

T.C.
İSTANBUL AYDIN ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ



FARKLI YÜKLER ALTINDA YARI RİJİT BAĞLANTILARIN
DAVRANIŞININ VE KIRILGANLIK EĞRİSİNİN İNCELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Ansar MİKAEİLİ
(Y1213.090106)

İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı

İnşaat Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı : Yrd. Doç. Dr. Sepanta NAİMİ

ŞUBAT 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 Y1213.090106 numaralı öğrencisi **Ansar MIKAEILI**'nin "FARKLI YÜKLER ALTINDA YARI RİJİT BAĞLANTILARIN DAVRANIŞININ VE KIRILGANLIK EĞRİSİNİN İNCELENMESİ" adlı tez çalışması Enstitümüz Yönetim Kurulunun 12.02.2016 tarih ve 2016/05 sayılı kararıyla oluşturulan jüri tarafından *ay. bilgisi.* ile Tezli Yüksek Lisans tezi olarak *kabul*.....edilmiştir.

Öğretim Üyesi Adı Soyadı

İmzası

Tez Savunma Tarihi :25/02/2016

1)Tez Danışmanı: Yrd. Doç. Dr. Sepanta NAİMİ

.....
Sepanta Naımi

2) Jüri Üyesi : Doç. Dr. Mehmet Fatih ALTAN

.....
Mehmet Fatih Altan

3) Jüri Üyesi : Doç. Dr. Fethullah CANPOLAT

.....
Fethullah Canpolat

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



YEMİN METNİ

Yüksek Lisans tezi olarak sunduğum “FARKLI YÜKLER ALTINDA YARI RİJİT BAĞLANTILARIN DAVRANIŞININ VE KIRILGANLIK EĞRİSİNİN İNCELENMESİ ” 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.

(25/02/2016)

Ansar MİKAEİLİ



ÖNSÖZ

Bu çalışma İstanbul Aydın Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Bölümünde hazırladığım, farklı yükler altında yarı rijit bağlantıların davranışının ve kırılma eğrisinin incelenmesi üzerine olan yüksek lisans tezimin sonucu olarak tamamlanmıştır. Yüksek lisans öğrenimim sırasında ve tez çalışmalarım boyunca gösterdiği her türlü destek ve paylaştığı görüşlerinden dolayı çok değerli hocam Yrd.Doç.Dr. Sepanta Naimi' ye en içten dileklerle teşekkür ederim. Eğitimim boyunca çalışmamı destekleyen İstanbul Aydın Üniversitesi ve İnşaat Mühendisliği Bölümüne teşekkürü borç bilirim. Çalışmamın tüm ilgililere yararlı olmasını dilerim.

Şubat 2016

Ansar MİKAEİLİ



İÇİNDEKİLER

Sayfa

| | |
|--|----------|
| ÖNSÖZ..... | vii |
| İÇİNDEKİLER | ix |
| KISALTMALAR | xiii |
| ÇİZELGE LİSTESİ..... | xv |
| ŞEKİL LİSTESİ..... | xvii |
| ÖZET..... | xix |
| ABSTRACT | xxi |
| 1.GİRİŞ | 1 |
| 1.1. Genel Bakış | 1 |
| 1.2. Araştırma gereksinimi | 2 |
| 1.3. Tezin konu ve amacı..... | 3 |
| 1.4. Tezin yapısı | 4 |
| 2. TEKNİK EDEBİYAT VE ARAŞTIRMA TARİHÇESİ | 5 |
| 2.1. Giriş | 5 |
| 2.2. Çeşitli bağlantı teknikleri ile bağlantılar | 5 |
| 2.2.1. Perçin | 5 |
| 2.2.2. Cıvata | 6 |
| 2.2.3. Kaynak | 6 |
| 2.3. Rijitlik oranına göre değişik bağlantılar | 6 |
| 2.3.1 Rijit bağlantı | 6 |
| 2.3.2. Sade bağlantı..... | 7 |
| 2.3.3. Yarı rijit bağlantı..... | 7 |
| 2.4. Bağlantıların davranışı..... | 8 |
| 2.5. Bağlantıların esneklik karşılaştırılması | 9 |
| 2.6. Değişik Bağlantı Türleri | 10 |
| 2.6.1. Gövde Tek L ve Gövde sac bağlantısı | 10 |
| 2.6.2. Çift L-Gövde bağlantısı | 11 |
| 2.6.3. Alın kısa sac ile bağlantı | 11 |
| 2.6.4. Üst ve alt L bağlantısı | 11 |
| 2.6.5. Üst – alt L ve çift L-gövde bağlantısı | 12 |
| 2.6.6. Geliştirilmiş ve eş değer Alın sac ile bağlantı | 12 |
| 2.6.7. T bağlantısı | 13 |
| 2.7. Değişik bağlantıların davranış karşılaştırması | 13 |
| 2.8. Artı ve tekrar yüklemeler eğrisi | 14 |
| 2.8.1. Doğrusal modeller..... | 15 |
| 2.8.2. İki çizgi modeli | 15 |
| 2.8.4. İbara-Kravinkler medelinde pushover eğrisi | 16 |

| | |
|---|-----------|
| 2.8.5. İybar- Kravynklr modelinde parametrelerin fiziksel yorumu | 17 |
| 2.9. Kırılgnlık eğrisi tarihi ve teknik literatür | 21 |
| 2.10. ağlantının kırılgnlık eğrisi..... | 22 |
| 2.11. Değişik kırılgnlık eğrileri ve geliştirme yöntemleri. | 25 |
| 2.11.1. Deneysel..... | 27 |
| 2.11.2. Yoruma bağlı | 28 |
| 2.11.3 Analitik yöntem | 28 |
| 2.11.4. Kombine(sentetik) yöntem..... | 29 |
| 2.12. Sonuç | 30 |
| 3. BİLGİSAYAR İLE MODELLEME VE ANALİZ..... | 33 |
| 3.1. Giriş | 33 |
| 3.2. Bu tezde bağlantıların hasar araştırma yöntemi | 34 |
| 3.3. Döngüsel yükleme modeli | 34 |
| 3.4. Modellenmiş bağlantıların davranış noktalarının belirleme yöntemi..... | 36 |
| 3.5. Seçilmiş kayıtlar için çerçevenin dinamik analizi | 38 |
| 3.6. Depreme uygun kayıtlar mecmuası seçimi..... | 38 |
| 3.7. Temel modelleme | 41 |
| 3.8. Malzeme davranış modeli..... | 42 |
| 3.9. Modelleme | 44 |
| 3.9.1. Modelin geometrisi | 44 |
| 3.10. Modelin şebekelendirmesi..... | 46 |
| 3.11. Artımsal itme yük eğri çizimi..... | 48 |
| 3.12. Döngüsel yükleme eğrileri ve artımsal itme yük eğrisi ile karşılaştırma | 50 |
| 3.13. Bağlantıda performans noktalarını belirlemek | 51 |
| 3.14. Gerinimin yırtılma gerinimi aşmasından dolayı bağlantı hasarı | 51 |
| 3.15. Bağlantı tarihçesinin doğrusal olmayan analizi..... | 52 |
| 3.16. IDA Analiz aşamaları | 53 |
| 3.17. Bağlantının IDA eğri çizimi | 53 |
| 3. 18. Sonuç | 54 |
| 4.KIRILGANLIK EĞRİLERİN GELİŞTİRİLMESİ | 57 |
| 4.1. Giriş | 57 |
| 4.2. Performans odaklı deprem mühendisliğine bir giriş..... | 58 |
| 4.3. Performans seviyelerine göre hasar görüllük tahmini için genel faaliyetler ... | 60 |
| 4.4. Kırılgnlık eğrilerin çizim aşamaları | 61 |
| 4.5. Kırılgnlık eğrisi ve gereksinimleri | 62 |
| 4.5.1. Standart sapma, varyans ve matematiksel ortalama tanımı (Arithmetic mean)(..... | 62 |
| 4.5.2. Lognormal dağılım tanımı(LogNormal Distribution)..... | 65 |
| 4.6. Araştırılan bağlantının kırılgnlık eğrilerinin çizimi..... | 66 |
| 4.6.1. Kesintisiz performans seviyesi için kırılgnlık eğri çizimi..... | 67 |
| 4.6.2. Can güvenliği performans seviyesi için kırılgnlık eğri çizimi | 67 |
| 4.6.3. Nihai performans seviyesi için kırılgnlık eğri çizimi..... | 68 |
| 4.6.4. Farklı performans seviyelerinde kırılgnlık eğrilerin karşılaştırılması..... | 69 |
| 4.7. Sonuç | 69 |

| | |
|--|-----------|
| 5. SONUÇ VE ÖNERİLER..... | 71 |
| 5.1. Giriş | 71 |
| 5.2. Kırılmalı eğrilerin karşılaştırılması | 71 |
| 5.3. Diğer bağlantılar ve bağlantının artımsal itme yük eğrileri karşılaştırılması ... | 72 |
| 5.4. İDA eğrilerin karşılaştırılması..... | 72 |
| 5.5. Artı yük ve döngüsel yükleme eğrilerin karşılaştırılması | 72 |
| 5.6. Gelecekte yapılacak araştırmalar için öneriler | 72 |
| KAYNAKLAR: | 75 |
| ÖZGEÇMİŞ..... | 77 |





KISALTMALAR

| | |
|-------------|---|
| ATC | : Anatomical Therapeutic Chemical (Anatomik Terapötik Kimyasal) |
| AISC | : American Institute of Steel Construction (Çelik Konstrüksiyon Amerikan Enstitüsü) |
| PGA | : maksimum yer ivmesi |
| PGV | : maksimum yer hızı |
| PGD | : maksimum yer değışimi |
| SA | : spektral ivme |
| SV | : spektral hız |
| SD | : ve spektral yer değışimi |
| PBEE | : Performansa odaklı deprem mühendisliği |
| FEMA | : Federal Emergency Management Agency (Federal Acil Durum Yönetim Kurumu) |



ÇİZELGE LİSTESİ

| | <u>Sayfa</u> |
|--|--------------|
| Çizelge 3.1: Bağlantı kümesinin performans araştırma davranış izahı | 37 |
| Çizelge 3.2: Bu kayıtların özellikleri yazılı. | 40 |





ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

| | |
|--|----|
| Şekil 2.1: Kolonda H yükünün etkisi ile bağlantıda oluşan dönme deformas..... | 8 |
| Şekil 2.2 : Değişik bağlantıların moment-dönme eğrisi[7] | 10 |
| Şekil 2.3: Kiriş-kolon bağlantıların genel türleri[9] | 12 |
| Şekil 2.4: Bağlantı türünün bağlantı davranışında etkisi[9] | 14 |
| Şekil 2.5: iki çizgi modeli[10] | 16 |
| Şekil 2.6: İbara-Kravinkler modelinde push over moment-dönme eğrisi | 17 |
| Şekil 2.7: Kiriş kolon bağlantısı, bağlantı bölgelerin tanımı ve plastik deformasyonun yayılımı[12]..... | 18 |
| Şekil 2.8: Bağlantıda kirişin elastik davranışı ve moment-dönme eğrisindeki bölge | 19 |
| Şekil 2.9: moment-dönme eğrisindeki teslim öncesi bölge..... | 20 |
| Şekil 2.10: kesitin teslim momentine maruz kalma durumu | 20 |
| Şekil 2.11: teslim noktası ve pik noktası arası durum | 21 |
| Şekil 2.12: a olasılıklı formdur ve 2.12 b kesin bir durum..... | 23 |
| Şekil 2.13: kırılma eğrisinin genel formudur. | 24 |
| Şekil 3.1: SAC(355D,2000) araştırmalarında standart döngüsel modeli | 35 |
| Şekil 3.2: Moment-dönme eğrisi çizimi için yükün diyagramı | 35 |
| Şekil 3.3 AISC341(2010) ve FEMA350(2000)'ya göre katlar arası drift açısı hesaplama yöntemi..... | 36 |
| Şekil 3.4: Tam rijit bir bağlantıda moment-kaçma açısı ilişkisi..... | 38 |
| Şekil 3.5 : Kullanılmış depremlerin cevap spektrali 5 oranı ile $PGA=1 g$ | 41 |
| Şekil 3.6: Gerilim- gerinim çelik malzemesi Gerçek eğrisi [25]. | 44 |
| Şekil 3.7: Kiriş ve kolon kesitleri | 45 |
| Şekil 3.8: Bu tezde araştırılmış yarı rijit bağlantı | 45 |
| Şekil 3.9: Araştırılmış yarı rijit bağlantının A-A kesiti | 46 |
| Şekil 3.10: Araştırılmış yarı rijit bağlantının b-b kesiti..... | 46 |
| Şekil 3.11: Kiriş elemanın şebekelendirmesi..... | 47 |
| Şekil 3.12: Kolon elemanın şebekelendirmesi..... | 47 |
| Şekil 3.13: modelin genel şebekelendirmesi | 48 |
| Şekil 3.14: Bağlantı modelinin artımsal itme yük eğrisi | 49 |
| Şekil 3.15: Bağlantı modelinin genel görünümü ve kesme tarihçesinin etki pozisyonu | 49 |

| | |
|--|----|
| Şekil 3.16: Moment-Dönme Histerzis ve Bağlantının artımsal itme yükü eğrisi | 50 |
| Şekil 3.17: bağlantının IDA eğrisi | 54 |
| Şekil 4.1: yapının davranış odaklı genel inceleme yöntem | 60 |
| Şekil 4.2: performans seviyesi bazlı hasar görüllük tahmini | 61 |
| Şekil 4.3: regresyon analizi ve zaman tanım alanında kayıt analizinden yararlanarak bağlantının kırılma eğrilerinin çizim aşamaları | 62 |
| Şekil 4.4: Lognormal değişkenin rastlansal yoğunluk fonksiyonu | 66 |
| Şekil 4.5: kesintisiz performans seviyesi için bağlantının kırılma eğrisi | 67 |
| Şekil 4.6: Can güvenliği performans seviyesi için kırılma eğri..... | 67 |
| Şekil 4.7: Nihai performans seviyesi için kırılma eğri | 68 |
| Şekil 4.8: Farklı performans seviyelerinde kırılma eğrilerin..... | 69 |



FARKLI YÜKLER ALTINDA YARI RİJİT BAĞLANTILARIN DAVRANIŞININ VE KIRILGANLIK EĞRİSİNİN İNCELENMESİ

ÖZET

Bu çalışmada, yapı güvenliği sorununu, mantıksal şekilde, olasılık yöntemleri ile inceleyip, yapının servis süresince performansı için uygun bir platform oluşturmaya çaba göstereceğiz.

Eklenen parametrelerin bazıları sabittir ve olası değerlerin bir örneği olabilirler. Bu nedenle, bu bağlantıların laboratuvar kurulumu (yapı çerçevesinde uygun davranış gösteren bağlantı bölgesi ve ona bağlı olan kolon ve kirişin yarısı) ABAQUS yazılımında modellenmiştir.

Çerçevede her katın ivme kayıtları, belirli kayıtlar kümesine maruz bırakılır. Ortalama yükseklikte bir özel çerçeveli yapıda bağlantı incelenmiştir. Öncelikle bağlantı için performans seviyesi, bağlantı yıkımı baz alınarak, uygun önlemler ile belirlenir. Sonra belirlenmiş performans seviyelerine göre, kırılmanlık eğrileri çizilir ve doğrusal olmayan statik analiz, artımsal itme yükleme ile yapılmış bağlantı modelleri ve döngüsel yükleme moment-dönme eğrisi ile karşılaştırılır.

Bağlantıda artımsal itme yük ve döngüsel yükleme eğrileri, bağlantının performans seviyelerini tespit etmek için, bağlantının yıkımı baz alınarak belirtilecektir.

Anahtar Kelimeler: Yarı rijit bağlantı, Bağlantının kırılmanlık eğrisi, Bağlantıların sismik davranışı, Bağlantının IDA eğrisi, Artımsal itme yük eğri, Döngüsel yük eğri.



SEMI-RIGID CONNECTION BEHAVIOR UNDER DIFFERENT LOADING AND FRAGILITY CURVE

ABSTRACT

In present study, structural safety is assessed through probabilistic methods and the work mainly tries to make a suitable platform for its performance within the useful life of structure. To this end, the experimental setup for testing these connections- which are proper agents of their performance in a building frame (connection place and a half of joint beam and column)- was modeled in the software ABAQUS and acceleration time history of the frame it is embedded in is included under a set of certain records of the desired site. Connection in a structure with a special frame and moderate height was studied and initially it was determined to join levels of performance with a suitable criteria based on connection failure. Thereafter, the corresponding fragility curves were drawn and then compared with moment-rotation curve and cyclic loading based on joining models which are influenced by nonlinear static analysis and cyclic loading. Also, pushover and cyclic loading curves of this connection were determined in order to specify level of performance of the connection as per the connection failure.

Keywords: semi-rigid connection, ,Fragility curves connection, seismic behavior of connections, IDA curve connection, Furthermore load curve, Cyclic loading curve.



1.GİRİŞ

1.1. Genel Bakış

Çelik yapıda bağlantıların ayrıntılı incelenmesi büyük önem taşımaktadır. Tasarımda dikkatsizlik ve uygulamalarda hassasiyet eksikliği, sadece bağlantı başarısızlığı ile sonlanmayarak, aynı zamanda yapı elemanlarında yıkıcı etkilere neden olacaktır ve sonuç olarak tüm yapıyı etkileyecektir.

Edinilen bilgilere göre, çelik yapılarda yıkımlar çoğunlukla bağlantının kötü performansı nedeniyle oluşmuştur[1]. Northridge depreminden sonra (1994) yürütülen kapsamlı araştırmalar ardından depreme dayanıklı yapı sistemleri için çok sayıda yönetmelik ve standart geliştirilmiştir.

Çaprazlı çerçevelerde depreme karşı mukavemet çapraz ile temin edilmektedir. Hâlbuki rijit çerçeve sisteminde deprem enerjisi kiriş ve kolonlarda oluşan eğme deformasyonları ile söndürülüyor.

Çekme, basma, eğme, kesme, burulma veya kombinasyonları için tasarlanmış çeşitli yükler altında olan bir yapı için, ana taşıyıcı elemanlarının tasarımı, mekanik kuramsal formüllerini kullanarak ve ilişkin yönetmeliklerde, güvenlik ve ekonomik tasarım tüzükleri ile güvenilir kaynaklarda ifade edilmiştir.

Bir yapı elde etmek için öncelikle kiriş ve kolonlar gibi ana taşıyıcıların, entegre çalışmaları ve istenilen verimliliği sağlaması için birbirlerine uygun bir şekilde bağlanmalıdır.

Bir başka deyişle bağlantıların vazifesi kuvvetleri bir yapı elemanından diğer elemana veya mesnette iletmeektir.

Bir yapının tasarımı, yapı mekaniğinin kuramsal formüllerinin desteklediği ilişkili yönetmelikler ile hemen hemen problemsiz ve karmaşıklık yaşamadan mümkündür.

Bağlantılarının davranışlarının analizi ve çözümlemesini sadece teorik ilişkileri kullanarak açıklamak genellikle kolay değildir. Bu yüzden davranışların doğruluğundan emin olmak için deneysel testlere ihtiyaç duyulur[1].

Bu yüzden bağlantıların yapısal davranışları ve güç iletim biçimleri hakkında doğru bilgilere sahip olmak, güvenli ve ekonomik bağlantı tasarımı için şarttır.

Bir çelik yapı bağlantı tasarımında, doğru güç iletimini sağlamasından emin olmak ve aynı halde mevcut imkânlar ile saha içinde yapılabilirliği de göz önünde bulundurulmalıdır. [1].

1.2. Araştırma Gereksinimi

Rijit çerçeve sisteminde bağlantılar, gücün kolonla taşınmasında önemli bir rol oynamaktadırlar.

Rijit çerçeve sisteminde daha önce de belirttiğimiz gibi, bağlantının rijitliği yanal deformasyon sırasında, kolon ve kirişin iç açi değişimini önlüyor.

Northridge depreminden önce çok sayıda mühendis, çelik rijit çerçeve sistemin depreme karşı yenilmez olduğunu düşünüyorlardı ve olası hasarların, elemanlar ve bağlantıların sünek tesliminden dolayı olduğu biliniyordu.

Son yıllarda, çelik rijit çerçeveli sistem ile birçok bina çeşitli kullanımlar için yapılmıştır.

17 Ocak 1994 Northridge depremi ile bu varsayımların hatalı olduğu anlaşıldı.

Bu depremin ardından bir dizi binada, bağlantılarda gevrek davranış gözlemlendi.

Hatta daha şaşırtıcısı, bu binaların bazıları orta büyüklükteki deprem yaşamış alanlarda yer almasıydı [2].

Olaydan sonra, rijit çerçeveli sistemlerde bağlantılar için kapsamlı çalışmalar yapılmıştır.

Bu araştırmanın sonuçları, ileriki yıllarda tasarım ve uygulama yönetmelikleri olarak sunulmuştur. (SAC Konsolide komite) bu alanda en kapsamlı çalışmalarını yürütmüştür. Sonuçları 355-350FEMA mecmuasında yayınlanmıştır [2].

Northridge depremi ardından, eğme bağlantıların sismik tasarımında, ortak felsefe bağlantı alanının doğrusal olmayan davranışını engellemektir.

Bağlantı alanından kasıt kiriş ve kolon arasında güç iletiminde önemli rol oynayan, kirişler, kolonlar ve levhaların bağlantı düğümü çevresinde olan kısmıdır.

Bu nedenle, kirişlerin ve kolonların bağlantı bölgesindeki mümkün olan maksimum kesme ve moment hesaplanarak, bağlantı tasarım güçleri olarak kullanılmaktadır.

Kapasite tasarımı adı ile bilinen bu yöntemde, kirişte plastik mafsallara dek elastik davranış sergilemesi varsayılır[2]. Rijit çerçeve sistemlerinde kullanılan çeşitli kiriş ve kolon profiller bazen mevcut uygulamadaki kısıtlamalardan dolayı, daha fazla araştırma gerekiyor ve bazen kaçınılmaz olarak yeni ayrıntılı eğme bağlantıların sunulması gerekiyor. Bugüne kadar yapılan uluslararası çalışmalara ek olarak, nispeten kapsamlı araştırmalar farklı ülkelerde yapılmıştır ki bazılarında o ülkenin özel uygulama kültürü doğrultusunda, eğme bağlantıları için yeni detaylar önerilmiştir. İran'da, kutu şeklinde haddelenmiş profil kısıtlamaları nedeniyle, mühendisler daha çok çift profil veya çift kutu kesitler kullanarak, rijit çerçeve sistemdeki kolonları tasarlamışlardır. Dolayısıyla, bu tür kolonların kirişin eğme bağlantıları ile etkileşen davranışların araştırılması önemlidir. Bu bağlamda, onuncu ulusal bina kodlarını revize etmek için çaba harcamıştır.

1.3. Tezin Konu ve Amacı

Son yıllarda, yapı elemanları ve sistemlerin davranışı, depremden etkilenen binalar ve binaların genel performansı hakkında, insanoğlu önemli ilerlemeler kaydetmiştir. Ancak, yapı deprem sırasında iyi bir performans sergilese bile, bağlantılardaki olası kırılmadan dolayı hasar, ölüm, doğrudan veya dolaylı ekonomik hasarlar, yapısal olmayan elemanlarda oluşur. Yani depremde bağlantıların sismik davranışını tahmin etmek, depreme karşı dayanıklı tasarım doğrultusunda, çözüm sağlamak için esastır. Özellikle İran'da, son yüzyılda meydana gelen yıkıcı depremlerin (Bem, Rudbar ve Menjil, Tebes, Selmas, Silakhur, Lar, Buin Zahra, Bayaz, Birjand, Avoş ve Zarand) yaklaşık yüzde 54'ü sabahın erken saatleri ve sabah saat 7 arası ve yaklaşık yüzde 63'ü akşam 11 ve sabah 8 arası olmuştur. Bu zaman dilimi İran kültürüne göre ailenin tüm bireylerinin evde olması ve dinlenme saati demektir.

Ek olarak, aile üyeleri bu zaman diliminde gereken tepkiyi vermek için yeterli derecede bilinçli değillerdir. Depremi yüksek yan hasarları bu yüzden.

Sonuçta eğer biz deprem sırasında, deformasyon veya eksiklik gösterip yıkılmayan yapı tasarlayarak, orada konaklayan insanları hasar veya ölümden koruyabiliriz. Bunun için bağlantıların sismik performansını artırmalı ve depreme karşı davranışını güçlendirmeliyiz [3].

1.4. Tezin Yapısı

Bu tez 5 bölümden oluşmaktadır. İkinci bölümde, teknik edebiyat ve önceki çalışmalar ve araştırmaları inceleyeceğiz.

Bu bölümde, farklı modelleme yöntemleri ve bağlantıların sismik davranışı üzere yapılmış daha önceki çalışmalar gösterilmiştir. Aynı zamanda kırılma eğrilerin, çeşitli eğriler ve onların hazırlanması gözden geçirilmiştir. Modelleme yöntemleri ve bağlantıların deprem davranışı ve yazılım tanıtımı üçüncü bölümde değerlendirilecektir.

Yarı rijit bağlantıların davranışı dördüncü bölümde ele alınmıştır.

Üçüncü bölümde verilen konular bu bölümde bağlantı hakkında kullanılmıştır ve sonuçlar, artan yük eğrisi, döngüsel yükleme eğrisi ve en önemlisi kırılma eğrileri olarak belirtilmiştir.

Son olarak bölüm beşte sonuçlar ve gelecekteki çalışmalar için öneriler yapılmıştır.

2. TEKNİK EDEBİYAT VE ARAŞTIRMA TARİHÇESİ

2.1. Giriş

Çelik yapıların eklemlerinin tasarım ve analizinde, esnekliği dikkate almak için, onların davranışlarını tamamen tanımlamalı ve uygun bir model oluşturmalıyız. Bu bölümde, kolon-kiriş bağlantılarının gerçek davranışlarını ve bu bağlantıların yapının davranışında ki etkilerine bakıyoruz.

Bağlantı davranışını modelleme ve onu analize katmak için, eğri uydurma yöntemleri¹ ile, elde edilen kaç ampirik denklem anlatılmıştır [4]. Sonra kırılma eğrisi çeşitli bağlantılarda karşılaştırılır. Kırılma eğrileri, davranış ve potansiyel zarar miktarlarını tahmin etmek için yararlı ve etkili araçlardır. Bu eğriler hasar veya farklı yapıların davranışlarını, deprem parametrelerinin bir fonksiyonu olarak ölçmektedir [5].

2.2.Çeşitli Bağlantı Teknikleri ile Bağlantılar

Çelik yapılarda bağlantılar aşağıdaki gruplara ayrılabilir.

2.2.1. Perçin

Perçin, çelik yapıların bağlantılarında çok eskiden kullanılan araçlardan biridir.

Birçok eski çelik köprüde perçinler, bağlantı elemanları olarak kullanılıyordu.

Ülkemizde Hoy kenti yakınlarındaki demiryolu kemer köprüsü, Ahvaz, Karun Nehri üzerindeki köprüler, Hazar denizi 'ne giden yoldaki köprü ve Zayanderud üzerinde olan çelik köprü gibi nispeten büyük açıklık sahibi köprüler, perçin bağlantıları ile yapılmıştır[6].

Perçin bağlantıların önemli bir avantajı, her türlü çelik bağlantı için kullanılır olmasıdır. Ama aşağıdaki nedenlerden dolayı, özel durumlar dışında kullanılmıyor.

1-Şişkinlik korozyon ihtimalini artırabilir

2-Delmek çelik profillerini zayıflatır

¹ Curve fitting

3-Çok sayıda vasıflı uzman elemana ve düzenli kontrole ihtiyaç duyulur.

4-Gürültü kirliliği yapar.

2.2.2. Cıvata

Piyasada mevcut olan cıvatalar, geleneksel veya yüksek mukavemetli, çelik yapıların bağlantılarını uygulamak için kullanılır.

Bağlayıcının türü genellikle yapının çeşitleri, yükleme koşulları (statik-dinamik) , ekonomik olması, bölgede bulunabilirlik, yerel koşullar ve bağlantı elemanlarını uygulayabilen işçilerin bulunması, prosedürler ve tasarım yürütmeliklerde ki sınırlamaları ve tasarım yapan kişinin tercihi gibi faktörlere bağlıdır[6].

2.2.3. Kaynak

Isı ile bölgesel erime sağlamak ve malzemeleri tek parça haline getirmeye, kaynak teknolojisi denir.

Kaynaklı bağlantıları cıvata bağlantılarından daha geniş uygulanabilirliği vardır.

Rijit eğme bağlantılardaki kirişler ve bileşik kirişlerde, kaynak, bağlantı aracı olarak, yoğun bir şekilde kullanılmaktadır[6].

2.3. Rijitlik Oranına Göre Değişik Bağlantılar

Çelik yapılarda rijitlik oranına göre²; rijit³, sade⁴ ve yarı rijit⁵ kategorilerine ayırabiliriz.

2.3.1. Rijit Bağlantı

Bu bağlantı şeklinde, bağlanan elemanın tüm eğme kapasitesi, bağlantı elemanı tarafından intikal eder ve bağlantı elemanları arasındaki dönme açısı yerinde sabit kalır[6]. Başka bir deyiş ile kiriş ve kolon bağlantısı, çerçeve deformasyonunda açığı sabit tutabilecek kadar rijit olduğu varsayılıyor.

Yani kiriş ve kolon arası dönmeye karşı tüm sabitlik,(teorik sabitlik oranının %80'inden daha çoktur. (İran genel kaynak bağlantılar araştırması)

² Rigidity

³ Rigid Connection

⁴ Simple Connection

⁵ Semi-rigid Connection

2.3.2. Sade Bağlantı

Bu bağlantı bölgesinde genelde hiç eğme momenti intikal etmez ve yapı elemanlarının dönme açıları bağlantı bölgelerinde, birbirinden bağımsız ve farklıdır.

Pratik durumlarda genelde, bağlantı bölgesindeki yükün merkezden çıkışından dolayı, az miktarda eğme momenti oluşur, ancak bu miktarı göz ardı edebiliriz[6]. Kiriş ve kolon bağlantıları serbest varsayıyoruz.

Düşey yük için, ana kirişler ve kiriş uçlarının bağlantısı sadece kesme için olup, dikey yük etkisi ile serbestçe dönebilir.

Bu bağlantılarda kirişin kolona olan serbest dönüşü, tam sabitlik oranının %20'nden küçük olduğunda, sade bağlantı olarak tanımlanır.

Kiriş ve kolon bağlantısı elastik olmayan dönüşte tam kapasiteli olması gerekir. (İran genel kaynak bağlantılar araştırması)

2.3.3. Yarı Rijit Bağlantı

Yarı rijit bağlantıda eğme momentinin intikal eden miktarı, iki eleman arasındaki eğme kapasitesinden düşüktür (%20 ve %80 arası).

Başka bir deyişle, intikal edilen eğme momenti, rijit bağlantılar kadar büyük veya sade bağlantıda olan sifıra yakın intikal edilen eğme momenti kadar da küçük değildir.

Bağlantıların rijitlik oranına göre farklılıklarını daha iyi anlaya bilmesi için, Batho ve Rowan⁶ tarafından bulunmuş, Surochinkof⁷ tarafından geliştirilmiş, KİRİŞ ÇİZGİSİ olarak tanımlanan yöntem mevcuttur.

Gelecek bölümde bu kavram hakkında detaylı olarak konuşacağız[6].

Sade mesnetli bir kirişin kesitinde, iç momentin en büyük moment yani $(\frac{wL^2}{8})$ eşit olması, ekonomik bir kiriş sağlayamayacaktır.

Tam rijit bağlantılı bir kirişte, momentler kirişin orta kesitlerinde azalır ve buna göre uç momentler çoğalır.

6 C. Batho and H. C. Rowan

7 B. Surochinkoff

Aslında mesnet ve kirişin ortasındaki moment dağılımı, doğrusal olarak mesnetin rijitlik oranının değişimi ile olmaktadır.

Sade veya tam sabit koşulları ile kiriş ağırlığı, ekonomik olmayacaktır. Sabitlik oranı yarı rijit bağlantılarda bağlantının türü, sertliği ve bileşeni oluşturan elemanların mukavemeti ile bağlantılıdır.

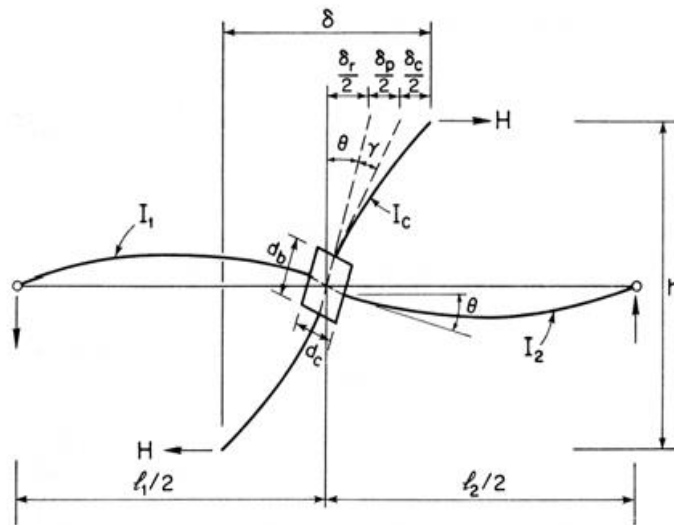
Bu tür bağlantıların hesaplamasında, genel problem, sabitlik oranını belirtmektedir. Her tür bağlantının sabitlik oranını hesaplamak, karışık ve zordur. Çünkü L, sac ve kaynak elemanının sertlik ve gücü, kolon ve kirişin sertliği gibi sabitlik oranını etkileyen birçok değişken mevcuttur (İran genel kaynak bağlantılar araştırması)

2.4. Bağlantıların Davranışı

Çelik yapılarda, bağlantıların büyük rolü, katlardaki yükleri kirişler ile kolonlara intikalidir. Genel olarak bağlantılar ile kirişten kolona intikal edilen yükler, aksel kuvvet, kesme kuvveti, eğme momenti ve burulma momentidir. Çelik çerçevelerde, aksel ve kesim deformasyonları diğer deformasyonlara oranla küçük olduklarından dolayı, etkileri göz ardı edilir[7].

Bu yüzden çelik yapılarda, pratik olmak için, bağlantılarda sadece dönme deformasyonları hesaplanır.

Şekil 2.1 de belli olduğu gibi M momenti bir bağlantıda Θ dönmesi yapar. Bu dönme aslında kiriş ve kolon arası açının, moment etkisi olmayan duruma göre değişimidir[7].



Şekil 2.1: Kolonda H yükünün etkisi ile bağlantıda oluşan dönme deformasyon

⁸(2-1)

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

⁹(2-2)

¹⁰(2-3)

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

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

2.5. Bağlantıların Esneklik Karşılaştırılması

Değişik bağlantıları esnekliğini araştırmak için, çok sayıda deney yapılmıştır. Değişik tanımlı kiriş-kolon bağlantıları için, elde edilmiş sonuçlar, şekil 2.2 de gösterilmiştir[7]. Şekil 2.2 den gördüğümüz gibi, tek bir L-gövde bağlantısı ile çok esnek bir bağlantı olduğu ve bir T bağlantısı ile yüksek rijitlik ortaya çıkmaktadır.

Doğrusal olmayan davranışlar, kaç parametreden kaynaklanır[7].

Bazı önemli parametreler:

1-Bağlantı elemanın yapımında kullanılan malzemenin süreksizliği

Bir bağlantıda civata, çelik profiller gibi değişik parçalardan yapılır.

Bu tür bağlantı yapısı baştan mevcut olan gevşeklik veya parçaların arasında harekete neden olmaktadır.

2-Bölgesel akma

Doğrusal olmayan davranışın en önemli etkeni, elemanlardaki oluşan bölgesel akmadır.

⁸ δ_r = story drift due to beam flexure, in

δ_c = story drift due to column flexure, in

δ_p = story drift due to panel zone shear deformations, in

⁹ V_{col} = column shear force, kip

h = story height (centerline dimension), in

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

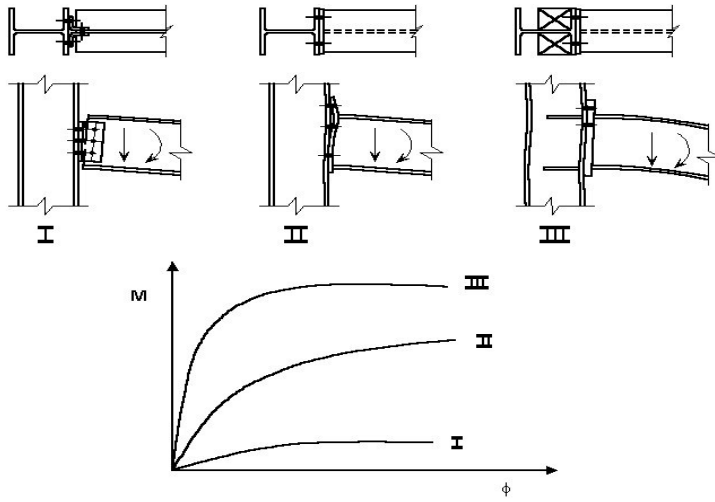
I_1 and I_2 = beam moment of inertia, in⁴

¹⁰ I_c = column moment of inertia, in⁴

d_b = depth of beam, in

d_c = depth of column, in

t_p = thickness of joint panel zone, in



Şekil 2.2: Değişik bağlantıların moment-dönme eğrisi[7]

3-Delmek veya kaynaktan dolayı oluşan gerilim yoğunlaşma

4-Flanşların veya bağlantı bölgesine yakın olan kiriş ve kolonların gövdesindeki bölgesel burkulma

5-Yüklerin etkisi ile geometrik değişimler

Bildiğimiz gibi çelik yapılardaki bağlantılar çok sünekliği vardır ve eğer bağlantılarda ciddi yapısal hatalar olmaz ise, deformasyon koşulları güven ile sağlanacaktır[7].

Bağlantıların sünekliği, yapının nihai kapasite tasarımını, özellikle deprem yüklerine karşı tasarımları etkileyen önemli bir etkidir[4].

Yarı sabit bağlantılarının davranış eğrisinin ilk bölgesindeki doğrusal bir yaklaşım ile servis yükler altındaki çerçevelerin tasarımı için kullanılabilir, ancak nihai mukavemet için kabul edilir değildir.

Bir bağlantı, momente karşı, kendi davranış eğrisine göre dönme yapar ve momentin yönü değiştiğinde, bağlantının yükü kalkmış olup, eğri hemen hemen doğrusal olup, moment-dönme eğrisinin ilk aşamadaki eğimi ile hareket eder[8].

2.6. Değişik Bağlantı Türleri

2.6.1. Gövde Tek L ve Gövde Sac Bağlantısı¹¹

Bağlantı, kirişi koluna bağlamak için civata veya kaynak ile kirişin gövdesindeki tek bir L eleman ile sağlanmıştır.

¹¹ Single Web angle/Single plate connection

Tek sa bağlantısında L yerine sac kullanılmıştır.

Bu bağlantıda tek L-gövde bağlantısına göre daha az malzemeye gerek duyulur. Ek olarak, bu bağlantıda merkezden kaçış etkisi daha az ve bağlantı çok esnektir.

2.6.2. Çift L-Gövde Bağlantısı¹²

Bağlantı, kirişi koluna bağlamak için cıvata veya kaynak ile kirişin gövdesindeki ift L eleman ile sağlanmıştır. Laboratuvar sonuçlarına göre bu bağlantı, kirişin maruz kaldığı yüklerin sabitlik momentinin %20 sine intikal etme kapasitesine sahiptir[4].

Ancak AISC(1989) Yönetmeliğinde ve İnan Yönetmeliğinde, MESAF akma gerilim yöntemi ile tasarımda bu tür bağlantılar, Tip-2(sade veya kesme bağlantısı) bağlantı sınıfı olarak tanımlanmıştır.

2.6.3. Alın Kısa Sac ile Bağlantı¹³

Bu bağlantı, kirişi koluna bağlamak için cıvata veya kaynak ile kirişin gövdesindeki yüksekliği, kirişin gövdesinden az bir sac eleman ile sağlamıştır.

Bu bağlantının moment-dönme eğrisi, ift L-Gövde bağlantısı ile aynıdır.

Bu bağlantı AISC(1989) yönetmeliğinde ve İnan yönetmeliğinde (MESAF'a) göre Tip-2, yani kirişten kolona kesme reaksiyonunu intikal için kullanılmaktadır.

2.6.4. Üst ve Alt L Bağlantısı¹⁴

şekil 3.2 de bu bağlantı gösterilmiştir. AISC (1989) yönetmeliği, üst L ve alt L bağlantısını bu şekille tanımlamaktadır.

1-Alt L, sadece dikey (kesme) gücünü intikal eder ve kirişin uç momentlere karşı yüksek mukavemete sahip olması gerekmez.

2-Üst L, sadece yansal stabilite¹⁵ için kullanılmıştır ve yerçekimi yüklerine karşı dayanması için tasarlanmaması gerekir.

Ancak laboratuvar sonuçlarına göre bu tip bağlantılarda, uç momentler az da olsa mukavemet gösterebilirler.

¹² Double web angle connection

¹³ Header plate connection

¹⁴ Top and seat angle connection

¹⁵ Lateral Stability

2.6.5. Üst – Alt L ve Çift L-Gövde Bağlantısı¹⁶

Şekil 2.3 de gösterildiği gibi bu bağlantı çift gövde-L ve Alt-Üst-L bağlantısının kombinasyonudur. AISC (1989) yönetmeliği, bu bağlantıyı, tip-3 binalar için uygun görmüştür. (yarı sabit bağlantılar)

2.6.6. Geliştirilmiş ve Eş Değer Alın Sac ile Bağlantı¹⁷

Kolon ve kiriş arası moment intikali için uç levha en yoğun kullanılan bağlantıdır. Bu bağlantıda fabrikada sac, kirişin ucuna, gövde ve flanşlar arası kaynak ile bağlanmıştır ve sonra montaj alanında cıvata ile kolona bağlanacaktır.

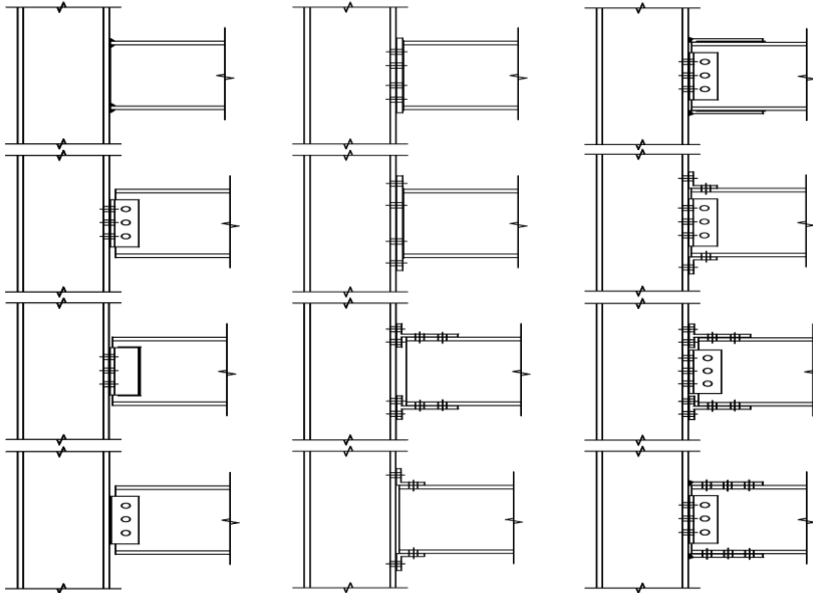
Geliştirilmiş alın sac ile bağlantı, iki gruba ayrılır:

1-Çekme tarafı için geliştirilmiş sac ile bağlantı.

2-Çekme ve basınç tarafları için geliştirilmiş sac ile bağlantı

Her iki bağlantı da, Tip 1 bina bağlantısı sayılır.

Pratikte, genel olarak geliştirilmiş alın sac bağlantısı, çekme tarafı için kullanılır. Çekme ve basınç tarafları için geliştirilmiş sac ile bağlantı, yapının periyodik yüklemeye olduğu zaman kullanılır.



Şekil 2.3: Kiriş-kolon bağlantılarının genel türleri[9]

¹⁶ Top and Seat angle connection with double web angle

¹⁷ Extended / flush end – plate connection

2.6.7. T Bağlantısı

T bağlantısında, iki adet T elemanı, kirişin alt ve üst tarafından kolona civatalanır.

Bu bağlantı türü özellikle, çift L-gövde ile uygulandığı zaman, en sabit bağlantılardandır. Yapının detaylı analizi için, bağlantıların detaylı davranışlarını etkileştirmek zordur.

Bu yüzden genellikle, yapı analizi, pratikte, bağlantıların takribi davranışları göz önünde bulundurarak yapılır.

Genelde bağlantılarda gerçek moment-dönme davranışların belirlenmesi için numune yapıp, test edilir ve elde edilen davranış sonuçları, matematik denklemler ile takribi şekilde modelleyerek, yaklaşım sağlanır.

Bağlantı ve eleman arası etkileşen davranışlarını araştırmak için, modelleme şart olduğundan dolayı, bağlantıları incelemek için değişik modelleme yöntemleri mevcuttur.

2.7. Değişik Bağlantıların Davranış Karşılaştırması

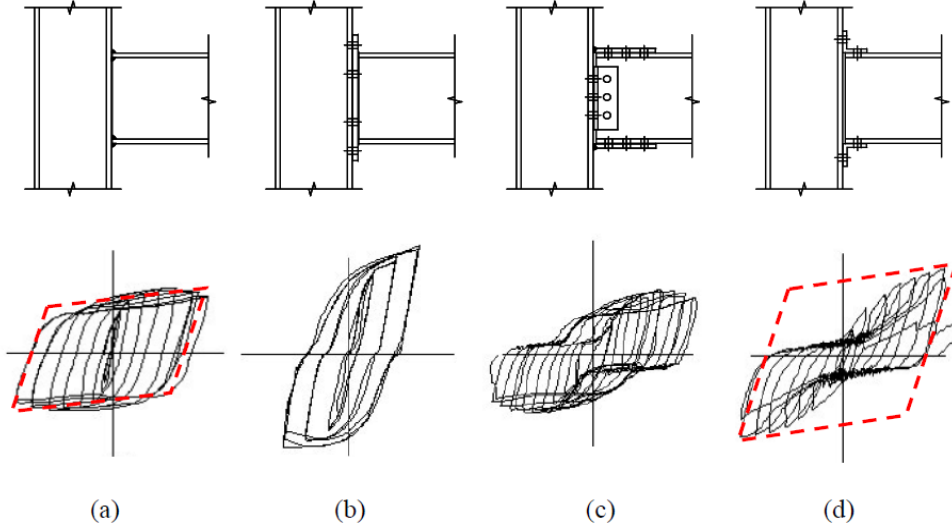
Şekil 2.4 de belli olduğu gibi, değişik bağlantılar, çerçevenin davranışında değişik dönme etkileri göstermektedirler. Bağlantının davranışında, iki önemli etken, bağlantının uygulaması ve kullanım bileşenleridir.

Kaynak, Bolt, Pin vs ile münferit veya birleşim olarak, bağlantılar uygulanabilir.

Geleneksel olarak, tasarım ve analizde, baştan sona yapılmış kaynak, tam sabit bağlantı olarak varsayılır.

Uygulamaya ek olarak L, T ve sacda kullanılan bileşenlerde önemlidir.

Her eleman çekme ve basınçta değişik davranışlar gösterir. L'ler saclara göre daha iyi doğrusal olmayan davranışlar sağlarlar, çünkü yapıları daha az sabitlik oluşturmaktadır[9].



Şekil 2.4: Bağlantı türünün bağlantı davranışında etkisi[9]

2.8. Artımsal itme ve Döngüsel Yüklemeler Eğrisi

Yapıların yıkım kapasitesini tahmin etmekte önemli konu, deprem kaynaklarının git-gel hareketlerin oluşturduğu etkilerden dolayı sertlik ve mukavemette oluşan azalmayı analiz modeline etkileşebilmektedir.

İki benzer örneğin, çoğalan statik yük ve döngüsel yük ile laboratuvar sonuçlarını karşılaştırarak, monotonik yüklemelerde mukavemet pik noktasına yetiştikten sonra, eksi bir eğimle hareket ettiğini anlayabiliyoruz.

Döngüsel yüklere maruz kalan yapılar için değişik modellemeler geliştirilmiştir. Bu tezde, nihai sınır bağlantının kırılması ve yansal yıkımı olduğundan dolayı, sertlik ve bağlantının dinamik yüklerde, bağlantı davranışlarını da etkisini öngörülen modelleme yapılmalıdır. Birçok analiz modelinde, yapının titreşim yanıtı tahmini için Histerzis modeli kullanılır, bu modelde ya iki çizgi¹⁸ yakınlık veya tekrar yüklemde¹⁹ değişen yön²⁰, (yönelimli veya modeller sıkılmış) göz önünde bulundurulur.

¹⁸ Bi-linear model

¹⁹ Pinching model

²⁰ Peak--oriented mode

1970'de Tekda²¹ ve iş arkadaşları[10], üç çizgi push over eğrisi modellemeyi tavsiye etmişlerdir. Bu modellemede, yük kaldırmanın sertliği, numunenin maksimum yer değişimi ile azalmaktadır.

2.8.1. Doğrusal Modeller²²

Önceki konulardan anlaşılıyor ki, yarı sabit bağlantılı çerçevelerin davranışı ve onların analizinde esneklik etkisi katılmalıdır. Ancak, bağlantı davranışları için kısıtlı elemanlar yöntemi ile analitik çalışmalar yapılmış ve kaynaklarda yazılmıştır[13]. Ama bu yöntemlerin, pahalı olması ve yüksek zamanlı olduğu için pratikte kullanması mantıklı değildir.

Tek çizgi sertlik modeli, Rathbun(1936) Wu(1963) ve Monforto ve kaç kişi daha tarafından, ilk sertlik yakınlık(R_{ki}) tahmini için moment-dönme eğrisini, bağlantı davranış analizi için tavsiye edilmiştir.

Bu modelin geçerliliği, momentin bağlantıdaki servis limit yükünden fazla olmadığı zaman itibarı artmaktadır.

Chen (1983) ve Lui (1981) ve Cardinal (1981) ve Tropy'nin iki doğrusal modeli, bağlantı için daha iyi sonuç veriyor.

Bu durumda, belirli bir moment için moment-dönme eğrisindeki doğrusal başlangıç eğimi, tek çizgi modelinden daha düşük olan bir çizgi ile değiştirilmektedir.

Bağlantının doğrusal olmayan davranışlarda, daha iyi sonuçlara varmak için, iki çizgili modele bir dizi parça çizgiye dönüştürebiliriz.

Bu durumda moment-dönme eğrisi yerine, kaç doğru çizgi ile yaklaşım sağlanılıyor. Gerstle (1981) Moncarz Razzaq (1983). Doğrusal modeller, basit olmakla beraber, az dikkatli olduğu ve çizgileri birbirine bağlamakta sertlikte ani zıplamalar oluşturduğu için, bu yöntemin bilimsel kullanımı dakik olmayacaktır.

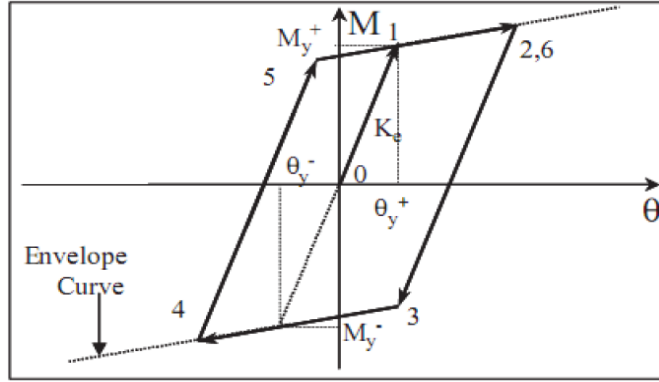
2.8.2. İki Çizgi Modeli

İki çizgi modelde, tekrar yüklemde azalış etkilenmez ve tekrar yükleme, elastik eğrisinin eğimi ile yapılır.

²¹ Takeda

²² Linear models

Yapılan araştırmalar ve laboratuvar sonuçları, Histerzis modelini sıkıştırılmış elik profiller için kullanabilir olduğunu göstermektedir. Şekil 2.5 de bu modeldeki eğrileri göstermektedir.



Şekil 2.5: iki çizgi modeli[10]

2.8.3. İbara Kravinker Modeli

İbara Kravinker modeli²³, öncelikle Rahnama²⁴ ve iş arkadaşları tarafından 1993 te[10] tanıtılmış ve yaygın olarak kullanılmıştır.

Bu dönme-moment modelin geliştirilmiş sürümü İbara ve iş arkadaşları tarafından sunulmuştur[11]. Bu modelin özelliklerinden negatif eğimli bir alana sahip olması ve sertlik azalmasının değişik mudlarını eklenebilirliğidir. Bu modelin özellikleri ve tanımı aşağıdaki konular ile ibraz edilir.

Sistemin ana davranışını sertliğini azaltma etkisini dikkat almadan push over eğrisi kullanarak gösterilmektedir ve bu eğride mukavemet limitleri ve sistem deformeasyonları tanımlanmıştır.

Depremden dolayı gel-git etkili yükleme yasaları, sınırlar arasındaki istenen limit Histerzis davranışları push over eğrisinde gösterilmiştir

2.8.4. İbara-Kravinker Modelinde Pushover Eğrisi

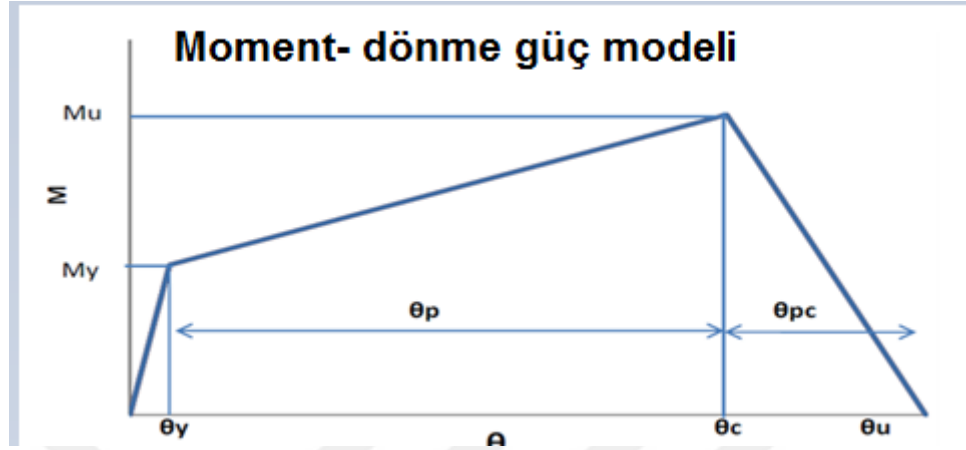
Histerzis pushover eğrisi ile bağlantıda mukavemet limiti ve deformeasyon belirleniliyor.

İlk sertlik(k_e)

²³ İbara

²⁴ Rahnama

teslim mukavemeti(M_y) sertleşen yön sertliği($K_s = k_e \alpha_s$), maksimum mukaveme(M_c)t ve ondan dolayı yer değiştirme(θ_c) maksimum noktasından sonraki sertlik($K_c = k_e \alpha_c$) pushover eğrisi şekil 2.6 de gösterilmiştir.



Şekil 2.6: İbara-Kravinkler modelinde push over moment-dönme eğrisi

2.8.5. İybar- Kravynklr Modelinde Parametrelerin Fiziksel Yorumu

Geçerli sismik tasarım yönetmeliklerde, bağlı olduğu elemanlara nazaran bağlantının kapasite artışı (%20) ve zayıf ve güçlü kirişler arası oranı etkileyerek plastik deformasyonları, kirişin uçlarına yönlendirmeye çalışılır.

Ama gerçekte bu koşullara uymak bağlantıda elastik deformasyonları korumak için gerekli güvenliliği sağlamaz.

Kiriş – kolon arası kaynaklı rijit bağlantıların yıkımı, Noriç depreminde gördüğümüz gibi, yukarıda olan kurallara uyum bile, bağlantılardaki plastik deformasyonunu engelleyemez. Bu yüzden, bölgesel deformasyonları, elemanlar ve bağlantılara sahip bir eklem yüzeyinde tanımlamak gerekiyor.

Burada vurgulamak gerekiyor ki, eklem bölgeleri²⁵, bağ²⁶, bağlantı²⁷ ve bağlantı kaynağı²⁸ arasında fark vardır, şekil 2.7 de bu bölgeler belirlenmiştir. Yanlış kullanımı engellemek için, teknik literatürde bu bölgeler bu şekilde tanımlanmıştır[12]:

Bağlantı kaynağı: bağlantının yükseklik alanındaki kolon gövdesi

Bağ: bağlantı ve bağlantı kaynağı

²⁵ node

²⁶ joint

²⁷ connection

²⁸ Panel-zone

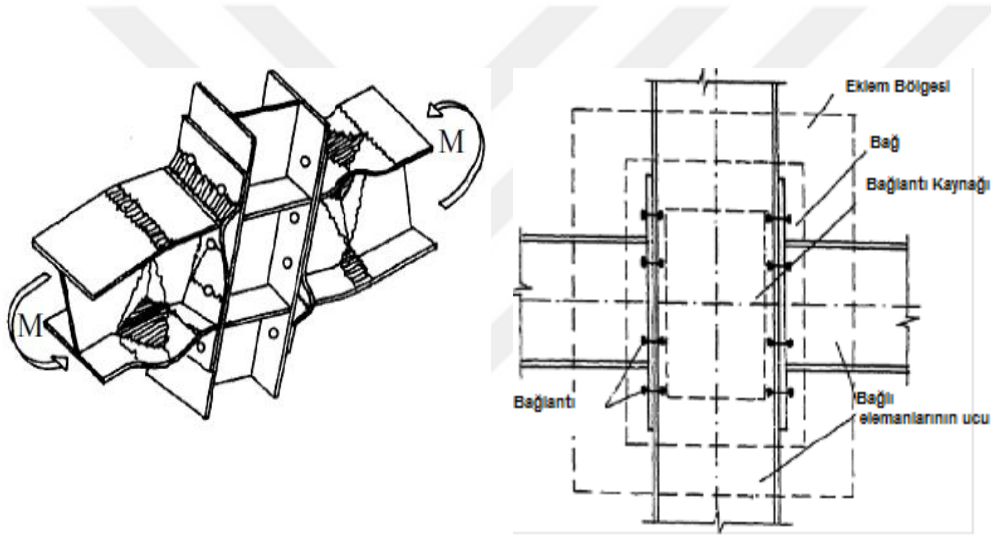
Bağlantı: kiriş ve kolonun yaslanma bölgesinin yapısal elemanı

Ve Eklem bölgesi: Bağ ve plastik deformasyonların meydana gelme ihtimali olan bölgelerdir.

İbar-Kravinkelr moment-dönme eğrisinin değişik bölümleri, plastik deformasyonların kiriş ve kolon elemanlarının bağlantıda yayılımını göstermektedir.

Bağlantı türüne ve kesitlerin kalınlığına bağlı plastik deformasyonlar yayılımı ve bağlantının değişik bölgelerinin plastikleşmesi farklılık gösterir.

Plastik deformasyonların öncelikle kirişte meydana gelme varsayımı ile aşağıda gibi moment-dönmenin değişik bölgeleri modele tanımlanabilir[12].



Şekil 2.7: Kiriş kolon bağlantısı, bağlantı bölgelerinin tanımı ve plastik deformasyonun yayılımı[12]

İlk aşamada elastik bölge var, kiriş kesiti hemen hemen, elastik bölgede kalır ($\sigma_{max} < \sigma_y$). Bu durum şekil 2.9 de gösterilmiştir. Bağlantının maruz kaldığı moment artışı ile birlikte, alt ve üst flanşlar ve sonra kirişin gövdesi, akmaya başlar.

Momentin kirişin bir kesitine daha çok artışı ile kesitin tümü akma sınırına yetişir.

Bu durumda moment eşittir:

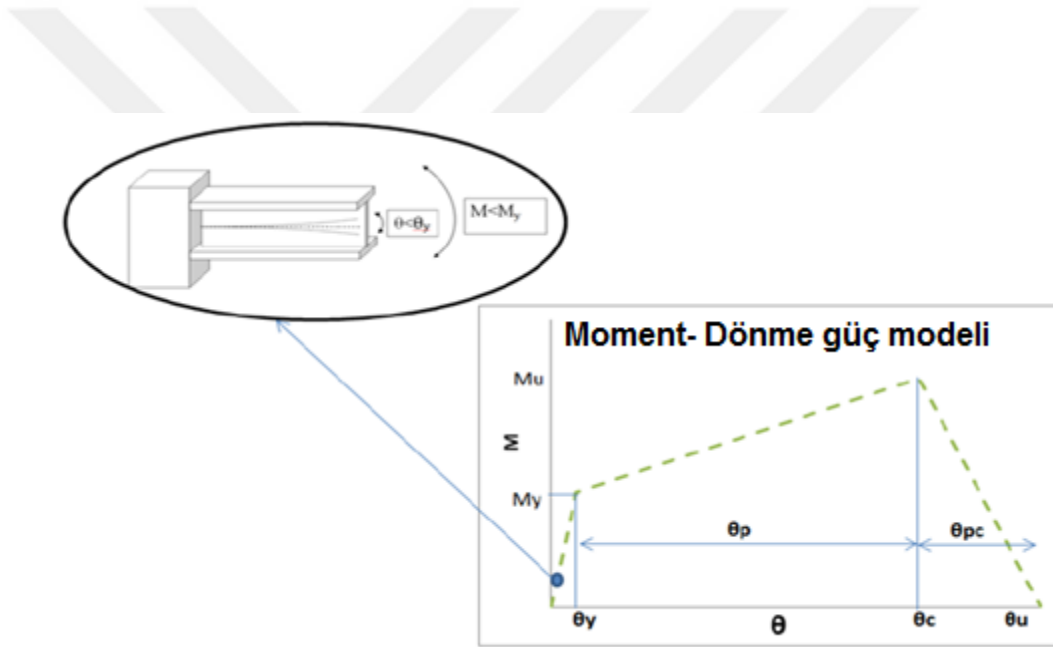
(Z kesit için plastik momenttir)

Bu durum şekil 2.10 de gösterilmiştir (kırmızı kesitin diğer iki kesitten daha zayıf ve daha önce akması varsayımıyla)

Bu durumda dönme oranı bu şekilde olacaktır. Mevcut kesitin elastik sertliği ve teslim momenti ile kesitin plastik dönme miktarını belirleyebiliriz. Momentin artışı önceden akmış kesitte, gerilimin, gerinim sertleşme bölgesine varmasını ve gerilim, teslim geriliminden daha büyük bir miktarı dayanmasını sağlar. Kesitin bu davranışı, doğrusal bölgede teslim noktasından sonra pik noktasında dek mevcuttur.

Kesitin dönme yeteneği, moment-dönme eğrisinde oluşan teslim ve mukavemet düşüşü olan nokta (flanş veya gövde bükülmesinden dolayı) arası kesitin nihai mukavemeti parametresini belirler.

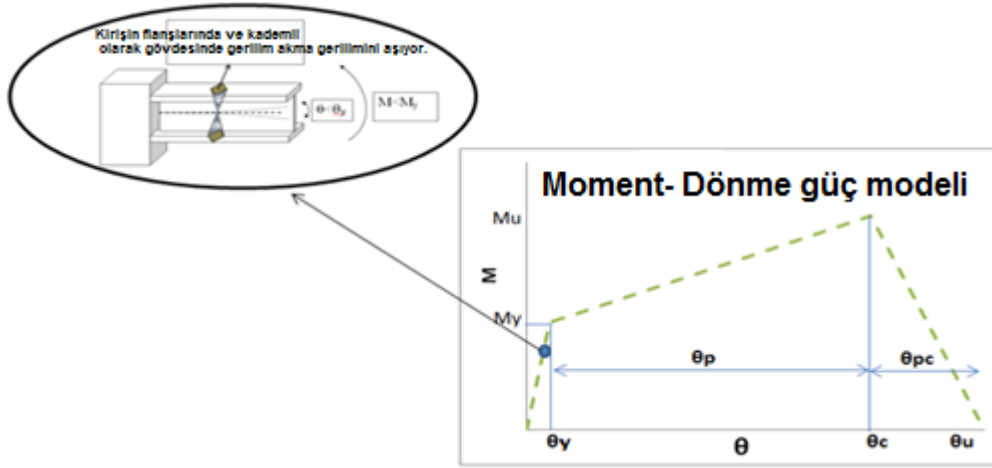
Mevcut teslim momenti ve pik momenti, teslim momenti oranı ile pik noktasının (M_c/M_y)momenti hesaplanmaktadır.



Şekil 2.8: Bağlantıda kirişin elastik davranışı ve moment-dönme eğrisindeki bölge. Moment-dönme eğrisinin üçüncü çizgisi, pik noktasından sonraki basınç bölgesindeki gövdenin bükülmesi veya yansal gövde bükülmesinden dolayı, kesitin mukavemet düşüşüdür.

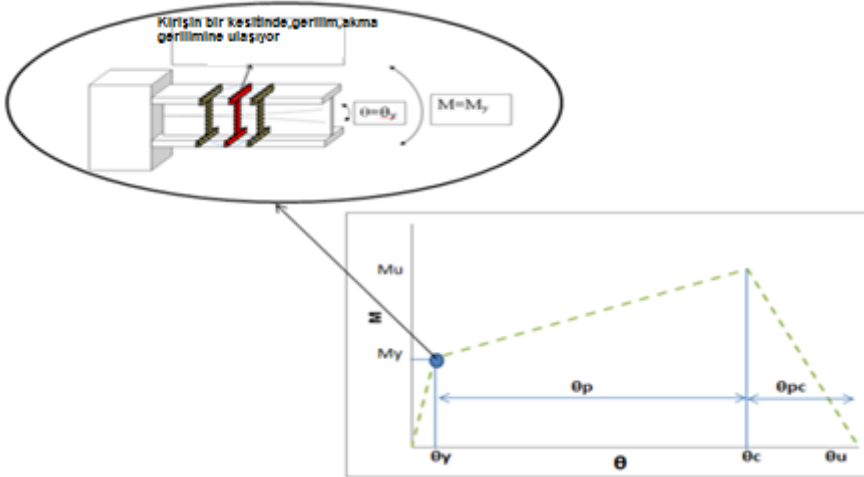
Kesitin dönme kapasitesi kesitin son mukavemet gösterme anına dek kesitin son dönme kapasitesi olarak tanımlanıyor.

Elde mevcut miktarları ile elemanın son dönmesi miktarı elde edilmektedir. Üst şekilde moment-dönme farklı bölgelerde, sadece kesitin davranışı ve kiriş kesitinin bozulması gösteriliyor.

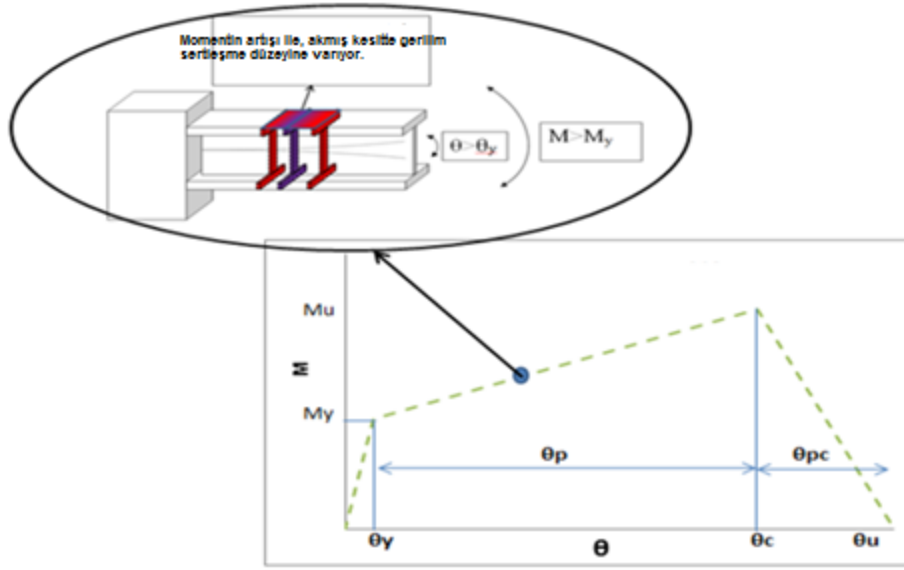


Şekil 2.9: moment-dönme eğrisindeki teslim öncesi bölge

Aslında bağlantının bozulması, kiriş kesitinin akması, cıvata veya kaynak kırılması, bağlantı kaynağının akması ve kolon kesitinin akma ve burkulması durumlarının kombinasyonundan oluşabilir.



Şekil 2.10: kesitin teslim momentine maruz kalma durumu



Şekil 2.11: teslim noktası ve pik noktası arası durum

2.9. Kırılgnlık Eğrisi Tarihi Ve Teknik Literatür

Deprem mühendisliğinde, zaman içinde tasarımda, sismik davranış geleneksel yöntemleri, kırılgnlık eğrisine yönelmiştir, bu eğriler deprem parametrelerinden dolayı bir mühendislik parametresinin belli bir oranın aşma ihtimalini gösteriyor.

Günümüzde ATC ve HASUS gibi araştırma merkezleri, yapısal ve yapısal olmayan elemanlar, ulaştırma sistemleri ve hayati öneme sahip ve genel olarak depremden hasar görebilen tüm sistemler için yaygın araştırmalar yapıyor ve araştırmacılar, kırılgnlık fonksiyonlarını geliştirmeye çalışıyorlar.

Genelde bu araştırmalar, analiz yöntemini, kırılgnlık fonksiyonlarını geliştirmek için kullanıyorlar[5].

Önemli ve yeni olan kırılgnlık eğrisi kavramı ve tarihçesini daha iyi tanımak için, kaç makaleden yardım alınmıştır.

Anagus ve iş arkadaşları[13], 1995'de ATC'de yazılan yük dağılımından yola çıkarak, araştırmalar yaptılar ve kırılgnlık eğrisi için yeni bir model geliştirdiler.

Bu makalede, sismik hesaplar ATC-13 tabanına göre yapıldı ve bu sefer yatay eksen düzeltilmiş MERKALİ' dendi, bu durum kırılgnlık analizi için daha bilimseldir ve

olasılıklı dağılım fonksiyonu, normal olarak varsayılmıştı ve bu eğride, deprem kayıtlarının kullanımı için uygun fikirler sunuldu.

1998'de Şinuzuka, kırılgenlik eğrisi için eskiden yapılmış işlere göre daha dakik olan bir makale yazdı, bu makalede ekipmanların kırılgenlik eğrisini elde etme yöntemi sunuldu ve istatistiksel yöntemler ile yazılım veri olarak kullanıldığından ve doğrusal olmayan dinamik tekniği kullanımından dolayı, yüksek doğruluk içeriyordu ve ilk kez kırılgenlik eğrilerini dakik olarak çizebilmenin istatistiksel bir konu olduğunu gösterdi.

2001'de Şinuzuka, SakzinavFang [14] aynı yöntemi kaç açıklıklı betonarme köprüler için geliştirdiler.

Bu makalede, deprem zaman tanım alanında kayıtları, dinamik analiz için kullanıldı ve kırılgenlik eğrileri oluşturuldu.

Montkarlo, deprem kayıtlarını kullanıldığı yerin değişik ivme miktarlarını karşılaştırdı ve ilk kez yapılarda kırılgenlik eğrisinin aşamaları yapıldı.

Aynı senede, ilk kez yapısal olmayan sistemler için kırılgenlik eğrisi düzenlendi, bu araştırmada gerçekte de var olan 20 katlı bir binanın üzerindeki 40 tonluk bir su deposu incelendi[15].

Deprem hasarlarını azaltmak için, hasarlanma oranını hesaplamak, ilk adımdır. Bir kırılgenlik eğrisi, özellikle değişik deprem büyüklükleri için, hasar ihtimalini göstermektedir.

Doğru bir oran elde etmek için, uygun sismograf bölgede seçimi önemlidir.

Uygun bir kırılgenlik analizi için, depremin şiddet ve büyüklüğünü gösteren parametreler, maksimum yer ivmesi (PGA), maksimum yer hızı(PGV), maksimum yer değişimi(PGD), spektral ivme(sa), spektral hız (sv)ve spektral yer değişimi(sd)[16].

2.10. Ağlantının Kırılgenlik Eğrisi

Var sayalım ki elimizde dinamik davranışları bilinen bir bağlantı var ve bizden belli bir performans seviyesini sağlayabilmesi için, gereken depremin büyüklüğünü hesaplamamızı istiyorlar.

Başka bir deyişle, bu bağlantının belirli bir depremde nasıl bir performans seviyesi göstereceğini soruyorlar[16].

Bu soruya doğru bir cevap vermek istiyorsak, sismik hareketlerde ve rijit çerçevelerdeki çok sayıda belirsizliklere dikkat etmemiz gerekiyor.

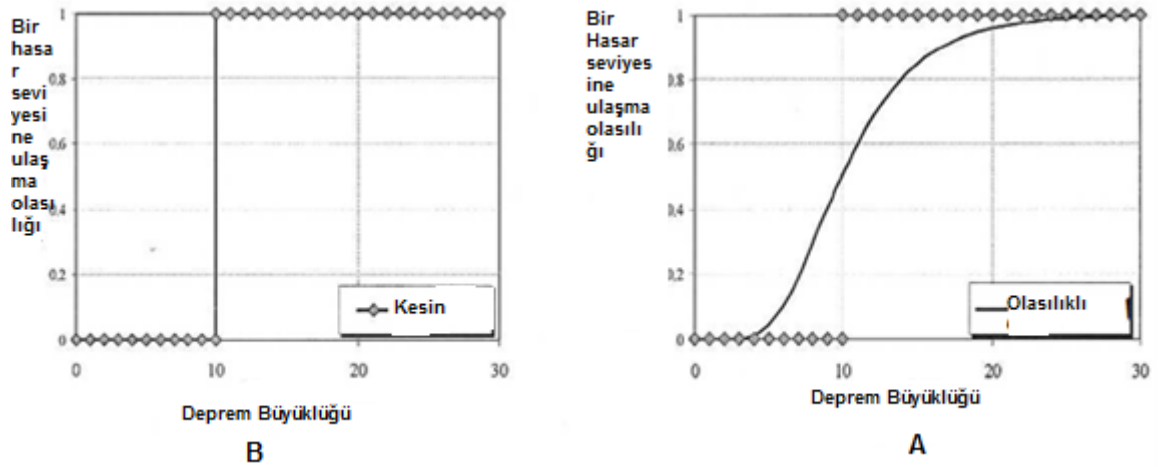
Deprem fay doğrultusunda düzensiz titreşimlerden oluşan ve sonrasında yansıma, kırılma ve rasgele oluşan azalmalardan kaynaklanan dalgaların sonucu olduğundan dolayı, frekans, genlik, zaman ve giriş enerjisi parametrelerinde belirsizliklerin olması beklenti dışı değildir.

Bir bağlantı yerine bir rijit çerçeve sistemindeki çok sayıda bağlantı ile karşılaşarsak, boyut, kütle ve malzeme mukavemetinde de başka belirsizliklerin eklendiğini göz önünde bulundurmamız gerekiyor.

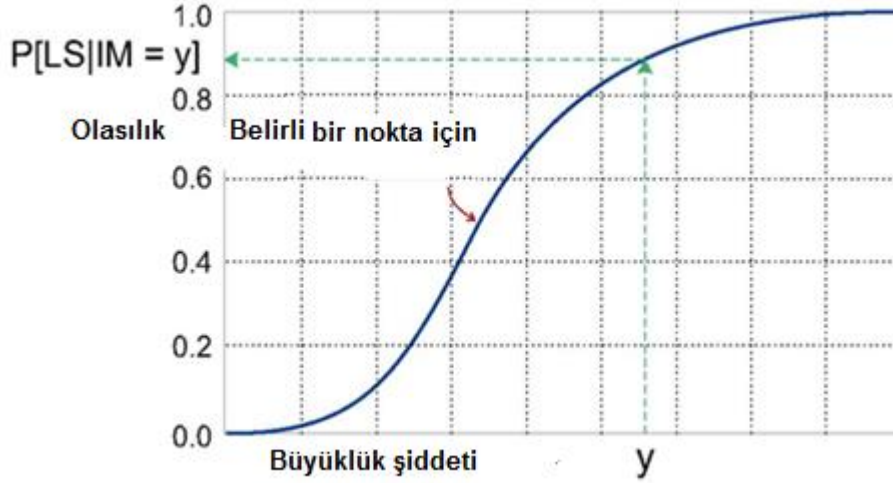
Görünen en mantıklı yol, yapının davranışını olasılıklı formda belirtmemizdir.

Yani, yapının belirli bir performans seviyesine ulaşması için deprem büyüklüğü yerine, değişik deprem büyüklüklerinde, belirli bir davranış olasılığını belirlemeliyiz.

Bu farkı şekil 2.12 de görebiliriz,



Şekil 2.12: b kesin bir durum ve 2.12: a olasılıklı formdur.



Şekil 2.13: kırılmalık eğrisinin genel formudur.

Eğer R parametresi yapının davranışı ve LS_i performans seviyesi veya R parametresi için limit durum olsa ve IM de deprem büyüklüğünün bir parametresi olsa ve S büyüklük miktarı olsa, T yani, kırılmalık eğrisinin anlamını aşağıdaki matematiksel formda gösterebiliriz.

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

FRS, $IM=S$ deprem büyüklüğü için olasılık yoğunluk fonksiyonudur $F_{RS}(r/s)$. [29]

R bir elemanın öteleme, dönme, bükülme veya teslim gerilimi olabilir, bu durumda LS_i aynı türden olacaktır.

IM ; Deprem büyüklüğünü gösteren yerin maksimum ivmesi(PGA), yerin maksimum hızı(PGV), spektral ivme S_a gibi herhangi bir parametre ile de belirlenebilir.

Bu nedenle bu 3 parametre kırılmalık eğrisine etki gösterir.

1-Sismik parametreler

2-Performans seviyesi veya limit durumlar veya parametreye bağlı hasar

3-Deprem büyüklüğü

Bu araştırmada bağlantının davranışı ve hasar seviyesi için 3 limit durum kullanılacaktır.

Ek olarak, bağlantılar performans seviyesi yönetmelikler ve diğer araştırmalar ile tanımlanacaktır. Gelecek bölümde bu konuyu daha detaylı konuşacağız.

Şekil 2-13 kırılma eğrisinin sabit bir deprem büyüklüğünde genel gösterimidir.

Deprem büyüklüğü arttığında, yapıda hasar da arttığından dolayı, bu eğrinin her zaman yükselen olması beklenir. Ve limit durumun daha kritik olmasıyla, kırılma eğrisi azalır. Yani, ilk teslim durumunda, limit eğrisi her zaman tam yıkım eğrisinin üstündedir.

2.11. Değişik Kırılma Eğrisi ve Geliştirme Yöntemleri

Kırılma fonksiyon test olarak, eski depremlerin kayıtları ve hepsinin analiz ve kombinasyonu ile yapılabilir.

Appendix H ATC58 [16] kırılma fonksiyonunda ortalama ve standart sapmayı hesaplamak için aşağıdaki 5 koşul sunulmuştur.

1-Gerçek talep verileri:

Veriler çok sayıda numuneden oluşup, test edilen her numunenin belli sismik talep için istenen bozukluk düzeyine vardığı zaman.

2-Marjinal veri talebi;

Test sonuçları veya veriler çok sayıda numuneden oluşup, ancak test edilen bazı numunelerin tehlike düzeyine vardığı zaman ve diğer numuneler de tehlike düzeyine varmadan testin sonlanması durumunda. Bu durumda her numunede maksimum sismik talep, talep verisi olarak tanımlanmaktadır. Bu maksimum talep tehlike düzeyine olan veri ile aynı olması gerekmez.

3-Güçlü talep verisi;

Test sonuçları ve veriler çok sayıda numuneden oluştuğu, ancak belirli tehlike düzeyi numunelerin hiç birinde oluşmadığı zaman.

Bu durumda, maksimum sismik talep her numunede veri koşulları, talep verisi olarak sayılır.

4-Analitik;

Laboratuvar sonuçları olmadığı zaman, yapı davranış modellemesi ve sismik davranış tahmini tehlike düzeyinde yapılabilir.

5-Uzmanların görüşü;

Veri olmadığı ve yapının davranış analizi yapılamadığında, konu hakkında uzmanlar tecrübelerine dayanarak yorum yapabilirler[16].

Kırılgenlik eğrilerini geliştirmek için 4 yöntem mevcuttur

(Empirical)

Deneysel kırılgenlik eğrileri

(Expert Based)

Uzmanların yorumuna göre kırılgenlik eğrileri

(Analytical)

Analitik kırılgenlik eğrileri

(SYNTHETIC)

Sentetik kırılgenlik eğrileri

İlk yöntem, kırılgenlik eğrilerinin çizimi için yeterince veri ve görüş olmadığı zaman kullanılır ve tecrübeli uzmanların yorumu ile belli bir deprem düzeyine varma ihtimali üzerine yapılır.

Günümüzde bu yöntemin güvenilir olmadığından dolayı kullanılması çok mantıklı değildir.

İkinci yöntem, ekipmanların önceki depremlerden uğradığı hasarı kayıt ve analizinden oluştuğu için en gerçekçi yöntemdir.

Ve zaman içinde ekipmanların bozukluk verilerin çoğalması ile daha da güvenilir olacaktır.

Buna rağmen, bu verilerin sonuçları bölgenin jeoteknik ve deprem şiddetine ve özelliklerine bağlıdır. Ve art arda oluşan depremlerin hasarlarını birbirinden ayıramama ihtimali vardır[17].

Yeterli deneysel veri olmadığı zaman teorik ve analitik yöntemler kullanılmalı.

Bu tür eğrilerde, değişik sismik analiz yöntemleri ile değişik deprem büyüklüklerinde mühendisi talebi belirlemek için kullanılıyor.

Sonra talep olasılığı ve deprem büyüklüğü arasında ilişki kurarak, kırılgenlik eğrisi çizilir.

Aynı zamanda, talep miktarını belirlemek için kullanılan dinamik analiz yöntemine göre kırılma eğrileri ayırabiliriz.

Elastik spektral analizi, talep miktarlarını belirlemek için kullanılan yöntemlerden biridir.

Bu yöntem, kullanıldığı zaman hasar oranını kapasite-talep oranı olarak belirleyebiliriz.

Spektrum kapasitesi²⁹ adı ile de tanılan doğrusal olmayan statik analiz yöntemi, bazen kırılma eğrilerin çizimi için kullanılıyor. Talep spektrumunun³⁰ elastik spektrumuna azaltma katsayısı yaparak hesap edebilir.

Ancak talep miktarlarının hesaplamak için en zor ve aynı halde en dakik, doğrusal ve doğrusal olmayan zaman tanım alanında kayıtlarının analiz etmektir, bu araştırmada bu yöntem kullanıldığından dolayı, gelecek bölümlerde bu analizlerin sonucu ile kırılma eğrilerinin çizim yöntemlerinin tanımlamasını yapacağız[18].

2.11.1. Deneysel

Deprem olduğunda, binalardaki hasar dağılımı mümkündür ve depremden sonra topladığımız veriler ile kırılma eğrisini çiziyoruz ve gelecek depremlerde belirli yapılardaki muhtemel hasar oranını varsayıyoruz.

Bu yöntemin avantajı, gerçek ve gerçek verilerden oluşmasıdır, aslında bu kırılma fonksiyonların en önemli puanı, çok sayıda ve dakik gerçek veriye göre yapılmış olması, gerçek hasarı tanımlaması ve modellenmesi zor olan malzeme kalitesizliği ve buna benzer etkin faktörlerin kombinasyonunu sağlayabilmesidir. Deneysel fonksiyonlarda, mekanik parametreler yapı davranışı(Statik, Dinamik) ve yer parametrelerinin değişebilirliği iyice belli olmamaktadır.

Bu yöntemde asıl problem, numunelerin az gözlemden oluştuğu ve halen çoğu bölgenin deprem tecrübesi olmamasıdır.

Bu veriler bazen sadece bir bölge veya bir depremdir, sonuç olarak, kırılma eğrisi yer hareketinin az bir bölümünü ve yüksek dağılımını kapsamaktadır.

Kısıtlı coğrafya verilerden oluşan hasar fonksiyonları, sadece o bölgede kullanılır ve sadece koşullar ve yapıların aynı olma varsayımı ile başka bölgede kullanılır.

²⁹ Capacity spectrum

³⁰ Demand spectrum

Kısaca bu yöntemi kısıtlayan: Yerel yapı teknikleri ve tektonik koşullar vb. Yerel koşullara aşırı bağlı olması, öncü ve artçı depremlerden oluşan hasarı da göz önünde bulundurabiliriz ancak deprem tecrübesi olmayan bölgelerde kullanışlı değildir. Titreşim masasında yapılan laboratuvar araştırmaları da bu grup içindedir. Bu araştırmalarda da kısıtlamalar ve genellikle yüksek maliyet vardır[16,19,20]

2.11.2. Yorumla Bağlı

Bu fonksiyonlar nicel veya nitel verileri dayanmazlar ve deprem konusunda uzmanlaşmış yapı ve deprem mühendisleri tarafından hazırlanmıştır.

Her uzman, belirli bir deprem büyüklüğünde, hasar dağılımında ortalama ve standart sapmayı tahmin etme çabasıdır. Bu tahminler, olasılıklı dağılım fonksiyonu ile yapılır ve sonuçta yerin titreşimine bağlı, belirli bir arıza seviyesinin ihtimalini gösterir.

Bu yöntemin kısıtlamalarından bir kaçısı:

Bu fonksiyonlar raporu yazan kişinin yorum ve tecrübesine aşırı bir şekilde bağlıdır ve deneysel eğriler gibi bu yöntem de sadece araştırmanın olduğu yer ve aynı malzeme ile ve aynı tür yapı için geçerli olduğu ve başka bir bölgede kullanılmaz olduğu hakkında uzmanlar hemfikirlerdir.

Bu raporlardan birkaç örnek ATC13 ve ATC40.[16,19,20]

2.11.3. Analitik Yöntem

Analitik yöntemler, araştırmacılar arasında çok yaygındır, bu bölümde bu araştırmaların ikisine atıfta bulunulacağız.

Marno ve iş arkadaşları³¹[21] analitik yöntemi muhtemel davranışlara dayanarak mevcut yapıların kırılma eğrisi için benimsediler.

Analitik model tek derece bağımsızlığa sahip statik olmayan Kani-mitaji metoduna göredir.

Yapısal kanunların parametrelerinin sayısal değerleri histertik analizi ile yapılmış. Push over modeli ile ifade edilmektedir.

³¹ Marno

Muslam³² ve iş arkadaşları [22] tek derece bağımsız sistemden push over analizi, orta çerçeveye sahip olup veya olmayan çerçevelerin hasar görülebilirlik fonksiyonundan yararlandılar.

Analitik kırılma fonksiyonunun geliştirilmesi daha çok doğrusal olmayan statiksel ve artan dinamik analiz üzerine IDA³³ yapılmıştır.

Burada sayısal modelleme ve kısıtlı elemanın doğrusal olmayan analizi ile kırılma eğrileri çizmek için bir analiz yöntemi göstereceğiz.

Analitik kırılma eğrilerin çizimi için öncelikle muhtemel sismik gereksinim analizi(PSDA) ile muhtemel sismik gereksinim modelleri üretip(PSDM) sonra yapılmış analiz ve üretilmiş modeller ile kırılma eğrileri çizmeliyiz.

Formüle olmuş modelleri sağlayan bir muhtemel sismik gereksinim analiz prosesi genel anlamda 5 aşamada olur:

- 1-Birinci aşamada bir mecmua deprem kayıtları seçilir veya suni olarak üretilir.
- 2-İkinci aşamada istenen yapılar seçilir.
- 3-Üçüncü aşamada istenen yapılardan doğrusal olmayan kısıtlı eleman modelleri üretilir.
- 4-Dördüncü aşamada tüm modeller üzerinde doğrusal olmayan dinamik analiz yapılır.
- 5-Beşinci aşamada gereksinim modellerin analiz sonuçları arasından seçilmiş deprem parametreleri ve yapı mühendisi gereksinim parametrelerine göre seçilip formüle edilir[7].

2.11.4. Kombine(Sentetik) Yöntem

Hasar fonksiyonları bu yöntemde, yukarıda konuştuğumuz gözlemlenmiş yıkımların istatistiksel kombinasyonundan elde edilir.

Bu yöntemin önemi, veri kaynaklarına güvenilirliği hesaplama için kütle verme özelliğidir.

Statiksel verileri analitik yöntemler ile kombine ettiği için bu yöntem ilginç gözükmetedir[16,19,20].

³² Moslem

³³ Incremental Dynamic Analysis

Son günlerde Kappos³⁴[23], Yunanistan'da beton arme yapılar için spektral öteleme ve maksimum ivme(PGA) üzerine kapasite ve kırılmalık eğrilerinin çizimi için bir yöntem oluşturmuştur.

İstatiksel verileri doğrusal olmayan statik veya dinamik analiz sonuçları ile kombine ederek hasar tahmin yöntemi yapılır.

Veri elde olmadığı zaman, statiksel veriler ve maksimum ivme veya spektral öteleme arasında interpolasyon veya ekstrapolasyon yapılabilir.

2.12. Sonuç

Geçmişten bu güne, çelik çerçeve sistemleri yapı tasarımcıların dikkatini çekmiştir.

Genel kanı ülkemizde de çokça kullanılan çelik bağlantıların yeterli ve uygun elastisiteye sahip olmasıdır.

Ancak Norsliç gibi çok sayıda depremde öngörülme-yen yıkım imkânı bu tür bağlantılarda gözlemlendi.

Genel yıkımlar, kiriş gövdesi - kolon bağlantısı veya ısıtılmalı altında , kaynakta gevrek yıkımdan olduğu gözlemlenmiştir ve depremden önce ve sonra laboratuvar sonuçlarında da eğme bağlantılarının zayıflığı gözükmiştir.

1994 Norriç depreminden sonra, eğme bağlantılarının bu problemini çözmek için çok sayıda araştırma yapılmıştır.

Bağlantıların tarihçesi ve araştırmaları bize aşağıdaki parametrelerin önemini göstermektedir:

Kolonda en kalınlık oranı: Beklendiği gibi bir kolonun orta kısmında direkt bağlanan bir bağlantının sertliği kolonun en kalınlık oranının artışı ile azalır.

Bu oranlar 10.6 – 32.0 arası varsayılmıştır.

Kiriş veya bağlantı yüksekliği ve kolonun en oranı:

Kolonun enine bağlı bağlantılarda, kiriş veya bağlantı yüksekliği ve kolonun en oranının artışı ile hem sertlik hem eğme mukavemeti artar.

Kiriş yüksekliği ve kolon en oranı 1.5-3.0 arası varsayılmıştır.

³⁴ Kappos

Bağlantı türü:

Bağlantıların genelinde cıvataların gevşekliğinden kaynaklanan dönme deformasyonları varsayılmıştır.

(Somunu çevirerek gerilmiş ASTMA 325 cıvatalarda bile geçerli.)





3. BİLGİSAYAR İLE MODELLEME VE ANALİZ

3.1. Giriş

Son yıllarda bilgisayarlarda yazılım ve donanımların her gün artan gelişmesi ile mühendisi bilimde kısıtlı elemanlar yazılımlarının kullanımı önemli miktarda artmıştır.

Aralarında ABAQUS ve ANSYS yazılımlarını söyleyebiliriz[24].

ABAQUS yazılımının diğer kısıtlı eleman yazılımlarına nazaran yeteneği, direkt ve endirekt çözümler, geliştirilmiş davranış modellere sahip olması ve metal, lastik, beton, toprak, taş ve akışkanlar gibi çok sayıda karışık geometrik malzemeyi hızlıca modellemesidir.

Bu yüzden son yıllarda bu yazılım çok sayıda üretici ve araştırmacının dikkatini çekmiştir. Bu tezde bağlantının sertliği deformasyon ile değişmeyen doğrusal olmayan analizden yararlanacağız.

Belirlidir ki doğrusal analiz birçok yapı için yeterli değildir, bu tür analizlere örnek olarak, kırıklık analizi, depreme karşı yapıların geliştirilmiş analizi veya barajları sayabiliriz.

Sertliğin ötelemeye bağlı olduğundan dolayı, istenen yükte, bağlantının ötelenmesinin hesaplaması için başta olan elastisiteyi maruz kalınan yüklere çarpamıyoruz.

Endirekt doğrusal olmayan analizde, yapının sertlik matrisini, analiz süresinde defalarca hesaplamak ve ters çevirmek gerekiyor, bu yüzden de doğrusal endirekt analizden daha uzun sürmektedir.

Direkt analizinde, doğrusal olmayan analizin zaman artışı, zaman serisi istikrarı azalımı olduğundan kaynaklıdır[24].

Bir doğrusal olmayan sistemin cevabı, mevcut yüklerin doğrusal bir fonksiyonu olmadığından dolayı, problemin çözümü için güçlerin süper pozisyon prensibinden

yararlanamıyoruz ve yüklemenin her bireyi için ayrı bir analiz tanımlamak ve çözmek gerekir[24].

3.2. Bu Tezde Bağlantıların Hasar Araştırma Yöntemi

Tezde Bağlantıların Hasar Araştırma Yönteminin Aşamaları

1-Bağlantı için moment-dönme eğri çizimi, sınır noktaları ve performans seviyelerini gözlemlenen hasara ve bağlantının dönmesine göre belirlemek.

2-Tasarımın alanına göre zaman tanım alanında deprem kayıtlarını seçmek.

3-PGA'nın farklı seviyelerine göre kayıtları ölçeklemek.

4-Mevcut kayıtlar ile doğrusal olmayan çerçevenin dinamik zaman tanım alanında kayıt analizini yapmak.

5-Çerçevenin analizinden çıkan sonuçları almak ve orta kolona yüklenen kesme miktarını belirlemek.

6-PGA'nın aşamalı artışıdaki kesme miktarını, her deprem için ABAQUS yazılımında bağlantının kısıtlı eleman modeline uygulamak.

7-Bağlantının zaman tanım alanında kayıtlarında maksimum driftin PGA artış aşamalarında her deprem için tahmini.

8-Tüm kayıtlar için 4-7 aşamaların tekrarı.

9-Maksimum yer ivmesi ve tüm kayıtlar için bağlantının dönmesine göre bağlantının IDA eğrisinin çizilmesi.

10-Ve son olarak parametrelerin birinci aşamada farklı hasar seviyedeki her kayıt için normal logaritmik dağılım varsayımı ile kırılma eğrisinin çizimi.

Eğer bağlantının malzemesi modelde azalır varsayılsaydı, bağlantının artan dinamik analizi için bağlantının kısıtlı eleman modeline, analizin farklı aşamalarında orta kolon kesmesini ekleyemedik ve onun yerine ötelenmeyi kullanmalıydık.

3.3. Döngüsel Yükleme Modeli

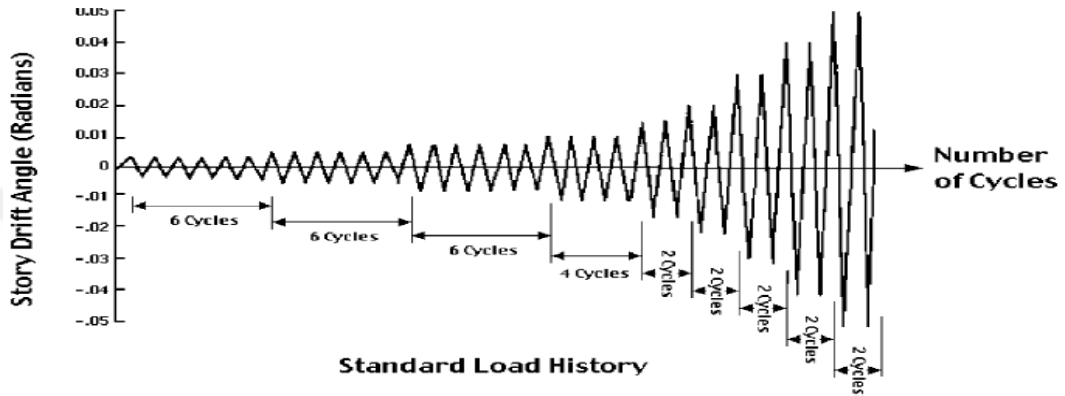
Döngüsel yükleme için AISC 341(2010) ve FEMA 350/351(2000) yönetmeliklerde tavsiye edilen model, SAC(Şekil1.3) projesinden kullanılan modellerden birine göre seçilmiştir, bu araştırmada da aynı yükleme modeli kullanılmıştır.

Bu model katlar arası drift açısına θ göredir, her aşamada drift açısı miktarı artan olarak, her basamağa ekleniyor.

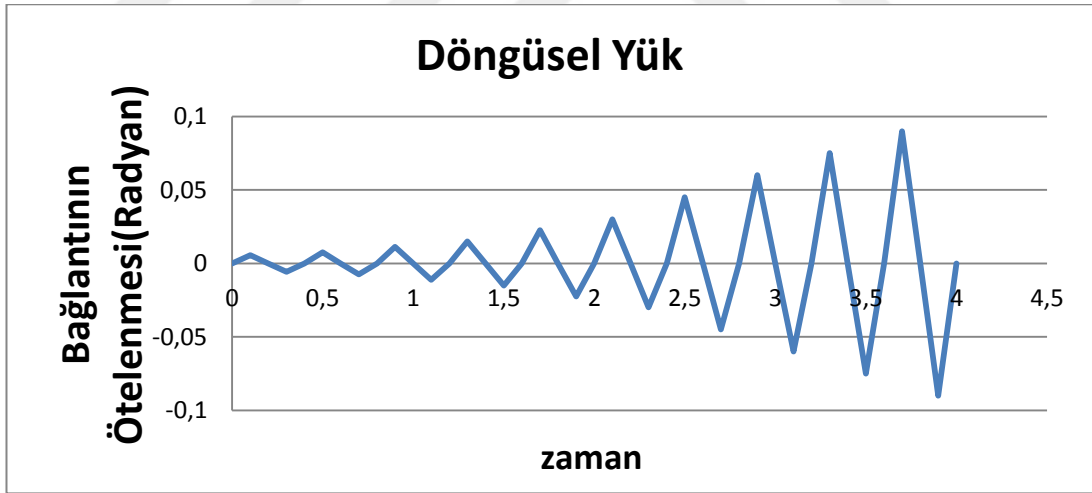
Bu döngüsel yüklemde, döngüler, maksimum deformasyonlara karşı simetrik olmalıdır.

Bu tarihçe J yüklem aşamalarına bölünüyor, her aşamada maksimum drift açısı miktarı ve θ_j sabiti mevcuttur ve her aşama belirli NJ döngü sayısında.

Bu yüklemenin tarihçesi şekil 3.2de gösterilmiştir.

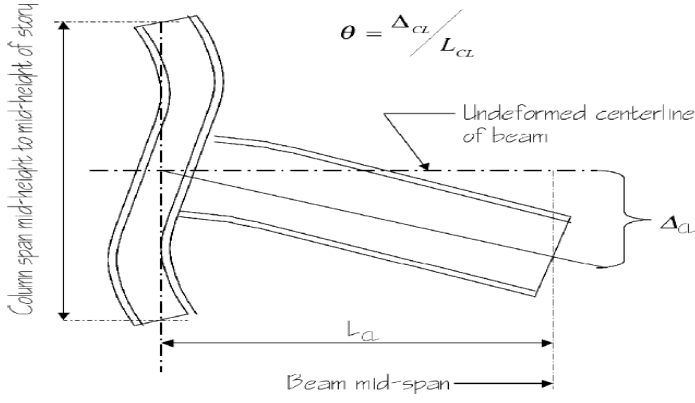


Şekil 3.1: SAC(355D,2000) araştırmalarında standart döngüsel modeli



Şekil 3.2: Moment-dönme eğrisi çizimi için yükün diyagramı

Üstteki şekilde görüldüğü gibi her aşamada oluşan azalanı yazılım modellemesinde katmadığımızdan dolayı, zaman azalımı istinaden yük analizini üstteki şekil gibi modele etkileyebiliriz.



Şekil3.3: AISC341(2010) ve FEMA350\351(2000)'ya göre katlar arası drift açısı hesaplama yöntemi

Diğer aşamalar θ ya 0.01 radyan ekleyerek oluyor ve her aşamada yüklemenin bir döngüsü yapılıyor, bu işlem bağlantının kopma noktasına kadar yapılmaktadır. Mukavemetin %20 miktarına θ_{IO} vardığı zaman veya ekipmanların düşüşü belirsiz kütle yükler altında kararlı kalmama aşamasına vardığında, kopma noktası belirlenir.

3.4. Modellenmiş Bağlantıların Davranış Noktalarının Belirleme Yöntemi

Elastik analizlerde rijit kolon-kiriş bağlantısı ve kolonun merkezine bağlanmış kolon ve kiriş aksanının kullanım varsayımı, verimli sonuçlar vermiştir.

Bu tür bir varsayım, bağlantı kaynağının teslimden önce, kiriş veya kolon ve kaçma açısı θ_{SD} (Çizelge 3.1'e göre) doğrusal olmayan bağlantı analizi için kabul edilebilir.

Kolon, kiriş veya bağlantı kaynağının teslim kapasitesini hesaplamak için, belirli mukavemet miktarları kullanılmalıdır.

Şekil 3.4'de önemli olan kaçış açısı nokta, kolon-kiriş bağlantı hasarların gözlemine göre.

Çizelge 3.1 hasar miktarları nitel olarak her performans seviyesi için, aşağıdaki gözlemlere göre tanımlanır[12].

1-Kiriş gövdesinde bölgesel burulma başlangıcı.

2-Mecmua eğme mukavemeti, nominal eğilme direnç kapasitesinden azalması.

3-Gözle görülür mecmua mukavemet azalışı nedeni ile ana metal, kaynak veya cıvatalarda yıkımın başlangıcı.

4-Bağlantının tamamen kırılması, bağlantı kütle yükleri intikal edemiyor.

Çizelge 3.1 : Bağlantı kümesinin performans araştırma davranış izahı[12]
kaçma açı performans seviyesinin izahı

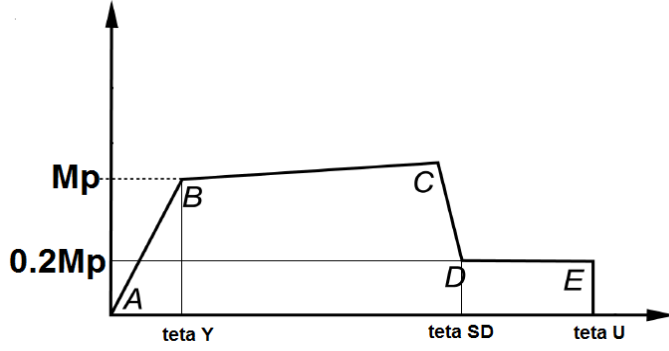
| Anlatım | performans seviyesi | kaçma açı |
|---|---------------------|---------------|
| 1,2 veya 3 koşullarına neden olan minimum kaçma açısı | IO | θ_{IO} |
| 4 e neden olan kaçış açısı | CP | θ_{CP} |
| 2,3 veya 4 e neden olan minimum kaçış açısı | - | θ_{SD} |

Kolon ve kiriş eksenlerini kullanan modellerde, talep kaçış miktarı, bağlantı kaynağı kullanan modellere varsayılan orana göre hesaplıyorlar.

Performans değerlendirmede, bağlantı kaynağı modelini katmamak mümkün olmasına rağmen, sertlikten yapılmış gerçekçi bir tahmine göre işleyen modeller, yapının güvenilir seviyesinin artışı sağlar.

Farklı bağlantıların modelleri kaçma talebi olan çerçevelerde yapılmış analizlerde, benzer sonuçlar vermişlerdir.

Ancak kiriş, bağlantı kaynağı veya ikisinin kombinasyonun gibi plastik deformasyon odak noktası belirtmesinde, önemli etkiye sahip olmuşlardır[12]



Şekil 3.4: Tam rijit bir bağlantıda moment-kaçma açısı ilişkisi[12]

3.5. Seçilmiş Kayıtlar için Çerçevenin Dinamik Analizi

Bu aşamada dört katlı bir çerçevenin 3 boyutlu modeli SAP yazılımında modellenmiştir ve 0.1 artan adımları ile ölçeklenmiş, seçilmiş kayıtlar yapıyı etkilemiştir.

Modellenmiş çerçeve, bu depremlerin her biri için ve her deprem için artan adımlarla bağlantın yıkımına dek, doğrusal olmayan zaman tanım alanında kayıt analizine maruz kalır.

Bu analizleri yaptıktan sonra, her aşamada yer ivmesinin artışı, her ölçeklenmiş deprem için bağlantı-kiriş ortasında kesme miktarı alınır ve kesmeden bir zaman kaydı olarak ABAQUS yazılımında mikro bağlantı modeline verilir.

Bu aşamada bağlantının zaman içinde dönmesinden bir zaman kaydı oluşur, her aşamada bağlantının maksimum dönmeyi alıp, bu maksimum dönme kayıtları ile her bağlantı için artan dinamik analiz eğrileri çizimine başlıyoruz.

Sonuçta bu aşamalar diğer kayıtlar için tekrarlanır.

3.6 .Depreme Uygun Kayıtlar Mecmuası Seçimi

Kırılma eğrilerin çizimi için ilk aşama bölgenin, depremsellik kayıtlar mecmuasını sağlıyoruz.

Gerçekte eğer istediğimiz bölgede yeterince sismik kayıta sahip isek, onlardan yararlanırız ve eğer sahip değilsek, suni olarak sismik kayıt oluşturabiliriz. Bu yapay kayıtları depremin büyüklüğü, odakta mesafe, yol kaybı ve yerel toprak koşullarına göre geliştirebiliriz.

Sismik kayıtlar hakkında diğer mesele, araştırılmış depremlerin sayısının artışı ile kırılgnlık eğrisinden elde edilen sonuçların daha dakik olmasıdır.

Yapı ihtiyaç mühendisliği-sismik büyüklük eğrilerine sonuçlanan IDA yönteminde depreme karşı yapıların dinamik analizi için, deprem kayıtları kullanılır.

Seçilmiş kayıtlar, yapının bulunduğu bölgenin deprensellik bir rneği olmalı.

nceki bölümlerde IDA eğrilerin çiziminin tüm aşamalarını yapıda araştırdığımızdan dolayı, şimdi aynı eğrileri bağlantılar için geliştiriyoruz.

Birinci aşamada yapı dinamik analizinde kullanılacak tüm sismik kayıtları seçmeliyiz.

Hasar araştırmasında önceden söylendiği gibi, bölgede deprem senaryosu bilgilerine sahip olmak gereklidir. Deprem senaryosu uzun bir zaman diliminde, bölgede kayıt edilmiş tüm verilerdir.

Eğer bu verilere sahip isek, kullanabiliriz, yoksa jeoteknik benzerlik gösteren başka bir bölgenin kayıtlarını kullanabiliriz.

Bu araştırmada analizler için 10 deprem kaydı kullanılmaktadır.

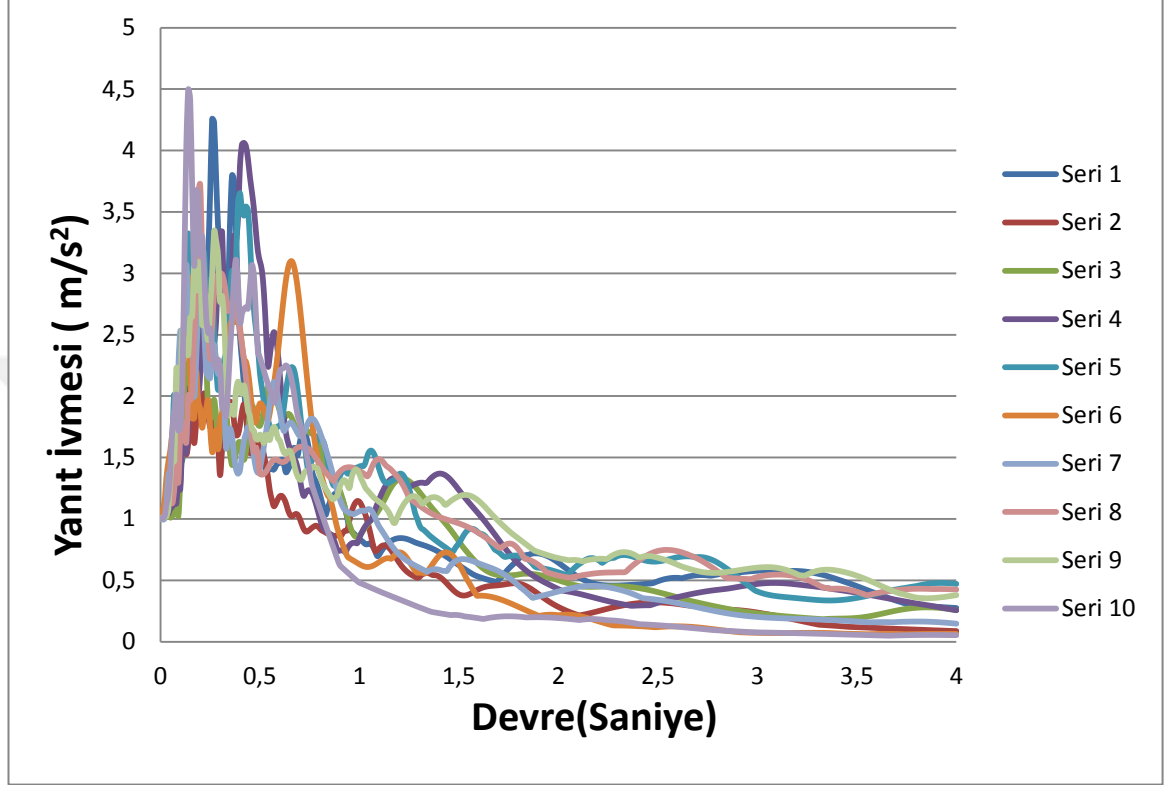
Bu kayıtlar araştırmalarda kullanılan SAC kayıt bankasından seçilmiştir.

Çizelge 3.2: bu kayıtların özellikleri yazılı.

| Kayıt | Sınırı aşma | | Noktaların | aşama | zaman | PGA |
|--------|-----------------|--|------------|----------|----------|-------|
| NUMARA | İhtimali | Kayıt adı | NUMARA | (saniye) | (saniye) | (g) |
| 1 | | | 1 | | | |
| 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 |
| 5 | 10% in 50 years | SUPERSTITION HILLS 11/24/87 13:16, WESTMORELAND FIRE STATION | 8000 | 0.005 | 39.995 | 0.171 |
| 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 |

Üstteki depremlerin tepki spektrumu sönümlenme %5 oranı seismo signal yazılımı ile çizildi.

Üstteki depremlerin spektrumu sayı sırası ile PGA=1g için ölçeklenmiş ve aşağıdaki şekilde çizilmiştir.



Şekil 3.5: Kullanılmış depremlerin cevap spektralı %5 sönümlenme oranı ile PGA=1 g

Şekil 3.5de depremlerin spektral çiziminden sonuç alıyoruz:

Periyodu 1 saniyeden küçük olan yapılarda, yapıya yüksek bir ivme etkileyecek. 1-2 saniye arası için daha küçük bir ivme ama 2 saniyeden büyük olanlara nazaran daha büyük göreceğiz.

Eğer yapının sertliğini azaltabilirsek ve yapının elastikliğini artırabilirsek yapı periyodunu, sertlik ile ters oran olduğu için yükseltebiliriz ve yapı daha küçük bir ivme ile karşılaşır.

3.7. Temel Modelleme

Bağlantıların performans ve esnekliklerini incelemek için dört katlı bir çerçeveye her aşamada, bu tezde seçilmiş on kayıt ile zaman tanım alanında analizi yaptık. Sonra kesme miktarını kiriş ortasından alıp ve çıkan zaman karşısından alıp bağlantı kısıtlı

elamanının modeline ekliyoruz ve doğrusal olmayan dinamik analizi endirekt türünden modeller için yaptık sonra bağlantı dönmesinden deformasyonların etkilerini belirledik.

Bu analizleri yapmak için kullanılan yazılım ABAQUS v6.12-3 dür, bu yazılım doğrusal olmayan ve kısıtlı elemanlar modellemesinde, dinamik analizi yapan yazılımlar arasında tanınmış bir yazılımdır.

Bu yazılım, eleman modellemesinde, ağ oluşturmada ve doğrusal olmayan davranış modellemesinde, birçok yararlı imkâna sahiptir.

Artımsal itme yük ve döngüsel dönme moment eğrilerin çizimi için General/Static analizi kullanılmış ve bağlantıların değişik verilerde analizi ve IDA eğrisinin çizimi için Daynamic/Explicit yöntemi kullanılmıştır.

Daynamic/Explicit yöntemi de yeterli dikkate sahiptir ve eğer analiz ile yakınsal olursa, Daynamic/Explicit modeline yakın ve doğru bir cevap, ancak katı eleman analizinden daha kısa bir zamanda elde edilir.

Bütün elemanlarda kullanılmıştır.

3.8. Malzeme Davranış Modeli

Malzemenin davranış özelliklerinin en önemlilerinden Gerilim-Gerinim diyagramıdır.

Yazılım için malzemenin gerçek gerilim ve gerinim diyagramı gerektiğinden dolayı, aşağıdaki formüller ile mühendisi gerilim gerinim diyagramı üzerinden gerçek diyagramı hesaplıyoruz.

Başlangıç aşamasında boyutlara bağlı olduğundan dolayı mühendisi gerilim gerinim eğrisi metallerin gerçek deformasyon özelliklerini göstermez. Bu boyutlar test süresince sürekli değişirler.

Ayrıca sünek metal, çekmede kararsızdır ve test süresince boyun verir.

Çekme testinde özellikle boyun verme noktasında, numune kesitinde hızla alan azalması olur, bu yüzden deformasyonun devamı için gerekli yük ve sonucunda ortalama gerilim miktarı azalır, bu yüzden akma noktasından sonra gerilim gerinim eğrisinin düşüşünü sağlamaz[25].

Gerçek gerilim aşağıdaki ilişkiden hesaplanıyor:

(3-1)

P, ortalama aksenal gerilim ve A numunenin kesit alanıdır

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

Gerçek gerilim de aşağıdaki ilişkiden hesaplanır .

$$(3-2) \quad d\varepsilon = \frac{dL}{L_0} \rightarrow \varepsilon = \int_{L_0}^L \frac{1}{L} dL = \ln \frac{L}{L_0}$$

$$\varepsilon = \ln \frac{l}{l_0}$$

L, her anda numunenin boyu ve L0 numunenin ilk başta boyudur.

Teslim süresince elastik maddenin hacminde değişiklik çok azdır, ekseninde boy artışı, kesit alanında azalmaya neden olduğunu diyebiliriz.

İncelme başlamadan önce yani kesitin ekseninde gerilim uniform olduğu süreçte yazabiliriz:

$$dV = 0 \rightarrow AL = A_0L_0 \rightarrow \frac{L}{L_0} = \frac{A}{A_0}$$

L/L0 oranı genleşme katsayısıdır λ ile gösterilir.

Bu ilişkileri kullanarak basitçe gerçek ve mühendisi gerilim gerilim ilişkisini bu şekilde gösterebiliriz.

Gerçek ve mühendisi gerilim aşağıdaki formül ile hesaplanır:

(3-3)

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

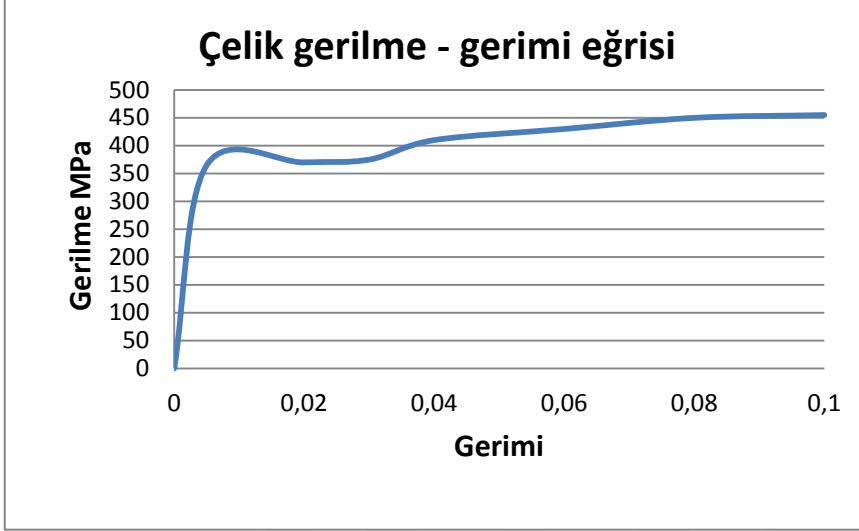
Gerçek ve mühendisi gerilim aşağıdaki formül ile hesaplanır:

(3-4)

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

Önceden söylediğimiz gibi elastik bölgeden sonra, mühendisi gerilim gerinim tutarları ile daha dikkatli davranmamız gerekiyor.

Şekil 3.6 de gösterilen gerçek gerilim tutarları, mühendisi gerilim tutarlarına nazaran daha güvenilirdir[25].



Şekil 3.6: Gerilim- gerinim çelik malzemesi Gerçek eğrisi [25].

3.9. Modelleme

Bu bölümün başında, malzemenin modeli ve malzemenin döngüsel davranışa göre kiriş kolon bağlantısının modellemesini göreceğiz

Sonra bağlantı numunelerin analiz sonuçlarını ve deprem anında davranışlarını karşılaştırıp, sonuçlardan yapının sismik hasar ölçümünde kriter olarak kullanıyoruz.

3.9.1. Modelin Geometrisi

Bu tezde, bağlantıların davranış araştırmasına odaklanılmıştır. Amaç bağlı elemanlar araştırması değil.

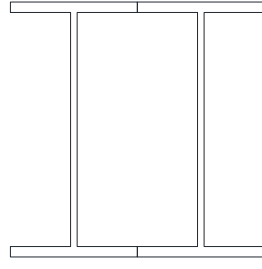
Ve buna göre kiriş ve kolon kesitleri şekil 3-7 den 3-10 a gösterilmiştir.

BEAM SECTION



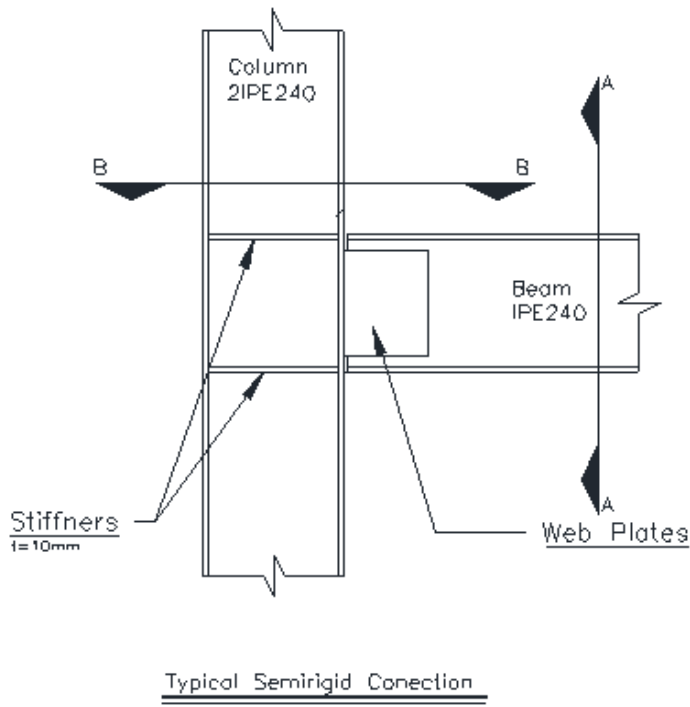
IPE240

COLUMN SECTION

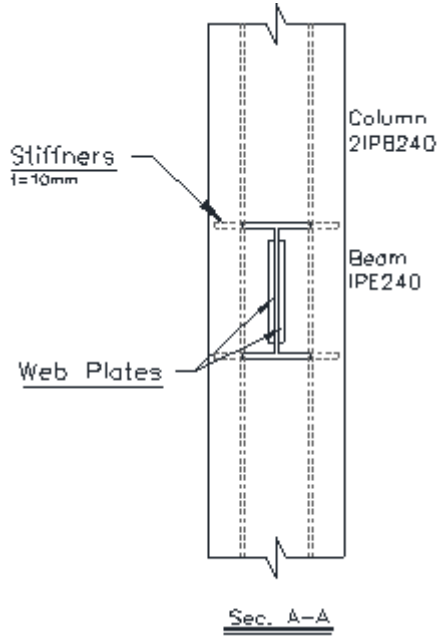


2IPE240

Şekil 3.7:Kiriş ve kolon kesitleri

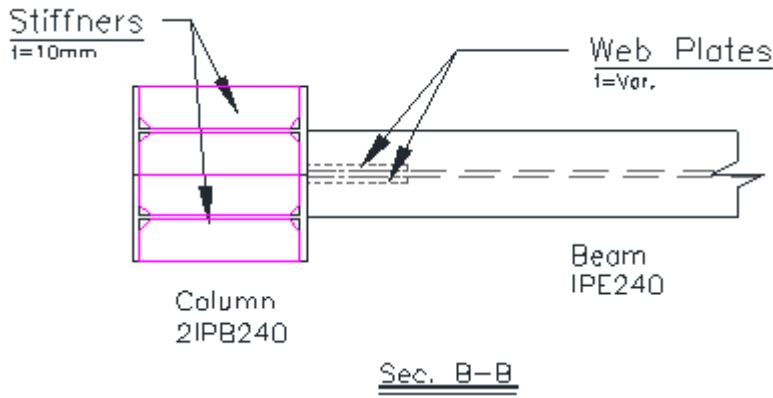


Şekil 3.8: Bu tezde araştırılmış yarı rijit bağlantı



Şekil 3.9: Araştırılmış yarı rijit bağlantının A-A kesiti

60



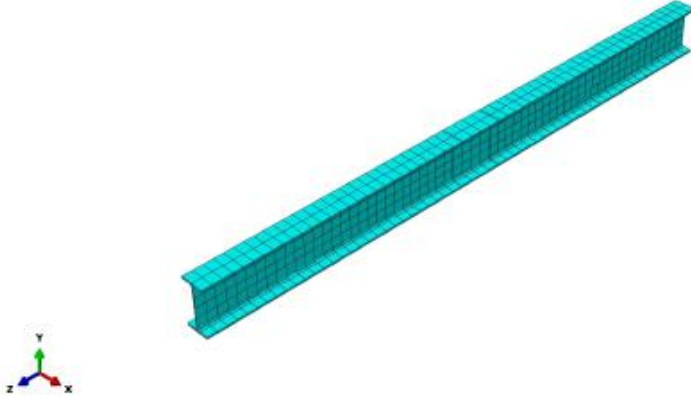
Şekil 3.10: Araştırılmış yarı rijit bağlantının b-b kesiti

3.10. Modelin Şebekelendirmesi

IPE240 çelik kirişler ve kolonlar

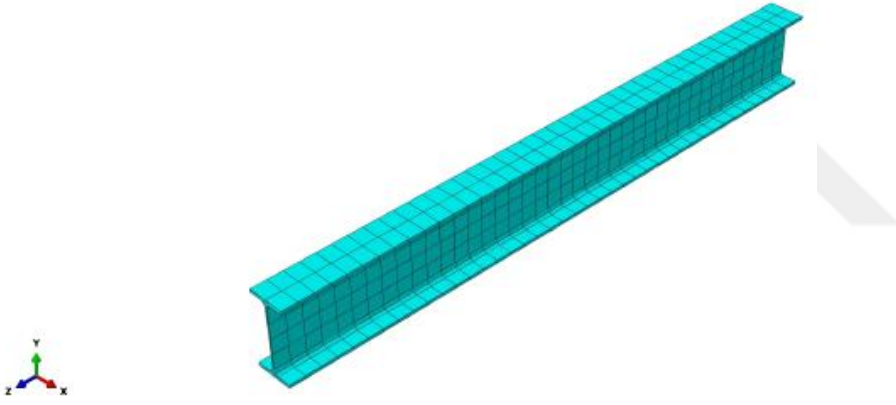
Kirişler, kolonlar ve çelik saclar için iki mefselli 3 boyutlu memberant elemanlar kullanılmıştır.

Her elemanın boyu takriben 10 mm seçilmiştir.

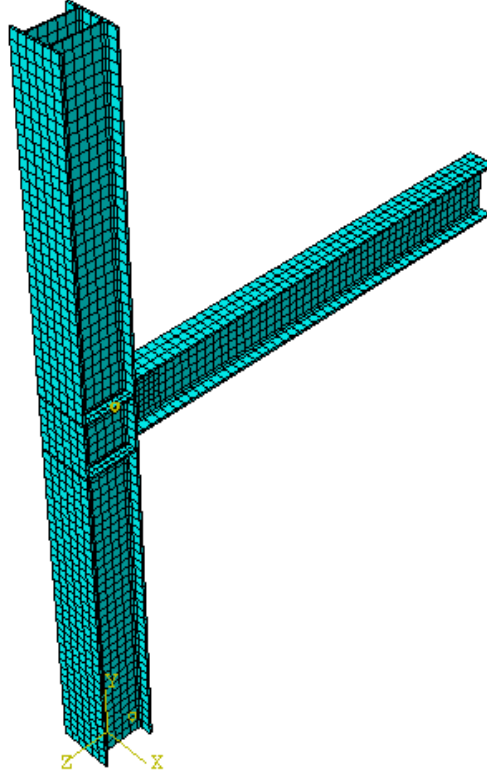


Şekil 3.11: Kiriş elemanın şebekelendirmesi

61



Şekil 3.12: Kolon elemanın şebekelendirmesi

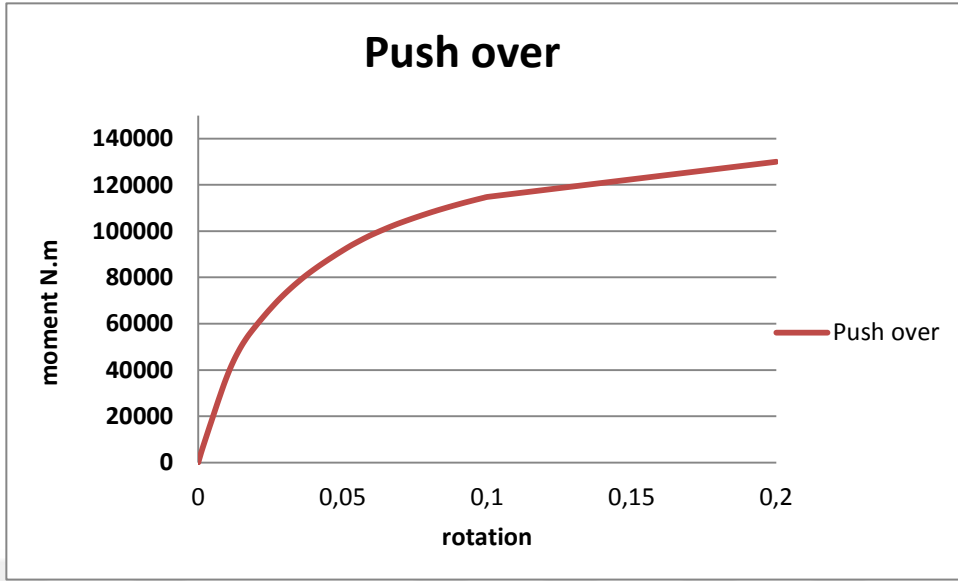


Şekil 3.13: modelin genel şebekelendirmesi

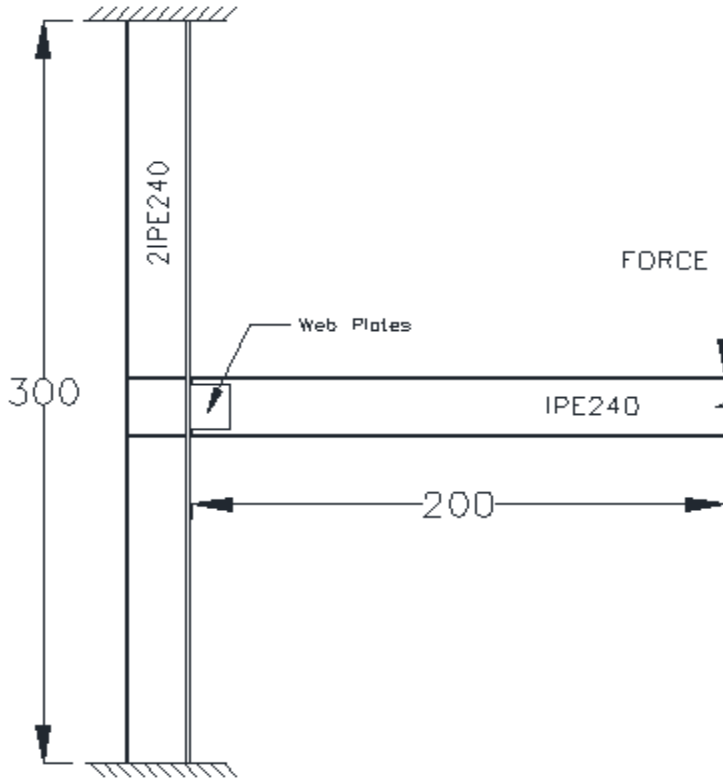
3.11. Artımsal İtme Yük Eğri Çizimi

Şekil 3.14'te görüldüğü gibi, devamında araştırmak istediğimiz bağlantı için artımsal itme yük eğrisi çizilir, bu şekilde ki döngüsel yüklemde son döngüdeki ötelemeye eşdeğer ötelemeyi, kirişin ucuna etkiliyoruz.

Bu işlem performans noktalarını döngüsel yüklem eğrisinden seçilmiş noktalar ile artımsal itme yük eğrisinden seçilmiş performans noktaları kıyaslamak ve doğrulamak için yapılır.



Şekil 3.14: Bağlantı modelinin artımsal itme yük eğrisi



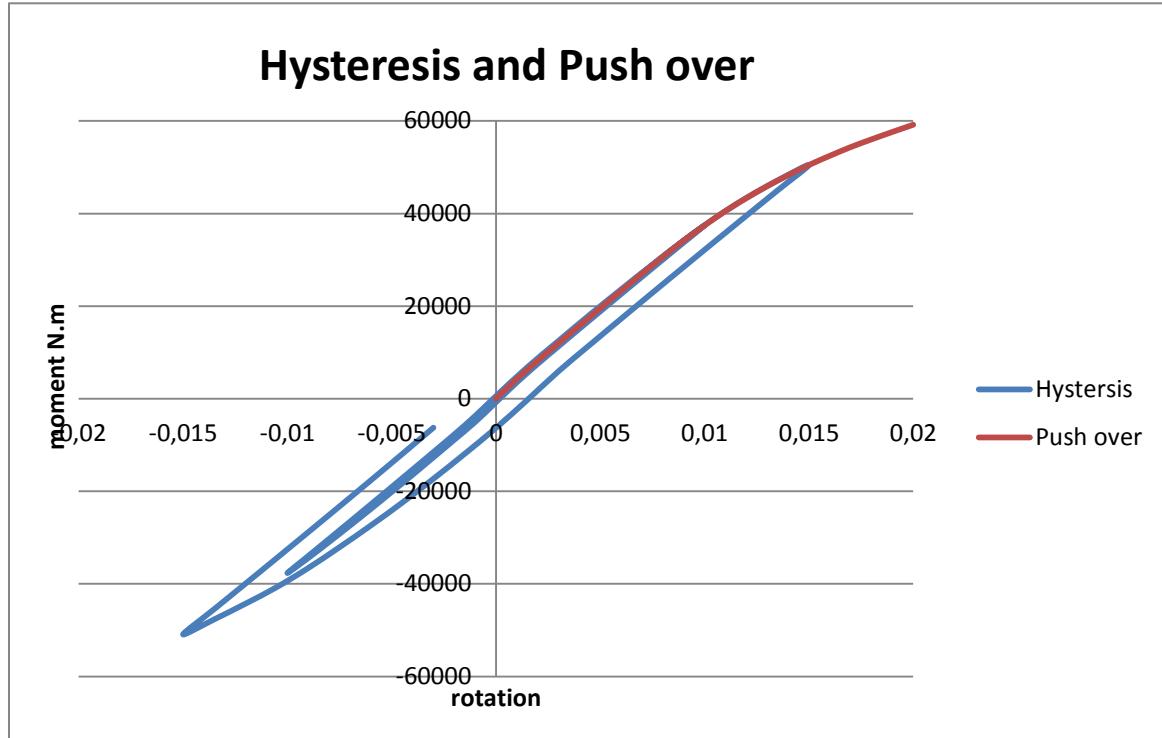
Şekil 3.15: Bağlantı modelinin genel görünümü ve kesme tarihçesinin etki pozisyonu

3.12. Döngüsel Yükleme Eğrileri ve Artımsal İtme Yük Eğrisi ile Karşılaştırma

Öncelikle SAC yükleme metodu ile bağlantıda döngüsel olarak Hysteresis moment-dönme eğrilerini çizildi.

Şekil 3.15 te yükün etkilenme noktasını model geometrisi ile gösterilmiştir.

Bağlantının üst katındaki kolonun ekseninin yarısı ve bağlantının alt katındaki kolonun eksenini yarısı ve Kirişin yarısı modellenmiştir.



Şekil 3.16: Moment-Dönme Hysteresis eğrisi ve Bağlantının artımsal itme yükü eğrisi

Şekil 3.16 te Gözlemliyoruz ki : push over eğrisi elastik bölgede bağlantının ilk sertliğinde döngüsel yükleme eğrisi ile mutabıktır.

Ondan sonra doğrusal olmayan bölgede, yükleme döngülerinin artışı ile her döngüde maksimum moment miktarı, artımsal itme yük eğrisine mutabıktır.

Bu konu, döngüsel yükleme eğrisinin momentinin maksimum miktarı artımsal itme yük eğrisinin (push over) ile aynı olduğunu göstermektedir. Sonuç alıyoruz ki performans noktalarını belirlemek için döngüsel yüklemeden de yararlanabiliriz ve ayrıca yazılım modellememiz de bu çiftleşmeden dolayı doğrulandığını bu çiftleşmeden anlıyoruz.

3.13. Bağlantıda Performans Noktalarını Belirlemek

Modellenmiş her bir bağlantı için Döngüsel yükleme ve artımsal itme yük eğrilerini çizdikten sonra, şekil 3.14,3.15 ve 3.16 ı kullanarak hasarların başlangıç ve türüne göre bağlantılarda performans noktalarını belirleyebiliriz.

Gördüğümüz gibi FEMA-355'e göre bağlantı için 3 performans seviyesi varsaymışız.

Modeli analiz yaparken, bağlantıyı modelledikten sonra Çizelge 3.1'e göre hasarların başlangıç ve gelişimini modele de görebiliriz.

Hasar Çizelge 3.1 de belirlenmiş düzeye ulaştığı zaman moment miktarını okuyup,

Analiz sonunda momentin artımsal itme yük eğrisinin, bağlantı dönme karşısında çizerek, dönme miktarı elde etmektedir. Ve momentin bozuk eşiği momentine yetiştigi an dönmeye göre bağlantı performans noktası elde etmektedir.

3.14. Gerinimin Yırtılma Gerinimi Aşmasından Dolayı Bağlantı Hasarı

Önem verilmesi gereken konu, bağlantıda plastik mefselin oluşum noktası ve kırışte plastik gerinimlerin başladığı yer, hemen hemen kirişin gövdesinde ve kiriş gövdesinin kolona bağlandığı yerde olmasıdır.

Şimdi bağlantının yararsız olduğu noktayı arıyoruz.

Yazılımda çelik malzemeyi tanıtmak için gerilim-gerinim diyagram sonuçlarını veriyoruz, nihai gerinim %20 veya 0.2 olarak ve nihai gerilim 4670 kg / cm^2 olarak verildi.

Bağlantıda hasar gerinimini 0.054 nihai hasar için sınır belirliyoruz. Bağlantı bu gerinime ulaştığında, kütleli yükleri intikal edemediği ve tamamen koptuğu varsayılır. (Bölüm 3-4 fıkra 4)

Ve mecmua mukavemeti ciddi bir azalış gösteren 0.032 tutarında bir gerinimi ana metalin hasar başlangıcı olarak var saydık (bölüm 3-4 fıkra 3) ve ayrıca 0.003 tutarında bir gerinimi mecmua eğme mukavemetin, nominal eğme kapasitesinden daha düşük değerlere düşme başlangıcı olarak varsaydık(bölüm 3-4 fıkra 2)

Bağlantıda, 0.006 metre ötelenme, kolonun ucunda, 0.003 radyan tutarında bir dönme eşdeğerdir, kirişin üst ve alt flanşlarında 0.003 tutarında bir gerinime yetişmesini sağlamaktadır. (bölüm 3-4 fıkra 2 gerçekleşiyor)

Ve buna göre kolon ucunun ötelenmesi 0.016 metre olduğunda, dönme 0.008 radyandır. (bölüm 3-4 fıkra 3 gerçekleşiyor)

Ve son olarak 0.06 metre değerinde bir ötelenme, yani nihai dönmenin 0.03 radyan olduğunda, bu tutardan daha büyük tutarlarda artımsal itme yük analizinde bağlantının mukavemet artışında etkisi olmadığından dolayı, gerinim 0.054 olacaktır (bölüm 3-4 fıkra 4) ve bellidir ki bağlantı üst ve alt flanşta kopma yapmıştır.

Bellidir ki bu gerinime ulaştığımızda ana metal panel bölgesinde yırtılmıştır, bu nokta diyagramda, bağlantının artık hiç mukavemet artışı göstermediği yerdir ve bağlantı bozulmuştur. Bu nokta push over eğrisinin yatay şekle dönüştüğü yerdir ve en küçük yük artışı ile bağlantıda ötelenme yüksek hız ile olacaktır.

Malzemeleri monotonik ve kombine tanıttığımız için, gerilim veya gerinime moment diyagramını enterpolasyon ile çizemeyiz.

Ancak pushover diyagramını kullanarak, bu momentin eşdeğer dönme tutarını bulabiliriz ki böylece bağlantılarda CP performans seviyesine eşdeğer dönme miktarını elde etmiş oluruz.

3.15. Bağlantı Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analizi

Bu tezde bağlantının sertliği deformasyon ile değişen bir yapı için doğrusal olmayan dinamik indirekt analizini kullanılmıştır.

Kesindir ki bu tür analiz, birçok yapının simülasyonu için yeterli değildir, bu tür analizlerden örnek olarak kırılmak analizi, depreme karşı geliştirilmiş yapı analizi veya barajları sayabiliriz.

Sertliğin ötelemeye bağlı olduğundan dolayı istenen yükler karşısında, bağlantının ötelemesini hesaplamak için ilk esnekliği yüklere çarpamayız.

Yapının sertlik matrisi doğrusal olmayan indirekt analizinde, analiz süresinde defalarca hesaplaması ve ters çevrilmesi gerekir, bu işlem analiz zaman tanım alanında bir doğrusal indirekt analizden daha uzun yapar. Ancak direkt bir analizde

doğrusal olamayan analizinde zaman uzaması, zamansal hareket kararlılık azalmasından kaynaklanmaktadır.

3.16. IDA Analiz Aşamaları

1-Hasar ölçüm bazı seçimi(DM): Örnek olarak göreceli ötelenmeler ve bağlantının maksimum ötelenmesi q_{max} , izin verilmiş gerilim veya bağlantının kısıtlı eleman modelinin sonuç ivmenin maksimum tutarı ve deprem büyüklüğüne göre baz seçimi(IM), burada yerine maksimum sismik ivmesi(PGA)

2-Seçilmiş verileri ölçeklemek için uygun bir yöntem seçimi.

3-Noktaların enterpolasyonu için doğru ve dakik bir baz seçimi.

4-Bağlantının olası hasar dağılımını tahmin etmek için IDA eğrileri kümesini özetlemeye uygun baz seçimi.

5-Eşdeğer sistem davranış hesaplaması için performans seviyesi sınır tanımı.

6-Sistem davranışı ve bağlantı dinamik tepkisini araştırmak için cevapları kullanmak.

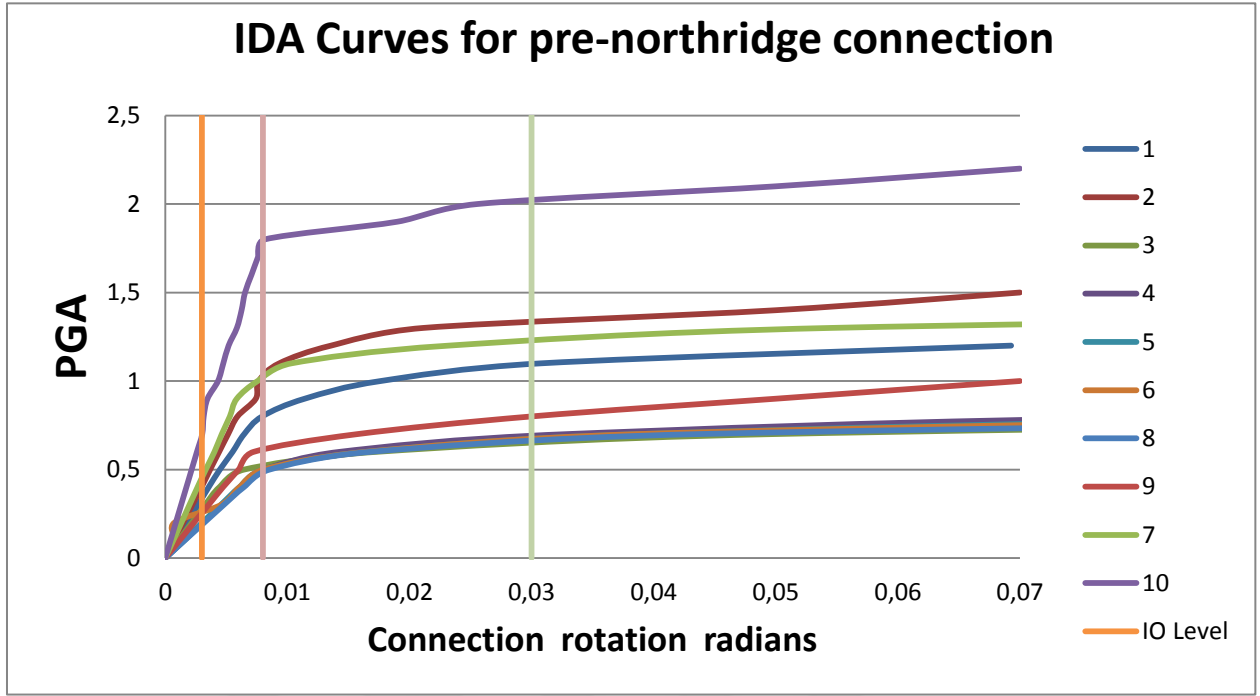
3.17. Bağlantının IDA Eğri Çizimi

Önceki bölümlere göre bağlantının modellenmesinden sonra,

Tanımlanmış her ivme kaydını kullanarak, bağlantının kısıtlı eleman modelinde dinamik analiz yapılır.

Her analizden sonra, her PGA artış basamağında, bağlantıda maksimum dönme tutarını ABAQUS yazılımını kullanarak, belli edip kayıt ediyoruz.

Sonuç , bağlantının IDA eğrisi şekil 3.17 olacaktır.



Şekil 3.17: bağlantının IDA eğrisi

3. 18. Sonuç

Deprem mühendisliğinde davranış bazında önemli etkenlerden biri, sismik yüke maruz kalan yapının davranış tahminidir.

Bu arada, mesela katlarda maksimum ötelenme gibi belirli bir deprem ihtiyacında ortalama dönme periyodu gibi veya yapının tümünde kararsızlık gibi belirli bir performans seviyesi gibi parametreleri tahmin etmek için gereken bir yöntem ihtiyacı IDA yönteminin icat edilmesine neden olmuştur.

Bu yöntem, aslında belirli bir yapı için, yerin sismik kayıtlarından oluşan artan dinamik analizlerin mecmuasıdır.

Bu yöntemde artan olarak ölçeklenen kayıtları, istenen yapıya uyguluyoruz, son aşamaya kadar devam ediyoruz ki sonuçta yapı genel dinamik kararsızlığa uğramasına neden olsun.

Bu yöntemde önce yapı elemanlarının davranışları doğrusal ve doğrusal olmayan olarak modelleyip sonra, verileri yapıya uygulayıp, yapının cevaplarını elde etmeliyiz.

Bu durumda şiddete bağılı hasar bazlı ve tersi olarak, yapı cevabı baz ile IDA eğrilerini tanımlayabiliriz.

Bu eğriler, kaç derece bağımsız yapıların cevap tabiatı hakkında çok önemli bilgiler vermektedirler.

Bu analiz farklı amaçlar için kullanılır, mesela:

1-Nadir ve çok güçlü depremlerde yapı davranışını doğruca anlamak.

2-Deprem büyüklüğü artışı ile yapı cevap tabiatındaki değişimi daha iyi anlamak (yapı yüksekliğinde maksimum deformasyon şablonunda değişimler, şablonun şiddeti ve hassasiyetine ile mukavemet ve sertlikte azalış)

3-Sistemin genel dinamik kapasitesi için tahminlerde bulunmak

4-IDA analizindeki her veri için üstteki tek tek öğeler için sabit veya değişken sürecin incelenmesi



4.KIRILGANLIK EĞRİLERİN GELİŞTİRİLMESİ

4.1. Giriş

Araştırmacılar ve mühendisler için deprem mühendislik konularında en önemli konulardan biri, depreme karşı yapıların hasar görme veya güvenilirlik araştırmasıdır.

Özellikle sismik tasarım kriterlerine göre tasarlanmamış çok sayıda mevcut yapı için yüksek derece önem arz etmektedir.

Farklı deprem seviyelerine karşı yapıların davranış tahmininde en yaygın yöntemlerden biri kırılgenlik modelidir.

Aslında son 20 yılda doğal afetler veya deprem kaynaklı hasar risk tahmini için bilimsel toplumlarda yaygın şekilde kullanılan bu modeller, nükleer santrallarda yapılmış risk analizinden elde edilmiştir.

Ayrıca bu yöntemler, yapılar ve elemanlarının hasar görülebilirlik tanımı için müşterek bir hedefe sahiplerdir ve deprem büyüklüğünden kaynaklı hasar seviyesinde artış tahmini yapmamızı sağlamaktadırlar.

Kırılgenlik eğrisini kullanarak, sismik hasar görülebilirlik analizi deprem ve yapıda etkin belirsizlikleri etkilemek için bir tahmini yöntemdir.

Bu hedef doğrultusunda mevcut yapıların sismik risk ve güvenilirlik seviyesine ulaşmak için çok sayıda olası ve istatistik modeller mevcuttur[24].

Kırılgenlik eğrisi yer ötelenmesinden kaynaklı parametrelere göre, bir yapının hasar seviyesi veya belirli bir performans seviyesine ulaşma ihtimalini tanımlar.

Yerin güçlü ötelenmesi farklı parametreler ile tanımlanır, öğrenik olarak maksimum ivme tutarları, hız, ötelenme veya ivmenin spektrumu, hız, yapının ana periyodunda ötelenmeyi sayabiliriz.

Kırılgenlik eğrisi, hasar ve sismik risk tahmininde çok önemli bir rolü var.

Ve ayrıca belirli talep doğrultusunda belirli hasar seviyesine ulaşma ihtimalini tanımlıyor[25].

4.2. Performans Odaklı Deprem Mühendisliğine bir Giriş

Okyanus deprem mühendisliği araştırmalar merkezi:

Bu merkez PEER adı ile dokuz batı üniversitenin konsorsiyumundan 1996 da kuruldu ve 1997 de konumunu mühendisi araştırma bilimler kurumu olarak sabitleştirmiştir.

Ayrıca bu 9 ana üniversitelere ilaveten, hâlihazırda PEER 6 eğitim merkezi ve 20 sanayi ticari ortağı sahiptir, PEER Amerika ulusal bilim kurumu, Kaliforniya eyaleti ve sanayi ortakları ve diğere devletlerin bütçesi ile çok önemli programlar icra ediyor.

PEER in hedefi, hissedarlar ve toplumun başarıya ulaşması için altyapılar ve binaların araştırma ve tasarımında deprem mühendislik teknolojisini geliştirmek ve yaygınlaştırmaktır.

PEER deprem sonuçlu hasarlarından oluşan maliyetleri, düşürmek hedefi ile yaptığı araştırmalar, çalışmalarını ve programlarını aşağıdaki geçen konuları vurgulayarak faaliyetini gerçekleştiriyor:

Mühendisi kullanışlar için deprem tehlikelerinin izahı.

Yapısal ve yapısal olmayan elemanları vurgulayarak mevcut binaların tasarımı ve deprem inceleme araçlarını oluşturmak.

Mevcut binaların ektili ve güvenli davranışını güvenliğı için tasarım kriterleri

Mevcut binalarda deprem kaynaklı tehlikeleri azaltmak için özel imkanlar ve ekipmanlarının oluşturma yöntemi

Önemli binaların davranış ve ekonomik hedefleri korumasını ve bina sakinlerine daha fazla güven teşkil edecek şekilde mevcut binaların inceleme ve tasarım yöntemleri.

PEER faaliyeti PBEE (Performansa odaklı deprem mühendisliğı) için veri, yöntem ve ekipman oluşturma ve geliştirmedir.

Bu yöntemin hedefi, deprem tehlikeleri hakkında daha iyi kararlar verebilmektir.

Son 10 yılda bu yöntem dünya çapında daha fazla dikkat çekmiştir, çünkü gelişmiş ülkelerde deprem can ve sosyoekonomik tehlikeler arz etmektedir.

Bu tehlikeli belirlemek ve yönetim için nicel ekipmanları oluşturarak, deprem mühendisliği güvenlik meselelerini ve ekonomik ihtiyaçları dikkate almayı hedeflemektedir.

PEER araştırma dikkat odağı için 3 karar verme seviyesi mevcuttur.

Belli bir seviye deprem kaynaklı tehlike yönetimi hakkında karar vermek isteyen inşaat (bina, ekipman vs) yatırımcılar ve sahipleri içindir.

PEER, bir PBEE yöntemi, bu kararları destek vermek için kurulmuştur.

İkinci seviye binalar veya inşaatların (üniversite veya firma, karayolu nakliye ofisi veya anayollara ait kurumlar) müdürleri, sahipleri veya yatırımcıları içindir.

Kararlar sadece binaların her biri hakkında olmamakla beraber, öncelikler de dikkate alınır.

PEER faaliyeti, sistemi iyileştirmek ve öncelikleri belirlemeye ait kararları desteklemek için PBEE yöntemi ile nasıl kullanılabileceğini göstermektedir.

Üçüncü seviye, özel ve devlet ekipmanları ve binaların davranış standartlarının minimumuna ait yasalar ve sosyal etkiler kararları içindir.

PEER araştırmaları mevcut yasalarda mutabık olmayan tasarımlara sahip özel yapıların kabulü ve standardını desteklemek için kullanılmaktadır.

Davranış odaklı deprem mühendisi yöntemlerden en çok yararlananlar bu kararlar ile karşılaşan müdürler, yatırımcılar ve sahiplerdir.

Tabi ki sonuç olarak hepimizi deprem tehlike kararlarından yararlanıyoruz.

Doğrusal analizde, kullanılan bina tasarım ve incelemesi davranışsal kapasite bazlı önlemler değil de tutarları kısıtlı tecrübeler ve eski depremlerden kaynaklanan bazı faktörlerce ayarlanmıştır, artı olarak mühendisi tasarım ve inceleme mühendisi parametrelere dikkat eder ve direkt ulusal hasarlar gibi sosyoekonomik parametrelerin hesaplaması veya davranışlara ait ölçüklerin tanımını kenara koymuştur.

Bu deneysel ve doğrusal olmayan yöntemin sonucunda, sismik davranış sonuçları (önceki depremlerde gördüğümüz gibi) zayıf ve çok değişkendir ve genelde işverenler ve yatırımcıların beklentilerini karşılamaz.

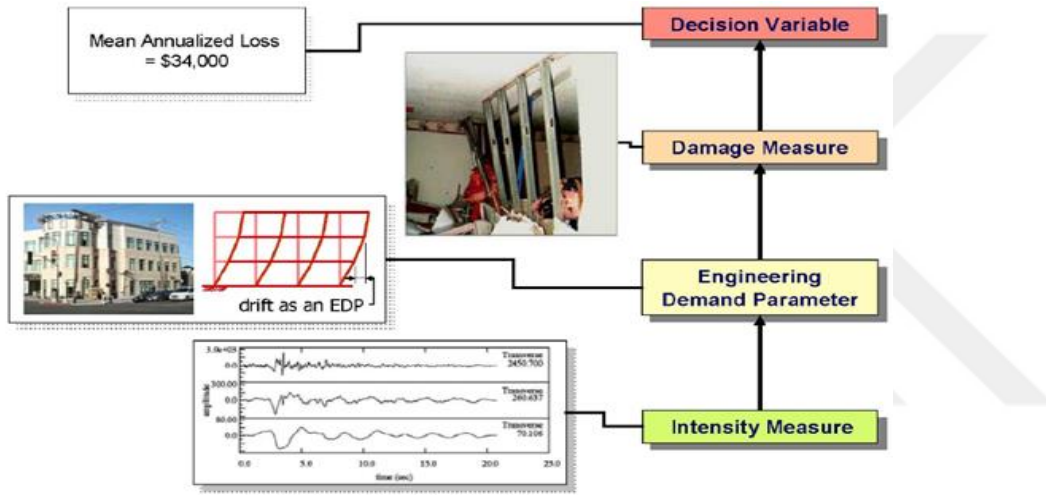
Teknoloji ile gelişmiş bir toplumda, sismik tasarım daha mantıklı ve bilimsel olmalıdır.

Deprem davranışları için daha anlamlı veriler hazırlanmalıdır.

Üniversite, ağlar veya binaların davranışından anlayan kişiler karar verici olmalıdır.

Ayrıca toplum ve sahiplerin ihtiyaçlarını karşılayan en iyi sismik davranış seçimi için seçenekler hazırlanmalıdır.

Bu hedefe ulaşmak için PEER, bu konudaki farklı meseleleri kombine etmek için deprem mühendisliğine bir çerçeve oluşturmuştur.



Şekil 4.1: yapının davranış odaklı genel inceleme yöntemi

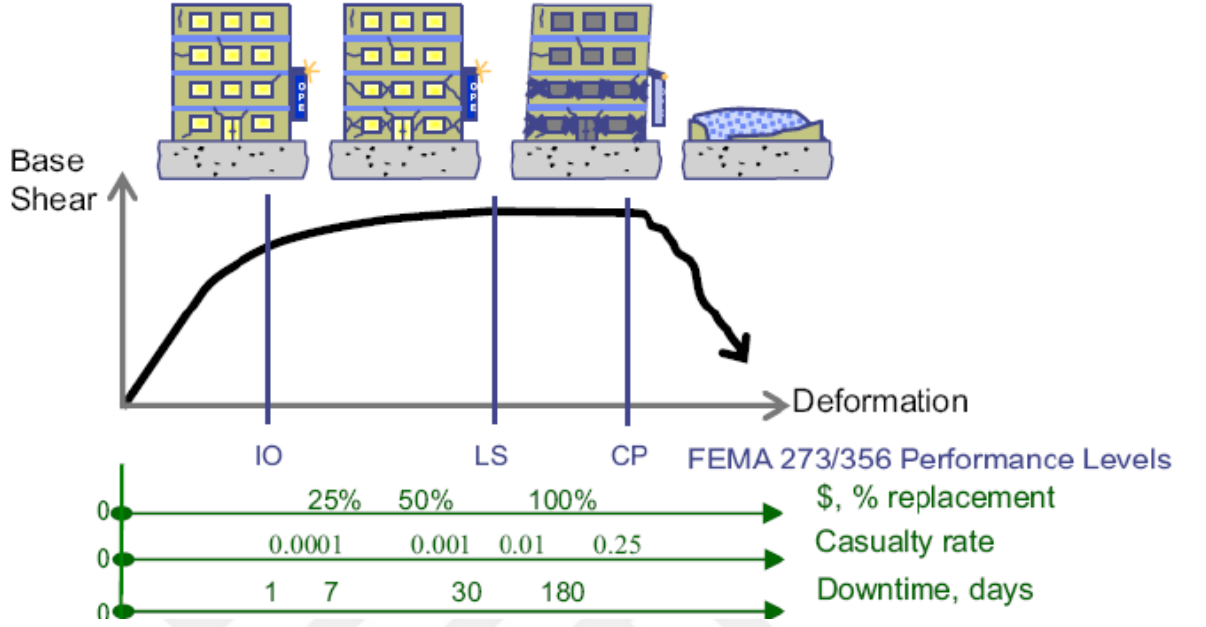
4.3. Performans Seviyelerine Göre Hasar Görürlük Tahmini İçin Genel Faaliyetler

Yoğunluk ölçümü (intensity measure) ile ifade edilen deprem tehlike izahı, ilk bölümdür.

İkinci bölüm mühendisi ihtiyaç parametrelerini, Engineering Demand Parameter (ivmeler, hızlar ve deformasyonlar) belirlemektir. Bu belirleme hasar (çatlak oluşumu, ekipmanların yana yatması veya oluşan deformasyonlar vb) hesaplamaları veya kriter izahlarına sonuçlanır.

Bu hasar hesaplamaları karar değişkenlerin incelemesine sonuçlanır.

PEER davranışsal deprem mühendisliği geliştirilmesinde asıl başarısı, belirlenmiş sınırlar ötesi bu meseleleri kombine etmesidir. İnsanlar, sanayi ve devleti tehdit eden depremlerin tehlikelerini azaltmak uğraşındadır.



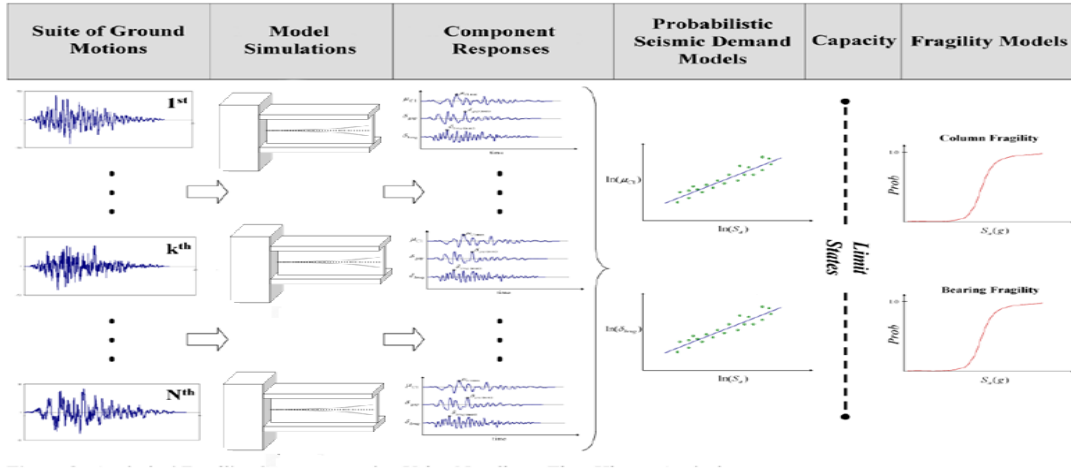
Şekil 4.2: performans seviyesi bazlı hasar görüllük tahmini

4.4. Kırılgnlık Eğrilerin Çizim Aşamaları

Talep tutarlarını belirlemek için kullanılan dinamik analiz yöntemin türüne göre kırılgnlık eğrilerin çiziminde, farklı yöntemler kullanılmıştır.

Bu tezde talep tutarlarını belirlemek için doğrusal ve doğrusal olmayan zaman tanım alanında dinamik analizi kullanıldığına göre, bu bölümde bu yöntemi kullanarak eğrilerin çizim aşamalarını tanımlıyoruz.

Ayrıca şekil 4.3 te kırılgnlık eğrilerin çizim aşamaları görsel olarak gösterilmiştir.



Şekil 4.3: regresyon analizi ve zaman tanım alanında analizinden yararlanarak bağlantının kırılma eğrilerinin çizim aşamaları

4.5. Kırılma Eğrisi ve Gereksinimleri

Ekipmanların kırılma eğrilerinin çizim ve incelemesi için standart sapma ve sayısal ortalama kavramları izah ediliyor.

4.5.1. Standart Sapma, Varyans ve Matematiksel Ortalama Tanımı (Arithmetic Mean)

İstatistik biliminde matematiksel ortalama merkez odaklı sayım yöntemidir ve bir veri kümesinde değerlerin toplamının değer sayısına bölünmesinden ibarettir.

$$(4-1)$$

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \frac{1}{n} (x_1 + \dots + x_n)$$

Rastgele örnekler için istatistiksel toplumdaki N üyesi ile kullanılmaktadır. Ana toplum ortalaması μ genel olarak bu şekilde tanımlanır.

$$(4-2)$$

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{N}$$

N burada toplumda var olan tüm üye sayısıdır.

Merkezi parametreler kenarında, rastlansal değişkenin en önemli niceliği dağılımın tutarı ve değişimleridir.

Bu nicelik merkezi tutar etrafında rastlansal değişken tutarların ne kadar birbirine yakın veya uzak olmasıdır.

Açıkça bu tutar merkezi, tutardan rastlansal değişken tutarlarının sapmasının bir fonksiyonu olmalıdır.

Eğer sapmalar rastlansal değişken ortalama tutarına göre hesaplanırsa, varyans olarak tanımladığımız dağılım için uygun bir ortalama tutarı elde ederiz.

(4-3)

$$\sigma^r = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \mu)^r}{N}$$

Varyansı σ^2 olarak gösteriliyor

Varyansı ortalamadan gözlemlenmiş tutarların sapma karesinin ortalaması olarak tanımlıyoruz.

Varyans 4-3 eklemi gibi tanımlanmasına rağmen, istatistikte birçok amaç (özellikle diğer teori açısından istatistiksel belirtkenlerin buluşu) için kullanılır. Ancak genelde belirli bir dağılımda değişimlerin ölçülmesi için belirtken seçimi hedefleniyorsa kullanılıyor.

Dağılımda ki değişikliklerin matematiksel ortala bazlı olduğunda daha çok anlam kazanmaktadır.

Varyans sapmaların karesi bazlı olduğundan dolayı basitçe karekökü hesaplayabiliriz

Ve değer merkezi belirtkenler ve verilerin ortalaması gibi aynı dimansiyon ile ifade edilebilir.

Bu yüzden standart sapma aşağıdaki şekilde tanımlanır.

(4-4)

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

Bu kitabın bir çok bölümünde gördüğümüz gibi, istatistikte matematiksel ortalama ve standart sapma iki önemli kavramdır.

Bir dağılımda ortalama etrafında tutarların dağılması için standart sapma en önemli etken ve dağılım merkez konumu hakkında en önemli etken matematiksel ortalamadır.

Daha büyük standart sapma tutarına sahip olan dağılımlar daha fazla dağılmaya sahiptirler ve tersi.

Önemli olan bir numune ve bir istatistiksel toplumun varyans ve standart sapması arasında fark koymaktır.

3-4 ve 4-4 eklemleri sıra ile bir istatistiksel topluluğun varyans ve standart sapmasıdır. Üsteki eklemlerde μ ortalama σ standart sapma ve N toplum tüm üye sayısıdır.

Bir numunenin varyansı bu şekilde tanımlanır:

(4-5)

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

Sonuçta numunenin standart sapması alttaki eklemden elde edilir.

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

Yerin maksimum ivmesi x gibi, bir ayırık rassal değişken hasar oluşum zamanında ihtimal kütle fonksiyonu $p_x(x_i)$ ve varyansı ile x aşağıdaki tanımlanmıştır:

(4-7)

$$\text{var}(x) = \sum_{\forall x_i} (x_i - \mu_x)^2 P_x(x_i)$$

Bu eklemdede $\mu_x=E(x)$ rassal değişkenin ortalama tutarıdır, buradan:

(4-8)

$$\text{var}(x) = E(x^2) - \mu_x^2$$

Dağılım için daha uygun bir ölçek varyansın karekökü, yani standart sapmadır.

σ_x sembolü ile gösterilir:

$$\sigma_x = \sqrt{\text{var}(x)}$$

Sadece varyans veya standart sapma tutarları ile bir dağılımın az veya çok olmasını kestirmek zordur, bu yüzden ortalama tutarından göreceli dağılım daha yararlıdır. Başka bir değişle, rastlansal bir değişken tutarlarının dağılımının az veya çok olması, ortalama tutar ile daha anlamlıdır. Bu nedenle rastlansal (coefficient of variation) bir x değişken için dağılım katsayısı aşığıdaki gibi hesaplanır.

(4-9)

$$\delta_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x}$$

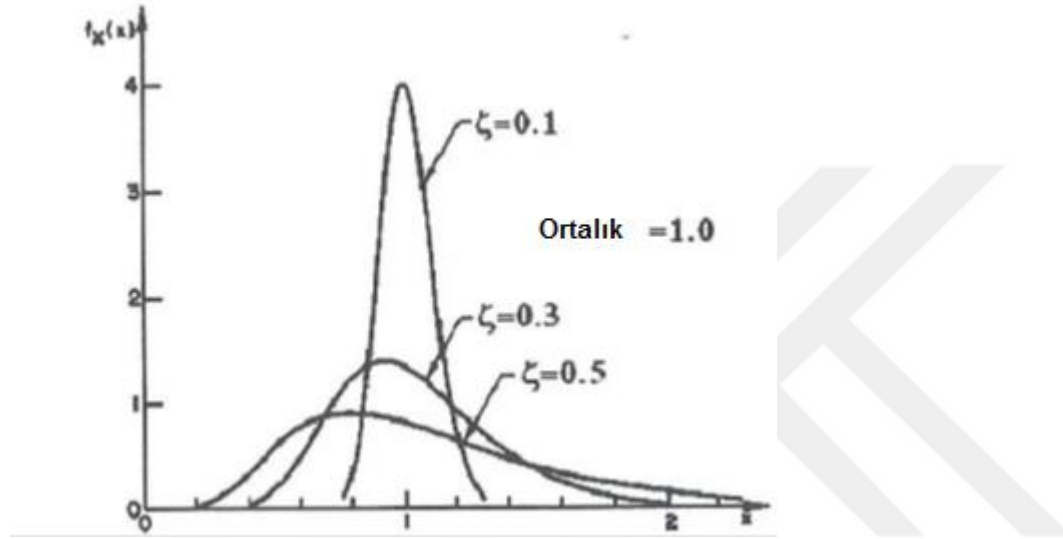
4.5.2. Lognormal Dağılım Tanımı(LogNormal Distribution)

Rastlansal bir X değişkeni, lognormal dağılıma sahiptir, eğer $Y=\ln(X)$ değişkeni normal bir dağılım olursa, X değişkenin rastlansal yoğunluk fonksiyonu aşığıda gibi olacaktır:

(4-10)

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

$\lambda = \ln[X]$ ve $\zeta = \sqrt{\text{Var}(\ln X)}$ dağılım parametreleri sırayla ortalama ve değişkenin standart sapmasıdır($\ln X$). Şekil 4.4 de farklı ζ tutarları için lognormal değişkenin rastlansal yoğunluk eklem fonksiyonu(4-10) çizilmiştir.



Şekil 4.4: Lognormal değişkenin rastlansal yoğunluk fonksiyonu

4.6. Araştırılan Bağlantının Kırılma Eğrilerinin Çizimi

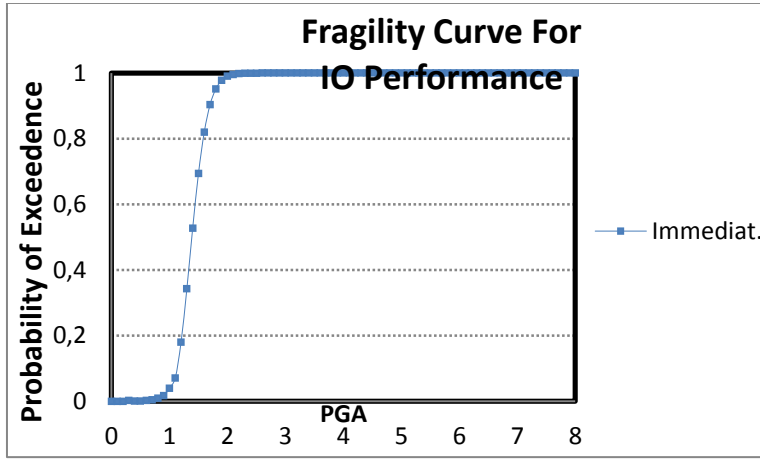
Şimdi önceki bölümde elde ettiğimiz deprem talep-büyüklik eğrileri ve regresyon analiz parametreleri baz alarak, bölüm 3 eklemleri ile, incelemede olduğumuz bağlantıda her bir hasar formu için kırılma eğrilerini geliştirebiliriz.

Bu bölümün devamında incelemede olduğumuz bağlantının kırılma eğrilerini çizip hasar görülebilirliği hakkında sonuç elde edebiliriz.

Bu araştırmada kırılma eğrilerin çizimi için lognormal dağılım ve doğrusal olmayan regresyon analizi kullanılmıştır.

Şekil 4.5 4.6 4.7 ve 4.8de sonuçlar gösterilmiştir

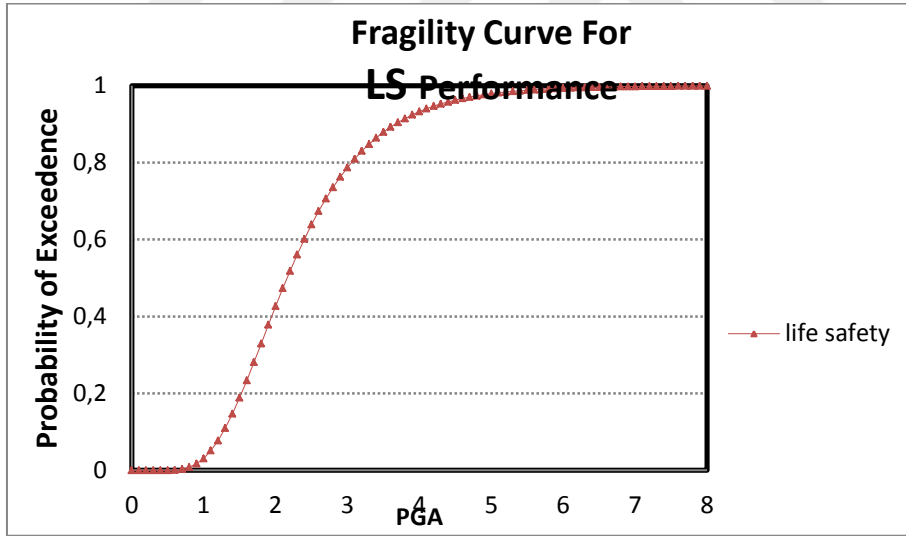
4.6.1. Kesintisiz Kullanım Performans Seviyesi için Kırılabilirlik Eğri Çizimi



Şekil 4.5: kesintisiz kullanım performans seviyesi için bağlantının kırılabilirlik eğrisi

Şekil 4.5 de gördüğümüz gibi bağlantı kesintisiz kullanım performans seviyesinde çok çabuk nihai kapasite eşğine varmaktadır. Gördüğümüz gibi 2g civarı tutarında bir PGA için bu performans seviyesinde bağlantıda işleviş gözlemlenmemektedir.

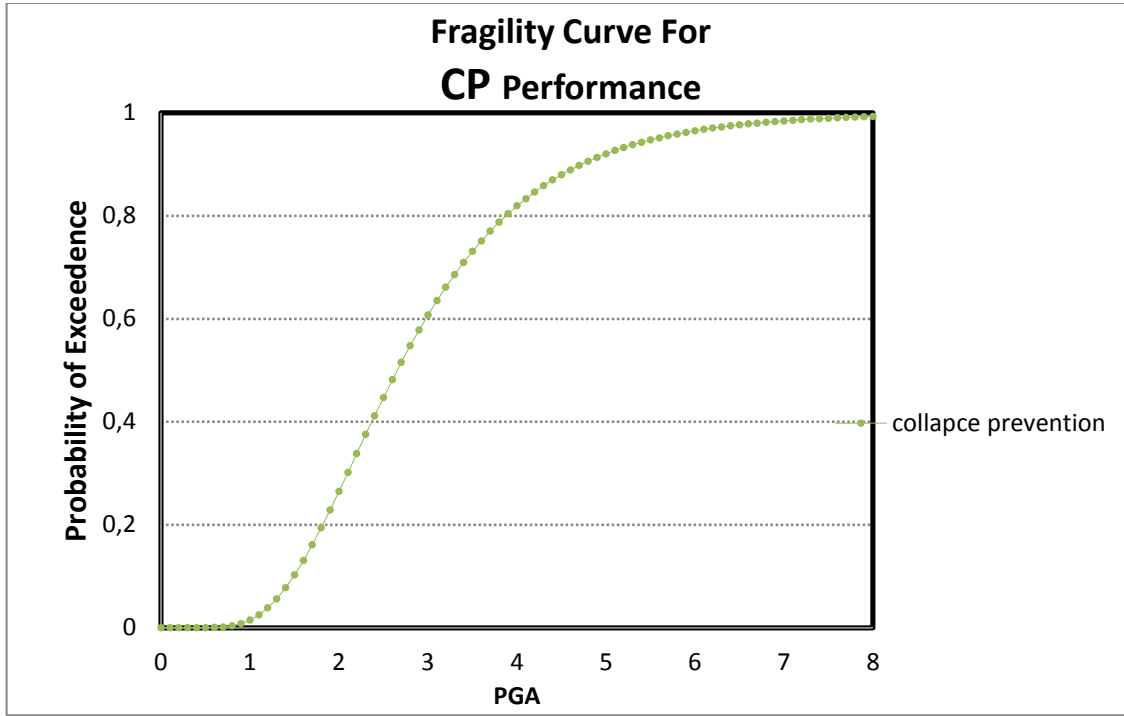
4.6.2. Can Güvenliği Performans Seviyesi için Kırılabilirlik Eğri Çizimi



Şekil 4.6: Can güvenliği performans seviyesi için kırılabilirlik eğri

Şekil 4.6 da gördüğümüz gibi can güvenliği performans seviyesinde, bağlantı daha işlevlidir gördüğümüz gibi 6g civarı tutarından yüksek bir PGA'da bu performans seviyesinde bağlantı işlevliğini kaybeder ve kesintisiz kullanım performans seviyesine nazaran daha yüksek maksimum ivme tutarlarına karşı koyabilir.

4.6.3. Nihai Performans Seviyesi için Kırılma Eğri Çizimi



Şekil 4.7: Nihai performans seviyesi için kırılma eğri

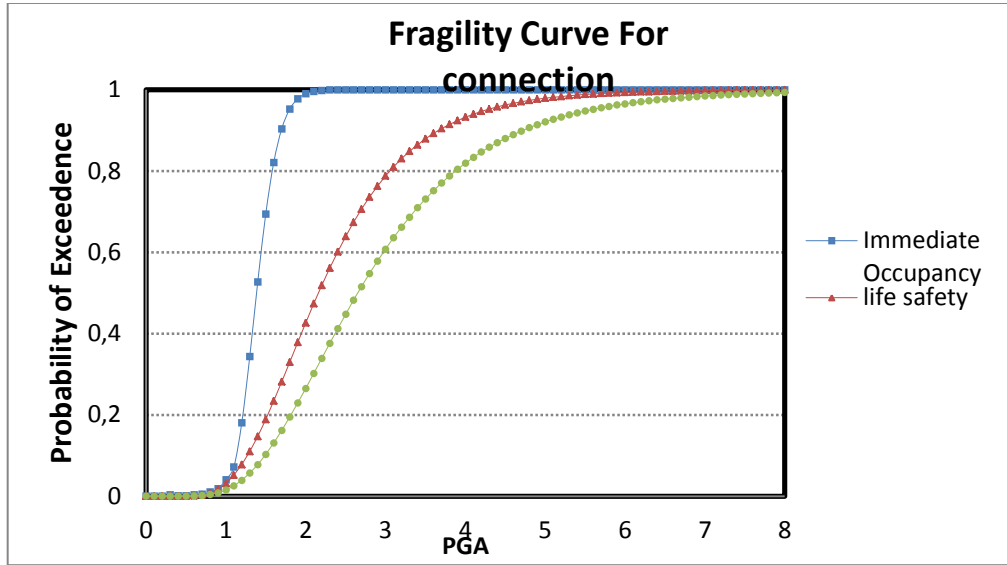
Şekil 4.7 de gördüğümüz gibi nihai performans seviyesi(CP) için bağlantı can güvenliği seviyesine nazaran daha işlevlidir.

Ancak fark çok büyük değil, bu konu bize gösteriyor ki kirişte plastik mefisel oluşumu deprem yüküne karşı bağlantı mukavemetinde gözle görülür bir artış göstermiyor.

Bu süreçten hemen sonra bağlantı doğrusal olmayan bölgeye girerek hasar görmeye başlar, bu konu yarı rijit bağlantıların yansal ve deprem yüklerine zafiyetini gösterir.

Gördüğümüz gibi 8g civarı tutarından yüksek PGA için bu performans seviyesinde bağlantı işlev değildir ve can güvenliği performans seviyesine nazaran daha yüksek maksimum ivmeye mukavemet gösterebilir ancak bağlantının mukavemet artışı can güvenliği performans seviyesine nazaran çok değil.

4.6.4. Farklı Performans Seviyelerinde Kırılgnlık Eğrilerin Karşılaştırılması



Şekil 4.8: Farklı performans seviyelerinde kırılgnlık eğrilerin

Farklı performans seviyeleri için kırılgnlık eğrilerinin karşılaştırılmasında, şekil 4-8de görüyoruz ki 1g civarı tutarı PGA için tüm performans seviye kırılgnlık eğrileri, sıfıra yakın aynı ihtimale sahipler, yani bir PGA ile bağlantı IO,LS veya CP performans seviyesine ulaşmaz ve bu konu bağlantının kırılgnlık eğri çizim sonuçlarının dakik ve bağlantının mukavemeti göstergesidir. Çünkü çerçeveyi modelleyip kırılgnlık eğrisini çizersek, daha düşük PGA'da çerçeve IO performans seviyesine ulaşacaktır.

Önceki bölümde ki hasar eğrilerin çizimine istinaden belirli bir PGA için her bağlantının her bir performans seviyelerinin oluşma ihtimalini inceleyebiliriz.

Ve ayrıca 2g civarı PGA için bağlantının 100% ihtimal ile IO performans seviyesine ulaşıyor. Yani bu PGA tutarından sonra IO performans seviyesinde bağlantının işlevi yoktur ancak CP ve LS performans seviyeleri için sapma ihtimallerini hemen hemen birbirine daha yakın ve daha yüksek tutarlara sahip olacaktır.

4.7. Sonuç

Dünya çapında araştırmacılar ve araştırma kurumları tarafından farklı yapıların deprem riski için çok sayıda kırılgnlık eğrisi tanımlanmıştır. Genel olarak hasar görülebilirlik fonksiyonlarının geliştirme ve oluşturmasında, deneysel, yorumsal, analitik ve sentetik olarak tanımlanan 4 yöntem mevcuttur

Kırılgnlık fonksiyonları deprem parametreleri etkisinde hasar veya performans seviyesini ulaşma ihtimalini tanımlar.

Kırılgnlık fonksiyonlarını geliştirme hedefi, depreme karşı hasar görülebilir sistemlerde, hasar seviyesini tahmin ve hesaplamaktır.

Analitik yöntemler daha çok artan dinamik analiz ve doğrusal olmayan statik analizlere (push over) göre yapılır. Hasar hesaplama ve sistemlerin hasar görülebilirliği tahmininde ve sonucunda hasar ve can kaybını öngörmek ve tahmin etmek için kırılgnlık fonksiyonu kullanılır.

Önceki bölümde hasar eğrilerin çizimini dikkate alarak, belirli bir PGA için bağlantının her bir performans seviyesinde ulaşma ihtimal tutarını inceleyebiliriz.



5. SONUÇ VE ÖNERİLER

5.1. Giriş

Yapı elemanlarının hasar görürlük inceleme gereksinim doğrultusunda, bu tezde yarı rijit bağlantılar araştırılmıştır.

Bu amaca ulaşmak için sunulan yöntem bilgisayar modelleme kullanımına dayalıdır.

Kullanılmış yazılım görsel olarak parçaları şebekelendirme ve modelleme yeteneğine sahip olmakla beraber, kısıtlı eleman konusunda güçlü bir yazılım olan ABAQUS tur.

Bağlantıların sismik davranış inceleme hedefi ile doğrusal olmayan dinamik analiz yapmak için bağlantılar modellenmiş ve deprem kayıtları etkisi altında koyulmuştur ve bağlantı davranışının, geometrisine ek olarak bağlayıcı malzemesine, kısıtlamaları kalitesine ve zemin hareketine bağlı olduğu belli olmuştur.

5.2. Kırılma Eğrilerinin Karşılaştırılması

Farklı performans seviyelerde kırılma eğrilerinin karşılaştırılmasından yarı rijit bağlantının yeterli esnekliğe sahip olmadığından dolayı, IO performans seviyesi için çok çabuk mukavemet kaybına uğradığı neticesini elde ediyoruz.

Farklı performans seviyelerde kırılma eğrilerinin karşılaştırılmasından 1g civarında PGA tutarlarına dek tüm performans seviyelerinin kırılma eğrisi ihtimalinin hemen hemen aynı ve sifıra yakın olduğunu gözlemliyoruz, yani 1g civarında PGA'da bağlantı LS, IO veya CP performans seviyelerine ulaşmaz. Bu konu bağlantının kırılma eğri çizim sonuçlarının dakik ve bağlantının mukavemeti göstergesidir. Çünkü çerçeveyi modelleyip kırılma eğrisini çizersek daha düşük PGA'da çerçeve IO performans seviyesine ulaşacaktır.

Ve ayrıca 2g civarı PGA için bağlantının 100% ihtimal ile IO performans seviyesine ulaşmasını gözlemleyebiliriz. Yani bu PGA tutarından sonra IO performans seviyesinde bağlantının işlevi yoktur ancak CP ve LS performans seviyeleri için

sapma ihtimallerini hemen hemen bir birine yakın ve daha yüksek tutarlarına sahip olacaktır.

5.3. Diğer Bağlantılar ve Bağlantının Artımsal İtme Yük Eğriler Karşılaştırılması

Ayrıca bu bağlantıyı FEMA' da onaylı mevcut diğer bağlantılarla, artımsal itme yük eğri karşılaştırılmasından, bu bağlantıda dönme-moment diyagramının altındaki yüzeyin onaylanması ve sabit bağlantılara nazaran çok küçük olduğunu gözlemliyoruz, ayrıca dönme-moment diyagramının altındaki yüzey deformasyon ile direkt bağlantılıdır. Aynı şekilde bu bağlantının deformasyonu onaylı ve sabit bağlantılardan daha az olduğu anlaşılıyor.

5.4. IDA Eğrilerin Karşılaştırılması

Şekil 3-17 bölüm 3 de IDA eğrilerinin karşılaştırılmasında 1g altında PGA'da eğrilerin çoğu CP performans seviyesine ulaştığını gözlemliyoruz, ayrıca 1.5g altında PGA'da IDA eğrilerin %90 ı CP performans seviyesine ulaşıyorlar, sadece 10 numaralı deprem kaydı 2g PGA da CP performans seviyesine ulaşıyor, tüm bu kanıtlar IDA eğrilerin lognormal dağılımını sağa çarpık olması ve bu dağılımı ortası 1g PGA ya yakın olduğunun göstergesidir. Yani daha az bağlılıkta yarı rijit bağlantılar sabit bağlantılara göre çok daha az bir kapasiteye sahipler.

5.5. Artımsal İtme Yük ve Döngüsel Yükleme Eğrilerin Karşılaştırılması

Döngüsel yükleme ve artımsal itme yük eğrilerin karşılaştırılmasından, iki eğrinin birbiriyle iyi derecede uyum sağladığını görüyoruz ve diğer taraftan döngüsel yükleme diyagramın push over'i, dönme moment eğrisi ile aynı olduğunu biliyoruz, bu iki eğrinin mutabık olması, tez ve modelin doğruluğunu onaylamaktadır.

5.6. Gelecekte Olacak Araştırmalar için Öneriler

Bu tez konuları hakkında gelecekteki araştırmalar önerilir:

1-Bağlantıların sismik davranış incelemesindeki mevcut belirsizlikleri göz önünde bulundurmak ve onların kırılma eğrilerini geliştirmek.

2-Kolon, Kiriş, yama ve temel kolon bağlantısı gibi yapılardaki mevcut diğer bağlantıların incelenmesi.

3-Kaynak modelleme ile mevcut analizlerin yapımı.

4-Kaynak malzemesinde kullanılan ana metalin farklı mukavemetini göz önünde bulundurarak, kaynak kopma noktasına kadar bu tezdeki aşamaları yapmak.

5- Çerçevesinde mevcut düzenlemeler tarafından önerilen bağlantıların farklı geometri ve daha fazla gelişmiş, performansını örneğin referans tartışmak.[26]

6- Tepki seviyeleri, faz sonuç ağ veya eğitilmiş sinirsel şebekeleri baz alarak Monte Carlo yöntemi ile belirsizlikleri farklı kaynakları göz önünde bulundurup dikkati yükseltmek.





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] Rafieian, Hadi. 2012. Modeling of seismic fragility functions through simulation equipment and the contents of homes possible seismic table, master's thesis, K.N. Toosi university of Technology , Department of Civil Engineering.
- [4] Xu, L. 1994. Optimal Design of Steel Frameworks with Semi-Rigid Connections. Ph.D.thesis. Waterloo University, Canada.
- [5] Pour Siavash, Shokrollah and soltani, Mohammad Masoud and Mr Small. Akbar 2009 “fragility curves to assess the vulnerability of systems maintenance equipment”, the eighth International Congress of Civil Engineering. Shiraz, 21 to 23 may.
- [6] Azhar, M., Mirghaderi, S.A.F. (2009). Design of Steel Structures Volume Three fittings, publications pillars of Knowledge, Isfahan, Iran.
- [7] Chen, W.F., Lui, E.M., 1991. Stability Design of Steel Frames.
- [8] 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.
- [9] Kim, J.H., 2010. Hybrid Mathematical and Informational Modeling of Beam to Column Connections, Illinois University, Urbana.
- [10] 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.
- [11] 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.
- [12] Beheshti Aval SB. Seismic retrofitting of existing buildings, Theory and Application. 1st Volume: Evaluation of seismic performance. Tehran: Iran. Khaje Nasir Tousi University of Technology; 2012.
- [13] Anagnos, T., Development of an Electrical Substation Equipment Performance Database for Evaluation of Equipment Fragilities, Prepared for Pacific Gas and Electric and the Pacific Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering, San Jose State University, San Jose, CA 95192-0083.
- [14] Shinozuka, M., Saxena, V., 2001. Deodatis G. and Feng , Development of Fragility Curve for Multi-Span Reinforced Concrete Bridge, Dept. of civil and environmental engineering , Princeton university.
- [15] Mostafa, E., 2001, Pushover Analysis of water structure in fragility behavior, Earthquake Engineering and structure Dynamic, V. 26.233:249.

- [16]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.
- [17]Gincu, V., Mazzolani, F.M., 2002. Ductility of Siesmic Resistant Steel Structures, Spon Press.
- [18]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.
- [19]Kown, O.S., Elnashai, 2006.The effect of material and ground motion uncertainty on seismic vulnerability curves of RC structure, Engineering Structures, Volume 28.289:303.
- [20]Palacios, S.M., 2004. State of art in Siesmic Vulnerability.
- [21]Marno, G.C., Greco, R., Mezzina, M., 2008.Stocastic approach for analytical fragility curves. KSCE J Civ Eng, 8(5):305-12.
- [22]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.
- [23]Kappos, A.J, Panagopoulos, G., 2010. Fragility curves for rienforced concrete buildings in Greece. Struct Infrastruct Eng, Vol. 6.39:53.
- [24]Naimi S, Celikag M, Hedayat AA. Ductility Enhancement of Post-Northridge Connections by Multi longitudinal Voids in the Beam Web. The Scientific World Journal. 2013. p. 515936. DOI:10.1155/2013/515936.



ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : Ansar MİKAEİLİ

Doğum Tarihi ve Yeri: 21/03/1990,OROUMİEH,İRAN

E-posta : ansar.mikaili@gmail.com

Tel : 0538 683 74 44

ÖĞRENİM DURUMU:

Lisans : İnşaat Mühendisliği Mühendislik Fakültesi Azad Üniversitesi 2012

Yükseklisans : İstanbul Aydın Üniversitesi İnşaat Mühendisliği 2016

MESLEKİ DENEYİM VE ÖDÜLLER:



DİĞER YAYINLAR, SUNUMLAR VE PATENTLER:

TEZDEN TÜRETİLEN YAYINLAR

Mikaeili Ansar, Naimi Sepanta, 2015. Preparing the Fragility Curve of Semi-Rigid Beam-to-Steel Column Connection, Indian Journal of Science and Technology, Vol.8(28).

DOI: 10.17485/ijst/2015/v8i28/81886.

