



T.C.
KAHRAMANMARAŞ SÜTÇÜ İMAM ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**KOLONLARDA KESME VE DONATI SIYRILMASI
DEFORMASYONLARININ BİNA DAVRANIŞINA
ETKİSİ**

BEDRİYE BAŞAK SELÇUK

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

KAHRAMANMARAŞ 2020

T.C.
KAHRAMANMARAŞ SÜTÇÜ İMAM ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

KOLONLARDA KESME VE DONATI SIYRILMASI
DEFORMASYONLARININ BİNA DAVRANIŞINA
ETKİSİ

BEDRİYE BAŞAK SELÇUK

Bu tez,
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında
YÜKSEK LİSANS
derecesi için hazırlanmıştır.

KAHRAMANMARAŞ 2020

Kahramanmaraş Sütçü İmam Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü öğrencisi Bedriye Başak SELÇUK tarafından hazırlanan “KOLONLARDA KESME VE DONATI SIYRILMASI DEFORMASYONLARININ BİNA DAVRANIŞINA ETKİSİ ” adlı bu tez, jürimiz tarafından 02/01/2020 tarihinde oy birliği ile İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

Prof.Dr. M.Metin KÖSE (DANIŞMAN)

İnşaat Müh.

Kahramanmaraş Sütçü İmam Üniversitesi

Dr.Öğr.Üye. AliRıza İlker AKGÖNEN(ÜYE)

İnşaat Müh.

Kahramanmaraş Sütçü İmam Üniversitesi

Prof. Dr. Murat PALA (ÜYE)

İnşaat Müh.

Adıyaman Üniversitesi

Yukarıdaki imzaların adı geçen öğretim üyelerine ait olduğunu onaylarım.

Prof. Dr.Mustafa YAZICI

Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürü

TEZ BİLDİRİMİ

Tez içindeki bütün bilgilerin etik davranış ve akademik kurallar çerçevesinde elde edilerek sunulduğunu, ayrıca tez yazım kurallarına uygun olarak hazırlanan bu çalışmada, alıntı yapılan her türlü kaynağa eksiksiz atıf yapıldığını bildiririm.

BEDRİYE BAŞAK SELÇUK



Bu çalışma Kahramanmaraş Sütçü İmam Üniversitesi, Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinasyon Birimi tarafından desteklenmiştir.

Proje No:../.-... YLS

Not: Bu tezde kullanılan özgün ve başka kaynaktan yapılan bildirişlerin, çizelge, şekil ve fotoğrafların kaynak gösterilmeden kullanımı, 5846 sayılı Fikir ve Sanat Eserleri Kanunundaki hükümlere tabidir.

KOLONLARDA KESME VE DONATI SIYRILMASI DEFORMASYONLARININ BİNA DAVRANIŞINA ETKİSİ (YÜKSEK LİSANS TEZİ)

BEDRİYE BAŞAK SELÇUK

ÖZET

Bu çalışmada, 1975 ABYYHY' ye göre tasarlanıp inşa edilmiş, günümüzde mevcut olan konut türü betonarme yapıların doğrusal olmayan analizlerle performans değerlendirmesi yapılmış ve betonarme yapılarda eğilme deformasyonlarının yanında kesme ve donatı sıyrılması deformasyonlarının da etkisi incelenmiştir. Ülkemizde geçmiş yıllarda meydana gelen depremler, önceki yönetmeliklere göre hesaplanmış yapıların depreme karşı yeterli dayanımda olmadığını göstermiştir. Yapıların deprem etkisi altında ayakta kalabilmesi, yapıda belirli bir dayanımın bulunmasına ve enerji yutabilme kapasitesinin olmasına bağlıdır. Yapının enerji yutabilme kapasitesinde etkisi olan önemli taşıyıcı elemanlardan biri de kolonlardır. Kolonlar deprem yüklerine göre doğru tasarlanmadığında yapılarda önemli hasarlar veya göçmeler meydana gelebilmektedir. Kolonların doğru tasarımı yapıdan beklediğimiz performansı gerçekleştirme bakımından önemlidir. Bu bağlamda, kolonun davranışını anlamak için deformasyonları tanımlamak gereklidir. Kolonlarda deprem yüklerin etkisi altında kesme, eğilme ve donatı sıyrılması deformasyonları oluşur. Ülkemizde mevcut bina stokunun çoğunluğu 1975 ABYYHY' ye göre tasarlanmıştır. Tasarlanan bu binalar günümüz deprem standardından daha düşük donatılara, daha fazla enine donatı aralığına sahip ve etriye kancalarının bükülme açısı 90° dir. Bu nedenle, deformasyon bileşenlerinin bina davranışına etkisini anlamak üzere SAP2000 programında 1975 ABYYHY' ye göre üç boyutlu 5 katlı bir betonarme bina modellenmiştir. Eğilme, kesme ve donatı sıyrılması deformasyon modelleri için plastik mafsallı davranışları her bir elemanın malzeme ve yük özelliklerine bağlı olarak oluşturulmuştur. Analiz doğrusal olmayan Pushover (artımsal itme) analizi ile yapılmıştır. Pushover (artımsal itme) analizinde kullanılan yükleme, eşdeğer deprem yüklerine göre orantılı olarak uygulanmıştır. Oluşturulan modelde eğilme, donatı sıyrılması ve kesme deformasyonları, ilgili plastik mafsallı modelleri kullanılarak ayrı ayrı elde edilmiş ve daha sonra bu üç deformasyon modelinin plastik mafsalları tek bir model üzerinde birlikte uygulanmıştır. Bu analizde eğilme, kesme ve donatı sıyrılması davranışları ile ilgili

mekanizmalar dikkate alındığından binanın yük-deformasyon tepkileri elde edilmiştir. Analizler sonucunda, 1975 ABYYHY' ye göre tasarlanan binalarda kesme ve donatı sıyrılması deformasyonlarının toplam deformasyon içerisinde önemli ölçüde etkili olduğu görülmüş olup bu deformasyonların ihmal edilmemesi gerekmektedir.

Anahtar Kelimeler: SAP2000, Pushover Analizi, Kesme Deformasyonu, Donatı Sıyrılması Deformasyonu

Kahramanmaraş Sütçü İmam Üniversitesi

Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Ocak / 2020

Danışman: Prof. Dr. Mehmet Metin KÖSE

Sayfa sayısı: 133

**THE EFFECT OF SHEAR AND BOND-SLIP DISPLACEMENTS IN COLUMNS
BUILDING BEHAVIOR
(MASTER THESIS)**

BEDRIYE BAŞAK SELÇUK

ABSTRACT

In this study, performance evaluation of residential type reinforced concrete structures which were designed and constructed according to 1975 ABYYHY was evaluated by nonlinear analysis and the effect of shear and bond-slip deformations additional flexural deformation in reinforced concrete structures were examined. The earthquakes have shown that the structures designed according to the previous regulations are not sufficient against the earthquakes. Survival of structures depends on the presence of a certain strength in the structure and the ability to absorb energy. Columns are one of the important carrier elements that have an effect on the energy absorbing capacity of the structure. Significant damage or collapse of the structures can occur if the columns are not correctly designed for earthquake loads. The correct design of the columns is important in terms of achieving the performance we expect from the structure. In this context, it is necessary to define deformations in order to understand the behavior of the column. Shear, bending and bond-slip deformations occur in columns under the influence of earthquake loads. Most of the existing building stock in our country was designed according to 1975 ABYYHY. These buildings have lower reinforcements than today's earthquake standard, more transverse reinforcement spacing and the bending angle of stirrup hooks is 90 °. Therefore, in order to understand the effect of deformation components on building behavior, a three-dimensional 5-storey reinforced concrete building designed according to 1975 ABYYHY was modelled in SAP2000 program. For the bending, shear and bond-slip deformation models, the plastic hinge behavior based on the material and load characteristics of each element were determined. The analysis was performed by nonlinear pushover analysis. The loading used in the pushover analysis was applied proportionally to the equivalent earthquake loads. In the formed model, bending, bond-slip and shear deformations were obtained separately by using related plastic hinge models and then

plastic hinges of these three deformation models were applied together on a single model. In this analysis, load-deformation responses of the building were obtained by considering the mechanisms related to bending, shear and bond-slip behavior. As a result of the analysis, it was found that shear and bond-slip deformations in buildings designed according to 1975 ABYYHY were significantly effective in total deformation and these deformations should not be neglected.

Keywords: SAP2000, Pushover Analysis, Shear Deformation, Bond-Slip Deformation

Kahramanmaraş Sutcu Imam University
Graduate School of Natural and Applied Sciences
Civil Engineering Department, January / 2020

Supervisor: Prof. Dr. Mehmet Metin KÖSE

Number of pages: 133

TEŞEKKÜR

Bu tez çalıŐması sűresince engin bilgi birikimi ve tecrűbeleriyle bana yol gűsteren, çalıŐmamın her aŐamasında karŐılaŐtıĐım sorunlarda bana zaman ayırıp benimle birlikte bu sorunlara űzűm arayan ve bana bilimsel katkılar saĐlayan tez danıŐmanım Prof. Dr. Mehmet Metin Kűse'ye teŐekkűr ederim.

Yűksek lisans eĐitimim boyunca bilgi ve birikimlerinden yararlandıĐım diĐer bűlűm hocalarıma, bu sűrete yanımnda olan bűtűn arkadaŐlarıma teŐekkűr ederim.

Son olarak, bugűnlere gelmemi saĐlayan, hayatımın her anında maddi ve manevi her konuda destek veren deĐerli aileme, amcama ve teyzeme gűsterdikleri anlayıŐ ve hoŐĐűrű için sonsuz teŐekkűrlerimi sunarım.

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

ÖZET	i
ABSTRACT	iii
TEŞEKKÜR	v
İÇİNDEKİLER.....	vi
ŞEKİLLER DİZİNİ	x
ÇİZELGELER DİZİNİ.....	xiv
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	xv
1. GİRİŞ.....	1
1.1 Araştırmanın Önemi	1
1.2 Araştırmanın Amacı ve Yöntemi	2
1.3 Tezin İçeriği	3
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR.....	5
2.1 Eğilme Deformasyonu	5
2.2 Donatı Sıyırılması Deformasyonu	7
2.2.1 Otani ve Sözen (1972)	8
2.2.2 Morita-Kaku (1984).....	10
2.2.3 Alsiwat ve Saatçioğlu (1992)	12
2.2.4 Lehman-Moehle (2000).....	14
2.2.5 Sezen - J. Setzler (2008)	16
2.3 Kesme Deformasyonu.....	17
2.3.1 SEAOC (1973)	18
2.3.2 ASCE-ACI Committe 426 Proposals (1973,1977)	19
2.3.3 Priestly et al. (1994)	20

2.3.4 CSA A23.3-94 (Canadian Standards: Design of Concrete Structures, 1994)	21
2.3.5 Lehman ve Moehle (2000)	22
2.3.6 ACI 318-02 (2002)	22
2.3.7 Sezen (2002)	22
2.3.8 Modifiye Basınç Alan Teorisi (MCFT).....	25
2.3.9 Patwardhan (2005).....	25
2.3.10 NZS (New Zealand Standard)-3101 (2006)	27
2.3.11 Sezen (2008)	28
3. MALZEME MODELLERİ	30
3.1 Beton Modelleri	30
3.1.1 Beton basınç davranış modelleri	30
3.1.1.1 Mander sargılı beton modeli.....	30
3.1.1.2 Mander sargısız beton modeli	32
3.1.2 Beton Çekme Davranış Modelleri	32
3.1.2.1 Sargılı beton çekme modeli	32
3.1.2.2 Sargısız beton çekme modeli.....	34
3.1.3 SAP2000' de kullanılan sargılı ve sargısız beton modelleri	34
3.2. Çelik Modelleri	35
3.2.1 Çelik çekme davranış modeli	35
3.2.2 Çelik basınç davranış modeli.....	36
3.2.3 SAP2000'de kullanılan çelik modelleri	38
3.3 Moment-Eğrilik İlişkisi.....	39
3.4 Plastik Mafsal Hipotezi.....	41
4. DEFORMASYON BİLEŞENLERİ	44
4.1 Eğilme deformasyonu	44
4.2 Donatı sıyrılması deformasyonu	45
4.3 Kesme Deformasyonları	48
4.4 Toplam Deformasyon	53
4.5 Kategori Sınıflandırması.....	54

4.5.1 Kategori-1 $V_n < V_y$	55
4.5.2 Kategori-2 $V_y \leq V_n \leq 0.95V_p$	56
4.5.3 Kategori-3 $0.95V_p \leq V_n \leq 1.05V_p$	56
4.5.4 Kategori-4 $1.05V_p < V_n \leq 1.4V_p$	56
4.5.5 Kategori-5 $V_n > 1.4 V_p$	56
5. BİLGİSAYAR MODELLEMESİ	58
5.1 SAP2000 Üç Boyutlu Yapı Modeli	58
5.2 Kesit Modelleri ve Moment-Eğrilik Bağlantılarının Oluşturulması.....	60
5.3 SAP2000 Plastik Mafsal Tanımlama	68
5.3.1 Eğilme Deformasyonu Plastik Mafsal Modeli	69
5.3.1.1 Kolon Eğilme Mafsalı	69
5.3.1.2 Kiriş Eğilme Mafsalı	73
5.3.2 Donatı sıyrılması deformasyonu plastik mafsal modeli	74
5.3.3 Kesme deformasyonu plastik mafsal modeli.....	75
5.3.4 Toplam (eğilme, donatı sıyrılması, kesme) deformasyon plastik mafsal modeli.....	76
5.4 Plastik Mafsal Ataması	76
5.5 Pushover Analizi.....	77
6. TÜRKİYE BİNA DEPREM YÖNETMELİĞİ (TBDY-2018)'YE GÖRE MEVCUT BİNALARDA DEPREM PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ.....	80
6.1 Mevcut Binaların Performans Değerlendirmesinde Kullanılacak Hesap Yaklaşımları	80
6.2 Yapı Elemanlarında Şekil Değiştirme Sınırları	81
6.3 Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri	82
6.4 Mevcut Bina Performans Düzeyleri	83
6.4.1 Mevcut binalarda sınırlı hasar performans düzeyi	83
6.4.2 Mevcut binalarda kontrollü hasar performans düzeyi	83
6.4.3 Mevcut binalarda göçmenin önlenmesi performans düzeyi.....	84
6.4.4 Göçme durumu	85
6.5 Bina Performans Analizi.....	85

7. ANALİZ SONUÇLARI	87
7.1 Pushover Analiz Sonuçları.....	87
7.1.1 Eğilme deformasyonu sonuçları	87
7.1.2 Donatı sıyrılması deformasyonu sonuçları	89
7.1.3 Kesme deformasyonu sonuçları	92
7.1.4 Toplam (Eğilme, Donatı sıyrılması, Kesme) deformasyon sonuçları	94
7.2 Performans Analiz Sonuçları	97
8. SONUÇLAR VE ÖNERİLER	100
KAYNAKLAR.....	102
EKLER	107
Ek-1	107
1.1 Eğilme Mafsalları	107
1.2 Donatı Sıyrılması Mafsalları.....	110
1.3 Kesme Deformasyonu Mafsalları	111

ŞEKİLLER DİZİNİ

Sayfa No

Şekil 2.1 Betonarme kolonların eğilme, sıyırılma ve kesme deformasyon bileşenleri (Lodhi S.,2010).....	5
Şekil 2.2 Elastik çubukta oluşan gerilme dağılımı ve üniform aderans gerilmesi	8
Şekil 2.3 Sıyırılma dönme hesabı (Otani-Sözen, 1972)	10
Şekil 2.4 İç ve dış noktalar için elastik ve plastik gelişme uzunluğu sınırları.....	11
Şekil 2.5 Donatı sıyırılması modeli (Alsiwat-Saatçioğlu, 1992).....	12
Şekil 2.6 Sıyırılma dönme hesabı (Lehman-Moehle, 2000).....	15
Şekil 2.7 Sıyırılma dönme hesabı (Sezen ve J. Setzler ,2008)	16
Şekil 2.8 Deplasman sünekliği-beton kesme dayanımı bozulması (Priestley et al. ,1994) .	21
Şekil 2.9 Yanal yük- kesme yerdeğiştirme modeli (Sezen,2002).....	23
Şekil 2.10 Yanal yük- kesme yerdeğiştirme modeli (Patwardhan,2005)	25
Şekil 2.11 Yanal yük- kesme yerdeğiştirme modeli (Sezen, 2008).....	28
Şekil 3.1 Mander Beton Modeli (1988).....	31
Şekil 3.2 Çekme altında beton davranışı	33
Şekil 3.3 Sargılı-Sargısız Beton Modeli	35
Şekil 3.4 Basınç çubuklarının burkulma modeli	37
Şekil 3.5 Çelik Basınç-Çekme Davranışı (Ø14)	38
Şekil 3.6 Çelik Basınç-Çekme Davranışı (Ø12)	39
Şekil 3.7 Eğrilik hesabı.....	40
Şekil 3.8 Moment-eğrilik ilişkisi grafiği	40
Şekil 3.9 Kirişte mesnet ve açıklıkta plastik mafsal kabulü (Celep, 2007).....	42
Şekil 3.10 Plastik davranış modeli (Özmen ve ark. 2007)	43

Şekil 4.1 Aderans-sıyrılma modeli için şekil değiştirme ve kuvvet dağılımları (Sezen ve Setzler,2008).....	46
Şekil 4.2 Donatı sıyrılmasının neden olduğu dönme (Sezen ve Setzler, 2008)	48
Şekil 4.3 Yanal yük-kesme modeli (Sezen, 2008).....	49
Şekil 4.4 Kolonların Yanal yük-yerdeğiştirme ilişkisinde sınıflandırılması (Lodhi S.,2010)	55
Şekil 4.5. Her kategori için eğilme, donatı sıyrılması ve kesme davranış modeli (Lodhi S.,2010).....	55
Şekil 5.1 SAP2000 3 boyutlu yapı modeli	59
Şekil 5.2 Yapı modeli kalıp planı	60
Şekil 5.3 Section designer S1 kolon modeli	61
Şekil 5.4 Moment-Eğrilik İlişkisi (S1)	61
Şekil 5.5 Section designer S2 kolon modeli	62
Şekil 5.6 Moment-Eğrilik İlişkisi x yönü (S2)	62
Şekil 5.7 Moment-Eğrilik İlişkisi y yönü (S2)	63
Şekil 5.8 Section designer S3 kolon modeli	63
Şekil 5.9 Moment-Eğrilik İlişkisi x yönü (S3)	64
Şekil 5.10 Moment-Eğrilik İlişkisi y yönü (S3)	64
Şekil 5.11 Section designer S4 kolon modeli	65
Şekil 5.12 Moment-Eğrilik İlişkisi x yönü (S4)	65
Şekil 5.13 Moment-Eğrilik İlişkisi y yönü (S4)	66
Şekil 5.14 Section designer K1-K2-K3-K4 kiriş modelleri (Açıklık).....	66
Şekil 5.15 Açıklık Moment-Eğrilik İlişkisi (K1-K2-K3-K4).....	67
Şekil 5.16 Section designer K1-K2-K3-K4 kiriş modelleri (Mesnet).....	67
Şekil 5.17 Mesnet Moment-Eğrilik İlişkisi (K1-K2-K3-K4)	68
Şekil 5.18 Plastik mafsalda oluşacak deformasyon noktaları.....	69

Şekil 5.19 Eğilme plastik mafsal modeli x-y (S2).....	73
Şekil 5.20 Eğilme plastik mafsal model açıklık-mesnet (K1).....	74
Şekil 5.21 Sıyrılma plastik mafsal modeli x-y (S2)	75
Şekil 5.22 Kesme plastik mafsal modeli x-y (S2)	76
Şekil 5.23 Mafsalların eleman üzerine atanması (Inel-Ozmen, 2006)	77
Şekil 5.24 Pushover analizi yük tanımlama ara yüzü (x yönü)	78
Şekil 5.25 Pushover analizi yük tanımlama ara yüzü (y yönü)	78
Şekil 5.26 Pushover yükleme durumu (x yönü)	79
Şekil 5.27 Pushover yükleme durumu (y yönü)	79
Şekil 6.1 Kesit hasar sınırları ve bölgeleri (TBDY-2018).....	83
Şekil 6.2 SAP2000 TSC 2018 kapasite eğrisi	86
Şekil 6.3 SAP2000 Kapasite eğrisi ve Pushover eğrisi çakışması	86
Şekil 7.1 Eğilme X yönü Pushover eğrisi.....	87
Şekil 7.2 Eğilme mafsalı ile oluşan Pushover sonuçları (X yönü).....	88
Şekil 7.3 Eğilme Y yönü Pushover eğrisi.....	88
Şekil 7.4 Eğilme mafsalı ile oluşan Pushover sonuçları (Y yönü).....	89
Şekil 7.5 Donatı sıyrılması X yönü Pushover eğrisi.....	90
Şekil 7.6 Donatı sıyrılması mafsalı ile oluşan Pushover sonuçları (X yönü).....	90
Şekil 7.7 Donatı sıyrılması Y yönü Pushover eğrisi.....	91
Şekil 7.8 Donatı sıyrılması mafsalı ile oluşan Pushover sonuçları (Y yönü).....	91
Şekil 7.9 Kesme X yönü Pushover eğrisi	92
Şekil 7.10 Kesme mafsalı ile oluşan Pushover sonuçları (X yönü)	93
Şekil 7.11 Kesme Y yönü Pushover eğrisi	93
Şekil 7.12 Kesme mafsalı ile oluşan Pushover sonuçları (Y yönü)	94
Şekil 7.13 Toplam deformasyonun X yönü Pushover eğrisi	95

Şekil 7.14 Toplam (eğilme, donatı sıyrılması, kesme) mafsalı ile oluşan Pushover sonuçları X yönü).....	95
Şekil 7.15 Toplam defromasyonun Y yönü Pushover eğrisi.....	96
Şekil 7.16 Toplam (eğilme, donatı sıyrılması, kesme) mafsalı ile oluşan Pushover sonuçları Y yönü).....	96
Şekil 7.17 Eğilme ve toplam deformasyonun Pushover eğrileri (x yönü)	97
Şekil 7.18 Eğilme ve toplam deformasyon Kapasite eğrisi – Pushover eğrisi çakıştırılması (x yönü)	98
Şekil 7.19 Eğilme ve toplam deformasyonun Pushover eğrileri (x yönü).....	98
Şekil 7.20 Eğilme ve toplam deformasyon Kapasite eğrisi – Pushover eğrisi çakıştırılması (y yönü)	99
Şekil Ek 1 Eğilme Mafsalı S1 zemin kat x-y yönü.....	107
Şekil Ek 2 Eğilme Mafsalı S3 zemin kat x-y yönü.....	107
Şekil Ek 3 Eğilme Mafsalı S4 zemin kat x-y yönü.....	107
Şekil Ek 4 Eğilme Mafsalı K2.....	108
Şekil Ek 5 Eğilme Mafsalı K3.....	109
Şekil Ek 6 Eğilme Mafsalı K4.....	109
Şekil Ek 7 Donatı sıyrılması mafsalı S1 zemin kat x-y yönü.....	110
Şekil Ek 8 Donatı sıyrılması mafsalı S3 zemin kat x-y yönü.....	110
Şekil Ek 9 Donatı sıyrılması mafsalı S4 zemin kat x-y yönü.....	111
Şekil Ek 10 Kesme mafsalı S1 zemin kat x-y yönü	111
Şekil Ek 11 Kesme mafsalı S3 zemin kat x-y yönü	112
Şekil Ek 12 Kesme mafsalı S4 zemin kat x-y yönü	112

ÇİZELGELER DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1. Kesme kuvveti karşılaştırılması (x yönü).....	70
Tablo 2. Kesme kuvveti karşılaştırılması (y yönü).....	70
Tablo 3. Kolonların Kategori Sınıfları (Zemin Kat).....	71
Tablo 4. Kolonların Kategori Sınıfları (1. Kat).....	71
Tablo 5. Kolonların Kategori Sınıfları (2. Kat).....	72
Tablo 6. Kolonların Kategori Sınıfları (3. Kat).....	72
Tablo 7. Kolonların Kategori Sınıfları (4. Kat).....	72
Tablo 8. Kolonlarda şekildeğiştime sınır değerleri	82
Tablo 9. Pushover analizi yanal deformasyonlar.....	97

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

A_c	: Betonun dayanıklı kesme alanı
A_{eff}	: Basınç gerilmesine maruz kalan etkili beton alanı
A_g	: Kolon kesitinin alanı
A_s	: Çekme çubuklarındaki toplam donatı alanı
A_{sw}	: Yükleme yönünde s aralığındaki enine donatı alanı,
b	: Kesitin genişliği
c	: Ekstra basınç çizgisinden basınç çeliğinin merkezine olan mesafe
d	: Ekstra basınç çizgisinden çekme çeliğinin merkezine olan mesafe
d_b	: Boyuna donatı çubuğunun çapı
D	: Maksimum sapma
E_c	: Betonun elastisite modülü
E_s	: Donatı çubuğun elastisite modülü
E_{sec}	: Sargılı betonun sekant modülü
f'_c	: Betonun basınç gerilmesi
f_{c0}	: Sargısız beton dayanımı
f_{cc}	: Sargılı beton basınç dayanımı
f_s	: Çelik gerilmesi
f_{sh}	: Gerilme pekleşmesinin başlangıcındaki çelik gerilmesi
f_u	: Çelik nihai dayanımı
f_y	: Akma anındaki çelik gerilmesi
f_{yw}	: Enine donatının akma dayanımı
G	: Betonun kesme modülü
h	: Kesit derinliği
I_g	: Kolon kesitinin kırılmamış atalet momenti
i_r	: Boyuna donatı dönme yarıçapı
k	: Süneklik katsayısı
l_d	: Donatı çubuğu gelişme uzunluğu
l_{dy}	: Gömülü uzunluktaki akma batması
l_h	: Donatı çubuklarının yüksekliği

l_s	: Donatı çubuklarının açık aralığı
L	: Kolon yüksekliği
L_e	: Çubuğun elastik parçasının uzunluğu
L_p	: Plastik mafsal uzunluğu
L_{sh}	: Gerilme pekleşme bölgesinin uzunluğu
L_{yp}	: Akma plato bölgesinin uzunluğu
M	: Moment
M_{cr}	: Kırılma momenti
M_y	: Akma anındaki eğilme momenti
M_p	: Kesitin maksimum moment taşıma kapasitesi
P	: Eksenel yük
P_{cr}	: Çatlama yükü
u_b	: Aderans gerilmesi
u_f	: Sürtünme aderans gerilmesi,
s	: Enine donatılar arasındaki mesafe
v_c	: Beton tarafından taşınan kesme gerilmesi
V	: Kesme kuvveti
V_c	: Beton katkısı
V_{cr}	: Kırılma anındaki kesme kuvveti
V_n	: Kesme dayanımı
V_s	: Enine donatı katkısı
V_y	: Akma dayanımı
a	: Kesme açıklığı
q_l	: Boyuna donatı oranı
q_w	: Enine donatı oranı
ϵ_c	: Beton basınç birim şekil değiştirme
ϵ_{cc}	: Sargılı betonda maksimum dayanımda birim şekil değiştirme
ϵ_{c0}	: Sargısız beton basınç dayanımında birim şekil değiştirme
ϵ_{cr}	: Betonun çatlama birim şekil değiştirmesi
ϵ'_{cu}	: Sargılı betondaki en büyük birim şekil değiştirme
ϵ_s	: Çelik birim şekil değiştirmesi

ϵ_{sh}	: Çeliğin pekleşmeye başladığı birim şekil değiştirmesi
ϵ_u	: Çelik nihai birim şekil değiştirmesi
ϵ_y	: Çelik akma birim şekil değiştirmesi
Δ_{ALF}	: Kolonun aksenal kapasite kaybında toplam yerdeğiştirme kapasitesi
Δ_{cr}	: Çatlama anındaki sapma
Δ_f	: Eğilme yerdeğiştirmesi
$\Delta_{f,f}$: Son eğilme yerdeğiştirmesi
Δ_p	: Tepe yer değiştirmesi
$\Delta_{s,f}$: Son sıyrıлма yer değiştirmesi
Δ_v	: Çatlamamış kesitin kesme yer değiştirmesi
$\Delta_{v,cr}$: Kırılma anında yerdeğiştirme
$\Delta_{v,y}$: Akma yer değiştirmesi
Δ_y	: Akma anındaki sapma
θ_s	: Sıyrıлма dönmesi
ϕ	: Eğrilik
ϕ_y	: Akma anındaki eğrilik
ϕ_u	: Nihai eğrilik
ν	: Poisson oranı
γ_n	: Maksimum gerilmede ortalama kesme yer değiştirmesi
γ_u	: Son kesme birim şekil değiştirmesi

1. GİRİŞ

Dünyanın birçok yerinde olduğu gibi ülkemizde de yeni deprem şartnamelerine göre tasarlanmayan birçok betonarme yapı bulunmaktadır. Bu betonarme yapılar eski şartnamelere göre inşa edilmiş ve büyük depremlerin etkisinde hasara ve çökmeye karşı zayıftır. Eski şartnameler, ayrıntılı değildir ve geniş aralıklı enine donatı ile boyuna donatı oranı düşük olan betonarme kolonların tasarımına yol açmıştır. Deprem şartnamelerine göre tasarlanmayan mevcut yapıların depremi karşılamadaki yetersizliği yaşanan depremler sonrasında görülmüştür.

Kirişlerin zarar görmesi sadece hasar görmüş kirişin çevresindeki bölgeyi etkilerken, kolonun hasarı binanın çökmesine neden olabileceğinden dolayı deprem tasarımı güçlü kolon-zayıf kiriş felsefesini kabul etmektedir. Binaya iletilen deprem enerjisinin çoğunluğunun taşıyıcı sistemin sünek davranışı ile sönmülenebilmesi istendiğinden dolayı taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların tasarımı yapılırken sünek tasarım ilkeleri göz önünde bulundurulmalı ve uygulanmalıdır. Yüklemin büyük oranda artmasıyla birlikte akmaya ulaşan kesitlerde süneklik sayesinde, plastik deformasyonlarla enerji alınır ve iç kuvvetlerin zorlanma oranı daha az olan kesitlere dağılması sağlanır. Enine donatı miktarının fazla ve sık olması kolonda sünekliği artırır ve bu da kolonda yanal deprem yüklerine direnmeyi ve yeterli kesme kuvvetini sağlar.

Ülkemiz aktif deprem fay hatları üzerinde bulunmakta olup ciddi deprem potansiyeline sahiptir. Mevcut eski yapıların depreme dayanıklılığının kontrol edilmesi olması beklenen depremlere karşı önlem almamıza yardımcı olacaktır. Geçmişteki depremler sonrası yapılan araştırmalarda binalardaki göçmenin en çok kolonlarda olduğu tespit edilmiştir. Kolonlardaki göçmenin sebepleri ise enine donatı aralıklarının fazla olması ve enine donatılarda 90°'lik uç kancalardır. Bunlardan dolayı kolon sünek davranmamakta ve aniden göçme tehlikesine girmektedir. Sargılama beton basınç dayanımına katkı sağlamaktadır. Betonun enine donatılarla sargılanmış olması halinde eğilme çekmesi altında çatlama olsa dahi göçme olmaz ve daha fazla yer değiştirmeye karşı koyabilir.

1.1 Araştırmanın Önemi

Ülkemizde aktif deprem bölgelerinde bulunan birçok betonarme yapı depreme karşı yeterli dayanım göstermemektedir. Bu yapılar büyük depremlerde hasara ve göçmeye

maruz kalabilir. Günümüz deprem yönetmeliği güçlü kolon-zayıf kiriş felsefesini kabul etmektedir. Ancak mevcut eski betonarme yapılardan bu kabule göre tasarlanmayan ve uygulanmayanlar için depremde hasar görecektir en kritik yapı bileşeni kolonlardır. Bu yapılarda bulunan kolonlar şiddetli bir deprem kuvvetini karşılayabilecek mukavemet ve sünekliğe sahip değildir. Bunun sebebi ise yetersiz sargılama ve enine donatı kancalarının 90° bükülmüş olmasıdır. Mevcut eski betonarme yapıların yeni yönetmeliğe göre değerlendirmesi yapılmalı ve bina performansına göre güçlendirme uygulanmalıdır. Bu yapıların değerlendirilmesi yapılırken deprem yükü etkisi altında yapıda oluşabilecek eğilme deformasyonunun beraberinde donatı sıyrılması ve kesme deformasyonları da göz önünde bulundurulmalıdır. Betonarme yapıların değerlendirilmesi yapılırken hasarların ve bina performansının gerçeğe en yakın şekilde belirlenmesi gerekir. Bu belirleme ise en iyi Pushover (itme) analizleri ile yapılabilmektedir. Bu analizde eksenel yük, kesme, eğilme davranışları ile ilgili önemli tüm göçme mekanizmaları dikkate alındığından kiriş ve kolonların yük-deformasyon tepkileri elde edilebilir. Eski yapıları güçlendirerek depreme karşı binanın performansını, sünekliğini ve mukavemetini arttırabiliriz.

1.2 Araştırmanın Amacı ve Yöntemi

Çalışmanın amacı; 1975 ABYYHY' ye göre tasarlanıp inşa edilmiş günümüzde mevcut olarak bulunan konut türü betonarme yapıların doğrusal olmayan analizlerle performans değerlendirmesi yapılmasıdır. Doğrusal olmayan analiz günümüzde yaygın olarak kullanılan 2018 Türkiye Bina Deprem yönetmeliğinde de yer alan Pushover (artımsal itme) analizi ile yapılmıştır.

Betonarme taşıyıcı sistemlerdeki yapısal elemanlardan en kritik olanı kolonlardır. Deprem anında yerçekimi, yatay ve düşey yüklerin etkisinde kalırlar. Kolonların alt ve üst uçlarına deprem yükleri yatay kuvvet olarak etkililmektedir. Bu kuvvetler iki ucu dönmeye karşı sabit olduğu düşünülen kolonlar için moment ve kesme kuvvetlerine neden olur. Bu kuvvetlerin etkisiyle kolonda yanal deformasyon oluşmaktadır. Kolonda oluşan bu yanal deformasyon; kesme, donatı sıyrılması ve eğilmeden dolayı meydana gelen deformasyonların toplamıdır.

Bu çalışmada üç boyutlu betonarme yapılardaki yanal davranışı gözlemleyebilmek için günümüzde mevcut olarak bulunan 1975 ABYYHY 'ye göre tasarlanıp inşa edilmiş yapılara benzer betonarme bir yapı bilgisayar modellemesi kullanılacak ve üç boyutlu model SAP2000 programında modellenecektir. Eğilme, kesme ve donatı sıyrılması deformasyon modellerinin plastik mafsallı davranışları her bir elemanın malzeme ve yük özelliklerine bağlı olarak kullanıcı tanımlı oluşturulacaktır. Pushover (artımsal itme) analizinde kullanılan yükleme, SAP2000 programında modellenen yapının modal analizi sonucunda elde edilen x ve y yönlerindeki periyotlara göre eşdeğer deprem yüklemesi yapıp ve katlara gelen eşdeğer deprem yükleri hesaplanıp orantılı olarak kat hizalarında uygulanacaktır. Oluşturulan modelde eğilme, donatı sıyrılması ve kesme deformasyonlarının ilgili plastik mafsallı modelleri kullanılarak ayrı ayrı elde edilecek ve daha sonra bu üç deformasyonun plastik mafsalları tek bir model üzerinde birlikte uygulanacak ve toplam deformasyon belirlenecektir. Analiz sonucunda elde edilen kapasite eğrilerine göre günümüzde mevcut olarak bulunan 1975 ABYYHY' ye göre inşa edilmiş betonarme yapıların eğilme deformasyonunun yanında kesme ve donatı sıyrılması deformasyonlarının da bina davranışı üzerinde ne kadar etkili olduğu incelenecektir.

1.3 Tezin İçeriği

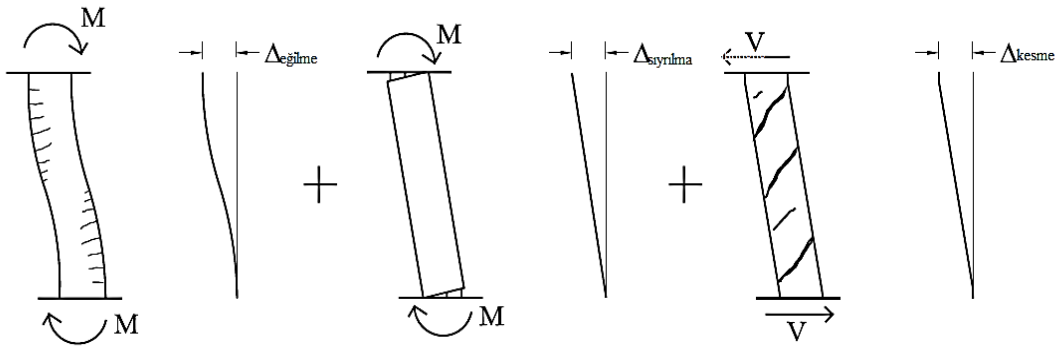
Bu çalışmadaki 8 bölüm aşağıda açıklanmıştır;

- Bölüm 1' de genel bilgi, araştırmanın önemi, amacı ve yöntemi, tezin içeriğinden bahsedilmiştir.
- Bölüm 2' de önceki çalışmalar gözden geçirilmiştir. Bu bölümde deformasyon modellerinin önceki araştırmaları açıklanmaktadır. Bunlar; eğilme, kesme ve donatı sıyrılması deformasyonlarıdır.
- Bölüm 3' de hem beton hem de çelik malzeme modelleri ile malzeme modellemesi için kullanılacak formülasyonlardan bahsedilmiş olup çalışmada kullanılan beton ve çelik malzeme modelleri verilmiştir. Ayrıca plastik mafsallı modellemesi için yol ve yöntem sunulmaktadır.

- Bölüm 4' te eğilme, kesme ve donatı sıyrılması deformasyonlarının modellenmesinde kullanılmak için en iyi yaklaşımlar gösterilmekte olup kategori sınıflandırması verilmiştir.
- Bölüm 5' de çalışmada kullanılan yapının bilgisayar modellemesi ve eğilme, kesme ve donatı sıyrılması deformasyon modellerinin plastik mafsal modelleri ayrı ayrı sunulmaktadır.
- Bölüm 6' da Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018)' de bulunan mevcut binaların deprem performansının belirlenmesi aşamaları bulunmaktadır.
- Bölüm 7' de SAP2000 programındaki deformasyon bileşenlerinin modelleri , Pushover analiz sonuçları ve Performans sonuçları sunulmuştur.
- Bölüm 8' de sonuçlar ve önerilerden bahsedilmiştir.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Her bir kolon ucundaki donatı sıyrılması, kesme ve eğilmenin neden olduğu yanal deformasyonların toplamı, yanal yüklerin etkisindeki betonarme kolonların toplam yanal deformasyonuna eşittir (Bkz.Şekil 2.1). Eğilme momentinden dolayı kolonda eğilme deformasyonu meydana gelir. Kolon ek bir momente maruz kaldığında kolon ucundaki boyuna donatı, ek momenti oluşturan kuvveti ankraj bölgesindeki komşu betona aktarmak için uzayacak ya da sıyrılacaktır. Bu uzama veya sıyrılmanın sonucunda kolonda rijit-cisim dönmesi oluşacaktır. Ayrıca yanal kuvvetin etkisiyle kolonda kesme deformasyonu meydana gelecektir. Bu bölümde; eğilme, donatı sıyrılması ve kesmeden oluşan deformasyon bileşenleri için monotonik modelleri bulma ve betonarme bir yapının toplam deformasyonu metotları ile ilgili geçmiş araştırmaların özeti sunulmaktadır.



Şekil 2.1 Betonarme kolonların eğilme, sıyrılma ve kesme deformasyon bileşenleri (Lodhi S.,2010)

2.1 Eğilme Deformasyonu

Eğilme momenti, alt ve üst ucu dönme davranışına sabitlenmiş kolonun üzerine yanal bir yük uygulandığında meydana gelir ve yanal yerdeğiştirme serbest kalır. Betonarme bir kesitin eğilme tepkisi, Bernoulli denklemini kullanan moment eğrilik analizi uygulanarak bulunabilir. Moment-eğrilik analizinin daha doğru sonuç verebilmesi için beton (sargılı-sargısız) ve donatı çeliği malzemesinin yapısal nonlinear davranış modelleri kullanılmalıdır.

Kesit, beton ve çelik malzemesinin liflerine ayrılır. Beton ve çelik malzemelerinin temel modelleri ayrı ayrı kendi ilgili lifleri için kullanılır. Kesit derinliği boyunca gerilme dağılımı uygulandığında, gerilmeler her lifin kendi merkezinde nötr eksenin varsayılan bir konumu için oluşturulur. Beton ve çelik modelleri malzeme modelleri ile belirlenir ve ortaya çıkan kuvvetler toplanır. Kuvvet dengesine ulaşana kadar nötr eksenin konumu için yapılmakta olan iterasyon devam ettirilir. Kesit analizi, çekme gerilmesi nihai kırılma gerilmesi oluşuncaya kadar veya ek basınç lifi beton gerilmesi sınır değere ulaşincaya kadar artan moment altında devam eder.

Kolon ucuna uygulanan yanal yük için, moment kolon boyunca herhangi bir noktada belirlendikten sonra moment-eğrilik ilişkisi kolon boyunca eğrilik dağılımını belirlemek için kullanılır. Bir kolonun eğilme deformasyonuna bağlı olarak yanal yer değiştirmesi, Δ_f , eğrilik dağılımının kolon yüksekliği boyunca integrali alınarak aşağıdaki gibi hesaplanır;

$$\Delta_f = \int_0^L \phi(x) x dx \quad (2.1)$$

Burada $\phi(x)$, L , x sırasıyla eğilme dağılımı, kolon yüksekliği, kolon eksen uzunluğu boyunca olan mesafedir. Yanal yük:

$$l_d = \frac{f_s d_b}{4u_b} \quad (2.2)$$

Burada M : moment, a : kesme açıklığıdır. (Kısa kolon için $a=L$ ve çift eğrilikli kolon için $a=L/2$)

Plastik mafsallar kolonda maksimum momentlerin meydana geldiği mesnet uçlarının yakınında oluşacaktır. Plastik mafsal bölgesinde bulunan eğrilik dağılımları, gerilmelerin kendini yineleyerek dağılmasından dolayı çok karmaşıktır. Bu durum nedeniyle elastik eğrilikler ayrı, elastik olmayan eğrilikler ayrı modellendikten sonra eklenmektedir. Plastik mafsal uzunluğu (L_p) boyunca elastik olmayan eğrilik, genellikle kolon ucunda birikmektedir. Plastik mafsal uzunluğu $0.5 h$ olup h kesitin derinliğidir (Moehle ,1992). Konsol kolon için:

$$\Delta_f = \begin{cases} \frac{\phi a^2}{3} & (\phi \leq \phi_y) \\ \frac{\phi_y a^2}{3} + (\phi - \phi_y)L_p \left(a - \frac{L_p}{2}\right) & (\phi_y \leq \phi \leq \phi_u) \end{cases} \quad (2.3)$$

Burada; $L_p=1/2$ kesit derinliğidir. ϕ : eğrilik, ϕ_y : akma eğriliği, ϕ_u : nihai eğriliktir.

2.2 Donatı Sıyırılması Deformasyonu

Betona gömülü halde bulunan bir donatı çubuğuna çekme kuvveti etki ettiğinde çubukta gerilme meydana gelir. Bu gerilme, donatı çubuğunun gömülü durumdaki uzunluğunda toplanır ve böylece donatı çubuğunun gömüldüğü betona doğru uzamasına veya sıyırılmasına sebep olur. Aynı şey betonarme bir kolon eğilme momentine maruz kaldığında da görülür. Oluşan bu uzama veya sıyırılma donatı sıyırılması olarak adlandırılır ve kolonda rijit-cisim dönmesine neden olur. (Bkz. Şekil 2.1)

Donatı çubukları çekme yüklerini ankraj betonuna taşımaları ve çelik-beton ara yüzeyindeki bağ ile çubuklarda oluşan çekme gerilmesi betona dağıtılmalıdır. Donatı ve beton arasındaki ara yüzeyde oluşan paralel kayma gerilmesine aderans gerilmesi denir. Donatı çubuğunun ucundaki çelik gerilmesinin dengeyi sağlamak için sıfır olması gerekmektedir. Buna bağlı olarak ankraj betonuna gömülen donatı çubuğunun gelişme uzunluğu üzerinde az da olsa gerilme değişimi oluşacaktır. Donatı çubuğunun gelişme uzunluğu, donatı çubuğu kiriş-kolon bağlantı noktasının yüzeyinden sıfır gerilme noktasına kadar olan bölgeye denir.

Çubuktaki kuvvet (F_{bar}), donatı çubuğunun gelişme uzunluğu (l_d) boyunca, ortalama düzgün aderans gerilmesi (u_b) olduğunda Denklem 2.4' te verilen kuvvet dengesinden bulunabilir. (Sezen, 2002)

$$F_{bar} = f_s A_s = u_b p_b l_d \quad (2.4)$$

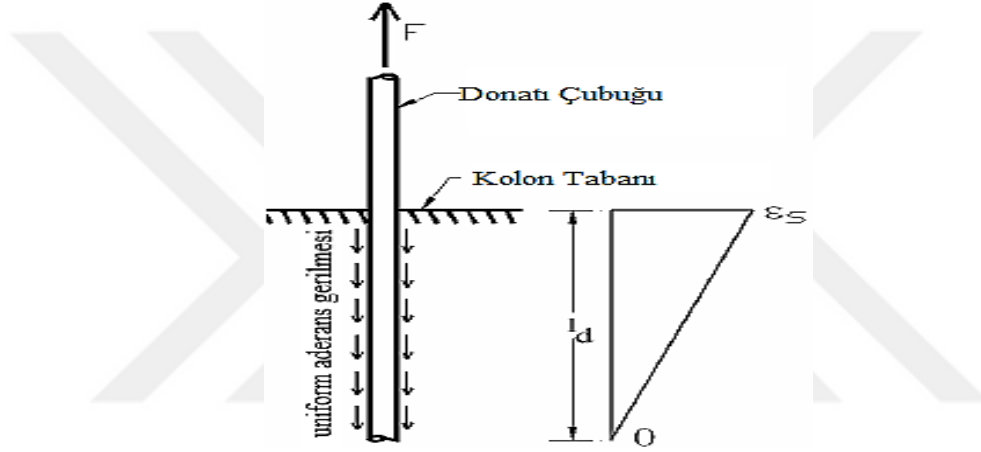
Denklem 2.4' te $p_b = \pi d_b$ ve $A_s = \pi d_b^2 / 4$ yerine konulursa;

$$l_d = \frac{f_s d_b}{4 u_b} \quad (2.5)$$

Burada; f_s : çubuk gerilme gerilmesi ve d_b : boyuna donatı çapıdır. Şekil 2.2’de elastik çubuktaki aderans gerilmesi modeli gösterilmektedir. Gerilmelerin gelişme uzunluğu boyunca toplanmasıyla çubuğun yüklü ucunun gömülü olduğu betona göre sıyrılması belirlenebilir:

$$sıyrılma = \frac{\varepsilon_s l_d}{2} = \frac{f_s l_d}{2E_s} = \frac{f_s^2 d_b}{8E_s u_b} \quad (2.6)$$

Burada ε_s : çubuktaki gerilmeye karşılık gelen birim şekil değiştirme, E_s : donatı çeliğinin elastisite modülüdür.



Şekil 2.2 Elastik çubukta oluşan gerilme dağılımı ve üniform aderans gerilmesi

Donatı sıyrılması davranışını hesaplayabilmek için ilk çalışma 1970'lerde yapılmış ve günümüzde halen araştırma konusudur. Araştırmacıların birkaçı çekme kuvvetine maruz kalan donatı çubuklarının sıyrılma davranışı hakkında incelemelerde bulunmuşlar ve bu araştırmaların bazıları aşağıda verilmektedir.

2. 2.1 Otani ve Sözen (1972)

Donatı sıyrılması modelinin ilk çalışmalardan biri olarak kabul görmüş Otani ve Sözen (1972) tarafından yapılan çalışmada, çekmeye uğradıklarında gömülü halde bulunan donatı çubukları için, ortalama düzgün aderans gerilmesini $u_b = 6.5\sqrt{f'_c}$ (f'_c psi) olarak kullanmışlardır. Eğilme momenti altında kolonlardaki donatı sıyrılması dönmesinin

belirlenebilmesi için; eğilme momenti ile çelik gerilmesi arasındaki ilişki bilinmelidir. Bu ilişkiyi Otani ve Sözen Denklem 2.7 ' deki gibi oluşturmuştur:

$$\frac{f_s}{f_y} = \frac{M}{M_y} \quad (2.7)$$

Burada f_y :akma çelik gerilmesi ve M_y : akma eğilme momentidir. Sıyrılmamanın neden olduğu dönme θ_s :

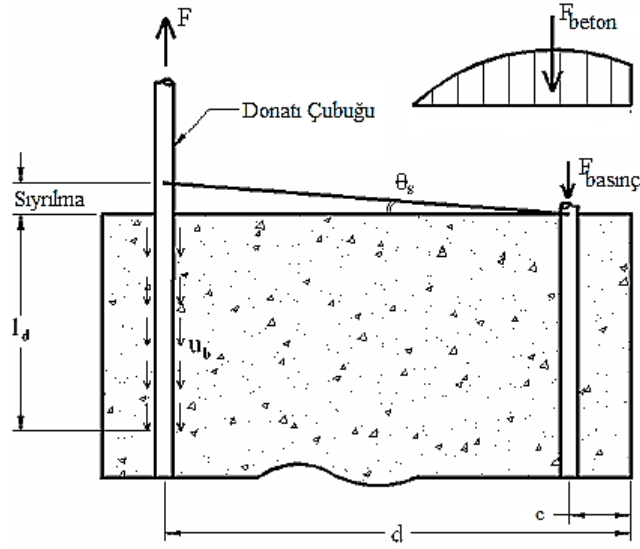
$$\theta_s = \frac{\text{sıyrıлма}}{d - c} \quad (2.8)$$

Burada *sıyrıлма*: çekme çubuklarında oluşan sıyrıлма, d : ve c ekstra basınç çizgisinden çekme ve basınç çeliğinin merkezine olan mesafelerdir.

Denklem 2.6'da elde edilen *sıyrıлма* Denklem 2.8'de yerine konulduğunda; donatı sıyrılmasının neden olduğu dönme θ_s :

$$\theta_s = \frac{M^2 f_y^2 d_b}{8 E_s M_y^2 u_b (d - c)} \quad (2.9)$$

Denklem 2.9' daki düzgün aderans gerilmesi; donatı çeliğinin doğrusal davranışını ve kesitteki gerilme ile moment arasında bulunan doğrusal davranışı kabul eder. Bu denklem çok kolay problemleri çözebilirken, çelikte plastik şekil değiştirme meydana geldikten sonra hata verebilir. Şekil 2.3'te donatı sıyrılmasının neden olduğu dönme hesabı gösterilmektedir.



Şekil 2.3 Sıyırılma dönme hesabı (Otani-Sözen, 1972)

2.2.2 Morita-Kaku (1984)

Aderans gerilmesi için önceki çalışmalarda 2 tür yaklaşım yapılmış olup bunlar; beton dayanımının karekökü ile orantılı sabit değer ve 2 aşamalı sabit değer yaklaşımlarıdır. Morita ve Kaku Şekil 2.4 'da gösterildiği gibi önceki çalışmalardan farklı yaklaşım türü kullanan bir model önermişlerdir. Önerilen modeldeki ortalama aderans gerilmesi u_b ile çelik gerilmesi arasında doğru orantı bulunmaktadır.

$$u_b = \alpha \varepsilon_s \quad (2.10)$$

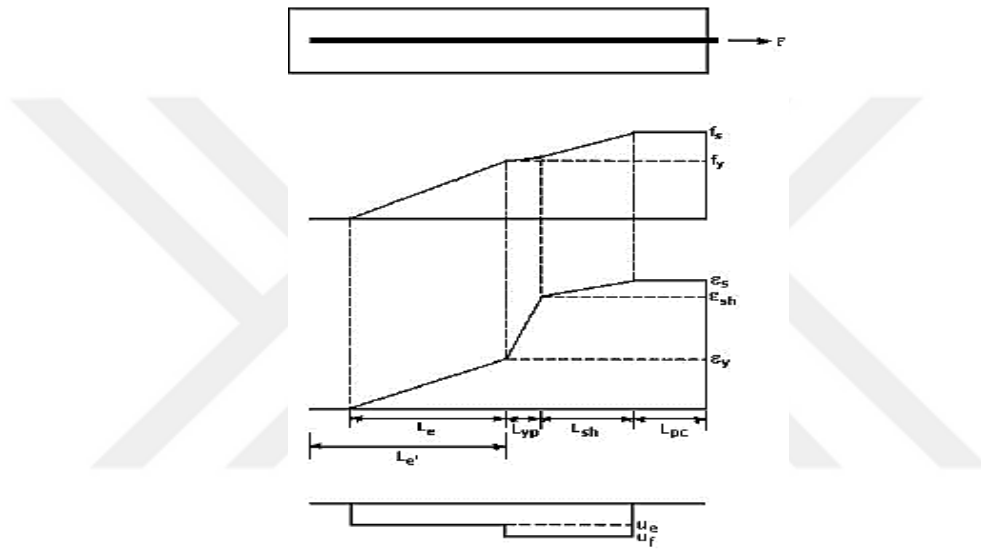
Burada α : 388,300 psi'dır. Elastik gelişme uzunluğu, aderans gerilmesi birim şekil değiştirmenin bir oranı olduğu için Denklem 2.5 kullanılarak elde edilmiştir:

$$l_d = \frac{f_s d_b}{4u_b} = \frac{f_s d_b}{4\alpha \varepsilon_s} = \frac{E_s d_b}{4\alpha} \quad (2.11)$$

Önceki modellerde, çelik gerilmesi elastik aderans gerilmesini etkilemez iken gelişme uzunluğunu etkilemekte ve gelişme uzunluğu çelik gerilmesine göre değişmektedir. Çubuğun yüke maruz kalan ucundaki çelik gerilmesi akma noktasını aştığı için, uzama gömülü uzunluktaki akma batmasında (l_{dy}) olacaktır. Oluşan bu uzama, β 'ye (akma gerilmesinin çelik gerilmesine oranı) göre tanımlanır;

2.2.3 Alsiwat ve Saatçioğlu (1992)

Donatı çubuğu ankraj betonunda sıyrılma davranışı gösterirken, çubukların nervür çıkıntıları arasındaki beton ezilmeyle karşı karşıya kalır. Gerilen çubukta elastik ve plastik bölge gelişir. Alsiwat ve Saatçioğlu, iki aşamalı aderans gerilmesini bu yaklaşım kabulüne göre önermişlerdir. Donatı çubuğu akmadan önce, sabit elastik aderans gerilmesini ve donatı çubuğu plastik deformasyona maruz kaldığında ise farklı bir sürtünme aderans gerilmesini kullanılmıştır. Bu modelde Şekil 2.5’de gösterilen çelik gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisine bağlı olarak gelişme uzunluğu dört bölgeye ayrılmıştır.



Şekil 2.5 Donatı sıyrılması modeli (Alsiwat-Saatçioğlu, 1992)

İlk olarak, elastik bölge boyunca düzgün elastik aderans gerilimi u_e için ACI Committee 408 (1979) önermesi kullanılır. u_e :

$$u_e = \frac{f_y d_b}{4l_d} \quad (2.16)$$

$$l_d = \frac{5260A_b}{K\sqrt{f'_c}} \frac{f_y}{58000} \quad (2.17)$$

Denklem 2.17’de gösterilen formülde kullanılan birimler psi ve inches cinsindedir. K sargılama faktörü olup genelde $3d_b$ alınır. Denklemler $K=3d_b$ alınarak düzenlendiğinde, Alsiwat ve Saatçioğlu’nun önerdiği elastik aderans gerilmesi $u_e = 10.5\sqrt{f'_c}$ (psi) olarak

kabul edilir. Elastik aderans gerilmesi bilindiğinde, Denklem 2.5'den çubuğun elastik parçası L_e , hesaplanabilir.

Alsawat-Saatçioğlu modeli çelik akmaya devam ederken, aderans gerilmesinin sürtünme değeri u_f 'ye dönüştüğünü kabul eder. Alsawat ve Saatçioğlu'nun kullandığı sürtünme aderans gerilmesini Pochanart ve Harmon (1989)'ın geliştirmiştir. Bu gerilme, u_f :

$$u_f = \left(800 - 10 \frac{l_s}{l_h}\right) \sqrt{\frac{f'_c}{4000}} \quad (2.18)$$

Burada l_s : donatı çubuklarının açık aralığı, l_h : donatı çubuklarının yüksekliğidir. u_f ve f'_c birimi psi'dir. Kuvvet dengesinden akma plato bölgesinin uzunluğu L_{yp} ve gerilme-pekleşme bölgesinin uzunluğu L_{sh} Denklem 2.19 kullanılarak hesaplanır:

$$L_{yp} = \frac{\Delta f_s d_b}{4u_f} \quad (2.19)$$

Burada Akma plato bölgesinin uzunluğu için, $\Delta f_s = f_s - f_y$ ve gerilme-pekleşme bölgesinin uzunluğu L_{sh} için $\Delta f_s = f_s - f_{sh}$ dir. Çelik gerilmesi arttıkça, çubukta pekleşme oluşmaya devam edecektir. f_{sh} : gerilme pekleşmesinin başlangıç çelik gerilmesi

Alsawat ve Saatçioğlu modelinde tanımlanmakta olan son bölge dışa çeken koni bölgesidir. Genellikle ankraj elemanındaki bir sargısız beton konisi, donatı çubuğu yüksek çekme gerilmesine maruz kaldığında kopacaktır. Buna göre, donatı çubuğu dışa çeken koni uzunluğu boyunca sabit bir gerilme altında kalmaktadır. Alsawat ve Saatçioğlu bu boyutu bağlantı elemanındaki boyuna donatı boyunca açık kabuk L_{pc} şeklinde oluşturmuştur. Oluşturulan bu dört bölgeye göre donatı çubuğundaki sıyrılma:

$$\text{sıyrılma} = \varepsilon_s L_{pc} + \frac{1}{2} (\varepsilon_s + \varepsilon_{sh}) L_{sh} + \frac{1}{2} (\varepsilon_{sh} + \varepsilon_y) L_{yp} + \frac{1}{2} \varepsilon_y L_e \quad (2.20)$$

Denklemden verilen simgeler Şekil 2.5' de görülmektedir.

Mevcut elastik gelişme uzunluğu L'_e :

$$L'_e = l_{gömülü} - (L_{pc} + L_{sh} + L_{yp}) \quad (2.21)$$

Burada $l_{gömülü}$: çubuğun gömülü uzunluğudur. Eğer $L_e < L'_e$ ise çubuğun yüke maruz kalmayan ucu sıyrılacaktır. Alsiwat ve Saatçioğlu, Eligehausen ve ark. (1983) tarafından geliştirilen bölgesel bağ-sıyırılma modelini yüke maruz kalmayan uçta oluşan sıyırılmayı tahmin etmek için kullanmaktadır. Eğer çubuğun son noktasına kadar gerilme oluşursa, çubuğun uzak ucunda oluşan elastik aderans gerilmesi u'_e :

$$u'_e = \frac{f_s d_b}{4 L'_e} \quad (2.22)$$

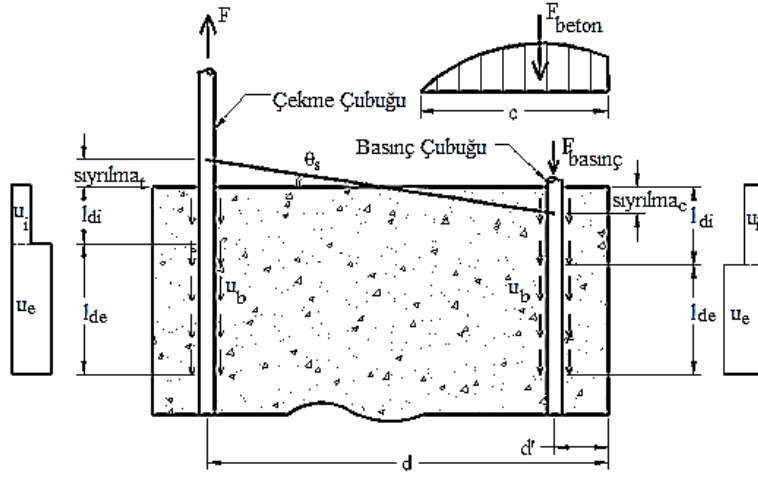
Saatçioğlu ve ark. (1992)'nin geliştirdiği, kolonda donatı sıyırılmasının neden olduğu dönme θ_s :

$$\theta_s = \frac{\text{sıyırılma}}{d - c} \quad (2.23)$$

Burada *sıyırılma*: çekme çubuklarındaki sıyırılma, d : ekstra basınç çizgisinden çekme çeliğinin merkezine olan uzaklığı, c : ekstra basınç çizgisinden basınç çeliğinin merkezine olan uzaklığıdır.

2.2.4 Lehman-Moehle (2000)

Lehman ve Moehle, 2 aşamalı sabit aderans gerilmesi olan Alsiwat-Saatçioğlu modeline benzer bir donatı sıyırılması modeli önermiştir. Alsiwat-Saatçioğlu modelinden farklı olarak bu modelde donatı çubuklarının akma gerilmesine bağlı olarak belirlenen kırılma noktası 2 bölgeden oluşmaktadır. Düzgün elastik aderans gerilmesi; çelik akmadan önce $u_e = 12 \sqrt{f'_c}$, çelik aktıktan sonra akmadan önceki aderans gerilmesinin %50 'si alınarak $u'_e = 6 \sqrt{f'_c}$ olarak kullanılmıştır. Şekil 2.6'de Lehman ve Moehle tarafından önerilen sıyırılma modeli gösterilmektedir.



Şekil 2.6 Sıyrılma dönme hesabı (Lehman-Moehle, 2000)

l_d , Denklem 2.5' deki verilen formülasyon ile hesaplanabilir. *Sıyrılma* :

$$sıyrılma = \frac{\varepsilon_s f_s d_b}{8 u_e} \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \quad (2.24)$$

Çelik gerilmesi f_y 'den fazla olduğunda yani çelik aktıktan sonra; kuvvetlerin dengesinden, plastik gelişme uzunluğu l'_d :

$$l'_d = \frac{(f_s - f_y) d_b}{4 u'_e} \quad (2.25)$$

Sıyrılma, birim şekil değiştirme dağılımının toplamı olarak hesaplandığında:

$$sıyrılma = \frac{\varepsilon_y f_y d_b}{8 u_e} + \frac{(\varepsilon_s + \varepsilon_y)(f_s - f_y) d_b}{8 u'_e} \quad \varepsilon_s > \varepsilon_y \quad (2.26)$$

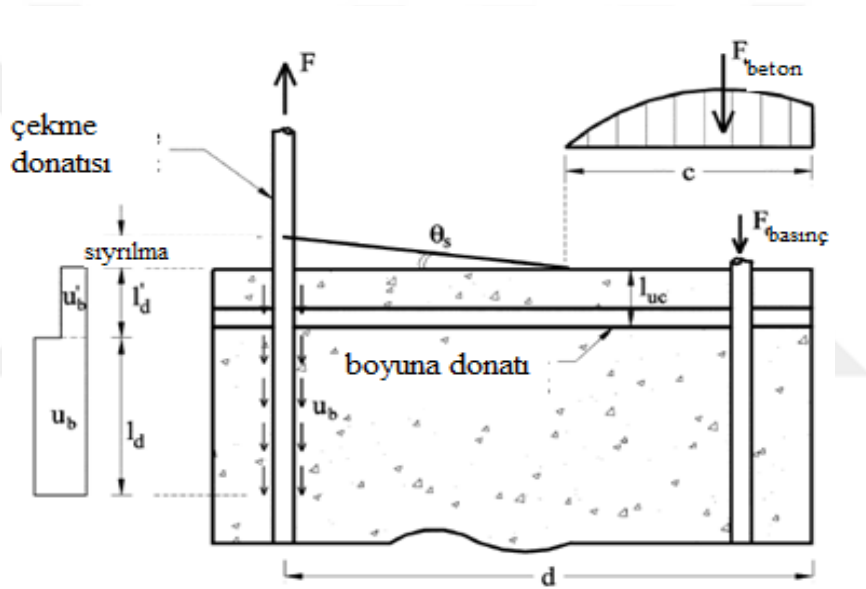
Çekme ve basınç çubuklarının sıyrılmasını hesaplamak için Denklem 2.26 kullanılabilir. Lehman ve Moehle tarafından önerilen kolondaki sıyrılmanın neden olduğu dönme θ_s :

$$\theta_s = \frac{sıyrılma_t - sıyrılma_c}{d - c} \quad (2.27)$$

Burada $sıyırılma_t$: çekme çeliklerinde donatı çubuklarının değeri, $sıyırılma_c$: basınç çeliklerinde donatı çubuklarının değeridir.

2.2.5 Sezen - J. Setzler (2008)

Sezen ve J. Setzler önerdikleri sıyırılma modeli için makro seviye yaklaşımı kullanmıştır. Donatı çubuklarının akma gerilmesiyle oluşan kırılma noktası 2 bölgeye sahiptir. Çelik akmadan önce elastik aderans gerilmesi $u_e = 1\sqrt{f'_c}$, çelik aktıktan sonra bu aderans gerilmesi akmadan önceki aderans gerilmesinin %50 'si alınıp $u'_e = 0,5\sqrt{f'_c}$ olarak kullanılmıştır. Sezen ve J. Setzler tarafından önerilen sıyırılma dönme hesabı modeli Şekil 2.7'de gösterilmektedir.



Şekil 2.7 Sıyırılma dönme hesabı (Sezen ve J. Setzler, 2008)

Bu modelin tüm yapıların analizinde kullanılması amaçlandığından makro model yaklaşımının kullanılmasının uygun olacağını düşünmüşlerdir. Bu yaklaşım sayısal modellerde gerekli olan iç içe geçmiş iterasyon döngülerine olan ihtiyacı ortadan kaldırarak etkin sıyırılma hesaplamasına olanak tanır. Bu seçime bağlı olarak, sıyırılma aşağıda verilen denklem ile hesaplanır:

$$\text{sıyrılma} = \int_0^{l_d+l_d'} \varepsilon(x) dx \quad (2.28)$$

l_d Denklem 2.5 ve l_d' Denklem 2.25 kullanılarak hesaplanır. Sıyrılma :

$$\text{sıyrılma} = \frac{\varepsilon_s f_s d_b}{8u_e} \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \quad (2.29)$$

$$\text{sıyrılma} = \frac{\varepsilon_y f_y d_b}{8u_e} + \frac{(\varepsilon_s + \varepsilon_y)(f_s - f_y)d_b}{4u_e'} \quad \varepsilon_s > \varepsilon_y \quad (2.30)$$

Bir donatı çubuğunun sıyrılması bilindiğinde, bu sıyrılmanın neden olduğu kolon dönmesi belirlenebilir. Sezen ve J. Setzler önerdiği bu modelde sıyrılmanın sadece çekme altındaki çubuklarda olacağı ve dönmenin nötr eksen etrafında olacağı varsayılmaktadır. Şekil 2.7'da gösterildiği gibi sıyrılma dönmesi, θ_s , denklem 2.23 ile hesaplanabilir.

2.3 Kesme Deformasyonu

Betonarme kolonlarda oluşan kesme şekil değiştirmeleri tam olarak anlaşılabilmesi ve ölçülmesinin zor olması nedeniyle tasarım ve araştırmada geleneksel olarak göz ardı edilmiştir. Diğer deformasyon bileşenlerinden bağımsızdır. İyi tasarlanmış betonarme bir kolon için, kesme deformasyonları çoğu zaman toplam deformasyonların %5 - %15'i arasındadır (Patwardhan, 2005). Bunun aksine sismik tasarım kurallarına uyulmadan tasarlanmış betonarme kolonlarda, kesme davranışı kolonun ana göçme kriteri olabilir. Bu tür kesme durumunda kritik olan betonarme kolondaki kesme şekil değiştirmesi toplam şekil değiştirmeye göre büyük oranda katkı sağlayabilir ve bundan dolayı şekil değiştirme kapasitesinin doğru bir şekilde analizi yapılmak istenirse göz ardı edilmemelidir.

Sezen (2002)'in yaptığı deneyde kesme yer değiştirmesi toplam yer değiştirmenin %40'ını oluşturmaktaydı. Bundan dolayı yetersiz etriye ye sahip betonarme kolon tasarlanırken doğru sonuca ulaşmak için kesme deformasyonları göz ardı edilmemelidir.

Kırılmamış kesitin kesme yer değiştirmesi Δ_v :

$$\Delta_v = \frac{V L}{G A_g} \quad (2.31)$$

Burada A_g : kolon kesit alanı, V : kesme kuvveti ve G : beton kesme modülüdür.

$$G = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad (2.32)$$

Burada ν : poisson oranı (beton için 0.15–0.30 aralığında) alınabilir. E_c : beton elastisite modülüdür. Betonarme kolonlardaki kuvvet-kesme yerdeğiştirme tepkisinin ölçülmesi için yapılan ilgili çalışmalar aşağıda açıklanmıştır.

2.3.1 SEAOC (1973)

1973 SEAOC Recommended Lateral Load Requirements (SEAOC, 1973) beton katkısının sıfırdan farklı olması durumunda, eksenel gerilmelerin $0.12f'_c$ 'den daha küçük olduğunda, ACI 318-71 kolon kesme dayanım denklemlerini kullanmaktadır. Kesme dayanımı (V_n), enine donatı katkısı (V_s) ile beton katkısı (V_c) nin toplamından hesaplanıp elde edilir:

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.33)$$

Betonun kesme dayanımına katkısı V_c :

$$V_c = 3.5\sqrt{f'_c} \sqrt{1 + 0.002\left(\frac{P}{A_g}\right)A_c} \quad (2.34)$$

Burada A_c : beton dayanıklı kesme alanıdır. Enine donatının kesme dayanımına katkısı, V_s :

$$V_s = \frac{A_{sw}f_{yw}d}{s} \quad (2.35)$$

Burada A_{sw} : yükün geldiği yönde s aralığındaki enine donatı alanı, f_{yw} : enine donatı akma dayanımıdır.

2.3.2 ASCE-ACI Committee 426 Proposals (1973,1977)

1973'te The ASCE-ACI Committee 426' da yayınlanan raporda betonarme kolonların kesme mukavemeti hakkında bilgi verilmiştir. 1971 San Fernando Depreminin ardından hazırlanan bu rapor gözlemlenmiş olan hasarları içermektedir. 1973'teki bu raporda ise, istenmeyen bir durum olan betonarme kolonlardaki kesme göçmesi sebepleri araştırılmıştır. 3 konu bu raporda gözden geçirilmiştir. Bunlar; mevcut araştırmaları, tasarım önerileri ve kesme transfer mekanizmalarıdır. ASCE-ACI Committee 426 da ki kesme mukavemeti hesabı, enine donatı katkısı (V_s), SEAOC'un enine donatı katkısı ile aynıdır (Denklem 2.35).

Betonun kesme kuvvetine katkısı V_c :

$$V_c = v_c \left(1 + \frac{3P}{f'_c A_g} \right) bd \quad (2.36)$$

Normal ağırlıktaki $0.5\sqrt{f'_c}A_g$ 'den fazla aksenal gerilme altında kalan betonlar için, betonun kesme kuvvetine katkısı V_c :

$$V_c = v_c \left(1 + \frac{P}{6\sqrt{f'_c}A_g} \right) bd \quad (2.37)$$

Betonun taşıdığı kesme gerilmesi, v_c :

$$v_c = (0.8 + 100\rho_l)\sqrt{f'_c} \leq 2\sqrt{f'_c} \quad (2.38)$$

Burada ρ_l boyuna donatı oranı olup $\rho_l = A_s/bd$ ile hesaplanır. Eğilme-kesme çatlaklarının başlamasına neden olan gerekli kesme kuvvetinin hesaplanması için bir diğer denklem V_{ci} ;

$$V_{ci} = v_c bd + \frac{M_0}{a} \quad (2.39)$$

Burada a (kesme açıklığı), çift eğrilikte olan kolonlar için $L/2$ 'ye eşittir. M_0 değeri:

$$M_0 = \frac{P}{A_g} \frac{I}{y_t} \quad (2.40)$$

Burada $y_t = h/2$ (h =kesit yüksekliği)

$$V_{ci} = v_c b d + 0.167 \frac{hP}{a} \quad (2.41)$$

Komite, kesme dayanımını etkileyen; kesit şekli ve boyutu, açıklık-derinlik oranı, donatı mukavemeti ve detayları, yükleme tipinin etkisi gibi faktörleri ayrıntılı bir şekilde değerlendirmiştir. Komite, beton kesme gerilmesinin kısa açıklığın derinliğine oranlı elemanlar için, v_c 'nin açıklık oranına göre azaltılması yönünde tavsiyede bulunmuştur.

2.3.3 Priestly et al. (1994)

Priestly et al. (1994), çevrimsel yanal yük altındaki kolonların kesme dayanımını, beton katkısı, enine donatı katkısı ve eksenel yüklerin toplamı olarak aşağıdaki gibi hesaplamışlardır.

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (2.42)$$

Burada V_c :beton katkısı, V_s :enine donatı katkısı ve V_p : eksenel yüküdür. Beton katkısı, V_c ;

$$V_c = k\sqrt{f'_c}(0.8A_g) \quad (\text{MPa}) \quad (2.43)$$

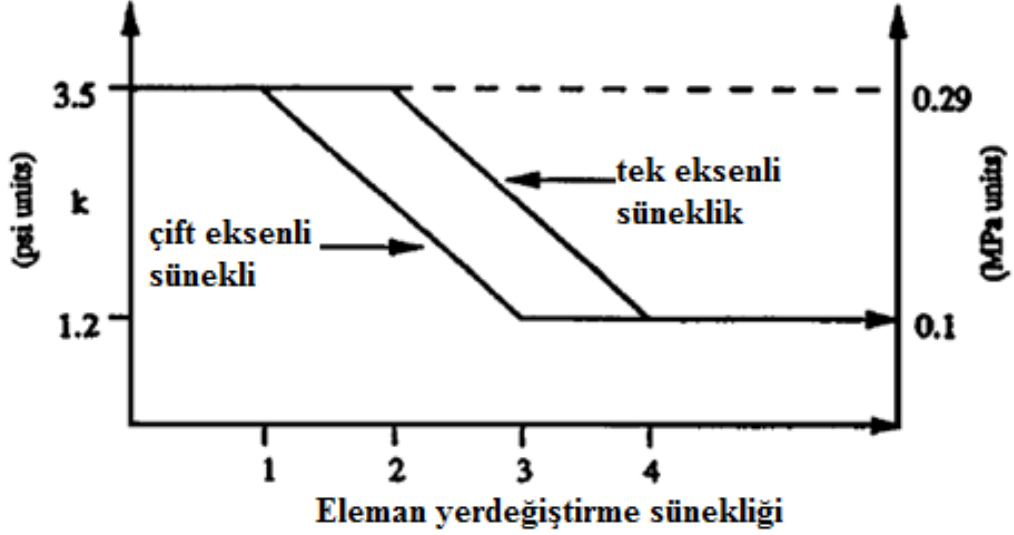
Burada, k değişkeni Şekil 2.8' de yerdeğiştirme süneklik talebine bağlı olduğu gösterilmiştir. Gösterildiği gibi beton katkısı, yerdeğiştirme sünekliği talebi daha büyük değere ulaştığında başlangıç değerinin 3'te birine düşürülür. Enine donatının kesme kuvvetine katkısı, çapraz sıkıştırma dikmeleri ile kolon boyu eksenel arasında 30° açı kullanan bir kafes sistemine dayanır. Dikdörtgen kesitli kolonlar için, enine donatı katkısı bileşeni, V_s ;

$$V_s = \frac{A_{sw}f_{yw}D}{s} \cot 30^\circ \quad (2.44)$$

Burada D : çevre kasnağının merkezleri arasında uygulanan kesmeye paralel olarak ölçülen mesafedir. Eksenel yük, V_p ;

$$V_p = \frac{h - c}{2a} p \quad (2.45)$$

Burada c: nötr eksen derinliği, a:kesme açıklığı



Şekil 2.8 Yerdğiştirme sünekliği-beton kesme dayanımı bozulması (Priestley et al. ,1994)

2.3.4 CSA A23.3-94 (Canadian Standards: Design of Concrete Structures, 1994)

Kanada Standardı CSA A23.3-94, betonarme elemanların kesme mukavemetini tahmin etmek için bir yöntemi sunmaktadır. Bu yöntem, üye etkisinin dikkate alınması dışında ACI 318 yöntemine benzerdir. Kesme dayanımının, V_c ve V_s olmak üzere 2 bileşeni vardır. Beton katkısı V_c ; minimum enine donatıya sahip ya da etkili derinliği 300 mm'den az olan kolonlar için;

$$V_c = 0.166\sqrt{f_c'} b d \quad 2.46$$

Gerekli olan minimum enine donatı miktarından daha az enine donatıya sahip ve etkili derinliği 300 mm'den fazla olan kolonlar için;

$$V_c = \frac{215.8}{1000 d} \sqrt{f_c'} b d \geq 0.833 \sqrt{f_c'} b d \quad 2.47$$

Çelik katkısı Denklem 2.35 den hesaplanmaktadır. ($V_s \leq 0.8 \sqrt{f_c'} b d$)

2.3.5 Lehman ve Moehle (2000)

Lehman ve Moehle tarafından Denklem 2.32 ve 2.33 düzenlenerek formülleri çatlama kesitler için büyütmüşler ve yeni denklemler önermişlerdir. Önerilen denklemler aşağıdaki gibidir:

$$\Delta_v = \int_L \frac{V(x)}{G_{eff}(x)A_{eff}(x)} dx = V \int_L \frac{dx}{G_{eff}(x)A_{eff}(x)} \quad (2.48)$$

$$G_{eff} = \frac{E_c(x)}{2(1 + \nu)} \quad (2.49)$$

Burada A_{eff} : basınç gerilmesi altındaki etkili beton alanıdır.

2.3.6 ACI 318-02 (2002)

Betonarme kolonların kesme dayanımının tahmini için kullanılacak ACI 318-02'deki tasarım denklemleri kesme gerilmesi denklemleri içinde kullanıma uygundur. Kesme dayanımı, betonun kesme dayanımına katkısı ve enine donatının kesme dayanımına katkısının toplamından hesaplanır:

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.50)$$

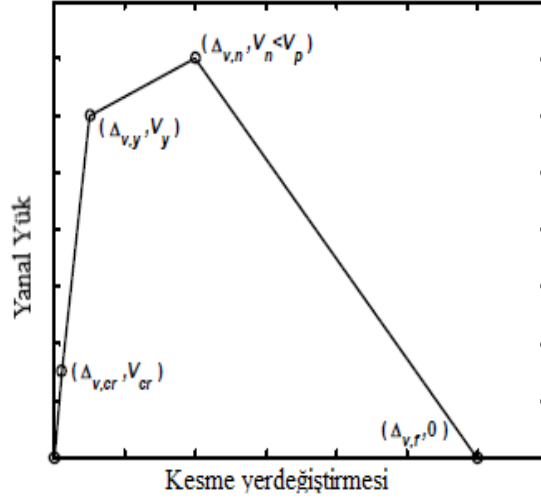
Kesme ve eksenel basınç etkisindeki elemanlar için, betonun kesme dayanımına katkısı, V_c :

$$V_c = 0.166 \left(1 + \frac{P}{13.8A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd \quad (MPa) \quad (2.51)$$

Burada P : pozitif eksenel yük (basınç için), f'_c : beton basınç dayanımı, b : kesit genişliği, d : kesit etkili derinliğidir. Enine donatı çeliğinin kesme dayanımına katkısı, Denklem 2.35'den hesaplanmıştır.

2.3.7 Sezen (2002)

Sezen, kesmede yetersiz olan yani enine donatısı yetersiz betonarme kolonlar için dört numuneyi teste tabi tutmuş ve bunun sonucunda kuvvet-kesme yer değiştirmesi modelini önermiştir. Şekil 2.9'da önerilen bu model gösterilmiştir.



Şekil 2.9 Yanal yük- kesme yerdeğiştirme modeli (Sezen,2002)

Kırılma noktası için; kırılma durumundaki yerdeğiştirme, $\Delta_{v,cr}$ ve kesme kırılma kuvveti, V_{cr} :

$$\Delta_{v,cr} = \frac{6 V_{cr} L}{5 G A_g} = 3 \frac{V_{cr} L}{E_c A_g} \quad (2.52)$$

$$V_{cr} = \frac{M_{cr}}{\alpha} \quad (2.53)$$

Burada α : kesme açıklığı ve M_{cr} : kırılma momentidir. Denklem 2.33'deki, poisson oranı (ν) 0.25 kabul edilir ve Denklem 2,52 üzerinden basitleştirilerek M_{cr} elde edilir;

$$M_{cr} = \frac{7.5 \sqrt{f'_c} I_g}{c} \quad (2.54)$$

Burada I_g : kolonun kırılmamış atalet momentidir.

Modelde bulunan akma noktası için, akma yer değıştirme Denklem 2.55'ten ve akma yanal kuvveti Denklem 2.56'dan hesaplanarak belirlenir;

$$\Delta_{v,y} = \left(\frac{3}{0.2 + 0.4 P_r} \right) \frac{V_y L}{E_c A_g} \quad (2.55)$$

$$V_y = \frac{M_y}{a} \quad (2.56)$$

Burada P_r : eksenel yük oranı (kolona uygulanan eksenel yük ile eksenel kapasitesi arasındaki oran), M_y : akma momentidir. (moment-eğrilik analizine göre belirlenir)

Maksimum kesme gerilmesi kolondaki tepe noktasıdır. Park ve Paulay (1975) tarafından geliştirilip önerilen denklemden bu kesme yer değiştirmesi elde edildiğinde:

$$\Delta_{v,n} = \frac{V_s L}{db} \left(\frac{1}{\rho_v E_s} + \frac{4}{E_c} \right) \quad (2.57)$$

Denklem; ρ_v : enine donatı oranıdır. Enine çeliğin kesme dayanımına katkısı, V_s :

$$V_s = a \frac{A_{sw} f_{yw} d}{s} \quad (2.58)$$

Burada s : enine donatı aralığı a : kırılma açısının tanjantıdır. Tepe kesme kuvveti Denklem 2.59 ile hesaplanan kesme gerilmesinden daha küçük alınır ve yanal kuvvet Denklem 2.60'dan hesaplanır.

$$V_n = (V_c + V_s) = \left[\left(\frac{6\sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{6\sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8A_g + \frac{A_{sv} f_{yv} d}{s} \right] \quad (2.59)$$

$$V_p = \frac{M_p}{a} \quad (2.60)$$

Burada M_p : kesitin maksimum moment taşıma kapasitesi (moment-eğrilik analizinden belirlenir), P : eksenel yük, k : yerdeğiştirme süneklik faktörüdür (maksimum yer değiştirmenin akma yer değiştirmesine oranı). Yerdeğiştirme sünekliği 0.6 'dan büyük olduğunda, $k = 0.7$, 2'den küçük olduğunda $k=1$ ve orta yerdeğiştirme sünekliğinin de ise 1 ve 0.7 arasında doğrusal olarak değişir.

Sezen kesme modelindeki son nokta, eksenel kapasitesi kaybına eşittir. Bu kesme gerilmesi sıfır olarak kabul edilir ve Denklem 2.61' de verilen yer değiştirmeye karşılık gelir;

$$\Delta_{v,f} = \Delta_{ALF} - \Delta_{f,f} - \Delta_{s,f} \geq \Delta_{v,n} \quad (2.61)$$

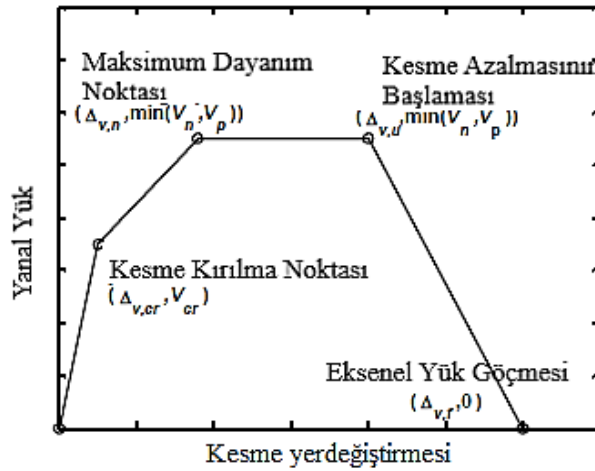
Burada Δ_{ALF} : eksenel kapasite kaybı noktasında kolonun toplam yerdeğiştirme kapasitesi, $\Delta_{f,f}$: son eğilme deformasyonu ve $\Delta_{s,f}$: sıyrılmaya deformasyonudur.

2.3.8 Modifiye Basınç Alan Teorisi (MCFT)

MCFT olarak bilinen Modifiye Basınç Alanı Teorisi, Vecchio ve Collins tarafından Toronto üniversitesinde betonarme elemanlardaki kesme davranışını daha iyi duruma getirebilmek için yapılan kapsamlı araştırmalar sonucunda geliştirilmiştir. Bu teori levha elemanlar için geliştirilmiş olmasına rağmen daha sonra betonarme elemanlar (kolon ve kiriş) ile de ilişkilendirilmiştir. Çatlamış betonu MCFT yeni bir malzeme olarak kendi gerilme-yerdeğiştirme ilişkisine göre oluşturmuştur. Çekme gerilmesi, çoğu betonarme eleman analizlerinde göz ardı edilemediği gibi burada da aynı şey uygulanmalıdır. Bunun yanında, teoride çekme katılaşmasının çatlamamış betona olan etkisinden de bahsedilmiştir. Birkaç araştırmacı, MCFT ile deney sonuçlarının karşılaştırılmasıyla aralarında iyi bir uyum olduğunu gözlemlemiştir.

2.3.9 Patwardhan (2005)

Patwardhan yanal yük-kesme yerdeğiştirme modelini MCFT'den yola çıkarak geliştirmiştir. Toronto Üniversitesi' nin geliştirdiği Response-2000 programı aracılığıyla MCFT uygulanmıştır. Ancak kolon analizinde kullanılmakta olan MCFT, tasarım yapılırken fazla zaman almasından dolayı Patwardhan kullanımı kolay olan denklemler oluşturmak istemiştir. Patwardhan kesme modeli eğrisi için dört nokta belirlemiştir. Şekil 2.10' de önerilen kesme modeli eğrisi gösterilmektedir.



Şekil 2.10 Yanal yük- kesme yerdeğiştirme modeli (Patwardhan,2005)

Şekil 2.10' da gösterilen eğri Sezen H.' nin önerdiği kesme modeli ile benzerlik göstermektedir. Ama Patwardhan' ın kendi kesme modelinde önerdiği bu eğri maksimum dayanımı kesme azalmasının başlangıcına kadar sabit kabul etmektedir. Tanımlanan ilk nokta kesme kırılma noktası olup bu noktanın değerleri $\Delta_{v,cr}$, $V_{v,cr}$:

$$\Delta_{v,cr} = \left(\frac{P}{50000} + 0.0062 \right) \quad (2.62)$$

$$V_{v,cr} = \left(\frac{P}{50000} + 0.0062 \right) \frac{GA_g}{L} \quad (2.63)$$

Yukarıda verilen denklemler inches ve psi cinsindedir. İkinci nokta maksimum dayanım noktası olarak tanımlanmıştır. Bu noktadaki dayanıma karşılık gelen kesme yer değiştirmesi, $\Delta_{v,n}$:

$$\Delta_{v,n} = \gamma_n L \quad (2.64)$$

Burada γ_n : maksimum dayanımda ortalama kesme yer değiştirmesini ifade etmektedir. Kolonda kesme-eğilme göçmesi meydana gelirse Denklem 2.65, kolon kesme göçmesi meydana gelirse Denklem 2.66 kullanılarak γ_n hesaplanır;

$$\gamma_n = \frac{1}{33000} \frac{f_y \sqrt{\rho_l}}{(a/d) \sqrt{\frac{P}{A_g f'_c}}} - 0.0006 \quad (2.65)$$

$$\gamma_n = \frac{1}{25000} \frac{(a/d) f_{yv} \sqrt{\rho_v}}{\sqrt{\frac{P}{A_g f'_c}}} - 0.0011 \quad (2.66)$$

Burada f_y ve f_{yv} ksi cinsindedir. Boyut oranı (a/d) ve eksenel yük oranı $(P/A_g f'_c)$ nın birimi bulunmamaktadır. Maksimum gerilmeye özel bir denklem tespit edilmemiş, aynı zamanda çeşitli araştırmacılar tarafından verilen denklemler arasından da öneride bulunulmamıştır. Response-2000 programı analiz raporunda verilen MCFT' den maksimum gerilme alınarak kullanılır. Maksimum dayanım noktası üzerindeki kesme davranış eğrisini MCFT tahmin etmektedir. Bundan dolayı modeldeki ilk iki noktayı belirlemek için diğer değişkenleri kullanmaya mecbur kalmıştır. Modeldeki üçüncü nokta

kesme dayanımı azalmasının başlangıcı olarak belirlenmiştir. Modelin ikinci noktası için kullanılan gerilmeler üçüncü noktada da aynı şekilde kullanılmıştır.

Gerin ve Adeber' in (2004) tavsiyelerinden yola çıkarak oluşturulan kesme yer değiştirmesi, $\Delta_{v,u}$:

$$\Delta_{v,u} = \gamma_u L \quad (2.67)$$

Burada γ_u : modeldeki son noktanın kesme birim şekil değiştirmesidir.

$$\gamma_u = \left(4 - 12 \frac{v_n}{f_c'}\right) \gamma_n \quad (2.68)$$

Burada v_n : maksimum dayanımda oluşan kesme gerilmesidir. Modelin son noktasında aksenal yükten dolayı göçme oluşur ve kesme gerilmesi sıfır olarak alınır. Sezen tarafından elde edilen değerler bu yer değiştirmede kabul edilerek kullanılmaktadır.

2.3.10 NZS (New Zealand Standard)-3101 (2006)

NZS (New Zealand Standard)-3101 (2006)' da tavsiye edilen kolon kesme dayanımı (V_n) denklemi, aksenal yük etkisiyle yanal yer değiştirmelerin etkisinde olan kolonlarda kayma sürtünmesi hariç tüm durumlar için;

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.69)$$

Beton katkısı ile oluşan kesme dayanımı, V_c :

$$V_c = k \left(1 + \frac{3N}{A_g f_c'}\right) A_c \quad (2.70)$$

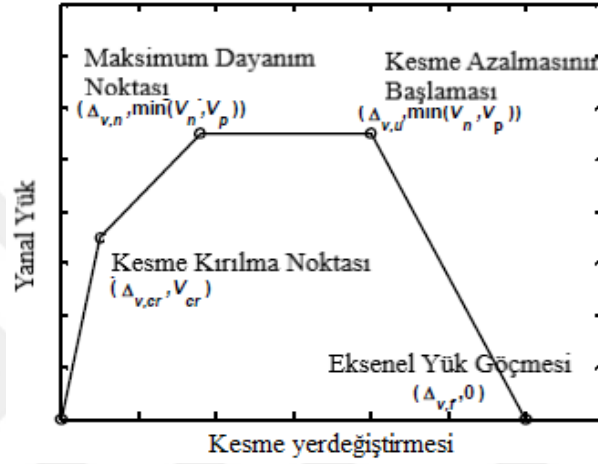
Burada k: etkili uzunluk faktörü, maksimum agrega boyutu 20 mm olanlar için 1, 10 mm olanlar için 0.85 alınır. Arada kalan değerler için interpolasyon yapılabilir. Donatı katkısı ile oluşan kesme dayanımı, V_s ;

$$V_s = \frac{A_v f_{yw} d}{s} \quad (\text{Dörtgen}) \quad (2.71)$$

$$V_s = \frac{\pi A_v f_{yw} d}{2s} \quad (\text{Dairesel}) \quad (2.72)$$

2.3.11 Sezen (2008)

Sezen MCFT analizine ve deneysel verilerle dayanarak basitleştirilmiş bir monotonik yanal yük-kesme yerdeğiştirme modeli geliştirmiştir. Toronto Üniversitesi'nin geliştirdiği Response-2000 programı aracılığıyla MCFT uygulanmıştır. Parçalı bir doğrusal yanal yük-kesme deformasyonu ilişkisi zarfı geliştirmek için, kesme deformasyonları ve dayanımları belirli kritik aşamalarda tahmin edilmelidir. Bu kritik aşamalar Sezen Şekil 2.11' de gösterildiği gibi 4 nokta ile tanımlanmıştır.



Şekil 2.11 Yanal yük- kesme yerdeğiştirme modeli (Sezen, 2008)

Tanımlanan kesme kırılma noktası (A noktası) Δ_{cr} , V_{cr} :

$$\Delta_{cr} = \frac{V_{cr}L}{GA_g} \quad (2.73)$$

$$V_{cr} = \left(\frac{P}{2f_c' A_g} + 0.10 \right) \frac{GA}{L} \quad (2.74)$$

Burada L =kolon yüksekliği, $G = 1820\sqrt{f_c'} =$ kesme modülü (Birimi MPa)

Tanımlanan maksimum kesme dayanımı noktası (B noktası) dır. Bu noktadaki kesme yerdeğiştirme, Δ_n :

$$\Delta_n = \gamma_n L \quad (2.75)$$

Denklem 2.76 kolonda kesme-eğilme göçmesi meydana geldiği zaman kullanılmaktadır. Eğilme dayanımından önce kesme göçmesi olan kolonların davranışı Patwardhan'da (2005) rapor edilmiştir.

$$\gamma_n = \frac{f_{yl}\sqrt{\rho_l}}{5000(a/d)\sqrt{\frac{P}{A_g f'_c}}} - 0.0004 \quad (MPa) \quad (2.76)$$

Burada f_{yl} : boyuna donatı akma dayanımı (MPa cinsindedir.)

Bir kolonun kesme tepkisi maksimum kesme dayanımına ulaşıncaya kadar MCFT tarafından makul derecede iyi tahmin edilebilir. Bununla birlikte kolon önemli bir mukavemet kaybı ve nihai eksenel yük göçmesi sergilerken, yanal yük altında ek kesme deformasyonları yaşar. Bu nedenle kesme azalmasının başlangıcı ve eksenel yük göçmesini gösteren en az iki nokta daha tanımlanmalıdır (C ve D noktası). Kesme gerilmesi azalması başlangıcı olarak belirlenen nokta modelin üçüncü noktasıdır. Modelin ikinci noktası için kullanılan gerilmeler üçüncü noktada da aynı şekilde kullanılmıştır. Bu modelde Gerin ve Adeber'in (2004) modeli değiştirilerek kesme yer değiştirmesi (Δ_u) belirlendi.

$$\Delta_u = \gamma_u L \quad (2.77)$$

$$\gamma_u = \left(4 - 12 \frac{v_n}{f'_c}\right) \gamma_n \quad (2.78)$$

Burada v_n maksimum dayanımdaki kesme gerilmesi olup $v_n = V_n/bd$ ile hesaplanır. Eksenel yük göçmesi son noktada oluşur ve kesme gerilmesi sıfır alınır.

3. MALZEME MODELLERİ

Bu bölümde analiz için gerekli olan beton ve çelik malzemelerinin çekme ve basınç modelleri verilmiştir. Bunlar;

- Sargısız beton basınç modeli,
- Sargılı beton basınç modeli
- Sargılı beton çekme davranış modeli,
- Sargısız beton çekme davranış modeli,
- Donatı çeliği çekme davranış modeli
- Donatı çeliği basınç davranış modelidir.

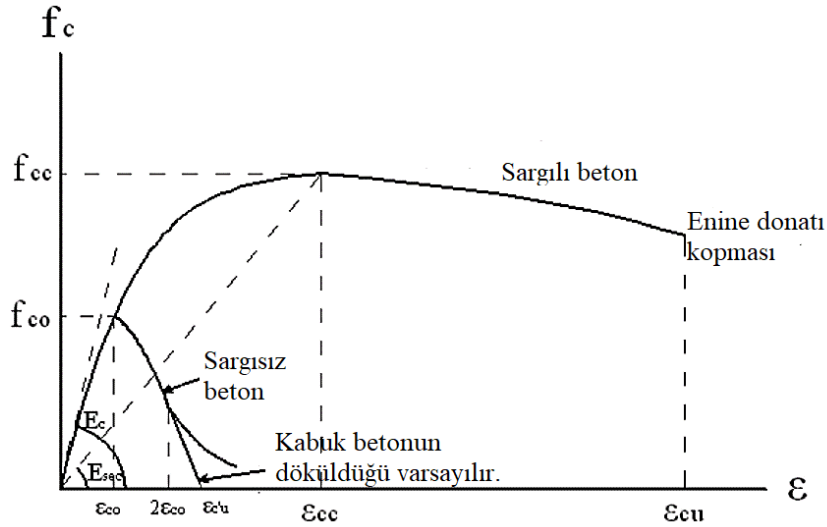
3.1 Beton Modelleri

Gerçek yapısal davranışın bilgisayar modellemesi, doğrusal olmayan modelleme yöntemi ile yapılmaktadır. Bu yöntemle gerçeğe yakın sonuçlar elde edildiğinden dolayı modelleme yapılırken yapı elemanlarının tüm özelliklerinin doğru olarak modellenmesi gereklidir. Gerçek bir betonarme bina incelendiğinde kolonlarda enine donatıyla (sargı donatısı) sarılmış çekirdek beton ve sarılmış bölgenin dışında kalan kabuk beton olduğu görülmektedir. Bunların ikisi de aynı beton olsa da sargılama etkisinden dolayı betonun gerilme-şekil değiştirme ilişkisi farklılıklar göstermektedir. Bundan dolayı beton sargılı ve sargısız kategorilerinde incelenecektir. Bu çalışmada Mander Beton Modeli sargısız ve sargılı beton için kullanılmıştır.

3.1.1 Beton basınç davranış modelleri

3.1.1.1 Mander sargılı beton modeli

Mander ve diğerleri (1988) tarafından hem dörtgen hem de dairesel enine donatıya sahip betonarme elemanlara uygulanabilen bir beton modeli önerilmiştir. Bu beton modeli Şekil 3.1' de gösterildiği gibi sargılı ve sargısız beton davranışından oluşmaktadır.



Şekil 3.1 Mander Beton Modeli (1988)

Beton modeline ait 2007 Türk deprem yönetmeliği (DBYBHY-2007) 'de verilen denklemler aşağıda verilmektedir:

$$f_c = \frac{f_{cc} * x * r}{r - 1 + x^r} \quad (3.1)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.2)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} * \left[1 + 5 * \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (3.3)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.4)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.5)$$

$$E_c = 5000 * \sqrt{f'_c} \quad (3.6)$$

Burada f_{c0} : sargısız beton basınç dayanımı, f_{cc} : sargılı beton basınç dayanımı, ε_{cc} : sargılı betonda maksimum dayanımda birim şekil değiştirme, ε_c : beton basınç birim şekil değiştirme, ε_{c0} : sargısız beton basınç dayanımında birim şekil değiştirme, E_{sec} : sargılı betonun sekant modülü, E_c : beton elastisite modülüdür.

3.1.1.2 Mander sargısız beton modeli

Sargısız beton, çekirdek dışında kalan kabuk betondur. Mander ve diğerleri tarafından önerilen sargısız beton modelinde sargı etkisi olmadığından dolayı $\varepsilon_{c0} = \varepsilon_{cc}$ ve $f_{c0} = f_{cc}$ ve olarak kabul edilir ve aşağıdaki denklemler kullanılarak Mander sargısız beton modeli oluşturulabilir.

$$f_c = \frac{f_{c0} * x * r}{r - 1 + x^r} \quad \varepsilon_c \leq 2\varepsilon_{c0} \quad (3.7)$$

$$f_c = f_{c0} \left(\frac{2 * r}{r - 1 + 2^r} \right) \left(1 - \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{c0}}{\varepsilon'_{cu} - 2 * \varepsilon_{c0}} \right) \quad 2\varepsilon_{c0} \leq 2\varepsilon_c \leq \varepsilon'_{cu} \quad (3.8)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \quad (3.9)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.10)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{c0}}{\varepsilon_{c0}} \quad (3.11)$$

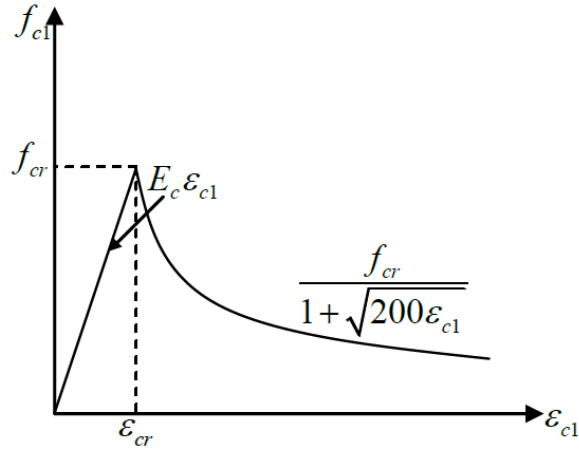
$$E_c = 50000 * \sqrt{f'_{c0}} \quad (3.12)$$

Denklemden ε'_{cu} : sargısız betonda kabuk betonun dökülmesi sonrasında nihai birim şekil değiştirmesidir.

3.1.2 Beton Çekme Davranış Modelleri

3.1.2.1 Sargılı beton çekme modeli

Çekme gerilmesine maruz kalan beton için, Vecchio ve Collins (1986) tarafından geliştirilen beton çekme davranışı modeli kullanılmıştır. Betonun çekme gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi Şekil 3.2'de görüldüğü gibi beton çekme birim şekil değiştirme ε_{c1} ve beton çekme gerilmesi f_{c1} , ile ilişkilendirilir.



Şekil 3.2 Çekme altında beton davranışı

Beton çatlamadan önceki çekme gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi;

$$f_{c1} = E_c * \epsilon_{c1} \quad 0 \leq \epsilon_{c1} \leq \epsilon_{cr} \quad (3.13)$$

Burada ϵ_{cr} ; betonun tek eksenli kırılma mukavemetine karşılık gelen kırılma birim şekil değiştirmesi, f_{cc} ve f_{cr} MPa cinsinden basınç gerilmesidir. Bu veriler şu şekilde elde edilir.

$$\epsilon_{cr} = \frac{f_{cr}}{E_c} \quad (3.14)$$

$$E_c = \frac{2 * f_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (3.15)$$

$$f_{cr} = 0.35 * \sqrt{f_{cc}} \quad (3.16)$$

Beton çatladıktan sonraki çekme gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi Denklem 3.17'den hesaplanmakta olup büyük betonarme elemanlar için Denklem 3.18'den hesaplanır;

$$f_{c1} = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{200 * \epsilon_{c1}}} \quad 0 \leq \epsilon_{c1} \leq \epsilon_{cr} \quad (3.17)$$

$$f_{c1} = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{500 * \epsilon_{c1}}} \quad 0 \leq \epsilon_{c1} \leq \epsilon_{cr} \quad (3.18)$$

3.1.2.2 Sargısız beton çekme modeli

Çekme gerilmesine maruz kalan beton için, Vecchio ve Collins (1986) tarafından geliştirilen beton çekme davranışı modeli kullanılmıştır. Betonun çekme gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi Şekil 3.2' de görüldüğü gibi beton çekme birim şekil değiştirme ε_{c1} ve beton çekme gerilmesi f_{c1} , ile ilişkilendirilir.

Beton çatlamadan önceki çekme gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi;

$$f_{c1} = E_c * \varepsilon_{c1} \quad 0 \leq \varepsilon_{c1} \leq \varepsilon_{cr} \quad (3.19)$$

$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_{cr}}{E_c} \quad (3.20)$$

$$E_c = \frac{2 * f_{c0}}{\varepsilon_{c0}} \quad (3.21)$$

$$f_{cr} = 0.35 * \sqrt{f_{c0}} \quad (3.22)$$

Beton çatladıktan sonraki çekme gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi denklem 3.23'den hesaplanmakta olup büyük betonarme elemanlar için Denklem 3.24'den hesaplanır;

$$f_{c1} = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{200 * \varepsilon_{c1}}} \quad 0 \leq \varepsilon_{c1} \leq \varepsilon_{cr} \quad (3.23)$$

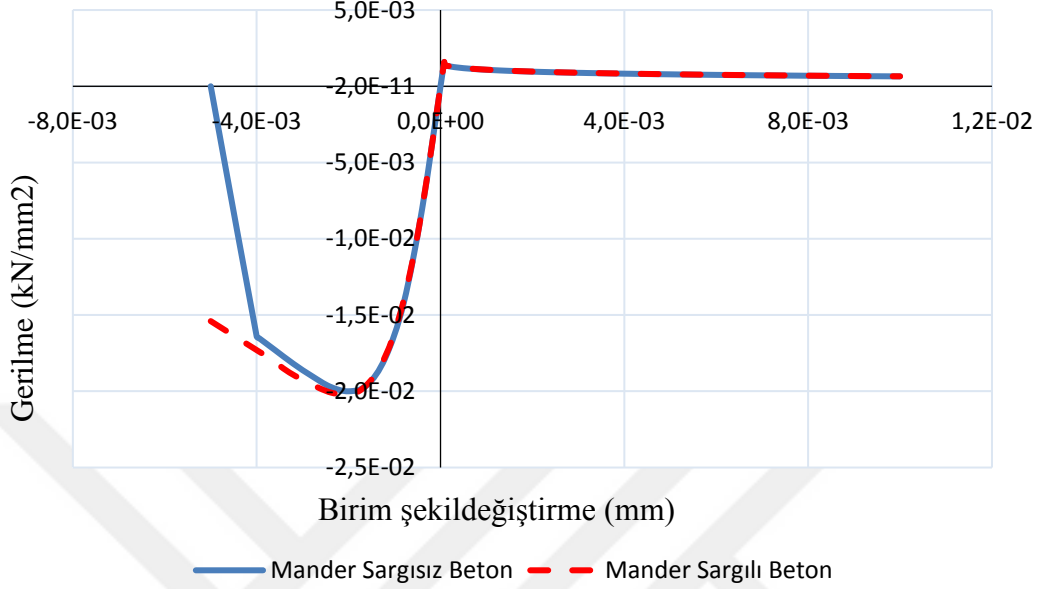
$$f_{c1} = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{500 * \varepsilon_{c1}}} \quad 0 \leq \varepsilon_{c1} \leq \varepsilon_{cr} \quad (3.24)$$

3.1.3 SAP2000' de kullanılan sargılı ve sargısız beton modelleri

Betonun basınç mukavemeti çok yüksek olmasına rağmen çekme mukavemeti çok düşüktür. Hesaplamalarda genellikle düşük olan bu çekme mukavemeti ihmal edilmektedir. Ancak bu çalışmada betonun çekme mukavemeti ihmal edilmemiştir. Modellemede beton malzemesi olarak C20 türü beton kullanılmıştır.

Mander Sargılı-Sargısız Beton Modellerinin basınç etkisi SAP2000'den alınmış olup çekme etkisi yukarıda bahsedilen çekme formülleri ile hesaplanmıştır. Mander sargısız beton modelinde, beton maksimum gerilmeye ulaştığında oluşan birim şekil değiştirme (ε_{c0}) 0.002 alınmış olup sargısız beton eğrisi ($2\varepsilon_{c0}$) 0.004 değerine ulaştıktan sonra kabuk betonunun döküldüğü varsayılarak doğrusal bir şekilde nihai birim şekil

değiştirme değerine ulaşır ve eğri (ϵ'_{cu}) 0.005 değerindeyken beton dayanımı sıfır olur. Tez çalışmamda kullandığım sargılı ve sargısız beton modeli Şekil 3.3 de verilmiştir.



Şekil 3.3 Sargılı-Sargısız Beton Modeli

3.2. Çelik Modelleri

3.2.1 Çelik çekme davranış modeli

Donatı çeliğinin çekme davranışı, üç bölge tanımlanarak oluşturulmuştur. Bunlar; akma platosu, elastik davranış ve doğrusal olmayan birim şekil değiştirme-pekleşme bölgeleridir. Bu çalışmada, çelik gerilmesini hesaplarken DBYBHY-2007 'de verilen aşağıdaki denklemler kullanılmıştır. Ancak DBYBHY-2007 'de akma bölgesi sabit verilmiştir. Bu çalışmada SAP2000'de modelin iterasyona girebilmesi için akma bölgesinde elastik bölgedeki elastisite modülünün %1'i kadar bir eğim verilmesi gerek olduğundan $\alpha = 0,01$ katsayısı bu bölgede ki denklemin katsayısı olarak kullanılmıştır.

$$f_s = E_s * \epsilon_s \quad \epsilon_s \leq \epsilon_y \quad (3.25)$$

$$f_s = f_y + (\epsilon_s - \epsilon_{sh})\alpha E_s \quad \epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh} \quad (3.26)$$

$$f_s = f_u - (f_u - f_{sh}) \left(\frac{\epsilon_s - \epsilon_{sh}}{\epsilon_u - \epsilon_{sh}} \right)^2 \quad \epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_u \quad (3.27)$$

Burada f_s ; çelik gerilmesi, f_y ; Çelik akma dayanımı, f_u ; Çelik nihai dayanımı, E_s ; çeliğin elastisite modülü, ε_s ; çelik birim şekil değiştirmesi, ε_y ; çelik akma birim şekil değiştirmesi, ε_u ; Çelik nihai birim şekil değiştirmesi, ε_{sh} ; çeliğin pekleşmeye başladığı birim şekil değiştirmesi ve a ;akma platosunun eğim katsayısıdır. Betonarme yapıdaki kolonlar için, boyuna ve enine donatı çeliği olarak S220 çeliği kullanılmış olup, çelik modelini tanımlarken aşağıdaki değişkenler kullanılmıştır:

$$f_y = 220 \text{ MPa} \quad \varepsilon_{sh} = 0.0011$$

$$f_u = 275 \text{ MPa} \quad \varepsilon_u = 0.16$$

$$E_s = 2 * 10^5 \text{ MPa} \quad a = 0.01$$

3.2.2 Çelik basınç davranış modeli

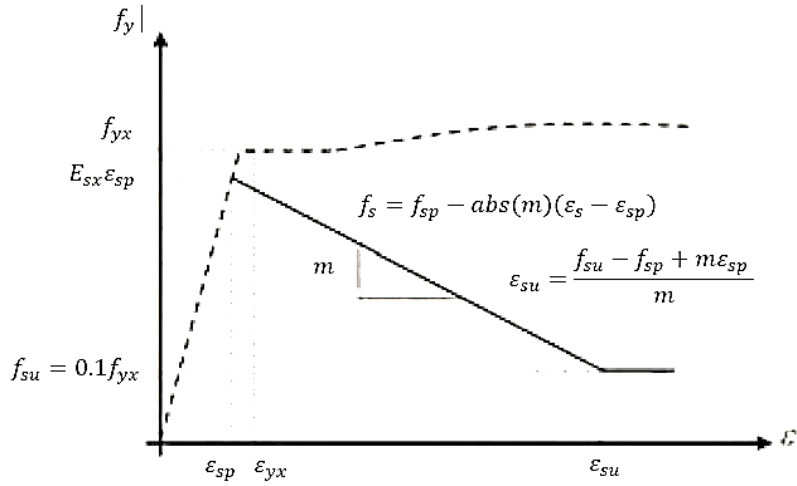
Basınç donatı çubuklarında; donatının eksenine boyunca etki eden basınç kuvveti, elemanın güvenle taşıyabileceği yük kapasitesinin üzerine çıktığı zaman eleman eksenine dışına çıkarak eğilmeye başlar ve bu olaya “Basınç Çubuğunun Burkulması” denilmektedir. Donatı çubuğunun burkulmasıyla kesit büyük yanal deformasyona uğrayabilir. Çok fazla yükleme altında betonun basınç yüzeyinde sergilediği davranış bazı faktörlerden etkilenmektedir. Bunlar; boyuna basınç donatısı miktarı, kesit boyutu, çekirdek beton kalınlığı ve enine donatı miktarıdır. Kolonlarda Basınç kuvveti arttıkça ve kesit kapasitesine yaklaştıkça kabuk beton çatlamaya ve dökülmeye başlar. Kabuk betondaki dökülme başlayınca burkulmayı ve yanal basıncı enine donatılar önler.

Bu çalışmada, basınç çubuklarının burkulma modeli olarak Şekil 3.4' te verilen model kullanılmış ve donatı çeliği basınç modeli oluşturulmuştur. Donatı çeliği basınç modeline göre, kabuk beton dökülmeye başladığı anda boyuna donatı çubuklarındaki basınç gerilmelerinde azalma başlar. Basınç gerilmelerinin azalmasıyla, kesitin enine derinliği boyunca çelik katmandaki ilgili gerilme eğilme gerilme dağılımından hesaplanabilir. Bu birim şekil değiştirme, Şekil 3.4' te gösterilmekte olan ε_{sp} 'dir. Bu nokta, eğilme Şekil değiştirme seviyesine bağlı olarak çelik için gerilme-şekil değiştirme ilişkisinde herhangi bir noktaya düşebilir. Çelik gerilmeleri, gerilme-şekil değiştirme ilişkilerini şekil değiştirmeler bu sınıra ulaşıncaya kadar takip eder ve donatıdaki basınç

gerilmeleri, tepe gerilme noktasından sonra Denklem 3.28 ile hesaplanan bir eğime (m) sahip doğrusal bir çizgi grafiği olarak tanımlanan yeni bir yol izler. Bu eğime bağlı olan dayanım noktasına kadar grafik devam etmektedir. (Inoue & Shimizu, 1988).

$$m = 100\varepsilon_{yx} \left(\frac{1}{\sqrt{1 + 0.005\lambda^2}} - 1 \right) E_{sx} \lambda = \frac{\alpha s_h}{i_r} \quad (3.28)$$

Burada ε_{yx} : boyuna donatı çubuklarının akma şekil değiştirmesi, E_{sx} : boyuna donatının elastisite modülü, s_h : donatı aralığı, i_r : boyuna donatının dönme yarıçapıdır. α : orta çubuklar için 0.5, köşe çubuklar için 1 alınır.

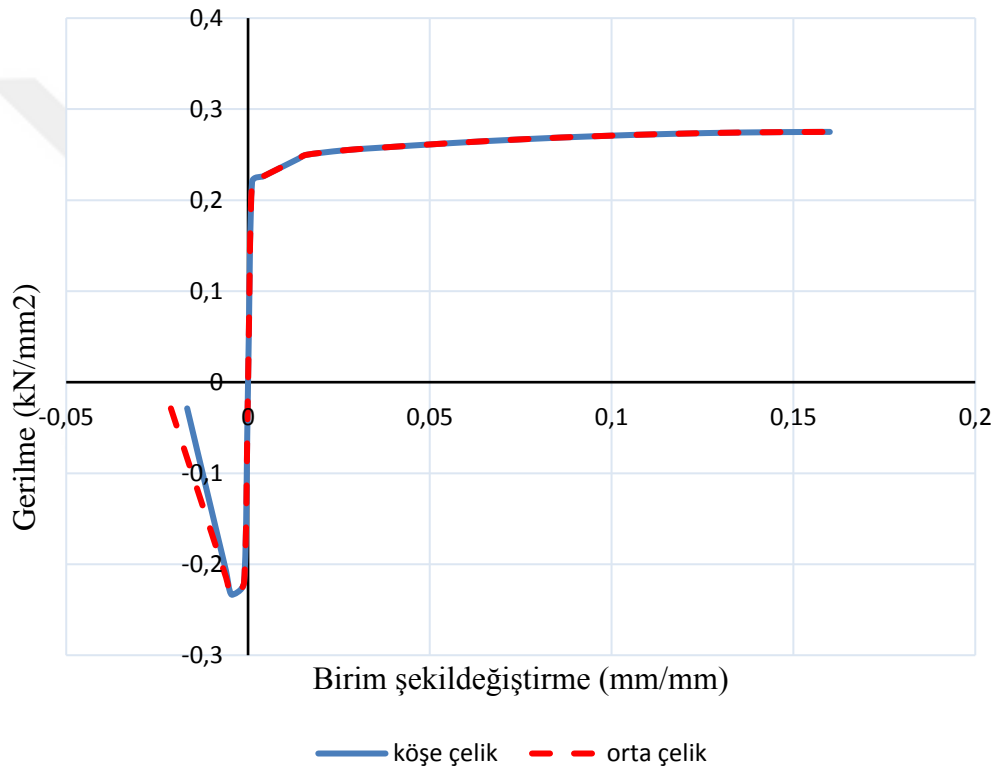


Şekil 3.4 Basınç çubuklarının burkulma modeli

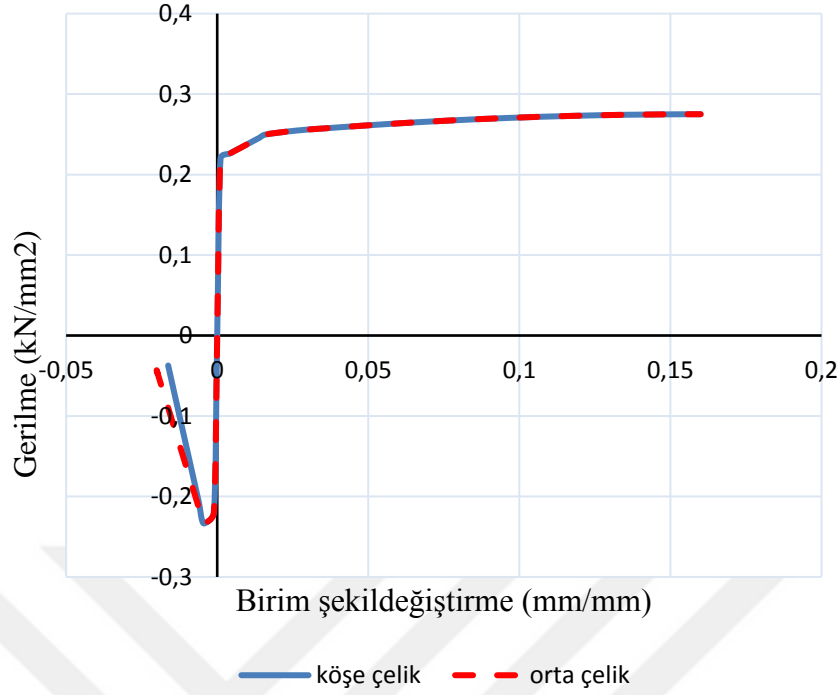
Basınç çubuklarının burkulmasını etkileyen önemli değişkenler; boyuna donatının çapı ve enine donatının aralığıdır. Etriye aralığı fazla olan enine donatılarla sarılmış çapı küçük donatılar, etriye aralığı az enine donatı ile sarılmış çapı büyük donatılara göre burkulma eğilimi daha fazladır. Bundan dolayı, önerilen modelde, enine donatı aralığının boyuna donatı çapına oranı (s_h/d_b) 5'ten daha az olduğunda burkulma düşünülmez ve donatıdaki basınç davranışı ve çekme davranışı birbirine benzerdir. s_h/d_b oranı 11,00'in den fazla olduğunda donatı akar akmaz burkulur. s_h/d_b oranı 5.00-11.00 arasında olanlar için, burkulma sonrası yumuşama, önerilen modelde kabuk betonunun döküldükten hemen sonra gerçekleşeceği düşünülmektedir.

3.2.3 SAP2000'de kullanılan çelik modelleri

Çalışmada kullanılan donatı çeliği modelini oluştururken pekleşmeli model esas alınmıştır. Donatı çeliği çekme modeline ait denklemler Bölüm 3.2.1 'de ayrıntılı olarak anlatılmaktadır. Çeliğin basınç davranışı modeli ise Bölüm 3.2.2' de anlatılan çelik basınç modeli denklemleri kullanılarak oluşturulmuştur. Bu çalışmada boyuna donatı olarak $\emptyset 12$ ve $\emptyset 14$ iki çeşit donatı kullanılmaktadır. Bunlar kolon ve kirişler için çekme modeli oluşturulurken Köşe ve Orta çelik diye gruplandırılıp çekme modelleri ayrı ayrı oluşturulmuştur. Oluşturulan çelik modelleri Şekil 3.5 ve Şekil 3.6 'da gösterilmektedir.



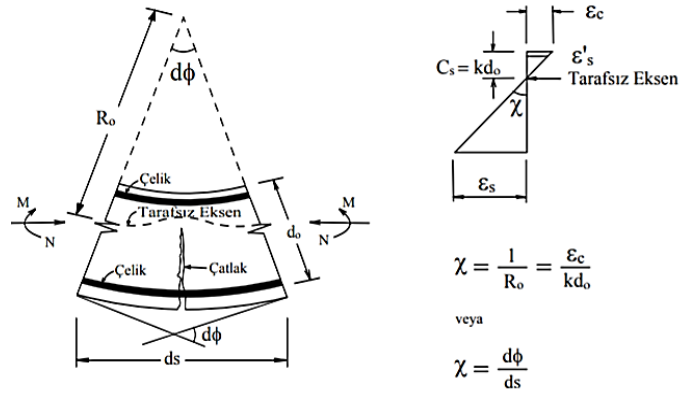
Şekil 3.5 Çelik Basınç-Çekme Davranışı ($\emptyset 14$)



Şekil 3.6 Çelik Basınç-Çekme Davranışı (Ø12)

3.3 Moment-Eğrilik İlişkisi

Depreme dayanıklı betonarme yapıları tasarlamak için yapıyı oluşturan elemanların davranışını bilmek gerekir. Bir kesitin üzerinde sürekli artan eğilme veya aksenal yük için "moment-eğrilik" ilişkisi olarak tanımlanan moment eğriliği, ters çevrimsel yükler durumunda bile söz konusu kesitin davranışını anlamamanın en iyi yoludur. Aynı zamanda betonarme bir kesitin; yutulan enerji miktarı, rijitlik, dayanım ve rijitlik kaybı, dönme sünekliği gibi özelliklerine moment-eğrilik ilişkisi ile ulaşılabilir. Moment-eğrilik ilişkisi gerçek malzeme davranışını temel aldığından dolayı kullanılan malzeme modelleri olabildiğince gerçekçi olmalıdır. Eğilme momentlerinin, eğilme çatlaklarına ve akmasına karşılık gelen eğriliklerin sayısal değerler; kesitin geometrisinden, mevcut aksenal yük miktarından, beton ve donatı çeliğinin özelliklerinden kesitin derinliği boyunca bernoulli hipotezi ile hesaplanabilir. Eğrilik (C), aksenal yük veya eğilmeye maruz kalan kesitin birim dönme açısıdır. (Şekil 3.7).



Şekil 3.7 Eğrilik hesabı

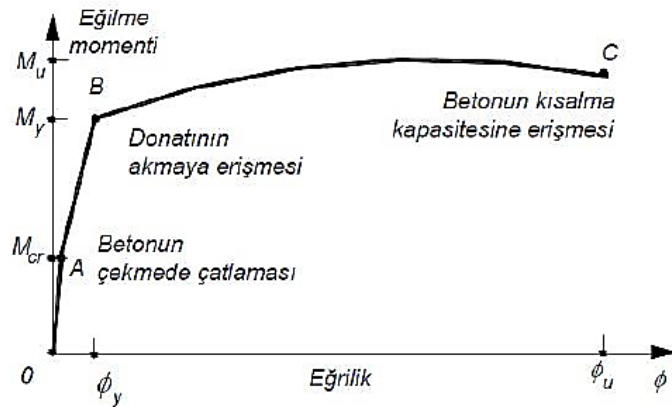
$$eğrilik = \phi = \frac{d\phi}{ds} = \frac{1}{R_o} \quad (3.29)$$

Eğilme momenti uygulanan kesitlerde, moment ve eğrilik arasındaki bağlantı:

$$\phi = \frac{M}{EI} \quad (3.30)$$

Burada EI : eğilme rijitliğidir.

Bir kesitin Moment-eğrilik ilişkisini en doğru sonucuna deneyler yaparak ulaşılabilir. Ama deney yapmak hem zor hem de ekonomik olmadığı için analitik yöntemlere başvurulmaktadır. Şekil 3.8' de basit eğilme uygulanan betonarme dikdörtgen kesitlerde oluşan moment-eğrilik ilişkisi verilmektedir.[Celep, 2007].



Şekil 3.8 Moment-eğrilik ilişkisi grafiği

Şekil 3.8'deki grafiğe bakıldığında moment-eğrilik ilişkisi 3 bölümde incelenmiştir. İlk bölümdeki, ϕ_{cr} : kesitte çatlakların başladığı anı, M_{cr} : çatlak oluşmasını sağlayan momenti ifade etmektedir. Bu moment hesaplarken betonun elastik davranış gösterdiği varsayılmaktadır. İkinci bölümde donatılar akmaya erişecek ve betonda plastik şekil değiştirmeler (ϕ_y) oluşacaktır. M_y : beton akma momentini ifade eder. Üçüncü bölümde ise plastik davranış sergileyen kesitteki donatı eğilme momenti arttıkça uzamaya başlayarak kopacaktır. M_u : kesitin taşıma gücünü ifade eder. Grafikte verilen A, B, C noktaları arasındaki ilişki idealize edilmiştir.

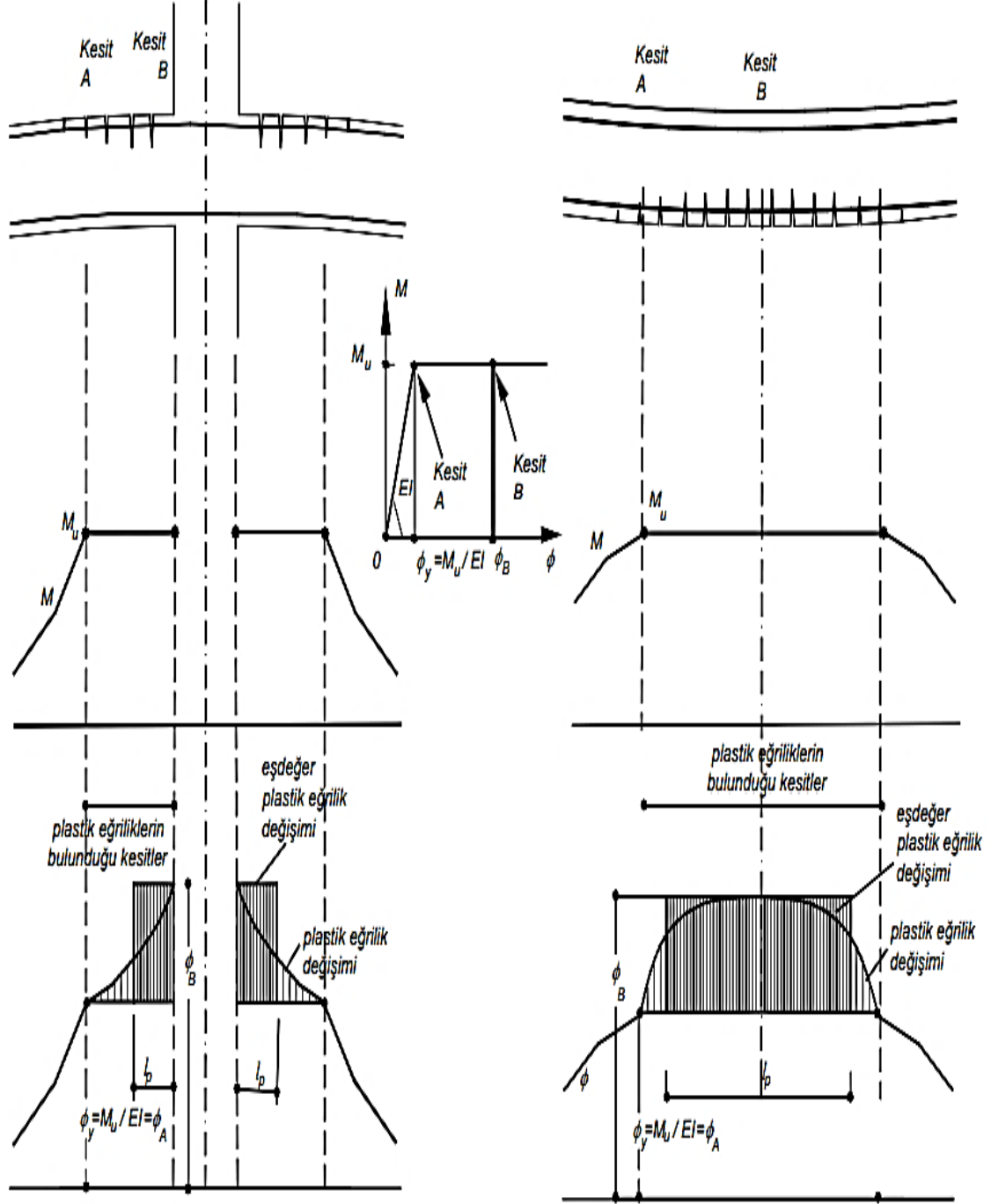
3.4 Plastik Mafsallı Hipotezi

Plastik mafsallı, belirli bir kapasiteye kadar eğilme momenti taşıyıp, kapasitesini aşan eğilme momentine maruz kaldığında ise şekil değiştirmelerin yoğunlaştığı noktalardır. Plastik mafsalda çok küçük bir moment ile dönme gerçekleşmekte ve plastik mafsallı bölgede eğriliğin sabit olduğu kabul edilmektedir. Bununla birlikte plastik mafsallarda oluşan dönme kolaylıkla görülüp hesaplanabilir (İnel ve diğ., 2008). Plastik mafsallı diğer mafsallardan ayıran özellik ise momente bir dereceye kadar tolerans göstermesidir. Sünek davranış gösteren çelik yapılar, belirli koşullar altındaki betonarme yapılar gibi sistemlerde plastik mafsallı hipotezi sayesinde taşıyıcı sistem hesaplamaları kolaylaştırılabilir.

Kuvvet altındaki malzemenin kuvvet doğrultusunda şekil değişimine müsaade etmesi süneklik olarak tanımlanmakta olup göçme anındaki süneklik oranını büyük olduğu bilinmektedir. Nonlinear (doğrusal olmayan) şekil değiştirmelerin küçük bir alana yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekil değiştirmeleri plastik mafsallı bölgede toplanır ve bunun dışındaki diğer bölgelerde sistemin doğrusal-elastik davrandığı kabul edilebilir. Bu hipotez plastik mafsallı hipotezi olarak adlandırılır. (Özer e. 2008)

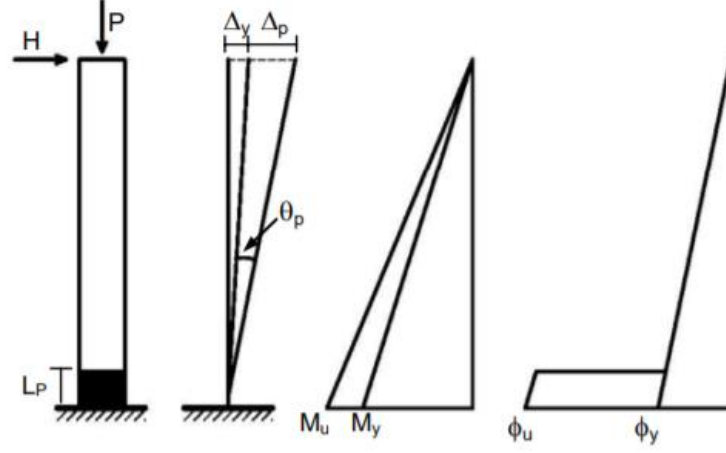
Kirişler basit eğilme altında plastik şekil değiştirmelere maruz kalır. Bu plastik şekil değiştirmeler kiriş eksenini boyunca meydana gelmektedir. Kirişlerin mesnet ve açıklık bölgelerindeki plastik şekil değiştirmeleri Şekil 3.9' da gösterilmektedir. Şekilden, Kesit A'da momentin M_u değerine ulaşmış olduğunu ve ϕ_y akma eğriliğinin oluşmuş olduğunu görebiliriz. Kolonun yüzüne yakın bölgede olan kesit B' de ise moment değişmeden aynı

değerde kalırken, plastik eğrilikler oluşmaktadır. Bu iki kesitin birbirine göre dönmesini aralarındaki eğriliklerin toplamı verir.



Şekil 3.9 Kirişte mesnet ve açıklıkta plastik mafsallı kabulü (Celep, 2007)

Türkiye Bina deprem yönetmeliğinde de yer alan (TBDY-2018) yığılı plastik davranış hipotezine göre; elemanlara ait nonlinear davranış değişkenleri, bu davranışın elemanın net açıklıklarının uç bölgelerinde yoğun bir şekilde oluşacağını kabul etmektedir. (Şekil 3.10)



Şekil 3.10 Plastik davranış modeli (Özmen ve ark. 2007)

4. DEFORMASYON BİLEŞENLERİ

Betonarme yapıya dış yükler etkideğinde yapıda 3 ayrı deformasyon meydana gelmektedir. Bunlar; eğilme, donatı sıyrılması ve kesme deformasyonlarıdır. 3 deformasyonun toplamı yanal deformasyona eşittir. Bu deformasyon bileşenleri oluşturulan yapı modelinden ayrı ayrı tahmin edilir ve sonra bu üçü birlikte modele eklenip toplam yanal deformasyon elde edilir. Daha sonra kategori sınıfları belirlenerek plastik mafsallık eğrileri oluşturulur.

Yukarıda yerdeğiştirme deformasyon bileşenlerinin uyulması gereken analitik yöntemler sunulmuştur. İlk olarak, bu 3 deformasyon bileşeninin her birinin yanal deformasyonunu belirleyebilmek için deformasyon bileşeni modelleri, daha sonra toplam yanal deformasyonun model ayrıntıları verilmiştir.

4.1 Eğilme deformasyonu

Betonarme bir kesitin eğilme tepkisi, Bernoulli denklemini kullanan moment eğriliği analizi uygulanarak hesaplanabilir. Moment-eğrilik analizi, her malzemenin doğrusal olmayan davranışını doğru bir şekilde yakalayabilen beton ve donatı çeliğinin yapısal modellerini kullanır. Betonarme bina kesitleri modellenirken sargılı (çekirdek beton) ve sargısız (kabuk beton) betonlar SAP 2000 içerisindeki Mander beton modeli kullanılarak ayrı ayrı modellenmiştir. Maksimum sargısız beton şekil değişimi 0.005'dir.

Donatı çeliği; akma platosu, doğrusal olmayan şekil değişimi-pekleşme bölgesi ve doğrusal elastik davranışı göz önüne alınarak modellenmiştir. Eğilme deformasyonları sonucunda oluşan yanal yerdeğiştirme, Δ_f , Denklem 2.1 ile hesaplanabilir.

Plastik deformasyon bölgeleri betonarme yapı elemanlarının akma dayanımı aşıldığında, kolon uçlarında oluşacak ve içe doğru yayılacaktır. Plastik deformasyonların bulunduğu bu bölgeler plastik mafsallık olarak tanımlanır. Eğilme dönmelerinin hesaplanmasındaki plastik mafsallık yönteminde, elastik ve elastik olmayan eğrilikler ayrı ayrı modellendikten sonra birleştirilmektedir. Moment ve eğrilik arasında elastik bölgede doğrusal bir ilişki olduğu varsayılır ve elastik olmayan eğrilik, plastik mafsallık uzunluğu L_p

boyunca toplanır. L_p , Moehle'nin (1992) önerdiği gibi kesit derinliğinin yarısı olarak alınır. Bu çalışmada betonarme yapıdaki farklı kesit derinlikleri için L_p ayrı ayrı hesaplanmıştır.

4.2 Donatı sıyrılması deformasyonu

Betondaki donatı çubuğuna bir çekme kuvveti etkidiğinde, çubukta oluşan şekil değiştirme, çubuğun gömülü olduğu taraftaki uzunluğu boyunca birikmektedir. Betonarme bir yapı eğilme momentine maruz kaldığında da aynı durum görülür. Kesitte çekme bölgesinde kalan beton, çekme kuvvetine karşı zayıftır, yüklerin bu bölgeye etkimesiyle birlikte çatlamlar oluşur ve kolonun tabanla olan bağlantısı zayıflar. Bunun sonucunda, kolondan ankraj betonun doğru donatı çubukları çekme yüklerini taşır. Ankraj betonundaki beton-çelik ara yüzündeki aderans gerilmeleri, donatı çubuklarında betona gömülü uzunlukları boyunca bir çekme gerilme şekil değişimine sebep olmaktadır. Çelik gerilmeleri, gömülü çubuğun çıkmaz ucunun, kiriş-kolon yüzünün veya kiriş-temel bağlantısının sıfır noktasından başlayıp maksimum değere kadar değişir. Bu gerilimlerin dağıldığı ve aderans gerilmeleriyle betona aktarıldığı çubuğun uzunluğuna, gelişme uzunluğu denilmektedir. Gerilmenin gelişme uzunluğu boyunca birikmesiyle çubukta uzama meydana gelir. Çubukta oluşan bu uzama, donatı sıyrılması olarak tanımlanır. Şekil 2.1'de gösterildiği gibi kolonda rijit-cisim dönmesinin oluşmasına neden olur. Donatı sıyrılması deformasyonu, toplam yanal deformasyonların %25-40' ı kadarını oluşturan yanal yer değiştirmeler ile sonuçlanmaktadır. (Sezen, 2002).

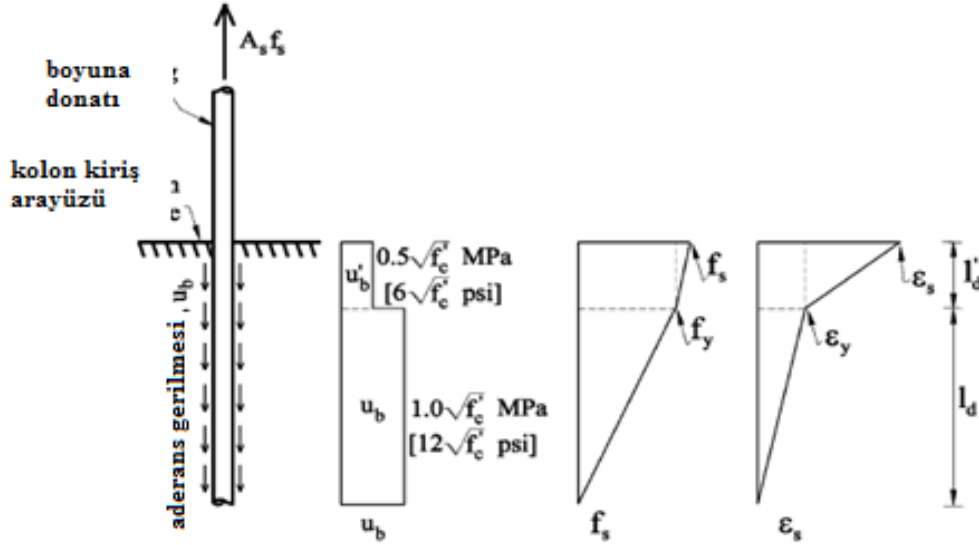
Moment-eğrilik analizi kullanılarak hesabı yapılabilen eğilme deformasyonları, donatı sıyrılmasıyla oluşan yanal deformasyonları hesaplama yaparken kullanmaz. Toplam yanal deformasyonun bir başka bileşenide donatı sıyrılması deformasyonlarıdır. Bundan dolayı, donatı sıyrılması deformasyonlarının hesabı ayrı yapılmalı ve betonarme bir yapının toplam dönmesi hesaplanırken eğilme ve kesme deformasyon bileşenlerine eklenmelidir.

Boyuna donatı çubuklarının sıyrılma deformasyonunu hesaplayabilmek için betonarme kesitin moment-dönme ilişkisine bağlı analitik bir model geliştirilmiştir. Bu çalışmada, donatı sıyrılmasından kaynaklanan yanal yerdeğiştirme Sezen ve Moehle

(2003) 'nin önerdiği, Sezen ve J.Setzler (2008) tarafından geliştirilen bir modelle hesaplanmıştır. Bu çalışmada geliştirilen analitik modelleme formülasyonları kullanılarak betonarme bir yapının donatı sıyrılması deformasyonları belirlenmiştir. Aderans gerilmesinin değeri; elastik aralıktaki çelik davranışı için $u_b = 1\sqrt{f'_c}$ (MPa), elastik olmayan aralıktaki çelik davranışı için $u'_b = 0,5\sqrt{f'_c}$ (MPa) olarak alınmıştır. Donatı çubuğunun yük etki eden ucunda oluşan sıyrılma, iki-aşamalı şekilde değişime dağılımının, gelişme uzunluğu boyunca integrali alınarak:

$$sıyrılma = \int_0^{l_d+l'_d} \varepsilon(x)dx \quad (4.1)$$

Burada l_d ve l'_d , sırasıyla donatı çubuğunun elastik ve elastik olmayan bölge için gelişme uzunluklarıdır. Aderans gerilmeleri her aralıkta eşit olduğundan dolayı şekildeğişime dağılımı Şekil 4.1' de gösterildiği gibi iki aşamalıdır.



Şekil 4.1 Aderans-sıyrılma modeli için şekil değıştirme ve kuvvet dağılımları (Sezen ve Setzler,2008)

Denklem 4.1'in integrali alınarak donatı çubuklarının uzaması veya sıyrılmasıyla ilgili denklemler oluşturulur:

$$\begin{aligned}
sıyrılma &= \frac{\varepsilon_s l_d}{2} & \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\
sıyrılma &= \frac{\varepsilon_y l_d}{2} + \frac{(\varepsilon_y + \varepsilon_s) l'_d}{2} & \varepsilon_s > \varepsilon_y
\end{aligned} \tag{4.2}$$

Burada ε_s : çubuğun yük etki eden ucundaki şekil değiştirme, ε_y : çelik akma şekildeğiştirmesidir. Elastik ve elastik olmayan bölgeler için gelişme uzunlukları aşağıdaki denklemlerle hesaplanabilir:

$$l_d = \frac{f_s d_b}{4u_b} \tag{4.3}$$

$$l'_d = \frac{(f_s - f_y) d_b}{4u'_b} \tag{4.4}$$

Burada f_s : çubuğun yük etki eden ucundaki gerilme, f_y :donatı çeliği akma gerilmesi, d_b : boyuna donatı çapıdır. Denklemler 4.3 ve 4.4, elastik ve plastik gelişme uzunlukları için Denklem 4.2'ye göre ortaya çıkarılır ve varsayılan ortalama iki aşamalı aderans gerilmelerini kullanarak, sıyrılma:

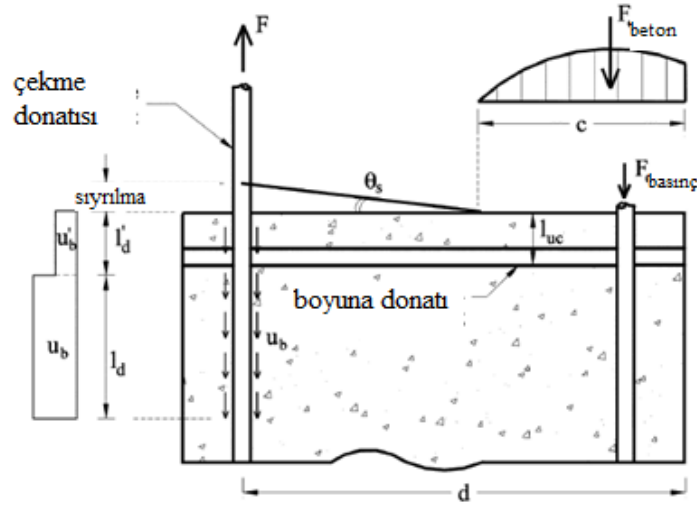
$$sıyrılma = \frac{\varepsilon_s f_s d_b}{8u_b} \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \tag{4.5}$$

$$sıyrılma = \frac{\varepsilon_y f_y d_b}{8u_b} + \frac{(\varepsilon_y + \varepsilon_s)(f_s - f_y) d_b}{8u'_b} \quad \varepsilon_s > \varepsilon_y \tag{4.6}$$

Donatı sıyrılmasının neden olduğu dönme hesabı ile ilgili çeşitli araştırmalar Bölüm 2'de açıklanmıştır. Bu çalışmada donatı sıyrılmasının neden olduğu dönme, şekil 4.2'den hesaplanabilir.

$$\theta_s = \frac{sıyrılma}{d - c} \tag{4.7}$$

Burada d ve c : çekme çubuğunun ve nötr eksenin asal basınç lifinden merkeze olan mesafeleridir.



Şekil 4.2 Donatı sıyırılmasının neden olduğu dönme (Sezen ve Setzler, 2008)

Bir konsol kolonunun serbest ucundaki donatı sıyırılmasının neden olduğu yanal yerdeğiştirme, kolon uzunluğundan L ve sıyırılma dönmesi θ_s den hesaplanabilir:

$$\Delta_s = \theta_s L \quad (4.8)$$

4.3 Kesme Deformasyonları

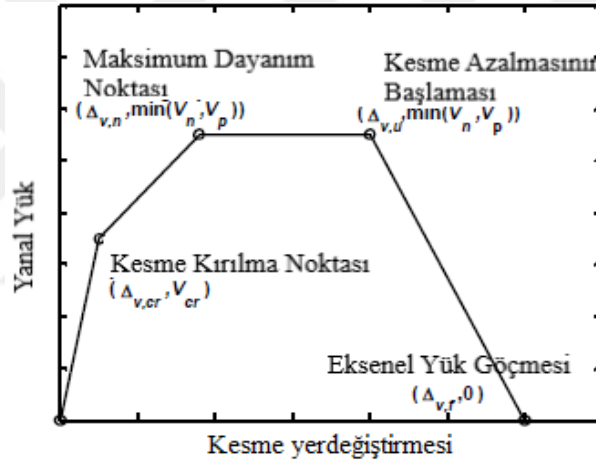
Geçmişte ve günümüzde tasarlanıp inşa edilen betonarme yapı elemanlarının mühendislik tasarımı ve araştırmasında kesme deformasyonları 3 ana sebepten dolayı göz ardı edilmiştir. Bunlar;

1. Kesme deformasyonlarını eğilme deformasyonundan bağımsız olarak ölçülmesinin zor olmasıdır. Kolondaki kesme deformasyonları ölçümünün doğru yapılabilmesi için, kolon eksenine eğimli bir dizi gerginlik ölçüsü yerleştirilmelidir.
2. Çatlamış betonarme kesitte oluşan kesme davranışı tam olarak anlaşılmamış ve bu davranış için uygun olabilecek bir model üzerinde fikir birliği yoktur. Son zamanlarda yapılan betonun kesme davranışı araştırmaları Bölüm 2'de verilmektedir.
3. Kesme deformasyonları, eğilme deformasyonlarına göre küçük olduğundan göz ardı edilmektedir.

Eğilme ve sıyrıma deformasyonu gibi kesme deformasyonu da toplam yanıl deformasyonun bir bileşenidir. Kesme deformasyonunun bazı durumlarda yapının göçme kriteri olabileceği düşünölmelidir. Bu tür kesme deformasyonları, toplam deformasyonda büyük bir yüzdeye sahiptir. Bundan dolayı gerçeğe yakın hesaplar yapılabilmesi için kesme deformasyonu hesaplarda göz ardı edilmemelidir.

Bu araştırmadaki kesme modeli için Sezen (2008) tarafından önerilen kesme modeli kullanılmıştır. Model dört nokta ile tanımlanmaktadır:

- ▶ Kesme kırılması (A Noktası)
- ▶ Maksimum kesme dayanımı (B Noktası)
- ▶ Kesme dayanımı azalmasının başlangıcı (Nokta C)
- ▶ Eksenel yük göçmesi (Nokta D).



Şekil 4.3 Yanal yük-kesme modeli (Sezen, 2008)

A. Kesme kırılması

Şekil 4.3’de A Noktası çapraz kesme çatlaklarının başladığını gösteren nokta olarak tanımlanır. Ancak bu noktayı deney esnasında yada analitik olarak görmek zordur, çünkü bu noktada kolonda eş zamanlı olarak eğilme çatlakları oluşmaya başlayacak olup kesme çatlakları mevcut olarak bulunan eğilme çatlaklarının uzantısı gibi görüleceğinden belirlemek zordur. Sezen kesme kırılma mukavemeti denklemini regresyon analizi sonuçları kullanılarak aşağıdaki gibi önermiştir:

$$\Delta_{cr} = \frac{V_{cr}L}{GA_g} \quad (4.9)$$

$$V_{v,cr} = \left(\frac{P}{2f'_c A_g} + 0.10 \right) \frac{GA}{L} \quad (4.10)$$

Çatlaklar oluşmadan önce esneklik prensipleri kullanılarak betonarme bir kolonun davranışı belirlenebilir. Çatlama olmamış kesitin kesme rijitliği:

$$K_{kesme} = \frac{GA}{L} \quad (4.11)$$

$$G = \frac{E_c}{2(1 + \mu)} \quad (4.12)$$

$$E_c = 5000\sqrt{f'_c} \quad (4.13)$$

Burada E_c :beton elastisite modülü, μ poisson oranıdır ve 0.30 olarak alınmıştır. G betonun kesme modülüdür. P : Eksenel yük, A : kesitin alanı, L : kolonun yüksekliğidir. Hesaplamalarda kullanılan yukarıda verilen denklemlerin birimi mm ve MPa cinsindedir.

B. Maksimum kesme dayanımı

Maksimum kesme dayanımını (V_n), Şekil 4.3'deki B ve C noktalarıdır. Bu noktaların değerini tahmin etmek için birkaç model bulunmaktadır. Bu çalışmada Sezen (2008) tarafından önerilen analitik çözüm modeli kullanılmıştır. Betonun ve etriye donatısının kesme mukavemeti direncine etkisi vardır. Kesme mukavemeti hesaplanırken beton ve etriye donatısının kesmeye olan katkısı da dikkate alınmaktadır. V_c : beton katkısı, V_s : etriye donatı katkısıdır. Kesme mukavemeti bileşenlerinin toplamına kesme dayanımı (V_n) denilmektedir. Betonun kesme mukavemetine katkısı V_c :

$$V_c = \left(\frac{0.5\sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f'_c}A_g}} \right) 0.8A_g \quad (4.14)$$

Burada P : eksenel yük (basınç için pozitif olan), A_g : kesitin brüt alanı, f'_c beton basınç dayanımı ve a kesme açıklığı ve d etkili derinliğidir.

Sargı donatısının kesme mukavemetine katkısı V_s :

$$V_s = \left(\frac{A_{sp} f_{yw} d_c}{s} \right) \quad (4.15)$$

Burada A_{sp} : yükün etki ettiği yöndeki enine donatı alanı, f_{yw} : enine donatı akma gerilmesi ve s : enine donatı aralığı. Buradan toplam kesme dayanımı:

$$V_n = k(V_c + V_s) \quad (4.16)$$

Burada k : yerdeğiştirme sünekliği faktörüdür. (2'den küçük olduğunda $k=1$, 0.6 'dan büyük olduğunda ise $k = 0.7$ ve orta deplasman sünekliğinde 1 ve 0.7 arasında değişir.)

Ortalama kesme şekil değiştirmesi veya kesme deplasmanı maksimum kesme kuvvetinde birçok faktörden etkilenecek şekilde değişmektedir. Bütün değişkenlerin hesaplanmış olan ortalama kayma gerilmesine etkisi, diğer tüm değişkenler sabit tutularak araştırılmıştır. (Patwardhan ve Sezen 2006). Örnek verecek olursak, ortalama kesme şekil değiştirmesinin boyuna donatı ile doğru orantılı olarak değiştiği ve eksenel yük oranının karekökü ile ters orantılı olduğu tespit edilmiştir.

Sezen kesme kuvvetini maksimum mukavemette hesaplamayı mümkün kılmak için regresyon analizlerine dayanan doğrusal bir ilişki önermiştir. Kolon kesme-eğilme göçmesine ya da sadece eğilme göçmesine maruz kalırsa denklem 4.17 kullanılarak hesaplanır;

$$\gamma_n = \frac{1}{5000} \frac{f_{yl} \sqrt{\rho_l}}{(a/d) \sqrt{\frac{P}{A_g f'_c}}} - 0.0004 \quad (4.17)$$

Burada f_{yl} : boyuna çelik akma dayanımı (MPa), ρ_l : boyuna donatı oranıdır ve yüzde olarak ifade edilir.

Ortalama kesme şekil değiştirmesi (γ_n) ve kolon yüksekliği (L) çarpılarak kesme yer değiştirmesi ($\Delta_{v,n}$) hesaplanır:

$$\Delta_{v,n} = \gamma_n L \quad (4.18)$$

C. Kesme dayanımı azalmasının başlaması

Kesme davranış modelinde genellikle MCFT (Modifiye Sıkıştırma Alan Teorisi) kullanılmaktadır. MCFT Response-2000 programı (Bentz,2000) aracılığıyla Patwardhan, Vecchio ve Collins(1986) tarafından geliştirilmiştir. Kesme davranış modeli tahmininde bu yöntem oldukça başarılıdır. Ama, MCFT sadece maksimum dayanıma ulaşana kadar bir tepki sağlamaktadır. Kolonda önemli yanal yük ve nihai aksenal yük göçmesi olurken, devam eden yanal yük altında ek kesme deformasyonları oluşmaktadır. Dolayısıyla, kesme azalmasının başlangıcını temsil eden kesme eğrisi üzerinde en az iki nokta (Nokta C ve D) daha tanımlanması gerekir. Modelde bulunan son nokta, aksenal yük göçmesi (Nokta D) olarak doğrudan tanımlandığında, olağan modelleme tekniğinden dolayı, kesme mukavemeti maksimum güç noktasında başlamalıdır. Bundan dolayı maksimum dayanım seviyesinde dayanım azalmasını gösterecek başka bir nokta bu araştırmada tanımlanmıştır. Bu nokta, Şekil 4.3'te 'C' ile gösterilmektedir.

Kesme dayanım azalmasının başladığı noktayı, Gerin ve Adebar (2004) tanımlamaktadır. Bu modele göre nihai kesme şekil değiştirmesi, γ_u

$$\gamma_u = \left(4 - 12 \frac{v_n}{f'_c}\right) \gamma_n \quad (4.19)$$

Burada v_n : tepe dayanımındaki kesme gerilmesi (V_{peak}/bd), f'_c : beton basınç dayanımı, ($\Delta_{v,u}$): kesme yer değiştirmesi, (γ_u): ortalama kesme şekil değiştirmesi ile kolon uzunluğunu (L) çarparak hesaplanabilir.

$$\Delta_{v,u} = \gamma_u L \quad (4.20)$$

D. Eksenel yük göçmesi

Eksenel yük göçmesi, Sezen (2008) tarafından önerilen kesme modelindeki "D" noktasını ifade etmektedir. Sezen modelindeki "C" noktasından sonra, kesme dayanımı, "D" noktasına kadar artan kesme deformasyonundan dolayı doğrusal olarak azalır ve sıfır noktasına ulaşır. Eksenel yük göçmesinde yapıya etki eden yanal kuvvetin olmadığı (yanal kuvvet=0) kabul edilir. Eksenel yük göçmesindeki kesme deplasmanlarının hesabı denklem 4.21 ile hesaplanır. Sezen (2008) tarafından kullanılan prosedür izlenerek eksenel yük göçmesindeki toplam yerdeğiştirme ise denklem 4.22 ile hesaplanır:

$$\Delta_{v,f} = \Delta_{ALF} - \Delta_{f,f} - \Delta_{s,f} \geq \Delta_{v,n} \quad (4.21)$$

$$\frac{\Delta_{ALF}}{L} = \frac{4}{100} \left[\frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta + P \left(\frac{s}{A_{sp} f_{yw} d_c \tan \theta} \right)} \right] \quad (4.22)$$

Burada $\Delta_{f,f}$: Eksenel yük göçme noktasında oluşan eğilme deplasmanı, $\Delta_{s,f}$: Eksenel yük göçme noktasında oluşan sıyrıma deplasmanı, Δ_{ALF} eksenel yük göçmesindeki toplam yerdeğiştirme, θ kesme kırılma açısı olup 65 derece olduğu kabul edilir.

4. 4 Toplam Deformasyon

Şekil 2.1’de gösterildiği gibi, her bir kolon ucunda oluşan kesme, donatı sıyrılması ve eğilmenin neden olduğu yanal deformasyonların toplamı, yanal yüklerin etkisinde kalan betonarme kolonların toplam yanal deformasyonuna eşittir. Bu üç deformasyon bileşeninin hepsi birbiri ile ilişkilidir. Betonarme yapı için ayrı ayrı üç deformasyon bileşeninin hesabı yapıldıktan sonra toplam deformasyonu bulmak için üç deformasyon birleştirilerek hesaplama yapılmalıdır.

Tepe öncesi yapı davranışı için, toplam deformasyonun bulunabilmesi amacıyla donatı sıyrılması, eğilme ve kesme deformasyonlarının ayrı ayrı eklenebileceği düşünülmektedir. Kolon maksimum gücüne ulaşıncaya kadar bu kombinasyon devam eder. Tepe sonrası davranışlarda kolon; eğilme, akma ve kesme mukavemetinin

karşılaştırılmasıyla belirlenen beş kategoriden birine göre sınıflandırılır. Her bir deformasyon bileşeninin kombinasyonu kategori sınıfına göre belirlenir.

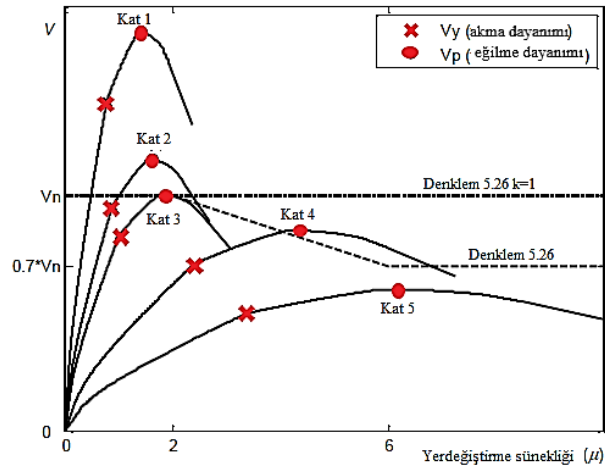
4.5 Kategori Sınıflandırması

Kategori sınıflandırılması yapılırken, kesme dayanımı (V_n), eğilme dayanımı (V_p) ve akma dayanımı (V_y) aşağıda belirtilen aralıklara göre karşılaştırılır. Akma dayanımı V_y , donatı çubuklarının akmasına neden olan kolon üzerindeki yanal yüke eşittir. Bu değer akma momentini kolonun kesme açıklığına oranı ile hesaplanabilir. Maksimum moment kapasitesinin kesme açıklığına oranlanarak elde edilen eğilme mukavemeti V_p , kolonun maksimum momentine karşılık gelen yanal yüküdür. Sezen (2008) tarafından önerilen bir denklemle kesme dayanımı V_n hesaplanır:

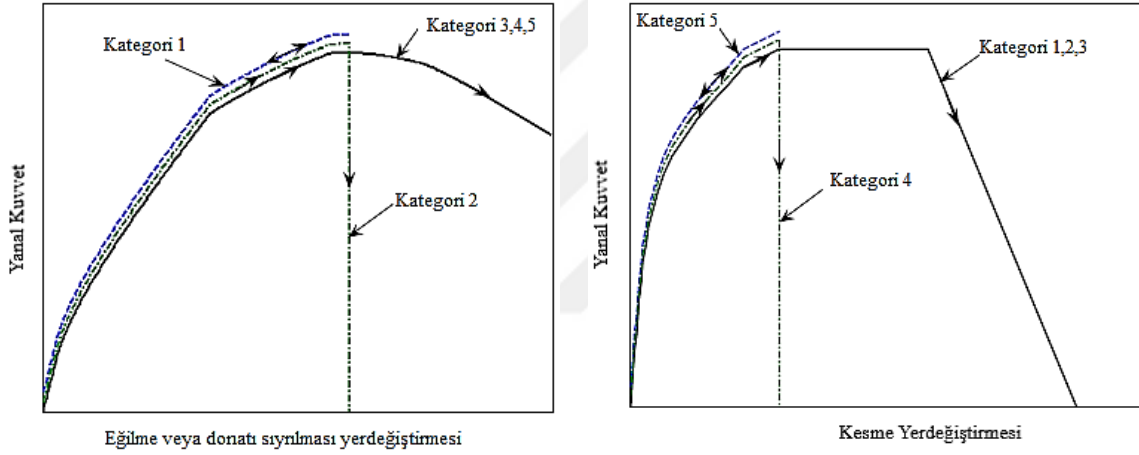
$$V_n = k(V_c + V_s) = \left(\frac{0.5\sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f'_c}A_g}} \right) 0.8A_g + \left(\frac{A_{sp}f_{yw}d_c}{s} \right) \quad (4.23)$$

Burada V_c : betonun kesme dayanımına katkısı, V_s : çeliğin kesme dayanımına katkısı, A_g : Kesitin brüt alanı, a/d : kesitin en boy oranı, P : aksel yük, k : yerdeğiştirme sünekliği faktörüdür. k , 2.0'den küçük bir yer değiştirme sünekliği için 1, 6.0'dan büyük bir yer değiştirme sünekliği için 0.7'ye eşittir ve ara yer değiştirme süneklik değerleri için doğrusal olarak 1.0 ile 0.7 arasında değişir. Bu çalışmada $k=1$ alınmıştır.

Setzler (2005) 'de tanımlandığı gibi her kolon beş kategori arasından birine göre V_n , V_y , V_p 'yi karşılaştırarak kategori sınıfları belirlenebilir. Her bir kategoriye karşılık gelen yanal tepki, şekil 4.4 ve Şekil 4.5'te gösterilmiştir.



Şekil 4.4 Kolonların Yanal yük-yerdeğiştirme ilişkisinde sınıflandırılması (Lodhi S.,2010)



Şekil 4.5. Her kategori için eğilme, donatı sıyrılması ve kesme davranış modeli (Lodhi S.,2010)

4.5.1 Kategori-1 ($V_n < V_y$)

Bu kategoride, kesme mukavemeti akma mukavemetinden az olan kolonlar eğilmede elastik davranış gösterirken, kesmeden dolayı geçer. Kesme dayanımı, kolonun kesme modelinden elde edilen maksimum mukavemetidir. Kesme davranışı tepe kuvvete ulaşıldıktan sonra tepkiye hâkim olur. Kesme dayanımı azaldıkça, eğilme ve sıyrılma mafsalları ilk tepkileri boyunca kaldırılır. Tepe sonrası toplam deformasyon, tepe-öncesi eğilme ve sıyrılma deformasyonlarıyla tepe sonrası kesme deformasyonunun toplamıdır.

4.5.2 Kategori-2 ($V_y \leq V_n \leq 0.95V_p$)

Kolonlarda kesme mukavemeti, akma dayanımından daha büyük ama eğilme dayanımından azdır ve kolon kesmede zayıf kalır. Ancak kesme göçmesinden önce meydana gelen elastik olmayan eğilme deformasyonu tepe sonrası davranışı etkilemektedir. Kolonun tepe dayanımı kesme modelinden hesaplanan kesme dayanımıdır. Tepe kuvvetindeki deformasyon, her bir mafsaldaki oluşan deformasyonların tepe kuvvetindeki toplamıdır. Kesme dayanımına ulaşıldıktan sonra kesme modeline göre kesme şekil değiştirmeleri artmaya devam eder. Ancak eğilme ve sıyrılma mafsalları tepe dayanımına ulaştınca durur. Tepe mukavemeti ve tepe sonrası kesme deformasyonundaki eğilme ve sıyrılma deformasyonlarının toplamına tepe sonrası deformasyon denilmektedir.

4.5.3 Kategori-3 ($0.95V_p \leq V_n \leq 1.05V_p$)

Kolonun kesme dayanımı ve eğilme dayanımı bu kategoride neredeyse eşittir. Kesme ve eğilme göçmesinin aynı zamanda gerçekleştiği düşünülür ve tepe sonrası her ikisinde katkı sağlar. Kesme mukavemeti ve eğilme mukavemeti tepe kuvvetinde daha küçüktür. Tüm deformasyonlar tepe kuvvetine ulaştıktan sonra bireysel bir şekilde artmaya devam eder. Herhangi bir yanal yük seviyesindeki toplam deformasyon, bu yüke karşılık gelen donatı sıyrılması, kesme ve eğilme deformasyonlarının toplamıdır.

4.5.4 Kategori-4 ($1.05V_p < V_n \leq 1.4V_p$)

Bu kategorideki kolonlarda kesme dayanımı eğilme dayanımından daha büyük olduğu için kolon eğilme durumunda göçebilir. Kolon eğilme göçmesine yol açan büyük eğilme deformasyonları yaşar. Bununla birlikte elastik olmayan kesme deformasyonlarının tepe sonrası davranışı etkilemesiyle yer değiştirmeler artar ve kesme göçmesi oluşabilir. Eğilme modelinden elde edilen eğilme dayanımına kolonun tepe dayanımı denir. Tepe kuvvetindeki deformasyon, eğilme, donatı sıyrılması ve kesmenin tepe noktasındaki deformasyonlarının toplamıdır. Kolon büyük deformasyonlara maruz kaldıktan kesme göçmesi yaşayabilir.

4.5.5 Kategori-5 ($V_n > 1.4 V_p$)

Bu kategorideki kolonlarda kesme dayanımı eğilme dayanımından daha büyük olup kolon kesmede elastik kalırken, eğilmeden kaynaklı olarak göçmektedir. Eğilme modeliyle

hesaplanan eğilme dayanımına kolonun tepe dayanımı denir. Her bir mafsaldaki tepe noktasında oluşan deformasyonların toplamı, tepe mukavemetteki deformasyondur. Tepe kuvvete ulaşıncaya, donatı sıyrılması deformasyonu ve eğilme deformasyonu artmaya devam edecek ve kesme mafsalı ilk tepkisine göre kaldırılıyor. Tepe sonrası deformasyon, tepe noktasında oluşan eğilme, sıyrılma ve kesme deformasyonlarının toplamı olup o andaki uygulanan yükün tepe kesme deformasyonudur.

Denklem 4.21'de kullanılacak $\Delta_{f,f}$ ve $\Delta_{s,f}$ değerleri Kategori-1 kolonları için sıfır alınır. Kategori-2 kolonları için, kesme mukavemeti eğilme mukavemetine göre daha az olduğundan bu değerler, kolonda kesme mukavemetine eşit yükte oluşan eğilme ve donatı sıyrılması deformasyonları alınır. Kategori 3, 4ve 5 için ise bu değerler maksimum eğilme ve donatı sıyrılması deformasyonlarıdır.

5. BİLGİSAYAR MODELLEMESİ

Bu bölümde, betonarme yapı modeli sonlu elemanlar yönteminin doğrusal olmayan modellemesiyle oluşturulmuştur. Sonlu elemanlar yönteminin mantığı kompleks problemleri daha basit duruma getirerek çözümlenmektedir. İlk olarak 1956 yılında uçak gövdelerinde gerilme analizini yapmak üzere geliştirilmiş ve daha sonraki yıllarda mühendislik problemlerinin ve uygulamalı bilimlerin çözümünde de kullanılmıştır. Bu metod ve çözüm teknikleri yıllar geçtikçe hızla geliştirilmiş ve günümüzde de birçok mühendislik probleminin çözümünde kullanılmakta olan en iyi metotlardan biridir. Bu yöntemin başlıca avantajları kısa sürede deney yapmadan ucuz ve etkili çözümlere yapılabilmesi ve deneysel olarak tespit edilmesi zor olan birçok konunun incelenmesine olanak tanınmasıdır.

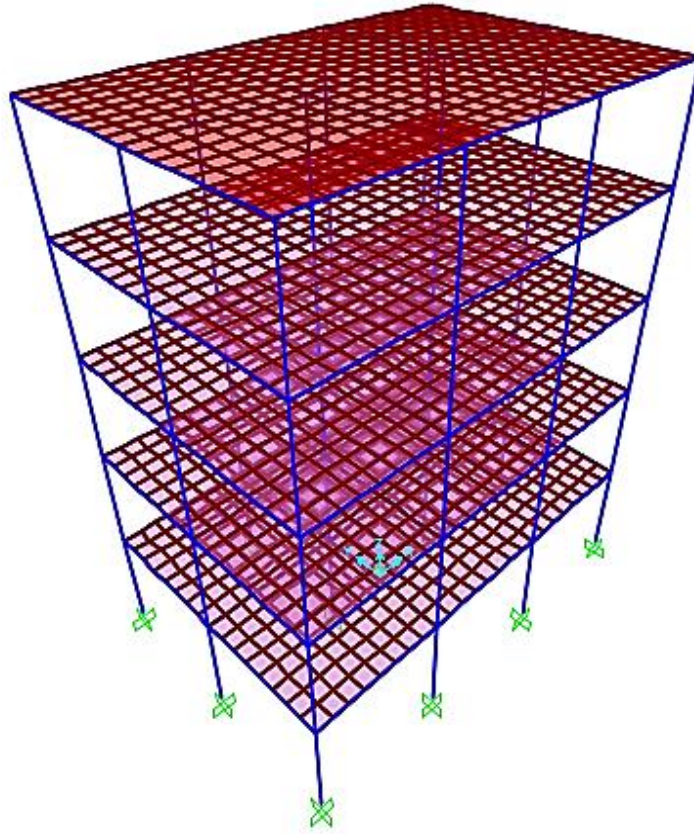
Doğrusal olmayan modelleme yöntemi, malzemenin yumuşak davranışı, dayanım azalması ve çatlak oluşumu gibi doğrusal olmayan özelliklerini dikkate alıp malzemenin plastik bölgedeki davranışı ile ilgilenir. Malzeme plastik bölgede sertleşme ya da yumuşama davranışı gösterebilir (Lourenço,2002).

Betonarme yapıların statik yükler altındaki davranışını incelemek amacıyla 1975 deprem yönetmeliğine göre tasarlanıp yapılmış günümüzde mevcut olan konut türü betonarme bir yapıyı temsil edecek şekilde 5 katlı x yönünde 3, y yönünde 2 açıklığa sahip kat yüksekliği 3m olan bir betonarme bina doğrusal olmayan modelleme yöntemi ile SAP2000 programında oluşturulmuştur. Bu bölümde, 15 m yüksekliğinde 5 katlı betonarme bir yapının detaylı boy ve en kesitleri incelenecektir

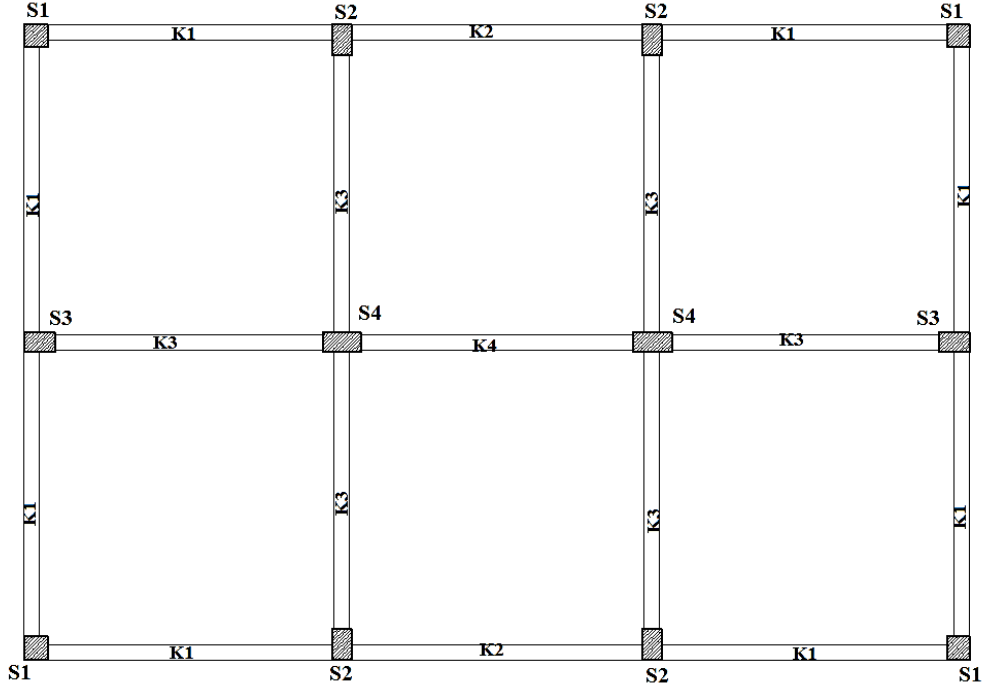
5.1 SAP2000 Üç Boyutlu Yapı Modeli

Şekil 5.1 de görüldüğü gibi x yönünde 3 açıklığa ve y yönünde 2 açıklığa sahip x ve y de her açıklığı 4m olan 5 katlı betonarme bir yapı SAP2000 programında modellenmiştir. Yapının tüm kat yükseklikleri 3m'dir. Kolon boyutları 30cm*30cm (S1), 25cm*40cm (S2), 40cm*25cm (S3), 50cm*25cm (S4), tüm kirişler (K1, K2, K3, K4) 20 cm genişliğinde ve 40 cm derinliğindedir (Bkz. Şekil 5.2). Döşemeler 12 cm, iç duvarlar 10 cm dış duvarlar 20 cm'dir Döşemelerin fayans kaplı olduğu düşünülerek gerekli döşeme

hesabı normal kat ve çatı kat için ayrı ayrı yapılmıştır. Çatı katı hariç diğer tüm katlarda duvar yükleri hesaplanarak kirişlere düzgün yayılı yük olarak atanmıştır. Bu modeldeki yüklemeler tanımlanırken standart olarak TS 498 kullanılmıştır. Yapıya düşey yüklerin etkisinde modal analiz yapılmış ve periyotları bulunmuştur. Yapının 1. modu x yönü periyodunu, 2. modu y yönü periyodunu vermektedir. Yapının eşdeğer deprem hesabı bu periyotlar için TBDY-2018' e göre hesaplanmış ve yapıya etkilmiştir. Tüm deprem yük kombinasyonları TBDY 2018 göz önünde bulundurularak SAP2000' de oluşturulmuştur. Üç boyutlu yapı modelimiz TBDY-2018'e göre Deprem tasarım sınıfı 1 (DTS=1), bina yükseklik sınıfı 6 (BYS=6) ve bina kullanım sınıfı 3 (BKS=3) kategorilerini kapsamaktadır.



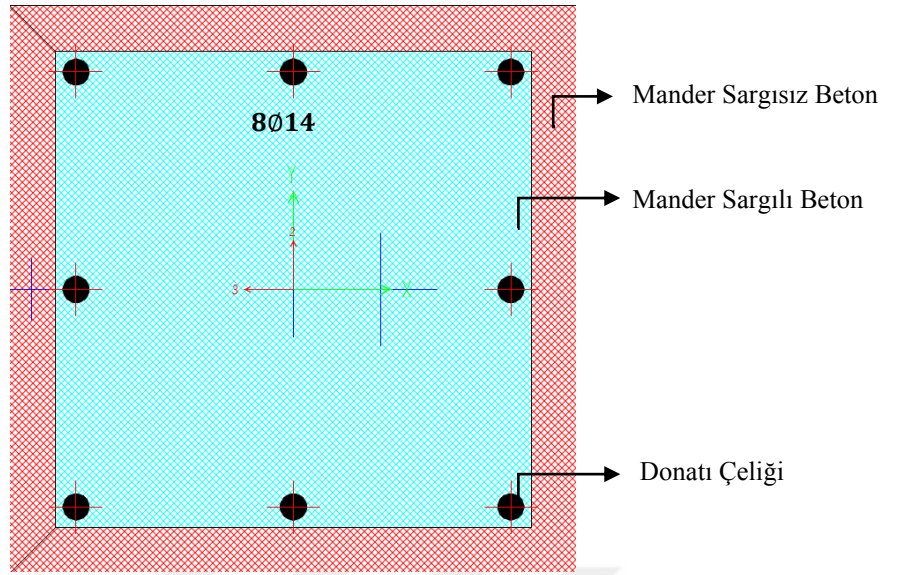
Şekil 5.1 SAP2000 3 boyutlu yapı modeli



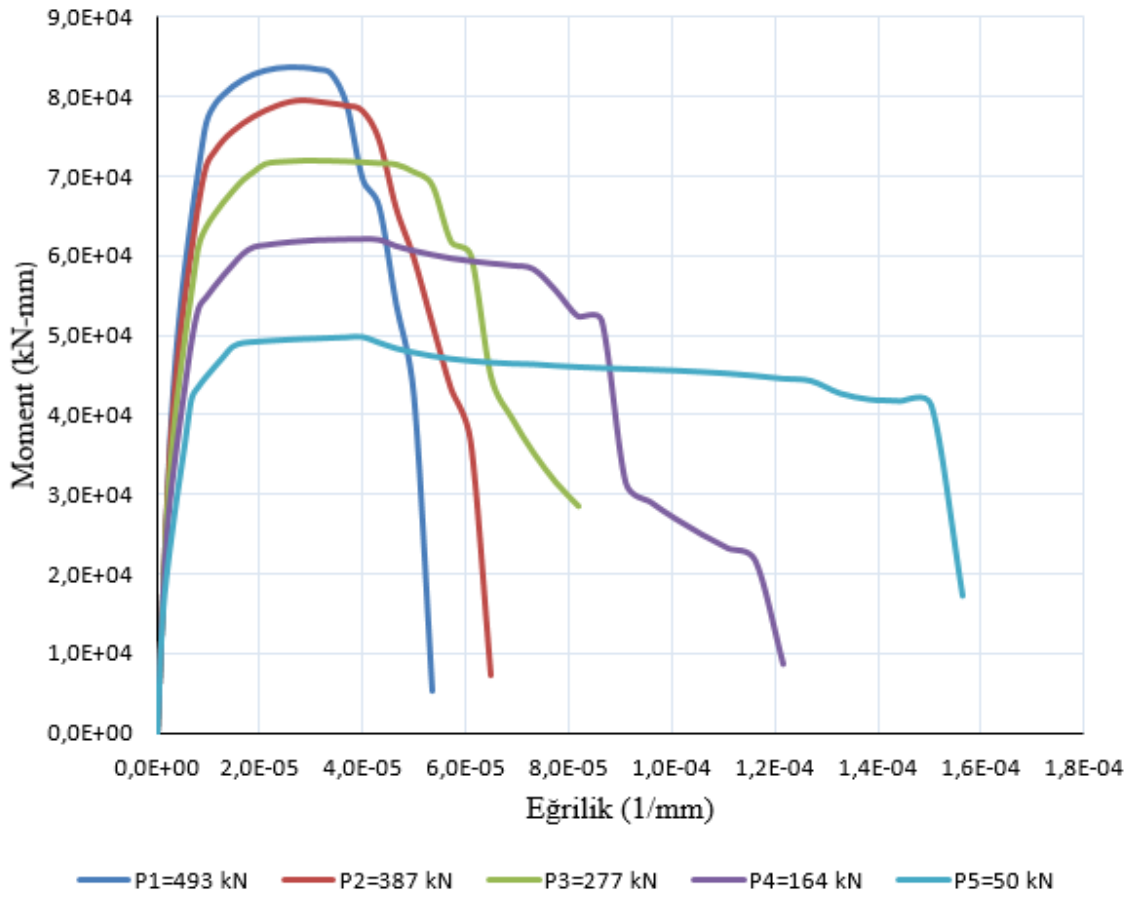
Şekil 5.2 Yapı modeli kalıp planı

5.2 Kesit Modelleri ve Moment-Eğrilik Bağlantılarının Oluşturulması

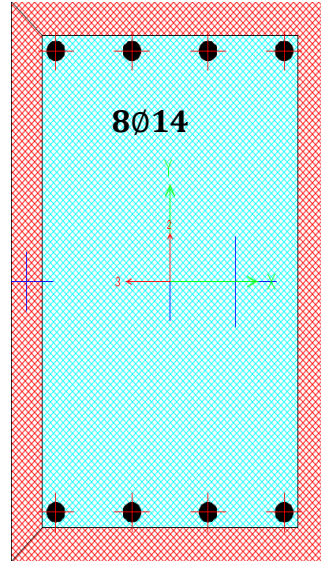
Kolon ve kirişlerin nonlinear malzeme modelleri oluşturmak ve moment-eğrilik grafiklerini elde etmek için SAP2000 “Section designer” ara yüzü kullanılmıştır. Model Mander sargılı beton, Mander sargısız beton ve donatı çeliği olmak üzere üç bölümden oluşmaktadır. Kolon ve kiriş modelleri Section Designer' da tanımlanmış ve SAP2000 analizinden elde edilen aksenal yüklere göre moment- eğrilik grafikleri her bir kolonun iki yönü için oluşturulmuştur. Tüm modellerde enine donatılar $\varnothing 8$ olup enine donatı aralığı 20 cm'dir. Boyuna donatılar her bir kolon ve kiriş için değişken olup kolon modelleri üzerinde gösterilmiştir. Aşağıdaki şekillerde kolon-kiriş modelleri ile moment eğrilik grafikleri verilmektedir.



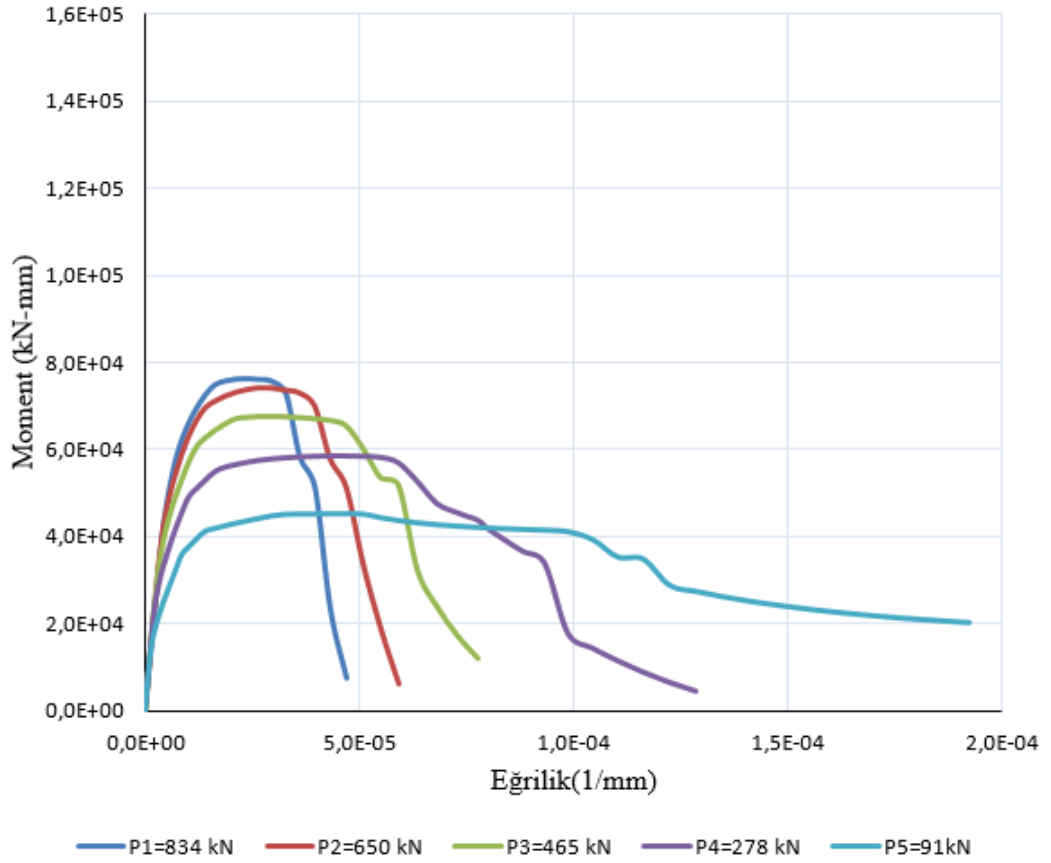
Şekil 5.3 Section designer S1 kolon modeli



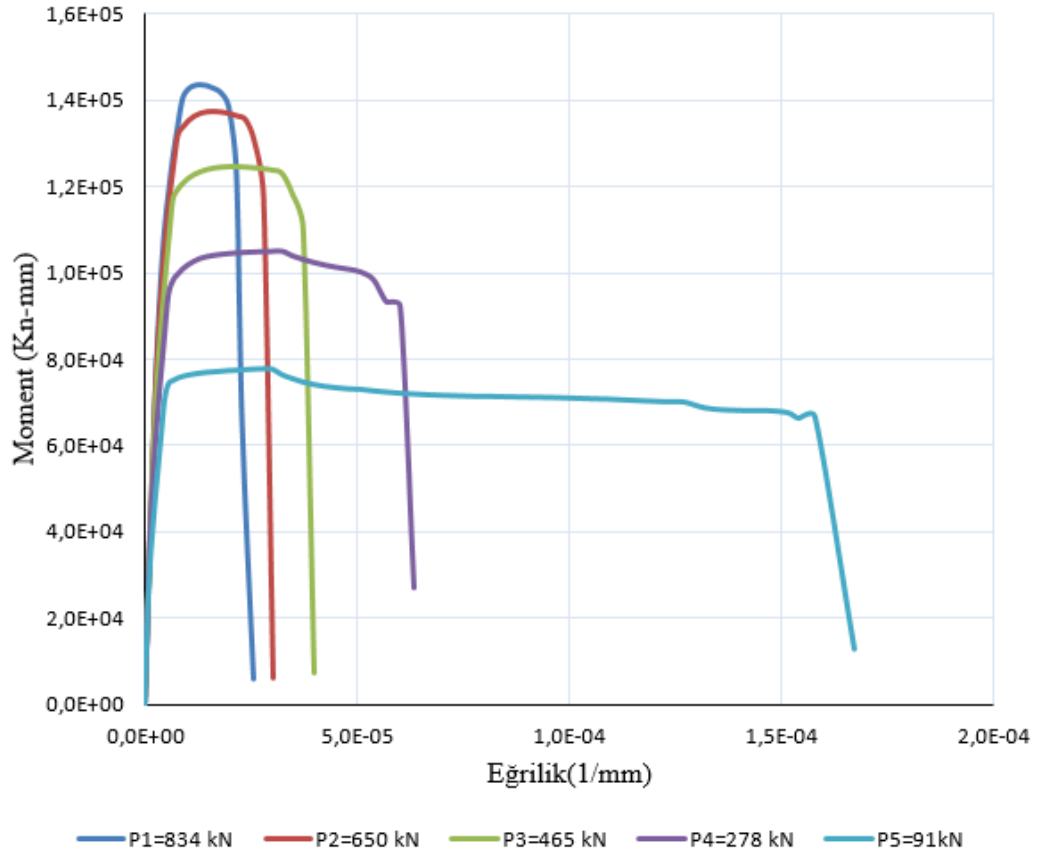
Şekil 5.4 Moment-Eğrilik İlişkisi (S1)



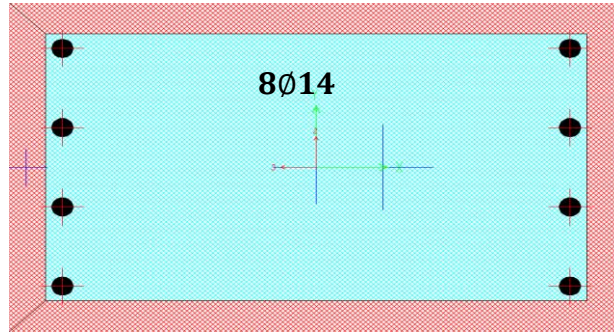
Şekil 5.5 Section designer S2 kolon modeli



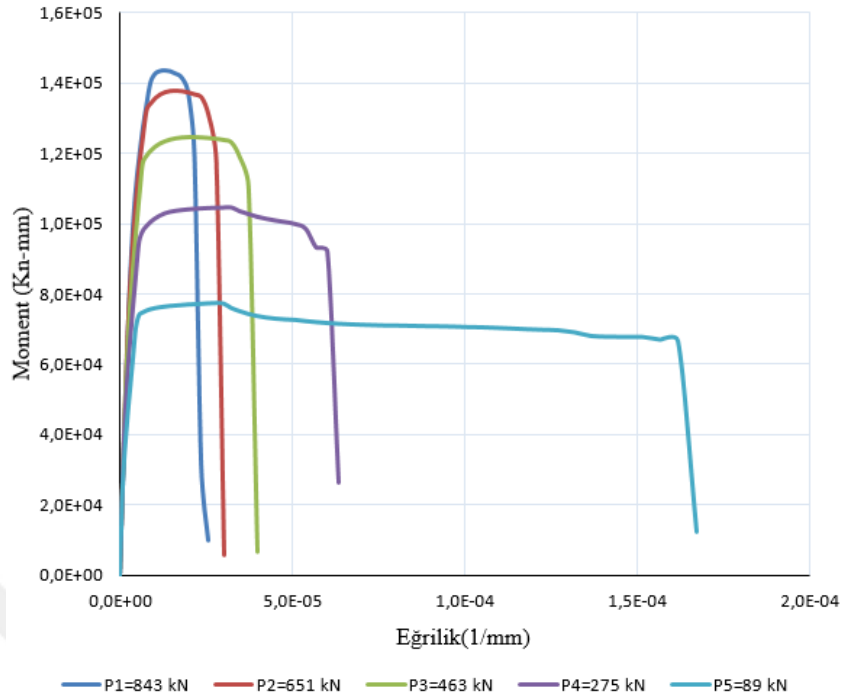
Şekil 5.6 Moment-Eğrilik İlişkisi x yönü (S2)



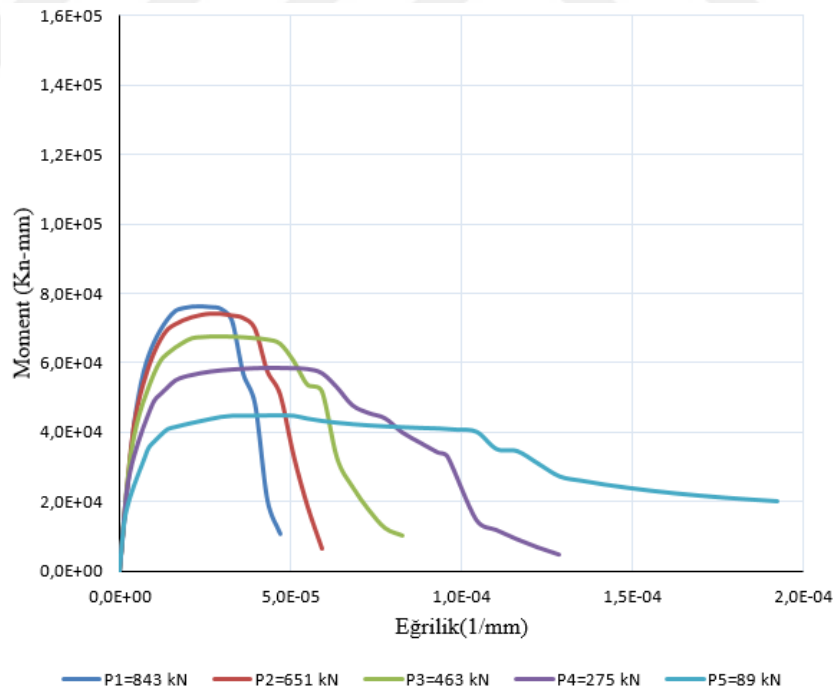
Şekil 5.7 Moment-Eğrilik İlişkisi y yönü (S2)



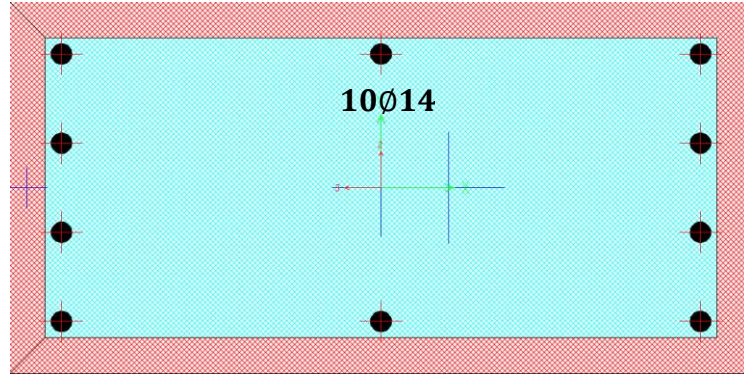
Şekil 5.8 Section designer S3 kolon modeli



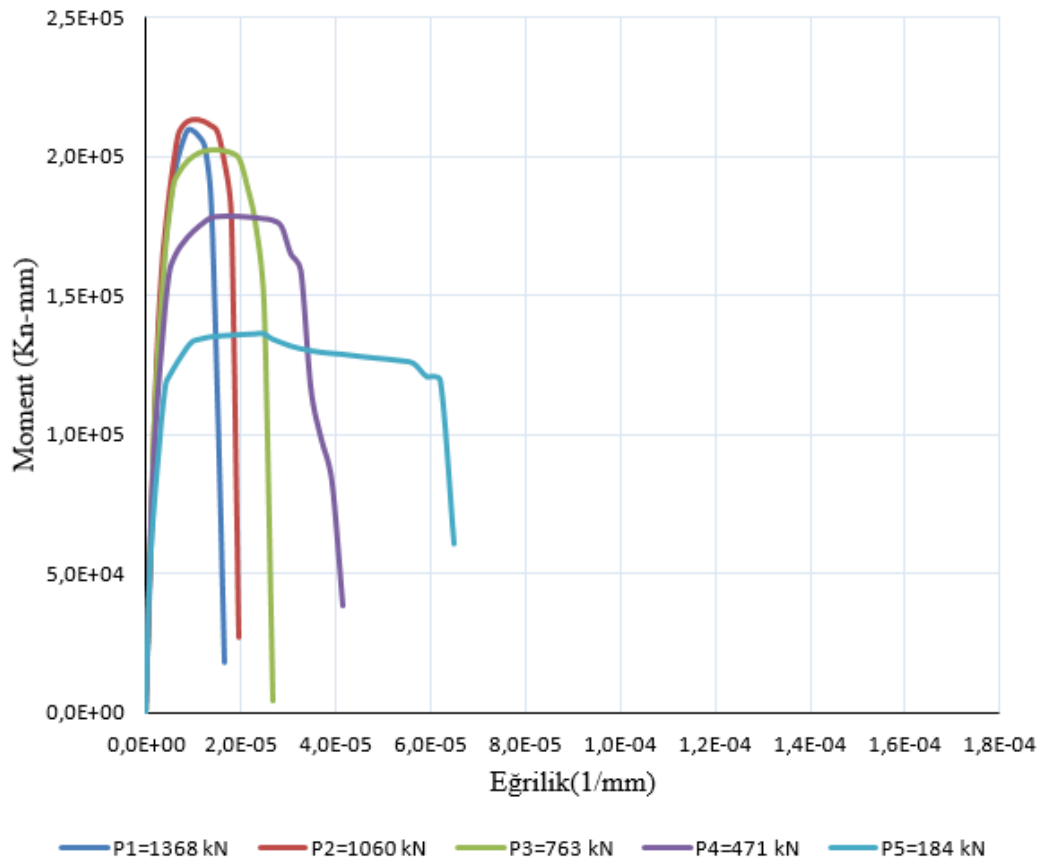
Şekil 5.9 Moment-Eğrilik İlişkisi x yönü (S3)



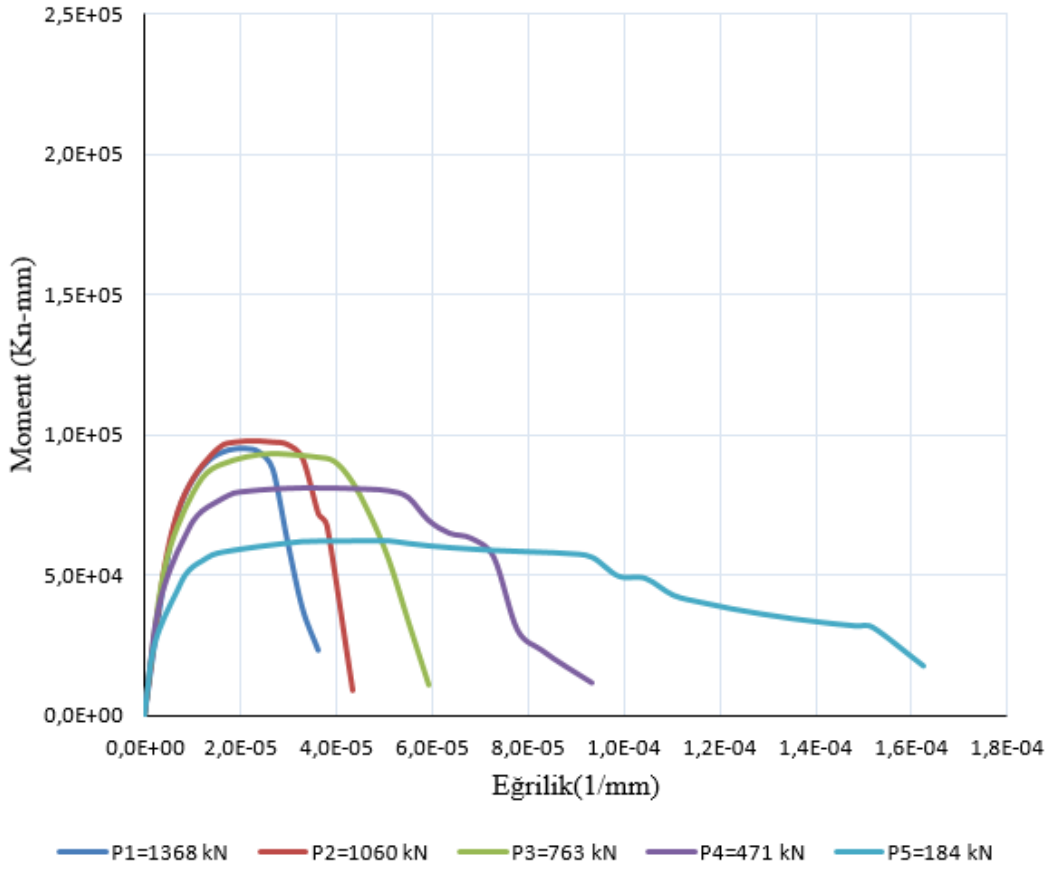
Şekil 5.10 Moment-Eğrilik İlişkisi y yönü (S3)



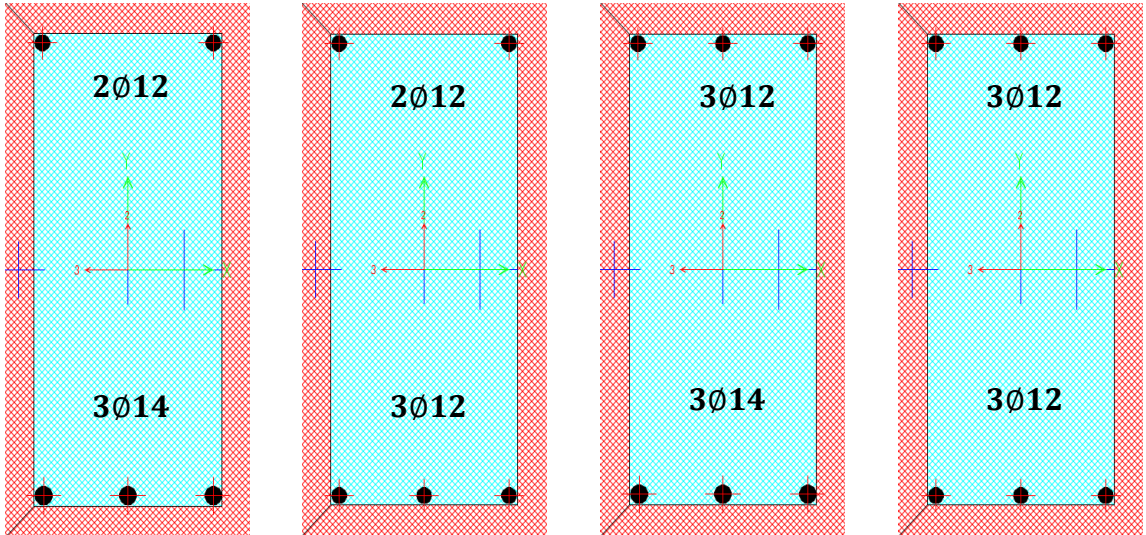
Şekil 5.11 Section designer S4 kolon modeli



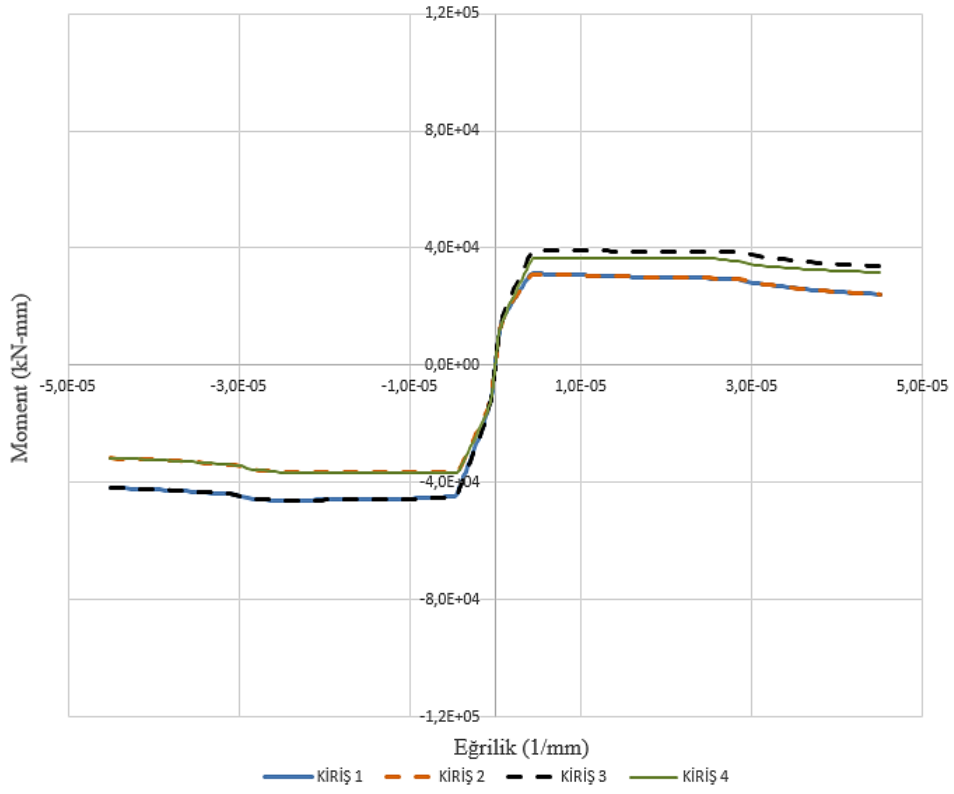
Şekil 5.12 Moment-Eğrilik İlişkisi x yönü (S4)



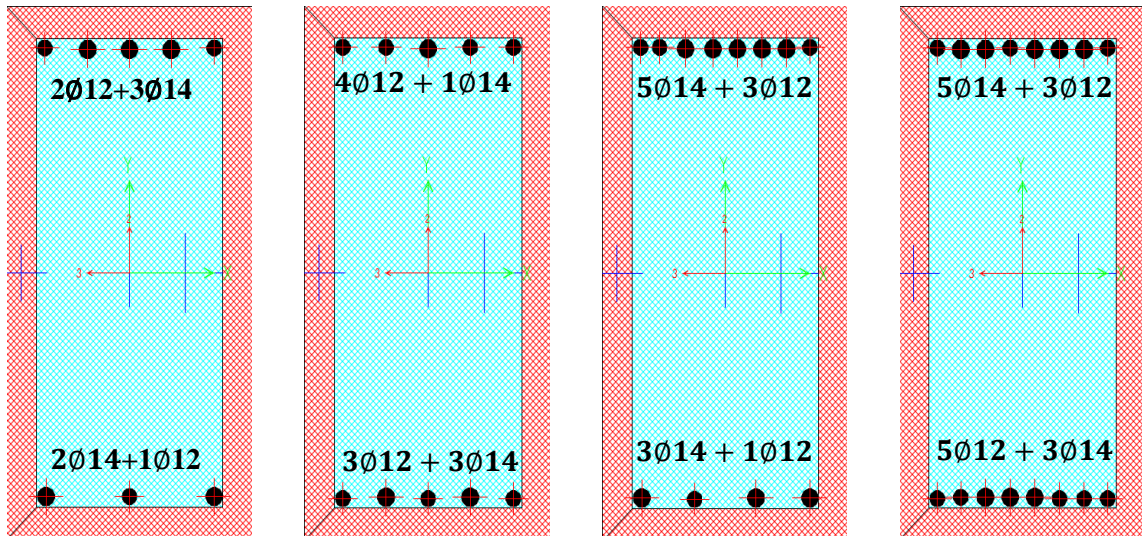
Şekil 5.13 Moment-Eğrilik İlişkisi y yönü (S4)



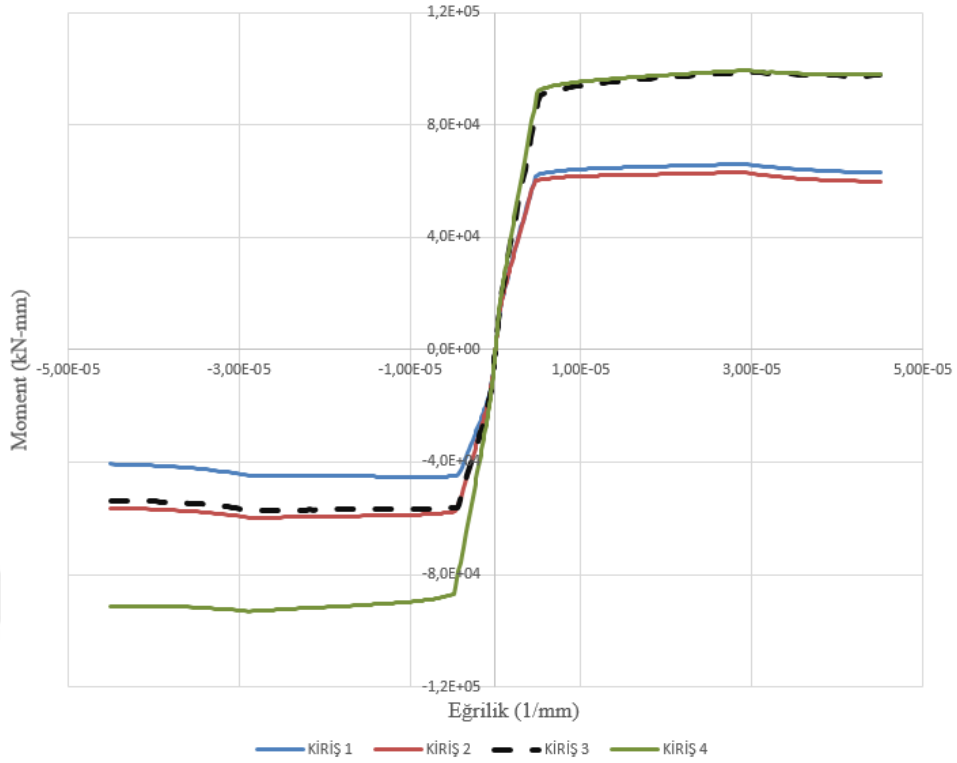
Şekil 5.14 Section designer K1-K2-K3-K4 kiriş modelleri (Açıklık)



Şekil 5.15 Açıklık Moment-Eğrilik İlişkisi (K1-K2-K3-K4)



Şekil 5.16 Section designer K1-K2-K3-K4 kiriş modelleri (Mesnet)



Şekil 5.17 Mesnet Moment-Eğrilik İlişkisi (K1-K2-K3-K4)

5.3 SAP2000 Plastik Mafsal Tanımlama

SAP2000 plastik mafsal modeli FEMA-356 (Federal Emergency Management Agency) ve ATC-40 (Applied Technology Council) plastik mafsal yaklaşımlarını kullanmaktadır.

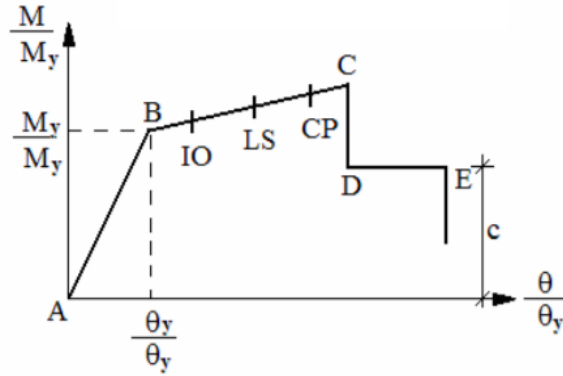
Mafsal tanımlama için kullanılan eğri 5 noktadan oluşmaktadır. Bu eğrinin özellikleri; betonun dayanımına, eksenel yük durumuna ve sargı donatısının miktarına bağlıdır. Plastik mafsal eğrisini oluşturan 5 nokta, SAP2000’de A, B, C, D, E olarak tanımlanmaktadır. Bu noktalardan;

- A noktası sıfır olarak kabul edilir ve veri girişine izin verilmez.
- B noktası akma sınırı noktasıdır ve bu noktaya kadar plastik eğrilik değeri 0 olduğundan dolayı kesitte herhangi bir plastik deformasyon oluşmaz.

- C noktası kesitin kapasitesinin sonlandığı nokta olup istendiği takdirde D ve E noktaları için kapasite belirli bir miktarda azaltılarak bir miktar daha kesite yük taşıtılabilmektedir.

B ve C noktaları arasında oluşan yapı performans noktaları FEMA273 (1997) ve FEMA356 (2000)'da Şekil 5.18' de gösterildiği gibi belirlenmiştir:

- IO (Immediate Occupancy), (Hemen kullanım): Sistem güvenlidir. Oluşan hasar basit bir şekilde onarılabilir.
- LS (Life Safety), (Can güvenliği): Sistem göçmemiştir. Ama hasar oluşmaktadır.
- CP (Collapse Prevention),(Göçme öncesi): Sistem büyük oranda zorlanmıştır. Hasar büyüktür.



Şekil 5.18 Plastik mafsalda oluşacak deformasyon noktaları

5.3.1 Eğilme Deformasyonu Plastik Mafsallı Modeli

5.3.1.1 Kolon Eğilme Mafsallı

Kolon eğilme mafsallı oluşturabilmemiz için depremde üzerinde oluşması beklenen aksel yük seviyesi altında, öngörülen etriye aralığı için kolon kesitinin moment-eğrilik diyagramı SAP2000 " Section designer " ara yüzünden elde edilir. (Bölüm5.2) Kolon için bu işlem her iki doğrultuda da yapılarak her iki doğrultunun moment-eğrilik grafikleri oluşturulmaktadır. Daha sonra kesme dayanımı (V_n), akma mukavemeti (V_p) ve eğilme mukavemeti (V_y) karşılaştırılarak Bölüm 4.2' de verilen kategorilere göre sınıflandırılır. Kolonların kategori sınıfları Tablo 3, Tablo 4, Tablo 5, Tablo 6 ve Tablo 7'de verilmektedir. Bu kategori sınıflarına göre eğilme plastik mafsallı

modeli için oluşturulan moment-eğrilik grafikleri üzerinden 5 nokta belirlenir ve bu noktalarla SAP2000 programında "hinge properties" ara yüzünden eğilme plastik mafsalları oluşturulur. Eğilme deformasyonu plastik mafsalları kolon boyunca %10 aralıklarla Bölüm 5.4 de anlatılan plastik mafsal yerleşimine göre her bir kesit için her iki yönde hesaplanıp yerleştirilir. Şekil 5.19 ' da S2 kolonunun her iki doğrultu için tanımlanan eğilme plastik mafsal modelleri gösterilmektedir. Zemin kat eğilme plastik mafsal modelleri diğer kolonlar için Ek'te verilmiştir. Üst katlarda da eğilme plastik mafsal modelleri benzer şekilde yapılmıştır.

Tablo 1. Kesme kuvveti karşılaştırılması (x yönü)

Kolon	Modeller	Vc (kN)	Vs (kN)	Vn (kN)	Yüzde Fark(%)
S1	Sezen	52.822	50.020	102.848	4.24
	TS500	57.186	50.020	107.213	
S2	Sezen	94.654	40.363	135.000	- 9.05
	TS500	78.148	40.363	118.511	
S3	Sezen	55.997	23.775	79.772	22,5
	TS500	73.951	23.775	97.726	
S4	Sezen	77.805	35.663	113.470	21.9
	TS500	102.664	35.663	138.327	

Tablo 2. Kesme kuvveti karşılaştırılması (y yönü)

Kolon	Modeller	Vc (kN)	Vs (kN)	Vn (kN)	Yüzde Fark (%)
S1	Sezen	52.822	50.020	102.848	4.24
	TS500	57.186	50.020	107.213	
S2	Sezen	55.755	23.775	79.531	22.5
	TS500	73.652	23.775	97.427	
S3	Sezen	95.065	40.363	135.428	-12.26
	TS500	78.465	40.363	118.830	
S4	Sezen	168.277	51.421	219.700	-26.7
	TS500	111.020	51.421	162.441	

Sezen (2008) ve TS500 'e göre kesme hesaplamaları ayrı ayrı yapılarak sonuçlar karşılaştırılmıştır. Sonuçlar incelendiğinde, TS500'deki formüller ile bulunan x yönündeki kesme kuvveti sonuçları, Sezen (2008) 'e göre bulunan sonuçlarla karşılaştırıldığında, S2 kolonundaki kesme kuvvetinin Sezen (2008)'den %9.05 daha az olduğu, S1, S3 ve S4 kolonlarında kesme kuvvetleri sırasıyla %4.24, %22,5, %21,9 daha fazla olduğu görülmüş ve Tablo 1' de gösterilmiştir. Y yönündeki kesme kuvvetinin ise S1 ve S2 kolonunda sırasıyla Sezen (2008) kesme kuvvetinden %4.24 ve %22,5 daha fazla olduğu, S3 ve S4 kolonlarında sırasıyla %12,26 ve %26,6 daha az olduğu görülmüş ve Tablo 2'de gösterilmiştir. Bu farklılıkların sebebi ise Sezen (2008) 'de önerilen V_c denkleminde a/d (boyut oranı) oranı ve k (yerdeğiştirme süneklik faktörü) bulunurken TS500' de bulunmamasıdır. Bu çalışmada kesme deformasyonu plastik mafsal modeli için Sezen (2008)'in kesme modelini kullandığımız için kesme kuvveti hesaplamalarında Sezen (2008) denklemleri kullanıldı.

Tablo 3. Kolonların Kategori Sınıfları (Zemin Kat)

	P(kN)	V_p(kN)	V_y(kN)	V_n(kN)	Kategori Sınıfı
S1 (M3-M2)	493	55,236	51,416	102,848	5
S2 (M3)	834	48,770	49,468	135,018	5
S2 (M2)	834	91,788	93,684	79,531	1
S3 (M3)	843	91,788	93,730	79,773	1
S3 (M2)	843	48,770	49,634	135,018	5
S4 (M3)	1368	135,682	139,239	113,469	1
S4 (M2)	1368	61,796	62,974	101,581	5

Tablo 4. Kolonların Kategori Sınıfları (1. Kat)

	P(kN)	V_p(kN)	V_y(kN)	V_n(kN)	Kategori Sınıfı
S1 (M3-M2)	387	52,170	46,115	98,672	5
S2 (M3)	650	48,558	42,985	126,405	5
S2 (M2)	650	88,902	87,736	74,458	1
S3 (M3)	651	88,902	87,833	74,495	1
S3 (M2)	651	48,558	45,688	126,468	5
S4 (M3)	1060	142,032	138,952	105,826	1
S4 (M2)	1060	65,176	64,010	93,938	5

Tablo 5. Kolonların Kategori Sınıfları (2. Kat)

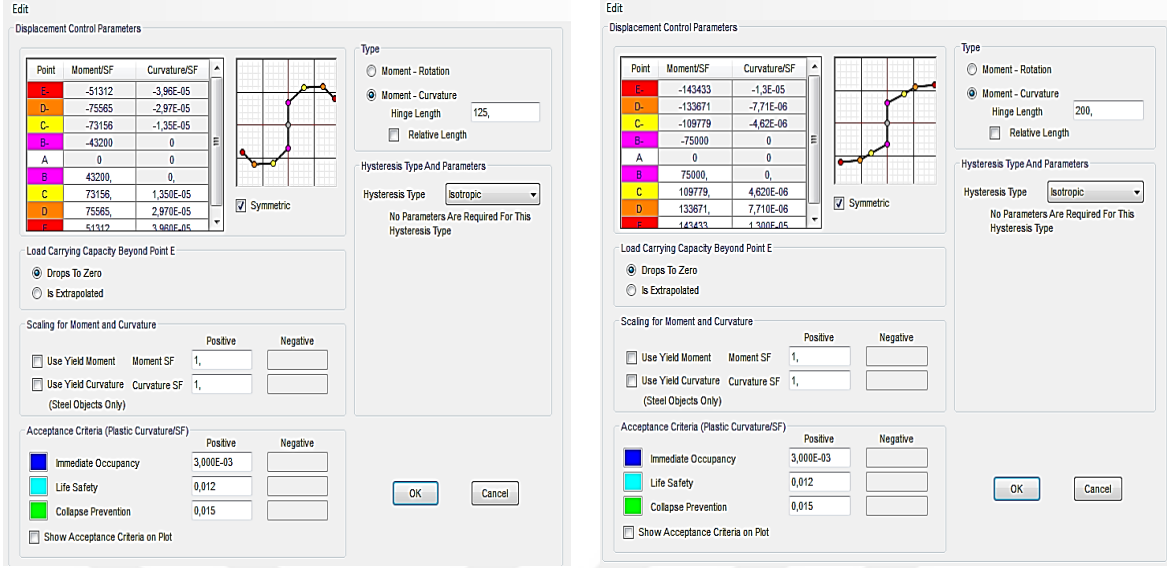
	P(kN)	V_p(kN)	V_y(kN)	V_n(kN)	Kategori Sınıfı
S1 (M3-M2)	277	47,040	41,037	93,871	5
S2 (M3)	465	43,643	39,775	116,732	5
S2 (M2)	465	81,984	77,800	68,760	1
S3 (M3)	463	81,984	77,618	68,700	1
S3 (M2)	463	43,643	39,696	116,622	5
S4 (M3)	763	134,722	126,062	97,557	1
S4 (M2)	763	62,308	57,417	85,670	5

Tablo 6. Kolonların Kategori Sınıfları (3. Kat)

	P(kN)	V_p(kN)	V_y(kN)	V_n(kN)	Kategori Sınıfı
S1 (M3-M2)	164	41,396	34,453	88,345	5
S2 (M3)	278	38,802	32,458	105,587	5
S2 (M2)	278	69,820	63,686	62,165	1
S3 (M3)	275	69,820	63,508	62,080	1
S3 (M2)	275	38,802	32,312	105,393	5
S4 (M3)	471	118,968	104,609	88,181	1
S4 (M2)	471	53,988	46,926	76,294	5

Tablo 7. Kolonların Kategori Sınıfları (4. Kat)

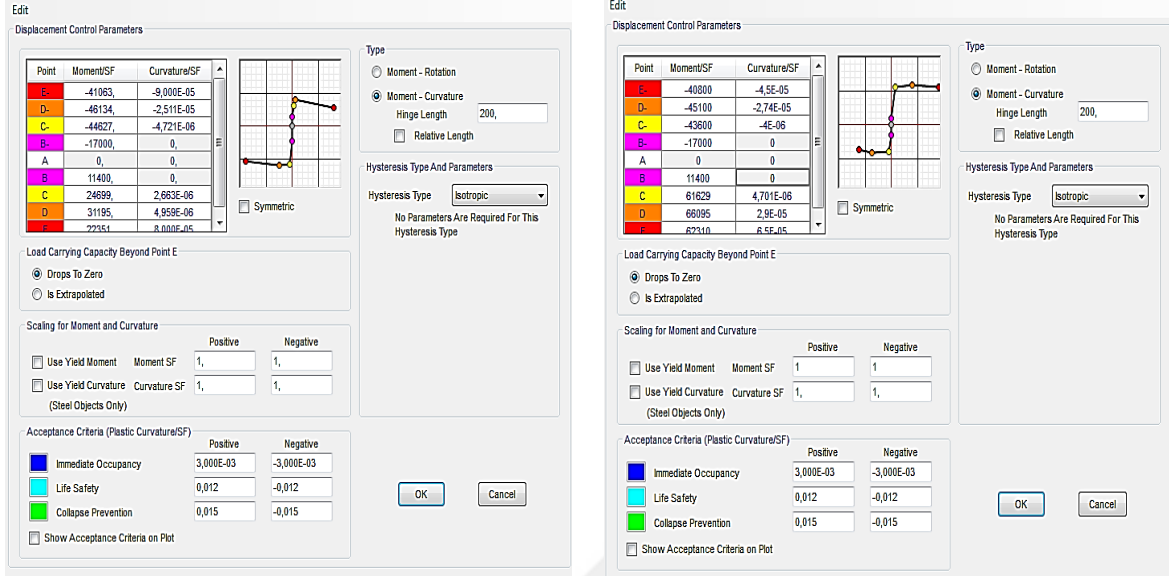
	P(kN)	V_p(kN)	V_y(kN)	V_n(kN)	Kategori Sınıfı
S1 (M3-M2)	50	33,190	28,066	81,786	5
S2 (M3)	91	30,040	23,826	92,005	5
S2 (M2)	91	51,570	47,638	54,092	4
S3 (M3)	89	51,570	47,437	54,070	4
S3 (M2)	89	30,040	23,714	91,794	5
S4 (M3)	184	90,672	77,551	76,922	1
S4 (M2)	184	41,679	34,094	65,037	5



Şekil 5.19 Eğilme plastik mafsal modeli x-y (S2)

5.3.1.2 Kiriş Eğilme Mafsalı

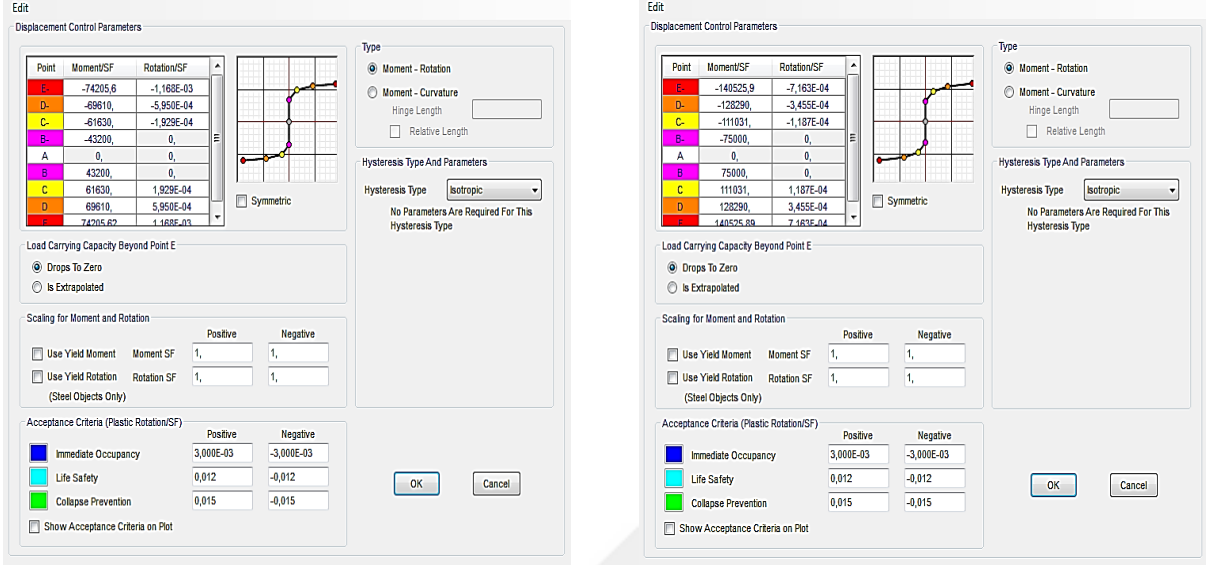
Kirişlerde de kolonlar gibi moment-eğrilik ilişkisi ile hesaplanır. Bunu yaparken kirişlerde eksenel yük sıfır alınmaktadır. Ancak kiriş kesitlerinin donatı yerleşimi kolon kesitleri gibi simetrik olmadığından, pozitif ve negatif moment altındaki basınç ve çekme donatıları yer değiştireceği için moment-dönme ilişkisi simetrik olmayacaktır. Bu gözönüne alınarak pozitif ve negatif yönde ayrı ayrı moment-eğrilik ilişkisi belirlenmelidir. Şekil 5.20' de K1 kirişi için tanımlanan eğilme plastik mafsal modeli gösterilmektedir. Zemin kat eğilme plastik mafsal modelleri diğer kirişler için Ek'te verilmiştir. Üst katlarda da eğilme plastik mafsal modelleri benzer şekilde yapılmıştır



Şekil 5.20 Eğilme plastik mafsal model açıklık-mesnet (K1)

5.3.2 Donatı sıyrılması deformasyonu plastik mafsal modeli

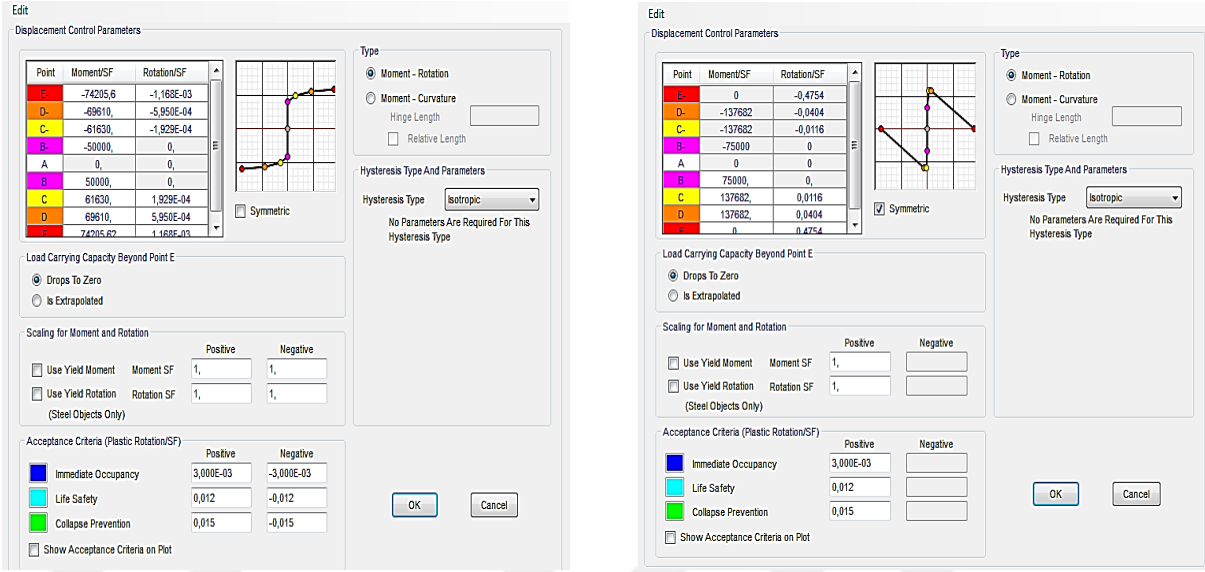
Eğilme plastik mafsalını oluşturduğumuz moment-eğrilik değerlerinden yararlanarak Sezen ve Setzler (2008)' de anlatılan donatı sıyrılması deformasyon formülasyonları ile hesap yapıp moment-dönme grafikleri oluşturulmuştur. Daha sonra Tablo 3, Tablo 4, Tablo 5, Tablo 6 ve Tablo 7'de belirtilen kategori sınıflandırmasına göre donatı sıyrılması plastik mafsal modeli için oluşturduğumuz moment-dönme grafikleri üzerinde 5 nokta belirlenerek SAP2000 programında "hinge properties" ara yüzünden donatı sıyrılması plastik mafsal modeli oluşturulmuştur. S2 kolonunun her iki yönü için oluşturulan donatı sıyrılması plastik mafsal modeli Şekil 5.21' de gösterilmektedir. Zemin kat donatı sıyrılması plastik mafsal modelleri diğer kolonlar için Ek'te verilmiştir. Üst katlarda da donatı sıyrılması plastik mafsal modelleri benzer şekilde yapılmıştır.



Şekil 5.21 Sıyırılma plastik mafsal modeli x-y (S2)

5.3.3 Kesme deformasyonu plastik mafsal modeli

Üç boyutlu yapı modelinde kesitlere etki eden kesme deformasyonunu hesaplayabilmek için, Sezen (2008) tarafından geliştirilen kesme modeli kullanılmıştır. Kesme formülasyonları kullanılarak yapılan hesaplar sonunda elde edilen kuvvet-yerdeğiştirme grafiğinden moment-dönme grafiği oluşturulmuştur. Daha sonra Tablo 3, Tablo 4, Tablo 5, Tablo 6 ve Tablo 7'de belirtilen kategori sınıflandırmasına göre kesme plastik mafsal modeli için hesaplanan moment-dönme grafiği üzerinde 5 nokta belirlenerek SAP2000 programında "hinge properties" ara yüzünden kesme plastik mafsal modeli oluşturulmuştur. S2 kolonunun her iki yönü için oluşturulan sıyırılma plastik mafsal modeli Şekil 5.22' de gösterilmektedir. Zemin kat kesme plastik mafsal modelleri diğer kolonlar için Ek'te verilmiştir. Üst katlarda da eğilme plastik mafsal modelleri benzer şekilde yapılmıştır.



Şekil 5.22 Kesme plastik mafsal modeli x-y (S2)

5.3.4 Toplam (eğilme, donatı sıyrılması, kesme) deformasyon plastik mafsal modeli

Toplam yanal deformasyonu elde edebilmemiz için eğilme, kesme ve donatı sıyrılması deformasyon modelleriyle SAP2000 programında "hinge properties" ara yüzünden oluşturduğumuz plastik mafsal modellerini tek bir model üzerine birlikte eklememiz gerekmektedir. Bu çalışmada eğilme, kesme ve donatı sıyrılması plastik mafsal modelleri tek bir model üzerinde tanımlanıp, plastik mafsal yerleşim noktaları hesaplamalar yapılarak belirlenen bu noktalara yerleştirilmiştir.

5.4 Plastik Mafsal Ataması

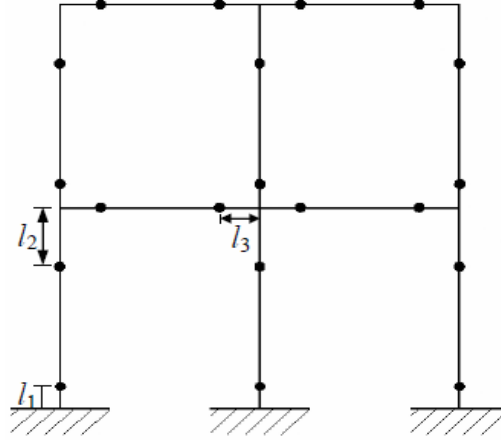
Bu çalışmada tanımlanan her bir mafsal kesitlerin mafsallaşması beklenen uç noktalarına Şekil 5.23 ' de gösterildiği gibi Denklem 5.1' de belirtilen uzaklığa göre yerleştirilmiştir. Ancak eğilme plastik mafsalları bu uç noktalara ek olarak uç noktalar arasında kolon boyunca %10 aralıklarla da yerleştirilmiştir.

$$l_1 = \frac{L_p}{2}$$

$$l_2 = H_{\text{kiriş}} + \frac{L_p}{2}$$

$$l_3 = H_{\text{kolon}} + \frac{L_p}{2}$$
(5.1)

Burada $H_{\text{kiriş}}$:Kiriş yüksekliği, H_{kolon} :Kolonun, üzerine mafsal atanan kirişe dik boyutudur, L_p :Plastik mafsal uzunluğu



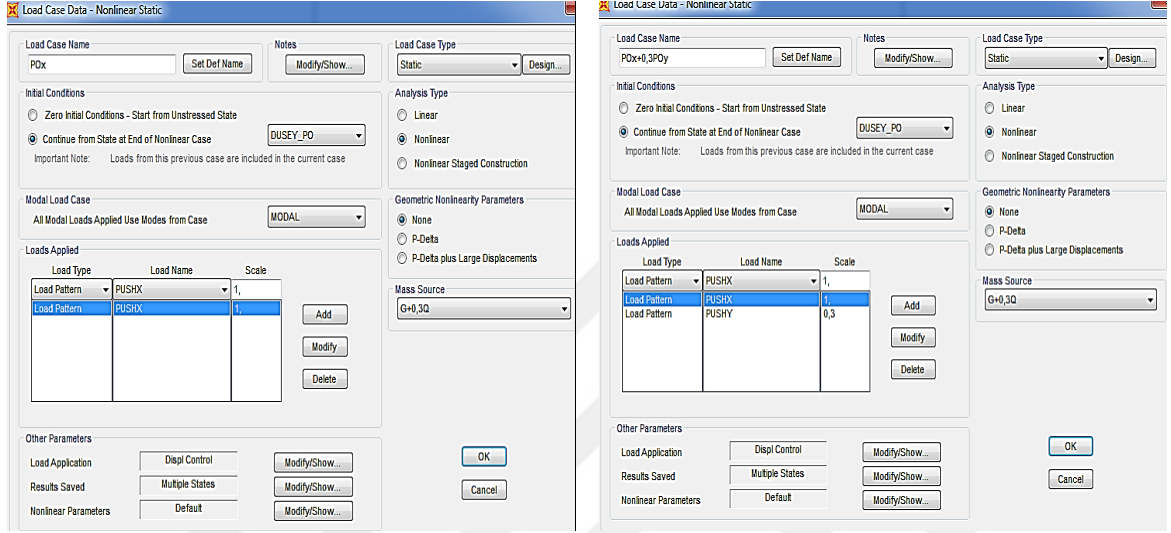
Şekil 5.23 Mafsalların eleman üzerine atanması (Inel-Ozmen, 2006)

5.5 Pushover Analizi

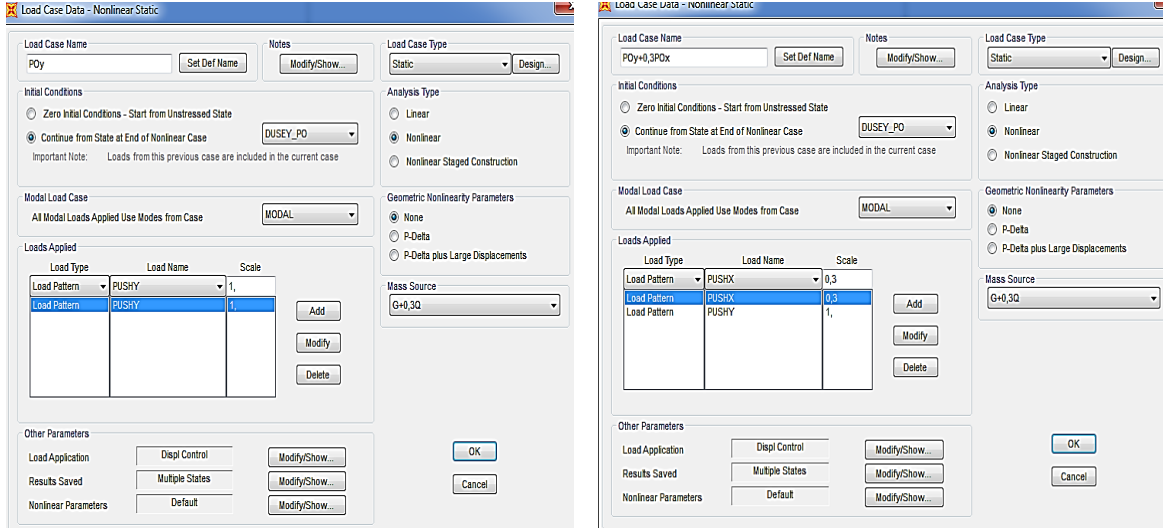
Yatay yüklerin etkisinde yapıların performanslarının ve davranış özelliklerinin belirlenebilmesi için yapılan Pushover (statik itme) analizleri, genel olarak yapıda artımsal yanal yüklerin etkisinde rijitlik etkisinde dayanım değişiminin yapı elemanlarındaki plastik davranış özellikleri dikkate alınarak hesaplandığı ve bu hesapların belirli performans değerleri için tarif edilen sayısal bir araştırma yöntemidir. Yüklerin etkisi değerleri için yapı elemanlarında meydana gelen kuvvet-yerdeğiştirme ilişkileri incelenerek yapının hasar düzeyi belirlenir. Yapının hasar düzeyi depremden sonra oluşacak fiziksel hasarları, oluşan hasarların can güvenliği açısından durumunu ve yapının kullanılabilirlik durumunu ifade eder.

Bu bölümde SAP2000 programında oluşturulan üç boyutlu yapı modeline Pushover analizi uygulanarak yapının performans durumu incelemek için Pushover analiz değişkenlerini oluşturmamız gerekmektedir. Sistem artımsal yatay yüklerin etkisine ek eşzamanlı olarak düşey yüklerin etkisinde olduğu için Pushover analizinden önce düşey yükler ($G+0.3Q$) sisteme yüklenmiştir. Bu durum "Düşey Po" olarak tanımlanmıştır. Daha sonra tek yönde (x ve y) Pushover analizi Pox ve Poy olarak, iki yönde kombinasyon

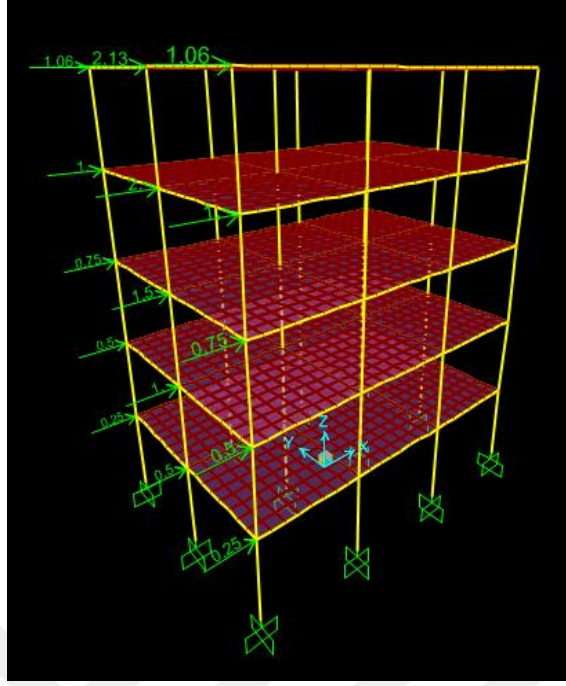
kullanılarak Pushover analizi $P_{ox}+0.3P_{oy}$, $P_{oy}+0.3P_{ox}$ olarak adlandırılıp tanımlamaları yapılmıştır. Bunlar Şekil 5.24 ve 5.25 de gösterilmektedir. TBDY 2018'e göre x ve y yönünde katlara gelen eşdeğer deprem yükleri hesaplanmış ve kat oranına göre Pushover yüklemesi yapılmış olup. Şekil 5.26 ve Şekil 5.27' de Pushover yüklenme durumu gösterilmektedir. Bu yüklemeler bittikten sonra oluşturduğumuz eğilme, kesme, donatı sınırlaması ve toplam deformasyon modelleri Pushover analizi uygulanmıştır.



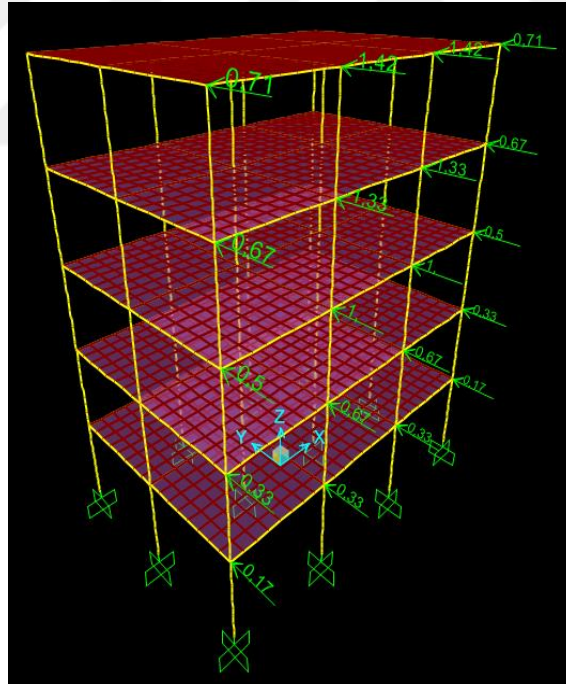
Şekil 5.24 Pushover analizi yük tanımlama ara yüzü (x yönü)



Şekil 5.25 Pushover analizi yük tanımlama ara yüzü (y yönü)



Şekil 5.26 Pushover yükleme durumu (x yönü)



Şekil 5.27 Pushover yükleme durumu (y yönü)

6. TÜRKİYE BİNA DEPREM YÖNETMELİĞİ (TBDY-2018)'YE GÖRE MEVCUT BİNALARDA DEPREM PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ

6.1 Mevcut Binaların Performans Değerlendirmesinde Kullanılacak Hesap Yaklaşımları

"Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018)'de deprem etkisi altında yapı tasarımı için iki tür yaklaşım tanımlanmaktadır. Bunlar;

Doğrusal Analiz Yaklaşımı: Günümüzde bütün deprem yönetmeliklerinde yer alan ve Can Güvenliği performans hedefini sağlamak kaydıyla azaltılmış deprem yükleri altında taşıyıcı sistemin doğrusal hesabına bağlı geleneksel tasarım yaklaşımıdır. Bu yaklaşımda;

- Göz önünde bulundurulan belirli bir performans hedefi için tanımlanan taşıyıcı sistemin süneklik kapasitesine göre azaltılmış deprem yükleri belirlenir.
- Belirlenen deprem yükleri altında taşıyıcı sistemin doğrusal deprem hesabı yapılır ve bulunan eleman azaltılmış iç kuvvetleri, diğer yüklerden oluşan iç kuvvetlerle birleştirilerek dayanım talepleri elde edilir.
- Eleman dayanım talepleri, öngörülen performans hedefi için tanımlanmış olan eleman iç kuvvet kapasiteleri (yani dayanım kapasiteleri) ile karşılaştırılır.
- Deprem hesabından elde edilen görelî kat ötelemeleri izin verilen sınırlarla karşılaştırılır.
- Dayanım taleplerinin dayanım kapasitelerinin altında olduğu ve aynı zamanda görelî kat ötelemelerinin izin verilen sınırların altında olduğu gösterilerek tasarım tamamlanır. Aksi durum gerçekleşirse eleman kesitleri değiştirilir ve hesap tekrarlanır.

Doğrusal Olmayan Analiz Yaklaşımı: Çeşitli performans hedefleri için taşıyıcı sistemin gerçek davranışının modellenmesine ve nonlinear hesabına izin veren, günümüzde ve gelecekteki uygulamalarda yaygın olarak kullanılması beklenen modern tasarım yaklaşımıdır. Bu yaklaşımda;

- Mevcut veya daha önce ön tasarımı yapılmış taşıyıcı sistem elemanlarının nonlinear modelleme yaklaşımları ile uyumlu iç kuvvet – şekil değiştirme bağıntıları belirlenir.

- Gz önünde bulundurulan performans hedefleri ile uyumlu olarak seçilen deprem yer hareketleri altında, taşıyıcı sistemin statik veya zaman tanım alanında dinamik artımsal yöntemlerle hesabı yapılır. Bu hesaplar sonucunda nonlinear sünek davranışa ilişkin Şekil değiştirme talepleri ile gevrek davranışa ilişkin dayanım talepleri elde edilir.
- Elde edilen Şekil değiştirme ve iç kuvvet talepleri, öngörülen performans hedefleri ile uyumlu bir Şekilde tanımlanan Şekil değiştirme ve dayanım kapasiteleri ile karşılaştırılır.
- Mevcut binalar için, Şekil değiştirme ve dayanım taleplerinin bunlara karşı gelen Şekil değiştirme ve dayanım kapasitelerinin altında olduğu veya onları aştığı gösterilerek Şekil değiştirmeye göre değerlendirme tamamlanır.
- Yeni yapılacak veya güçlendirilme uygulanacak mevcut binaların Şekil değiştirme ve dayanım talepleri, bunlara karşılık gelen Şekil değiştirme ve dayanım kapasitelerinin altında ise Şekil değiştirmeye göre tasarım tamamlanır. Aksi durum olursa eleman kesitleri değiştirilir ve hesap yeniden yapılıp değerlendirme yeni hesaba göre yapılır ve bu böylece Şekil değiştirmeye göre tasarım sonuçlandırılır." (TBDY-2018)

6.2 Yapı Elemanlarında Şekil Değiştirme Sınırları

Bu bölümde TBDY 2018’de bulunan bölüm 15.7’ deki sınırlamalar ve bölüm 5.8’deki formülasyonları kullanılarak tüm kolonların Şekil değiştirme sınırlarının hesaplamaları yapılmıştır. Hesaplama sonucunda örnek olması açısından 4 adet kolunun bulunan sınır koşulları Tablo 8’ de verilmiştir.

Tablo 8. Kolonlarda şekildeğiştime sınır değerleri

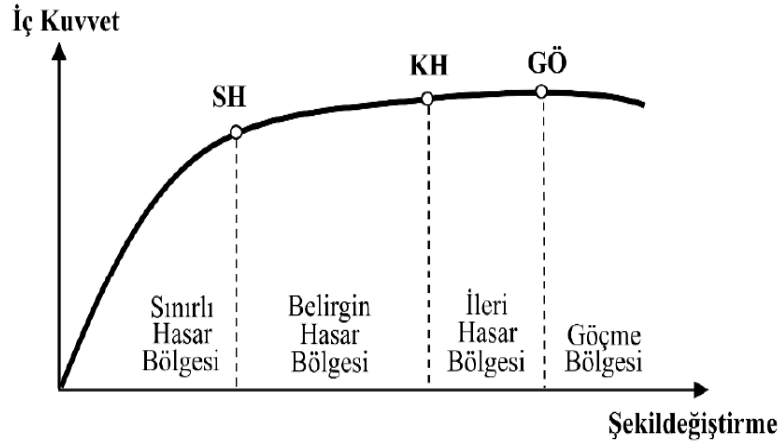
KOLONLAR	SINIRLAR	ϵ_{cu}	ϵ_s
S1	SH	0,0025	0,0075
	KH	0,0056	0,0480
	GÖ	0,0103	0,0640
S2	SH	0,0025	0,0075
	KH	0,0047	0,0480
	GÖ	0,0056	0,0640
S3	SH	0,0025	0,0075
	KH	0,0039	0,0480
	GÖ	0,0052	0,0640
S4	SH	0,0025	0,0075
	KH	0,0453	0,0480
	GÖ	0,0060	0,0640

6.3 Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri

Sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç hasar durumu ve hasar sınırı tanımlanmıştır. Bunlar; *Sınırlı Hasar (SH)*, *Kontrollü Hasar (KH)* ve *Göçme Öncesi Hasar (GÖ)* durumları ve bunların sınır değerleridir. Sınırlı hasar ilgili kesitte sınırlı miktarda elastik ötesi davranışı, kontrollü hasar kesit dayanımının güvenli olarak sağlanabileceği elastik ötesi davranışı, göçme öncesi hasar durumu ise kesitte ileri düzeyde elastik ötesi davranışı tanımlamaktadır. Gevrek olarak hasar gören elemanlarda bu sınıflandırma geçerli değildir.

Kritik kesitlerinin hasarı SH'ya ulaşmayan elemanlar *Sınırlı Hasar Bölgesi'*nde, SH ile KH arasında kalan elemanlar *Belirgin Hasar Bölgesi'*nde, KH ile GÖ arasında kalan elemanlar *İleri Hasar Bölgesi'*nde, GÖ'yü aşan elemanlar ise *Göçme Bölgesi'*nde yer alırlar. (Şekil 6.1)

Kesit ve eleman hasarları bölüm 6.1 de ki yaklaşımlar kullanılarak hesaplanan iç kuvvetlerin veya şekil değiştirmelerin Şekil 6.1'de gösterilen kesit hasar sınırlarına karşı gelmek üzere tanımlanan sayısal değerler ile karşılaştırılması sonucunda kesitlerin hangi hasar bölgesinde olduğuna karar verilecektir. Eleman hasarı kesitlerin en fazla hasar gören kesitine göre belirlenecektir.



Şekil 6.1 Kesit hasar sınırları ve bölgeleri (TBDY-2018)

6.4 Mevcut Bina Performans Düzeyleri

6.4.1 Mevcut binalarda sınırlı hasar performans düzeyi

Bu performans düzeyinde taşıyıcı sistem elemanlarında sınırlı düzeyde hasarın olduğu, doğrusal olmayan davranışın sınırlı seviyede kaldığı hasar düzeyine karşılık gelir. Bu performans düzeyine dahil olacak hasar sınır durumu değerlendirilirken; Betonarme binaların herhangi bir katında, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %20'si *Belirgin Hasar Bölgesi*'ne geçebilir, ancak diğer taşıyıcı elemanlarının tümü *Sınırlı Hasar Bölgesi*'ndedir. Eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri kaydı ile, bu durumdaki binaların *Sınırlı Hasar Performans Düzeyi*'nde olduğu kabul edilir. Çelik ve prefabrike betonarme binalarda bu istisnalar geçerli değildir.

6.4.2 Mevcut binalarda kontrollü hasar performans düzeyi

Bu performans düzeyi, taşıyıcı sistem elemanlarında can güvenliğini sağlamak üzere taşıyıcı sistem elemanlarında çok ağır olmayan ve çoğunlukla onarılması mümkün olan kontrollü hasar düzeyine karşılık gelir. Bu performans seviyesi için hasar durumları değerlendirilirken; Eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri kaydı ile, aşağıdaki koşulları sağlayan binaların *Kontrollü Hasar Performans Düzeyi*'nde olduğu kabul edilir.

- a) Betonarme binaların herhangi bir katında, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda, ikincil (yatay yük taşıyıcı sisteminde yer almayan) kirişler hariç olmak üzere, kirişlerin en fazla %35'i ve düşey elemanların (kolonlar, perdeler ve güçlendirilmiş bölme duvarlar) aşağıdaki (b) paragrafında tanımlanan kadarı *İleri Hasar Bölgesi*'ne geçebilir. Çelik ve prefabrike betonarme binalarda bu istisnalar geçerli değildir.
- b) *İleri Hasar Bölgesi*'ndeki düşey elemanların, her bir katta düşey elemanlar tarafından taşınan kesme kuvvetine toplam katkısı %20'nin altında olmalıdır. En üst katta *İleri Hasar Bölgesi*'ndeki düşey elemanların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm düşey elemanların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olabilir.
- c) Diğer taşıyıcı elemanların tümü *Sınırlı Hasar Bölgesi* veya *Belirgin Hasar Bölgesi*'ndedir. Ancak, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden *Belirgin Hasar Sınırı* aşılmış olan düşey elemanlar tarafından taşınan kesme kuvvetlerinin, o kattaki tüm düşey elemanlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir.

6.4.3 Mevcut binalarda göçmenin önlenmesi performans düzeyi

Bu performans düzeyi, taşıyıcı sistem elemanlarında ileri düzeyde ağır hasarın oluştuğu göçme öncesi duruma karşılık gelir. Binanın tamamen veya kısmen göçmesi önlenmiştir. Bu performans seviyesi için hasar durumları değerlendirilirken; Gevrek olarak hasar gören tüm elemanların *Göçme Bölgesi*'nde olduğunun gözönüne alınması kaydı ile, aşağıdaki koşulları sağlayan binaların *Göçmenin Önlenmesi Performans Düzeyi*'nde olduğu kabul edilir:

- a) Betonarme binaların herhangi bir katında, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda, ikincil (yatay yük taşıyıcı sisteminde yer almayan) kirişler hariç olmak üzere, kirişlerin en fazla %20'si *Göçme Bölgesi*'ne geçebilir. Çelik ve prefabrike betonarme binalarda bu istisnalar geçerli değildir.
- b) Diğer taşıyıcı elemanların tümü *Sınırlı Hasar Bölgesi*, *Belirgin Hasar Bölgesi* veya *İleri Hasar Bölgesi*'ndedir. Ancak, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden *Belirgin Hasar Sınırı* aşılmış olan düşey elemanlar tarafından taşınan kesme

kuvvetlerinin, o kattaki tüm düşey elemanlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir.

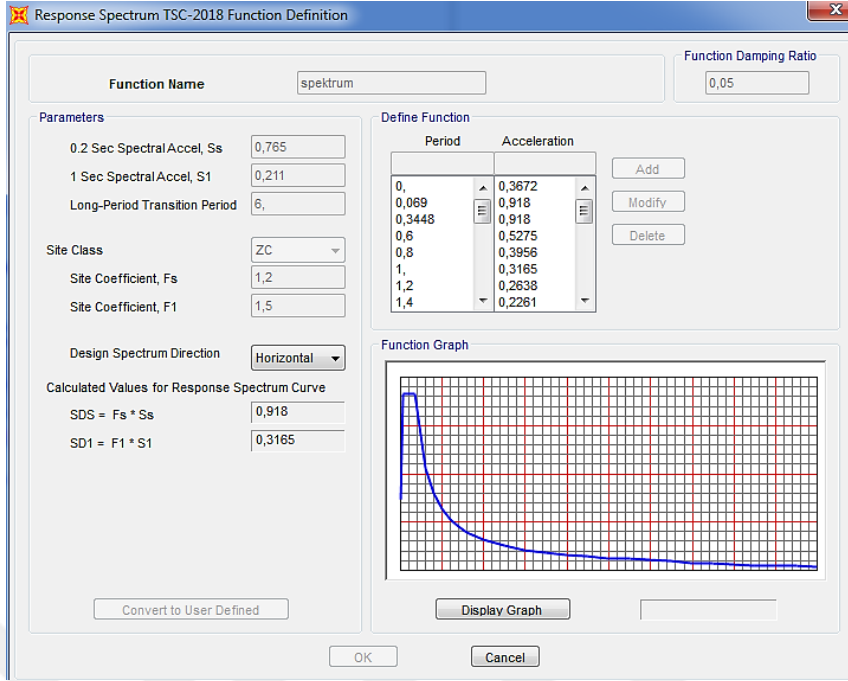
c) Binanın mevcut durumunda kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır.

6.4.4 Göçme durumu

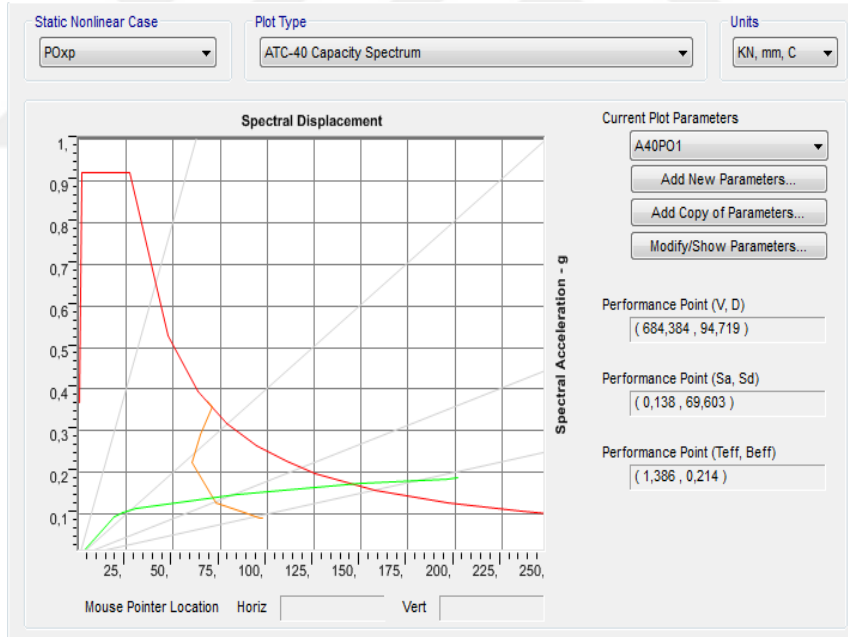
Bina *Göçmenin Önlenmesi Performans Düzeyi*'ni sağlayamıyorsa *Göçme Durumu*'ndadır. Binanın kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır.

6.5 Bina Performans Analizi

SAP2000 programından TBDY 2018 spectrum fonksiyonu TSC-2018, gerekli veriler AFAD'ın sitesinden alınarak tanımlandı ve analiz yapıldı daha sonra Pushover analiz sonuçları ile karşılaştırıldı ve bu karşılaştırma ile program bize binanın spektral yerdeğiştirme kapasitesini verdi. Bu yerdeğiştirme kapasitesine göre tekrar Pushover analizi yapıldı ve analiz sonucunda kesitlerde oluşan plastik mafsallara baz alınarak bölüm 6.2 de anlatılanlara göre hesaplamalar yapıldı. Daha sonra bölüm 6.3'e göre kesit hasar sınırları belirlendi ve bölüm 6.4'deki sınırlamalara göre binanın performans seviyesi bulundu. Bu hesaplamalar sadece eğilme ve toplam deformasyon modelleri için yapıldı. Yapılan tüm işlemler x ve y yönü için ayrı ayrı tekrarlandı. Aşağıdaki şekillerde programda tanımlanan spektrum eğrisi ve Pushover eğrisi - spektrum eğrisi çakışması ile spektral yerdeğiştirme nasıl alınıyor gösterilmektedir.



Şekil 6.2 SAP2000 TSC 2018 kapasite eğrisi



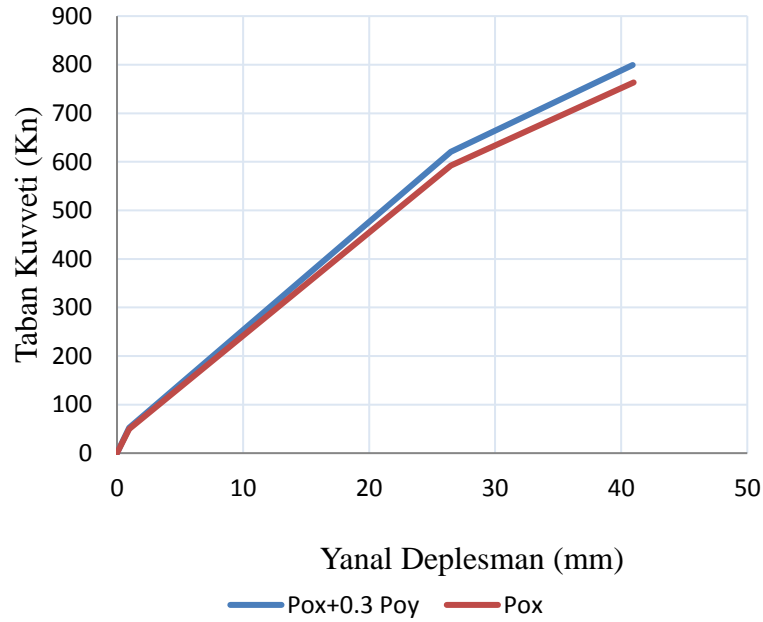
Şekil 6.3 SAP2000 Kapasite eğrisi ve Pushover eğrisi çakışması

7. ANALİZ SONUÇLARI

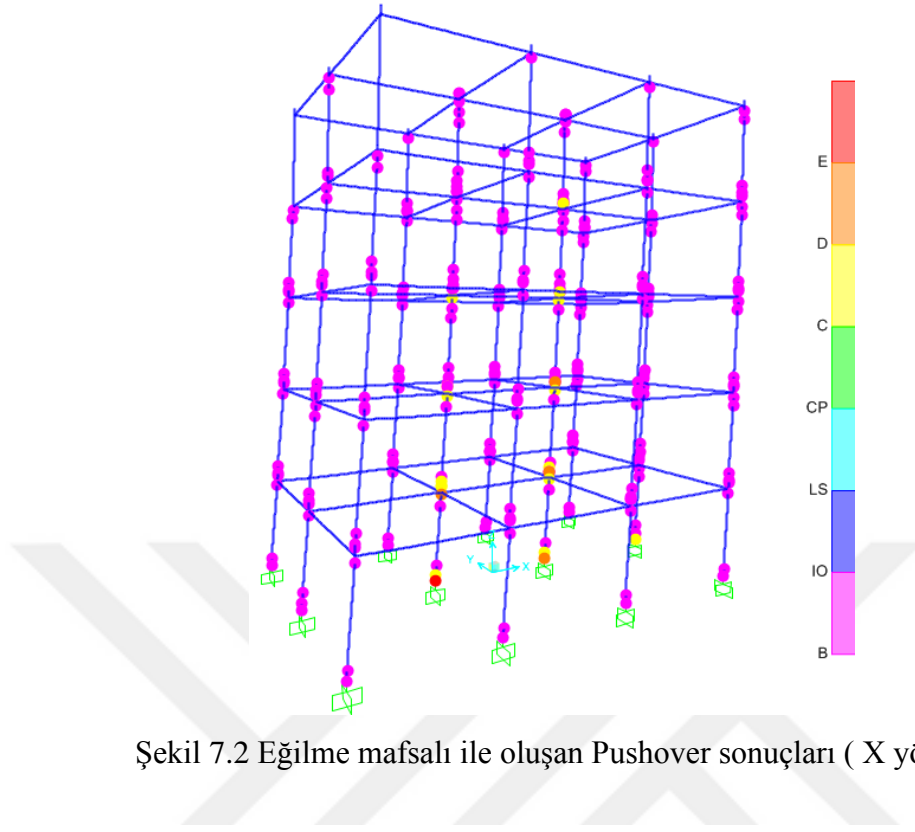
7.1 Pushover Analiz Sonuçları

7.1.1 Eğilme deformasyonu sonuçları

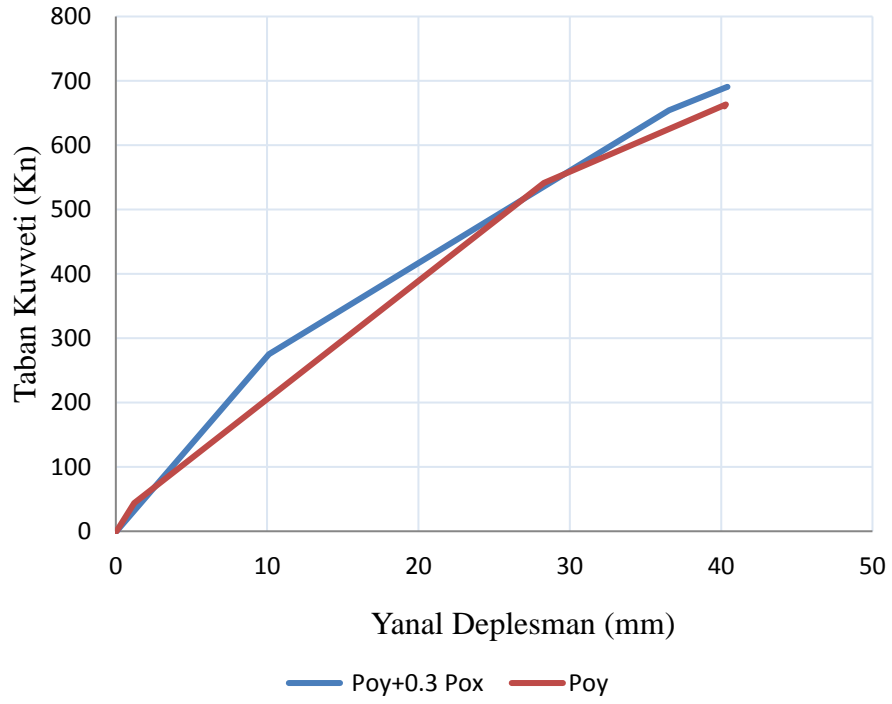
Bu bölümde SAP2000 programında oluşturmuş olduğumuz üç boyutlu yapı modelinin eğilme deformasyon sonuçları verilmiştir. Üç boyutlu yapı modelinin her bir kesiti için moment-eğrilik ilişkisine bağlı olarak ayrı ayrı iki eksen için bölüm 5.3.1' de verilen eğilme plastik mafsalları kolon boyunca %10 aralıklarla yerleştirilmiş olup, alt ve üst ucu yerleştirilirken bölüm 5.4' de anlatılan plastik mafsal yerleşimine göre her bir kesit için ayrı ayrı hesap yapılmıştır. Kirişlerde plastik mafsallar kiriş uç noktalarına yerleştirilmiştir. Plastik mafsallar yerleştirildikten sonra Pushover yüklemeleri önceden hesaplanmış olduğum kata gelen eşdeğer deprem kuvvetleri oranlanarak Şekil 5.26 ve Şekil 5.27' de gösterildiği gibi yüklenmiştir ve analiz yapılmıştır. Analiz sonucunda her iki doğrultuda da oluşan eğilme deformasyonu Pushover eğrileri ve mafsal durumları aşağıda gösterilmiştir. Plastik mafsal oluşumlarına bakıldığında x ve y yönünde zemin kat S4 kolonlarında göçme meydana geldiği görülmektedir.



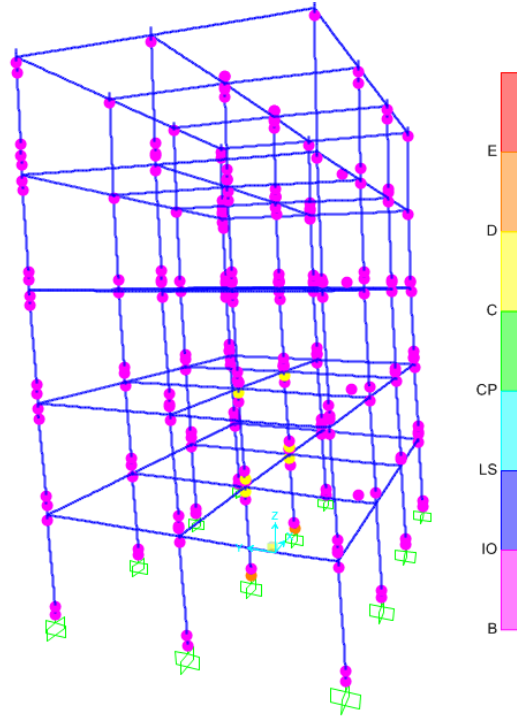
Şekil 7.1 Eğilme X yönü Pushover eğrisi



Şekil 7.2 Eğilme mafsalı ile oluşan Pushover sonuçları (X yönü)



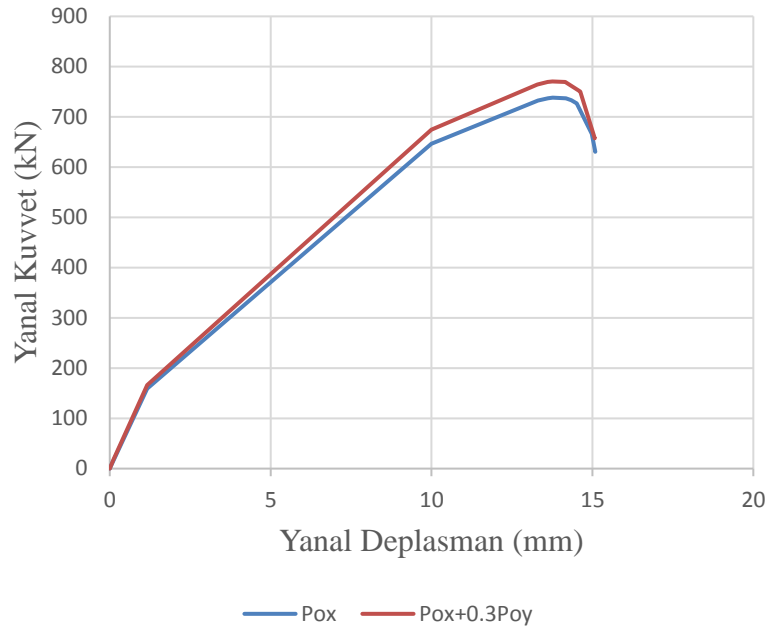
Şekil 7.3 Eğilme Y yönü Pushover eğrisi



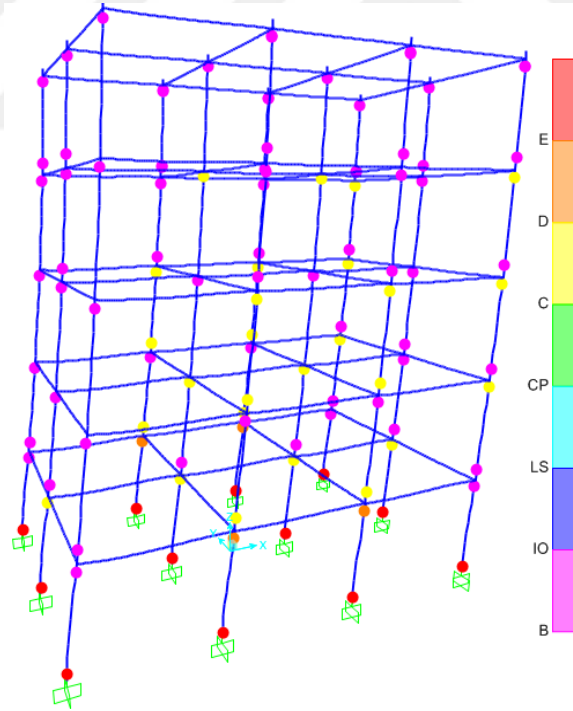
Şekil 7.4 Eğilme mafsalı ile oluşan Pushover sonuçları (Y yönü)

7.1.2 Donatı sıyırılması deformasyonu sonuçları

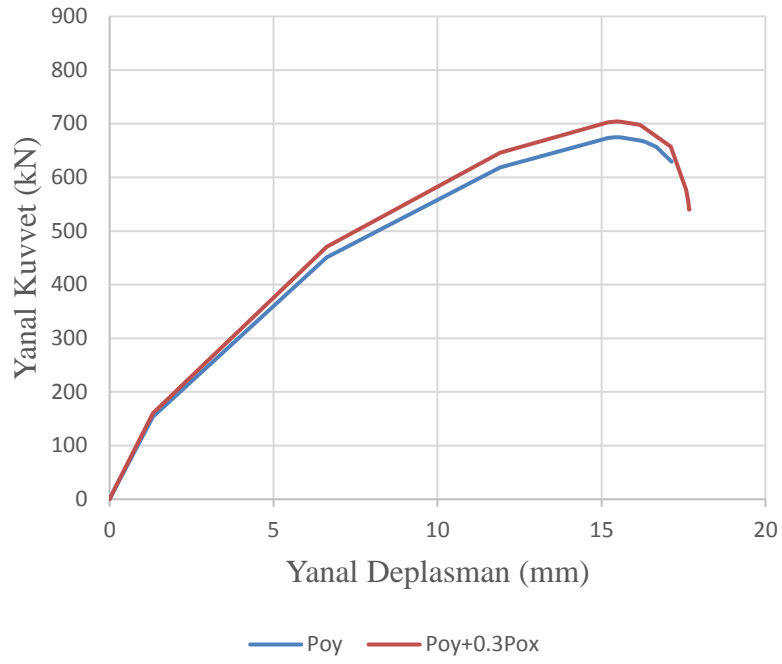
Bu bölümde Sap2000 programında oluşturmuş olduğumuz üç boyutlu yapı modelinin donatı sıyırılması deformasyon sonuçları verilmiştir. Üç boyutlu yapı modeline bölüm 5.3.2 de verildiği gibi plastik mafsallar her iki eksen için ayrı ayrı oluşturulmuştur. Plastik mafsallar donatı sıyırılması deformasyonunun kolon uç noktalarında oluşacağı düşünülererek kolon uç noktalarına bölüm 5.4'de anlatılan plastik mafsal yerleşimine göre her bir kesit için ayrı ayrı hesap yapıp yerleştirilmiştir. Plastik mafsallar yerleştirildikten sonra Pushover yüklemeleri kata gelen deprem kuvvetleri oranlanarak Şekil 5.26 ve Şekil 5.27' de gösterildiği gibi yüklenmiştir ve analiz yapılmıştır. Analiz sonucunda her iki doğrultuda da oluşan donatı sıyırılması deformasyonu Pushover eğrileri ve mafsal durumları aşağıda gösterilmiştir. Plastik mafsal oluşumlarına bakıldığında x ve y yönünde zemin kat kolonlarının hemen hemen hepsinin göçmeye maruz kaldığı görülmektedir.



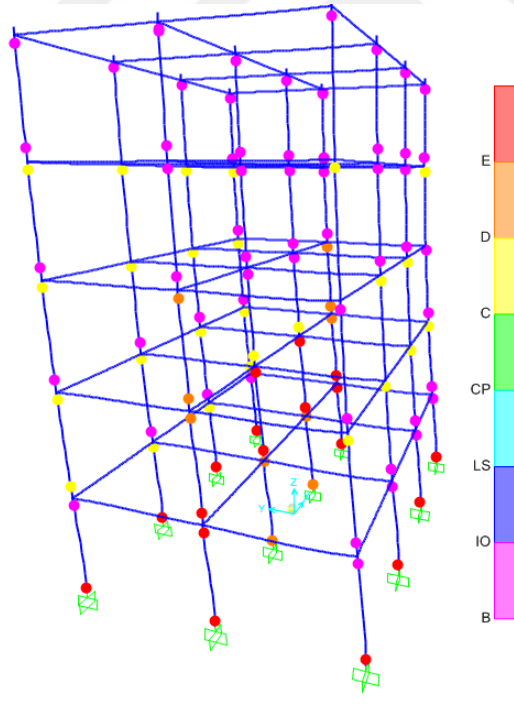
Şekil 7.5 Donatı sınırlaması X yönü Pushover eğrisi



Şekil 7.6 Donatı sınırlaması mafsalı ile oluşan Pushover sonuçları (X yönü)



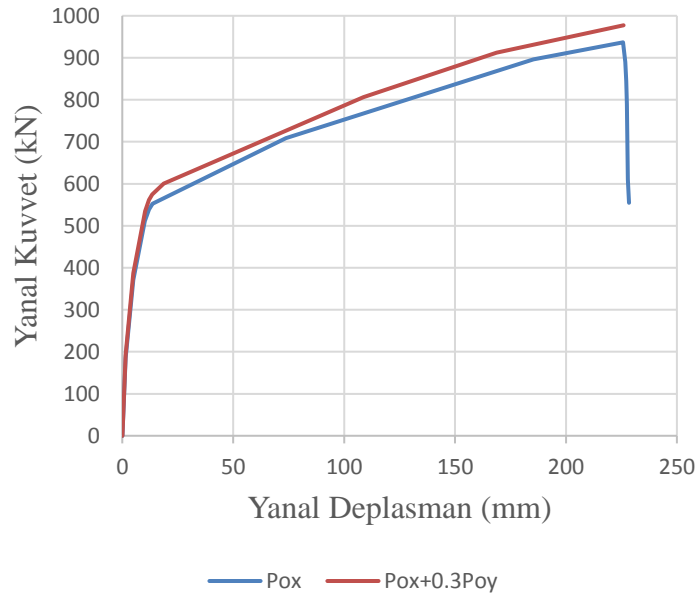
Şekil 7.7 Donatı sınırlaması Y yönü Pushover eğrisi



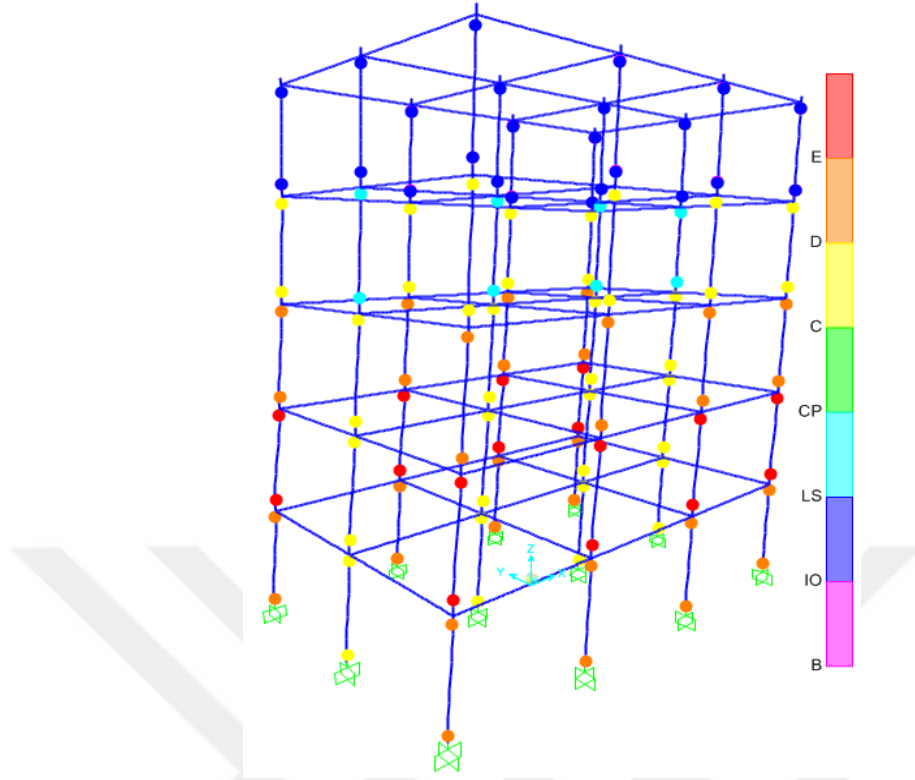
Şekil 7.8 Donatı sınırlaması mafsalı ile oluşan Pushover sonuçları (Y yönü)

7.1.3 Kesme deformasyonu sonuçları

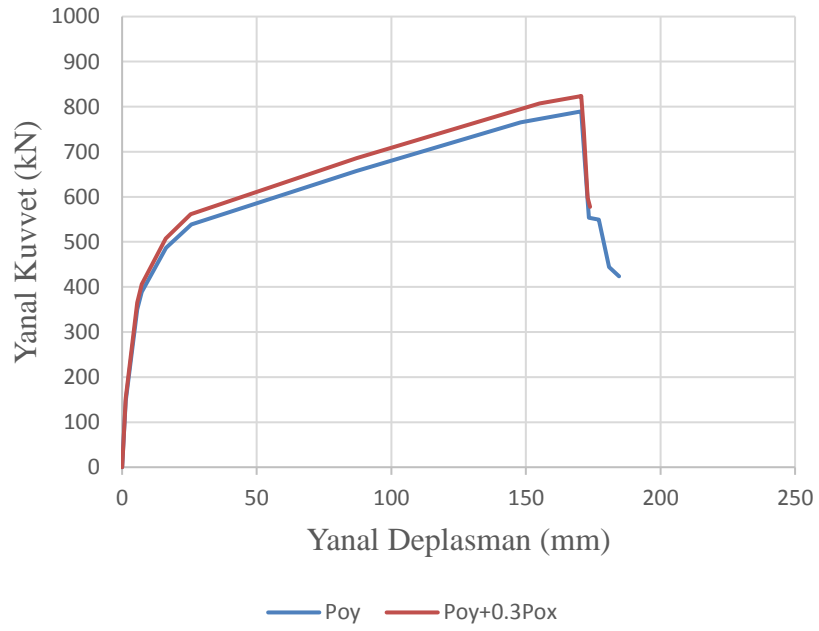
Yapılan çalışmada üç boyutlu yapı modelinin kolonlarının kesme davranışı Sezen (2008) tarafından geliştirilen kesme modelindeki formüller kullanılarak oluşturulmuştur. Kesme plastik mafsal modeli örneği bölüm 5.3.3'de verilmektedir. Plastik mafsallar kesme deformasyonunun kolon uç noktalarında oluşacağı düşünülerek kolon uç noktalarına bölüm 5.4'de anlatılan plastik mafsal yerleşimine göre her bir kesit için ayrı ayrı hesap yapıp yerleştirilmiştir. Plastik mafsallar yerleştirildikten sonra Pushover yüklemeleri kata gelen deprem kuvvetleri oranlanarak Şekil 5.26 ve Şekil 5.27' de gösterildiği gibi yüklenmiş ve analiz yapılmıştır. Analiz sonucunda her iki doğrultuda da oluşan kesme deformasyonu Pushover eğrileri ve mafsal durumları aşağıda gösterilmiştir. Plastik mafsal oluşumlarına bakıldığında; x ve y yönünde zemin kat tüm kolonlarında göçme olduğu görülmektedir.



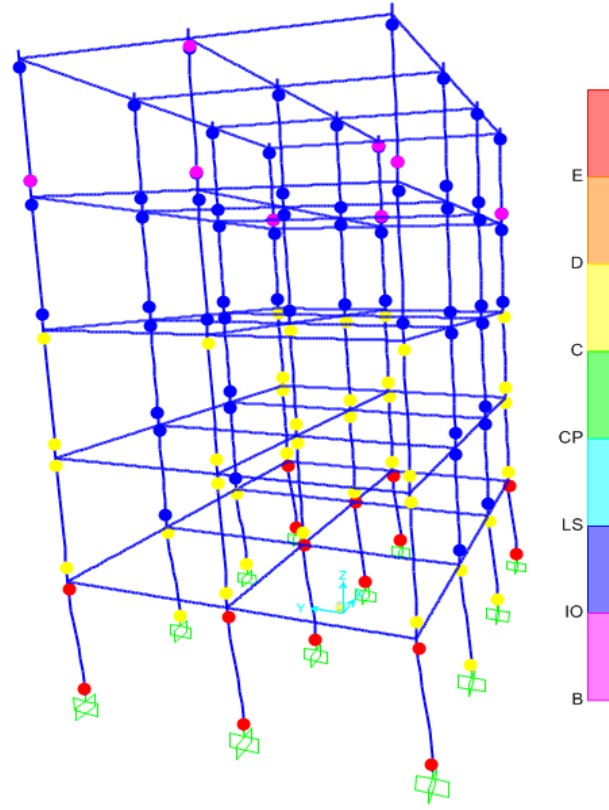
Şekil 7.9 Kesme X yönü Pushover eğrisi



Şekil 7.10 Kesme mafsalı ile oluşan Pushover sonuçları (X yönü)



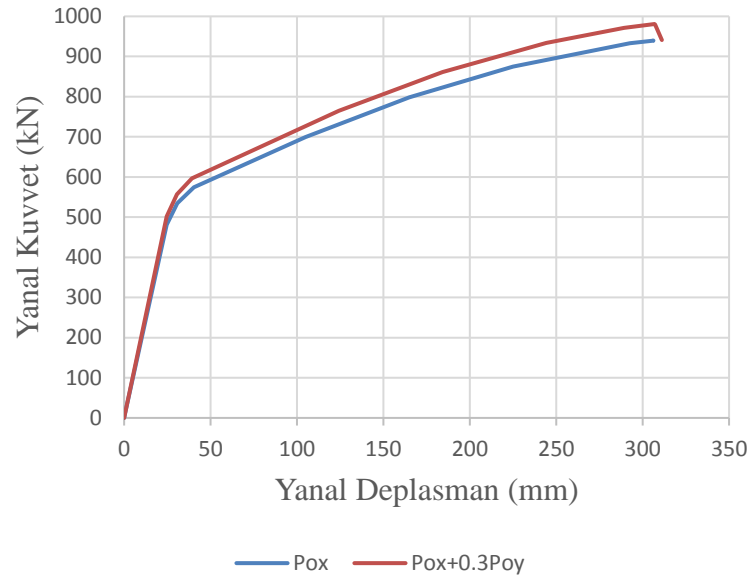
Şekil 7.11 Kesme Y yönü Pushover eğrisi



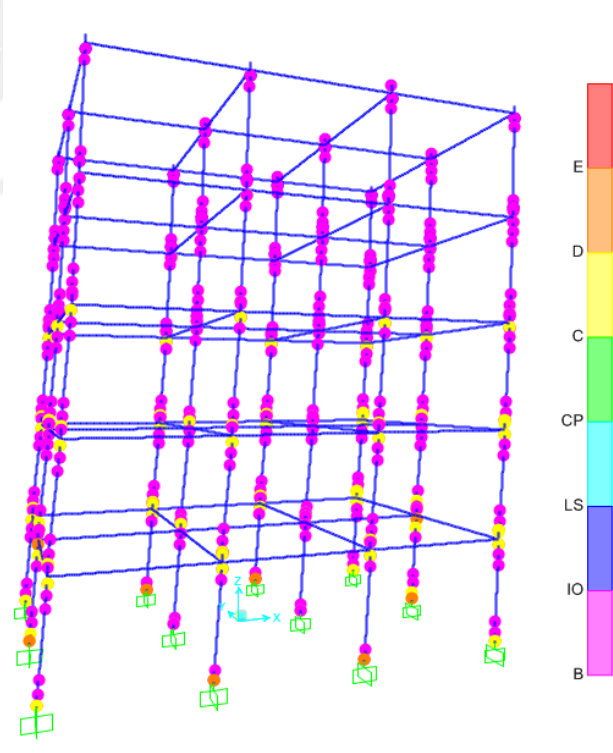
Şekil 7.12 Kesme mafsalı ile oluşan Pushover sonuçları (Y yönü)

7.1.4 Toplam (Eğilme, Donatı sıyrılması, Kesme) deformasyon sonuçları

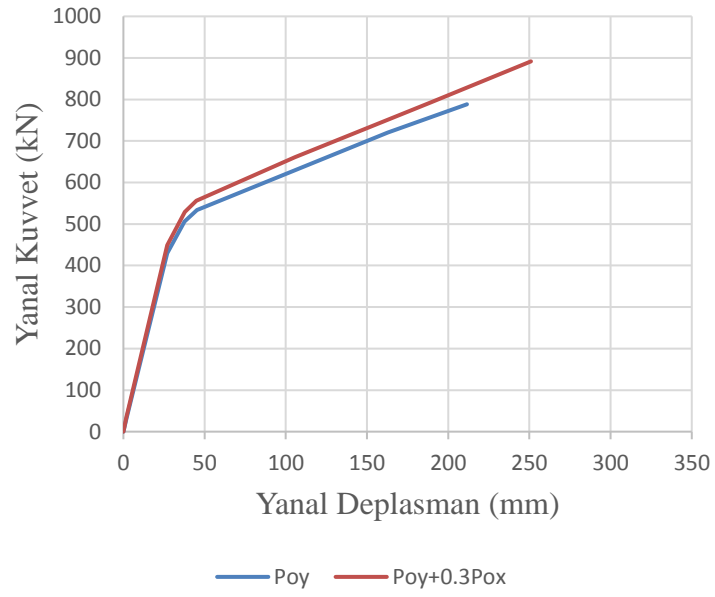
Eğilme, donatı sıyrılması ve kesme deformasyonlarının toplamı bize toplam deformasyonu vereceğinden dolayı, bu üç deformasyon modelinin oluşturulan plastik mafsalları üç boyutlu yapı modeline bölüm 5.4'de anlatılan plastik mafsal yerleşimine göre her bir kesit için ayrı ayrı hesap yapıp eğilme plastik mafsalları kolon boyunca %10 aralıklarla, donatı sıyrılması ve kesme plastik mafsalları kolon uç noktalarına birlikte yerleştirilmiştir. Plastik mafsallar yerleştirildikten sonra Pushover yüklemeleri kata gelen deprem kuvvetleri oranlanarak Şekil 5.26 ve Şekil 5.27' de gösterildiği gibi yüklenmiş ve analiz yapılmıştır. Analiz sonucunda her iki doğrultuda da oluşan toplam deformasyon Pushover eğrileri ve mafsal durumları aşağıda gösterilmiştir. Plastik mafsal oluşumlarına bakıldığında x yönünde zemin kat S3 kolonları hariç diğer tüm kolonlarda göçme, y yönünde zemin kat bütün kolonlarında göçme meydana gelmiştir



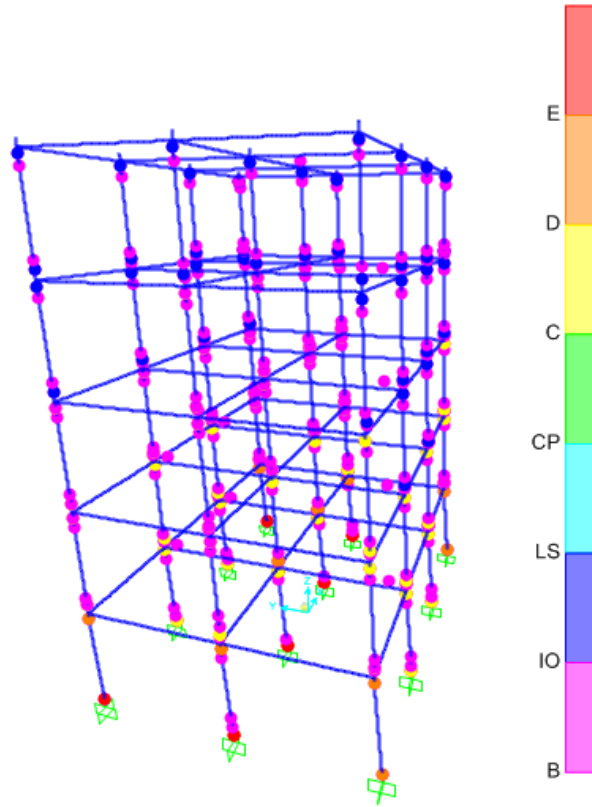
Şekil 7.13 Toplam deformasyonun X yönü Pushover eğrisi



Şekil 7.14 Toplam (eğilme, donatı sıyrılması, kesme) mafsalı ile oluşan Pushover sonuçları
X yönü)



Şekil 7.15 Toplam defromasyonun Y yönü Pushover eğrisi



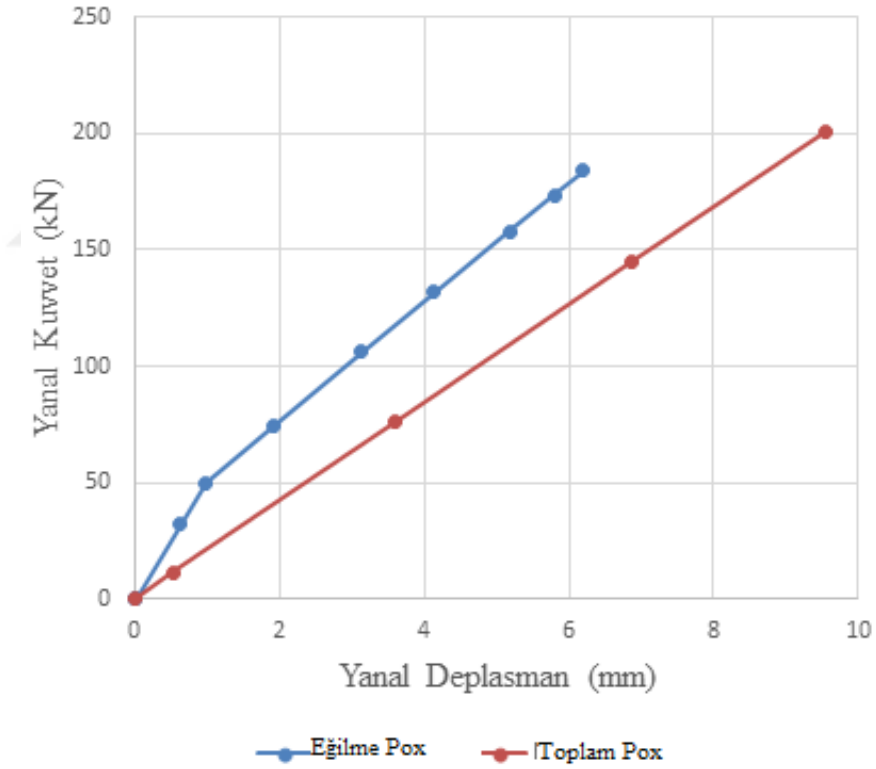
Şekil 7.16 Toplam (eğilme, donatı sıyrması, kesme) mafsalı ile oluşan Pushover sonuçları Y yönü)

Tablo 9. Pushover analizi yanar deformasyonlar

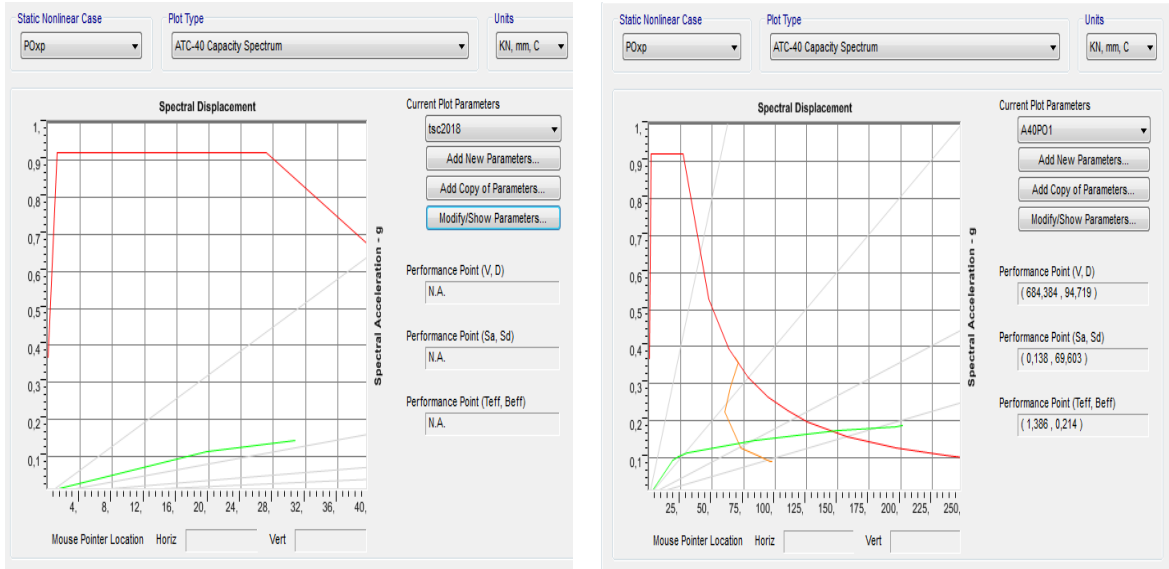
Deformasyon Bileşenleri	X yönü yanar deplasman (mm)	Y yönü yanar deplasman(mm)
Eğilme	41	40
Donatı sıyrılması	15	17
Kesme	228	180
Toplam	290	211

7.2 Performans Analiz Sonuçları

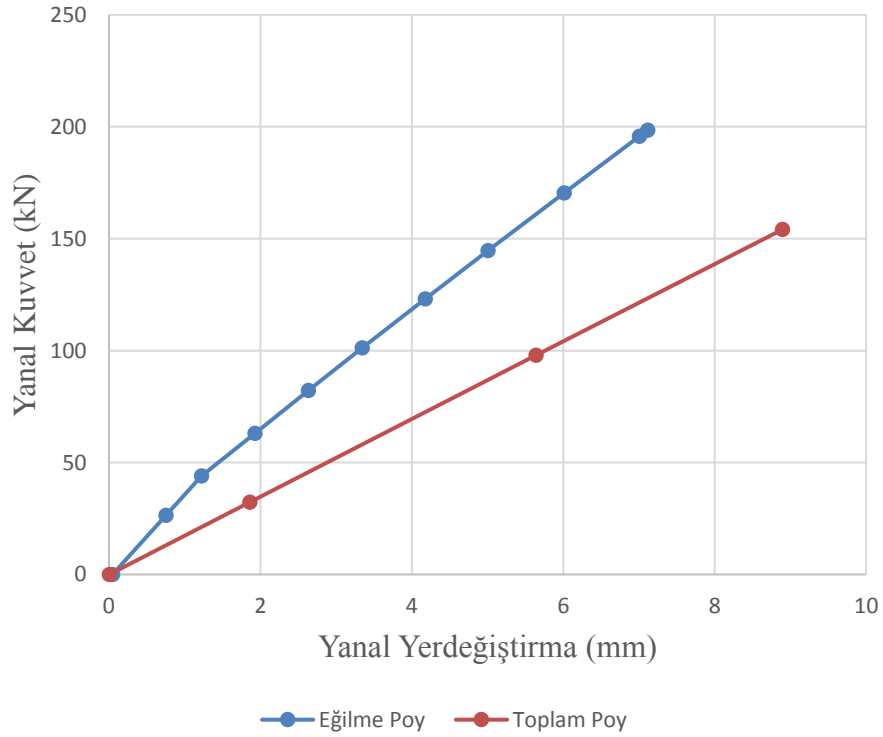
Yapılan analizler sonucunda eğilme deformasyonunda performans noktasına ulaşamadığı için bina göçmüştür. Toplam deformasyon için Şekil 7.17 ve Şekil 7.18’de verilen Pushover eğrilerinin başlangıç eğimine bakılarak binanın rijitliğinde azalma olduğu görülmektedir.



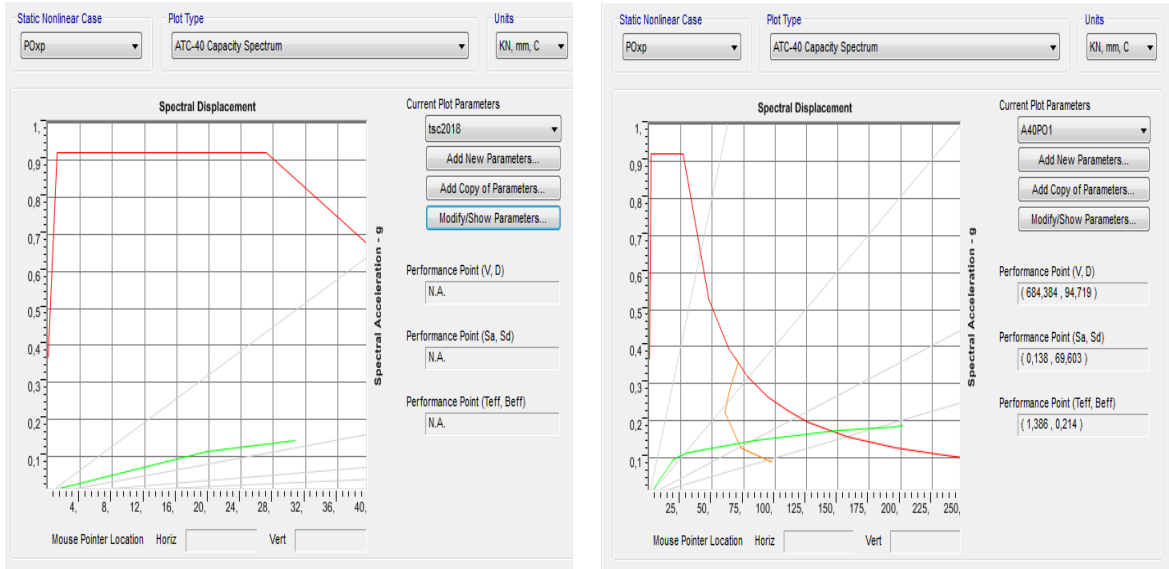
Şekil 7.17 Eğilme ve toplam deformasyonun Pushover eğrileri (x yönü)



Şekil 7.18 Eğilme ve toplam deformasyon Kapasite eğrisi – Pushover eğrisi karşılaştırılması (x yönü)



Şekil 7.19 Eğilme ve toplam deformasyonun Pushover eğrileri (x yönü)



Şekil 7.20 Eğilme ve toplam deformasyon Kapasite eğrisi – Pushover eğrisi çakıştırılması (y yönü)

8. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışma kapsamında mevcut yapı stokunun büyük çoğunluğunu oluşturan eski betonarme yapılar gözönüne bulundurularak 1975 ABYYHY' ye göre tasarlanmış 5 katlı bir yapı modeli; eğilme, kesme ve donatı sıyrılması deformasyonlarına göre doğrusal olmayan analizle performans değerlendirmesi yapılmıştır. Modelleme ve analizler de SAP2000 programı kullanılmıştır. Çalışmada aynı modelden eğilme deformasyonu, kesme deformasyonu, donatı sıyrılması deformasyonu ve toplam deformasyon için ayrı ayrı hazırlanmıştır. Hazırlanan tüm modeller 2018 Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY)' de de yer alan Pushover analizine tabi tutulmuştur. Analiz sonuçlarından elde edilen Pushover eğrilerine göre yanal deplasmanlar bulunmuştur. Toplam yanal deplasmanın, eğilme deplasmanı x yönünde % 14.1'ini ve y yönünde % 19'unu, kesme deplasmanı x yönünde % 78'i ni ve y yönünde % 85'ini, donatı sıyrılması deplasmanı x yönünde % 5'ini ve y yönünde % 8 ini oluşturmaktadır. Bu deplasman yüzdelerine göre geçmişte ve günümüzde yapılan mühendislik tasarımı ve araştırmalarında ihmal edilen kesme deformasyonlarının toplam deformasyonun büyük çoğunluğunu oluşturduğu görülmektedir. Bundan dolayı mühendislik tasarım ve araştırmalarında kesme deformasyonlarının önemli olduğu ve ihmal edilmemesi gerektiği sonucuna varılmıştır. Piyasada kullanılan programlar kesme ve donatı sıyrılmasını hesaplamalarda göz önüne almıyorsa programların güncellenmesi gerekmektedir.

Pushover analizi yapıldığında yapıda oluşan plastik mafsallaşmaların yönetmeliğe göre güçlü kolon zayıf kiriş ilkesi doğrultusunda kolon kiriş birleşim bölgesinde ve kirişte oluşmasını beklerken plastik mafsallaşmaların kolonda olduğu görülmüştür. Bu da 1975 ABYYHY' ye göre binalar tasarlanırken yanlışlıklar yapıldığını ve bu yanlışlıkların sonucunda yapının güçlü kolon zayıf kiriş ilkesine uymadığını göstermiştir. Bu sonucun ortaya çıkmasının nedenlerinden biri de yetersiz sargılamadır.

Bölüm 7.1' de verilen Pushover analiz sonuçları yanal kuvvet-deplasman eğrileri Bölüm 6' daki kurallara göre değerlendirilmiş ve TBDY-2018 de verilen Şekil 6.1' e göre karşılaştırılarak bina performans seviyeleri belirlenmiştir. 1975 ABYYHY' ye göre tasarlanmış olduğumuz 5 katlı yapı modelimizin; yapılan analizler sonucunda eğilme deformasyonunda performans noktasına ulaşamadığı için bina göçme bölgesinde olduğu,

toplam deformasyon için Şekil 7.17 ve Şekil 7.18’de verilen Pushover eğrilerinin başlangıç eğimine bakılarak binanın rijitliğinde azalma olduğu görülmektedir.

Hasar seviyelerine bakıldığında can güvenliğinin olmadığı görülmüş ve ülkemizdeki yapı stokunda mevcut olarak bulunan 1975 ABYYHY' ye göre tasarlanmış yapıların analizi yapılırken kesme ve donatı sıyrılması davranışı göz önünde bulundurulup dahil edilmesi gerekmektedir.

İleride yapılabilecek çalışmalar; farklı kat planına sahip yapılarda ve farklı bina türlerinde uygulanabilir.



KAYNAKLAR

- ACI-ASCE COMMITTEE 426. The shear strength of reinforced concrete members. J. Struct. Div. ASCE, 1973, 99.ST6: 1148-1157.
- ACI Committee 408, 1979. "Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension," *ACI 408.1R-79*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1979. 3 pp.
- ACI Committee 318, 2002. "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary," *ACI 318-02/318R-02*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2002. 443 pp.
- Alsiwat, J. M. and Saatcioglu, M., 1992. "Reinforcement Anchorage Slip under Monotonic Loading," *Journal of Structural Engineering*. ASCE, V. 118, No. 9, Sept. 1992. pp. 2421-2438.
- Bentz, E., 2000a. "Response-2000." <http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/home.shtml>.
- Bentz, E., 2000b. "Sectional Analysis of Reinforced Concrete Members," *Ph.D. Dissertation*. University of Toronto, 2000. 310 pp.
- Ciampi, V., Eligehausen, R., Bertero, V. V., and Popov, E. P., 1982. "Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations," *Report No. UCB/EERC 82/23*. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Nov. 1982. 111 pp.
- CSI. SAP2000 V-20. Integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference manual. Berkeley (CA, USA): Computers and Structures Inc.
- FEMA-273 (1997) NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings. Building Seismic Safety Council, FEMA, Washington, D.C.
- FEMA 356, 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, Nov. 2000.

- Gerin, M. and Adebar, P., 2004. "Accounting for Shear in Seismic Analysis of Concrete Structures," *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, B.C., Canada, Aug. 2004. Paper No. 1747.
- INEL, Mehmet; OZMEN, Hayri Baytan. Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. *Engineering structures*, 2006, 28.11: 1494-1502.
- Lehman, D. E. and Moehle, J. P., 2000. "Seismic Performance of Well-Confined Concrete Bridge Columns," *Report No. PEER-1998/01*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Dec. 2000. 316 pp.
- Lodhi M.S. "Response Estimation of Reinforced Concrete Column Subjected to Lateral Load," Master D. The Ohio State University, 2010
- Mander, J. B., Priestley, J. N., and Park, R., 1988. "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering*. ASCE, V. 114, No. 8, Aug. 1988. pp. 1804-1825.
- Moehle, J. P., 1992. "Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes," *Earthquake Spectra*. EERI, V. 8, No. 3, Aug. 1992. pp. 403-428.
- Morita, S. and Kaku, T., 1984. "Slippage of Reinforcement in Beam-Column Joint of Reinforced Concrete Frame," *Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering*. San Francisco, July 1984. pp. 477-484.
- Otani, S. and Sozen, M. A., 1972. "Behavior of Multistory Reinforced Concrete Frames during Earthquakes," *Structural Research Series No. 392*. University of Illinois, Urbana, 1972. 551 pp
- Park, R. and Paulay, T., 1975. *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1975.
- Pochanart, S. and Harmon, T., 1989. "Bond-Slip Model for Generalized Excitation Including Fatigue," *ACI Materials Journal*. V. 86, No. 5, Sept. 1989. pp. 465-474.

- PRIESTLEY, MJ Nigel; VERMA, Ravindra; XIAO, Yan. Seismic shear strength of reinforced concrete columns. *Journal of structural engineering*, 1994, 120.8: 2310-2329.
- Patwardhan, C., 2005. "Strength and Deformation Modeling of Reinforced Concrete Columns," *M.S. Thesis*. The Ohio State University, Columbus, Ohio, 2005. 166 pp.
- STANDARTLARI, Türk. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri (TS 498). Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 1997.
- Sezen, H., 2002. "Seismic Behavior and Modeling of Reinforced Concrete Building Columns," *Ph.D. Dissertation*. University of California, Berkeley, 2002. 324 pp.
- SEZEN, Halil; PATWARDHAN, Chaitanya. Shear displacement model for reinforced concrete columns. In: *Structures Congress 2006: Structural Engineering and Public Safety*. 2006. p. 1-10.
- SEZEN, Halil; SETZLER, Eric J. Reinforcement slip in reinforced concrete columns. *ACI Structural Journal*, 2008, 105.3: 280.
- SEZEN, Halil. Shear deformation model for reinforced concrete columns. *Structural Engineering and Mechanics*, 2008, 28.1: 39-52.
- Sezen, H. and Moehle, J. P., 2003. "Bond-Slip Behavior of Reinforced Concrete Members," *fib-Symposium: Concrete Structures in Seismic Regions*. CEB-FIP, Athens, Greece, May 2003.
- Vecchio, F. J. and Collins, M. P., 1986. "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," *ACI Journal*. V. 83, No. 2, Mar. 1986. pp. 219-231.
- YÖNETMELİK, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında. ABYYHY,(1975). 09.06. 1975 tarih ve 15260 sayılı Resmi Gazete.

YÖNETMELİK, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında. DBYBHY,(2007).
06.03. 2007 tarih ve 26454 sayılı Resmi Gazete.

YÖNETMELİK, Türkiye Bina Deprem. TBDY,(2018). 18.03. 2018 tarih ve 30364 sayılı
Resmi Gazete.



ÖZGEÇMİŞ

Kişisel Bilgiler

Adı, soyadı : Bedriye Başak SELÇUK
Uyruğu : T.C.
Doğum tarihi ve yeri : 12.05.1992, Adana
Medeni hali : Bekar
Telefon : 0 (541) 270 28 96
Faks :
e-posta : basakslck01@gmail.com

Eğitim

Derece	Eğitim Birimi	Mezuniyet tarihi
Yüksek lisans	KSÜ /İnşaat Mühendisliği Bölümü	2020
Lisans	KSÜ/ İnşaat Mühendisliği Bölümü	2015
Lise	Düziçi ÇEAŞ Anadolu Lisesi	2010

İş Deneyimi

Yıl	Yer	Görev
------------	------------	--------------

Yabancı Dil

İngilizce

Yayınlar

1. Selcuk B.B ve Köse M.M,2020 “Kesme ve Donatı Sıyırılması Deformasyonlarının Bina Davranışına Etkisi” (Uluslararası 5 Ocak Uygulamalı Bilimler Kongresi,3-5 ocak 2020)

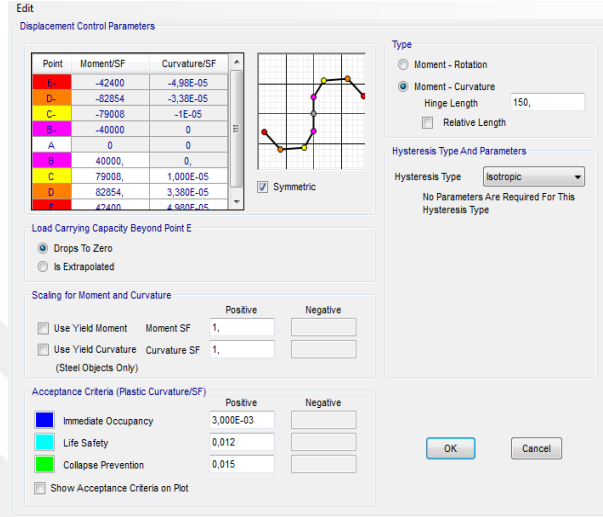
Hobiler

Kitap okuma, Doğa yürüyüşü,Voleybol

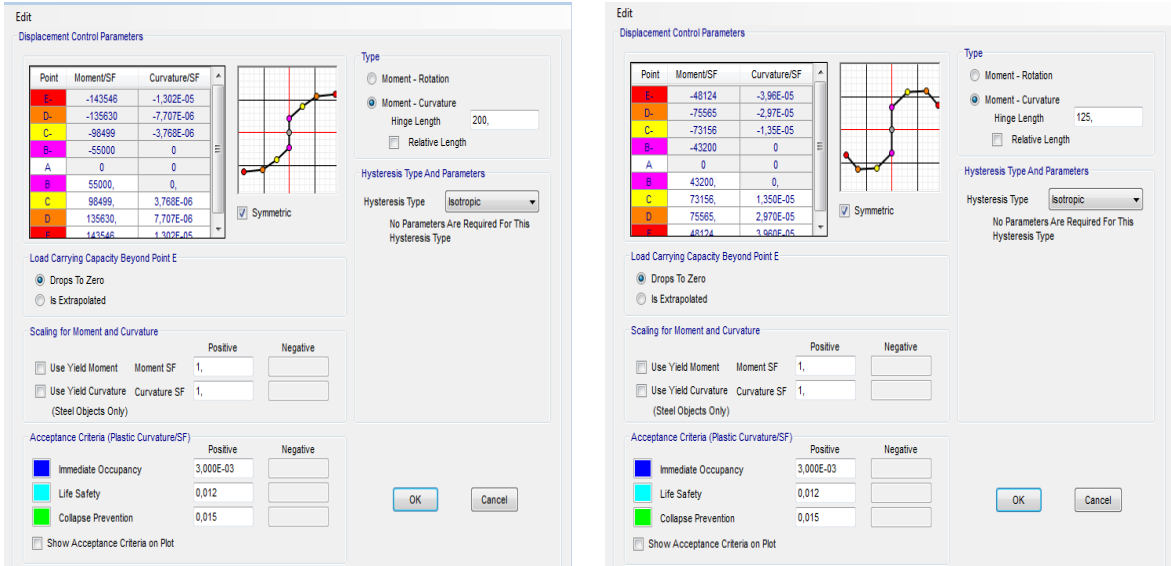
EKLER

Ek-1

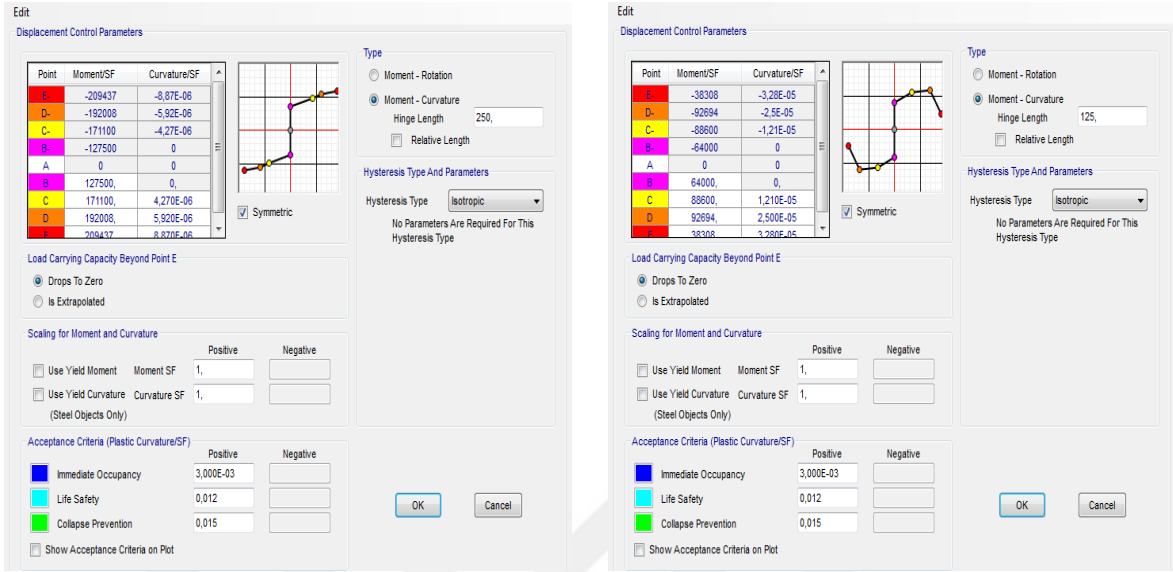
1.1 Eğilme Mafsalları



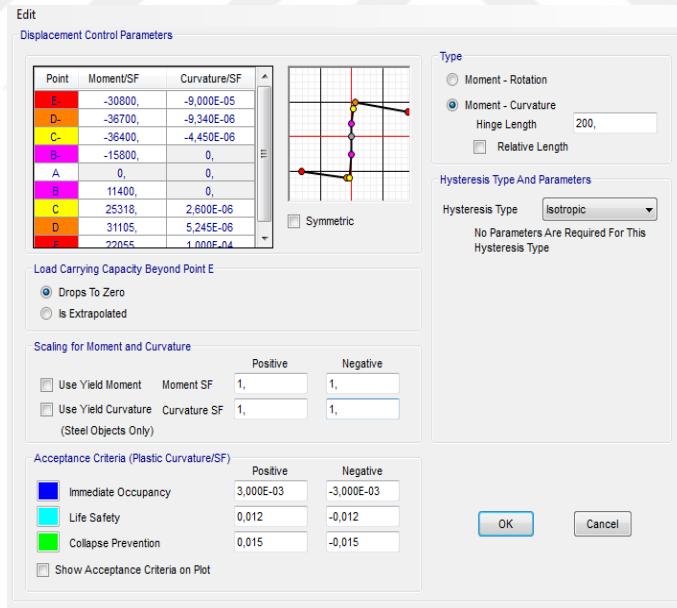
Şekil Ek 1 Eğilme Mafsalı S1 zemin kat x-y yönü



Şekil Ek 2 Eğilme Mafsalı S3 zemin kat x-y yönü



Şekil Ek 3 Eğilme Mafsalı S4 zemin kat x-y yönü



Şekil Ek 4 Eğilme Mafsalı K2

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	-41100,	-9,000E-05
D-	-46200,	-2,510E-05
C-	-44500,	-4,450E-06
B-	-16500,	0,
A	0,	0,
B	11600,	0,
C	34500,	3,576E-06
D	39220,	7,232E-06
E	31978,	1,000E-04

Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF 1,	1,
<input type="checkbox"/> Use Yield Curvature	Curvature SF 1,	1,

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

	Positive	Negative
<input checked="" type="checkbox"/> Immediate Occupancy	3,000E-03	-3,000E-03
<input type="checkbox"/> Life Safety	0,012	-0,012
<input type="checkbox"/> Collapse Prevention	0,015	-0,015

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Moment - Rotation
 Moment - Curvature
Hinge Length 200,
 Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type Isotropic
No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Şekil Ek 5 Eğilme Mafsalı K3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	-2,149	-2,7E-05
D-	-2,1939	-7,511E-06
C-	-2,141	-3,5E-06
B-	-1	0
A	0	0
B	1,	0,
C	2,141	3,500E-06
D	2,1939	7,511E-06
E	2,149	2,700E-05

Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF 1,	
<input type="checkbox"/> Use Yield Curvature	Curvature SF 1,	

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

	Positive	Negative
<input checked="" type="checkbox"/> Immediate Occupancy	3,000E-03	
<input type="checkbox"/> Life Safety	0,012	
<input type="checkbox"/> Collapse Prevention	0,015	

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Moment - Rotation
 Moment - Curvature
Hinge Length 200,
 Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type Isotropic
No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Şekil Ek 6 Eğilme Mafsalı K4

1.2 Donatı Sıyırılması Mafsalları

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-66100	-0,001067
D	-79400	-0,00075
C	-70800	-0,0007074
B	-53000	0
A	0	0
B	53000	0
C	70800	7,074E-04
D	79400	7,500E-04
E	66100	1,067E-03

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF Positive: 1, Negative:

Use Yield Rotation Rotation SF Positive: 1, Negative:

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy Positive: 3,000E-03 Negative:

Life Safety Positive: 0,012 Negative:

Collapse Prevention Positive: 0,015 Negative:

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Şekil Ek 7 Donatı sıyırılması mafsalı S1 zemin kat x-y yönü

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-140525,89	-0,0007163
D	-128290	-0,0003455
C	-111031	-0,0001187
B	-87000	0
A	0	0
B	87000	0
C	111031	1,187E-04
D	128290	3,455E-04
E	140525,89	7,163E-04

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF Positive: 1, Negative:

Use Yield Rotation Rotation SF Positive: 1, Negative:

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy Positive: 3,000E-03 Negative:

Life Safety Positive: 0,012 Negative:

Collapse Prevention Positive: 0,015 Negative:

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-74450,07	-0,001286
D	-69610	-0,000595
C	-61630	-0,0001929
B	-50000	0
A	0	0
B	50000	0
C	61630	1,929E-04
D	69610	5,959E-04
E	74450,07	1,286E-03

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF Positive: 1, Negative:

Use Yield Rotation Rotation SF Positive: 1, Negative:

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy Positive: 3,000E-03 Negative:

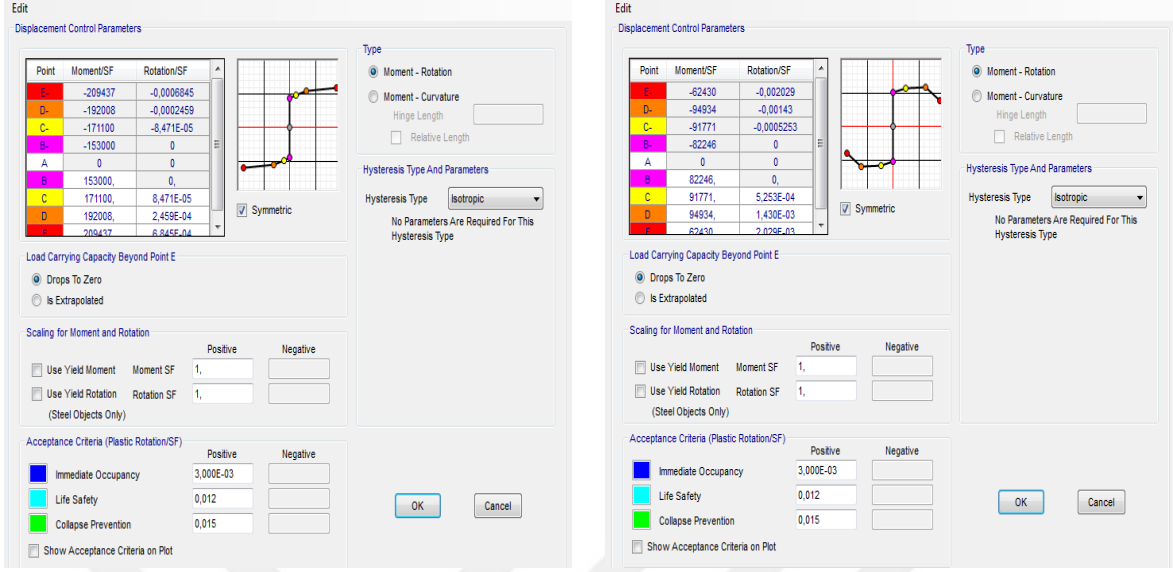
Life Safety Positive: 0,012 Negative:

Collapse Prevention Positive: 0,015 Negative:

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Şekil Ek 8 Donatı sıyırılması mafsalı S3 zemin kat x-y yönü

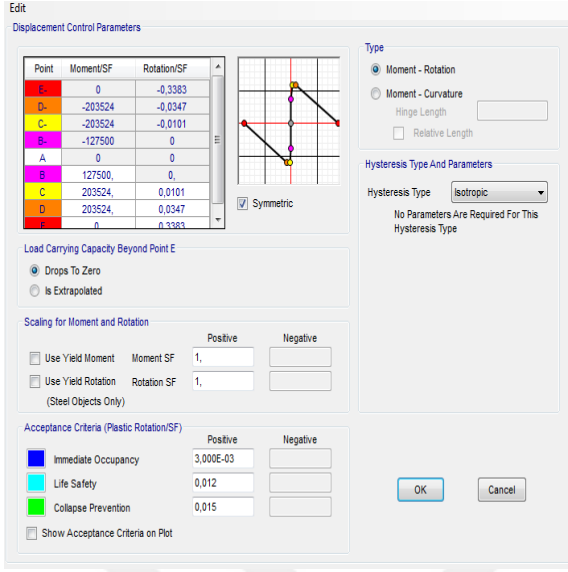


Şekil Ek 9 Donatı sıyrılması mafsalı S4 zemin kat x-y yönü

1.3 Kesme Deformasyonu Mafsalları



Şekil Ek 10 Kesme mafsalı S1 zemin kat x-y yönü



Şekil Ek 11 Kesme mafsalı S3 zemin kat x-y yönü



Şekil Ek 12 Kesme mafsalı S4 zemin kat x-y yönü