıdaki konulara vurgulayarak kendi çalışmalarını sürdürmektedir.

- Mühendislik uygulamaları için deprem tehlikelerinin açıklanması.
- Yapısal ve yapısal olmayan bileşenler üzerinde durarak yapılmış binaların tasarımı ve depremi değerlendirme cihazları oluşturmak.
- Yapılmış olan binaların güvenli ve etkili performansının güvencesi için tasarım kriterleri.
- Mevcut yapılarda deprem sonucu oluşan tehlikelerin düşürülmesi için özel imkan ve ekipmanlar oluşturulmasının yönetimi.
- Ekonomik amaçlar, önemli binaların performansını desteklemek ve sakinler için daha fazla güvenlik sağlama doğrultusunda mevcut binalar için tasarım ve değerlendirme yöntemleri.

PEER'in çalışması PBEE (Performansa Dayalı Deprem Mühendisliği) için bilgi, donanım ve yöntemler oluşturup yaygınlaştırmaktır. Bu yöntemin amacı ise; deprem tehlikeleri konusunda daha iyi karar vermektir. . Bu yöntem geçtiğimiz on yılda küresel alanda daha çok dikkate alınmıştır, çünkü gelişmiş ülkelerde, deprem toplumsal ekonomik ve hayati tehlikeler yaratır. Depremin bu mühendislik risklerini belirleme ve yönetmek için ölçüm aletleri oluşturmakla ekonomik ihtiyaçları ve güvenlik konularına dikkat çekmeyi amaçlıyor. PEER araştırmalarının dikkat odağı sayılan üç karar alma düzeyi var. Bir düzeyi deprem sonuçu oluşan tehlikeler konusunda karar vermek isteyen inşaat, donatım ve saire sahipleri ve yatırımcıları ile ilgilidir, PEER bu kararları desteklemek için bir PBEE yöntemi oluşturmuştur. . İkinci düzey yapı veya binaların (üniversite veya şirket, uzun yol taşımacılık ofisi veya anayollarla ilgili kuruluşlar) sahipleri, yatırımcı veya yöneticileri ile ilgilidir ki bu durumda karar almaları sadece her bir bina konusunda olmakla kalmıyor, belki aynı zamanda öncelikleri de göz önünde bulunduruluyor. . PEER'in çalışması, sistemin iyileşmesi için öncelikleri belirlemekle ilgili kararları desteklemek doğrultusunda nasıl PBEE yöntemi kullanılacağını gösteriyor. Üçüncü karar alma

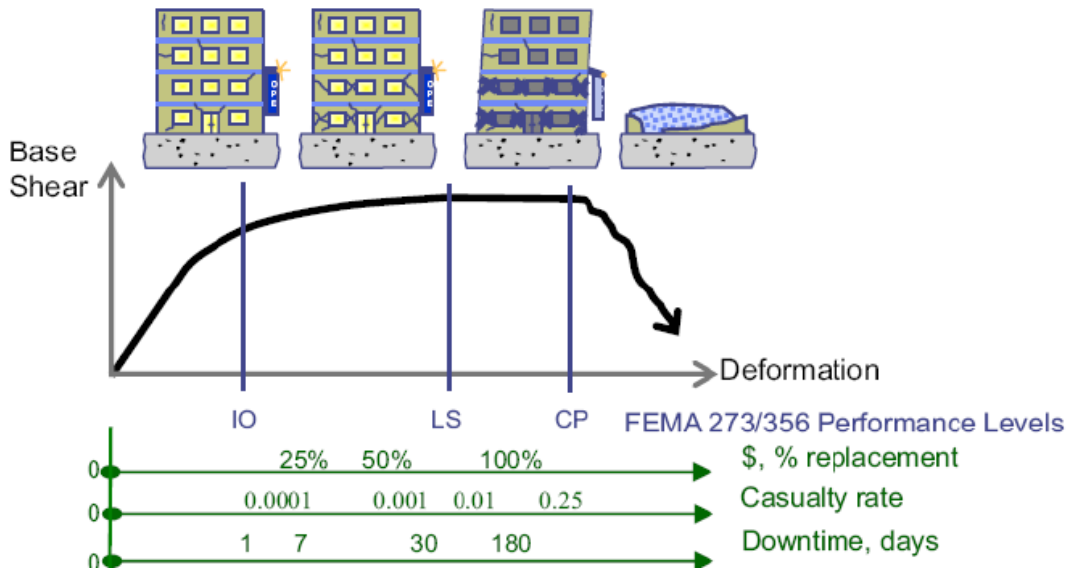
düzeyi ise devlet ve özel sektöre ait yapı donanımlarının asgari standartları ile ilgili olan yasalar ve toplumsal etkileri konusuyla ilgilidir. PEER'in araştırmaları bu standartları desteklemek ve şimdiki kurallar dışında tasarlanmış olan özel yapıların kabulü için kullanılırlar. Temeli performansa dayalı olan deprem mühendisliği yöntemlerinden en çok yararlananlar; bu kararlarla karşılaşan yöneticiler, yatırımcılar ve sahiplerdir. Tabi ki, sonunda bizler de hepimiz bu deprem riskleri ile ilgili kararlardan yararlanıyoruz. Lineer analizde kullanılan yapı değerlendirmesi ve tasarımı, performans kabiliyetini düşünerek değil, değerleri sınırlı ve eski deneyimler ve geçmişteki depremleri temel alarak belirlenmiş faktörlerle düzenlenmiştir. Ayrıca, mühendislik değerlendirme ve tasarım, mühendislik parametlrelere bakar ve performans benzerleri ile ilgili ölçekleri veya doğrudan ulusal hasarlar gibi toplumsal – ekonomik parametrelerin hesaplamasını bir kenara bırakmıştır. Depremsel performansın sonuçları (önceki depremlerde belirlendiği gibi) çok değişken ve zayıf olması ve çoğunlukla hisse sahiplerinin ve işverenlerin beklentisi dışında olması, bu dolaylı ve deneysel yöntemin sonucudur. Gelişmiş ve teknolojiye sahip toplumlarda vibrasyon tasarımcısının çalışmaları daha mantıklı ve bilime dayalı olmalıdır. Deprem performansı konusunda anlam taşıyan bilgiler elde etmesi gerekiyor ve yapılar, ağlar ve ya üniversitelerin performansı konusunda karar veren kişiler ise onları anlamalılardır. Ayrıca, hisse sahiplerinin ve toplumun ihtiyaçlarının karşılanması doğrultusunda en iyi vibrasyon performansını seçmek için farklı seçenekler sunulmalıdır. PEER buna ulaşmak amacıyla, bu alandakı çeşitli konuları birleştirdiği deprem mühendisliğine bir çerçeve hazırlamıştır.



Şekil 4.1 .Yapı performans odaklı genel inceleme süreci

4.2 Performans Düzeylerine Göre Hasar Alabilirliği Tespit Etme Çalışmalar Serisi:

İlk bölüm, Indenstity Measure (Şiddet Ölçümü) ile anlattığımız; deprem tehlikelerinin açıklamasıdır. . İkinci bölüm; ortaya çıkan form değişmeleri, ekipmanların devrilmesi veya çatlama ve benzeri hasarların hesaplanması kriterlerinin açıklanmasıyla sonuçlanan Enginering Demand Parameter veya "Gerekli Mühendislik Parametreleri" (şekil değişimleri, hız ve ivmeler) bölümüdür. Bu hasar hesaplamaları; Değişkenlerinin Değerlendirilmesine (Decision Variable) ulaştırırlar. BEER'in performans esaslı deprem mühendisliği geliştirmesindeki asıl başarılı bölüm; bu konuları belirlenmiş sınırlar ötesinde birleştirmesidir ve devlet, endüstri ve bütün insanları tehdit eden riskleri düşürmeğe çalışıyor.

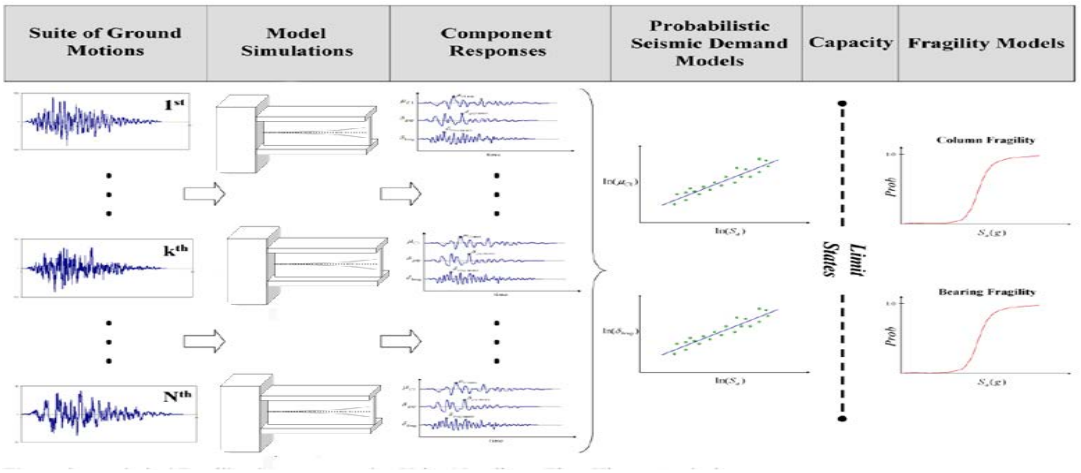


Şekil 4.2.Performans düzeylerine göre hasar alabilirliği tespit etme

4.3 Kırılganlık Eğrisini Çizme İşlemleri

Talep miktarlarını belirlemek için kullanılan, dinamik analiz yöntemlerinin çeşidine bakarak, kırılganlık eğrisi çiziminde farklı yöntemler kullanılmıştır. Talep miktarını belirlemek için bu araştırmada, lineer ve lineer olmayan zaman tarihçesinin dinamik

analizi kullanıldığına bakarak; bu bölümde eğrilerin çizimini bu yöntemi kullanarak tanıtacağız. Ayrıca şekil 4.3'te kırılganlık eğrilerinin çizimi grafik olarak gösterilmiştir.



Şekil 4.3. Regresyon ve zaman tarihçesi analizi kullanılarak bağlantı kırılganlık eğrilerinin çizim işlemi

4.4 Kırılma Eğrisi Ve Onun Gereksinimleri

Ekipmanların kırılma eğrilerini çizmek ve incelemek amacıyla; ortalama sayısal ve standart kriterden sapma kavramı açıklanmaktadır.

4.4.1 Aritmetik ortalama tanımı, varyans ve standart kriterden sapma

İstatistik biliminde, aritmetik ortalama veya aritmetik orta (Aritmetic mean) merkeze eğilimin bir çeşit ölçüsüdür ve bir veri serisinde bulunan değerlerin toplamının sayılarına bölümünden ibarettir:

$$\bar{x} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x_i = \frac{1}{n}(x_1 + \cdots + x_n) \quad (4\text{-}1)$$

ve burada rasgele örnek için bir istatistik toplumdan n sayıda eleman kullanılır. Ana topluluk ortalaması "n" genel olarak aşağıdaki gibi açıklanır:

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^{n} x_i}{N} \qquad (4\text{-}2)$$

Burada N toplulukta bulunan bütün elemanların sayısıdır.

Merkezi parametrelerin yanı sıra, en önemlisi bir rasgele değişkenle ilgili miktar, dağınıklık ölçüsü veya onun değişimleridir ve rasgele bir değişkenin miktarlarının ne kadar birbirine yakın olduğunu veya tersine merkezi miktarın etfarında ne kadar dağıldıklarını göstermek için bir miktardır. Böyle bir miktar açıkça rasgele değişkenin merkezi miktardan olan sapma miktarlarının bir fonksiyonu olmalıdır. Eğer, sapmalar rasgele değişgenin ortalama miktarına göre hesaplanırsa, dağınıklık için uygun bir ortalama ölçü elde edilir ve bu ölçü variyans olarak adlandırılır.

$$\sigma^{۲} = \frac{\sum_{i=۱}^{N} (x_i - \mu)^{۲}}{N} \qquad (4\text{-}3)$$

Yukarıdaki ifade variyans adıyla bilinmekte ve (σ^2) işareti ile gösterilmektedir.

Variyansı ortalamadan sapma miktarlarının kare ortalaması olarak tanımlayabiliriz. Variyansın (4-3) denklemi şeklinde anlatıldığına rağmen, istatistikte birçok amaç için (özellikle diğer istatistik endeksler yaratmakta onun teorisinin kullanılması açısından) kullanılır. Ama çoğu zaman belli bir dağıtımda, değişiklerin ölçülmesi için bir endeks belirlenmesi amaçlandığı konularda kullanılır ve daha çok dağıtımdaki değişiklikler, aritmetik ortalamaya göre olduğunda anlamlı olmaktadır. Variyansın sapmalar karesine göre olduğuna bakarak kolaylıkla onun karekökünü çıkarabiliriz ve aynı verilerin ortalama boyutu (ortalama) ve diğer merkezi endekslerin sahip olduğu bir birim ile beyan edilmektedir. Buna göre kriter sapması aşağıdaki gibi açıklanmaktadır:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N}(x_i - \mu)^2}{N}} \qquad (4\text{-}4)$$

Bu kitaptaki konuların birçoğunda göründüğü gibi; kriter sapması ve aritmetik ortalama, istatistikte iki önemli kavramdır. Aritmetik ortalama dağıtımın merkezi pozisyonuyla ilgili en önemli endeks ve kriter sapması ise dağıtımdakı ortalama çevresindeki miktarın dağılım ve dağınıklığın en önemli endeksidir. Büyük kriter sapmalı dağılımlar, kriter sapmasının büyüklüğüne göre daha çok dağılım ve dağınıklılığa sahipler ve tersi burada variyans ile bir istatistik toplumla ilgili olan kriter sapması ve variyans ile örnekle ilgili kriter sapması arasında fark koymamız gerekmektedir. (4-3) ve (4-4) denklemleri; sırayla variyans ve istatistik bir toplumla ilgili kriter sapmasını temsil etmektedirler. Yukarıdaki denklemlerde ,μ ortalama, σ kriter sapması ve N serinin tüm elemanlarının sayısıdır. Bir örneğe bağlı olan variyans aşağıdaki gibi açıklanır.

$$s^2 = \frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})^2}{n-1} \qquad (4\text{-}5)$$

Neticede örnek standart sapması aşagıdaki ilişkiden elde edilir:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \qquad (4\text{-}6)$$

Hasar oluştuğu an yerin maksimum ivmesi ile kütle fonksiyonu $p_x(x_i)$ variyans olasılığı aşağıdakı gibi anlatılır.

$$\mathrm{var}(x) = \sum_{\forall x_i}(x_i - \mu_x)^2 p_x(x_i) \qquad (4\text{-}7)$$

ve bu denklemde μx=E(x), X'in rasgele değişken ortalama değeridir ve aşağıdaki denkleme sahibiz:

$$\mathrm{var}(x) = E(x^2) - \mu^2{}_x \tag{4-8}$$

Dağınıklığa daha uygun ölçü variyansın kareköküdür ve standart sapması (veya kriterden sapma) olarak adlandırılır ve onu σ_x sembolü (değişken X kriterinden sapma) ile gösteririz.

$$\sigma_x = \sqrt{\mathrm{var}(x)} \tag{4-9}$$

Sadece variyans miktarı veya standart sapmasına göre dağınıklılığın az veya çokluğu konusunda tartışmak zordur. Bu amaçla ortalama miktarına göre dağınıklık daha yararlıdır. Bir başka deyişle rasgele bir değişkenin dağınıklık miktarının az veya çokluğu sadece ortalama miktarına göre olursa anlamlı olacaktır. Bu nedenle, dağınıklık katsayısı (coefficient of variation) Rasgele değişken X için aşağıdaki gibi hesaplanır:

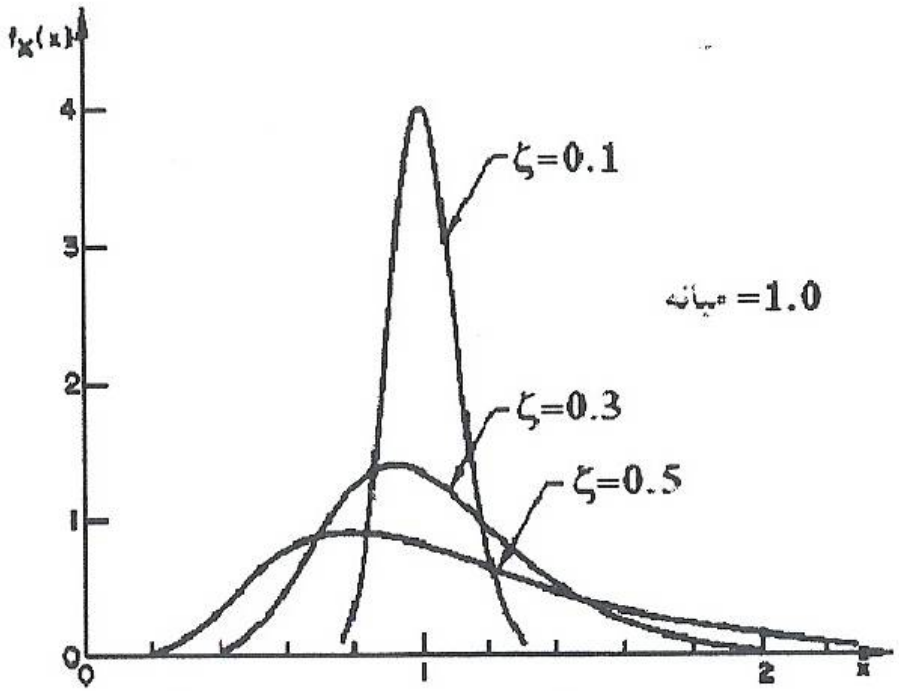
$$\delta_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \tag{4-10}$$

4.4.2 Log-Normal Dağılım Tanımı

Rasgele değişen bir X değeri, Log-normal dağılıma (Normal Logaritma dağılımı) sahiptir. Eğer, değişken Y=ln(X) normal dağılıma sahip ise o durumda değişken X olasılık yoğunluk fonksiyonu aşağıdaki şekilde olacaktır:

$$fx(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta x}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right] \quad ,0 \le x < \infty \tag{4-11}$$

Burada λ= Eln[X] ve $\zeta = \sqrt{\mathrm{Var}(\ln X)}$ sırayla ortalama ve değişken standart sapması LnX dağılım parametreleridir. 4.4 şeklinde (4-10) denklem fonksiyonu Log-normal olasılık değişken yoğunluğu ζ 'ın değişik değerleri için çizilmiştir.

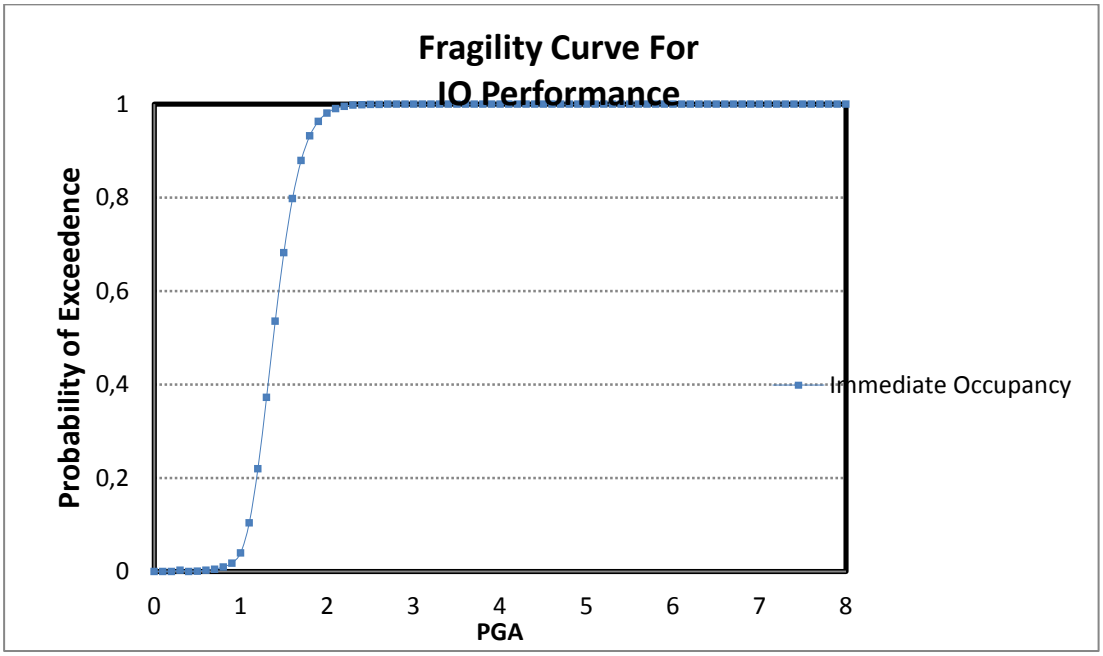


Şekil 4.4.Log-normal değişken olasılık yoğunluk fonksiyonu

4.5 Çalışma Konusu Olan Bağlantı Kırılması Eğrilerinin Çizimi

Şimdi önceki bölümde elde edilen, regresyon analizi parametreleri ve talep – deprem şiddeti eğrilerine göre, üçüncü bölüm ilişkilerine göre kırılganlık eğrilerini, çalışma konusu bağlantı bozulma pozisyonlarının her birisi için geliştirebiliriz. Bu bölümün devamında çalışmanın konusu olan bağlantının kırılganlık eğrisi çizilip ve onun güvenlik açığı konusunda sonuç alınacaktır. Bu çalışmada kırılganlık eğrilerinin çiziminde doğrusal olmayan regresyon analizi ve log-normal dağılım kullanılmıştır ve sonuçlar 4.5'den 4.8 şekline kadar verilmiş bulunmaktadır .

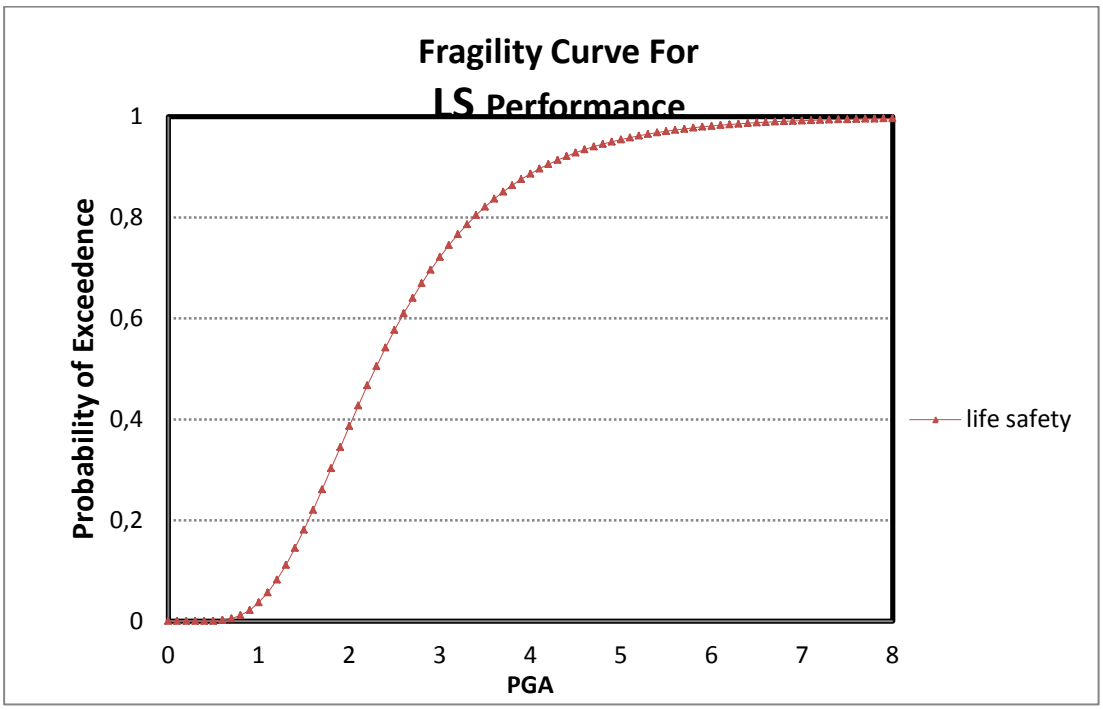
4.5.1 Kesintisiz Kullanım Performansı Düzeyi İçin Kırılma Eğrisi Çizimi



Şekil 4.5. Kesintisiz kullanım performansı için bağlantı kırılganlık eğrisi

4.5 Şeklinde görüldüğü gibi; performans düzeyi için kesintisiz kullanım çok erken, kendi son kapasitesine varır. Burada görüldüğü gibi PGA için bu performans düzeyinde pratik olarak artık bu bağlantı işe kullanılamamaktadır.

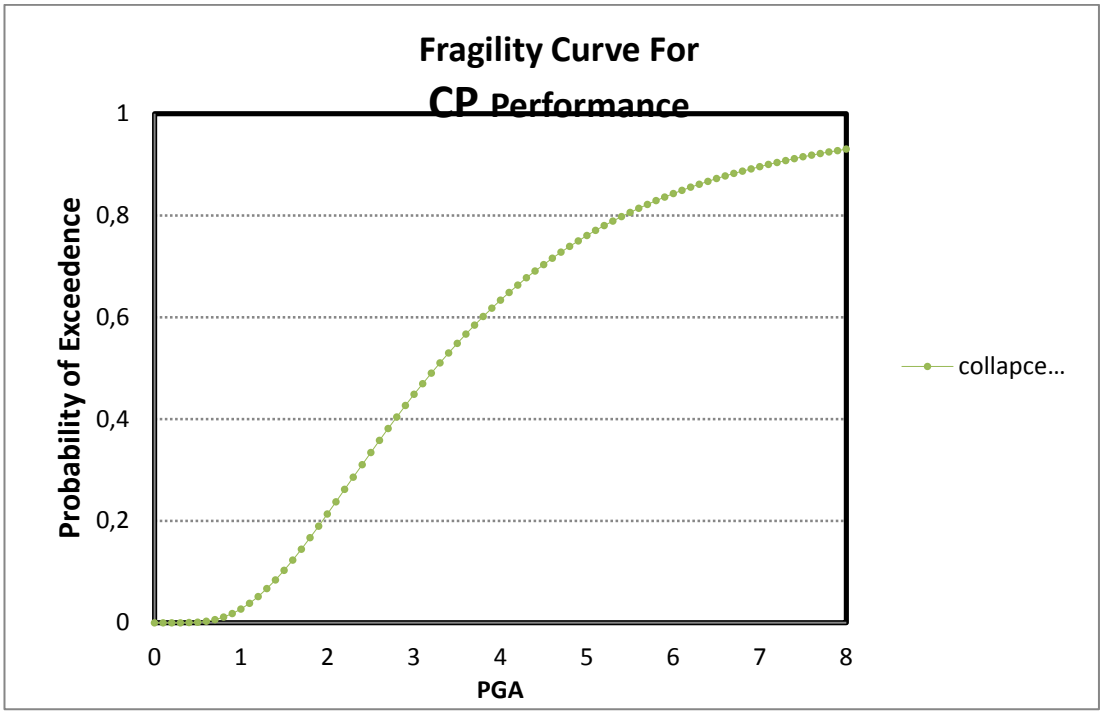
4.5.2 Can Güvenliği Performansı İçin Kırılma Eğrisi Çizimi



Şekil 4.6. Can güvenliği performans düzeyi için bağlantı kırılganlık eğrisi çizimi.

4.6 Şeklinde görüldüğü gibi, bağlantı can güvenliği performans düzeyi için daha elverişlidir. Burada görüldüğü gibi, PGA için bu performans düzeyinde yaklaşık 6 g'den sonra artık bağlantı pratik olarak işe yaramıyor ve kesintisiz kullanım performans düzeyine göre daha yüksek maksimumda ivmelenme sınırlarına direnme kabiliyetine sahiptir.

4.5.3 Son Performans Düzeyi İçin Kırılma Eğrisi Çizimi

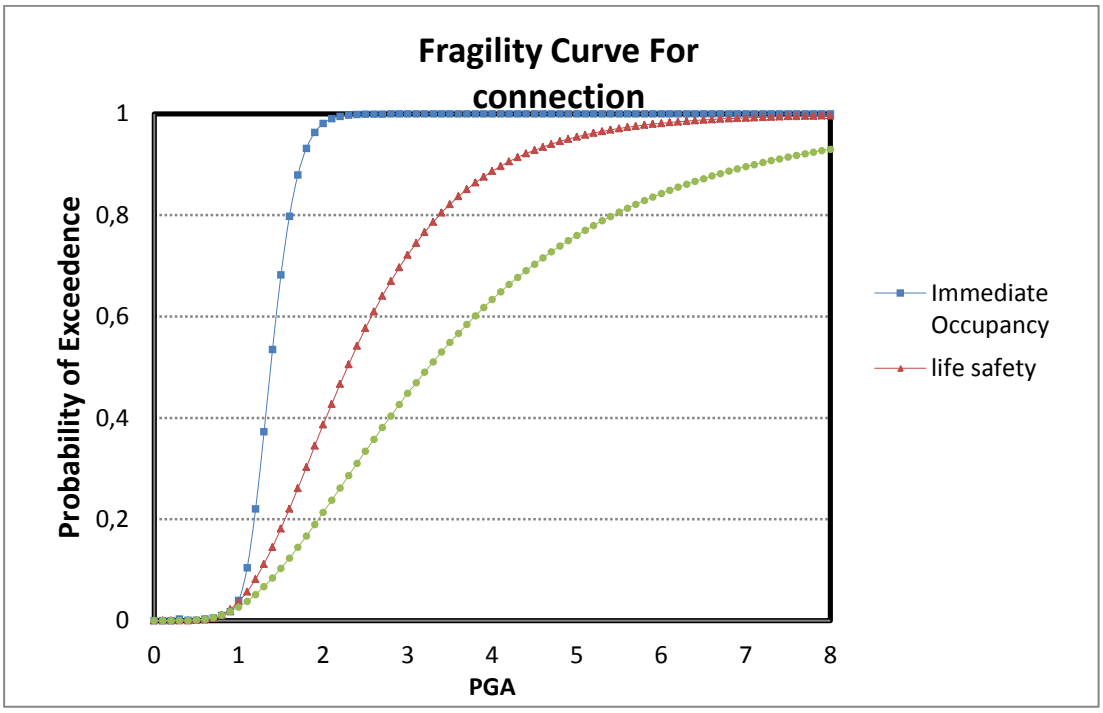


Şekil 4.7.Son performans düzeyi için bağlantı kırılganlık eğrisi

4.7 Şeklinde görüldüğü gibi son performans düzeyi veya CP için bağlantı, can güvenliği performans düzeyine göre daha iyi performansa sahiptir. Ama, onunla arasındaki fark pek de çok değil ve bunu gösteriyor ki; kirişte plastik mafsal oluştuğu an, bağlantının deprem yükü karşısındaki direnci pek de göz alıcı değil ve bu olaydan kısa bir süre sonra, bağlantının lineer olmayan bir alana girmesi ile hasar görür ve bu konuda yarı sert bağlantıların deprem ve yan yükler karşısındakı direncinin zayıf olduğunu göstermektedir. Görüldüğü gibi; PGA için yaklaşık 8g'den sonra bu performans düzeyinde artık pratik olarak bağlantı işe yaramaz ve yan güvenlik performansı düzeyine göre daha yüksek maksimum ivmelenme sınırıyla baş etme

kabiliyetine sahiptir. Ama can güvenliği performans düzeyine göre, bağlantı direncinin artışı fazla değildir.

4.5.4 Performans Düzeyi İçin Kırılganlık Eğrisi Karşılaştırması



Şekil 4.8. Çeşitli performans düzeyleri için, bağlantı kırılganlık eğrisi

4.8 Şeklinde görüldüğü gibi; PGA miktarı yaklaşık 1g olduğu sürece, bütün performans düzeylerinin kırılganlık değerleri, yaklaşık sıfıra yakın aynı olasılığa sahiptirler. Bunun anlamı da; PGA'nın yaklaşık bir bağlantı olduğu sürece IO ,LS ve ya CP performans düzeylerinin hiç birisine varmayacağıdır ve bunun kendisi bağlantı dayanıklılığı ve bağlantı kırılganlık eğrisi çizimi sonuçlarının doğruluğunun göstergesidir. Çünkü eğer, çerçeveyi model yapıp ve çerçevenin kırılganlık eğrisini çizersek çerçeve daha az PGA'da IO performans düzeyine ulaşacaktır. Önceki bölümde bozulma eğrilerinin şekline bakarak özel bir PGA için her bir bağlantıda performans düzeylerinden her birinin gerçekleşme olasılığını incelemek mümkündür. Ayrıca, burada IO düzeyinde bağlantılı yaklaşık 2g PGA için olasılık %100'e ulaştığı görülmektedir. Yani bu miktar PGA'dan sonra artık bağlantı IO düzeyinde işe yaramamaktadır. Ama CP, LS performans düzeyleri için görüldüğüne göre, aşma olasılıklarının neredeyse birbirlerine yakın ve dikkat çekici değerleri bulunmaktadır.

4.6 Sonuç

Çeşitli yapıların deprem risk değerlerine ulaşabilmek için, dünyanın dört bir yanında araştırmacılar ve araştırma kuruluşlarınca pek çok sayıda kırılganlık eğrisi beyan edilmiştir. Güvenlik açığı fonksiyonlarını elde edip geliştirmek için, genel olarak deneysel, yargılama, analiz ve kombinasyon şekillerinde dört yöntem mevcuttur.

Kırılganlık fonksiyonları, depremde oluşan bir parametre etkisi ile bozulma ve ya performans düzeyine ulaşma olasılığını açıklar. Kırılganlık fonksyonlarını geliştirmekten amaç, güvenlik açığı olan sistemlerin deprem karşısındakı bozulma (güvenlik açığı) düzeyinden bir tahmin ve tahmini hesap elde etmektir. Analiz yöntemleri ise daha çok lineer olmayan istatiksel analiz (push over) ve dinamik analiz merkezlidir. Kırılganlık fonksyonlarının kullanıldığı yer, sistemlerin güvenlik açığının tahmini ve bozulma tahmini ve onun ardından hasar ve kayıp ölçüsünün tahmin ve hesaplanmasıdır.

Önceki bölümde bozulma eğrilerinin çizimine bakarak her bir özel PGA için her bir bağlantının performans düzeylerinden birisinin gerçekleşme olasılığını incelemek mümkün.

5 SONUÇ VE ÖNERİLER

Yapıların parçalarının güvenlik açığı incelenmesine bakarak bu tezde konu olarak yarı sert türden bağlantı üzerinde çalışma yapılmıştır. Bu amaç için sunulmuş olan yöntem, bilgisayar modellemesi kullanma üzerindedir. Kullanılan yazılım, grafiksel bileşenler ağı oluşturma ve modelleme gücüne sahip sonlu elemanlar alanında güçlü bir yazılım olan ABAQUS yazılımıdır. Bağlantıların depreme karşı davranışlarını incelemek için onları modelleyip ve deprem kayıtları altında lineer olmayan dinamik analize tabi tutulmuşlardır ve bunun sonucunda belirlenmiştir ki; bağlantı davranışı geometrik kısıtlamalarından ziyade, elemanların malzemesi, bağlantı malzemeleri ve yer hareketinin özelliklerine de bağlıdır.

5.1 Kırılkanlık Eğrilerinin Karşılaştırılması

Çeşitli performans düzeyleri için olan, kırılganlık eğrilerinin karşılaştırılmalarından bu bu sonuca varıyoruz ki; yarı sert bağlantı yeterince şekil değiştirme (esneklik) özelliğine sahip olmadığından IO performans düzeyi için çok erken aşamada kendi direncini kaybeder.

Çeşitli performans düzeylerinin kırılganlık eğrilerinin karşılaştırmasında görüldüğü gibi, PGA miktarı yaklaşık 1g olduğu sürece bütün performans düzeylerinin kırılganlık eğrisi sıfıra yakın olan yaklaşık aynı olasılığa sahipler. Yani, PGA'ya kadar bir bağlantı LS,IO ve ya CP performans düzeylerinin hiç birisine ulaşmaz ve bunun kendisi bağlantının direnci ve bağlantı kırılganlık eğrisi çiziminin doğruluğunun bir göstergesidir, çünkü eğer çerçeveyi model yapıp ve çerçevenin kırılganlık eğrisini çizersek daha az PGA'da çerçeve IO performans düzeyine ulaşacaktır.

Böylece görüyoruz ki yaklaşık 2g PGA'da bağlantı IO düzeyinde %100 olasılığa ulaşıyor. Yani, bu değerde PGA'lardan sonra artık bağlantı IO düzeyinde işe yaramaz. Ama CP ve LS performans düzeyinde aşma olasılıkları birbirine daha yakın ve göz alıcı değere sahip olduğunu görmekteyiz.

5.2 Bağlantının Fazla Yük Eğrisinin Diğer Bağlantılarla Karşılaştırması

Ayrıca bu bağlantının fazla yük eğrisini FEMA'da onaylanmış olan mevcut diğer bağlantılarla karşılaştırılmasından görüyoruz ki; bu bağlantı için dönüş çapası diyagramının alt düzeyi, kenetli ve onaylanmış bağlantılardan çok daha azdır ve öte yandan dönüş çapası eğrisi diyagramının alt düzeyi şekillenmeyle doğrudan bir vardır. Böylece sonuç budur ki; kenetli ve onaylı bağlantılara göre bu bağlantının şekil alması daha azdır.

5.3 Fazla Yük Eğrisi İle Döngüsel Yüklemenin Karşılaştırması

Döngüsel yükleme ile fazla yük eğrisi karşılaştırmasından iki diyagramın iyi bir şekilde örtüştüğünü görmekteyiz ve ayrıca diğer yandan döngü çapası eğrisi döngüsel yükleme diyagramının örtüsü olduğunu biliyoruz. Bu iki eğrinin örtüşmesi, model ve tezin doğruluğunu onaylamış olmaktadır.

5.4 IDA Eğrilerinin Karşılaştırılması

Üçüncü bölümde 3-20'inci şekildeki IDA eğrilerinin karşılaştırılmasında görünüyor ki;1g altında PGA'da eğrilerin çoğu CP performans düzeyine ulaşmışlar ve ayrıca 1.5 g'ye eşit PGA altında IDA eğrileri CP performans düzeyine varmışlardır. Sadece 10 numaralı deprem kaydında 2g'ye eşit PGA ile CP performans düzeyine ulaştığı görülmektedir ve bu kanıtlar bütün IDA eğrilerinin Log-Normal dağıtımı sağa doğru bir çıkıntıları olduğunun ve PGA'da bu dağıtımın ortası 1g'ye yakın gerçekleştiğinin göstergesidir, ki bu da kenetlenme yüzdesi düşük yarı sert bağlantıların kenetli bağlantılara göre daha az kapasiteye sahip olduklarını göstermektedir.

5.5 Gelecekteki Çalışmalar İçin Öneriler

Bu tezin konusu alanında aşağıdaki çalışmalar daha sonraki araştırmalar için önerilmektedir:

1- Bağlantıların depremsel davranışlarının kesin olmadığını göze almak ve onların kırılganlık eğrilerini geliştirmek

2- Kiriş ile kolonun bağlantısı ve kolonun yapı temeliyle bağlantısı gibi yapıda mevcut olan diğer bağlantıların incelenmesi.

3- Kaynak noktasını model yaparak, mevcut analizleri gerçekleştirmek.

4- Kaynak malzemeleri temel metalden olan değişik dayanıklıkta ürünler olarak göze alıp, kaynağın bozulduğu ana kadar tez sürecini devam ve takip ettirmek.

5- Mevcut yönetmeliklerce önerilen bağlantılardan daha ileri, gelişmiş ve değişik geometrik şekillerde olan bağlantıların sunulması[54].

6- Çeşitli kaynaklardan yararlanmak, eğitilmiş sinir ağları, faz ölçüm ağı veya cevap düzeyi temellerine kurulu Monte-Carlo yöntemleri aracılığı ile kesin olmayan çeşitli kaynaklarını göz önünde bulundurarak işin doğruluğunu artırmak.

KAYNAKLAR

[1] Bruneau, M., Uang, C.M., Wittaker, A., 1998, *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw-Hill

[2] FEMA350. 2000. *Recommended seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*., Federal Emergency Management Agency , Washington (DC)

[3]**Rafiyan,Hadi**.1391.sismik masanın olası simülasyonu yoluyla konut evlerdeki techizler ve içeriklerin sismik kırılganlık fonksiyonlarının modellemesi, yüksek lisans tezi,Khaje nesiredin tusi endüstriyel üniversitesi,inşaat mühendisliği fakültesi

[4]Xu, L. 1994. Optimal Design of Steel Frameworks with Semi-Rigid Connections. Ph.D.thesis. Waterloo University, Canada

[5]**kuchak,akbar**2009,ekipmanların korucuyu sistemlerinin hasar alma değerlendirmesi için kırılganlık eğrileri, sekizinci ulusrararası inşaat mühendisliği kongresi,şiraz,11-13 mayıs 2009

[6]FEMA350. 2000**.** *Recommended seismic Evaluation and upgradecriteria for existing welded Steel Moment-Frame Buildings*., Federal Emergency Management Agency , Washington (DC)

[7]Whittaker, A., Gilani, A., Bertero, V., 1998. Evaluation of Pre-Northridge Steel Moment- Resisting Frame Joints.*The Structural Design of Tall Buildings*.7:263-283.

[8]Youssef, N., Bonowitz, D., Gross JL. 1994 .A Survey of steel moment-Resisting Frame Buildings Affected by the Northridge Earthquake. 1995

[9]Uang, CM. Yu, QS. Noel, S. Gross, J. 2000. Cyclic Testing of Steel Moment Connections Rehabilitated with RBS or Welded Haunch. *Journal of Structural Engeering*, 126:57-68.

[10]Miller, D.K. 1998. Lessons Learned from The Northridge Earthquake. *Engineering Structures*,20:249-260.

[11]FEMA 274.1995 *Interim Guidelines, Inespections, Evaluation, Repair, Upgrade and Design of Welded Moment Resisting Steel Structures*. Federal Emergency Management Agency,Washingto (DC)

[12]Engelhardt, M.D. Sabol, T.A. 1998. Reinforcing Steel Moment Connections with Cover Plates Benefits and Limitations.*Engineering structures*,20: 510-520**.**

[13]Civjan, S.A, Engelhadt M.D, Grosss J.L, 2000.Retrofit of pre-Northridge Moment –Resisiting connections.*Journal of Structural Engineering.* 126:445-452.

[14]Chi, B., Uang, C.M., Chen, A., 2006.Seismic Rehabilitation of Pre-Northridge Steel Moment Connections: *A Case Study Journal of Constructional Steel Research*; 62:783-792.

[15]Plumier A. The Dogbone Back to the future. Engineering Journal, AISC 1997; 34(2):61-7.2nd Quarter

[16]FEMA 355D. state of the art report on connection performance. Prepared by SAC joint Venture for the federal Emergency Management Agency. Washington, DC; 2000

[17]Uang C-M Chi B. Cyclic response and design recommendations of RBS moment connections with deep column. J struct Eng, ASCE 2002;128(4);464-73.

[18]Chi B, Uang C-M. Cyclic response and design recommendations of reduced beam section moment connections with deep columns. J Struct Eng. ASCE 2002;128(4):464-73

[19]Zhang X, Ricles J-M. Exprimental evaluation of reduced beam section connections to deep columns. J struct, ASCE 2006; 132(3):346-57.

[20]Zhang X, Ricles J-M. seismic behavior of reduced beam section connections to deep columns. J struct, ASCE 2006; 132(3):558-67.

[21]Lee C-H, Jeon S-w, Kim J-H, Uang C-M. Effects of panel zones strength and beam web connection method on seismic performance of reduced beam section steel moment connections. J Struct Eng, ASCE 2005; 131(12): 1854-65.

[22]Nakashima M, Kanao I. Lateral instability and lateral bracing of steel beams subjected to cyclic loading. J Struct Eng, ASCE 2002; 128(10):1308-16.

[23]Uang C-M, Fan C-C . Cyclic stability criteria for steel moment connections with reduced beam section. J Struct Eng, ASCE 2001; 127(9): 1021-7.

[24]Shen J.Kitjasteanphun T. Srivanich W. Seismic performance for steel moment frames with reduced beam sections. Eng Struct 2000;22:968-83.

[25]Kitjasteanphun T, Shen J. Srivanich W.Hao H.Inelastic analysis of steel frames with reduced beam section. Struct Design Tall Build 2001;10:231-44.

[26]Jin J. El-Tawil S.Seismic performance of steel frames with reduced beam section connections. J Constr Steel Res 2005;61:453-71.

[27]Trembly R, Filiatrault A. Seismic performance of steel moment resisting frames retrofitted with a locally reduced beam section connection. Can J Civ Eng 1997;24:78-89.

[28]SAC . Seismic design criteria for new moment- resisting steel frame construction. Report no. FEMA 350, SAC joint venture, sacramento, California; 2000

[29]Wilkinson S, Hurdamn G, Crowther A. A moment resisting connection for earthquake resistant structures. J Constr Steel Res 2006;62:295-302.

[30]AISC/ANSI 341-05. Seismic Provisions for structural steel buildings. Chicago (IL): American Institute of steel construction, Inc ; 2005.

[31]Sepanta Naimi, Murude Celikag, and Amir A. Hedayat, Ductility Enhancement of Post-Northridge Connections byMultilongitudinal Voids in the Beam Web, 6 August 2013; Accepted 10 September 2013, Hindawi Publishing Corporation The ScientificWorld Journal,Volume 2013, Article ID 515936, 14 pages

[32]Chen, W.F., Lui, E.M., 1991.*Stability Design of Steel Frames*.

[33]Kim, J.H., 2010. Hybrid Mathematical and Informational Modeling of Beam to Column Connections, Illinois University, Urbana

[**34**]**Takeda**, T., Sozen M.A., Nielson, N.N., 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes .*ASCE Journal of the Structural Division.*2557:2573 Vol 96.

[35]Rahnama, M., Krawinkler, H., 1993. Effect of soft soils and hysteresismodels on seismic design spectra Department of Civil Engineering, Stanford University. Blume Earthquake Engineering Research Center, Report No. 108

[36]Ibarra L.F., Medina, R.A., Krawinkler, H., 2005 Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. Earthquake engineering & structural dynamics 34, no. 12, 1489**:**1511.

[37]İlk beheshti,seyed Bahram,2012,mevcut inşaatların sismik iyileştirmesi,teori ve kullanım,birinci cilt:sismik performans değerlendirilmesi,khaje nesiredin tusi endüstriyel üniversitesi,Tahran

[38]Shinozuka, M., Saxena, V., 2001.Deodatisb G. and Feng ,Development of Fragility Curve for Multi- Span Reinforced Concrete Bridge, *Dept. of civil and environmental engineering* , Princeton university

[39]Mostafa, E., 2001, Pushover Analysis of water structure in fragility behavior, Earthquake Engineering and structure Dynamic, V. 26.233:249.

[40]Aviram, A., Stojadinovic, B., Kiureghian, A.D, 2010. Performance and Reliability of Exposed Column Base Plate Connections for Steel Moment- Resisting Frames, California University, Berkeley.

[41]Maranoa, G.C., Grecob, R., Marron, E., 2011.*Analytical evaluation of essential facilities fragility curves by using a stochastic approach, Engineering Structures*, Volume 33.191:201.

[42]Gincu, V., Mazzolani, F.M., 2002**.** Ductility of Siesmic Resistant Steel Structures, *Spon Press*

[43]Nakashima, M., Roeder C.W., Maruoka Y., 2000.Steel Moment Frames for Earthquakes in United state and Japan. *Journal of Structural Engineering*, 126: 861-868.

[44]Kown, O.S., Elnashai, 2006.*The effect of material and ground motion uncertainity on seismic vulnerability curves of RC structure, Engineering Structures*, Volume 28.289:303.

[45]Palacios, S.M., 2004. *State of art in Siesmic Vulnerability*

[46]Marno, G.C., Greco, R., Mezzina, M., 2008.Stocastic approach for analytical fragility curves. *KSCE J Civ Eng*, 8(5):305-12.

[47]Mosalem, K.M., Ayala, G. , White, R.N. Roth, C 1999.*siesmic Fragility of LRC Frames with and without masonary infill walls*. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 1, No 4, 693:719.

[48]Kappos, A.J, Panagopoulos, G., 2010. *Fragility curves for rienforced concrete buildings in Greece*. Struct Infrastruct Eng, Vol. 6.39:53.

[49]ziyai,Mesut ve peyghale,elnaz.2009,ABAQUS yazılımıyla modelleme rehberi,pendar pars yayını,Tahran

[50]Ilk beheshti,seyed Bahram,2012,mevcut binaların sismik iyileşmesi,teori ve kullanım,birnci cilt:sismik performans değerlendirmesi,khaje nasiredin tusi endüstriyel üniversitesi,Tahran

[51]Roylance, D., 2001, STRESS-STRAIN CURVES, Department of Matrials and Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA 02139

[52]Maranoa, G.C., Grecob, R., Marron, E., 2011.Analytical evaluation of essential facilities fragility curves by using a stochastic approach, Engineering Structures, Volume 33.191:201.

[53]Kown, O.S., Elnashai, 2006.The effect of material and ground motion uncertainity on seismic vulnerability curves of RC structure, Engineering Structures, Volume 28.289:303.

[54]cordova, P., Hamburger, R., 2011.Steel connection: proprietary or public domain? , Modern Steel Construction

ÖZGEÇMİŞ

AD:SHAFA

SOYAD:SOLTANİ

DOĞUM TARİHİ VE YERİ:1984,MACOO,İRAN

CEP TELFON:05346926589

EMAİL:SHAFA1363@GMAİL.COM

ÜNİVERSİTELER:

LİSANS:İSLAMİC AZAD ÜNİVERSİTESİ

YÜKSEK LİSANS:İSTANBUL AYDIN ÜNİVERSİTESİ