

T.C.
GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ
DEPREM VE YAPI BİLİMLERİ ANABİLİM DALI

MERKEZİ ÇAPRAZLI ÇELİK
ÇERÇEVELERİN SİSMİK
PERFORMANSLARI

Osman DİZDAR

YÜKSEK LİSANS TEZİ
DEPREM VE YAPI

GEBZE

2009

T.C.
GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ
DEPREM VE YAPI BİLİMLERİ ANABİLİM DALI

MERKEZİ ÇAPRAZLI ÇELİK
ÇERÇEVELERİN SİSMİK
PERFORMANSLARI

Osman DİZDAR

YÜKSEK LİSANS TEZİ
DEPREM VE YAPI

DANIŞMANI
Doç.Dr.Bülent AKBAŞ

GEBZE

2009

ÖZET

TEZİN BAŞLIĞI : Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçevelerin Sismik Performansları

YAZAR ADI : Osman DİZDAR

Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçeve (MÇÇÇ)'deki çaprazların bir kısmı deprem sırasında çekmeye çalışırken bir kısmı da basınç kuvveti etkisi altında burkulur. Burkulan çaprazların MÇÇÇ'lerin deprem performanslarına etkisi konusunda yapılan çalışmalar çok kısıtlıdır. MÇÇÇ'lerin deprem performanslarını incelerken basınca çalışan çapraz elemanların burkulmalarının da yapısal modellemede dikkate alınması gerekir.

Bu çalışmanın amacı, MÇÇÇ'lerin deprem performanslarını doğrusal olmayan zaman geçmişi analiziyle incelemektir. Bu amaçla, ilk olarak Türk Deprem Yönetmeliği'ne (TDY, 2007) ve Amerikan Deprem Yönetmeliği'ne (ASCE-7, 2005) uygun 3 ve 9 katlı iki farklı MÇÇÇ tasarlanmıştır. Tasarlanan MÇÇÇ'lerdeki çaprazların orta noktalarına SAP2000 yapısal analiz programında iki farklı tip eksenel mafsal tanımlaması yapılmıştır. Daha sonra 5 adet şiddetli deprem kaydı kullanılarak, tasarlanan MÇÇÇ'ler üzerinde doğrusal olmayan dinamik zaman geçmişi analizleri gerçekleştirilmiş ve sismik performansları incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar tablo ve çizelge haline getirilerek sunulmuştur. Yapılan analizlerin sonucunda, TDY, 2007'de yanal kapasitenin bulunması için önerilen doğrusal G+Q+2E yüklemesinin tasarım depremi seviyesindeki depremler için makul sonuçlar verdiği gözlenmiştir.

SUMMARY

THESIS TITLE : Seismic Performance of Concentrically Braced Frames

AUTHOR : Osman DİZDAR

Nearly half of the braces in Concentrically Braced Frames (CBFs) buckle under compression during the earthquake ground motion (EQGM), while the rest of the braces yield under tension. The research is very limited on the buckled braces in CBFs during EQGMs. Buckling behavior of braces should be taken into account in structural modelling when investigating the seismic performance of CBFs.

The purpose of this study is to investigate the seismic performance of CBFs through nonlinear dynamic time history analysis. For this purpose, two CBFs with 3 and 9 story were designed according to the Turkish Earthquake Code (2007) and ASCE 7-05 (2005). Two types of axial hinges were designed at the mid-point of braces in SAP2000. Then, nonlinear dynamic time history analyses were carried out on these CBFs subjected to 5 severe EQGMs. The seismic performance of the CBFs were investigated and the results were presented in tables and charts. The analyses results show that, linear $G+Q+2E$ loading as suggested by TDY,2007 to estimate the lateral strength of a CBF gives very reasonable results for design earthquake.

TEŞEKKÜR

İlk olarak, danışmanım ve yüksek lisans hocam olan Doç.Dr.Bülent AKBAŞ'a tez süresince göstermiş olduğu büyük ilgi ve alakasından, yapmış olduğu bilimsel katkıdan dolayı teşekkür ederim.

Ayrıca yüksek lisans hocalarım Yrd.Doç.Dr.Yasin FAHJAN'a ve Prof.Dr.Bilge SİYAHİ'ye göstermiş oldukları ilgiden dolayı teşekkür ederim. Son olarak, yüksek lisans yapmam için beni teşvik eden tez süresince manevi desteklerini esirgemeyen aileme de sonsuz şükranlarımı sunarım.

İÇİNDEKİLER DİZİNİ

	<u>Sayfa</u>
ÖZET	iv
SUMMARY	v
TEŞEKKÜR	vi
İÇİNDEKİLER DİZİNİ	vii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	x
ŞEKİLLER DİZİNİ	xi
TABLolar DİZİNİ	xiii
ÇİZELGELER DİZİNİ	xiv
1. GİRİŞ	1
1.1. Problemin Tanımı	1
1.2. Amaç ve Kapsam	1
1.3. Tezin Organizasyonu	1
2. DEPREME DAYANIKLI YAPI TASARIMI	3
a) Geometri	4
b) Süreklilik	4
c) Rijitlik ve Dayanım	5
d) Göçme Modu	5
e) Süneklik	5
2.1. YAPI DAVRANIŞI	7
2.1.1. Deprem Yönetmeliği	8
2.1.2. Yapısal Düzensizlikler	10
a) A1. Burulma Düzensizliği	11
b) A2. Döşeme Süreksizlik Düzensizliği	11
c) A3. Planda Çıkıntı Düzensizliği	12
d) A4. Taşıyıcı Eleman Eksenlerinin Paralel Olmaması Düzensizliği	12
2.2. DEPREM ETKİSİ ALTINDA ÇÖZÜM YÖNTEMLERİ	12
a) Zaman Tanım Alanında Çözümleme Yöntemi	12
b) Mod Birleştirme Yöntemi	13
c) Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi	13

d) Spektrum	14
e) Taşıyıcı Sistem Sünekliği	16
3. DEPREME DAYANIKLI ÇELİK YAPI TASARIMI	18
3.1. Malzeme	18
3.2. Çeliğin Sünekliği ve Enerji Yutma Özelliği	19
3.3. Plastik Mafsal	21
3.4. Taşıyıcı Sistem	23
a) Emniyet Gerilmesi Yöntemi	23
b) Taşıma Gücü Yöntemi	23
c) Plastik Hesap Yöntemi	23
3.5. Çelik Çerçevesel	23
3.5.1. Moment Aktaran Çelik Çerçevesel	24
3.5.2. Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçevesel	25
3.5.3. Dışmerkezi Çaprazlı Çerçevesel	25
3.6. Deprem Yönetmeliğine Göre Tasarım İlkeleri	26
3.6.1. Taşıyıcı Sistem Hesapları	27
3.6.2. Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçevesel	27
3.6.3. Süneklik Düzeyi Yüksek Çelik Çaprazlı Perdeler	27
3.6.4. Süneklik Düzeyi Normal Çerçevesel	28
3.6.5. Süneklik Düzeyi Normal Çelik Çaprazlı Perdeler	28
4. MERKEZİ ÇAPRAZLI ÇELİK ÇERÇEVELER	29
4.1. Çapraz Elemanların Davranışı	36
5. ANALİTİK ÇALIŞMA	39
5.1. Üç Katlı Merkezi Çaprazlı Çelik Bina	40
5.1.1. Düşey Yükler	41
5.1.2. Deprem Karakteristikleri	42
5.1.3. Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodunun	43
5.1.4. Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Bulunması	43
5.1.5. Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri	43
5.1.6. Ek Dışmerkezliğin Taban Kesme Kuvvetine Etkisi	44
5.1.7. Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü	45
5.1.8. Çaprazlara ve Kolonlara Gelen Kuvvetlerin Hesabı	46
5.1.9. Kolonların Boyutlandırılması	47

5.1.10. Çaprazların Boyutlandırılması	49
5.1.11. Kirişlerin Boyutlandırılması	51
5.1.12. Plastik Mafsal Hesabı	53
5.2. Dokuz Katlı Merkezi Çaprazlı Çelik Bina	54
5.2.1. Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Bulunması	54
5.2.2. Eşdeğer Deprem Yükü ve Kesme Kuvveti Hesabı	55
5.2.3. Devrilme Momenti Hesabı	56
5.2.4. Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü	57
5.2.5. Çapraz Elemanların Boyutlandırılması	58
5.2.6. Kolonların Boyutlandırılması	59
5.2.7. Kirişlerin Boyutlandırılması	61
5.2.8. Plastik Mafsal Hesabı	62
5.3. Doğrusal Olmayan Dinamik Zaman Geçmiş Analizleri	63
5.4. Analiz Sonuçları	65
5.4.1. Üç Katlı Merkezi Çaprazlı Bina	65
5.4.1.1. Çaprazlara Gelen Eksenel Kuvvetler	65
5.4.1.2. Mafsallardaki Plastik Deformasyon	69
5.4.2. Dokuz Katlı Merkezi Çelik Çaprazlı Bina	79
5.4.2.1. Mafsallardaki Plastik Deformasyon	83
6. SONUÇ VE DEĞERLENDİRMELER	119
KAYNAKLAR	121
ÖZGEÇMİŞ	123

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

a	: İvme
A_o	: Etkin yer ivmesi katsayısı
A_g	: Kesit alanı
ASCE	: Amerikan Deprem Yönetmeliği
E_s	: Elastisite modülü
F	: Kuvvet
F_y	: Akma gerilmesi
F_e	: Dengelenmemiş kuvvet
I	: Bina önem katsayısı
K	: Rijitlik katsayısı
m	: Kütle
MÇÇÇ	: Merkezi çelik çaprazlı çerçeveler
M_p	: Moment
M_r	: Devrilme momenti
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
P_{max}, P_{min}	: Maksimum ve minimum eksenel kuvvetler
R_a	: Deprem yük azaltma katsayısı
$S(T)$: Spektrum katsayısı
T_1, T_A, T_B	: Periyotlar
V_t	: Kesme kuvveti
w_i	: Kat kütleleri
Δ	: Deplasman
μ	: Süneklik
δ	: Şekil değiştirme
η_{bi}	: Burulma düzensizlik katsayısı
σ	: Gerilme
ε	: Birim şekil değiştirme
λ	: Narinlik
Ω	: Güvenlik katsayısı

ŞEKİLLER DİZİNİ

<u>SEKİL</u>	<u>SAYFA</u>
2.1. Elastik olan ve olmayan kuvvet-yer değiştirme bağıntısı.	6
2.2. Deprem kuvvetlerinin şematik gösterimi.	7
2.3. Deprem bölgeleri haritası.	9
2.4. Planda düzensiz yapılar.	11
2.5. zm yöntemlerinde izlenen adımlar.	14
2.6. İvme Spektrumu.	14
2.7. Deprem yükü azaltma katsayısı R_a .	16
3.1. Yapı eliğinde çekme (basınç) gerilmesi-birim uzama (kısalma) ilişkisi.	19
3.2. Yapı eliğinde gerilme-şekil değiştirme ilişkisi.	20
3.3. Plastik mafsal oluşumu.	22
3.4. Moment aktaran çerçevenin yanal yer değiştirmesi.	24
3.5. Yaygın olarak kullanılan aprazlı ereveler.	25
3.6. Tipik dışmerkezi aprazlı çerçeveler.	26
3.7. ereve yanal rijitliğinin bağlantı eleman boyu ile değişimi.	26
4.1. Merkezi aprazlı elik ereveler.	29
4.2. M sistemlerin inelastik çevrimsel durumu.	29
4.3. Çapraz rneklerinin geometrisi.	30
4.4. Ters V aprazlı ereve davranışı.	31
4.5. Simetrik olmayan çevrimsel yükleme altındaki aprazların davranışı.	31
4.6. Test rneği detayı.	33
4.7. Deneysel ve analitik sonuçların karşılaştırılması.	34
4.8. Yapısal model.	34
4.9. a) erevenin çeşitli narinlik değerleri için yanal kuvvet-deformasyon ilişkisi. b) apraz elemanda kuvvet-deformasyon ilişkisi. c) apraz eleman rijitliği için kuvvet-deformasyon ilişkisi. d) Rijit ve esnek kiriş için yanal kuvvet-deformasyon ilişkisi.	35

4.10. Çapraz elemanın çevrimsel davranışı.	37
4.11. Narinliğin enerji yutma kapasitesine etkisi.	38
5.1. 3 ve 9 katlı sistemin normal kat sistem planı.	40
5.2. 3 katlı sistemin enkesitleri.	41
5.3. Tasarım spektrum eğrisi.	42
5.4. Serbest cisim diyagramında çaprazlara gelen yükler.	46
5.5. Serbest cisim diyagramında kolonlara gelen yükler.	46
5.6. Dengelenmemiş kuvvet.	51
5.7. Eğilme momenti.	51
5.8. Plastik Mafsal.	53
5.9. 9 katlı sistemin enkesiti.	54
5.10. Burkulmalı Plastik Mafsal.	63
5.11. Bi-lineer Plastik Mafsal.	63
5.12. 3 katlı MÇÇÇ’de çaprazlı açıklıktaki eleman numaraları.	65
5.13. 9 katlı MÇÇÇ’de çaprazlı açıklıktaki eleman numaraları.	79

TABLOLAR DİZİNİ

<u>TABLO</u>	<u>SAYFA</u>
2.1. Planda düzensiz olan yapılar	10
2.2. Eşdeğer deprem yükü yönteminin kullanılma sınırı	13
2.3. Zemin grubu ve sınıflarına karşı gelen spektrum karakteristik periyotları	15
2.4. Taşıyıcı sistem davranış katsayısı R	17
5.1. Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükü ve kesme kuvveti	43
5.2. Göreli kat ötelemelerinin kontrolü	45
5.3. Çaprazlı açıklıktaki kolonların tasarımı	48
5.4. Çaprazsız açıklıktaki kolonların tasarımı	48
5.5. Çelik çaprazların tasarımı	50
5.6. Çaprazlı açıklıktaki kirişlerin boyutlandırılması	52
5.7. Çaprazsız açıklıktaki kirişlerin boyutlandırılması	52
5.8. Plastik mafsal hesabı	53
5.9. Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükü ve kesme kuvveti	55
5.10. Devrilme momenti hesabı	56
5.11. Göreli kat ötelemelerinin hesabı	57
5.12. Çelik çaprazların boyutlandırılması	58
5.13. Çaprazlı açıklıktaki kolonların boyutlandırılması	59
5.14. Çaprazsız açıklıktaki kolonların boyutlandırılması	60
5.15. Çaprazlı açıklıktaki kirişlerin boyutlandırılması	61
5.16. Çaprazsız açıklıktaki kirişlerin tasarımı	62
5.17. Plastik mafsal hesabı	62
5.18. Deprem hareketlerinin karakteristik özellikleri	64
5.19. 3 katlı MÇÇÇ’deki çaprazlarda oluşan maksimum eksenel kuvvetlerin karşılaştırılması.	69
5.20. 9 katlı MÇÇÇ’deki çaprazlarda oluşan maksimum eksenel kuvvetlerin karşılaştırılması.	81

ÇİZELGELER DİZİNİ

<u>Cizelge</u>	<u>Sayfa</u>
5.1. 7 no'lu çaprazın Eksenel Kuvvet-Zaman grafiği a) Nonlinear Burkulmalı, b) Bi-linear	65
5.2. 8 no'lu çaprazın Eksenel Kuvvet-Zaman grafiği a) Nonlinear Burkulmalı, b) Bi-linear	66
5.3. 9 no'lu çaprazın Eksenel Kuvvet-Zaman grafiği a) Nonlinear Burkulmalı, b) Bi-linear	66
5.4. 10 no'lu çaprazın Eksenel Kuvvet-Zaman grafiği a) Nonlinear Burkulmalı, b) Bi-linear	66
5.5. 11 no'lu çaprazın Eksenel Kuvvet-Zaman grafiği a) Nonlinear Burkulmalı, b) Bi-linear	67
5.6. 12 no'lu çaprazın Eksenel Kuvvet-Zaman grafiği a) Nonlinear Burkulmalı, b) Bi-linear	67
5.7. 3 katlı binada Taban kesme kuvveti-Çatı yer değiştirmesi	67
5.8. 7 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear	69
.	.
.	.
5.168. 26 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear	117

1. GİRİŞ

1.1. Problemin Tanımı

Merkezi çaprazlı çelik çerçeveler (MÇÇÇ), çelik binalarda en sık kullanılan ve en ekonomik yatay yük taşıyıcı sistemlerden birisidir. Bu sistemlerde deprem sırasında çapraz elemanların doğrusal olmayan davranış göstermesi, diğer taşıyıcı elemanların ise (kirişler, kolonlar) doğrusal davranış göstermesi istenmektedir. Böylece hasarın sadece çapraz elemanlarla sınırlı kalması hedeflenmektedir. Çapraz elemanlar çekme kuvvetini akma sınırına ve ötesine kadar rahatlıkla taşıyabilirken basınç kuvveti altında burkulmakta ve elemanın taşıma gücü önemli ölçüde düşmektedir. Deprem yönetmeliklerinde MÇÇÇ'ler ile ilgili hükümlerin çoğu mühendislik tecrübelerine dayanarak çıkarılmıştır. MÇÇÇ'lerin deprem davranışlarını incelerken çapraz elemanların burkulma davranışının da gerçeğe yakın modellenmesi gerekmektedir. Literatürde özellikle MÇÇÇ'lerin deprem hareketleri altındaki davranışları hakkında çok sınırlı bilgi bulunmaktadır.

1.2. Amaç ve Kapsam

Bu çalışmada, MÇÇÇ'lerin şiddetli depremler altındaki performansları incelenmiştir. Bu amaçla, ilk olarak, Türk Deprem Yönetmeliği'ne (TDY, 2007) ve Amerikan Deprem Yönetmeliği'ne (ASCE-7-05, 2005) uygun iki adet 3 ve 9 katlı MÇÇÇ'ler tasarlanmıştır. Daha sonra tasarlanan MÇÇÇ'ler üzerinde doğrusal olmayan dinamik zaman geçmişi analizleri gerçekleştirilmiş ve sismik performansları incelenmiştir. Doğrusal olmayan dinamik zaman geçmişi analizleri için 5 adet şiddetli deprem kaydı kullanılmıştır. Analizlerde MÇÇÇ'lerdeki çaprazların deprem hareketi sırasındaki burkulması göz önüne alınmıştır.

1.3. Tezin Organizasyonu

Bu çalışma aşağıdaki şekilde düzenlenmiştir:

a. İlk olarak depreme dayanıklı yapı tasarımı, yapı davranışı ve deprem etkisi altında çözüm yöntemleri konusunda kısa bilgi verilmiştir.

b. Daha sonra depreme dayanıklı elik yapı tasarımı konusu anlatılmış ve merkezi aprazlı elik çerçeveler üzerinde yapılan deneysel ve analitik çalışmalar özetlenmiştir.

c. M'lerin deprem sırasındaki davranışını incelemek için iki adet 3 ve 9 katlı M'ler tasarlanmış ve bu çerçeveler üzerinde doğrusal olmayan dinamik zaman geçmişi analizleri yapılmıştır. Analizlerde apraz elemanlardaki burkulma davranışı da gözönüne alınmıştır.

d. Son olarak yapılan analiz sonuçları değerlendirilmiştir.

2. DEPREME DAYANIKLI YAPI TASARIMI

Bir yapının tasarımı ve boyutlandırılması, genel olarak güç tükenmesi durumunda yeterli güvenliğin sağlanması ve kullanma durumunda kararlılık, çatlama ve yer değiştirme gibi öngörülen koşulların yerine getirilmesi olarak tanımlanabilir (Zekai Celep ve Nahit Kumbasar 2004). Deprem yükleri altındaki davranışı anlamak için geniş inelastik ve çevrimsel deformasyon etkisi altındaki yapının davranışını incelemek gerekir. Bu yükleme altındaki davranış temel olarak rüzgar ve yerçekimi altındaki davranıştan farklıdır, çok daha fazla detaylı analiz gerektirir.

Orta ve büyük depremlerin etkisindeki yapıların çoğunda, ekonomik bir deprem direnci, bazı yapı elemanlarında akmaya izin verilerek sağlanır. Böylece, deprem sonrasında dahi yapının düşey yükler altındaki taşıma kapasitesi devam eder. Örneğin, sistemin ani göçmesini önlemek için kolonların güçlü ve kirişlerin bunlara göre daha zayıf düzenlenmesi ve böylece ilk plastik mafsalların kirişlerde oluşmasını sağlamak yönetmeliklerde önerilmektedir. Depremin sebep olduğu iç kuvvetleri elastik alanda karşılamak pratik olmadığı gibi ekonomik de değildir. Fakat nükleer santraller gibi önemli yapılarda akmaya kesinlikle izin verilemez (Bungale S. Taranath 2005).

Depreme dayanıklı yapı tasarımında tüm dünyada uygulanan ilkeler :

1. Yapının sık ve küçük depremleri elastik sınırlar içinde kalarak,
2. Orta şiddetteki depremleri elastik sınırların ötesinde, fakat taşıyıcı sistemde onarılabilecek hasarlarla,
3. Çok seyrek şiddetli depremleri, büyük hasarla fakat taşıyıcı sistem tamamen göçmeden, can kaybı olmaksızın karşılayabilmesidir.

Depreme karşı güvenliğin sağlanmasında, taşıyıcı sistemin tasarımının iyi yapılması çözümlenmeden daha önemlidir. Kötü tasarlanmış bir taşıyıcı sistemi, çözümlenme ile veya yapımda alınacak önlemlerle düzeltmek mümkün değildir. Buna karşılık iyi tasarlanmış bir sistemi basit yöntemlerle çözümlenmek ve kolay imal etmek mümkündür (Zekai Celep ve Nahit Kumbasar 2004). Bu amaçla tasarımda şu noktalara dikkat edilmesi gerekir:

a) Geometri :

Yapılan gözlemlerden yapı ne kadar basit düzenlenmişse, depreme dayanıklılığının bu derecede yüksek olduğu belirlenmiştir. Basit düzenlenmiş yapıların, deprem sırasındaki davranışını tahmin etmek ve buna göre bir çözümleme yapmak daha kolaydır. Karmaşık ve düzensiz yapıları modellemek ve ek olarak ortaya çıkan burulma etkisini göz önüne almak daha uzun işlemler gerektirir. Üç boyutlu çerçeve hesapları ile burulma etkisi hesaba katılabilirse de, ek bir zorlamanın ortaya çıkmasına müsaade etmemek, onu göz önüne almaktan her bakımdan daha mantıklıdır.

Benzer nedenlerden dolayı yapının planda iki doğrultuda simetriye sahip olması istenir. Böylece çözümlemede bulunan davranış şekliyle, deprem altında meydana gelecek olan birbirine yakın olur. Plandaki şekli H, L, T ve Y olan binalar meydana gelen depremlerde önemli hasar görmüşlerdir. Simetri de her zaman yeterli olmayabilir, basitliğinde bulunması gerekir. Örneğin, planda + şeklinde yapı simetrik olmasına rağmen, deprem hareketinde orta kısımla kenar kısımlar farklı yatay rijitlikten dolayı birbirini zorlar. Binanın dış kısmına ve binaya bağlı olarak düzenlenen merdiven asansörler, rijitlik merkezini simetri merkezinden kenara çektikleri için ek burulma meydana getirirler. Yani, simetri yalnız plandaki şekille değil, taşıyıcı sistemdeki ayrıntılarla da sağlanmalıdır (Zekai Celep ve Nahit Kumbasar 2004).

b) Süreklilik :

Taşıyıcı sistemde düşeyde bulunan elemanların dayanımlarının düzgün ve sürekli olarak düzenlenmesi davranışı olumlu yönde etkiler. Kolon ve kirişlerin planda düzgün dağıtılması, sistemin belirli bölgelerinin aşırı zorlanmasını önler. Bütün kolon ve perdeler temelden çatıya kadar sürekli olmalı ve elemanların birbirine dışmerkez mesnetlenmelerinden kaçınılmalıdır. Bunun yanında birleşim bölgelerine gösterilen özenle, meydana gelebilecek yerel hasarlarda önlenmiş olur. Taşıyıcı sistemde süreklilik ile elemanların birbirine yardım etmesi sağlanırken, elastik davranış ötesindeki taşıma kapasitesi artırılmış olur. Ayrıca, bu sırada ortaya çıkacak plastik mafsalların sayısı dolayısıyla dinamik enerjinin yutulan kısmı da büyütülmüş olur (Zekai Celep ve Nahit Kumbasar 2004).

c) Rijitlik ve dayanım :

Elemanların sürekliliği yanında, rijitliklerinin de ani değişiklikler göstermeden devam etmesine gayret edilmelidir. Yapı elemanlarının rijitliğini uygun seçerek; titreşim periyodunu belirli aralığa getirerek deprem etkilerini küçültmek mümkündür. Bunun için ilk yapılacak iş, spektrum eğrisinde bölgenin hakim periyodu ile yapınınkini uzak tutarak rezonans olayını önlemektir. Örneğin, uzun zemin periyotlarının hakim olduğu bölgede, kısa periyotlu rijit, az katlı yapılar uygun düşer. Genellikle bu tür bölgelerde derin tabakalar halinde yumuşak zemin bulunur ve yer hareketinin yüksek frekanslı bölümünü filtre ederek söndürür, geriye düşük frekanslı uzun periyotlu kısım kalır. Bunun karşıtı olan kayalık sert zemin bölgelerinde yer hareketinin yüksek frekanslı kısmı hakim olur. Buralarda yüksek periyotlu çok katlı yapılar uygun düşer (Zekai Celep ve Nahit Kumbasar 2004).

d) Göçme modu :

Deprem etkisine karşı boyutlandırmada düşey taşıyıcıların dayanımlarını kaybederek tüm sistemin göçmesinden veya burkulma gibi ani göçmeden uzak kalınması istenir. Bu amaçla kuvvetli bir deprem durumunda, sistemin elastik ötesi davranışı göz önüne alınarak göçme durumunun incelenmesi gerekir. Kolon gibi düşey yük taşıyan elemanların güç tükenmeleri ile kesme veya basınç kuvveti taşıyan elemanların göçmelerinin sünek olmayacağı düşünülerek bu tür güç tükenmelerinin önlenmesi yoluna gidilir. Genel olarak bir birleşim bölgesinde kolon yerine kiriş kesitlerinde plastik mafsallı olarak güç tükenmesinin ortaya çıkması tercih edilir (Zekai Celep ve Nahit Kumbasar 2004).

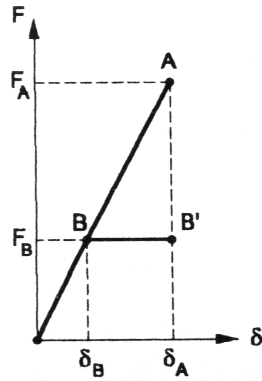
e) Süneklik :

Seyrek meydana gelecek şiddetli deprem etkisini, yapının elastik davranışının üzerinde şekil değiştirerek karşılaması öngörülür. Böyle bir durumda ise elastik olmayan davranış önem kazanır. Yapının elastik sınırı geçip, kesit zorlarında önemli artmalar olmadan şekil değiştirme yapması arzu edilir. Bu yolla depremin dinamik etkisi elastik ve geri dönüşümlü olmayan enerji türüne dönüşerek yutulmakta ve sönmlemektedir. Bir doğrultuda yükleme durumunda ortaya çıkan çevrimlerin geniş olmasıyla süneklik artar. Süneklik ölçüsü için kullanılan en yaygın tanım

$$\mu = \delta_u / \delta_y$$

şeklinde verilebilir. Süneklik güç tükenmesi sırasında elastik olmayan büyük şekil veya yer değiştirmelerin ortaya çıkması olarak da görülebilir.

Bir yapı sünekse, deprem sırasında zeminden yapıya iletilen enerjinin büyük bir kısmı, elastik sınırın ötesinde yapının dayanımını önemli bir kayba uğratmadan yutulur. Süneklik sayesinde, yüklemenin aşırı artmasında akmaya ulaşan kesitlerde plastik şekil değiştirmelerle enerji sönmülürken, iç kuvvetlerin daha az zorlanan kesitlere dağılması sağlanır. Bu arada, sünekliğin müsaade edilen hasarla orantılı olduğu unutulmamalıdır. Sünekliğin gereği olan plastikleşme bölgelerinin meydana gelebilmesi için sistemin yüksek mertebeden hiperstatik olması gerekir.



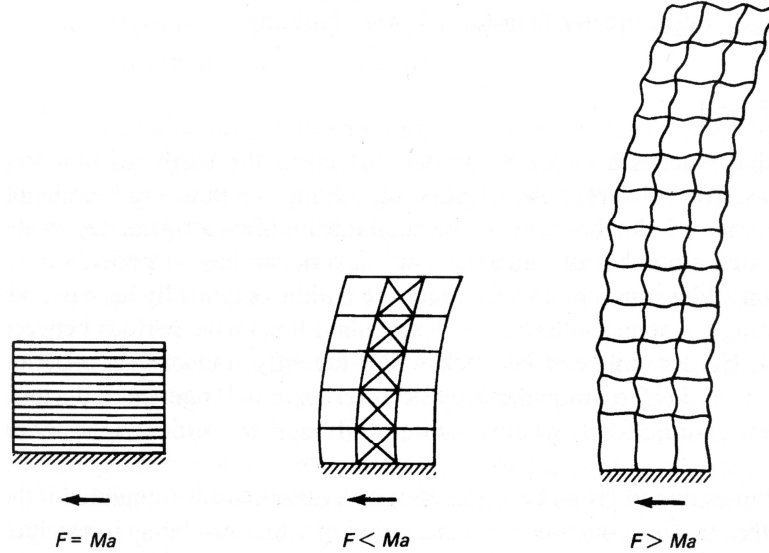
Şekil 2.1. Elastik olan ve olmayan kuvvet-yer değiştirme bağıntısı.

Yapılan çalışmalar, normal orta ve yüksek katlı binaların tipik bir depremde zorlanması durumunda çözümlenmenin elastik veya elastik ötesi davranış esas alınarak yapılmasına bağlı olmaksızın aynı mertebede yatay yer değiştirmenin meydana geldiğini göstermiştir. Şekil 2.1. de görüldüğü gibi yapı her iki durumda A ve B' gibi farklı noktalara erişebilmesine karşılık, aynı mertebeden gibi bir yatay yer değiştirme ortaya çıkmaktadır. Bunun gibi, verilen bir depremde yapının tamamen elastik davranış gösterdiği kabul edilmesi durumunda, yönetmeliklerde öngörülen yüklerden bulunana göre 3 ile 6 kat arasında değişen kesit etkileri meydana gelir. Bunun sonucu olarak taşıyıcı sistemin elastik ötesi yer değiştirmelerinin büyük olması ile deprem enerjisinin sönmülenebileceği ve elemanlar arasındaki yardımlaşma sayesinde daha büyük deprem etkilerinin karşılanabileceği öne çıkmıştır (Zekai Celep ve Nahit Kumbasar 2004).

2.1. Yapı Davranışı

Yapıların deprem sırasındaki davranışı bir titreşim problemidir. Depremden kaynaklanan yer hareketleri yapıyı ani olarak yıkmaz, kat kütlelerini harekete geçirerek deplasman yapmasına, iç kuvvetlerin artmasıyla yapı elemanlarında eğilme ve burkulmalar meydana gelmesine sebep olur. Bu etki P- Δ etkisi olarak bilinir.

Genel olarak, çok katlı yüksek yapıların sismik harekete yanıtı az katlı alçak yapılarından farklıdır. Deprem sırasındaki iç kuvvetlerin büyüklüğü binanın kütesine, yer hareketinin ivmesine, temelının yapısına ve dinamik karakteristiklerine bağlıdır. Eğer bir yapı ve temeli sonsuz rijitse, yer ile aynı ivmeye sahip olması beklenir. Dolayısıyla iç kuvvet Newton yasası $F=ma$ ile hesaplanabilir (Şekil 2.2). Hafifçe hareket edebilen, dolayısıyla enerji yutabilen bir yapıda iç kuvvet F 'in kütle ve yer ivmesi çarpımından küçük olması beklenir. Yüksek yapılar her zaman alçak yapılara göre daha esnektir ve ivmeleri alçak yapılardan daha azdır. Fakat deprem etkisindeki bir esnek yapının, eğer doğal periyodu zemin periyoduna yakınsa, uzun periyotlarda çok daha büyük kuvvetler oluşabilir. Bu yüzden kuvvetin büyüklüğü, sadece zemin ivmesinin bir fonksiyonu değildir, büyük oranda yapının ve temelının kendi davranışı ile ilgilidir (Bungale S. Taranath 2005).



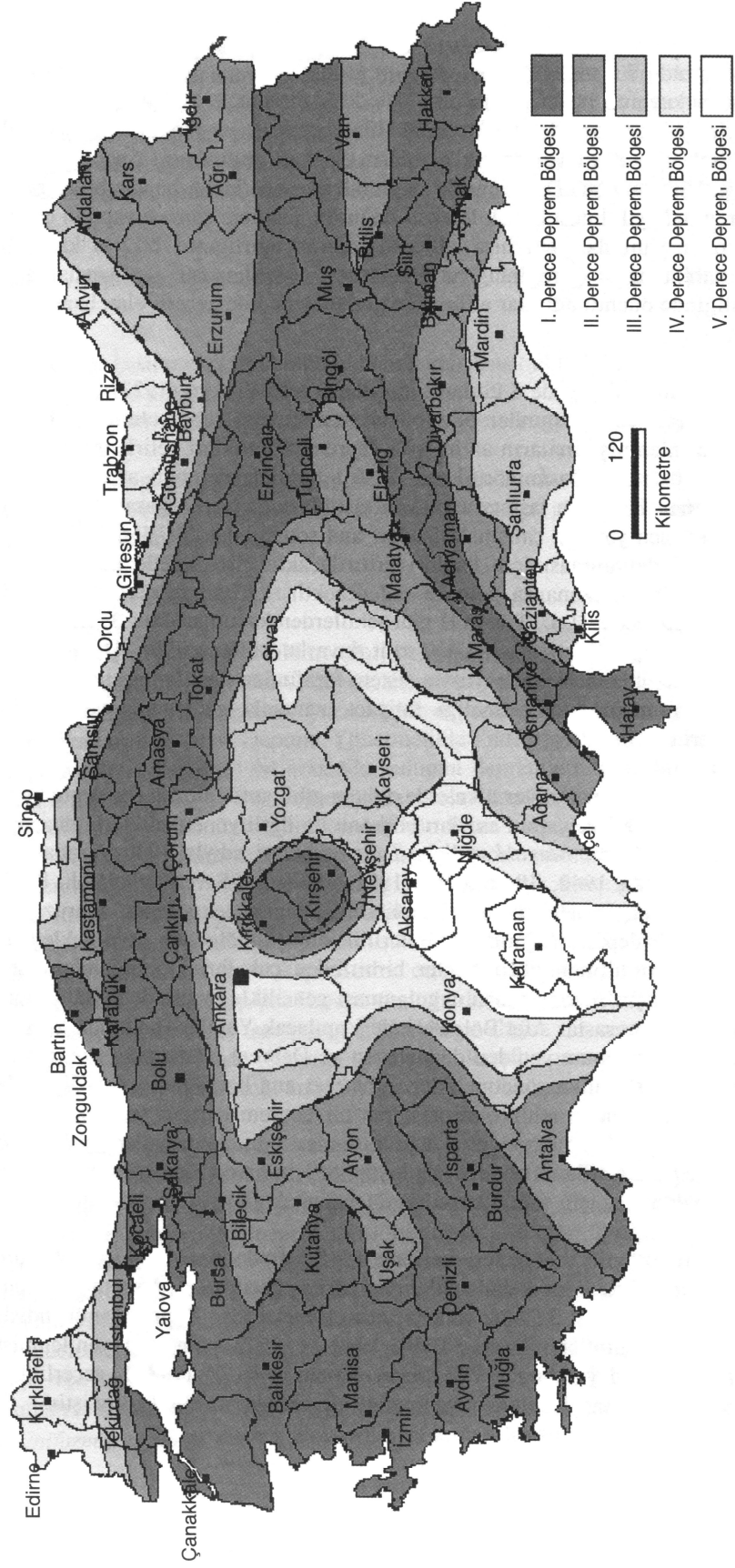
Şekil 2.2. Deprem kuvvetlerinin şematik gösterimi. (Bungale S. Taranath 2005)

2.1.1. Deprem Yönetmeliği

Deprem büyüklükleri ortaya çıkardıkları enerjiye bağlı olarak belirlenir. Büyük depremler şiddetli hasarlar meydana getirirler ve seyrek meydana gelirler. Yani, geri dönüşüm periyotları uzundur. Buna karşılık sık meydana gelen küçük depremler az hasar meydana getirir ve dönüşüm periyotları kısadır. Deprem Yönetmelikleri'nde yapının amacına bağlı olarak dönüş periyodu 100 ile 500 yıl arasında bulunan depremlere karşı binanın dayanımı söz konusu edilir. Ancak, bu tür depremlerde oluşan kesit etkilerinin taşıyıcı sistemin elastik davranışı ile karşılanması mümkün değildir. Buna karşılık bu değerler % 15 – 25 gibi oldukça küçük bir oranını elastik davranış içinde karşılaması esas alınır ve daha büyük depremlerin taşıyıcı sistemde meydana gelecek elastik ötesi şekil değiştirmeler ve enerji tüketilmesi ile karşılanacağı kabul edilir. Bunun sonucu olarak taşıyıcı sistemin dayanım kapasitesine sık rastlanan şiddeti düşük depremlerde erişilir. Bu durumda deprem etkisi yönünden yapının dayanım kapasitesine erişmesinin yıllık ihtimali % 1 – 3 yüksek bir oran olarak ortaya çıkar (Zekai Celep ve Nahit Kumbasar 2004).

Yurdumuzda ilk deprem bölgeleri haritası 1945 hazırlanmış, deprem mühendisliğindeki gelişmelere bağlı olarak bu harita, 1949, 1963, 1972, 1997 ve son olarak 2007 yılında yenilenmiştir (Şekil 2.3). Deprem haritasındaki deprem bölgeleri belirlenirken mevcut faylar ve daha önceki depremlere ait kayıtlar göz önüne alınarak, yurdumuz beş deprem bölgesine ayrılmış ve her bölge için etkin yer ivmesi verilmiştir. Verilen etkin yer ivmesi, bina önem katsayısı birim olan binalar için şiddetli depreme karşı gelmektedir. Bu deprem, tasarım depremi olarak adlandırılır ve söz konusu bölgede dönüş periyodu 475 yıl ve 50 yıllık süre içinde aşılma olasılığı % 10 olmak üzere belirlenir.

Depreme dayanıklı yapı tasarımının esaslarını koyan deprem yönetmeliği, deprem mühendisliğinin pratik sonuçlarını içerir. Hemen hemen tüm deprem yönetmeliklerinde, yapılarda deprem etkisi eşdeğer yatay kuvvetlere dönüştürülerek incelenir. Ancak, yapının taşıyıcı sisteminde düzensizlikler bulunması durumunda, davranışın daha ayrıntılı bir biçimde belirlenmesi için dinamik hesap yöntemi de kullanılır.



Şekil 2.3. Deprem bölgeleri haritası.

Deprem yönetmeliklerinde belirli bir biçimde, bir yatay yük olarak tanımlanan deprem etkisini, statik özellikte olan yüklerle aynı türde hesaba katmak yanıltıcı olabilir. Hesaplanan yatay kuvvetlerin karşı geldiği ivme değerleri elastik davranan bir yapının, sözkonusu olabilecek şiddetli bir depremde maruz kalacağı ivmelerin 1/4 -1/8 i kadardır. Bu küçük ivmeler, elastik davranan bir yapının plastik şekil değiştirmelerle, yani belirli düzeydeki hasarlarla, göçmeden karşı koyabileceği ivme düzeyini temsil eder. Ayrıca deprem etkisinin yön değiştiren, dönüşümlü bir etki olduğuna dikkat etmek gerekir (Zekai Celep ve Nahit Kumbasar 2004).

Yasal olarak zorunlu olması bakımından yönetmelik minimum koşulları içerir. Bu nedenle bazı durumlarda proje mühendisinin tecrübesini kullanarak, deprem etkisini daha ayrıntılı, incelemesi gerekir.

2.1.2. Yapısal Düzensizlikler

Yapının deprem etkisi altındaki davranışının belirlenmesinde ve ilgili kesit etkilerinin bulunmasında yapının taşıyıcı sisteminin düzenli veya düzensiz olması önemli ölçüde etkilidir. Bu ayırım, Tablo 2.1. de verildiği gibi, taşıyıcı sistemin yatay ve dikey kesitlerinin değerlendirilmesiyle yapılır.

Düzensizlik	Tanım	Önlem
A1) Burulma düzensizliği	Bir katta %5 lik yatay kuvvet dışmerkezliği altında öteleme ve burulma sonucu oluşan en büyük relatif yerdeğiştirmesinin ortalama öteleme yerdeğiştirmesine oranının 1.2 den büyük olması ($\eta_{bi} > 1.2$)	$\eta_{bi} > 1.2$ ise, ek dışmerkezlik artırılır $\eta_{bi} > 2.0$ dinamik hesap yapılır
A2) Döşeme süreksizlik düzensizliği	Katlarda diyafram görevi yapan döşeme sisteminde %33 den fazla boşluk bulunması ($A_b/A > 1/3$)	Deprem yükünün döşemelerden kolon ve perdelerle iletildiği hesapla gösterilir
A3) Planda çıkıntı düzensizliği	Plandaki her iki doğrultudaki çıkıntıların bu doğrultudaki yapı boyutunun %20 sinden fazla olması ($a_x > l_x/5$; $a_y > l_y/5$)	
A4) Taşıyıcı sistem elemanlarının paralel olmama düzensizliği	Yatay yükleri taşıyan elemanların, yapıya depremin etkidiğinin kabul edildiği eksenlere paralel olmaması	Dik iki doğrultudaki deprem etkisinden bulunan iç kuvvetler birleştirilir

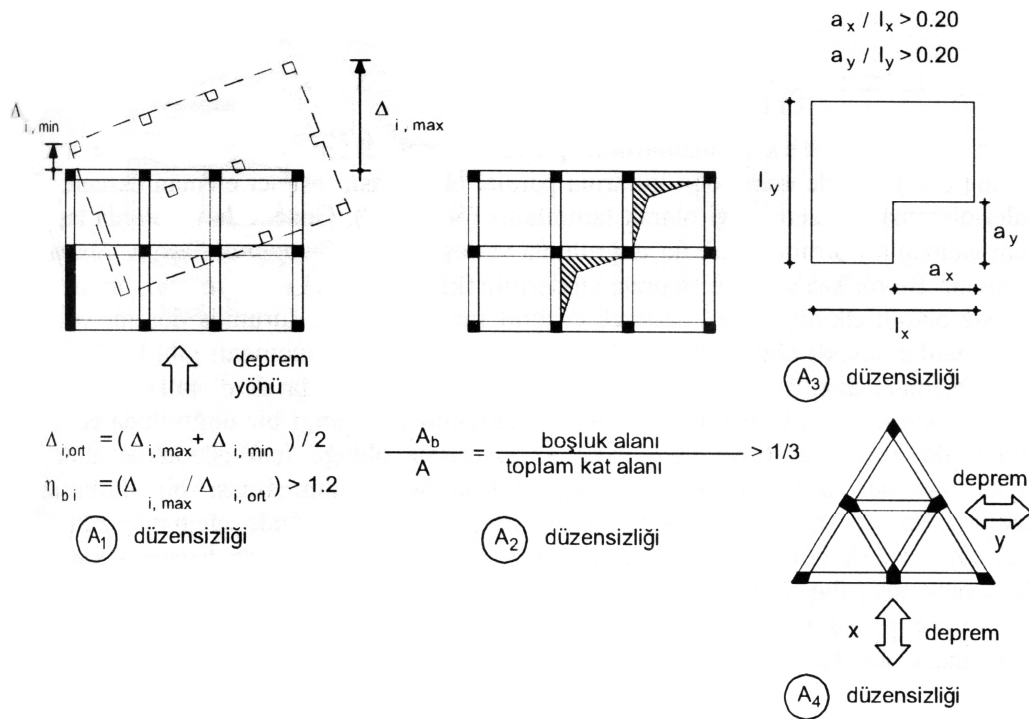
Tablo 2.1. Planda düzensiz olan yapıların sınıflandırılması.

2.1.3. A1. Burulma Düzensizliği

Yapının birbirine dik iki deprem doğrultusundan herhangi biri için, herhangi bir kattaki en büyük görelî yatay kat ötelemesinin ortalama görelî kat ötelemesine oranı olarak tanımlanan *Burulma Düzensizlik katsayısı*'nın

$$\eta_{bi} = \frac{\Delta_{i,max}}{\Delta_{i,ort}} = \frac{\Delta_{i,max}}{(\Delta_{i,max} + \Delta_{i,min})/2} > 1.2$$

olması durumu (Şekil 2.4.). $\eta_{bi} > 2.0$ olması durumunda, birinci ve ikinci deprem bölgelerinde Mod Birleştirme Yöntemi' nin kullanılması zorunlu kılınmıştır. Burulma Düzensizlik Katsayısı' nın $1.2 < \eta_{bi} \leq 2.0$ olması durumunda ise, katlara etkiyen eşdeğer deprem yükü için kabul edilen $\pm\%5$ ek dışmerkezliğin $D_i = (\eta_{bi}/1.2)^2$ katsayısı ile artırılması öngörülür.



Şekil 2.4. Planda düzensiz yapıların sınıflandırılması.

2.1.4. A2. Döşeme Süreksizlik Düzensizliği

Herhangi bir kattaki döşemede; a) merdiven ve asansör boşlukları dahil, boşluk alanları toplamının kat brüt alanının 1/3 ünden fazla olması durumu ($A_b/A > 1/3$), b) deprem yüklerinin kolon ve perde gibi düşey taşıyıcı elemanlara güvenle

aktarılablmesini güçleştiren yerel döşeme boşluklarının bulunması durumu, c) döşemenin düzlem içi rijitlik ve dayanımda ani değışikliklerin bulunması durumu (Şekil 2.4.).

2.1.5. A3. Planda Çıkıntı Düzensizliği

Bina kat planlarında çıkıntı yapan kısımların birbirine dik iki doğrultudaki boyutlarının her ikisinin de, binanın göz önüne alınan katının aynı doğrultudaki toplam plan boyutlarının %20 sinden daha büyük olması durumu (Şekil 2.4.).

2.1.6. A4. Taşıyıcı Eleman Eksenlerinin Paralel Olmaması Düzensizliği

Taşıyıcı sistemin düşey elemanlarının plandaki asal eksenlerinin, göz önüne alınan birbirine dik yatay deprem doğrultularına paralel olmaması durumu (Şekil 2.4.).

2.2. Deprem Etkisi Altında Çözüm Yöntemleri

Deprem etkisi altındaki bina türünden yapıların taşıyıcı sisteminde boyutlamaya esas olacak kesit etkilerinin bulunmasında farklı seviyelerde olan üç çözümlene yöntemi vardır : (Zekai Celep ve Nahit Kumbasar 2004).

a) Zaman Tanım Alanında Çözümlene Yöntemi :

En çok zaman alan bu yöntemde, taşıyıcı sistem, zaman alanında boyutlandırma için kabul edilen bir benzetilmiş veya gerçek deprem hareketi esas alınarak, adım adım çözümlür. Sistemin davranışı boyutlarına bağlı olduğu için, projelendirmenin ilk aşamasında kullanılabilecek bir yöntem değildir. Taşıyıcı sistemin davranışı elastik kabul edilebileceği gibi, daha gerçekçi sonuçlar elde etmek amacıyla elastik ötesi davranış da hesaba katılabilir. Bu çözümlene yöntemi, araştırma amacıyla kullanılması yanında, daha basit yöntemlerle yapılan çözümlerde bulunan sonuçların yorumlanmasında da kullanılabilir.

b) Mod Birleştirme Yöntemi :

Bu elastik dinamik çözümleme yöntemi, sistemin davranışının, her bir serbest titreşim modunun deprem hareketine olan cevabının ayrı ayrı elde edilmesinden sonra birleştirilmesi ile bulunabileceği esasına dayanır. Binalarda kütlelerin katlarda toplandığı kabul edilerek, her kat için iki öteleme ve bir dönme hareketi esas alınır. Dönme hareketi nedeniyle katlarda kütle merkezi ile rijitlik merkezinin üst üste düşmemesinin etkisi de hesaba katılmış olur. Matematiksel olarak sağlam bir temele dayanmasına rağmen, gerçek taşıyıcı sistemi yansıtmadaki eksiklikler nedeniyle kesin güveni zedeleyen bazı hususlara da sahiptir. Yöntemin hesap tekniği tamamen elastik davranışa dayanır. Ekonomik boyutlandırma genel olarak taşıyıcı sistemin sünek davranışının sağlanması ile ilgilidir. Yönetmeliklerde bu yöntemin önerildiği durumlarda bile, elde edilen sonuçların Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile karşılaştırılması daima öngörülür.

c) Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi :

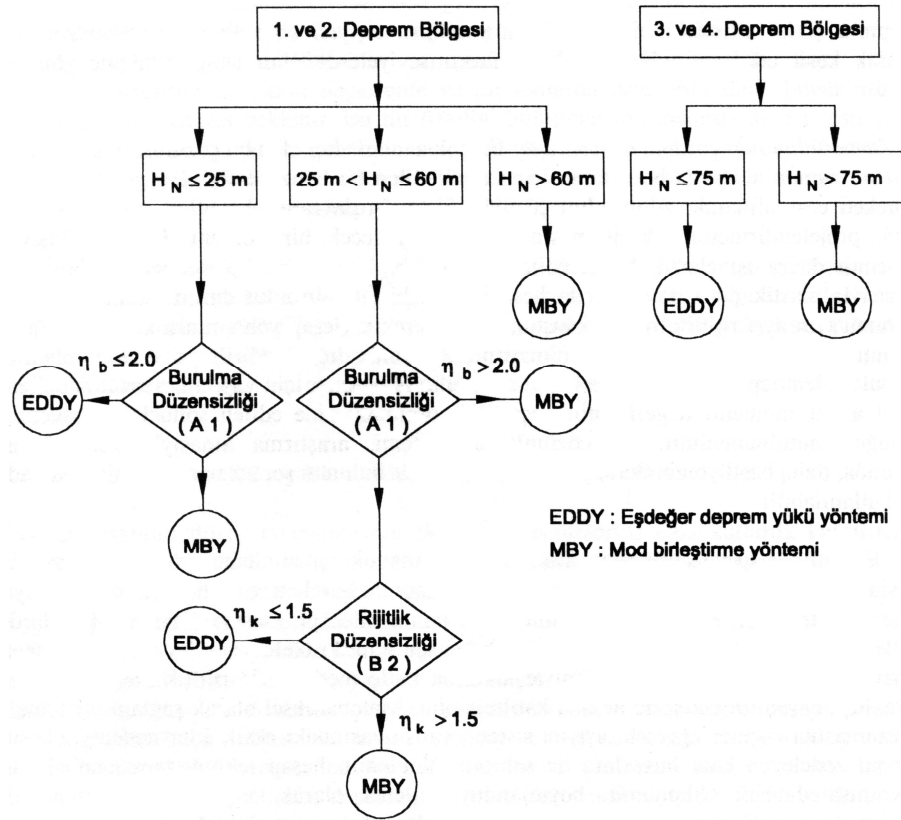
Bu yöntem, taşıyıcı sistemi düzenli ve düzensizliği sınırlı olan binalar için, üç yöntemin en kullanışlısı ve faydalısı olarak bilinir (Tablo 2.2.). Boyutlamada kapasite kavramının kullanılması, sünekliğin kontrollü bir şekilde ve istenilen yerlerde oluşmasının sağlanması ve istenmeyen güç tükenmesi şekillerinin önlenmesi koşulu ile bu yöntem daha karmaşık çözümlere ihtiyaç duyulmaksızın yaygın bir şekilde uygulanabilir. Özellikle taşıyıcı sistemi düzenli olan yapılarda yapı davranışını iyi bir şekilde temsil eder.

<i>Deprem bölgesi</i>	<i>Bina türü</i>	<i>Toplam yükseklik sınırı</i>
1, 2	<i>A1 türü Burulma Düzensizliği Katsayısı</i> $\eta_{bi} \leq 2.0$	$H_N \leq 25m$
1, 2	<i>A1 türü Burulma Düzensizliği Katsayısı</i> $\eta_{bi} \leq 2.0$ ve ayrıca B2 düzensizliği olmayan binalar	$H_N \leq 60m$
3, 4	<i>Tüm binalar</i>	$H_N \leq 75m$

Tablo 2.2. Eşdeğer deprem yüğü yönteminin kullanılma sınırı.

Açıklanan Mod Birleştirme Yöntemi ile Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi her türlü taşıyıcı sisteme uygulanabilir. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'

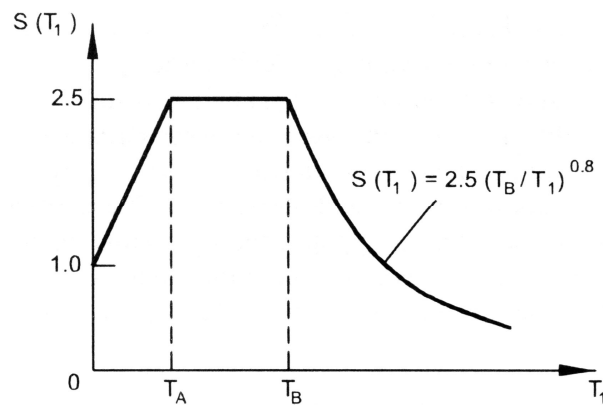
nin uygulanabileceği binalar ise Tablo 2.2. de verilmiştir. Bu koşullar göz önüne alınarak hesap yönteminin seçimi için Şekil 2.5. daki tablo verilmiştir.



Şekil 2.5. Çözüm yöntemlerinde izlenen adımlar (Z. Celep ve N. Kumbasar 2004).

d) Elastik İvme Spektrumu

Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ile taban kesme kuvvetinin belirlenmesinde ve Mod Birleştirme Yöntemi ile her modun yapının mukabelesine katkısının belirlenmesinde Elastik İvme Spektrum'undan faydalanılır (Şekil 2.6.).



Şekil 2.6. Elastik İvme Spektrumu.

Spektrum katsayısı,

$$S(T_1) = 1 + 1.5 T_1/T_A \quad (0 \leq T_1 \leq T_A)$$

$$S(T_1) = 2.5 \quad (T_A \leq T_1 \leq T_B)$$

$$S(T_1) = 2.5(T_B/T_1)^{0.8} \quad (T_B \leq T_1)$$

İfadesiyle verilmiştir. Burada T_A ve T_B saniye olarak Zemin Spektrum Karakteristik Periyotlarını göstermektedir. Spektrum katsayısı yumuşak zeminlerde (Z4) geniş periyot aralığında en büyük değerini alırken, sert zeminlerde (Z1) bu aralık daha dar olarak ortaya çıkmaktadır. Bu durum zemin büyütmesinin yumuşak zeminlerde daha geniş bölgede etkili olduğuna işaretler. Verilen spektrum değişimi sönüm oranına bağlı değildir. Ortalama bir sönüm oranı kullanılarak (%5) basitlik sağlanmıştır.

(TDY 2007)

Zemin grubu	Tanımlama		
A	Ayrılmamış sağlam kayalar, çok sıkı çakıl ve kum; sert kil ve siltli kil		
B	Ayrılmış ve çatlaklı kayalar; sıkı çakıl ve kum; çok katı kil ve siltli kil		
C	Yumuşak, süreksiz düzlemlili çok ayrılmış kayalar; orta sıkı çakıl ve kum; katı kil ve siltli kil		
D	Yeraltı su seviyesi yüksek olan yumuşak alüvyon tabakaları; gevşek kum; yumuşak kil ve siltli kil		
Zemin sınıfı	Tanımlama	T_A (s)	T_B (s)
Z1	A grubu zeminler; en üst tabaka kalınlığı 15m den az B grubu zeminler	0.10	0.30
Z2	En üst tabaka kalınlığı 15m den fazla B grubu zeminler; en üst tabaka kalınlığı 15m den az C grubu zeminler	0.15	0.40
Z3	En üst tabaka kalınlığı 15m~50m arasındaki C grubu zeminler; en üst tabaka kalınlığı 10m den az olan D grubu zeminler	0.15	0.60
Z4	En üst tabaka kalınlığı 50m den fazla C grubu zeminler; en üst tabaka kalınlığı 10m den fazla D grubu zeminler	0.20	0.90

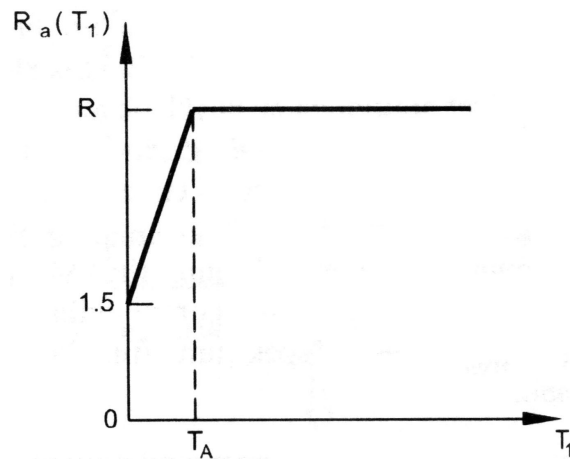
Tablo 2.3. Zemin grubu ve sınıflarına karşı gelen spektrum karakteristik periyotları.

e) Taşıyıcı Sistem Sünekliği

Taşıyıcı sistemin elastik davranışı esas alınarak elastik deprem yükleri hesap edilebilir. Ancak, bulunan bu deprem etkisini yapının elastik davranarak taşımasını öngörmek ekonomik olmayan büyük boyutların ortaya çıkmasına neden olur. Deprem Yönetmeliği, meydana gelme olasılığı düşük olan büyük deprem etkisinin taşıyıcı sistemin elastik ötesi kapasitesinin de göz önüne alınarak taşınmasına izin verir. Ancak, taşıyıcı sistemin elastik ötesi davranışına dayanan kapasitenin belirlenmesi doğrusal olmayan çözümlemeyi gerektirir. Bu çözümlemenin zorluğu nedeniyle,

Elastik deprem yükü/ $R_a(T_1)$ = Azaltılmış deprem yükü \rightarrow doğrusal olmayan elastik davranış

şeklinde bir eşleştirme yapılır. Burada, R_a Deprem Yükü Azaltma Katsayısı olup, bunun kullanılmasıyla, taşıyıcı sistemde doğrusal olmayan elastik ötesi davranış nedeniyle artan kapasite gözönüne alınmaktadır.



Şekil 2.7. Deprem yükü azaltma katsayısı R_a

Yönetmelik' te R_a Deperem Yükü Azaltma Katsayısı (Şekil 2.7.)

$$R_a(T_1) = 1.5 + (R - 1.5) \frac{T_1}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A)$$

$$R_a(T_1) = R \quad (T_A \leq T)$$

Tablo 2.4.'de R Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, verilmiştir.

<i>Taşıyıcı sistem</i>	<i>Süneklik düzeyi</i>	
	<i>Normal</i>	<i>Yüksek</i>
<i>Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar</i>	5	8
<i>Deprem yüklerin tamamının; kolonları temelde ankastre, üstte mafsallı tek katlı çerçevelerle taşındığı binalar</i>	4	6
<i>Deprem yüklerinin tamamının çaprazlı çelik perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar:</i>		
<i>Çaprazların merkezi olması</i>	3	-
<i>Çaprazların dışmerkez olması</i>	-	7
<i>Betonarme perde olması</i>	4	6
<i>Deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte çaprazlı çelik perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar:</i>		
<i>Çaprazların merkezi olması</i>	4	-
<i>Çaprazların dışmerkez olması</i>	-	8
<i>Betonarme perde olması</i>	4	7

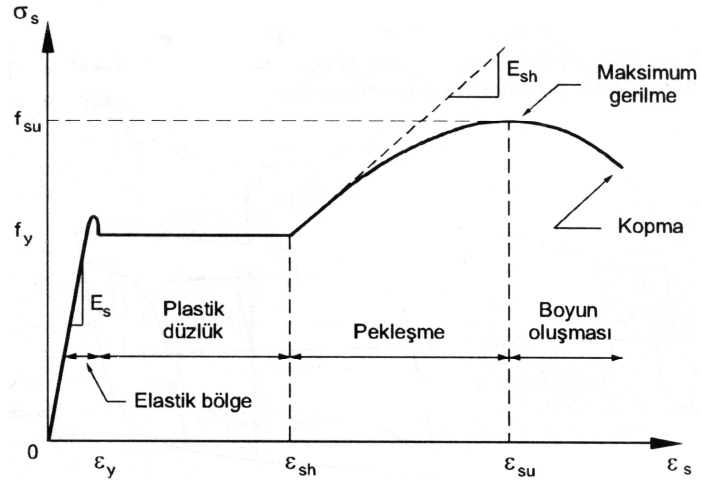
Tablo 2.4. Taşıyıcı sistem davranış katsayısı R

3. DEPREME DAYANIKLI ÇELİK YAPI TASARIMI

Çelik yapılar, genellikle düzgün eksenlere yerleştirilmiş kolon ve kirişlerin oluşturduğu çerçeve elemanlardan oluşan yapılardır. Bu tür taşıyıcı sistemlerde yatay rijitliği büyük olan çelik çaprazların oluşturduğu bölümler ve betonarme perdeler bulunabilir. Çelik yapı elemanları, birbirlerine birleşim bölgesi elemanlarında kullanılan kaynak, perçin veya bulonlarla bağlanır.

3.1 Malzeme

Çelik malzeme olarak demir ve karbon karışımı olarak kabul edilebilir. Çelikte bulunan % 0.15-% 0.20 oranındaki karbon miktarı dayanımı arttırırken, kopma uzamasını azaltır. Çeliğin davranışını bir çelik çubukta çekme deneyinden elde edilen $\sigma_s - \varepsilon_s$ gerilme-şekil değiştirme değişimi karakterize eder.(Şekil 3.1). Davranış ε_y akma birim uzamasına kadar elastik devam ederken, $\varepsilon_y - \varepsilon_{sh}$ arasında bir plastik düzlük görülür. Daha sonra pekleşme ile gerilme ve ε_{su} birim uzamasıyla meydana gelen yerel kesit azalması ile deney çubuğu kopar. Çelik kalitesine bağlı olarak ε_{sh} değeri 5-10 ε_y arasında değişir. Bütün yapısal çelikler için elastik bölgede elastisite modülü $E_s= 200\text{GPa}$ olarak kabul edilir. Çeliğin, çekme gerilmesi altındaki bu özelliğinin aynen basınç gerilmesi içinde mevcut olduğu kabul edilir. Çeliğin kopmadan büyük şekil değiştirmeler yapabilmesi, sünekliğinin ve dayanımının büyük olması çelik yapılara deprem etkilerini karşılamakta önemli bir üstünlüktür (Zekai Celep ve Nahit Kumbasar 2004).



Şekil 3.1. Yapı çeliğinde çekme (basınç) gerilmesi-birim uzama (kısalma) ilişkisi.

3.2. Çeliğin Sünekliği ve Enerji Yutma Özelliği

Çelik, elastik sınırın ötesinde plastik bölge içerisine yüklendiğinde, tekrarlı boşalma ve tekrarlı yükleme esnasında çeşitli özellikler gösterir. İlk özellik, $\sigma = 0$ seviyesine boşalma ve tekrar yüklenme halinde Şekil 3.2.a da görüldüğü gibi rijitlik E olmak üzere, davranış elastiktir. Gerilmenin boşalıp ters yönde yüklenmesi halinde ($\sigma = -\sigma_y$), akma noktasındaki keskin köşe kaybolmakta, akma daha çabuk başlamaktadır. Bu davranış 'Bauschinger etkisi' olarak bilinir. Eğer gerilmenin geriye dönüşü, gerilme pekleşmesi bölgesine geçilmeden önce başlarsa geriye yükleme halinde de akma platosuna rastlanır. Öte yandan Şekil 3.2.b den görüldüğü gibi, gerilme pekleşmesi bölgesine girildikten sonra, takip eden çevrimlerde akma platosu kaybolur (Zekai Celep ve Nahit Kumbasar 2004).

Çeliğin en önemli iki özelliği, sünekliği ve tekrarlı inelastik yükleme altında enerji yutma kapasitesidir. Bir çelik elemanın plastik uzaması veya kısalması için ihtiyaç duyulan enerji, plastik kuvvet ile plastik deformasyonun çarpımı olarak hesaplanır ve histerik enerji olarak adlandırılır. Şekil 3.2.c den görüldüğü gibi, E_H olarak gösterilecek histerik enerji,

$E_H = P_y(\delta_{max} - \delta_y)$ şeklinde hesaplanır. Bu değer, şekildeki taralı alana karşılık gelir. Süneklik oranı ise,

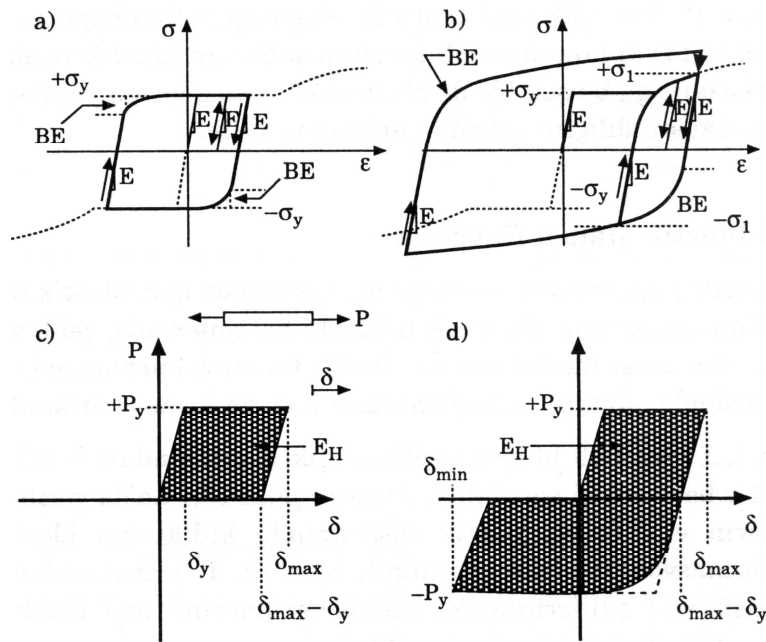
$$\mu = \frac{\delta_{max}}{\delta_y}$$

olarak tanımlanır.

Tam çevrim bir yükleme-boşalma halinde, Şekil 3.2.d de görüldüğü gibi histerik enerji, yük-deformasyon eğrisi tarafından çevrelenen alandır ve yaklaşık olarak

$$E_H \cong P_y [(\delta_{\max} - \delta_y) + (\delta_{\max} - \delta_{\min} - 2\delta_y)]$$

şeklinde hesaplanır.



BE : Bauschinger etkisi

Şekil 3.2. Yapı çeliğinde gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (Z. Celep ve N. Kumbasar 2004).

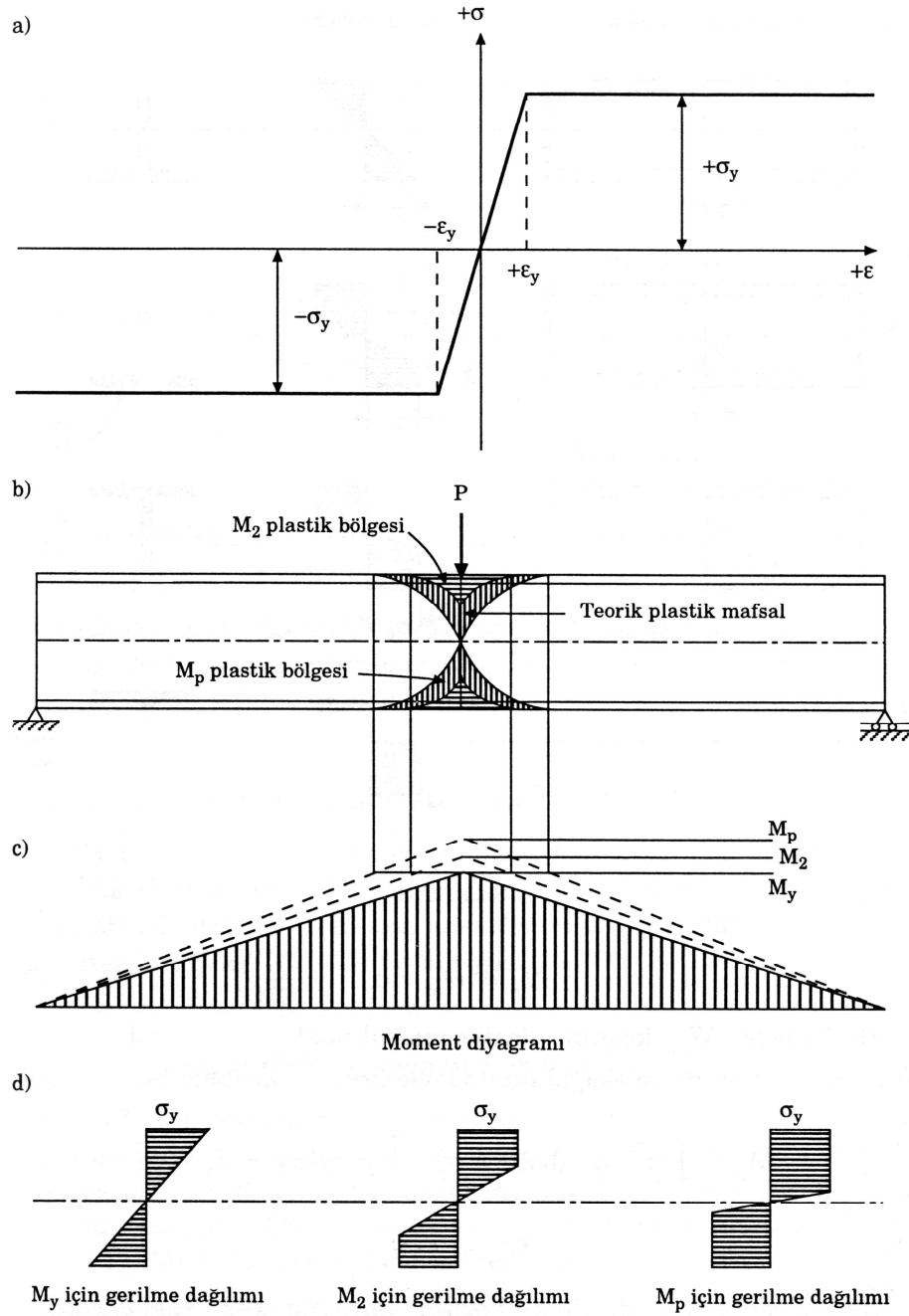
Bir taşıyıcı sisteme etkiyen deprem yükü, bu sisteme bir dış enerji uygular. Bu enerjinin karşılığı ise, sistemde harcanan plastik enerji ile depolanan deformasyon enerjisi ve kinetik enerjidir.

$$E_D = E_H + E_e + E_K$$

Burada; E_D : deprem enerjisi, E_H : harcanan plastik enerji, E_e : elastik deformasyon enerjisi, E_K : kinetik enerjiyi gösterir. Bu ise, çelik yapıların yüksek enerji yutma kapasitesinin, deprem etkisi altında yapının dinamik cevabını sağlayan kinetik ve elastik enerji birikimini azalttığı, bu şekilde patlama yükü veya deprem yükü etkisi altında yapıların dayanıklılığını artırdığı anlamına gelir (Zekai Celep ve Nahit Kumbasar 2004).

3.3. Plastik Mafsal

Sünek çelik yapı tasarımının doğru anlaşılabilmesi için, plastik mafsal kavramının bilinmesi gerekir. Şekil 3.3.a da verilmiş olan ve çelik yapıların elastik ve plastik tasarımında kullanılan idealleştirilmiş gerilme-deformasyon ilişkisini göz önünde tutarak, şekil 3.3.b de açıklık ortasında P yükü ile yüklenmiş bir basit kiriş ele alalım. P yükünün belirli bir değerinde, kirişin en dış liflerinin akma sınır gerilmesine σ_y ulaştığını düşünelim. P' nin değeri daha da artırılırsa, kesitin en dış liflerine ek olarak tarafsız eksene doğru daha başka lifleri de σ_y akma sınır gerilmesine ulaşır. Akma gerilmesi sınırına ulaşan kiriş liflerinde, Şekil 3.3.d' de verilen gerilme-deformasyon ilişkisi uyarınca, yükün artırılmasıyla gerilme σ_y 'nin üstüne çıkamaz. Buna karşılık, deformasyonlar çok büyük değerlere ulaşabilir. Şekil 3.3.b ve c de görüldüğü gibi M_2 ve M_p momenti için plastikleşmiş kiriş bölgesi, gerçekte kiriş üzerine yayılı durumdadır (Hilmi DEREN ve ark. 2008).



Şekil 3.3. Plastik mafsals oluşumu (Hilmi DEREN ve ark. 2008).

Ancak, teorik plastik mafsals kavramında, M_p momentine karşılıklı gelen plastikleşme, bu momentin oluştuğı noktada yer alan kiriş kesitinde meydana geldiğı kabul edilir. Maksimum momentin oluştuğı noktada bütün kesitin plastikleştiğı hale karşı gelen M_p momentini oluşturan P yükü değeri tekrar artırılmaya çalışılırsa, M_p momentinin oluştuğı nokta, bu yük artımı için gerçek bir mafsals davranışı gösterir. Yani, kesitin tümünün plastikleştiğı ve M_p momentine ulaştığı anda, bu kesitin yeraldığı kiriş noktasında 'plastik mafsals' oluşmuştur denir (Hilmi DEREN ve ark. 2008).

3.4. Taşıyıcı Sistem

Taşıyıcı sistem elemanlarının boyutlandırılmasında ilk ikisi yaygın olarak üç farklı yöntem kullanılır:

a) Emniyet Gerilmesi Yöntemi :

Taşıyıcı sistemde G+Q yükleme durumunda, elemanların davranışının elastik sınırlar içinde kaldığı kabul edilerek, elemanda meydana gelecek gerilmelerin öngörülen emniyet gerilmesini aşmaması esas alınır. Emniyet gerilmesi, malzeme (St37 ve St52) ve yükleme türüne bağlı olduğu gibi, elemandaki etki türüne (normal gerilme ve kayma gerilmesi) de bağlıdır.

b) Taşıma Gücü Yöntemi :

Taşıyıcı sistemde arttırılmış yükler altında kesitlerde meydana gelen etkilerin kesitin taşıma gücünü geçmemesi esas alınır. Yönetmeliklerde $1.4G+1.6Q$, $G+Q+E$ ve $0.9G+E$ esas olmak üzere çeşitli yük birleşimleri tanımlanmıştır.

c) Plastik Hesap Yöntemi :

Arttırılmış yükler altında taşıyıcı sistemin kritik kesitlerinde plastik kapasite sınırlarına erişildiği kabul edilir. Elastik ötesi davranış göz önüne alındığı için, taşıyıcı sistemdeki ek yük taşıma kapasitesinden faydalanılır. Taşıyıcı sistemin plastik kapasitesi, yükleme adımlarına bağlı olmaksızın, doğrudan doğruya denge denklemleri kullanılarak hesap edilir.

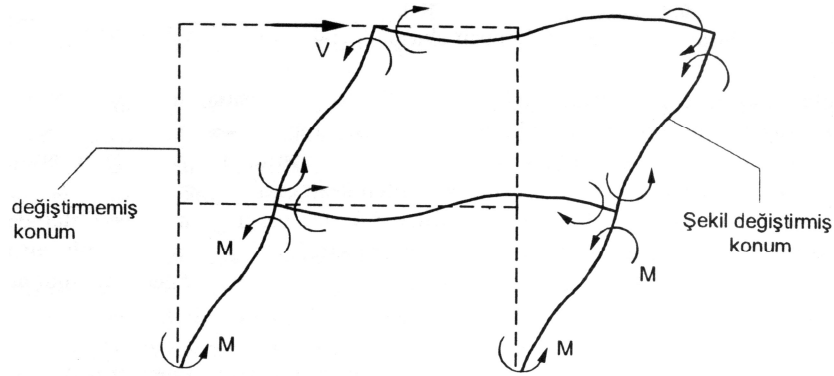
3.5. Çelik Çerçeveler

Depreme dayanıklı çelik çerçeve sistemin tasarımında, sistemde yatay rijitliğin bulunması ve sünekliğin yüksek olması önemlidir. Bir taşıyıcı sistemin deprem etkisi altında sünekliği, çevrimsel etki altında enerji tüketen bölgelerin bulunması ile artar. Bu tür sistemlerin boyutlandırılmasında kapasite kavramına göre boyutlama kullanılır. Deprem etkisi altında sünek olan yapılar enerji tüketen bölgelerin türüne göre üç ana kısımda sınıflandırılır:

- Moment aktaran çerçeveseler
- Merkezi çaprazlı çerçeveseler
- Dışmerkezi çaprazlı çerçeveseler

3.5.1. Moment Aktaran Çelik Çerçeveseler

Bu tür çerçeveseler kolon ve kirişlerin birbirleri ile dik olarak, kaynaklı veya yüksek mukavemetli bulonlarla birleştirilmesiyle oluşturulur. Yatay kuvvetlere karşı mukavemeti kiriş ve kolonlarda meydana gelen kesme kuvveti ve eğilme momenti ile sağlanır.(Şekil 3.4.) Kolon ve kirişlerin birleşim bölgelerindeki esneklik ihmal edilerek, rijit birleşim kabul edilir. Deprem Yönetmeliği' nde süneklik düzeyi normal ve yüksek olmak üzere iki tür moment aktaran çerçeve tanımlanmıştır.



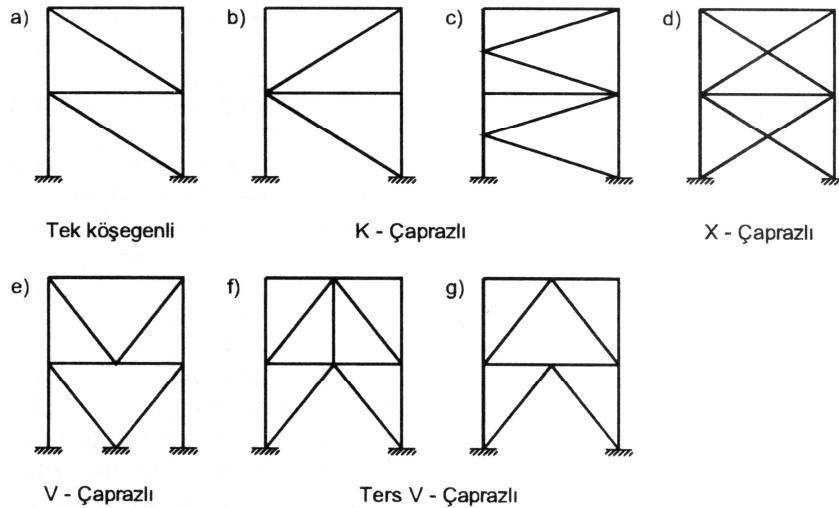
Şekil 3.4. Moment aktaran çerçevenin yanal yer değiştirmesi.

Süneklik düzeyi yüksek çerçeveselerde, deprem yükü azaltma katsayısı büyük olmasına karşılık, kiriş-kolon birleşim bölgelerinin boyutlandırılmasında daha ayrıntılı kurallar geçerlidir. Panel bölgelerinde, eğilme momenti sonucu oluşan yüksek kesme kuvvetlerini karşılamak için, kolonda kiriş başlıklarının devamı şeklinde berkitme levhaları kullanılabilir. Yüklerin karşılanması sırasında kiriş kesitlerinde plastik mafsall oluştuğunun kabul edildiği bu yapılarda, kolonların ve kiriş-kolon birleşim bölgelerinin elastik kaldığı kabul edilir.

Buna karşılık süneklik düzeyi normal çerçeveseler, daha az sünektir ve sınırlı elastik ötesi şekil değiştirmelere müsaade eder. Daha az sünek oldukları için süneklik düzeyi yüksek çerçeveselere göre daha küçük deprem yükü azaltma katsayısı kullanılır.

3.5.2. Merkezi Çaprazlı Çerçevesler

Bu tür çerçeveler yaygın olarak az ve orta yükseklikteki binalarda yatay yüklere karşı gereken rijitlik ve dayanımı sağlamak için kullanılır. (Şekil 3.5.) Bu sistemle malzeme tasarrufu sağlanırken, çerçevede kat ötelemeleri etkin bir şekilde sınırlandırılır. Bu çerçevelerin özel düzenlenmiş çaprazları yön değiştiren büyük yatay etkilerde basınç altında burkulup akmaya erişerek ve çekme altında akarak enerjinin tüketilmesini sağlar. Boyutlandırmada, kolon, kirişler ve birleşim bölgelerinde hasara müsaade edilmez ve düşey yükler için gerekli olan taşıma kapasitesinde bir azalma olmadan, çaprazlarda plastik şekil değiştirmelerin meydana gelmesi sağlanır. Deprem Yönetmeliği'nde bu tür sistemler süneklik düzeyi yüksek sistemler olarak kabul edilmişlerdir (Zekai Celep ve Nahit Kumbasar 2004).

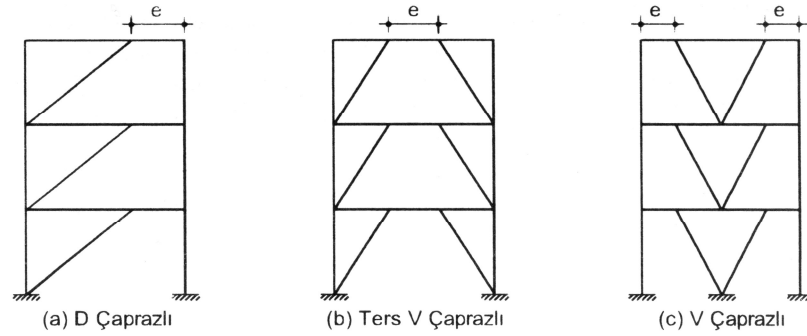


Şekil 3.5. Yaygın olarak kullanılan çaprazlı çerçeveler.

3.5.3. Dışmerkezi Çaprazlı Çerçevesler

Dışmerkezi çaprazlı çerçeveler, merkezi çaprazlı çerçevelerin yüksek yan rijitliğinin, çaprazların burkulmasından dolayı enerji tüketiminin azalmasını önlemek için oluşturulmuştur. (Şekil 3.6.) Boyu e ile gösterilen kiriş kısmı 'bağlantı elemanı' olarak isimlendirilir. Bu eleman deprem etkisinde yapısal bir sigorta gibi davranarak, enerjinin kararlı bir biçimde tüketilmesini sağlar. Bunun için bu bölgenin ayrıntılı bir biçimde incelenmesi gerekir. Bunun dışındaki bütün kirişler, kolonlar, çaprazlar ve birleşim elemanlarının deprem etkisinde elastik kalacak şekilde, kapasite kavramına uygun olarak boyutlandırılması gerekir. Bu tür sistemler Deprem Yönetmeliği'nde

süneklik düzeyi yüksek olarak kabul edilmiştir (Zekai Celep ve Nahit Kumbasar 2004).

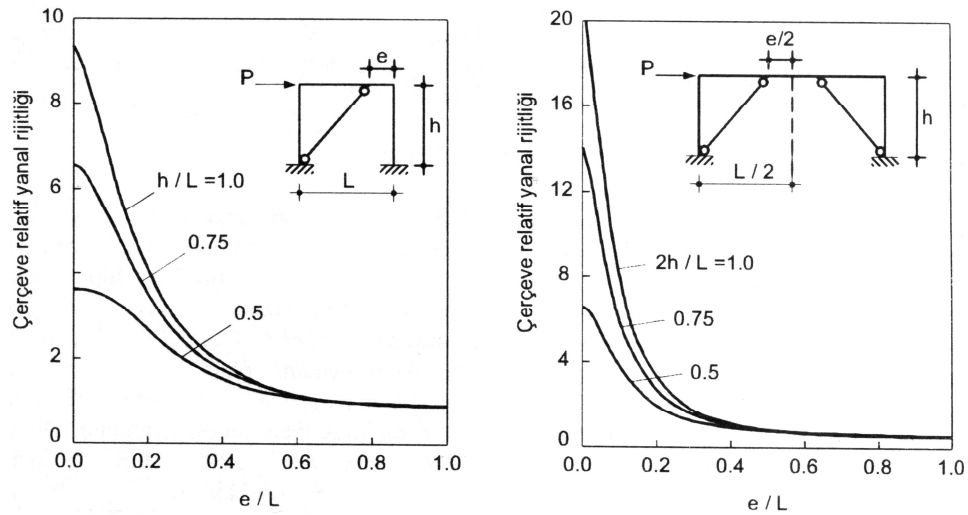


Şekil 3.6. Tipik dışmerkezi çaprazlı çerçeveler.

Dışmerkezi çaprazlı çerçevenin görelî rijitliğinin bağlantı elemanının boyuna bağılı olarak değişimi Şekil 3.7. da gösterilmiştir. Burada $e/L=0$ ve $e/L=1$ durumları sıra ile, merkezi çaprazlı çerçeveye ve moment aktaran çerçeveye karşılık gelir. Burada bağlantı elemanının boyunun artması ile eğilme momenti şekil değiştirmeleri etkili duruma geçeceği için, rijitliği azaldığı görülmektedir.

$$\frac{\gamma_p}{\theta_p} = \frac{L}{e}$$

12.3



Şekil 3.7. Çerçeve yanal rijitliğinin bağlantı eleman boyu ile değişimi (Hilmi DEREN ve ark. 2008).

3.6. Deprem Yönetmeliğine Göre Tasarım İlkeleri

Çelik taşıyıcı sistemlerin yatay yük taşıyıcı sistemleri süneklikleri esas alınarak Süneklik Düzeyi Normal Sistem ve Süneklik Düzeyi Yüksek Sistem olmak üzere iki

sınıfa ayrılmıştır. Bu ikisinin beraber kullanılması durumunda Süneklik Düzeyi Karma Sistemler ortaya çıkar.

3.6.1. Taşıyıcı Sistem Hesapları

Taşıyıcı sistemlerin tasarım ve kesit hesapları; yönetmelikte verilen deprem yükleri ve hesap kuralları, Emniyet Gerilmeleri Yöntemi ile ilgili TS648 ve TS3357 ile Taşıma Gücü Yöntemi ile ilgili TS4561’deki kurallara göre yapılmalıdır.

Emniyet Gerilmeleri Yöntemi’ne göre yapılan kesit hesaplarında, birleşim ve ekler dışında, emniyet gerilmeleri için TS648’deki esas ve ilave yükler için verilen yükleme durumunda izin verilen %15 artım, deprem durumunda en fazla %33’e çıkarılabilir. Taşıma Gücü Yöntemi’ne göre yapılan kesit hesaplarında, deprem etkisini içeren yükleme durumları için TS4561’deki yük katsayıları

$$1.0G + 1.0Q \pm 1.0E$$

$$0.9G \pm 1.0E$$

olarak kabul edilir. Ayrıca, Taşıma Gücü Yöntemi ile TS4561’e göre yapılacak hesaplarda, çelik akma gerilmesi $\gamma_{ms} = 1.15$ katsayısı ile azaltılır.

3.6.2. Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçevesler

Deprem yüklemesi sırasında çerçevenin güç tükenmesinin kirişlerde plastik mafsalları oluşumu ile meydana gelmesi için, kolonların kirişlere göre daha güçlü düzenlenmesi gerekir. Bu amaçla, göz önüne alınan deprem doğrultusunda her kiriş kolon birleşim bölgesindeki kolonların plastikleşme momentlerinin toplamı, kirişlerin plastikleşme momentleri toplamından daha büyük olması sağlanmalıdır (Zekai Celep ve Nahit Kumbasar 2004).

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq (M_{pi} + M_{pj})$$

3.6.3. Süneklik Düzeyi Yüksek Çelik Çaprazlı Perdeler

Dışmerkez yerleştirilen çaprazlarla süneklik düzeyi yüksek perde oluşturulabilir. Çapraz çubukların kiriş-kolon birleşim noktasına veya iki çapraz çubuğunun bir kiriş üzerindeki ortak birleşim noktasına göre dışmerkezliği, perde kolonları arasındaki açıklığın 1/5’i ile 1/10’u arasında seçilmelidir. Böylece birleşim

elemanının boyu sınırlandırılmış ve bu elemanda kesme kuvvetinin etkili olması sağlanmış olur. Çaprazların kolonlara olan bağlantısı kolon kesitinin başlığına yapılmalı, kolon gövdesine yapılmamalıdır. Çaprazların narin olması basınç durumunda elastik burkulmanın olmasına olacağından narinlik oranı 100 ile sınırlandırılmıştır.

3.6.4. Süneklik Düzeyi Normal Çerçeveler

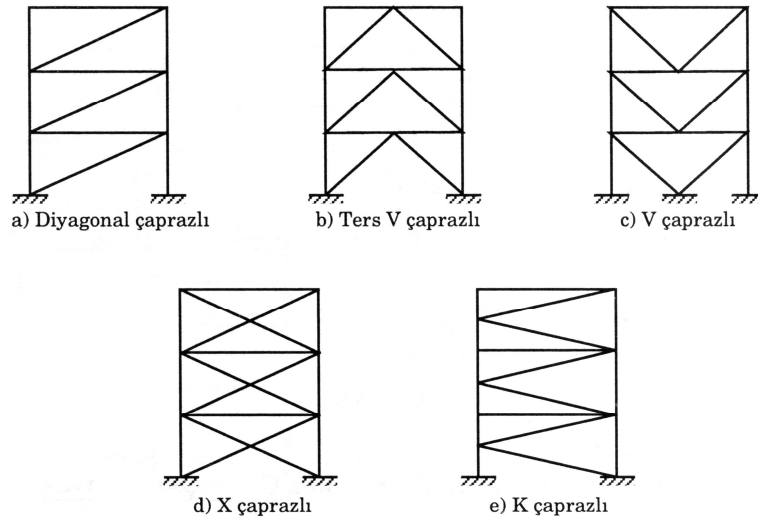
Bu çerçevelerde de süneklik düzeyi yüksek ek ve birleşimi için verilen koşullara uyulması gerekir.

3.6.5. Süneklik Düzeyi Normal Çelik Çaprazlı Perdeler

Bu perdeler, kolonlar kirişler ve birleşim bölgelerine merkezi olarak bağlanan çapraz örgü çubuklarından oluşan yatay yük taşıyıcı sisteme elemanlarıdır. Basınç kuvvetini karşılayan çaprazlarda narinlik oranı $0.4\sqrt{E_s/\sigma_a}$ değerini aşmamalıdır.

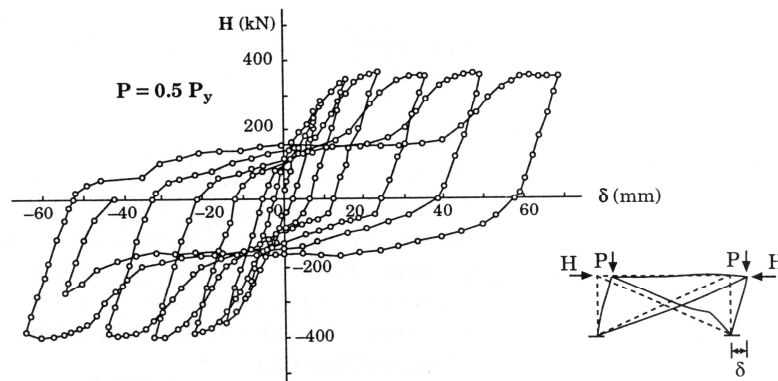
4. MERKEZİ ÇAPRAZLI ÇELİK ÇERÇEVELER

Kolonların, kirişlerin ve çaprazların düşey bir kafes oluşturacak şekilde düzenlenmesi ile oluşurlar. Yatay kuvvetlere kafes hareketiyle karşı koyarlar. Bu tip sistemlerin, çelik çaprazlı olmayan çerçeve sistemlere göre oldukça büyük yatay rijitliği vardır. (Micheal D. Engelhardt 2007). Yüksek elastik rijitliği sebebiyle tercih edilmesine karşın, sünekliği ve mimari değişkenliği diğer sistemlere göre daha azdır.



Şekil 4.1. Merkezi çaprazlı çelik çerçeveler.

MÇÇÇ sistemlerin çoğu rüzgar yüklerini lineer elastik bölgede kalarak taşıyabilmesi amacıyla tasarlanmıştır. Bu tip MÇÇÇ sistemlerinde çapraz elemanlar X formunda yerleşmiş olup, her bir çapraz elemanın narinliği oldukça yüksektir ($\lambda > 300$). MÇÇÇ sistemleri deprem yüklerine karşı kullanıldığında ise inelastik çevrimsel performansının yeterli olmadığı görülmektedir (Şekil4.2.) (Hilmi DEREN ve ark. 2008).

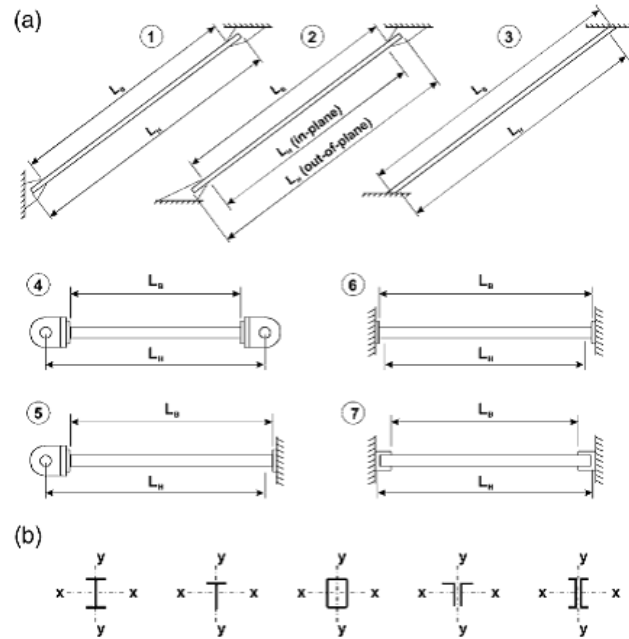


Şekil 4.2. MÇÇÇ sistemlerin inelastik çevrimsel durumu.

Öte yandan λ narinliği azaldıkça inelastik çevrimsel davranışlar iyileşmeye, enerji yutma kapasiteleri artmaya başlar. Bu nedenle “Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik, 2007” baskısında sırasıyla 4.6.1.2 ve 4.7.1.2 numaralı maddelerine göre, süneklik düzeyi yüksek ve süneklik düzeyi normal MÇÇP’lerin her ikisinde de çapraz elemanların narinliği $\frac{L}{b}$ sınır değerini aşmamalıdır.

Çelik çaprazların çevrimsel yükleme altındaki davranışını anlamak için son otuz yılda, pek çok analitik ve deneysel çalışma yapılmıştır. Efektif narinlik ve kesitin kompaktlığı (sıkıştırılabilirliği) gibi anahtar parametrelerin tanımlanmasıyla modern yönetmeliklerde, şiddetli deprem yükü altında sünek davranışı koruyabilmek için çapraz elemanlarda sınır şartları tanımlanmıştır. Deney programlarından elde edilen bilgiler, doğrusal olmayan dinamik analiz yapan bilgisayar programları için sayısal inelastik çapraz elemanların geliştirilmesinde kullanılmıştır.

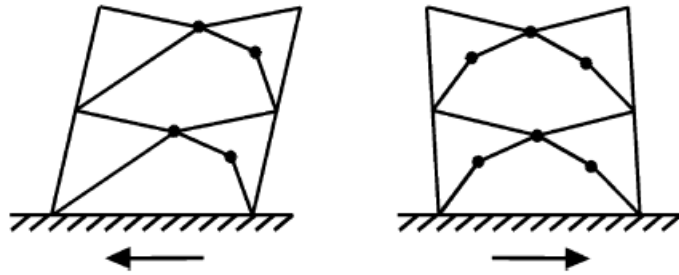
Geçmiş yıllarda yapılan deney programlarını değerlendirmek için yapılan bir çalışmada, toplam 9 farklı deneysel programdan seçilen 76 çevrimsel yükleme testi incelenmiştir (Robert Tremblay 2002). Şekil 4.3. te kullanılan çapraz örneklerinin X ve Y eksenleri referans alınarak şematik olarak gösterilmiştir. Test programları, geniş bir alanda çelik çapraz özelliklerini, kesit özelliklerini, sınır şartlarını, efektif narinliğini, malzeme özelliklerini içermektedir.



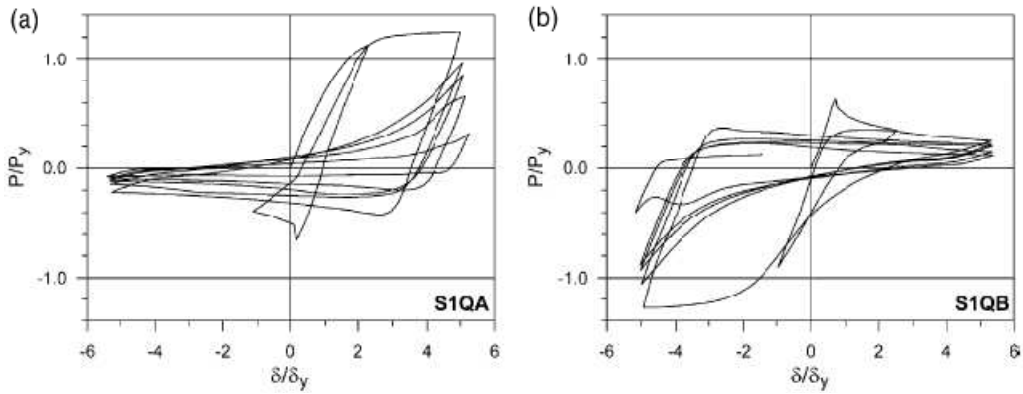
Şekil 4.3. Çapraz örneklerinin geometrisi. (Robert Tremblay 2002)

Deney sonuçları;

Şekil 4.5. de çapraz elemanlarda ikinci ve onu takip eden çevrimsel hareketlerde deplasman aynı kalmasına karşın maksimum çekme kuvvetinin giderek azaldığı gözlenmiştir. Bu elemanın gerilmesi ile oluşan sürekli uzama ve elemanda oluşan plastik mafsalların lokal burkulmasıyla net inelastik şekil değiştirmesinden kaynaklanmaktadır (Şekil 4.4.). Bu yüzden, elemanın büyük inelastik sapmalar yapmadan önce daha yüksek çekme kuvvetine sahip olması beklenir (şekil 4.5). Sonuç olarak, tasarımda geniş deformasyon düşünülüyorsa değişik süneklik seviyeleri için değişik çekme kuvvetlerinin önerilmesi gerekir.



Şekil 4.4. Ters V çaprazlı çerçeve davranışı. (Robert Tremblay 2002)



Şekil 4.5. Simetrik olmayan çevrimsel yükleme altındaki çaprazların davranışı. (Robert Tremblay 2002)

Tüm deneylerde, elemanların basınç mukavemeti büyük basınç kuvvetleri altında ikinci ve onu takip eden çevrimsel hareketler sırasında azalmıştır. Burkulma sonrasında, çaprazlardaki kısalmanın esasen plastik dönme yapan mafsallarda ve yanal deformasyon boyunca olduğu görülmüştür. Çevrimsel yükleme altındaki çapraz elemanın biriken uzaması, uzun çaprazlar basınç altında daha büyük yanal deformasyon yaptığı için elemanın basınç mukavemetinin azalmasına da katkıda bulunur.

Yakın zamanda meydana gelen büyük depremlerde, sıradan çelik çaprazlı çerçevelerin çoğunun ciddi şekilde hasar görmesi, gelecekte meydana gelebilecek depremlerde bu sistemlerin performansının iyileştirilmesi konusunu gündeme getirmiştir. Eski yönetmeliklerde önerilen tasarım kurallarında bu çerçeve sistemleri sünek olarak öngörülmemektedir. Geçen yıllarda meydana gelen 1994 Northridge ve 1995 Kobe depremleri sırasında önemli bir miktar MÇÇÇ' lerin hasar görmesi, bu sistemleri tamir ve geliştirme çalışmalarını başlatmıştır.

Deprem yükü etkisindeki çapraz elemanların burkulma sonrası büyük deformasyon yapması, elemanda oluşan plastik mafsallı formu ve sınır şartları gibi konular Uniform Building Code 94' ten önce yönetmeliklerde yer almamıştır. V çaprazlı çerçeve sistemlerinin düzenlenmesi bu konudaki en popüler örneklerden biridir. Eski yönetmeliklerde kullanılan elastik analiz ve tasarım metodları, çapraz elemanlardaki çekme ve basınç sonucu oluşan dengelenmemiş kuvvetleri kiriş tasarımında öngörülmemektedir. Kirişler yeterince güçlü tasarlanmadığı için çerçevenin yanal yükler etkisindeki performansı da yetersiz olmaktadır.

Bu konuda, North Hollywood bölgesinde 1994 Northridge depreminde ciddi hasar alan bir bina üzerine detaylı bir çalışma yapılmıştır (D.C. Rai and S.C. Goel 2003). Bu çalışmada, MÇÇÇ sistemlerin eksikliklerini belirlemek amacıyla, doğrusal olmayan dinamik analiz yapılarak, deprem sonrası bölgede yapılan araştırmaları da dikkate alarak bir sismik değerlendirme analizi yapılmıştır. Yapıda deprem sonrasında gözlemlenen hasar, SNAP-2DX programı kullanılarak modellenmiş ve iki boyutlu analizi yapılmıştır. Program etkili bir şekilde kullanılarak yapının sismik performansı değerlendirilmiştir.

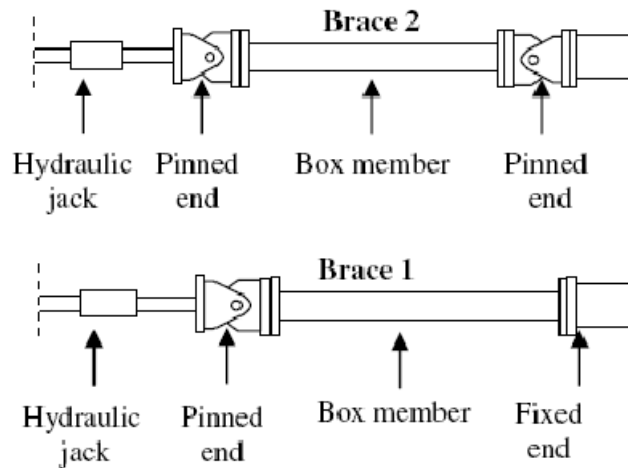
Bu çalışmadan çıkarılan sonuçlar aşağıdaki gibi özetlenebilir :

MÇÇÇ sistemlerin performansı çapraz elemanların göçmesi geciktirilerek sağlanabilir. Bu da yerel burkulma önlenerek başarılabilir. Boru kesitlerde göçme ömrü kesitlerin beton ile doldurulmasıyla uzatılabilir. Döşeme kirişlerindeki karasızlık ve mafsallaşma ise, yaygın V çaprazlardan X çaprazlara geçmekle önlenabilir.

Başka bir çalışmada, doğrusal olmayan yapısal bir model üzerinde, çelik çaprazlı perdelerin çevrimsel aksenal kuvvet-deformasyon davranışı, burkulma etkisinde katarak, doğrusal olmayan sonlu elemanlar yöntemi temelli ADINA programı kullanılarak geliştirilmiştir (Murat Dicleli ve Anshu Mehta 2006).

Tasarlanan yapısal modelin içeriği; (i) Çapraz elemanın aksenal yük ve yanal deformasyon sebebiyle, ikinci merteye etkisini hesaplamak için kullanılan geniş deplasman analiz prosedürü. (ii) Burkulma başlangıcının ötesindeki, elemanın orta noktasında oluşan plastik mafsal davranışını modellemek için kullanılan inelastik eğilme davranışı. (iii) Elemanın çekmede akma davranışını modellemek için kullanılan inelastik aksenal davranışı.

Deneyde kullanılan kutu kesit TS102 · 102 · 12.7 dir. Narinliği $\lambda = 80$ ASTM 501 çeliğinden yapılmıştır.

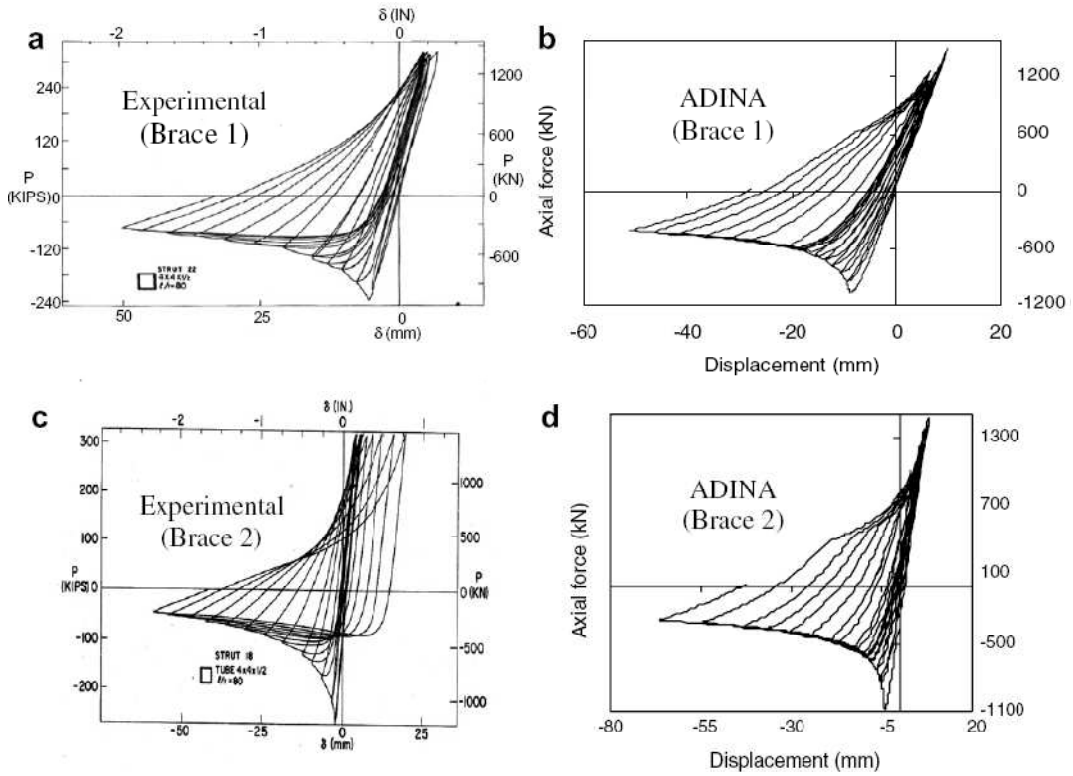


Şekil 4.6. Deney örneği detayı. (Murat Dicleli ve Anshu Mehta 2006)

Analitik ve deney sonuçlarının karşılaştırılmasından aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir;

(Şekil 4.7.a-d) de bu çalışmada yapılan deneysel ve analitik aksenal kuvvet-deplasman çevrimsel döngüsünün bir karşılaştırılması görülmektedir. Deneysel ve analitik sonuçların karşılaştırılmasında açıkça görülmektedir ki, çevrimsel döngünün genel karakteristikleri benzerdir. Aksenal basınç altında burkulma gözlenmiş, bunu takiben her bir artan çevrimsel negatif(basınç) deplasman adımında, aksenal basınç kapasitesinde azalma gözlenmiştir. Yüklemin tersine olduğu durumda ise,

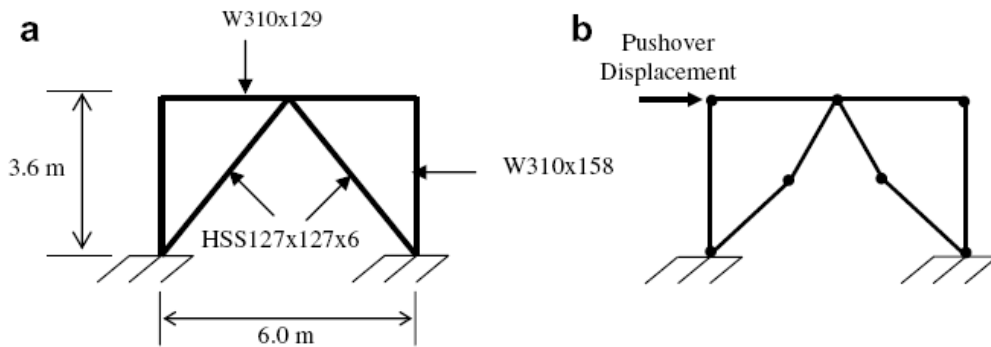
yumuşama (rijitlikte bozulma) davranışı gözlenmiştir. Deneysel ve analitik çevrimsel döngünün harcadığı enerjiler arasındaki fark ise kabaca %15 olarak saptanmıştır.



Şekil 4.7. Deneysel ve analitik sonuçların karşılaştırılması.

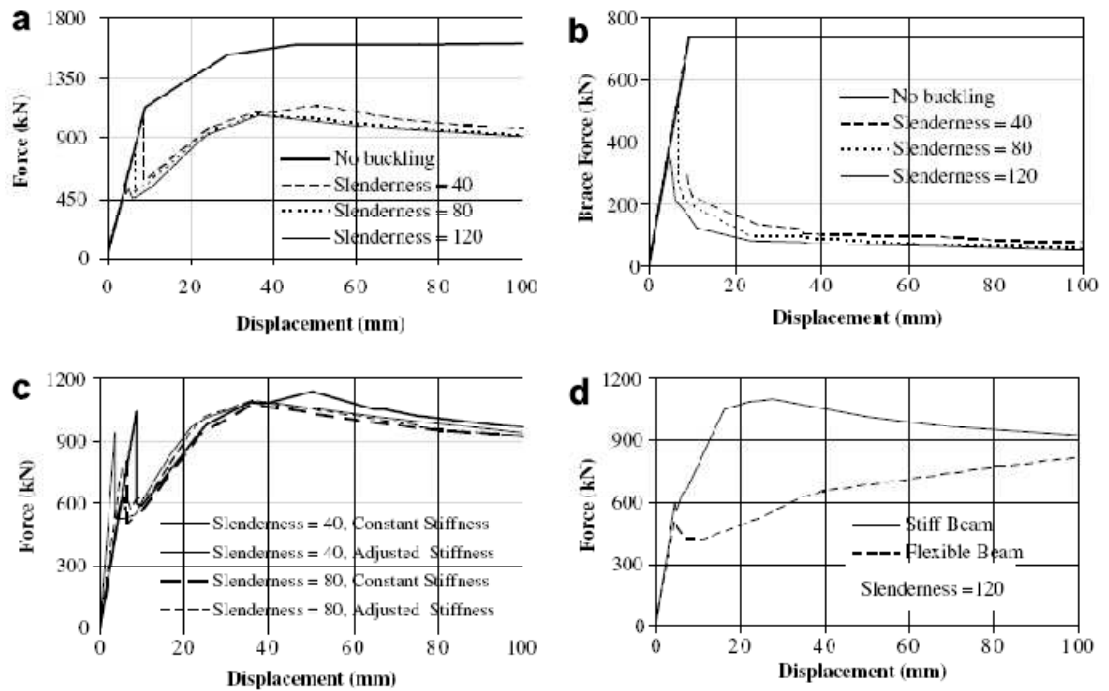
(Murat Dicleli ve Anshu Mehta 2006)

Şekil 4.8’de tek katlı, tek açıklıklı çerçevenin yapısal modeli görülmektedir. Çelik çaprazların çerçeve ile birleşimleri mafsallı olarak kabul edilmiştir. Yapısal modeldeki çapraz elemanların burkulma kapasiteleri AISC LRFD yönetmeliği ve ampirik formülasyon kullanılarak hesaplanmıştır (Murat Dicleli ve Anshu Mehta 2006).



Şekil 4.8. Yapısal model. (Murat Dicleli ve Anshu Mehta 2006)

Şekil 4.9. de farklı narinlikte (40, 80, 120) çapraz elemanların statik öteleme analiz sonuçları karşılaştırılmaktadır. Şekil 4.9.a'da görüldüğü gibi öteleme analizin ilk adımında tüm narinlik değerleri için basınçta burkulma meydana gelmiştir. Bu da yanal yük kapasitesinde ani bir azalmaya sebep olmuştur. Bunu takiben çerçevenin yanal yük kapasitesi, diğer çerçeve elemanlarının akma kapasitesine tamamen erişinceye kadar yükselme gözlenmiştir. Bu noktadan sonra, elastik ötesi eğim negatif olup, burkulan elemanın aksenal yük kapasitesi yanal deformasyonla birlikte azalmaya devam etmektedir. Şekil 4.9.a ve 4.9.b'den çapraz elemanın narinliğinin çerçevenin elastik limiti üzerindeki en önemli etmen olduğu anlaşılmaktadır. Esas olarak, burkulma olamadığı durumla karşılaştırıldığında (Şekil 4.9.a'daki kalın çizgi) çapraz elemanın burkulmasının, elemanın enerji yutmasında azalmaya ve çerçevenin yanal rijitliğinin önemli ölçüde azalmasına yol açtığı anlaşılır. Bu yüzden, çerçeve yüksek şiddette depreme maruz kaldığında, çapraz elemandaki burkulma çerçevedeki diğer elemanların ciddi bir şekilde hasar almasına sebep olmaktadır.



Şekil 4.9. a) Çerçevenin çeşitli narinlik değerleri için yanal kuvvet-deformasyon ilişkisi. b) Çapraz elemanda kuvvet-deformasyon ilişkisi. c) Çapraz eleman rijitliği için kuvvet-deformasyon ilişkisi. d) Rijit ve esnek kiriş için yanal kuvvet-deformasyon ilişkisi. (Murat Dicleli ve Anshu Mehta 2006)

Şekil 4.9.c'de sürekli ve düzeltilmiş çapraz eleman rijitliği durumları karşılaştırılmıştır. Çapraz eleman aksenal rijitliğinin, kuvvet-deplasman eğrisinin başlangıç elastik eğimini birinci derecede etkilediği görülmüştür. Elemandaki

burkulmayı esas olarak plastik davranış belirlediği için, aksenal elastik rijitliği saymazsak, elemanın burkulma sonrasındaki genel davranışı neredeyse hiç değişmez.

Şekil 4.9.d Çapraz eleman narinlik oranını 120 alarak, rijit ve esnek kiriş durumlarında MÇÇÇ sistemlerin yanal kuvvet-deplasman ilişkisi karşılaştırılmıştır. Rijit ve esnek kiriş durumları arasında yanal yükleme kapasiteleri açısından büyük farklar olduğu görülmüştür. Kiriş üzerindeki büyük dengelenmemiş kuvvetin sebebi çekme ve basınç durumunda elemanda oluşan aksenal kuvvetin düşey bileşenleri arasındaki farklılıktır. Bu sebeple esnek kiriş belki aşağı yönde deplasman yapacak beklide eğilmede akma sınırına ulaşacaktır. Bu durum basınç altında çapraz elemanın aksenal yükleme kapasitesinde ani bir düşüşe sebep olacaktır. Bu yüzden çerçevenin yanal yükleme kapasitesinin rijit kirişli duruma göre daha düşük olduğu görülmektedir. Sonuç olarak güçlü kirişe ve büyük burkulma kapasitesine sahip olan çerçevelerin yanal yükleme sırasında yüksek bir performans göstereceği tahmin edilebilir.

4.1. Çapraz Elemanların Davranışı

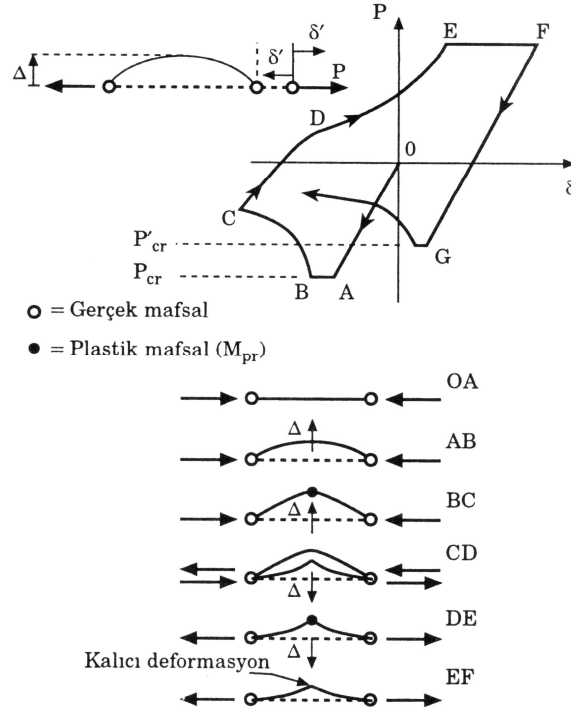
Şekil 4.10. da merkezi çapraz elemanın çevrimsel davranışı görülmektedir (Hilmi Deren ve ark. 2008).

Bir tam çevrimin tanımı şöyle yapılabilir :

OA : Eleman aksenal yük etkisinde elastik davranış içindedir. A noktasında burkulma oluşur.

AB : Bu arada eleman elastik burkulmayla birlikte yanal deplasman yapar. Bu noktaya kadar eleman elastik davranış yaptığı için basınç yükü kaldırılacak olursa BAO boyunca geriye dönüş olur.

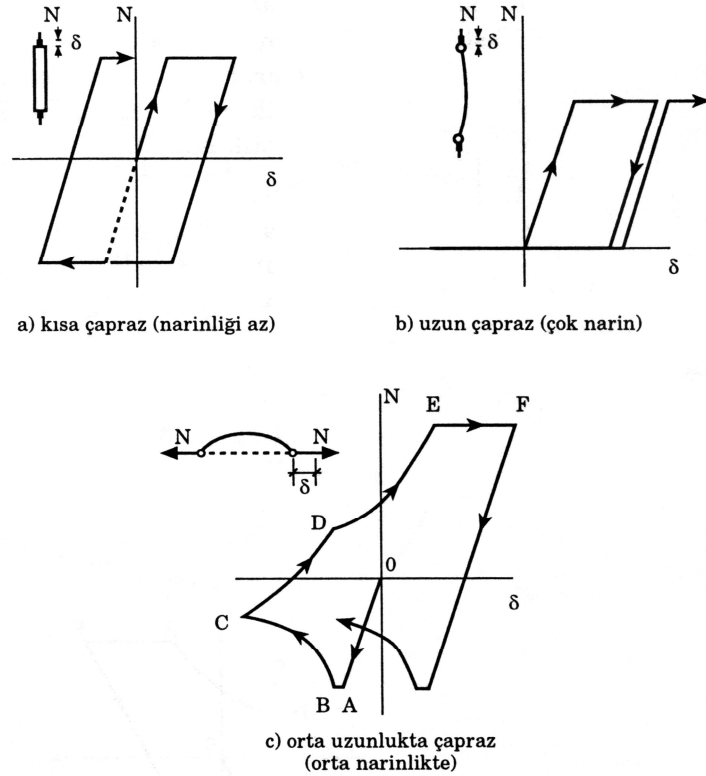
Burkulma sırasında eleman eksenini boyunca, yanal deplasman ile aksenal yükün çarpımından oluşan ikinci merteye etkisi oluşur. Bunun değeri elemanın orta noktasında maksimuma ulaşır. Öte yandan elemanın plastik yük taşıma kapasitesi aksenal yükün varlığı sebebiyle azalır. Bu nedenle eğrinin B noktasına gelince eleman ortasında plastik mafsal oluşur.



Şekil 4.10. Çapraz elemanın çevrimsel davranışı.

BC : Bu bölgede Δ deplasmanındaki artış, elemanın orta noktasında daha büyük plastik mafsals dönmesine ve eksenel rijitliğin önemli miktarda azalmasına neden olur. Eğrinin bu parçasında, P - Δ arasındaki ilişki, kısmen geometrik doğrusal olmayan durum, kısmen de eksenel yük ve moment arasındaki plastik karşılıklı etki nedeniyle doğrusal değildir.

CD : C noktasından itibaren elemana etkiyen eksenel yükün geriye dönüşü elastik olur. Eksenel yükün sıfıra indiği anda büyük miktarda artık δ eksenel deformasyonu ve Δ yanall yer değiştirmesi oluşur. D noktasına doğru tekrar yüklemeye eksenel yük çekmeye dönüşür ve davranış başlangıçta D noktasına kadar elastiktir. Daha sonra D noktasında eksenel çekme kuvveti P ve eleman ortasındaki Δ deplasmanının çarpımı, elemanın eksenel yük nedeniyle azalmış plastik momente eşitlenir ve eleman ortasında tekrar plastik mafsals oluşur.



Şekil 4.11. Narinliğin enerji yutma kapasitesine etkisi.

DE : Bu sefer eğri parçası boyunca plastik mafsalsal dönmesi. BC eğri parçasında oluşan tersi istikamette gelişir. Bu sırada Δ enine deplasmanı azalır. Ancak elemanda akma oluşmadan başlangıçtaki mükemmel düz haline getirilemez.

EFG : Sonuç olarak, çekme kuvvetinde geri dönüş olup, tekrar basınç kuvvetiyle yüklemde eleman üzerindeki başlangıç deformasyonu nedeniyle, burkulma kapasitesi, P_{cr} , başlangıçtaki P_{cr} 'ten küçük olur. Daha sonraki çevrimlerde P'_{cr} 'nin değeri dengelenir. (P'_{cr}/P_{cr}) değeri KL/r narinliğine bağlıdır.

MÇÇÇ sistemler en iyi performansını çekmede akma ve basınç halinde ise elastik olmayan burkulma ile gösterir. Şekil 4.11. de görüldüğü gibi çapraz elemanların narinliğinin enerji yutma kapasitelerine önemli etkisi vardır (Hilmi Deren ve ark. 2008).

5. ANALİTİK ÇALIŞMA

MÇÇÇ'lerin deprem performanslarının araştırılması amacıyla 3 ve 9 katlı iki MÇÇÇ tasarlanmıştır. Aşağıda bu MÇÇÇ'lere ait tasarım ve hesap aşamaları adım adım açıklanmıştır.

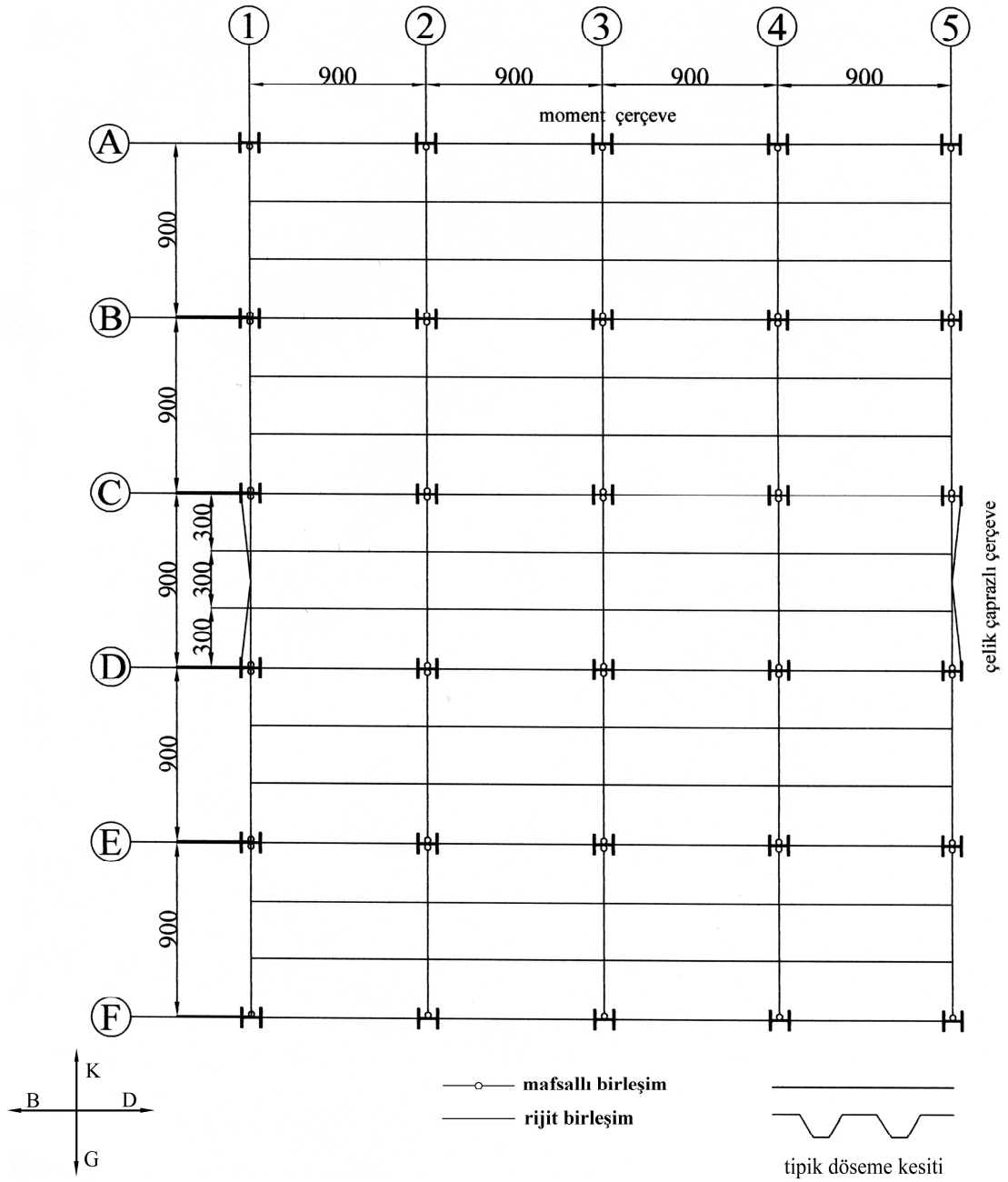
Yatay ve düşey taşıyıcı elemanlarda, St II ASTM A992, $F_y = 345$ MPa, çaprazlarda $F_y = 320$ MPa çeliği kullanılmıştır. ($E = 206182$ N/mm²)

Yük Birleşimleri :

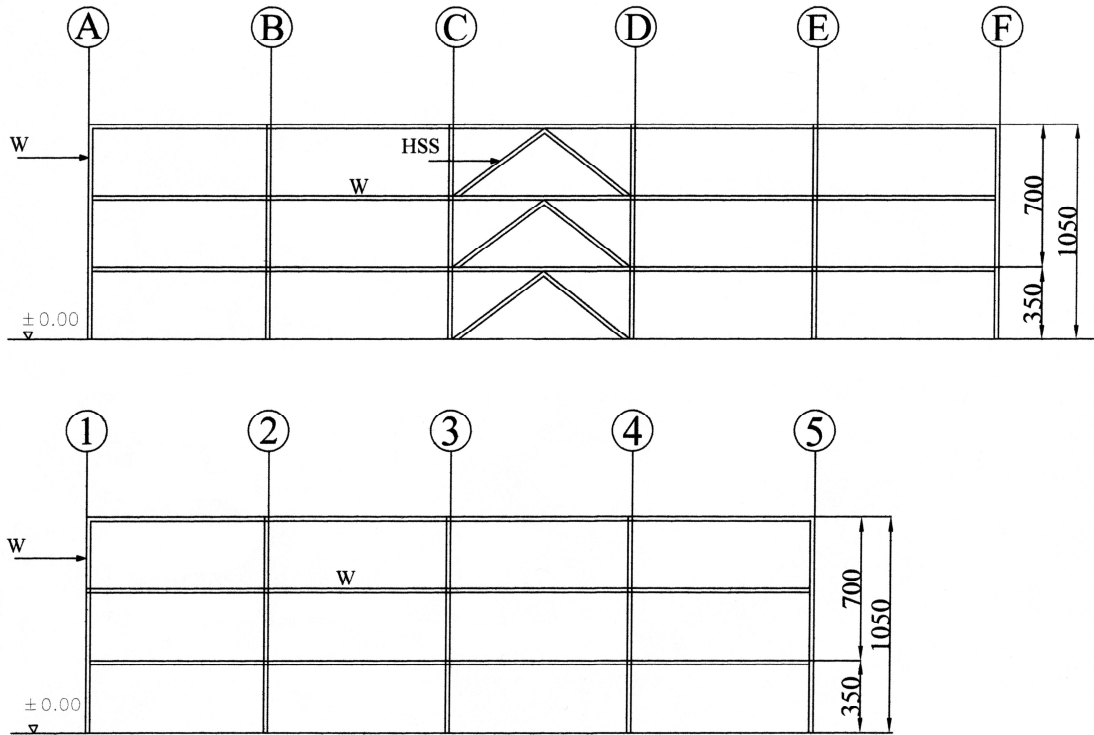
Düşey :	$G + Q$
Düşey+ Deprem :	$G + Q + E$
	$G + Q - E$
	$0,9G + E$
	$0,9G - E$

Kat planı Şekil 5.1.'de verilen 3 ve 9 katlı çelik binada deprem yükleri dış çerçeveler tarafından taşınmaktadır. İç çerçeveler sadece düşey yükleri taşımaktadır. D-B doğrultusundaki dış çerçeveler moment çerçevesi (A ve F aksları) olup K-G doğrultusundaki dış çerçeveler merkezi çaprazlı çelik çerçevelerden (1 ve 5 aksları) oluşmaktadır. Moment çerçevesi ve MÇÇÇ'lerin enkesitleri Şekil 5.2' de verilmiştir.

5.1. Üç Katlı Merkezi Çelik Çaprazlı Bina



Şekil 5.1. 3 ve 9 katlı binalarda normal kat planları.



Şekil 5.2. 3 katlı sistemin enkesitleri.

5.1.1. Düşey Yükler

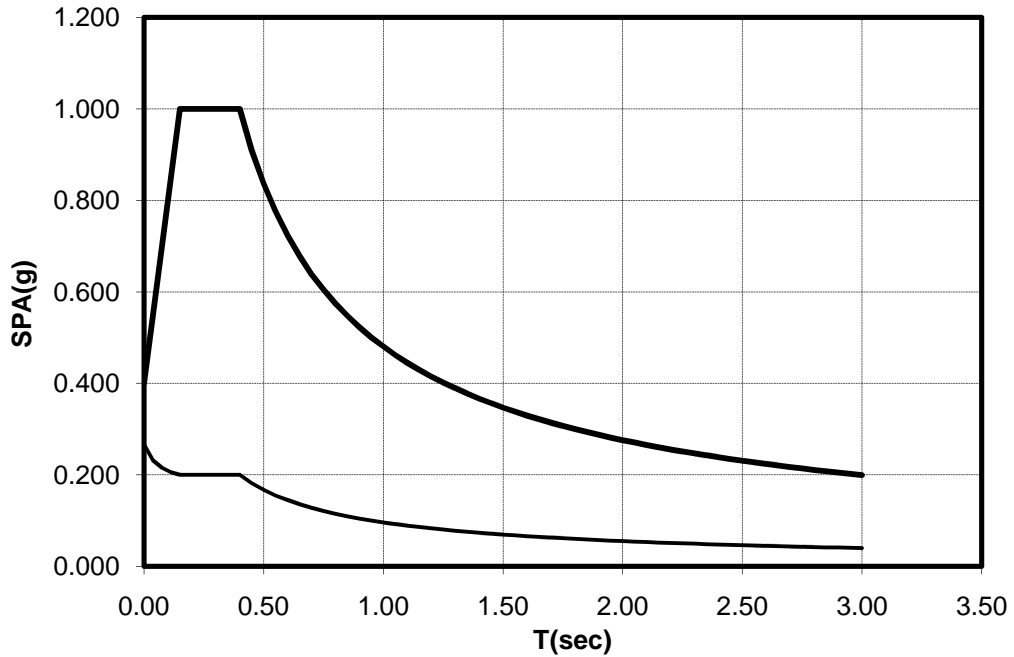
a) Çatı döşemesi	: çatı kaplaması	1.0 kN/m ²
	izolasyon	0.2 kN/m ²
	trapez sac + betonarme döşeme	2.1 kN/m ²
	asma tavan + tesisat	0.5 kN/m ²
	çelik konstrüksiyon	0.7 kN/m ²
	toplam sabit yük	$g = 4.5 \text{ kN/m}^2$
	hareketli yük	$q = 1.0 \text{ kN/m}^2$
b) Normal kat döşemesi:	kaplama	0.5 kN/m ²
	trapez sac + betonarme döşeme	2.1 kN/m ²
	asma tavan + tesisat	0.5 kN/m ²
	bölme duvarları	1.0 kN/m ²
	çelik konstrüksiyon	0.9 kN/m ²
	toplam sabit yük	$g = 5.0 \text{ kN/m}^2$
	hareketli yük	$q = 2.0 \text{ kN/m}^2$

c) Dış duvar yükü : $g_d = 3.0 \text{ kN/m}$

5.1.2. Deprem Karakteristikleri

Tasarımı yapılacak olan üç katlı MÇÇÇ'nin birinci derecede deprem bölgesinde, Z2 zemin sınıfı üzerinde, konut veya işyeri olarak kullanılmak üzere inşa edileceği varsayılmıştır. Yapı taşıyıcı sisteminin D-B doğrultusunda deprem yükünün tamamının moment çerçevelerle taşınması, K-G doğrultusunda ise deprem yükünün tamamının merkezi çelik çaprazlı çelik çerçevelerle taşınması öngörülmektedir. Deprem kuvvetlerinin hesabında kullanılan diğer parametreler aşağıdaki gibidir:

- etkin yer ivmesi katsayısı $A_0 = 0.40$
- bina önem katsayısı $I = 1.00$
- spektrum karakteristik periyotları (Z2) $T_A = 0.15 \text{ sn}$ $T_B = 0.40 \text{ sn}$
- taşıyıcı sistem davranış katsayısı (K-G doğrultusunda deprem yüklerinin tamamının merkezi çelik çaprazlı perdelerle taşındığı çelik bina) $R_x = 5$
- hareketli yük katılım katsayısı $n = 0.30$



Şekil 5.3. Tasarım spektrum eğrisi.

5.1.3. Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodu

Yaklaşık formül ile;

$$T_1 = C_t (H_N)^{3/4} = 0,05(10,5)^{3/4} = 0,292 \text{ sn olarak bulunur.}$$

5.1.4. Toplam Eşdeğer Deprem Yükü

Deprem yönetmeliği **Madde 2.6.2'** ye göre, bina yüksekliğinin

$$H_N = 10,5 \text{ m} < 40 \text{ m}$$

olması ve taşıyıcı sistemde burulma ve yumuşak kat düzensizliklerinin bulunmaması nedeniyle *eşdeğer deprem yükü yöntemi* uygulanacaktır.

$$V_t = W \cdot A_0 \cdot I \cdot S(t) / R_a(T_1) \geq 0,10 \cdot A_0 \cdot I \cdot W$$

$$V_t = 26892 \times (0,4 \times 1,0 \times 2,5) / 5 = 5379 \text{ kN} \quad \text{olarak elde edilir.}$$

5.1.5. Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri

Binanın N'inci katına etkiyen eşdeğer deprem yükü;

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_i H_j}$$

formülüyle katlara dağıtılır.

Katlara etkiyen ek deprem yükü;

$$\Delta F_N = 0,0075 N V_t$$

$$\Delta F_N = 0,0075 \times 3 \times 5379 = 121 \text{ kN}$$

Tablo 5.1. Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükü ve kesme kuvveti.

<i>Kat</i>	<i>W_i</i>	<i>M_i</i>	<i>H_i</i>	<i>W_iH_i</i>	<i>W_iH_i / ΣW_iH_i</i>	<i>F_i</i>	<i>V_t</i>
Çatı	7776	792,661	10,5	81648	0,448598	2479,729	1329,135
2	9558	974,312	7	66906	0,367601	1932,847	1036,006
1	9558	974,312	3,5	33453	0,183801	966,4237	518,0031
Σ	26892	2559,633		182007	1	5379	2883,144

5.1.6. Ek Dışmerkezliğin Taban Kesme Kuvvetine Etkisi

Deprem Yönetmeliği **Madde 2.7.3.1**'e göre, burulma düzensizliğinin bulunmadığı binalarda katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin, ek dışmerkezlik etkisi hesaba katılması amacı ile, göz önüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun \pm %5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanması öngörülmektedir.

Bu etki hesaba katılarak çelik çaprazlı bir çerçeveye gelen taban kesme kuvveti;

$$V_A = K_A \left[\frac{V_{tx}}{\sum K_{E-W}} \pm \frac{M_{Ty}d}{\sum Kd^2} \right]$$

formülüyle hesaplanır.

$$\sum K_{N-S} = 2 \times (4.0) = 8$$

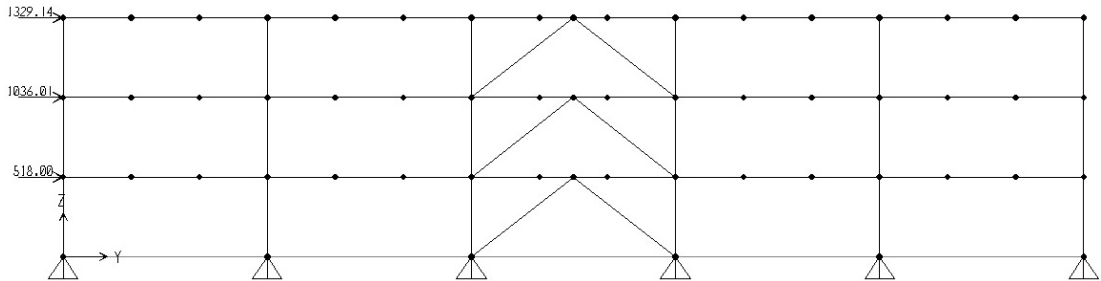
$$\sum Kd^2 = \sum (K_A d_y^2 + K_1 d_x^2) = 2 \times (1.0) \times 22,5^2 + 2 \times (4.0) \times 18^2 = 3604,5$$

$$d_y = 45/2 = 22,5 \text{ m} \quad e_y = 45 \times 0,05 = 2,25 \text{ m}$$

$$d_x = 36/2 = 18,0 \text{ m} \quad e_x = 36 \times 0,05 = 1,80 \text{ m}$$

$$M_{tx} = V_{ty} * e_x = 5379 \times 1,8 = 9682,2 \text{ kN}$$

$$V = 4 \left[\frac{5379}{8} + \frac{9682,2 \times 18}{3604,5} \right] = 2883 \text{ kN} = 0,536 V_{ty}$$



Şekil 5.4. 3 katlı MÇÇÇ'ye etkiyen deprem kuvvetleri.

5.1.7. Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Görelî kat ötelemelerinin kontrolü, Deprem Yönetmeliği **Madde 2.10.1'e** göre yapılmıştır. Herhangi bir kolon için, ardışık iki kat arasındaki yer değiştirme farkını ifade eden *azaltılmış görelî kat ötelemesi*, Δ_i

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1}$$

denklemleri ile hesaplanmıştır.

Her bir deprem doğrultusunda, binanın *i*'inci katındaki kolonlar için etkin görelî kat ötelemesi, δ_i

$$\delta_i = R\Delta_i$$

bağıntısı ile hesaplanmıştır.

Tablo 5.2.'de görelî kat ötelemelerinin kontrolü gösterilmiştir.

Tablo 5.2. Görelî kat ötelemelerinin kontrolü

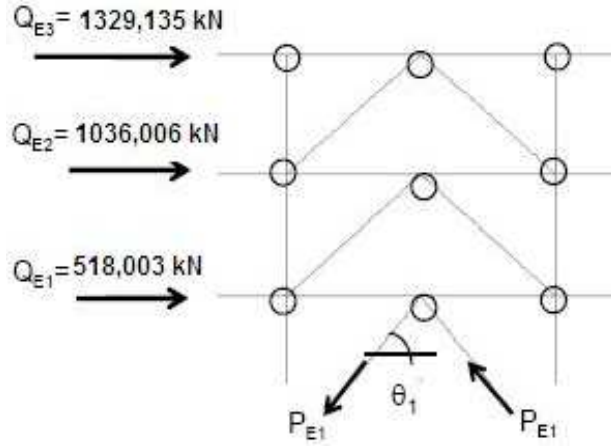
<i>Kat</i>	<i>h_i</i>	Δ_i/h_i	δ_i/h_i	<i>Sınır</i> (TDY 2007)
Çatı	3,5	0,001391	0,006955	0.02
2	3,5	0,001448	0,00724	0.02
1	3,5	0,001392	0,00696	0.02

Deprem Yönetmeliği Madde 2.10.2'de öngörülen

$\delta_i/h_i = 0,00724 < 0,02$ koşulu sağlanmaktadır.

5.1.8. Çaprazlara ve Kolonlara Gelen Kuvvetlerin Hesabı

Burada çaprazlara ve kolonlara gelen kuvvetler el ile hesaplanıp SAP2000 programı değerleri ile karşılaştırılmıştır.



Şekil 5.4. Serbest cisim diyagramında çaprazlara gelen yükler.

Çaprazlara gelen yükler;

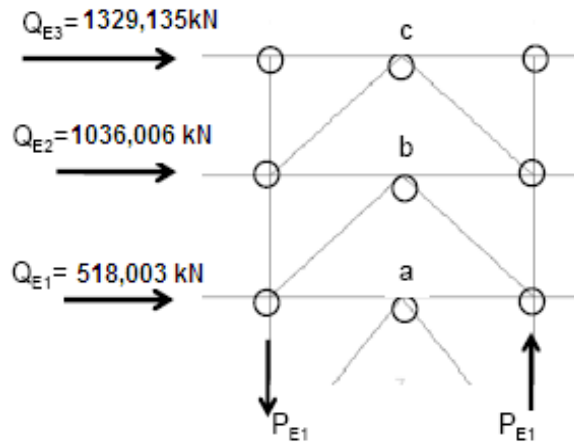
$$1.\text{Kat} : P_{E1} \cos \theta_1 + P_{E1} \cos \theta_1 = \sum Q_E$$

$$P_{E1} (1/2 \cos \theta_1) \sum Q_E = (1/2 (0,789)) \times (518 + 1036 + 1329,14) = 1827,08 \text{ kN}$$

$$(\cos \theta_1 = 0,789)$$

$$2.\text{Kat} : P_{E2} = (1/2 (0,789)) \times (1036,006 + 1329,135) = 1498,82 \text{ kN}$$

$$3.\text{Kat} : P_{E2} = (1/2 (0,789)) \times (1329,135) = 842,29 \text{ kN}$$



Şekil 5.5. Serbest cisim diyagramında kolonlara gelen yükler.

Kolonlara gelen yükler;

$$\mathbf{1.Kat :} \quad \Sigma M_a \rightarrow P_{E1}9.0 = 1329,135(2(3,5)) + 1036(3,5)$$

$$P_{E1} = 1436,66 \text{ kN}$$

$$\mathbf{2.Kat :} \quad \Sigma M_b \rightarrow P_{E2}9.0 = 1329,135(3,5)$$

$$P_{E2} = 516,89 \text{ kN}$$

$$\mathbf{3.Kat :} \quad \Sigma M_c \rightarrow P_{E3}9.0 = 1329,135(0)$$

$$P_{E3} = 0 \text{ kN}$$

5.1.9. Kolonların Boyutlandırılması

Tablo 5.3. ve 5.4.'de çaprazlı açıklıktaki kolonlar ve çaprazsız açıklıktaki kolonların hesap değerleri verilmiştir. Tablo 5.3 ve 5.4'ün oluşturulmasında kullanılan yardımcı bilgiler aşağıda verilmiştir.

Kolonlarda $F_y = 345 \text{ MPa}$ çeliği kullanılmıştır.

$$P_a = G + Q + E \quad \text{Dayanım şartı} \rightarrow P_n/\Omega \geq P_a$$

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \Omega = 1,67$$

$$\text{Basınca çalışan elemanlar için narinlik şartı} \rightarrow \frac{KL}{r} \leq 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 100$$

- $K_x = K_y = 1.0$
- Seçilen kesitler için kompaktlık şartı ayrıca kontrol edilmiştir.

Tablo 5.3. Çaprazlı açıklıktaki kolonların tasarımı.

Kat	P_D kN	P_L kN	P_E kN	P_a kN	$\frac{(KL)_x}{(KL)_y}$	Narinlik Şartı	Seçilen Kesit	$(KL)/r$	r_y mm	F_e N/mm ²	F_{cr} N/mm ²	A_g mm ²	P_n/Ω
3	70,415	15,648	0	86,063	3,5	98	W 12x35	89,06	39,3	256,5674	196,5133	6670	784,8763
2	218,29	58,306	516,89	793,48	3,5	98	W 12x40	71,28	49,1	400,4787	240,5616	7600	1094,771
1	379,833	112,154	1436,66	1928,65	3,5	98	W 12x96	44,42	78,8	1031,4991	299,9315	18200	3268,715

Tablo5.4. Çaprazsız açıklıktaki kolonların tasarımı.

Kat	P_D kN	P_L kN	P_E kN	P_a kN	$\frac{(KL)_x}{(KL)_y}$	Narinlik Şartı	Seçilen Kesit	$(KL)/r$	r_y mm	F_e N/mm ²	F_{cr} N/mm ²	A_g mm ²	P_n/Ω
3	121,5	27	0	148,5	3,5	98	W 12x35	89,06	39,3	256,5674	196,5133	6670	784,8763
2	283,5	81	0	364,5	3,5	98	W 12x35	89,06	39,3	256,5674	196,5133	6670	784,8763
1	445,5	135	0	580,5	3,5	98	W 12x35	89,06	39,3	256,5674	196,5133	6670	784,8763

5.1.10. Çaprazların Boyutlandırılması

Tablo 5.5.'de çelik çaprazların hesap değerleri verilmiştir. Çaprazlar için $F_y = 320$ MPa çeliği kullanılmıştır. Tablo 5.5'in oluşturulmasında kullanılan yardımcı bilgiler aşağıda verilmiştir.

$$P_a = G + Q + E \quad \text{Dayanım şartı} \rightarrow P_n/\Omega \geq P_a$$

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \Omega = 1,67$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{or } F_e \geq 0,44F_y) \quad \Rightarrow \quad F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{or } F_e < 0,44F_y) \quad \Rightarrow \quad F_{cr} = 0,877F_e$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$\text{Çapraz elemanlar için narinlik şartı} \rightarrow \frac{KL}{r} \leq 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 100$$

Kompaktlık şartı :

Eğilme ve aksenal basınç etkisindeki dikdörtgen kutu kesitler için,

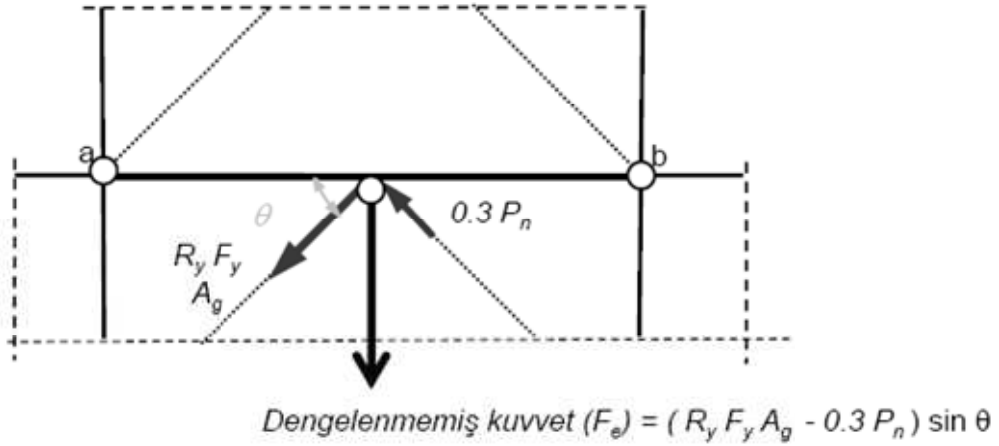
$$\frac{b}{t} \text{ veya } \frac{h}{t_w} \leq 0,7 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = 17,5$$

Tablo 5.5. Çelik çaprazların tasarımı.

Kat	P_D kN	P_L kN	P_E kN	P_a kN	$\frac{(KL)_x}{(KL)_y}$	Narinlik Şartı	Kompaktlık Şartı	Seçilen Kesit	$(KL)/r$	r_y mm	F_e N/mm ²	F_{cr} N/mm ²	A_g mm ²	P_n/Ω
3	83,21	18,49	841,92	943,61	5,7	100	17,5	HSS 8x8x5/8	75	12	361,7679	220,9849	10600	1402,659
2	106,21	36,96	1498,15	1641,33	5,7	100	17,5	HSS 10x10x5/8	59	14	584,5861	254,4764	13500	2057,145
1	106,96	37,21	1826,27	1970,45	5,7	100	17,5	HSS 10x10x5/8	59	14	584,5861	254,4764	13500	2057,145

5.1.11. Kirişlerin Boyutlandırılması

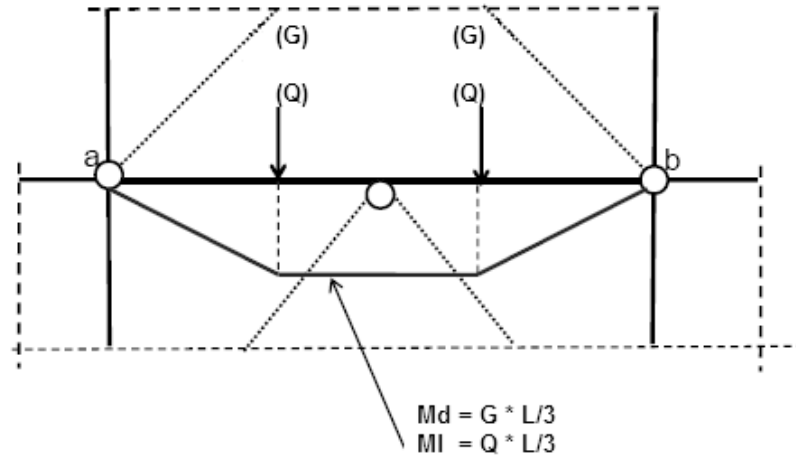
a) Çaprazlı açıklıklardaki kirişlerde dengelenmemiş kuvvet ve deprem yükü etkisi P_E Şekil 5.6.'daki gibi hesaplanmıştır.



Şekil 5.6. Dengelenmemiş kuvvet.

Dengelenmemiş kuvvetten dolayı kiriş ortasında oluşan moment $(M_c) = (1/4)F_E L$

b) Çaprazlı açıklıklardaki kirişlerde düşey yük etkisinden, P_D ve P_L , oluşan eğilme momenti etkisi Şekil 5.7'deki gibi hesaplanmıştır.



Şekil 5.7. Eğilme momenti.

Tablo 5.6 ve 5.7'de çaprazlı ve çaprazsız açıklıklardaki kirişlerin boyutlandırılması gösterilmiştir.

Tablo 5.6. Çaprazlı açıklıktaki kirişlerin boyutlandırılması.

Kat	$R_y F_y A_g$ kN	$0,3P_n$ kN	$\sin\theta$	F_E kN	M_E kNm	M_D kNm	M_L kNm	M_a kNm	Seçilen Kesit	Z_x 10^3 mm^3	$M_p = F_y Z_x$ kNm	M_p/Ω kN
3	3732	702,73	0,614	1859,972	4184,9365	182,25	40,5	4407,69	W 27x448	25200	8694	5205,988
2	4752	1030,63	0,614	2284,921	5141,0727	324	81	5546,07	W 27x539	30900	10660,5	6383,533
1	4752	1030,63	0,614	2284,921	5141,0727	324	81	5546,07	W 27x539	30900	10660,5	6383,533

$$R_y = 1,1$$

Tablo 5.7. Çaprazsız açıklıktaki kirişlerin boyutlandırılması.

Kat	M_D kNm	M_L kNm	M_a kNm	Seçilen Kesit	Z_x 10^3 mm^3	$M_p = F_y Z_x$ kNm	M_p/Ω kN
3	182,25	40,5	222,75	W 24x62	2510	865,95	518,53
2	324	81	405	W 24x62	2510	865,95	518,53
1	324	81	405	W 24x62	2510	865,95	518,53

5.1.12. Plastik Mafsal Hesabı

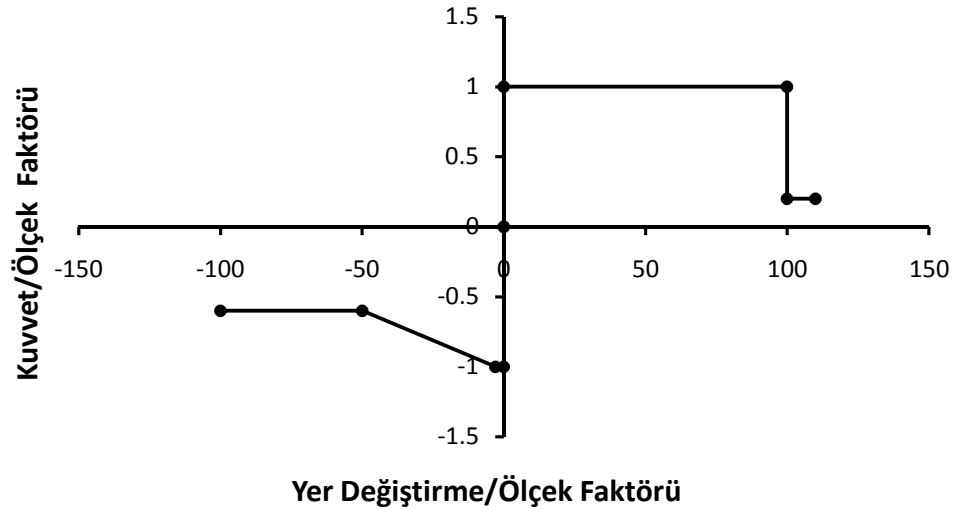
Tablo 5.8'de hesaplanan değerler SAP2000 programında plastik mafsal tanımlamasında kullanılmıştır.

Çekme veya basınçta akmaya sebep olan kuvvet : P_n

Basınç veya çekmede akma sonucu oluşan deplasman : $\delta_c = \frac{pL}{EA}$

Tablo5.8. Plastik mafsal hesabı.

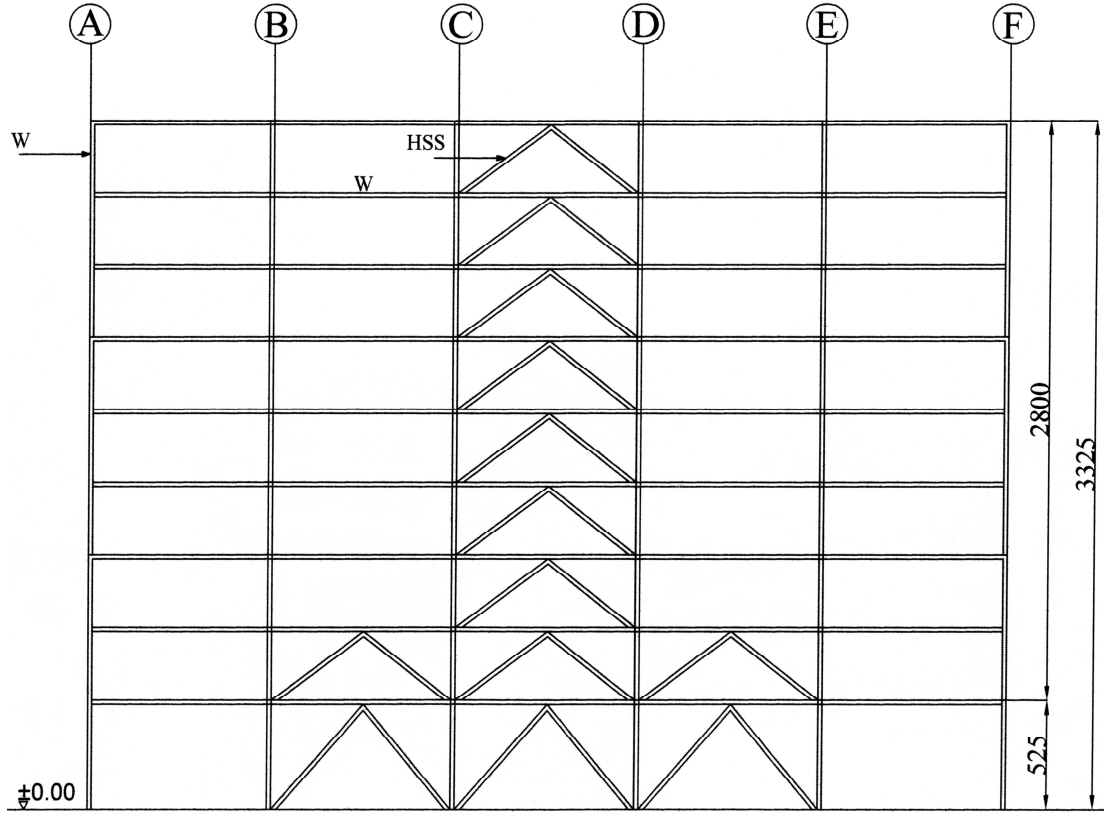
Kat	Seçilen Kesit	A_g m ²	P_n (kN) (Basınç)	P_n (kN) (Çekme)	L m	δ (m) Basınç	δ (m) Çekme
3	HSS 8x8x5/8	0,0106	2342,44	3392	5,7	0,0061092	0,0088466
2	HSS 10x10x5/8	0,0135	3435,432	4320	5,7	0,0070351	0,0088466
1	HSS 10x10x5/8	0,0135	3435,432	4320	5,7	0,0070351	0,0088466



Şekil 5.8. Plastik Mafsal.

5.2. Dokuz Katlı Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçeve

Plan ve en kesiti şekil 1 ve 3 de verilen dokuz katlı çelik çaprazlı çerçeve sistemin tasarımına ve elemanların boyutlandırılmasına ait hesaplar aşağıda açıklanmıştır.



Şekil 5.9. 9 katlı sistemin enkesiti.

Düşey yükler ve deprem karakteristikleri daha önce açıklanmıştır.(Bkz.s.41, 42)

Binanın birinci doğal titreşim periyodu;

$$T_1 = C_t (H_N)^{3/4} = 0,05(33,25)^{3/4} = 0,692 \text{ sn olarak bulunur.}$$

5.2.1. Toplam Eşdeğer Deprem Yükünün Bulunması

$$H_N = 33,25 \text{ m} < 40 \text{ m}$$

$$V_t = W \cdot A_0 \cdot I \cdot S(t) / R_a(T_1) \geq 0,10 \cdot A_0 \cdot I \cdot W$$

$$S(T) = 1 + 1,5 (T/T_A) \quad (0 \leq T \leq T_A)$$

$$S(T) = 1,61 \quad R_y = 5$$

$$V_t = 84240 \times (0,4 \times 1,0 \times 1,61) / 5 = 10850,1 \text{ kN} \quad \text{olarak elde edilir.}$$

5.2.2. Eşdeğer Deprem Yüğü ve Kesme Kuvveti Hesabı

Binanın N'inci katına etkiyen eşdeğer deprem yükü;

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j}$$

formülüyle katlara dağıtılır.

Katlara etkiyen ek deprem yükü;

$$\Delta F_N = 0.0075 N V_t$$

$$\Delta F_N = 0,0075 \times 9 \times 10850,1 = 732,38 \text{ kN}$$

Çelik çaprazlı çerçevelere gelen kesme kuvveti;

$$V_A = K_A \left[\frac{V_{tx}}{\sum K_{E-W}} \pm \frac{M_{Ty} d}{\sum K d^2} \right]$$

formülüyle hesaplanır.

$$V = 4 \left[\frac{5379}{8} + \frac{9682,2 \times 18}{3604,5} \right] = 2883 \text{ kN} = 0,536 V_{ty}$$

Tablo 5.9. Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükü ve kesme kuvveti.

<i>Kat</i>	<i>W_i</i>	<i>M_i</i>	<i>H_i</i>	<i>W_iH_i</i>	<i>W_iH_i / ΣW_iH_i</i>	<i>F_i</i>	<i>V_t</i>
Çatı	7776	792,661	33,25	258552	0,161932	2370,761	1270,728
8	9558	974,312	29,75	284350,5	0,178089	1801,86	965,7967
7	9558	974,312	26,25	250897,5	0,157138	1589,876	852,1736
6	9558	974,312	22,75	217444,5	0,136186	1377,893	738,5504
5	9558	974,312	19,25	183991,5	0,115234	1165,909	624,9273
4	9558	974,312	15,75	150538,5	0,094283	953,9257	511,3042
3	9558	974,312	12,25	117085,5	0,073331	741,9422	397,681
2	9558	974,312	8,75	83632,5	0,052379	529,9587	284,0579
1	9558	974,312	5,25	50179,5	0,031428	317,9752	170,4347
Σ	84240	8587,16		1596672	1	10850,1	5815,654

5.2.3. Devrilme Momenti Hesabı

Çok katlı çelik binalarda çaprazların yerleşimi, deprem kuvveti altındaki binanın devrilmeye karşı direnci hesap edilerek uygun şekilde düzenlenmelidir.

Tablo 5.10. Devrilme momenti hesabı.

Kat	h	V_y	$M_y = h \times V_y$	$0,536 \times M_y$
Çatı	3,5	2370,761	8297,663	4447,547
8	3,5	1801,86	6306,509	3380,289
7	3,5	1589,876	5564,566	2982,608
6	3,5	1377,893	4822,624	2584,927
5	3,5	1165,909	4080,682	2187,246
4	3,5	953,9257	3338,740	1789,565
3	3,5	741,9422	2596,798	1391,884
2	3,5	529,9587	1854,855	994,203
1	5,25	317,9752	1669,370	894,782
Σ		10850,1	38531,807	20653,048

Toplam bina momenti $\rightarrow M_y = 20653,048 \text{ kN}$

1 Açıklık Çaprazlı :

Çatı + 8 Döşeme + Duvar Yüğü	1194 kN
Temel	150 kN
	$P_C = P_D = 1344 \text{ kN}$

$$M_R = W_{DL} (D'/2)$$

$$W_{DL} = 2(1344) = 2688 \text{ kN}$$

$M_R = 2688(9/2) \times 0,85 = 10281,6 \text{ kN} < 20653,48 \text{ kN}$ tek açıklıkta çapraz düzenlemesi yeterli değil.

2 Açıklık Çaprazlı :

$$W_{DL} = 2688 + 1472 = 4160 \text{ kN}$$

$M_R = 4160(18/2) \times 0,85 = 31824 \text{ kN} > 20653,48 \text{ kN}$ iki açıklıkta çapraz düzenlemesi yeterlidir fakat çözülen örnek ilk iki katta üç açıklıkta çapraz konarak düzenlenmiştir.

5.2.4. Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Deprem Yönetmeliği **Madde 2.10.1**'e göre;

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1}$$

$$\delta_i = R\Delta_i$$

Tablo 5.11. Görelî kat ötelemelerinin hesabı.

<i>Kat</i>	<i>h_i</i>	Δ_i/h_i	δ_i/h_i
Çatı	3,5	0,003419	0,017095
8	3,5	0,003661	0,018305
7	3,5	0,003298	0,01649
6	3,5	0,003076	0,01538
5	3,5	0,002823	0,014115
4	3,5	0,002506	0,01253
3	3,5	0,001918	0,00959
2	3,5	0,000517	0,002585
1	3,5	0,000607	0,003035

Deprem Yönetmeliği Madde 2.10.2'de öngörülen

$$\delta_i/h_i = 0,017095 < 0,02 \quad \text{koşulu sağlanmaktadır.}$$

Ayrıca Deprem Yönetmeliği **Madde 2.3.2.1** e göre;

$$\eta_{ki} = (\Delta_i/h_i)_{\text{ort}} / (\Delta_{i-1}/h_{i-1})_{\text{ort}} > 2.0$$

$\eta_{ki} = 0,001918 / 0,000517 = 3,71 > 2.0$ olduğundan **B2 komşu katlar arası rijitlik düzensizliği** mevcuttur. Bu sebepten yapının çözümünde Mod Birleştirme yöntemi kullanılmıştır.

5.2.5. Çapraz Elemanların Boyutlandırılması

Çelik çaprazların hesap detayları için (Bkz.s 48).

Tablo 5.12. Çelik çaprazların boyutlandırılması.

Kat	P_D kN	P_L kN	P_E kN	P_a kN	$(KL)_x = (KL)_y$	Narinlik Şartı	Kompaktlık Şartı	Seçilen Kesit	$(KL)/r$	r_y mm	F_e N/mm ²	F_{cr} N/mm ²	A_g mm ²	P_n/Ω
9	72	15,5	412,66	519	5,7	100	17,5	HSS 7x7x1/2	85,2	13	280,3324	198,4515	7484	889,3481
8	117	33,5	610	803	5,7	100	17,5	HSS 7x7x1/2	85,2	13	280,3324	198,4515	7485	889,467
7	116,5	33,83	626,46	903	5,7	100	17,5	HSS 8x8x5/8	75,2	12	359,8461	220,5484	10600	1399,888
6	121,2	36,67	651,5	994	5,7	100	17,5	HSS 8x8x5/8	75,2	12	359,8461	220,5484	10600	1399,888
5	148,1	49,17	751,74	1122	5,7	100	17,5	HSS 8x8x5/8	75,2	12	359,8461	220,5484	10600	1399,888
4	171,61	57	933,12	1281	5,7	100	17,5	HSS 8x8x5/8	75,2	12	359,8461	220,5484	10600	1399,888
3	251,92	83	1158,13	1462	5,7	100	17,5	HSS 10x10x5/8	59	15	584,5861	254,4764	13500	2057,145
2 Orta	293,34	96,2	1076	481	5,7	100	17,5	HSS 7x7x1/2	85,2	13	280,3324	198,4515	7484	889,3481
2 Yan	227,37	76,52	957,86	860	5,7	100	17,5	HSS 8x8x5/8	75,2	12	359,8461	220,5484	10600	1399,888

5.2.6. Kolonların Boyutlandırılması

Tablo 5.13. Çaprazlı açıklıktaki kolonların boyutlandırılması.

Kat	P_D kN	P_L kN	P_E kN	P_a kN	$\frac{(KL)_x}{(KL)_y}$	Narinlik Şartı	Seçilen Kesit	$(KL)/r$	r_y mm	F_e N/mm ²	F_{cr} N/mm ²	A_g mm ²	P_n/Ω
9	77,31	17,18	0	97	3,5	98	W 12x35	89,06	39,3	256,5674	196,5133	6670	784,8763
8	211,71	57,8	256,42	549	3,5	98	W 12x35	89,06	39,3	256,5674	196,5133	6670	784,8763
7	373,97	111,27	627,57	1158	3,5	98	W 12x45	70,99	49,3	403,7479	241,265	8530	1232,329
6	533,1	164,15	981,62	1785	3,5	98	W 14x61	56,36	62,1	640,6187	275,376	11600	1912,792
5	678,6	212,81	1277,27	2416	3,5	98	W 14x82	55,56	63	659,322	277,1425	15500	2572,28
4	826,14	262	1547,35	3068	3,5	98	W 14x90	37,23	94	1467,818	312,6759	17100	3201,651
3	938,84	300,04	1860,54	3773	3,5	98	W 14x109	36,73	95,3	1508,698	313,5105	22800	4280,263
2 Orta	1001,12	320,31	2284,23	4436	3,5	98	W 14x132	36,57	95,7	1521,389	313,7609	25000	4697,02
2 Yan	1181,21	379,37	10,19	1572	3,5	98	W 14x61	56,36	62,1	640,6187	275,376	11600	1912,792
1 Orta	1120,46	360,57	1098,28	4115	5,25	98	W 14x132	54,86	95,7	676,173	278,6593	25000	4171,546
1 Yan	1271,26	409,9	587,45	2018	5,25	98	W 14x90	55,85	94	652,3635	276,4958	17100	2831,184

Tablo 5.14. Çaprazsız açıklıktaki kolonların boyutlandırılması.

Kat	P_D kN	P_L kN	P_E kN	P_a kN	$\frac{(KL)_x}{(KL)_y}$	Narinlik Şartı	Seçilen Kesit	$(KL)/r$	r_y mm	F_e N/mm ²	F_{cr} N/mm ²	A_g mm ²	P_n/Ω
9	60,75	13,5	0	74,3	3,5	98	W 12x35	89,06	39,3	256,5674	196,5133	6670	784,8763
8	141,75	40,5	0	182,34	3,5	98	W 12x35	89,06	39,3	256,5674	196,5133	6670	784,8763
7	222,75	67,5	0	290,38	3,5	98	W 12x35	89,06	39,3	256,5674	196,5133	6670	784,8763
6	303,75	94,5	0	398,42	3,5	98	W 12x35	89,06	39,3	256,5674	196,5133	6670	784,8763
5	384,75	121,5	0	506,45	3,5	98	W 12x35	89,06	39,3	256,5674	196,5133	6670	784,8763
4	465,75	148,5	0	614,48	3,5	98	W 12x35	89,06	39,3	256,5674	196,5133	6670	784,8763
3	546,75	175,5	0	722,53	3,5	98	W 12x35	89,06	39,3	256,5674	196,5133	6670	784,8763
2	627,75	202,5	0	830,57	3,5	98	W 12x45	70,99	49,3	403,7479	241,265	8530	1232,329
1	708,75	229,5	0	938,61	5,25	98	W 14x61	84,54	62,1	284,7194	207,759	11600	1443,117

5.2.7. Kirişlerin Boyutlandırılması

Tablo 5.15. Çaprazlı açıklıktaki kirişlerin boyutlandırılması.

Kat	$R_y F_y A_g$ kN	$0,3P_n$ kN	$\sin\theta$	F_E kN	M_E kNm	M_D kNm	M_L kNm	M_a kNm	Seçilen Kesit	Z_x 10^3 mm^3	$M_p = F_y Z_x$ kNm	M_p/Ω kN
9	2634	445,56	0,614	1343,7022	3023,33	182,25	40,5	3246,08	W 27x307	16800	5796	3470,659
8	2634	445,56	0,614	1343,7022	3023,33	324	81	3428,33	W 27x307	16800	5796	3470,659
7	2634	445,56	0,614	1343,7022	3023,33	324	81	3428,33	W 27x307	16800	5796	3470,659
6	2634	445,56	0,614	1343,7022	3023,33	324	81	3428,33	W 27x307	16800	5796	3470,659
5	3731,2	701,35	0,614	1860,328	4185,738	324	81	4590,74	W 27x448	25200	8694	5205,988
4	3731,2	701,35	0,614	1860,328	4185,738	324	81	4590,74	W 27x448	25200	8694	5205,988
3	4752	1030,63	0,614	2284,9212	5141,073	324	81	5546,07	W 27x539	30900	10660,5	6383,533
2 Orta	4752	1030,63	0,614	2284,9212	5141,073	324	81	5546,07	W 27x539	30900	10660,5	6383,533
2 Yan	3731,2	701,35	0,614	1860,3279	4185,738	324	81	4590,74	W 27x448	25200	8694	5205,988
1 Orta	3731,2	588,9	0,759	2385,0057	5366,263	324	81	5771,26	W 27x539	30900	10660,5	6383,533
1 Yan	3731,2	588,9	0,759	2385,0057	5366,263	324	81	5771,26	W 27x539	30900	10660,5	6383,533

Tablo 5.16. Çaprazsız açıklıktaki kirişlerin tasarımı.

Kat	M_D kNm	M_L kNm	M_a kNm	Seçilen Kesit	Z_x 10^3 mm^3	$M_p = F_y Z_x$ kNm	M_p/Ω kN
9	182,25	40,5	222,75	W 24x62	2510	865,95	518,53
8	324	81	405	W 24x62	2510	865,95	518,53
7	324	81	405	W 24x62	2510	865,95	518,53
6	324	81	405	W 24x62	2510	865,95	518,53
5	324	81	405	W 24x62	2510	865,95	518,53
4	324	81	405	W 24x62	2510	865,95	518,53
3	324	81	405	W 24x62	2510	865,95	518,53
2	324	81	405	W 24x62	2510	865,95	518,53
1	324	81	405	W 24x62	2510	865,95	518,53

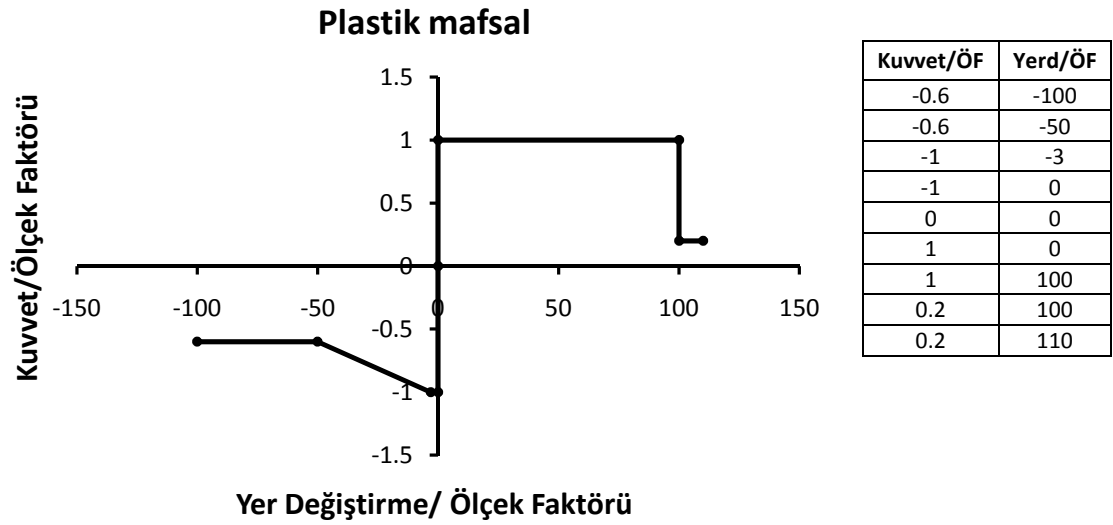
5.2.8. Plastik Mafsal Hesabı

Tablo 5.17. Plastik mafsal hesabı.

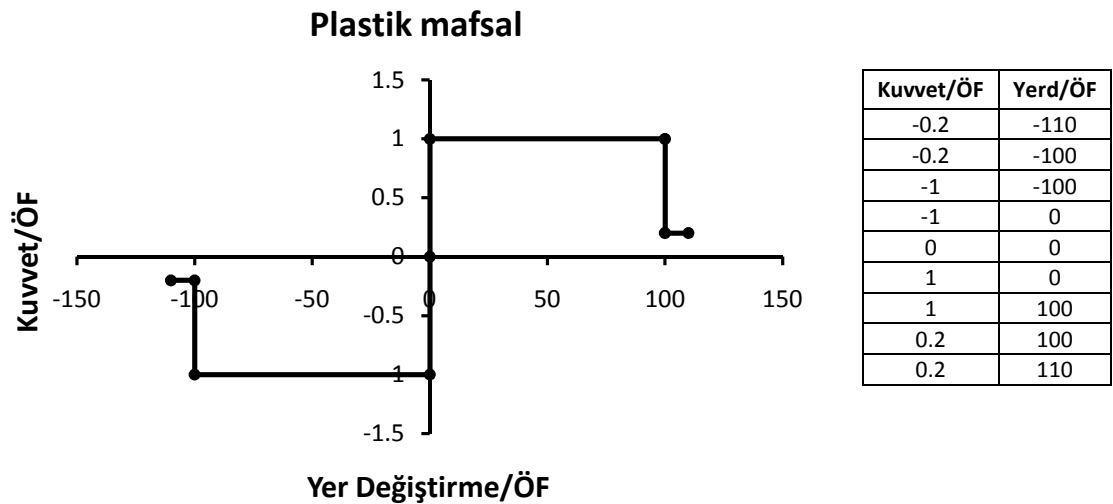
Kat	Seçilen Kesit	$A_g \text{ m}^2$	$P_n \text{ kN}$ (Basınç)	$P_n \text{ kN}$ (Çekme)	L m	$\delta \text{ m}$ Basınç	$\delta \text{ m}$ Çekme
9	HSS 7x7x1/2	0,007484	1485,2114	2394,88	5,7	0,005486	0,00884655
8	HSS 7x7x1/2	0,007485	1485,4098	2395,2	5,7	0,005486	0,00884655
7	HSS 8x8x5/8	0,0106	2337,8130	3392	5,7	0,006097	0,00884655
6	HSS 8x8x5/8	0,0106	2337,8130	3392	5,7	0,006097	0,00884655
5	HSS 8x8x5/8	0,0106	2337,8130	3392	5,7	0,006097	0,00884655
4	HSS 8x8x5/8	0,0106	2337,8130	3392	5,7	0,006097	0,00884655
3	HSS 10x10x5/8	0,0135	3435,4320	4320	5,7	0,007035	0,00884655
2 Orta	HSS 7x7x1/2	0,007484	1485,2114	2394,88	5,7	0,005486	0,00884655
2 Yan	HSS 8x8x5/8	0,0106	2337,8130	3392	5,7	0,006097	0,00884655
1 Orta	HSS 8x8x5/8	0,010601	1963,1617	3392,32	6,91	0,006206	0,01072451
1 Yan	HSS 8x8x5/8	0,010601	1963,1617	3392,32	6,91	0,006206	0,01072451

5.3. Doğrusal Olmayan Dinamik Zaman Geçmişi Analizleri

Yürütülen bu çalışmada SAP2000 programında çapraz elemanların orta noktalarında iki farklı tip mafsalsal (nonlinear-burkulmalı ve be-linear) tanımlaması yapılmıştır (Şekil 5.10, 5.11). Çaprazlı açıklıklarda kirişlerin orta noktalarında 1 adet eğilme mafsalsal tanımlanmıştır. Burkulmalı modelde (Şekil 5.10) basınç bölgesinde ilk akmadan sonra basınç mukavemetindeki düşüş gözönüne alınmıştır.



Şekil 5.10. Burkulmalı Plastik Mafsalsal.



Şekil 5.11. bi-linear Plastik Mafsalsal.

Yapısal modelde tüm birleşimler mafsalsal kabul edilmiştir. Deprem yönetmeliklerinde (TDY 2007; AISC 341-05) yapının yanal dayanımına erişildiği

andaki iç kuvvetlerin tahmini için kullanılan G+Q+2E yüklemesi de doğrusal olmayan dinamik zaman geçmişi analizi sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

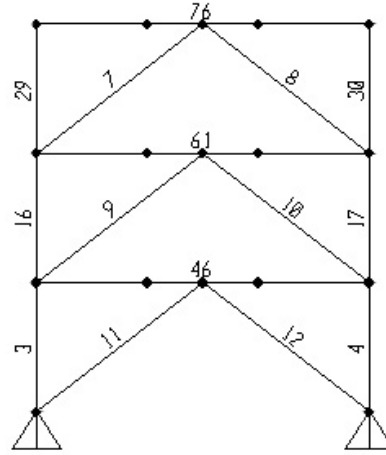
Doğrusal olmayan zaman geçmişi analizleri için 5 adet deprem kaydı kullanılmıştır; LA21, LA23, LA24, Yarımcı 99, Düzce 99. Seçilen yer hareketlerinin karakteristik özellikleri tablo 5.18’de verilmiştir.

Tablo 5.18. Deprem hareketlerinin karakteristik özellikleri.

İsim	Kayıt	Deprem Büyüküğü	PGA (g)	Uzaklık (km)	Kayıt sayısı	Süre	Zaman aralığı
LA21	1995 Kobe	6.9	1.282	3.4	3000	59.98	0.02
LA23	1989 Loma Prieta	7	0.418	3.5	2500	24.99	0.01
LA24	1989 Loma Prieta	7	0.473	3.5	2500	24.99	0.01
Y99	1999 Yarımcı	7.4	0.349	2.6	7000	35.0	0.005
D99	1999 Düzce	7.1	0.535	8.2	5177	25.89	0.005

5.4. Analiz Sonuçları

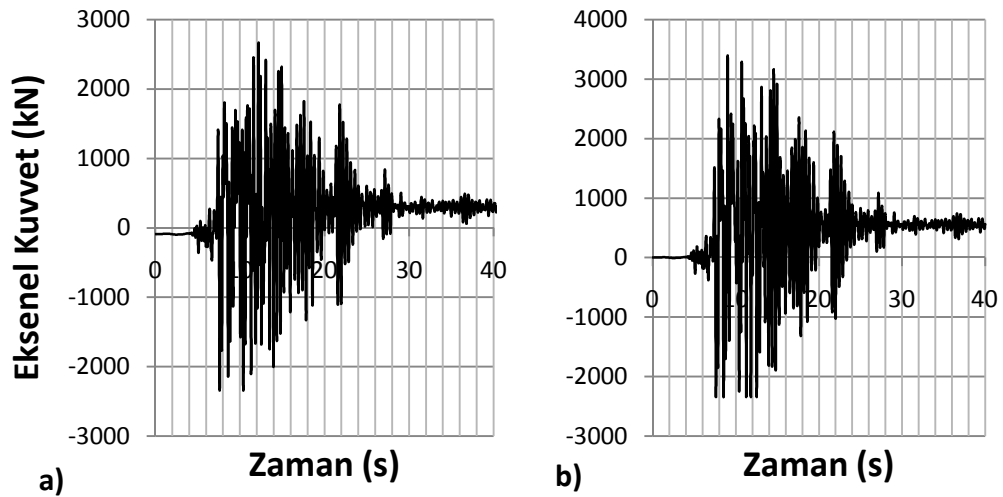
5.4.1. Üç Katlı Merkezi Çelik Çaprazlı Bina



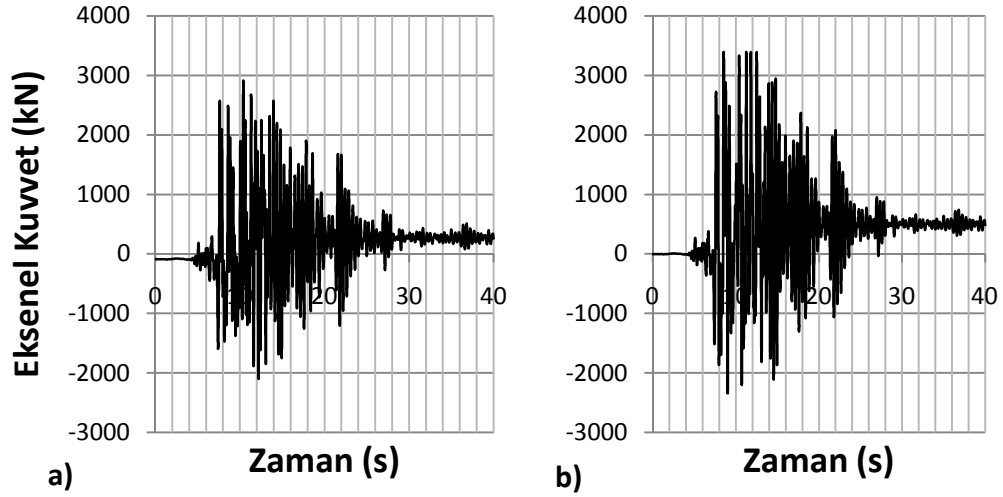
Şekil 5.12. 3 katlı MÇÇÇ’de çaprazlı açıklıktaki eleman numaraları.

5.4.1.1. Çaprazlara Gelen Eksenel Kuvvetler

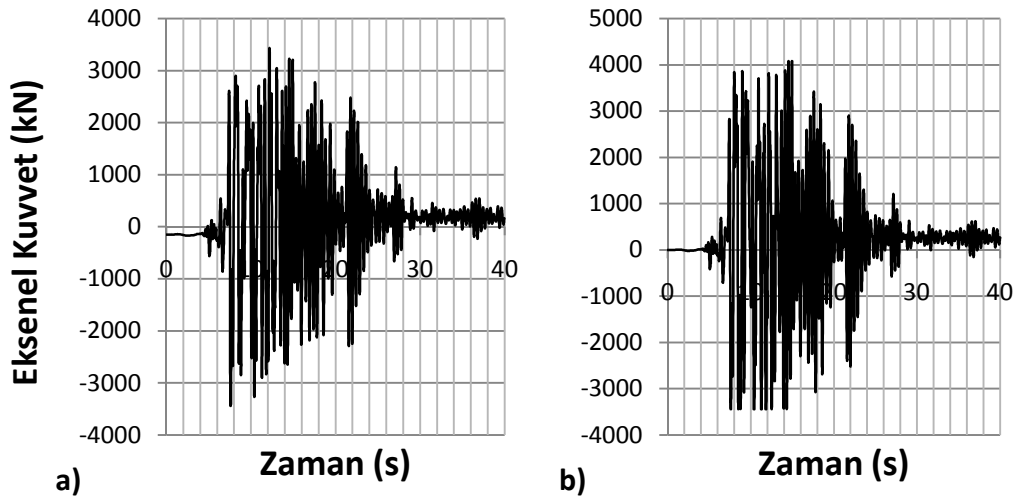
Aşağıda üç katlı MÇÇÇ’de, la21 depremi uygulanarak yapılan doğrusal olmayan dinamik zaman geçmişi analizi sonucunda çaprazlardaki eksenel kuvvet – zaman grafikleri çizilmiştir.



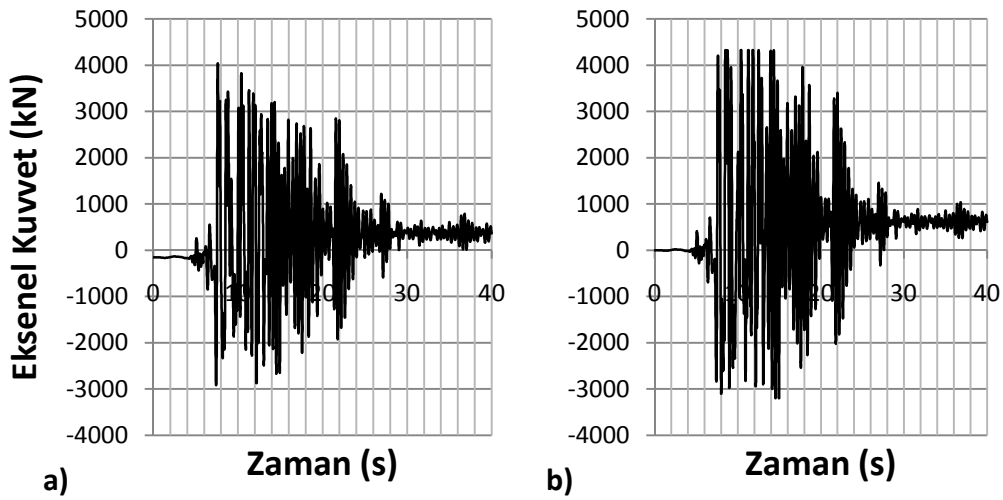
Çizelge 5.1. 7 no’lu çaprazın Eksenel Kuvvet-Zaman grafiği
a) Nonlinear Burkulmalı, b) Bi-linear



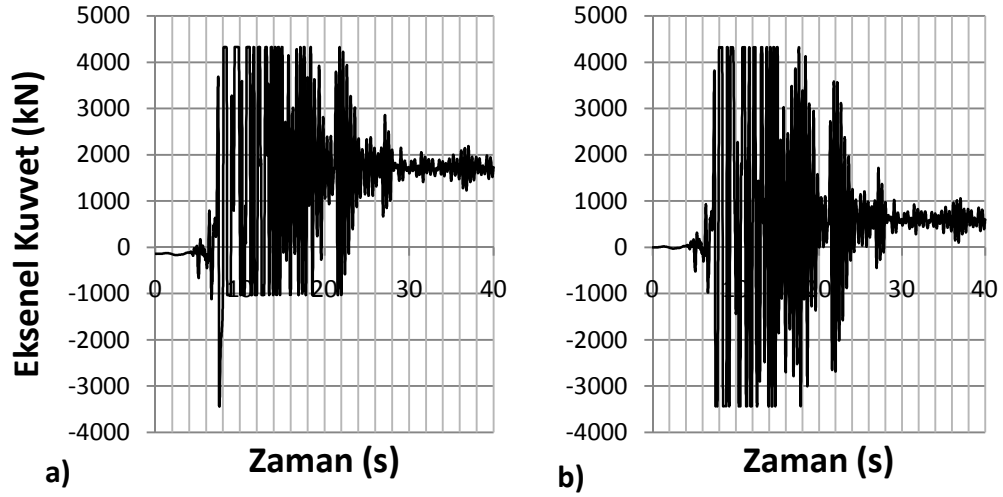
Çizelge 5.2. 8 no'lu çaprazın Eksenel Kuvvet-Zaman grafiği
a) Nonlinear Burkulmalı, b) Bi-linear



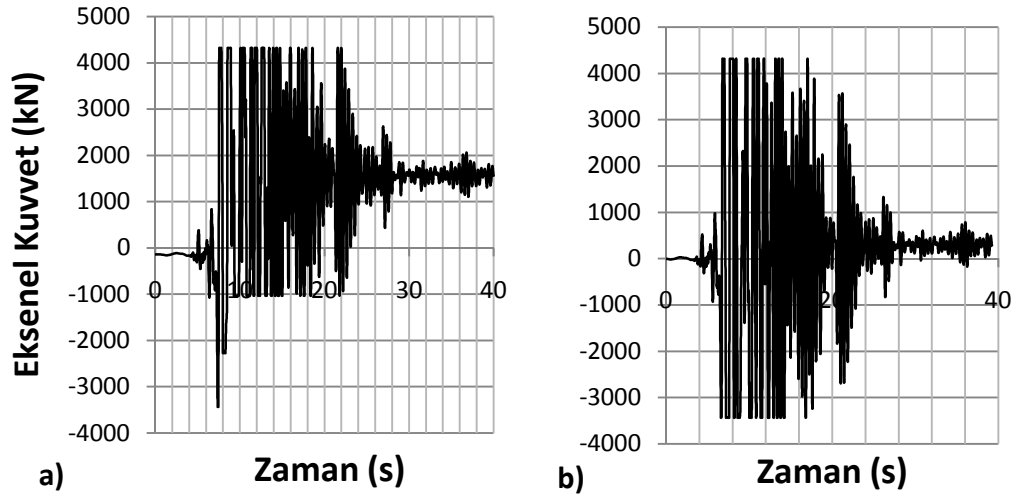
Çizelge 5.3. 9 no'lu çaprazın Eksenel Kuvvet-Zaman grafiği
a) Nonlinear Burkulmalı, b) Bi-linear



Çizelge 5.4. 10 no'lu çaprazın Eksenel Kuvvet-Zaman grafiği.
a) Nonlinear Burkulmalı, b) Bi-linear

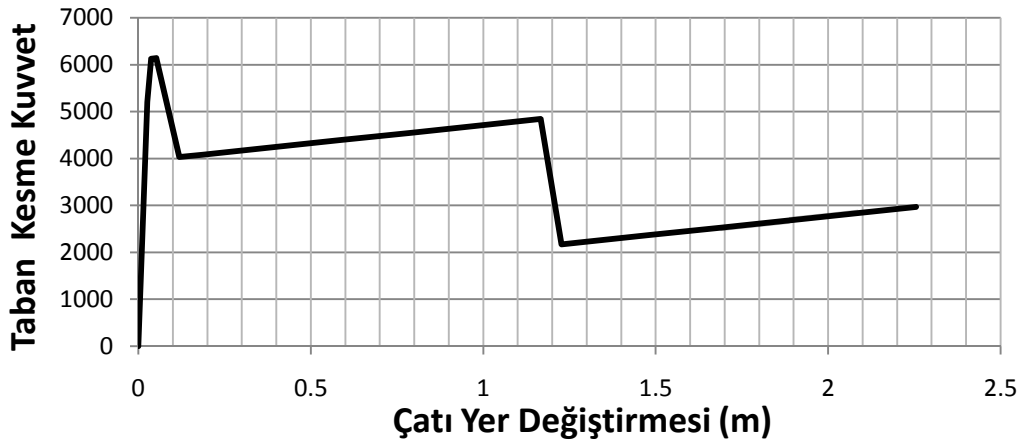


Çizelge 5.5. 11 no'lu çaprazın Eksenel Kuvvet-Zaman grafiği
a) Nonlinear Burkulmalı, b) Bi-linear



Çizelge 5.6. 12 no'lu çaprazın Eksenel Kuvvet-Zaman grafiği
a) Nonlinear Burkulmalı, b) Bi-linear

3 katlı MÇÇÇ'de öteleme analizi yapılmıştır (Çizelge 5.13).



Çizelge 5.7. 3 katlı binada Taban kesme kuvveti-Çatı Yer Değiştirme grafiği.

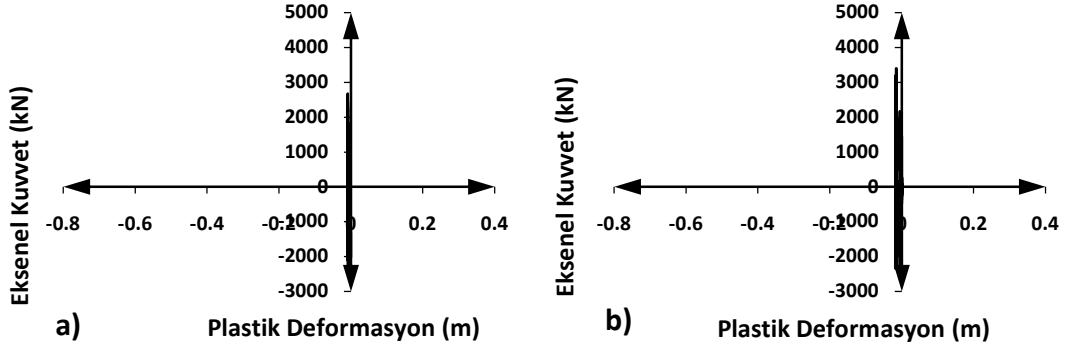
Tablo 5.18’de, üç katlı MÇÇÇ’de, çaprazlarda doğrusal olmayan dinamik zaman geçmişi analizi ve G+Q+2E yüklemesinden elde edilen maksimum aksenal kuvvetler karşılaştırılmıştır.

Tablo 5.19. 3 katlı MÇÇÇ’deki çaprazlarda oluşan maksimum aksenal kuvvetlerin karşılaştırılması.

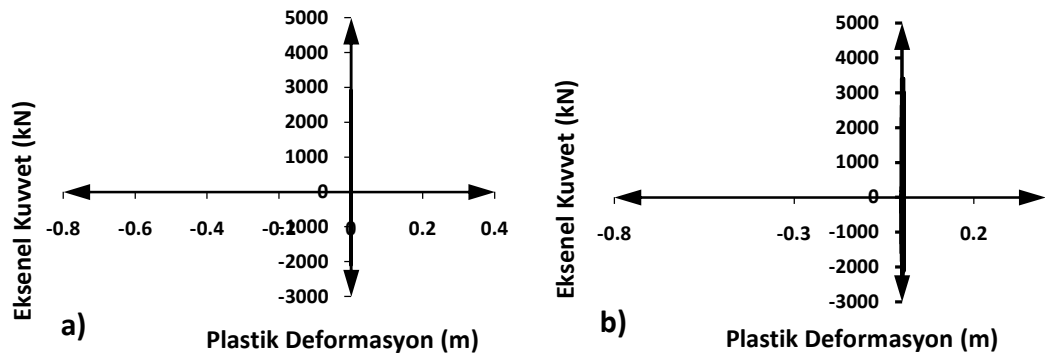
Deprem	Çapraz No	bi-linear (kN)		burkulmalı (kN)		P (kN) G+Q+2E
		P _{max}	P _{min}	P _{max}	P _{min}	
la21	7	3392	-2342	2664	-2342	1606
	8	3392	-2342	2904	-2096	-1762
	9	4080	-3435	3428	-3435	2870
	10	4320	-3234	4035	-2914	-3122
	11	4320	-3436	4320	-3435	3536
	12	4320	-3436	4320	-3435	-3769
la23	7	2553	-2342	2470	-2189	
	8	2519	-2342	2063	-2342	
	9	3762	-3435	3575	-3435	
	10	3954	-3435	3624	-3435	
	11	4320	-3435	4320	-3435	
	12	4320	-3435	4320	-3435	
la24	7	3374	-2342	2267	-2342	
	8	3392	-2342	2429	-2138	
	9	4177	-3435	3172	-3373	
	10	4263	-3435	3074	-3435	
	11	4320	-3436	4320	-3435	
	12	4320	-3436	4320	-3435	
Yarımca 17 Ağustos 1999	7	1698	-1571	1698	-1571	
	8	1395	-1879	1395	-1879	
	9	2870	-2815	2870	-2815	
	10	2508	-3179	2508	-3179	
	11	3503	-3435	3503	-3435	
	12	3247	-3435	3247	-3435	
Düzce 11 Aralık 1999	7	2045	-2136	2045	-2136	
	8	1957	-2223	1957	-2223	
	9	3386	-3435	3386	-3435	
	10	3291	-3435	3291	-3435	
	11	4320	-3435	4320	-3435	
	12	4320	-3435	4320	-3435	

5.4.1.2. Mafsallardaki Plastik Deformasyon

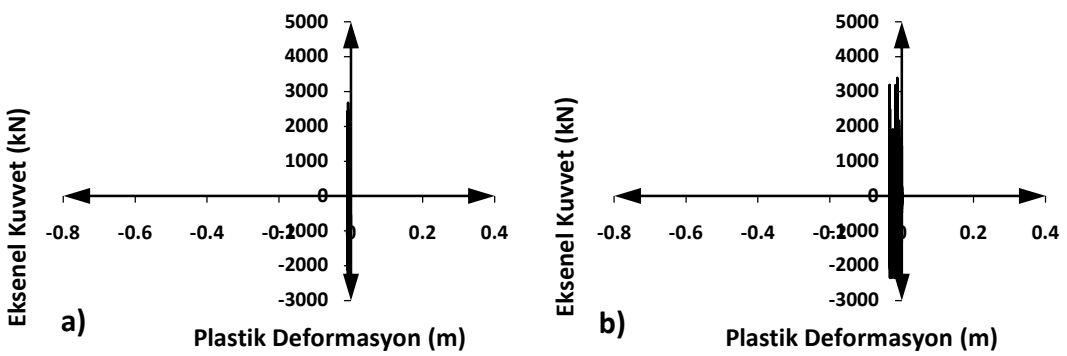
la21:



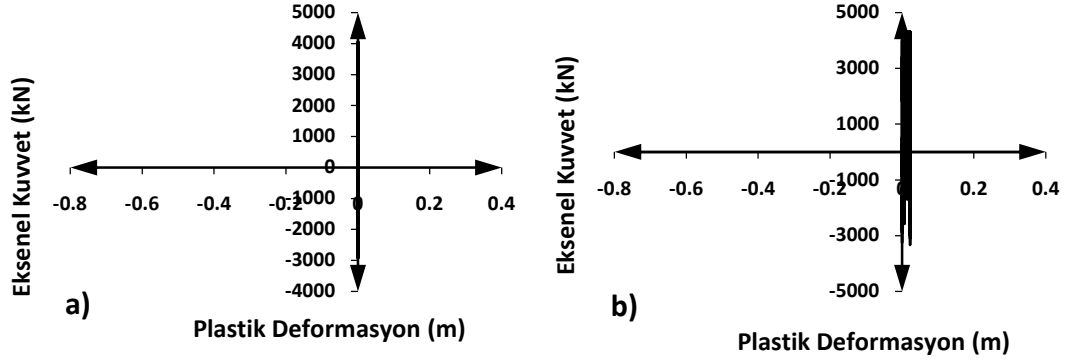
Çizelge 5.8. 7 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



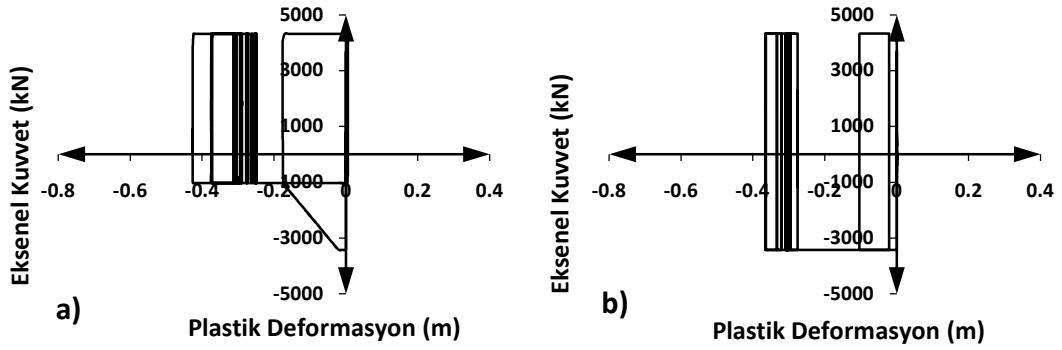
Çizelge 5.9. 8 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



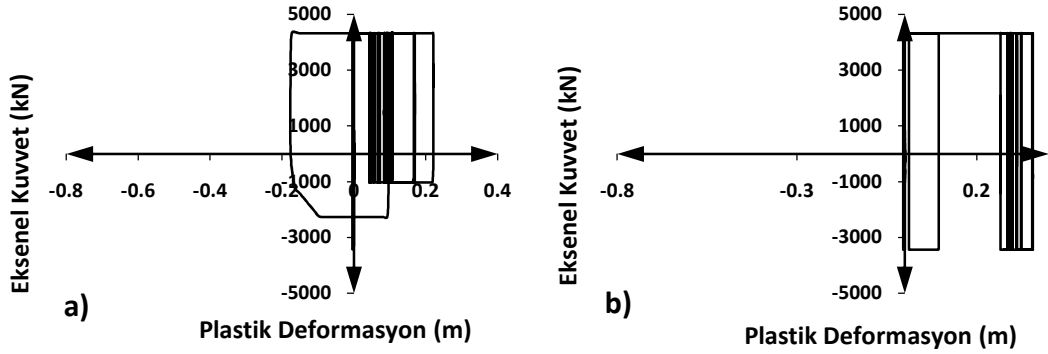
Çizelge 5.10. 9 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



Çizelge 5.11. 10 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

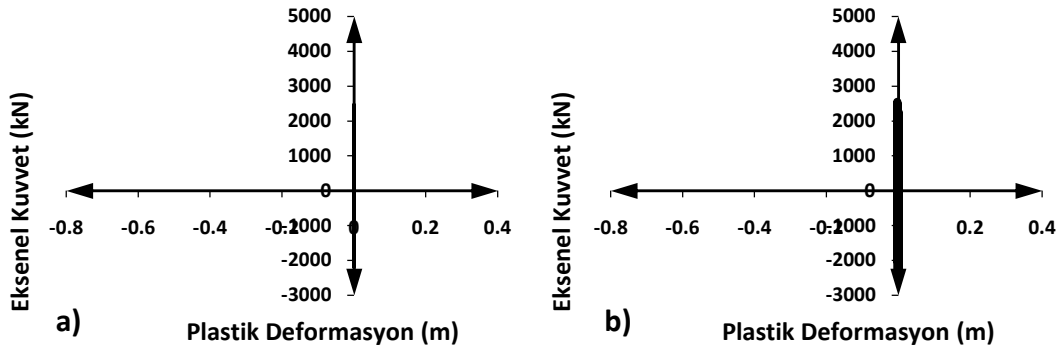


Çizelge 5.12. 11 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

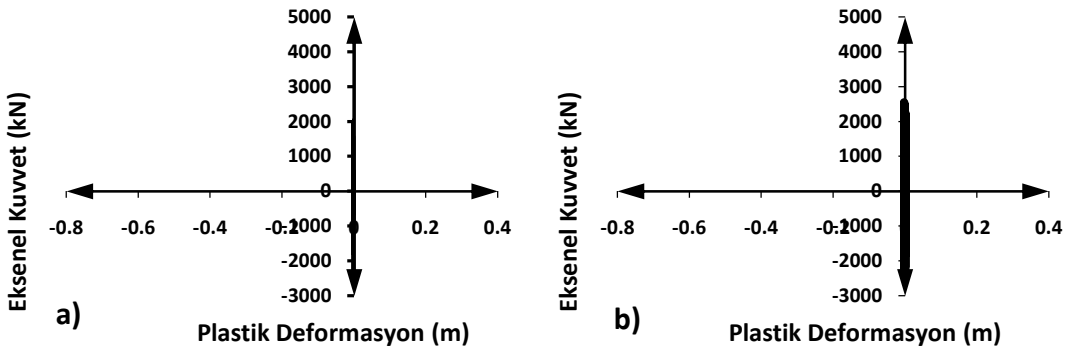


Çizelge 5.13. 12 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

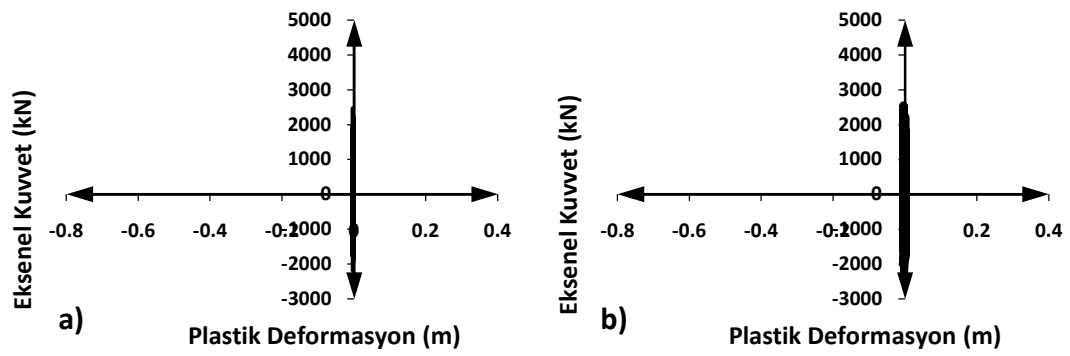
la23:



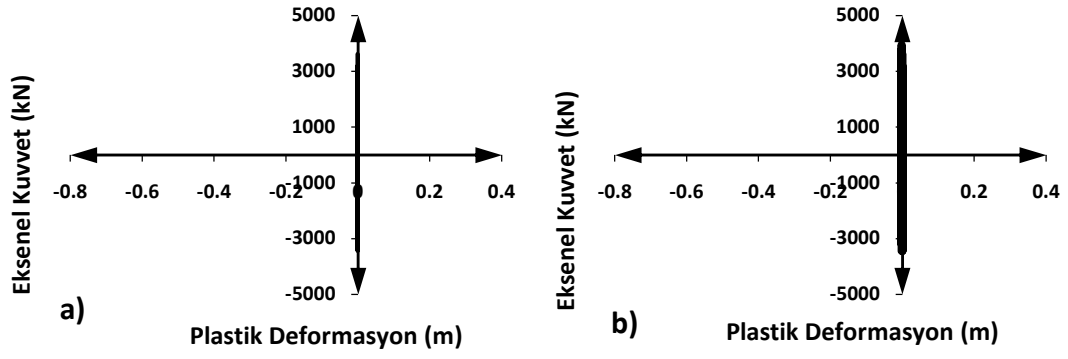
Çizelge 5.14. 7 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



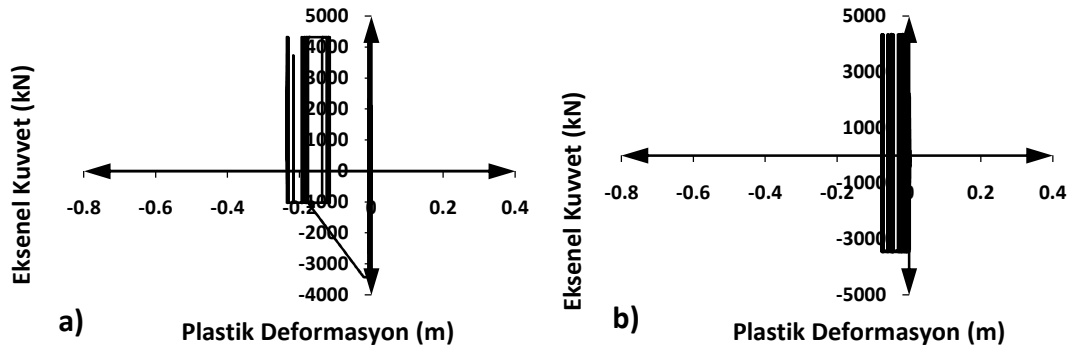
Çizelge 5.15. 8 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



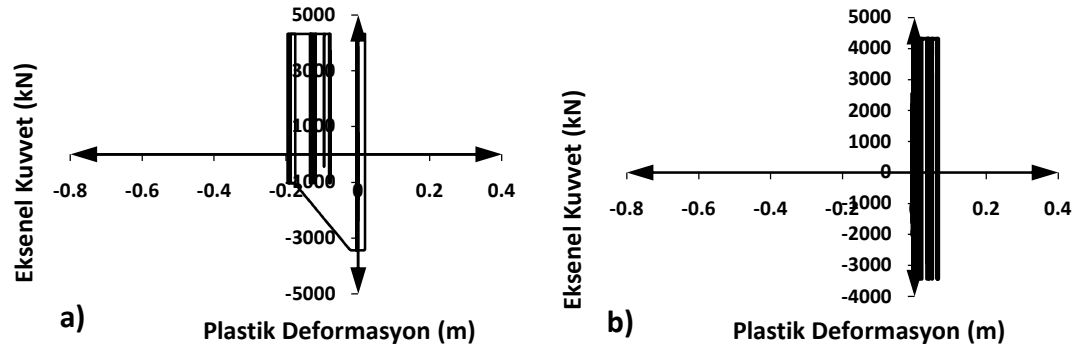
Çizelge 5.16. 9 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



Çizelge 5.17. 10 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

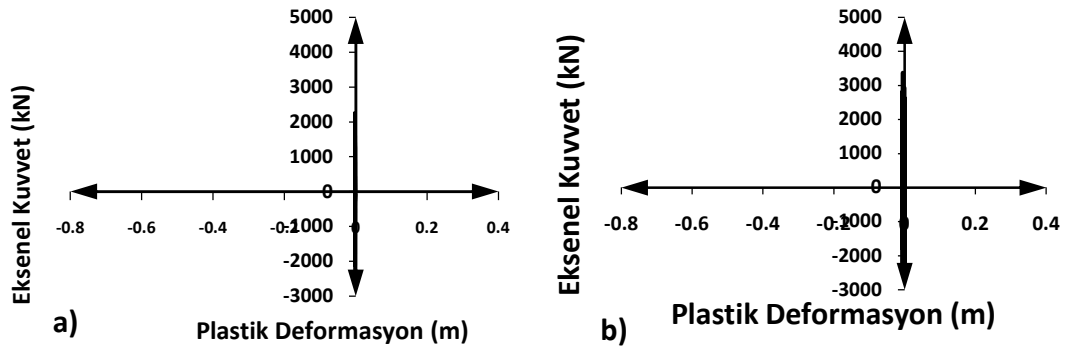


Çizelge 5.18. 11 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

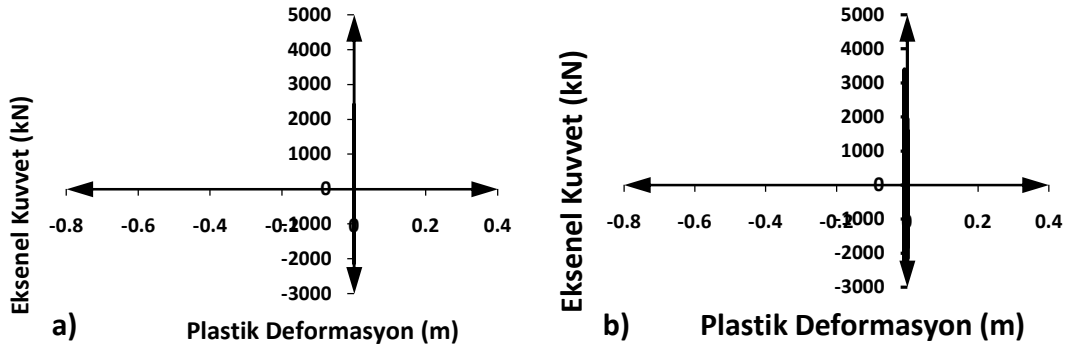


Çizelge 5.19. 12 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

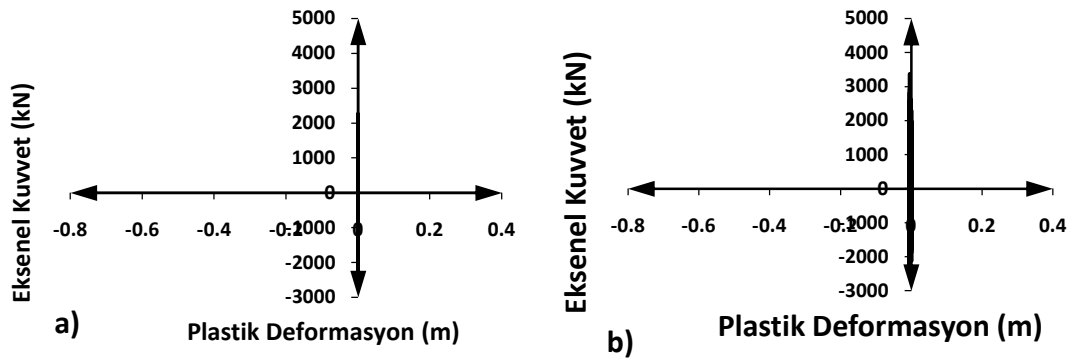
la24:



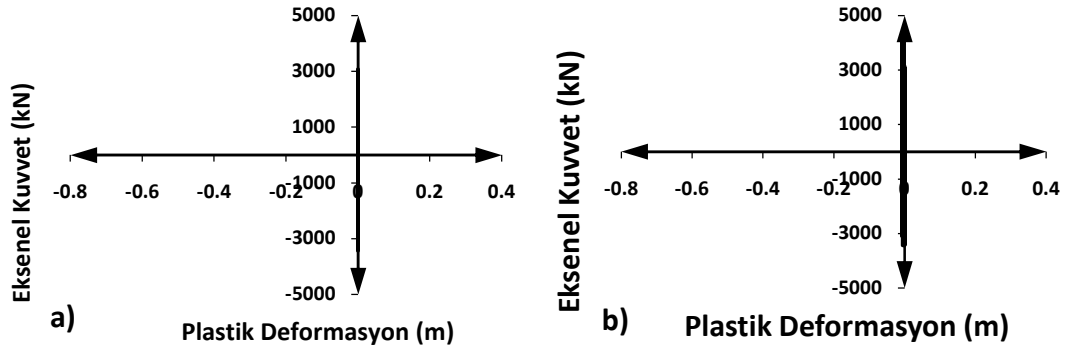
Çizelge 5.20. 7 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



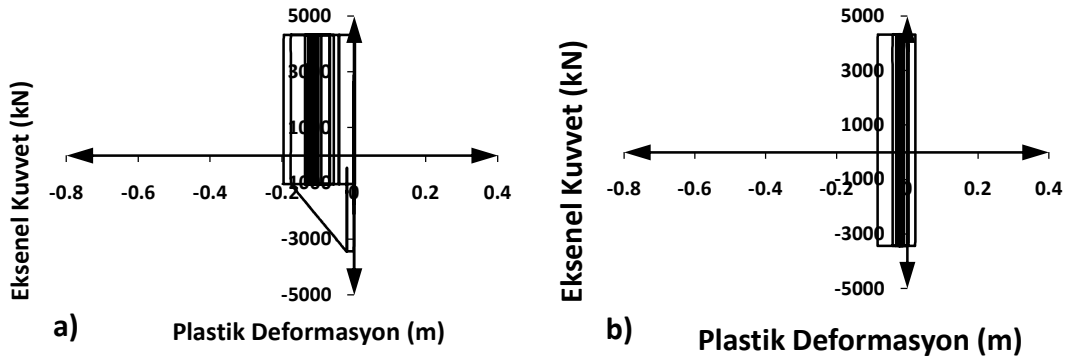
Çizelge 5.21. 8 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



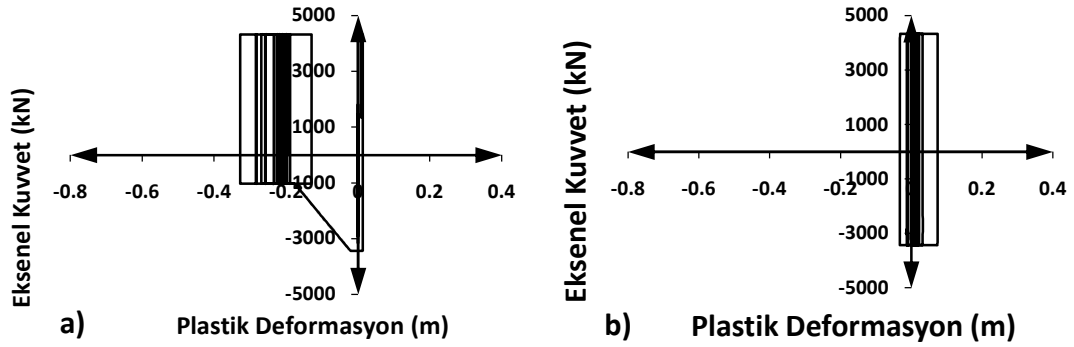
Çizelge 5.22. 9 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



Çizelge 5.23. 10 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

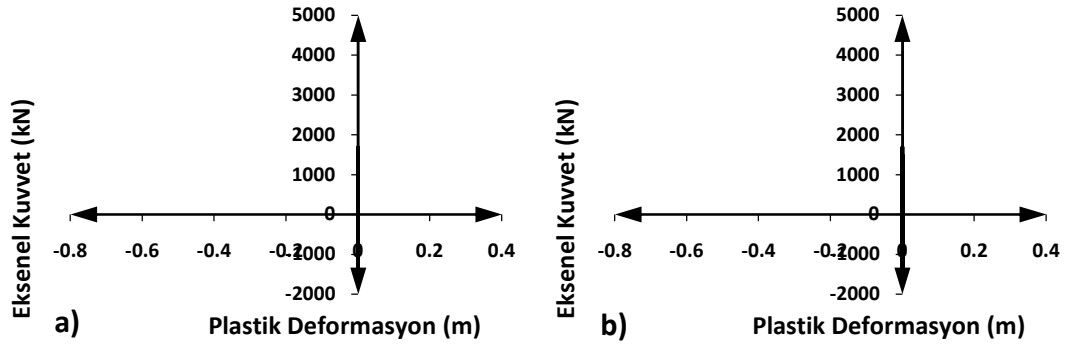


Çizelge 5.24. 11 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

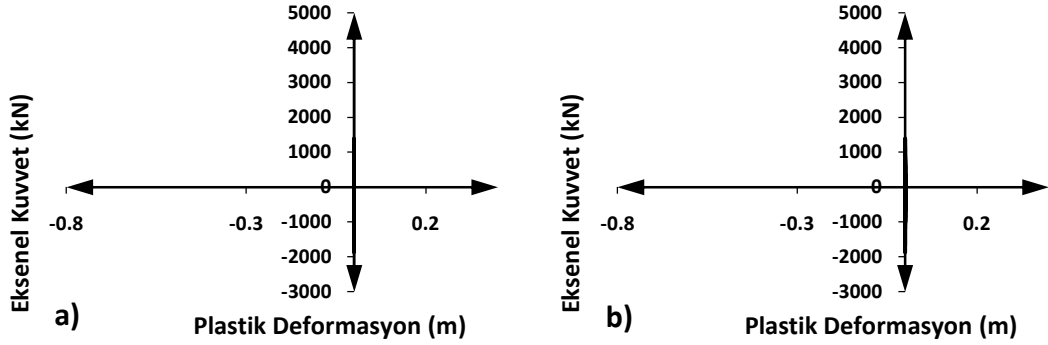


Çizelge 5.25. 12 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

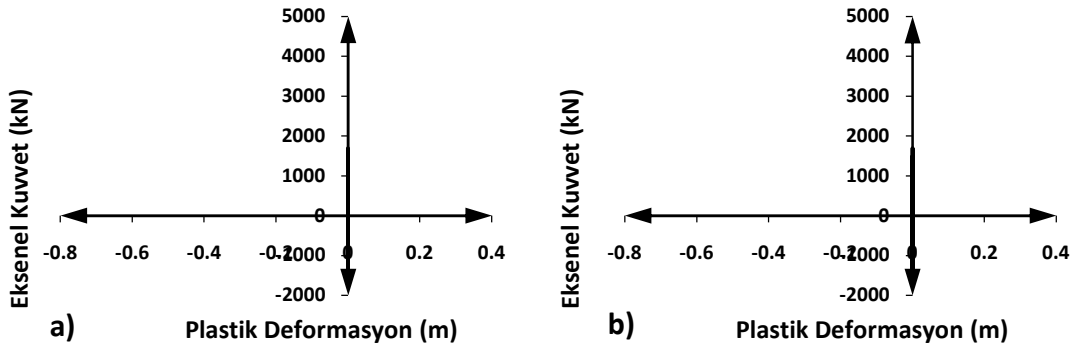
1999 Yarımcı:



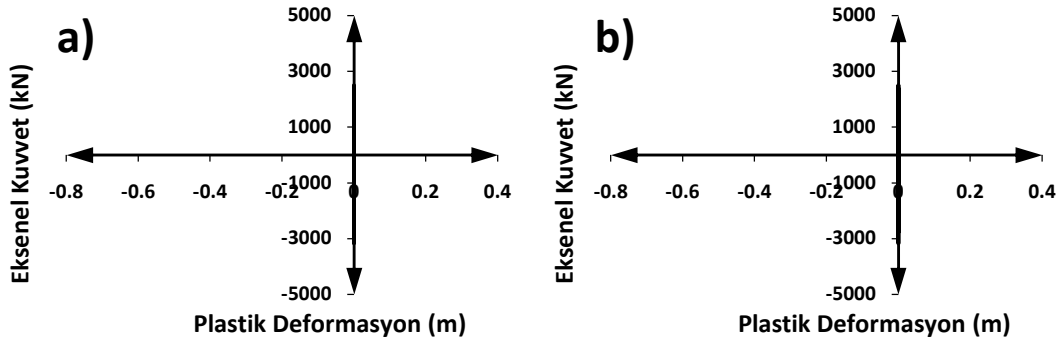
Çizelge 5.26. 7 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



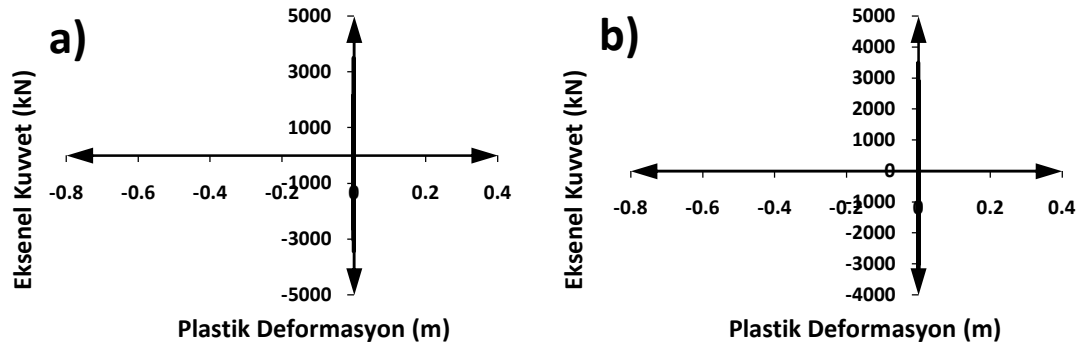
Çizelge 5.27. 8 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



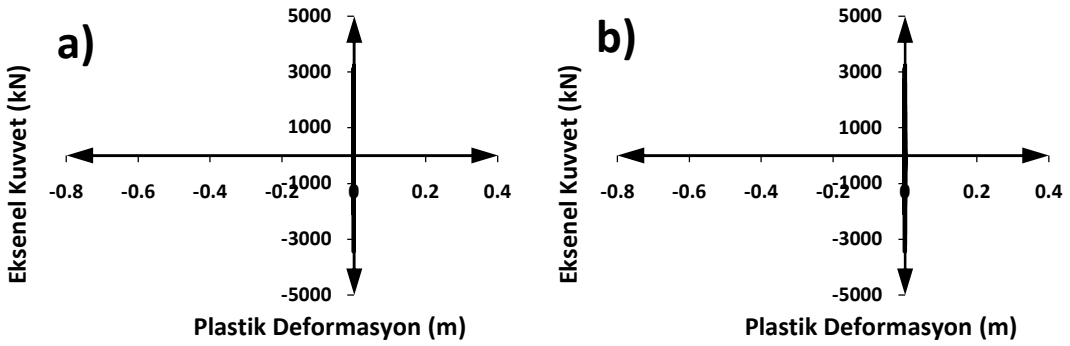
Çizelge 5.28. 9 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



Çizelge 5.29. 10 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

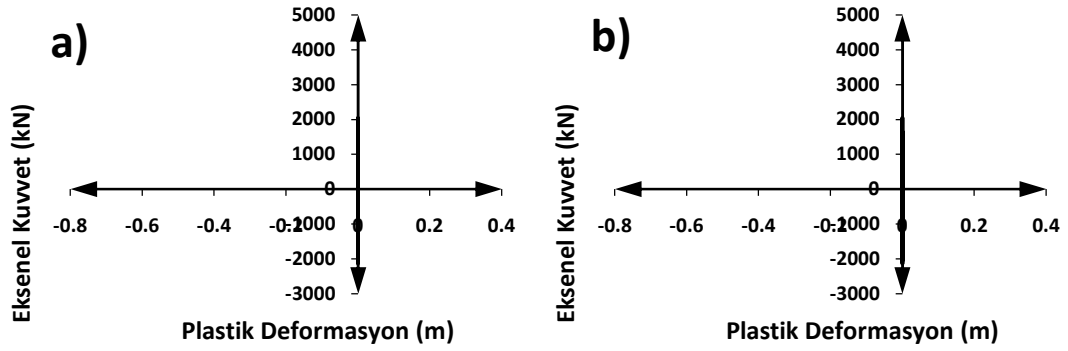


Çizelge 5.30. 11 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

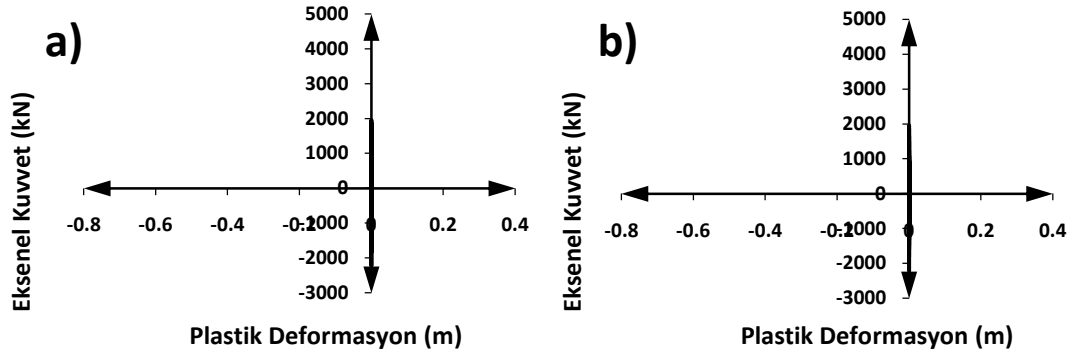


Çizelge 5.31. 12 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

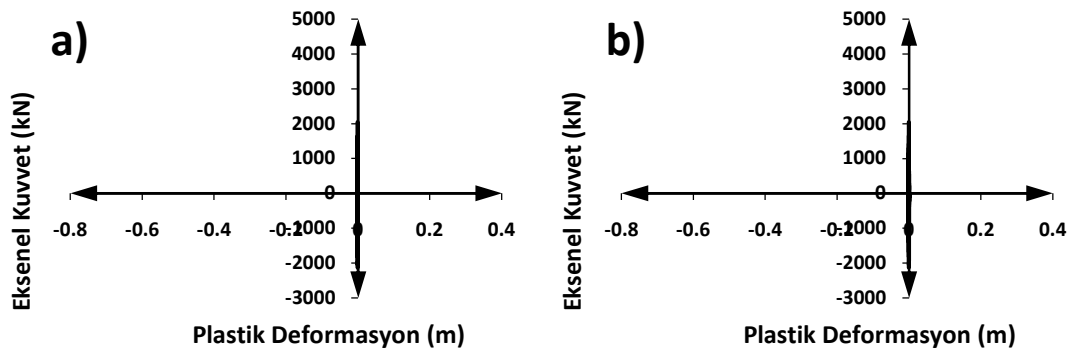
1999 Düzce:



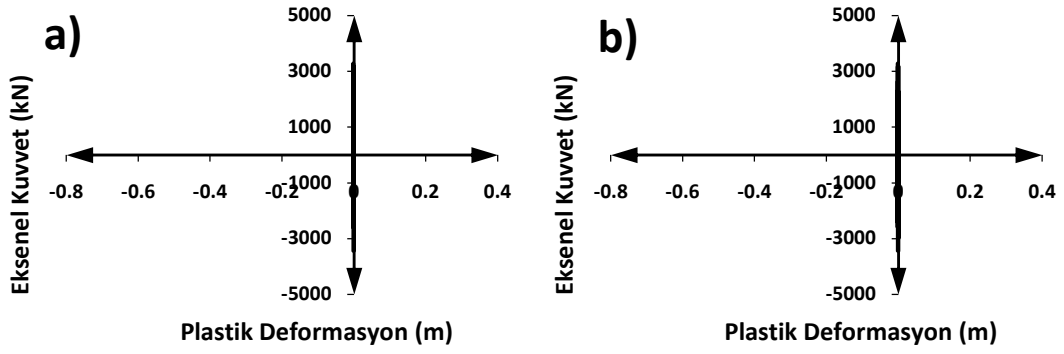
Çizelge 5.32. 7 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



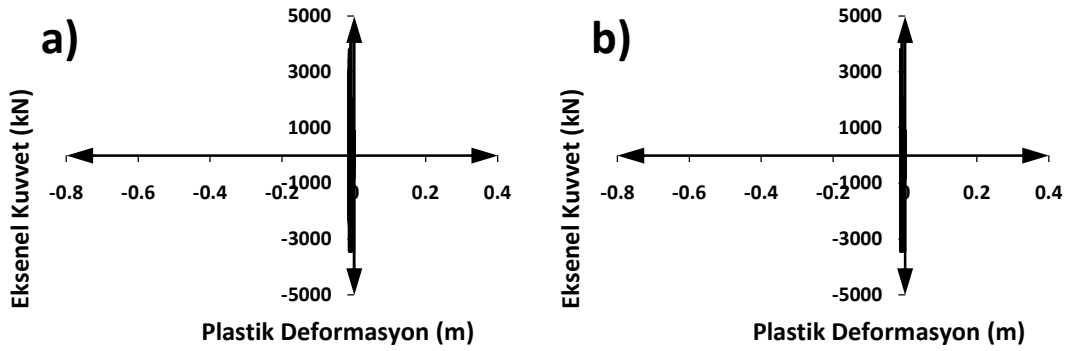
Çizelge 5.33. 8 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



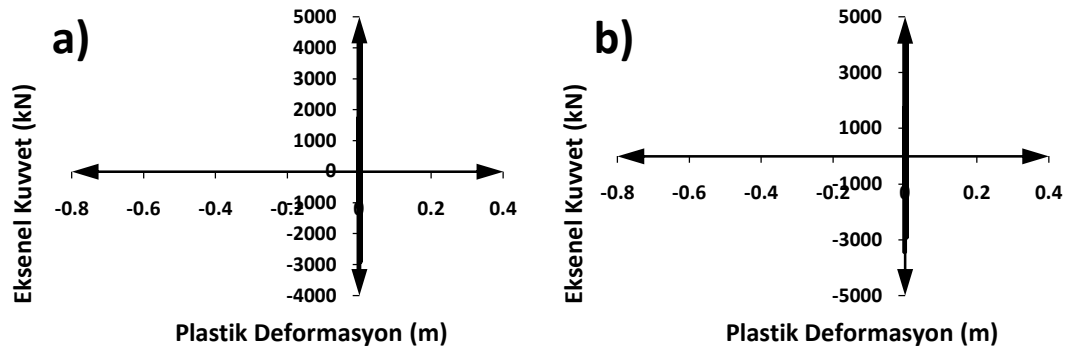
Çizelge 5.34. 9 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



Çizelge 5.35. 10 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

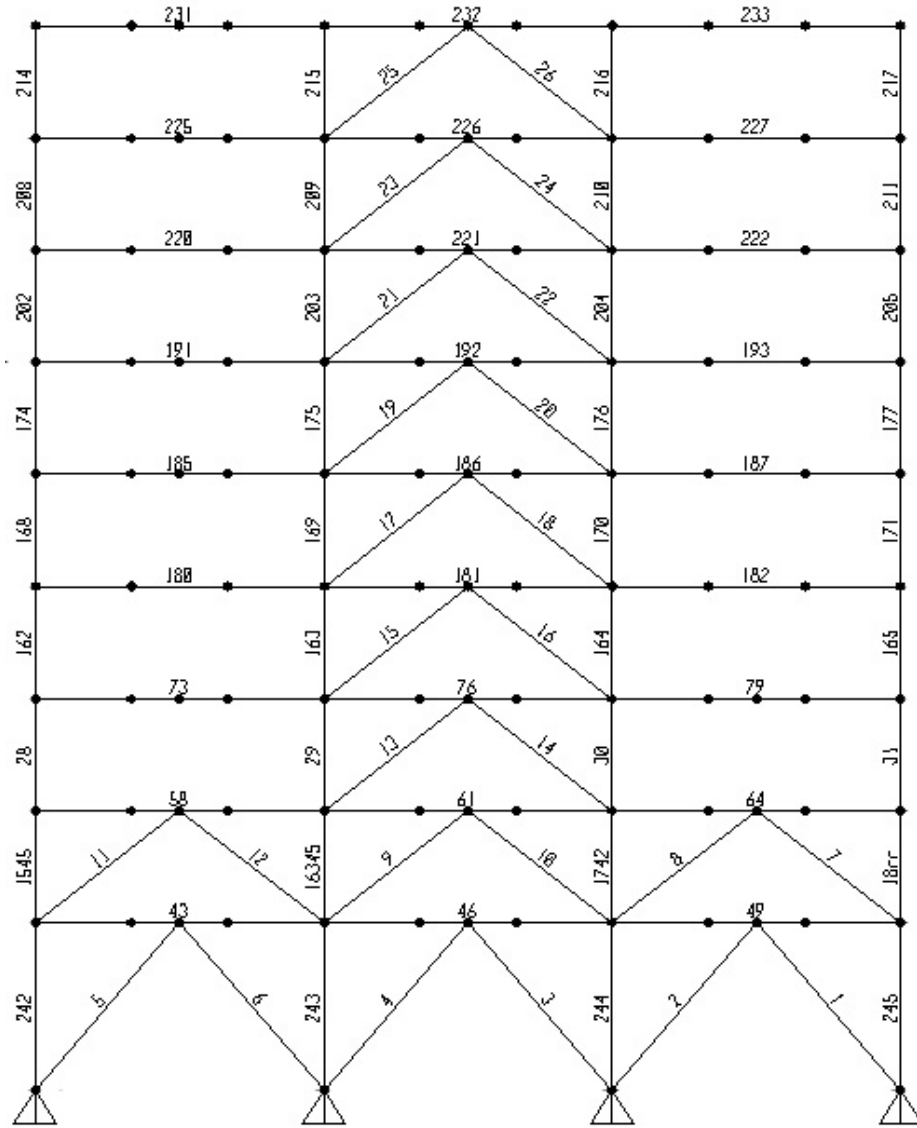


Çizelge 5.36. 11 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



Çizelge 5.37. 12 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

5.4.2. Dokuz Katlı Merkezi Çelik Çaprazlı Bina



Şekil 5.13. 9 katlı MÇÇÇ’de eleman numaraları.

Tablo 5.19’da, dokuz katlı MÇÇÇ’de, çaprazlarda doğrusal olmayan dinamik zaman geçmişi analizi ve G+Q+2E yüklemesinden elde edilen maksimum eksenel kuvvetler karşılaştırılmıştır.

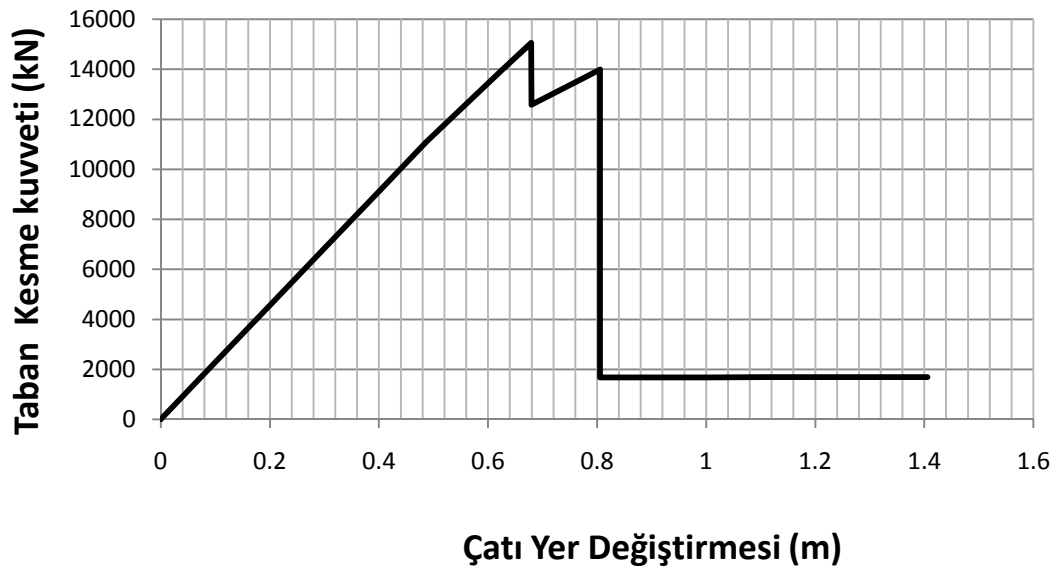
Tablo 5.20. 9 katlı MÇÇÇ'deki çaprazlarda oluşan maksimum kuvvetlerin karşılaştırılması.

Deprem	Çapraz No	bi-linear (kN)		burkulmalı (kN)		P (kN) G+Q+2E
		P _{max}	P _{min}	P _{max}	P _{min}	
la21	26	2394	-1485	1825	-1485	727
	25	2395	-1485	2032	-1485	-902
	24	2395	-1485	2395	-1485	1046
	23	2395	-1485	2395	-1485	-1347
	22	3392	-2338	3392	-2338	1079
	21	3392	-2338	3392	-2338	-1380
	20	3392	-2338	3392	-2338	1119
	19	3392	-2338	3392	-2338	-1435
	18	3392	-2338	3392	-2338	1272
	17	3392	-2338	3392	-2338	-1666
	16	3392	-2338	3392	-2338	1598
	15	3392	-2338	3392	-2338	-2055
	14	4320	-3435	4320	-3435	1923
	13	4320	-3435	4320	-3435	-2593
	12	2801	-2338	1497	-2338	1558
	11	3150	-2338	2581	-2193	-2166
	10	2395	-1485	2284	-1485	1695
	9	2395	-1485	2395	-1485	-2474
	8	2423	-2338	2116	-2017	1558
	7	3392	-2338	1974	-2338	-2166
	6	3392	-1963	3392	-1963	988
5	3392	-1963	3392	-1963	-1274	
4	3392	-1963	3392	-1963	558	
3	3392	-1963	3392	-1963	-1542	
2	3392	-1963	3392	-1963	988	
1	3392	-1963	3392	-1963	-1274	
la23	26	1844	-1485	1416	-1243	
	25	1786	-1485	1157	-1485	
	24	2395	-1485	2395	-1485	
	23	2395	-1485	2395	-1485	
	22	3392	-2338	2295	-2338	
	21	3392	-2338	2304	-2338	
	20	3392	-2338	2316	-2338	
	19	3392	-2338	3392	-2338	
	18	3392	-2338	3196	-2338	
	17	3392	-2338	3081	-2338	
	16	3392	-2338	3392	-2338	
	15	3392	-2338	3392	-2338	
	14	4320	-3435	4320	-3435	
	13	4320	-3435	4320	-3435	
	12	2351	-2338	1498	-2338	
	11	2711	-2338	2420	-1908	
	10	1636	-1485	1229	-1485	
	9	1551	-1485	1396	-1313	
	8	1981	-2338	1811	-2006	
	7	3129	-2338	1975	-2338	
	6	2598	-1963	2694	-1963	
5	3248	-1963	3049	-1963		
4	2862	-1963	2945	-1963		
3	3043	-1963	3020	-1963		
2	2474	-1963	2784	-1963		
1	3392	-1963	3343	-1963		

Deprem	Çapraz No	bi-linear (kN)		burkulmalı (kN)		P (kN) G+Q+2E
		P _{max}	P _{min}	P _{max}	P _{min}	
la24	26	2395	-1485	2036	-1200	
	25	2272	-1485	1665	-1485	
	24	2395	-1485	2395	-1485	
	23	2395	-1485	2395	-1485	
	22	3392	-2338	3392	-2338	
	21	3392	-2338	3205	-2338	
	20	3392	-2338	3392	-2338	
	19	3392	-2338	2719	-2338	
	18	3392	-2338	3392	-2338	
	17	3392	-2338	3392	-2338	
	16	3392	-2338	3392	-2338	
	15	3392	-2338	3392	-2338	
	14	4320	-3436	4320	-3435	
	13	4320	-3436	4320	-3435	
	12	2709	-2338	2788	-2199	
	11	3005	-2338	2861	-2338	
	10	2331	-1300	2198	-1259	
	9	2153	-1485	1929	-1485	
	8	2172	-2338	2303	-2338	
	7	3392	-2338	3392	-2338	
	6	3392	-1963	3392	-1963	
	5	3392	-1963	3392	-1963	
	4	3392	-1963	3392	-1963	
	3	3392	-1963	3392	-1963	
	2	3251	-1963	3392	-1963	
	1	3392	-1963	3392	-1963	
Yarımca 17 Ağustos 1999	26	711	-1057	823	-920	
	25	884	-883	748	-994	
	24	1601	-1485	1977	-1387	
	23	2189	-1485	1684	-1485	
	22	1619	-2338	2148	-1885	
	21	2469	-1936	1697	-2338	
	20	2349	-2338	3011	-2338	
	19	3323	-2329	2372	-2338	
	18	2764	-2338	2943	-2338	
	17	3392	-2329	2771	-2338	
	16	3392	-2338	3392	-2338	
	15	3392	-2338	3392	-2338	
	14	3581	-3304	3581	-3304	
	13	3174	-3435	3258	-3435	
	12	1646	-1965	1646	-1887	
	11	2000	-2338	1820	-2338	
	10	761	-957	613	-1103	
	9	656	-1063	804	-914	
	8	1286	-2331	1286	-2331	
	7	2280	-2054	2280	-2042	
	6	1359	-1743	1615	-1521	
	5	1956	-1963	1845	-1963	
	4	1549	-1963	1416	-1963	
	3	1850	-1659	1919	-1493	
	2	1142	-1963	1037	-1963	
	1	2274	-1731	2274	-1781	

Deprem	Çapraz No	bi-linear (kN)		burkulmalı (kN)		P (kN) G+Q+2E
		P _{max}	P _{min}	P _{max}	P _{min}	
Düzce 11 Aralık 1999	26	1443	-1333	1662	-1485	
	25	1302	-1484	1528	-1485	
	24	2395	-1485	2395	-1460	
	23	2395	-1485	2395	-1485	
	22	2874	-2338	2992	-2338	
	21	2734	-2338	3319	-2338	
	20	3392	-2338	3392	-2338	
	19	3392	-2338	3392	-2338	
	18	3392	-2338	3392	-2338	
	17	3392	-2338	3392	-2338	
	16	3392	-2338	3392	-2338	
	15	3392	-2338	3392	-2338	
	14	4320	-3366	4320	-3435	
	13	4098	-3435	4320	-3435	
	12	1839	-2338	1986	-2338	
	11	2534	-2338	2626	-2338	
	10	1051	-1173	1237	-1485	
	9	873	-1353	1250	-1485	
	8	1751	-2338	1958	-2338	
	7	2458	-2338	2688	-2338	
	6	2095	-1659	2090	-1963	
	5	2661	-1963	3120	-1963	
	4	2202	-1963	2594	-1963	
	3	2377	-1792	2549	-1963	
	2	1735	-1963	2105	-1963	
	1	2704	-1963	3060	-1963	

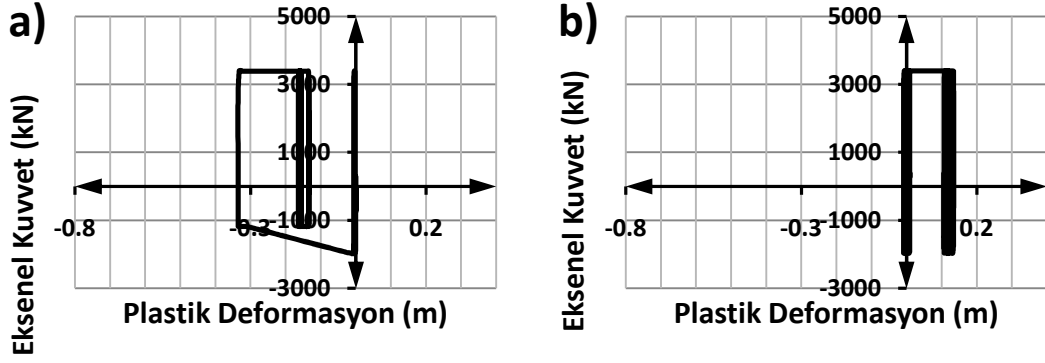
Aşağıda, 9 katlı MÇÇÇ'de öteleme analizi yapılmıştır.



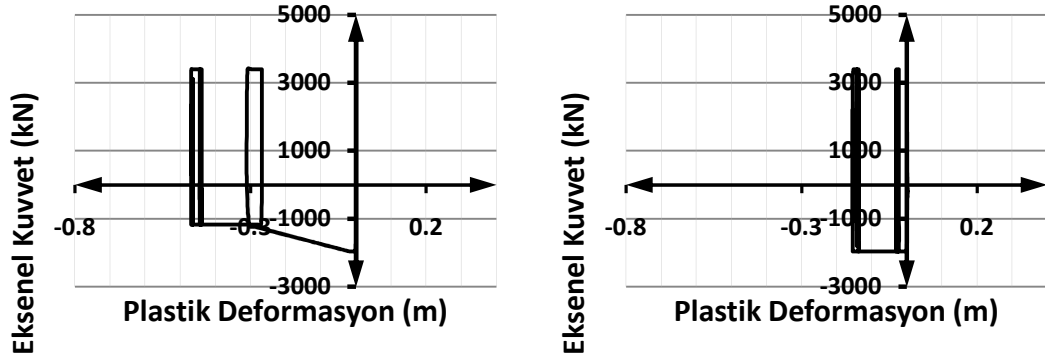
Çizelge 5.38. Taban kesme kuvveti-Çatı Yer Değiştirmesi.

5.4.2.1. Mafsallardaki Plastik Deformasyon

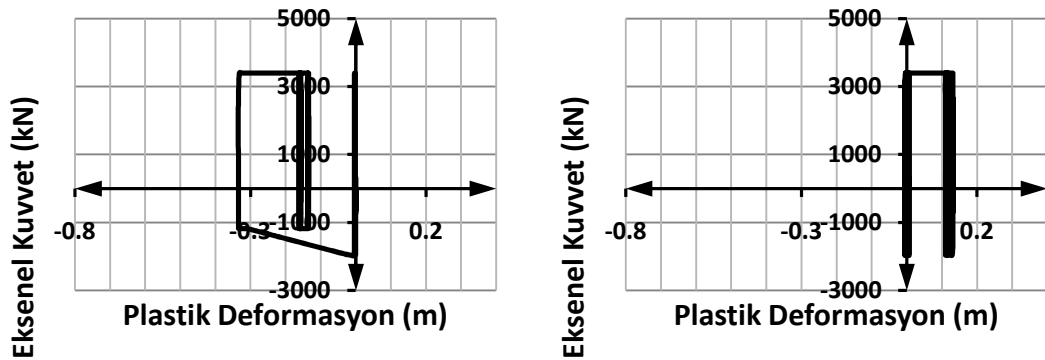
la21:



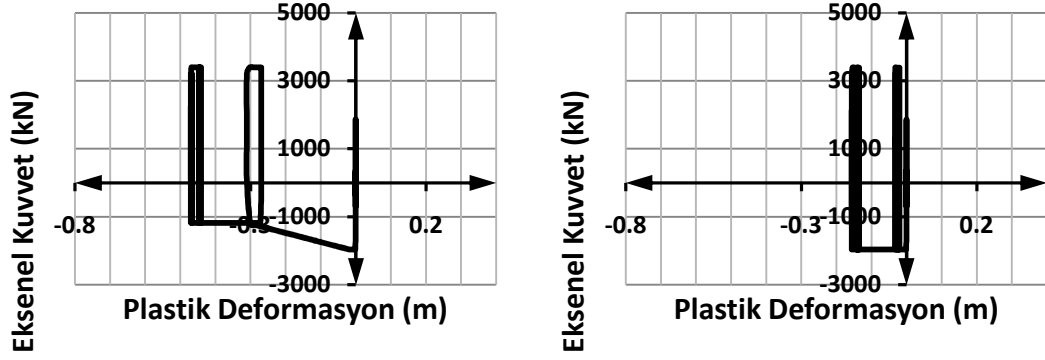
Çizelge 5.39. 1 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



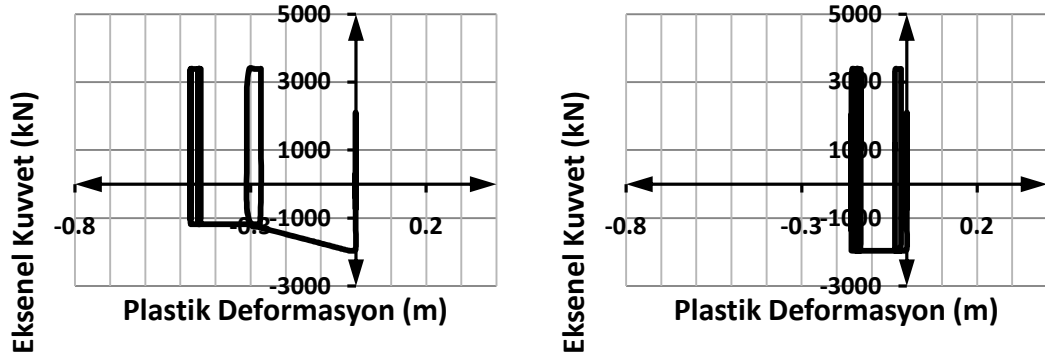
Çizelge 5.40. 2 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



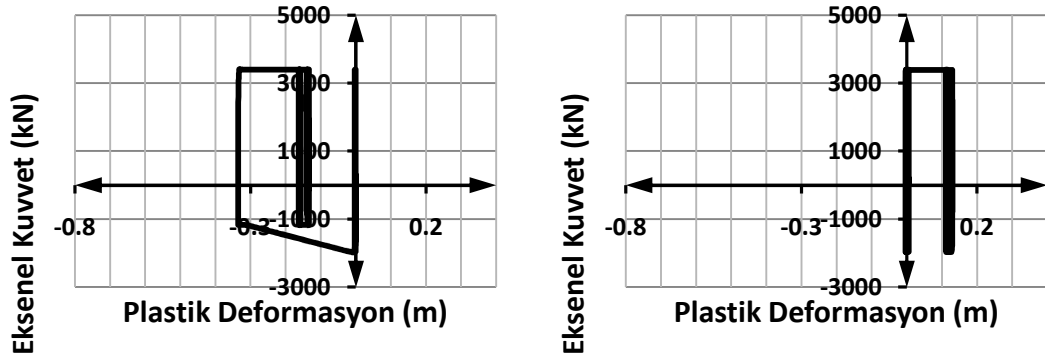
Çizelge 5.41. 3 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



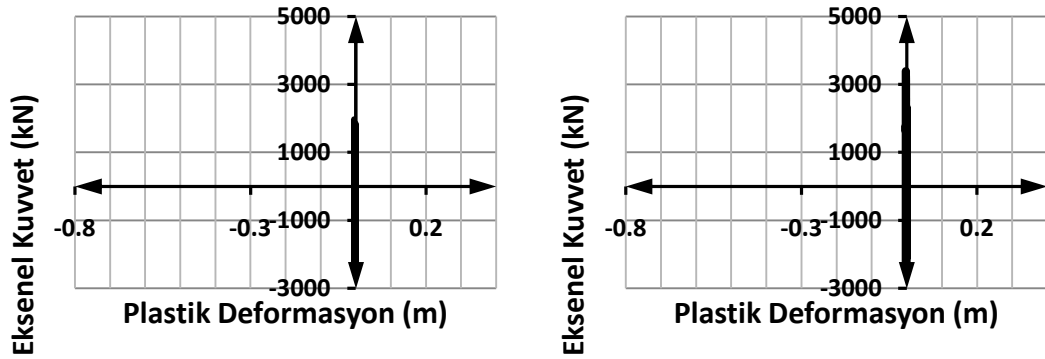
Çizelge 5.42. 4 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



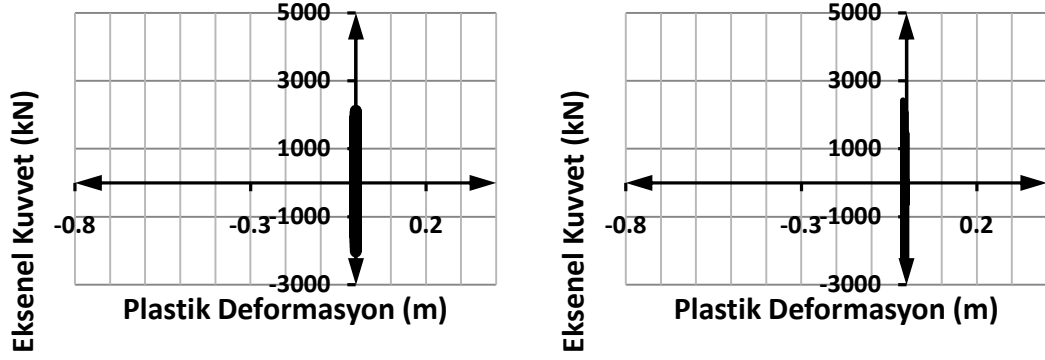
Çizelge 5.43. 5 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



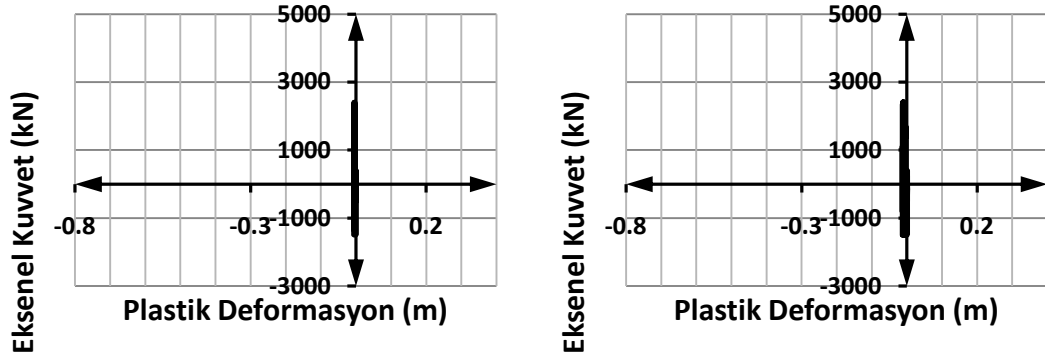
Çizelge 5.44. 6 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



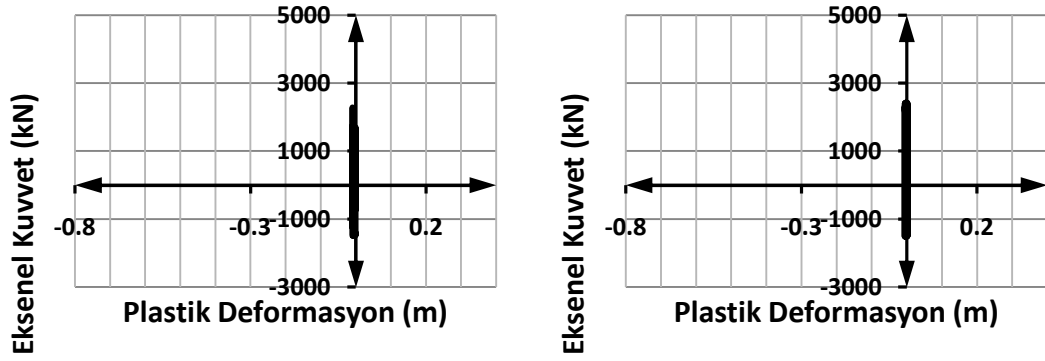
Çizelge 5.45. 7 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



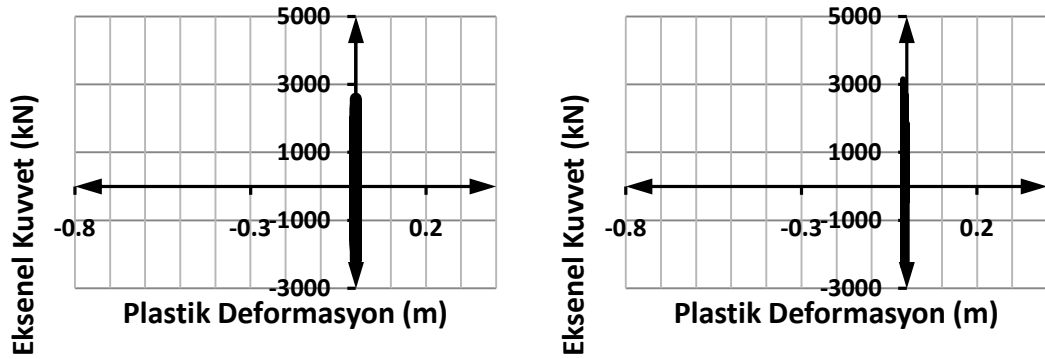
Çizelge 5.46. 8 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



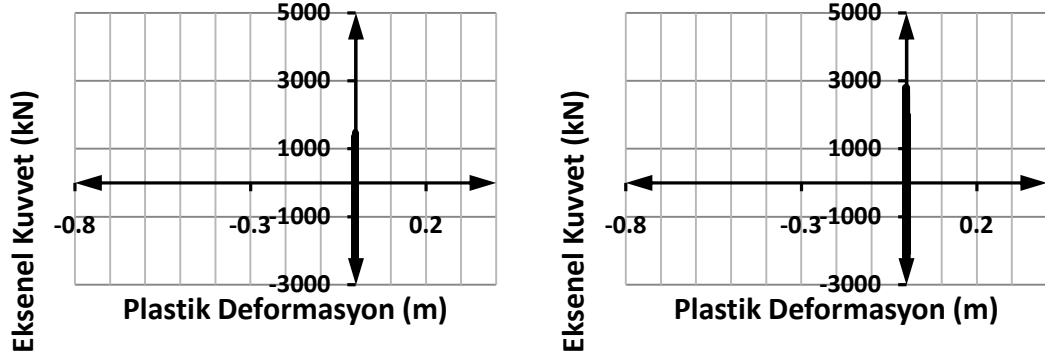
Çizelge 5.47. 9 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



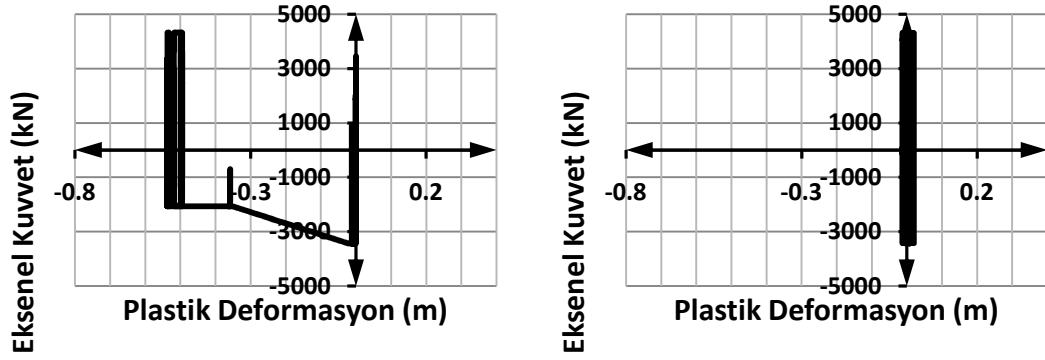
Çizelge 5.48. 10 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



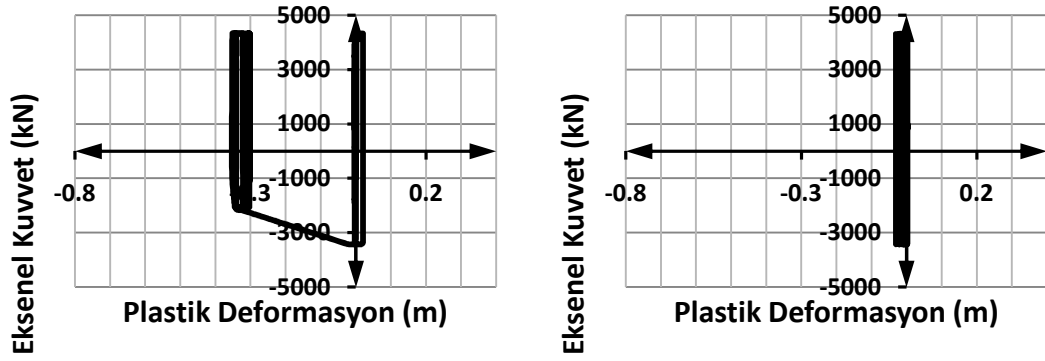
Çizelge 5.49. 11 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



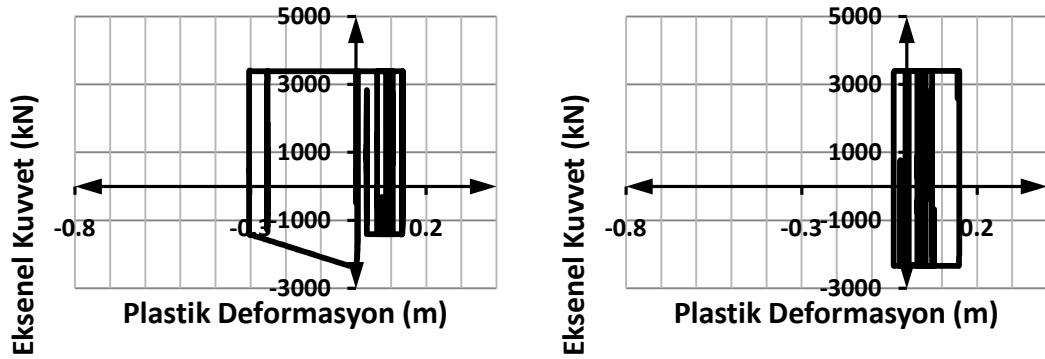
Çizelge 5.50. 12 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



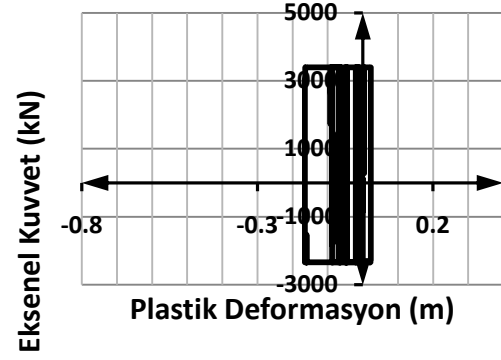
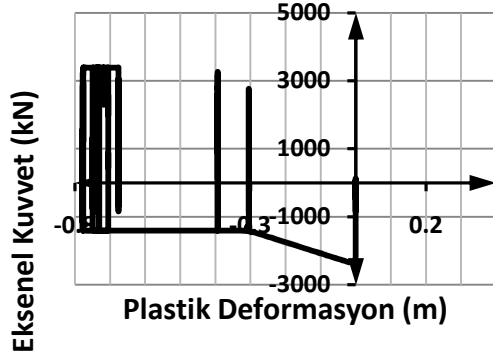
Çizelge 5.51. 13 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



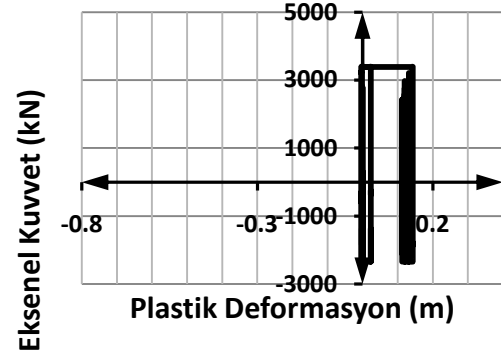
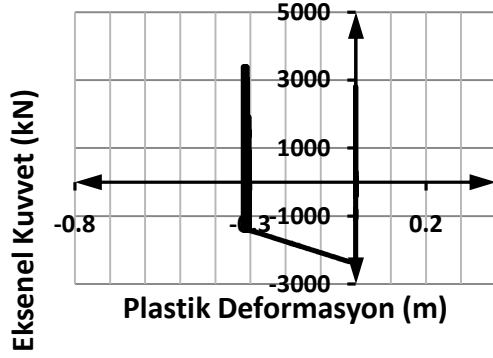
Çizelge 5.52. 14 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



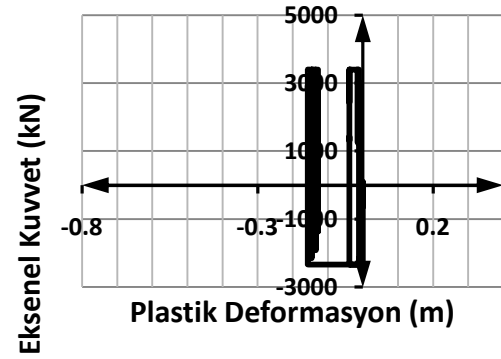
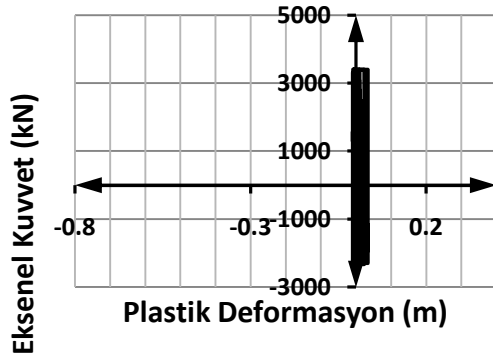
Çizelge 5.53. 15 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



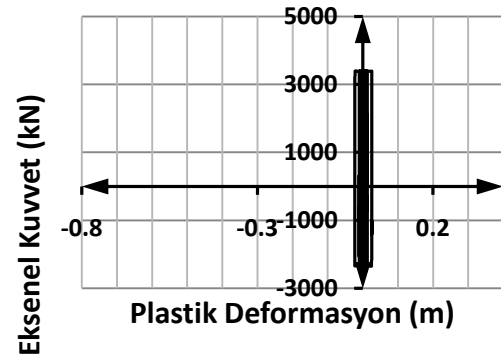
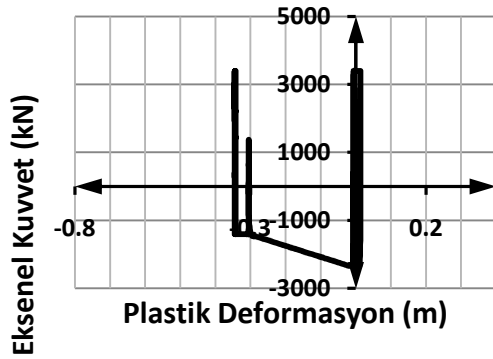
Çizelge 5.54. 16 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



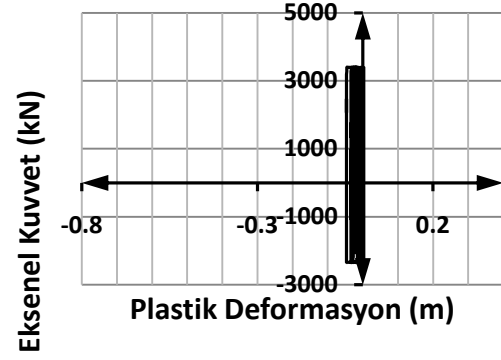
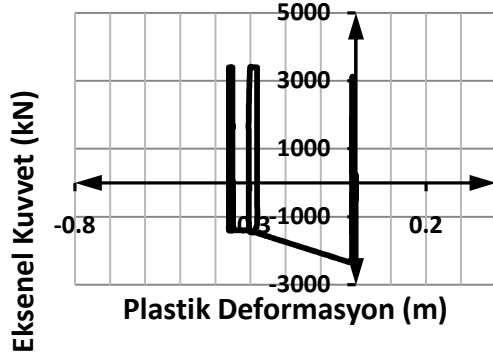
Çizelge 5.55. 17 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



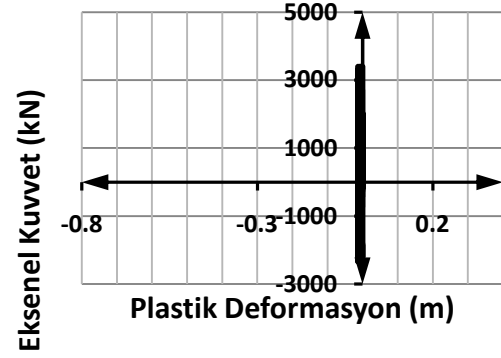
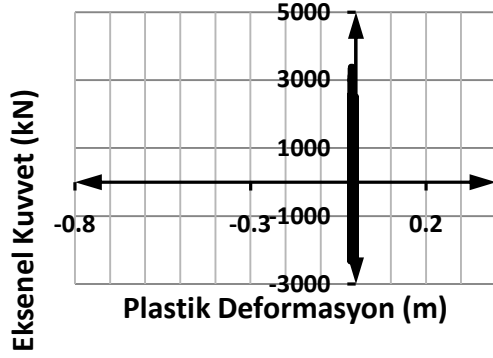
Çizelge 5.56. 18 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



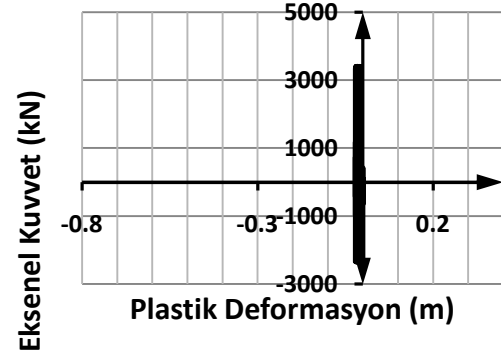
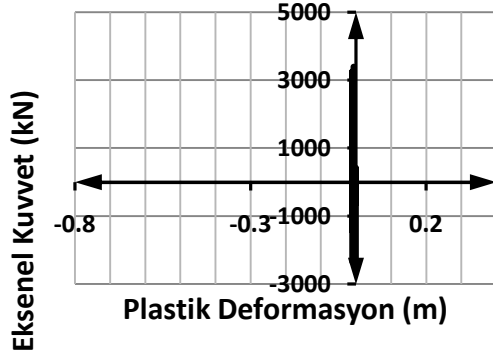
Çizelge 5.57. 19 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



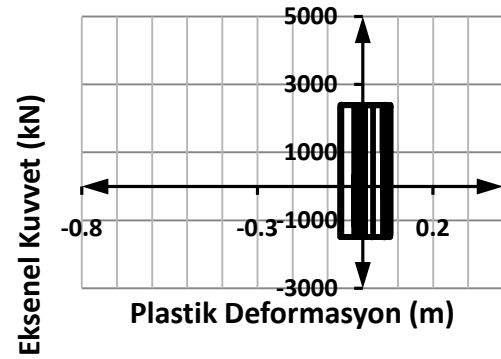
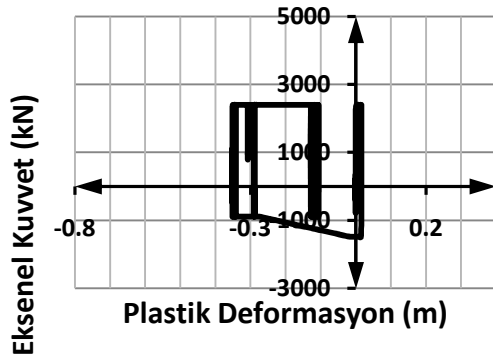
Çizelge 5.58. 20 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



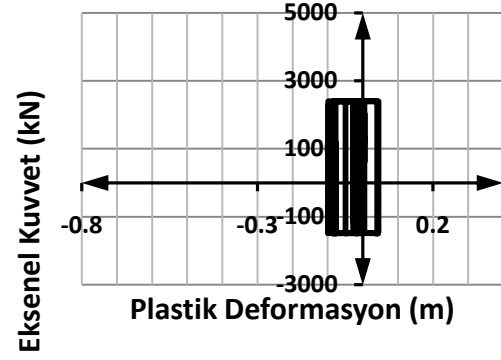
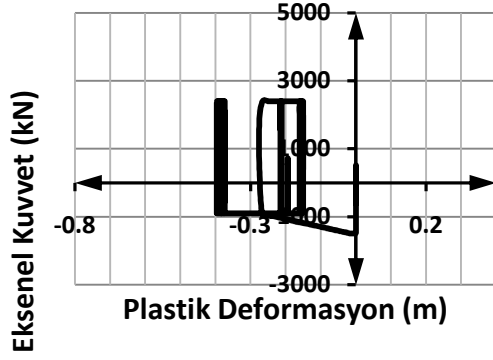
Çizelge 5.59. 21 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



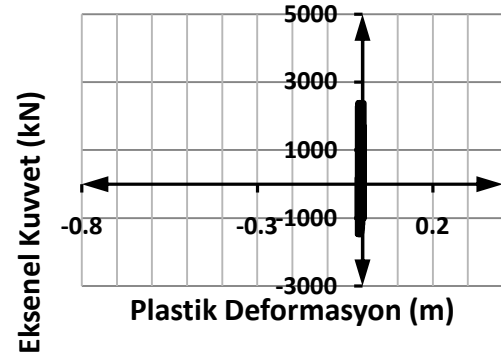
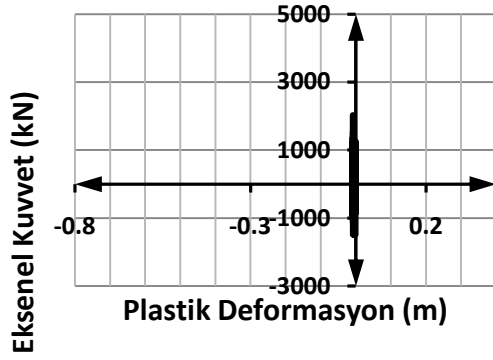
Çizelge 5.60. 22 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



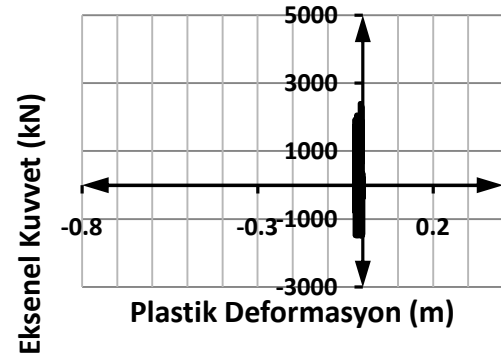
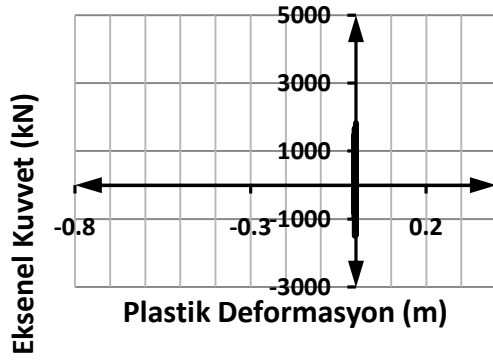
Çizelge 5.61. 23 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



Çizelge 5.62. 24 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

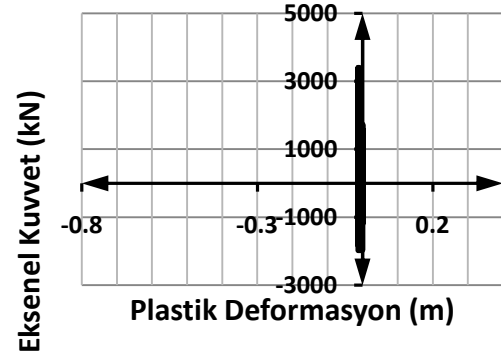
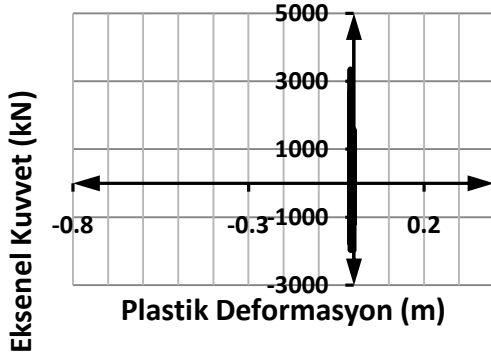


Çizelge 5.63. 25 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

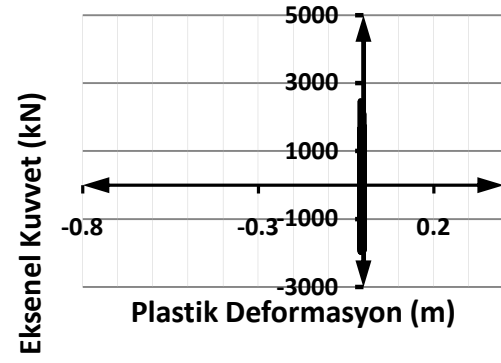
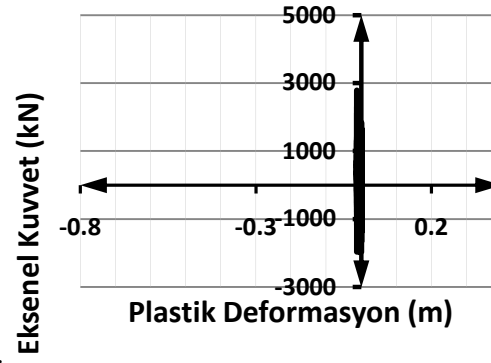


Çizelge 5.64 26 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

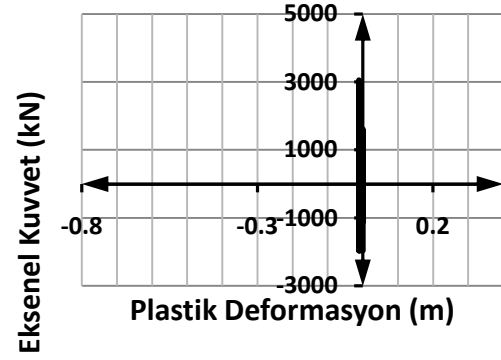
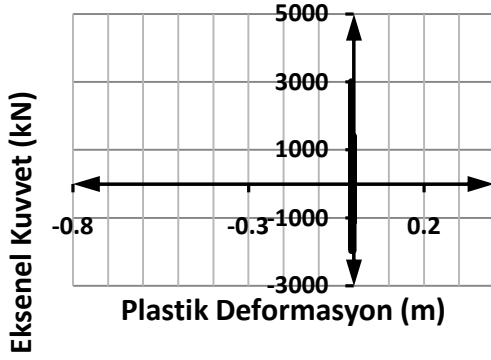
la23:



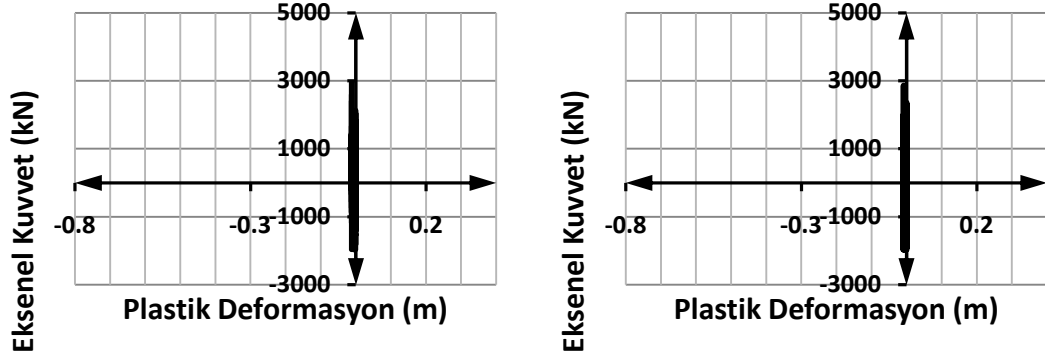
Çizelge 5.65. 1 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



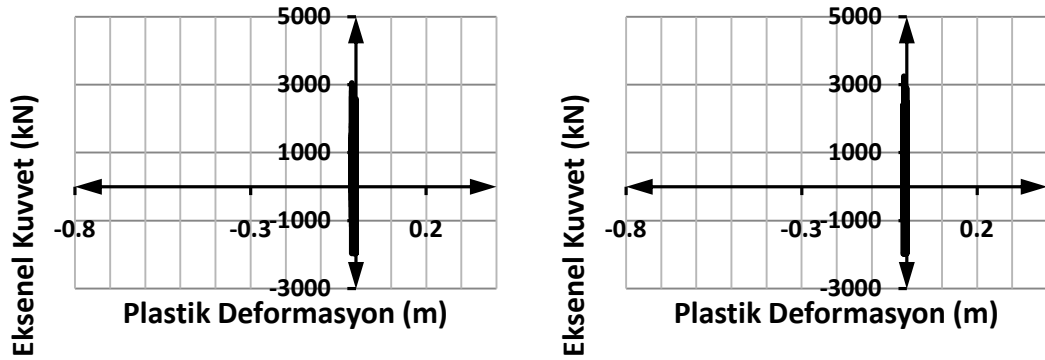
Çizelge 5.66. 2 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



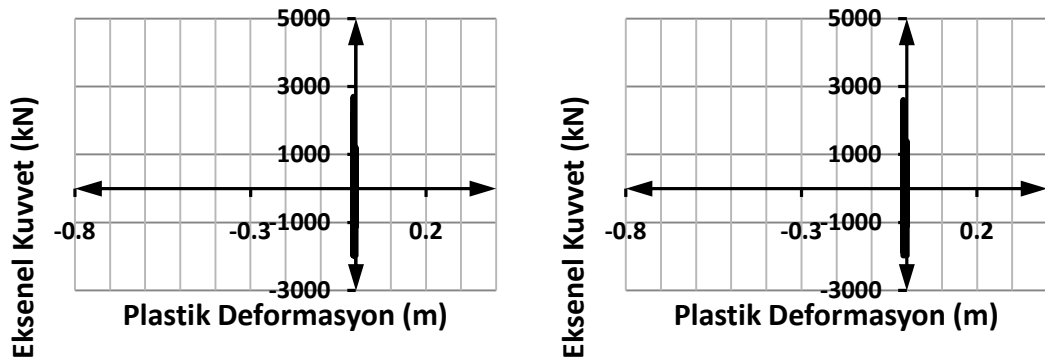
Çizelge 5.67. 3 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



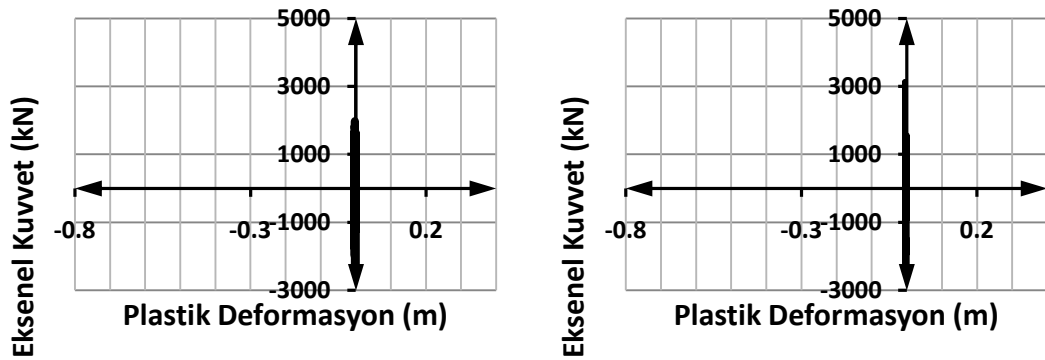
Çizelge 5.68. 4 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



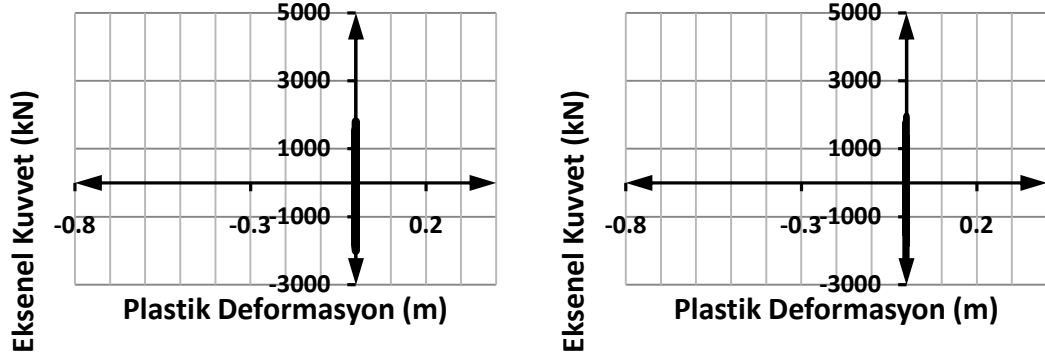
Çizelge 5.69. 5 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



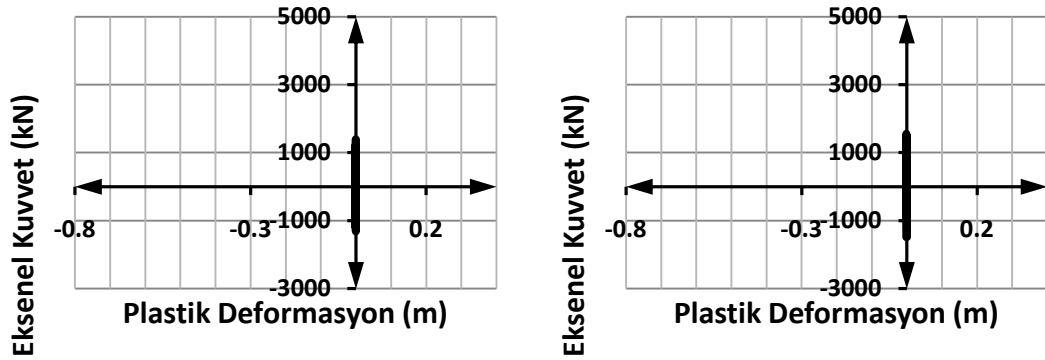
Çizelge 5.70. 6 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



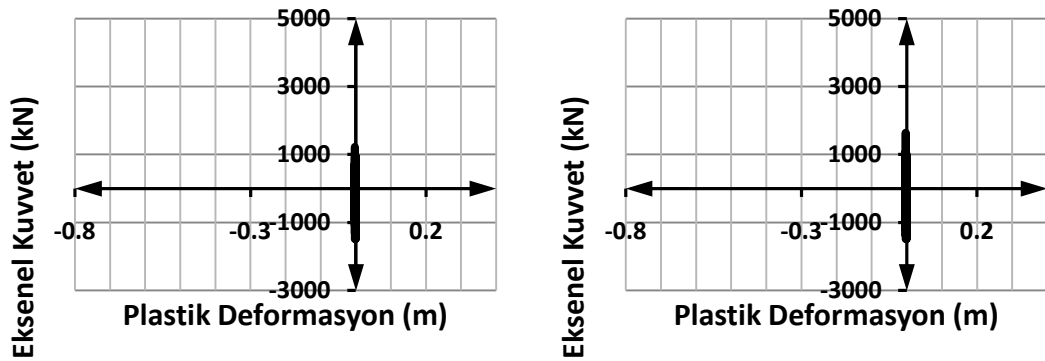
Çizelge 5.71. 7 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



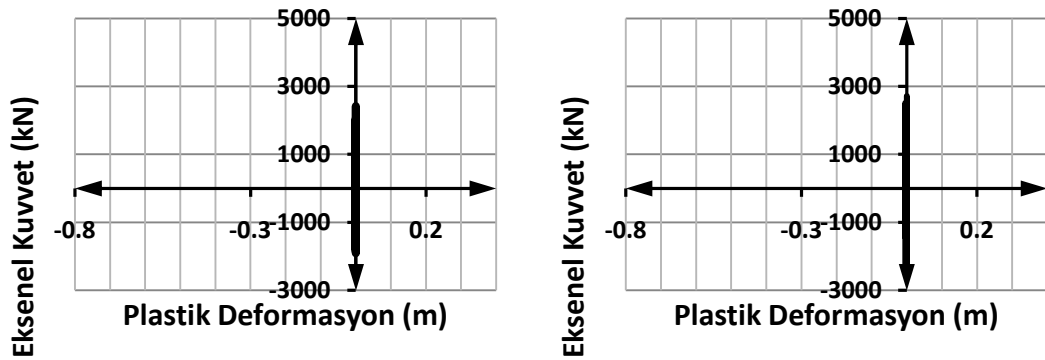
Çizelge 5.72. 8 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



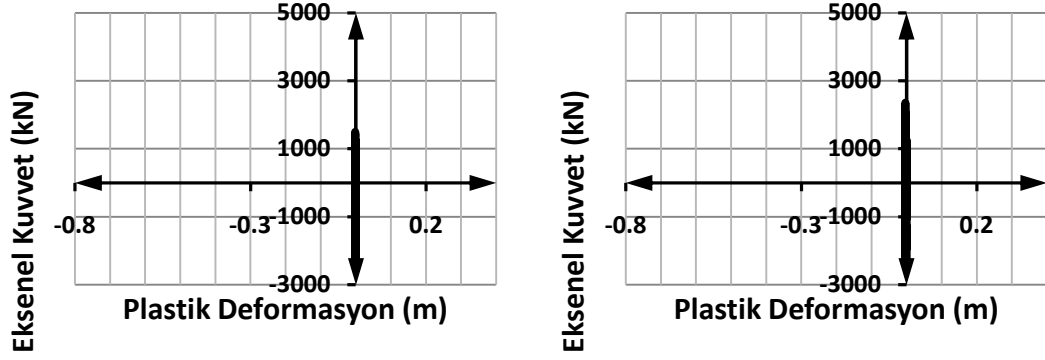
Çizelge 5.73. 9 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



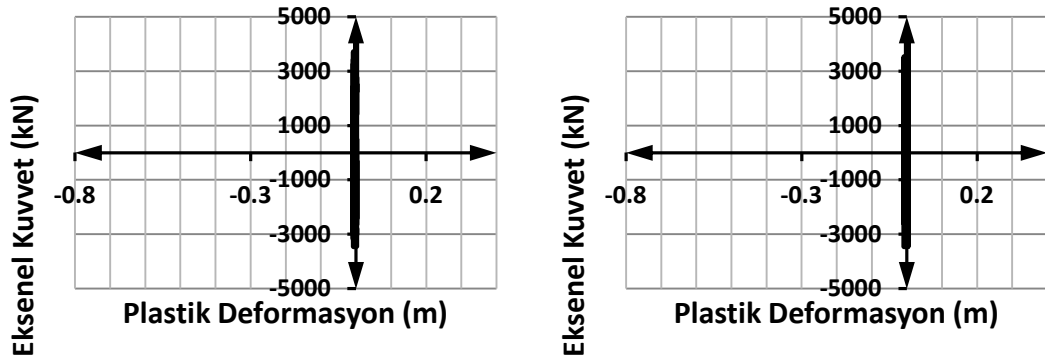
Çizelge 5.74. 10 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



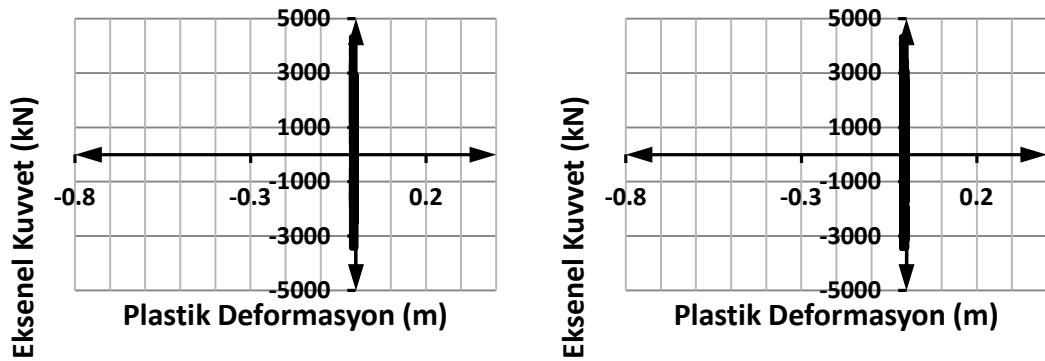
Çizelge 5.75. 11 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



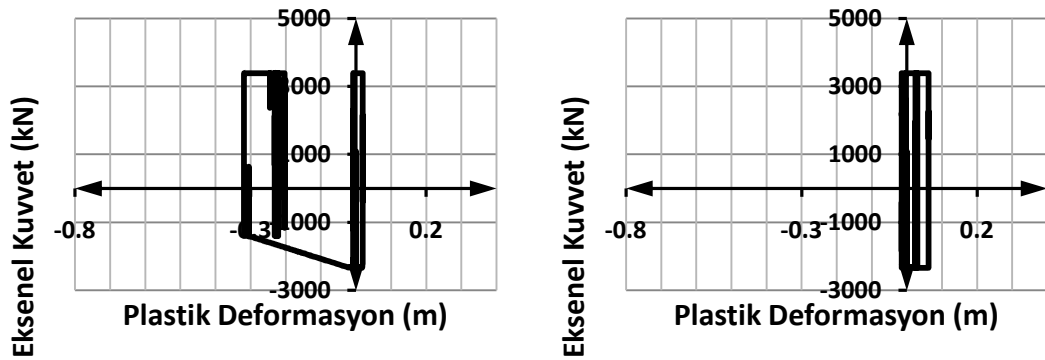
Çizelge 5.76. 12 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



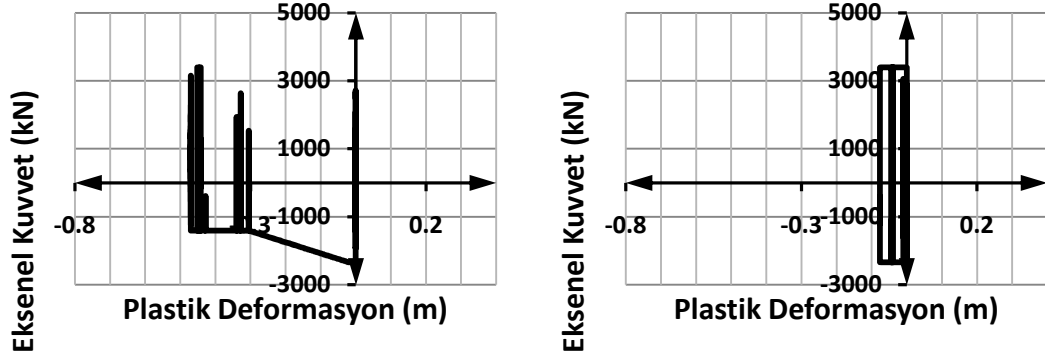
Çizelge 5.77. 13 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



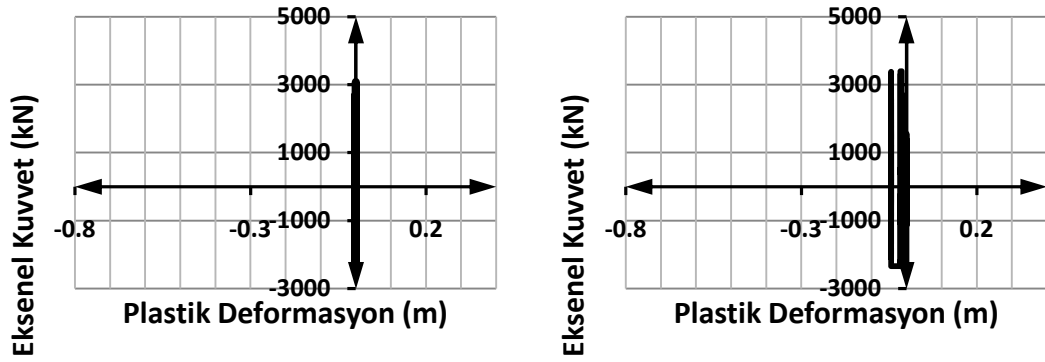
Çizelge 5.78. 14 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



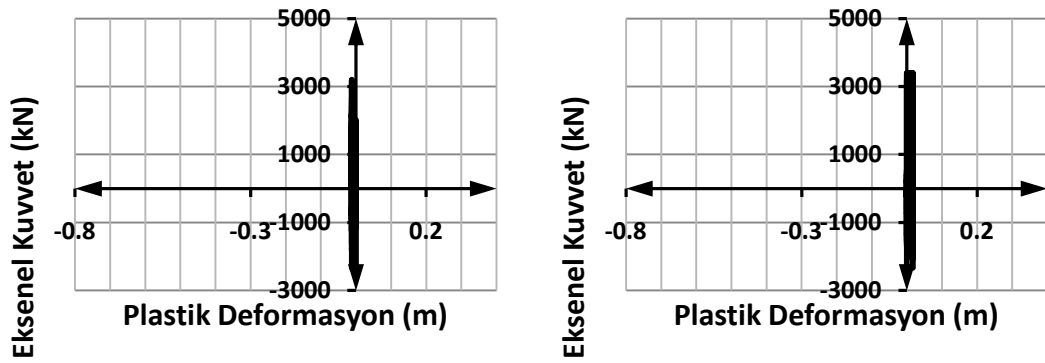
Çizelge 5.79. 15 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



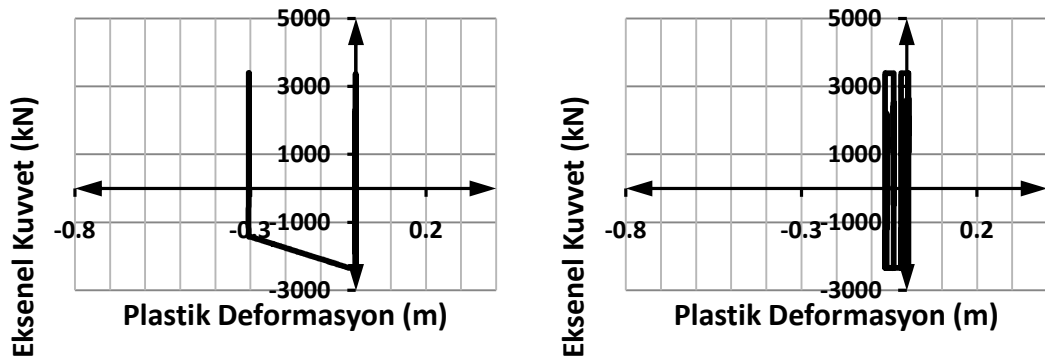
Çizelge 5.80. 16 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



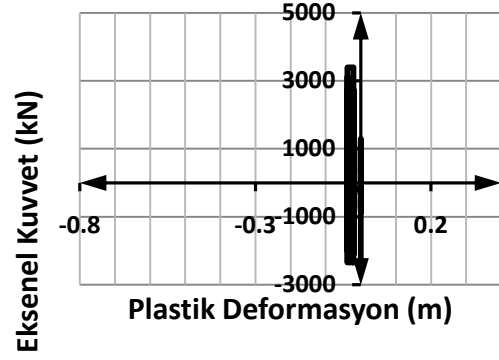
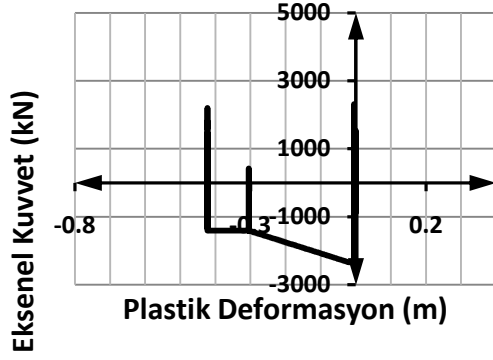
Çizelge 5.81. 17 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



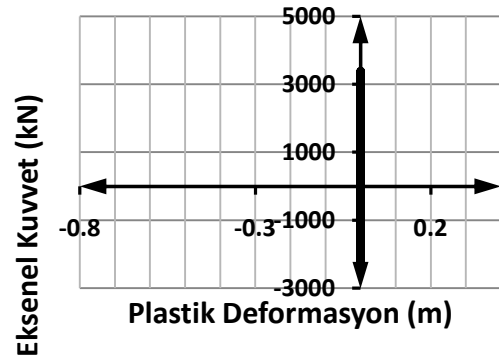
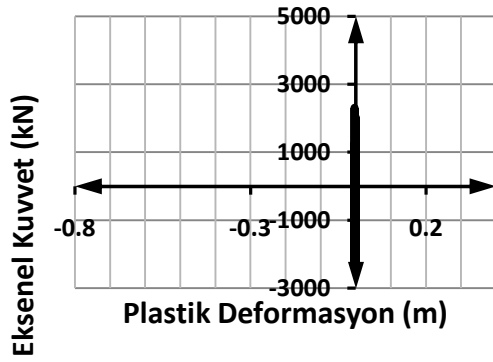
Çizelge 5.82. 18 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



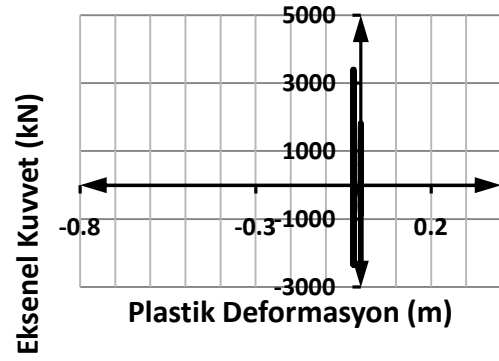
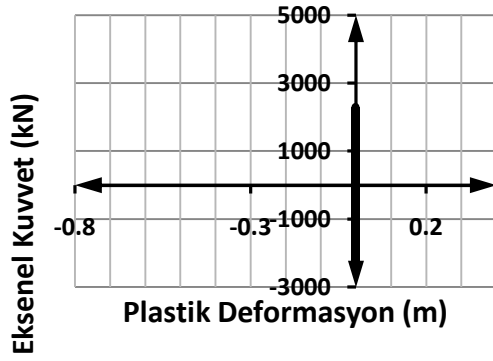
Çizelge 5.83. 19 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



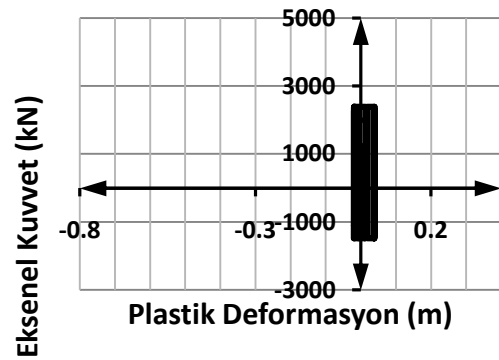
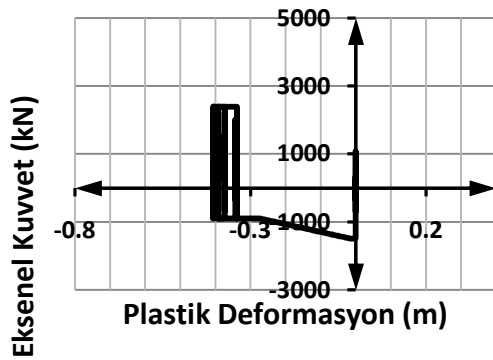
Çizelge 5.84. 20 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



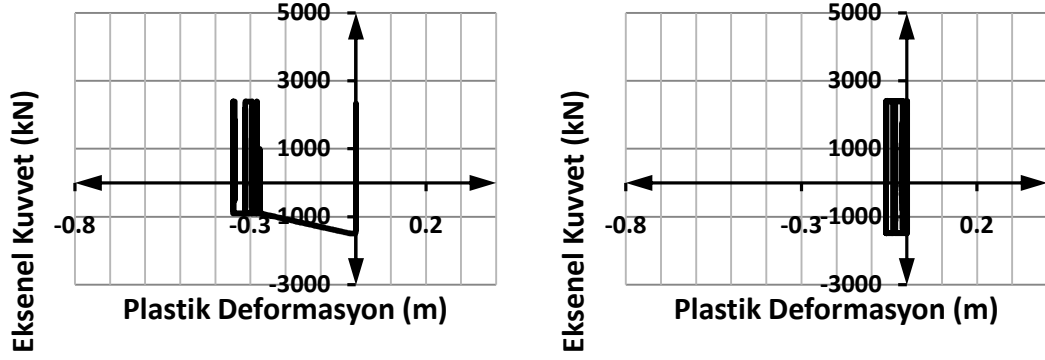
Çizelge 5.85. 21 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



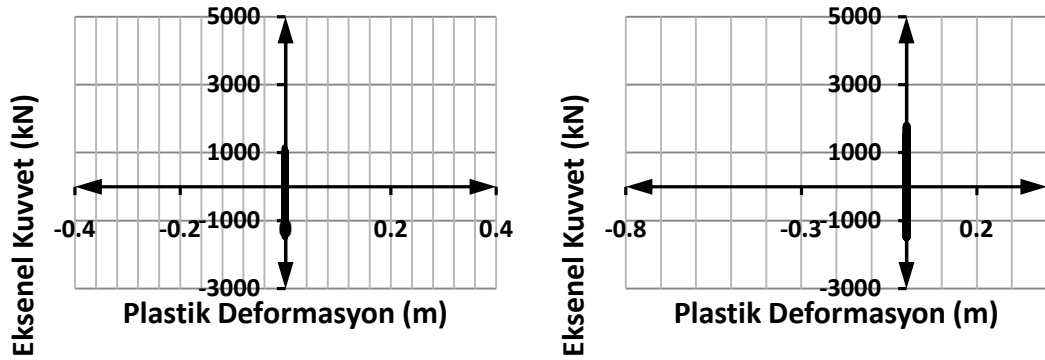
Çizelge 5.86. 22 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



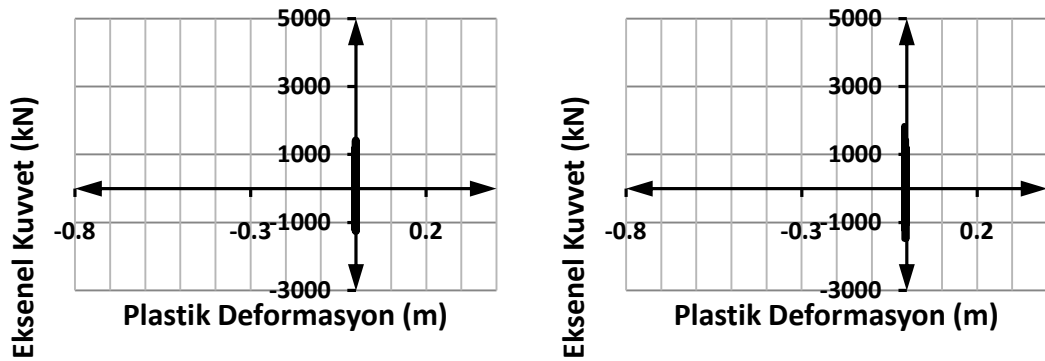
Çizelge 5.87. 23 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



Çizelge 5.88. 24 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

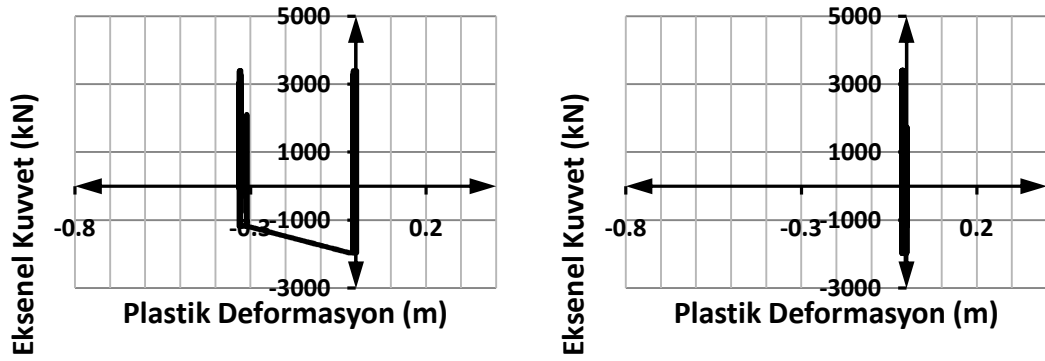


Çizelge 5.89. 25 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

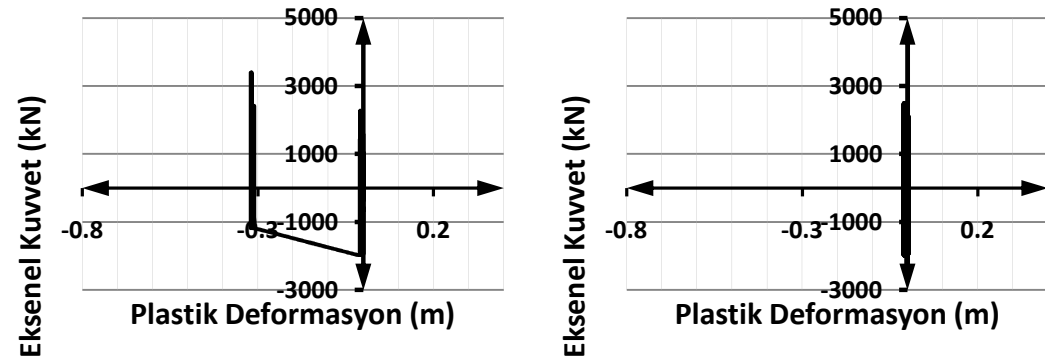


Çizelge 5.90. 26 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

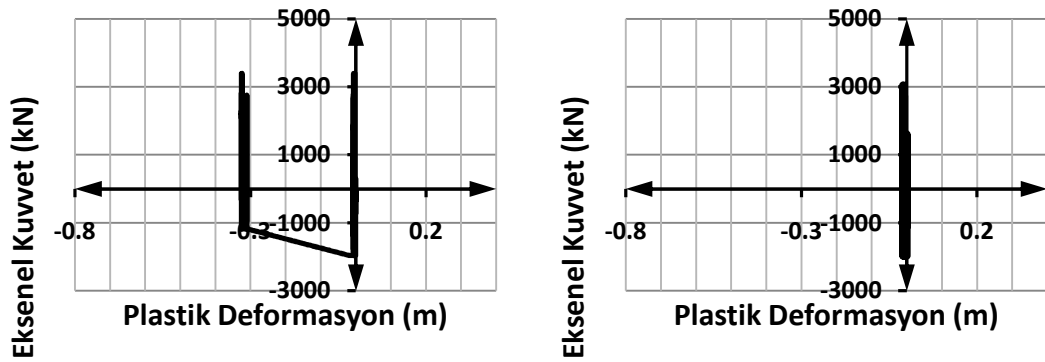
la24:



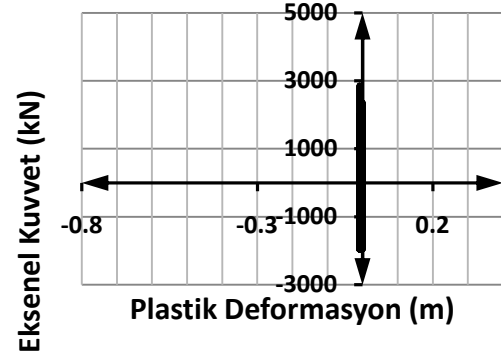
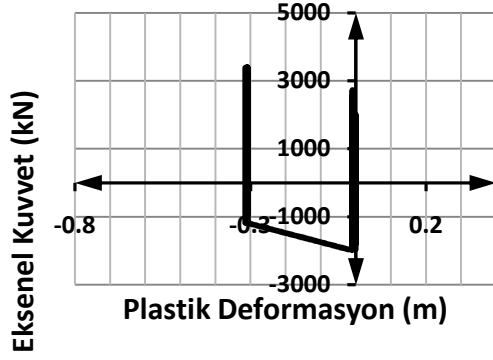
Çizelge 5.91. 1 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



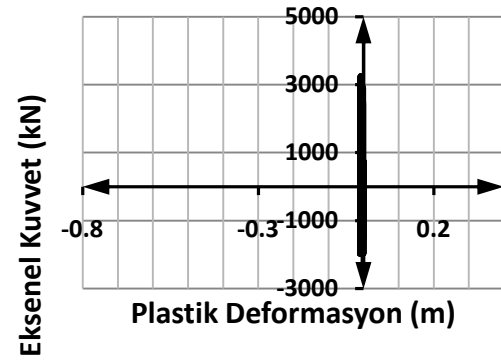
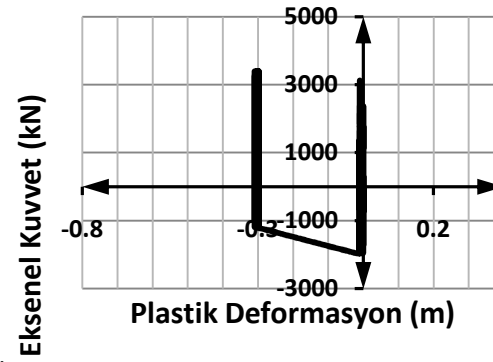
Çizelge 5.92. 2 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



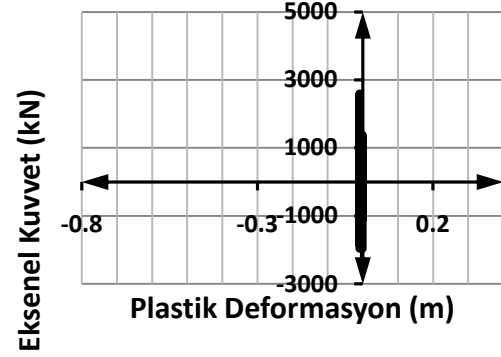
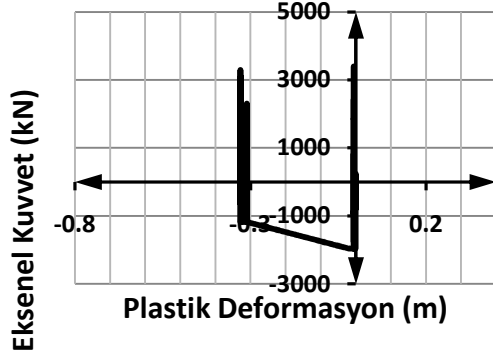
Çizelge 5.93. 3 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



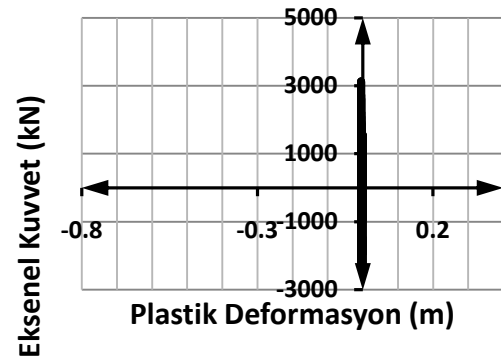
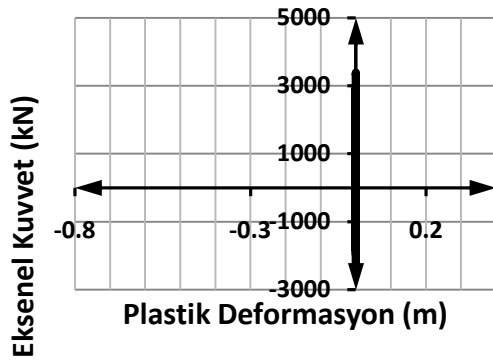
Çizelge 5.94. 4 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



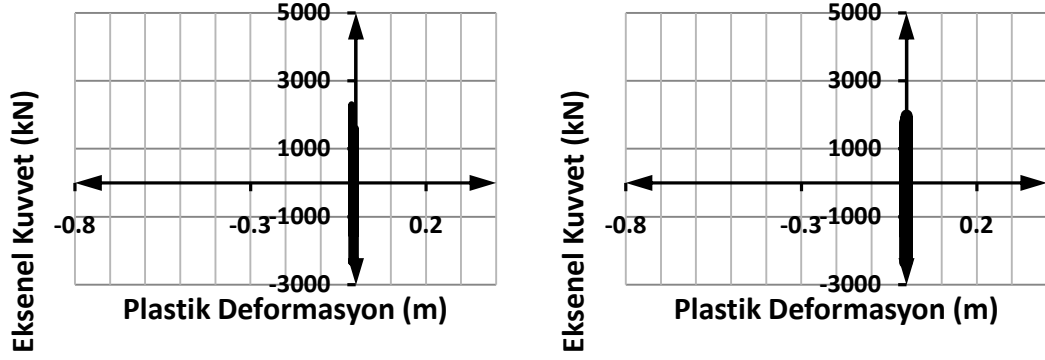
Çizelge 5.95. 5 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



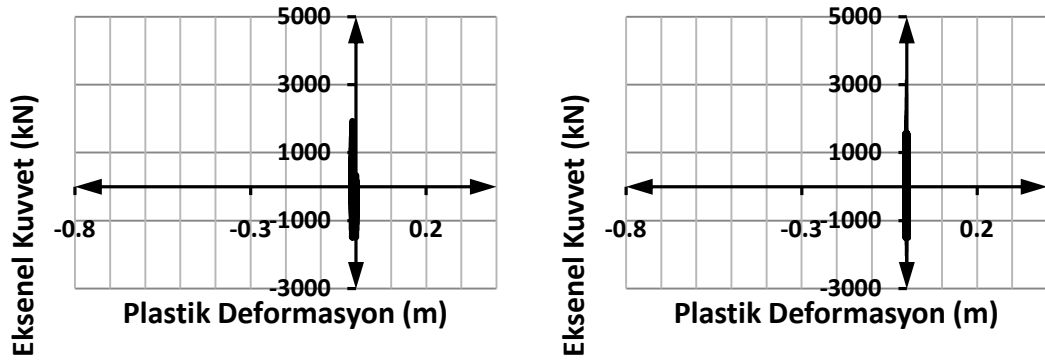
Çizelge 5.96. 6 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



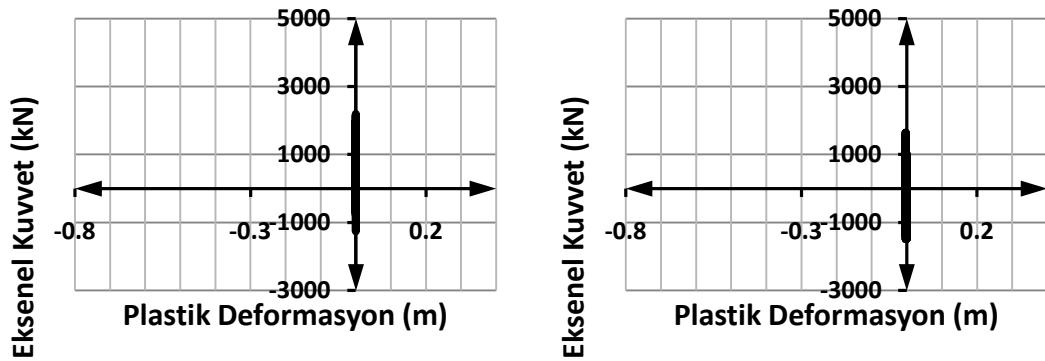
Çizelge 5.97. 7 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



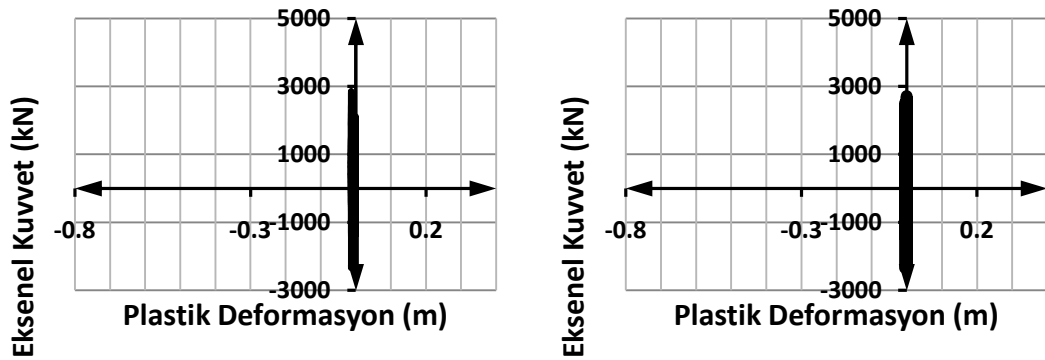
Çizelge 5.98. 8 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



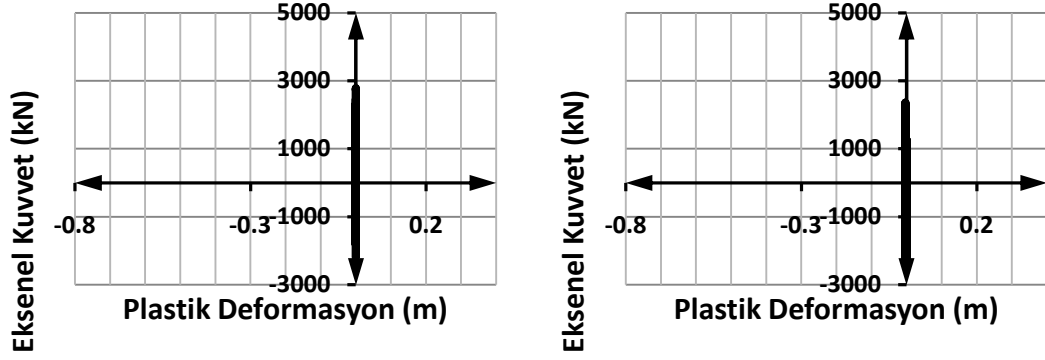
Çizelge 5.99. 9 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



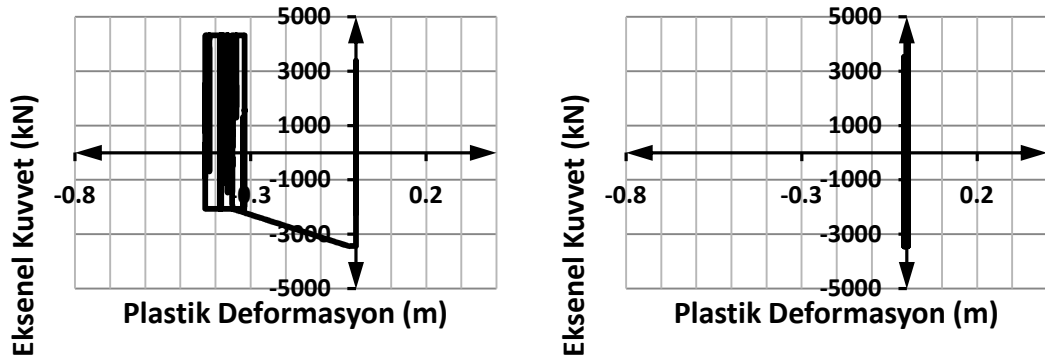
Çizelge 5.100. 10 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



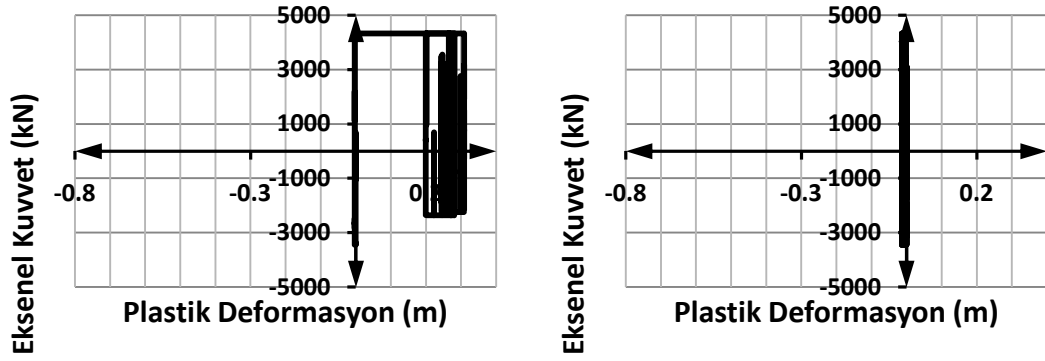
Çizelge 5.101. 11 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



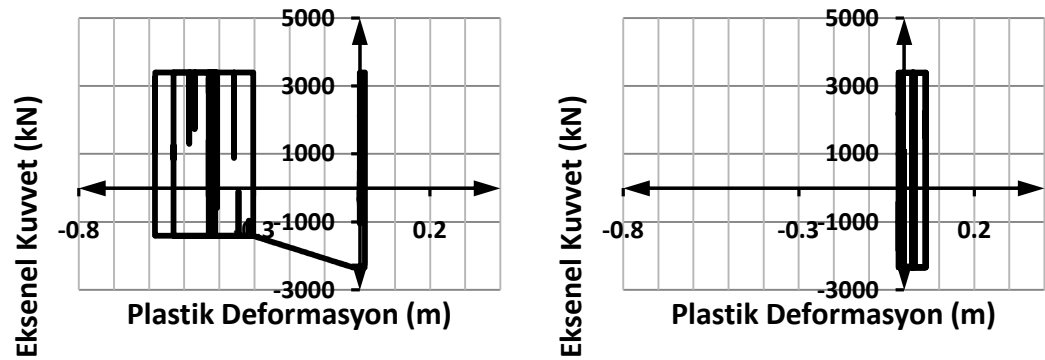
Çizelge 5.102. 12 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



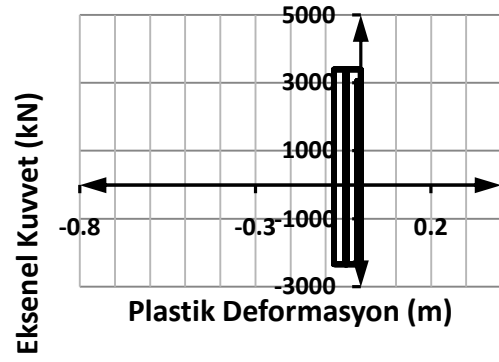
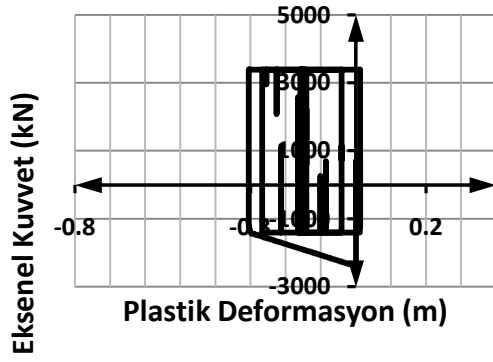
Çizelge 5.103. 13 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



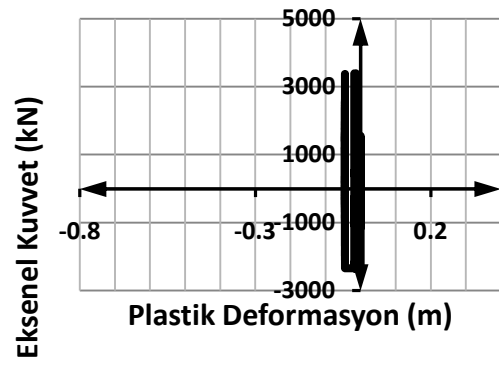
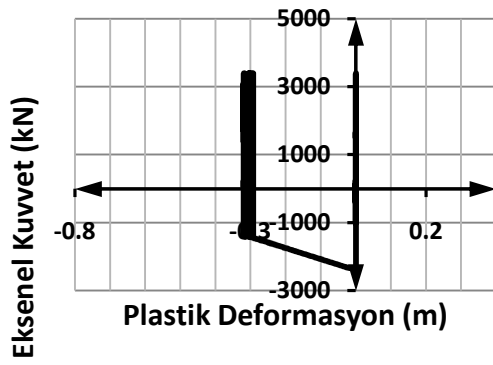
Çizelge 5.104. 14 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



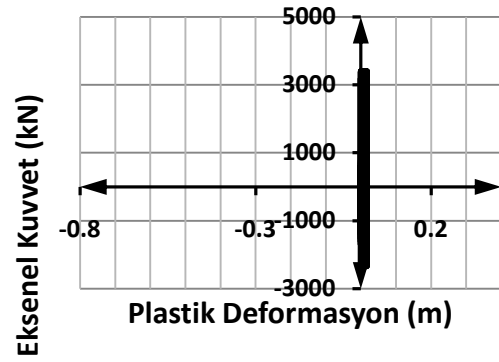
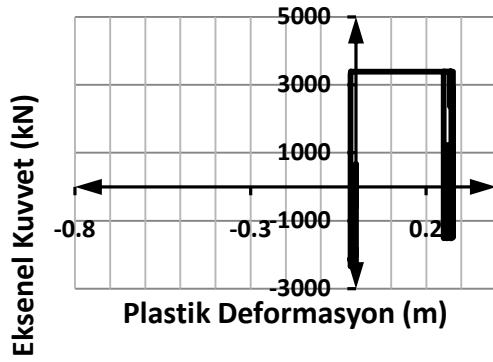
Çizelge 5.105. 15 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



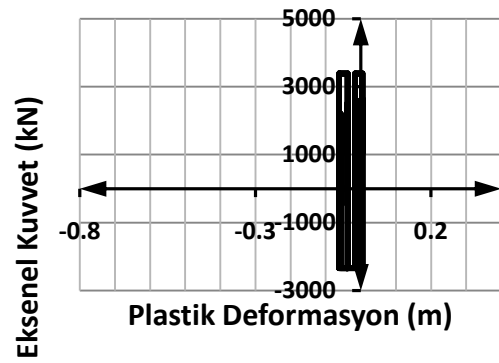
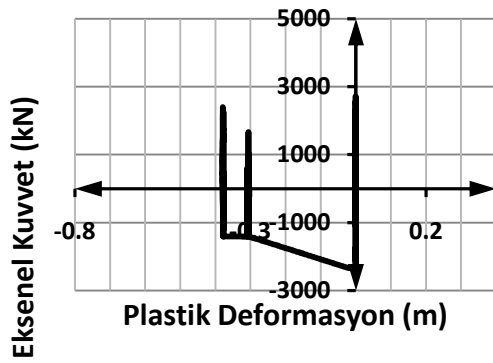
Çizelge 5.106. 16 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



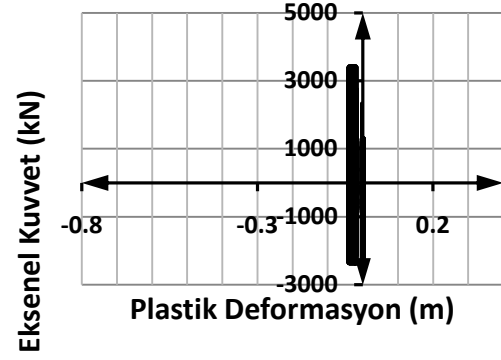
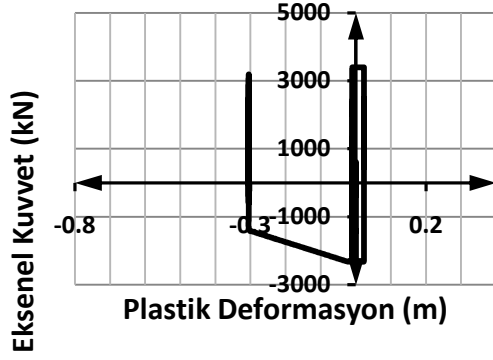
Çizelge 5.107. 17 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



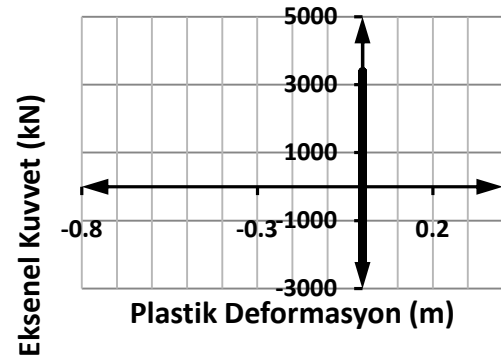
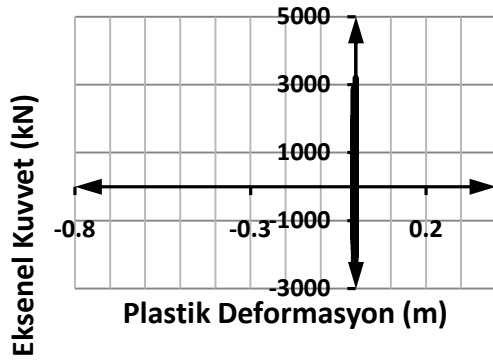
Çizelge 5.108. 18 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



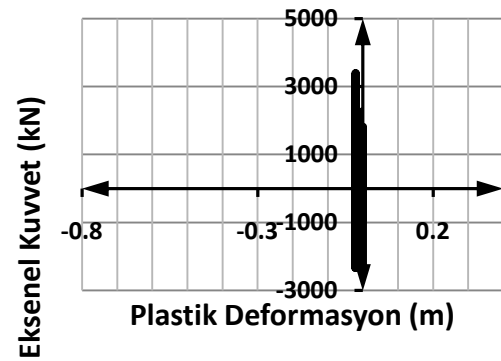
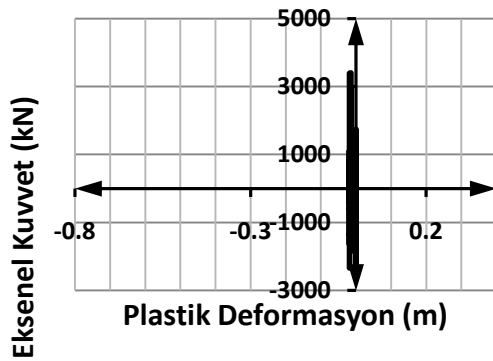
Çizelge 5.109. 19 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



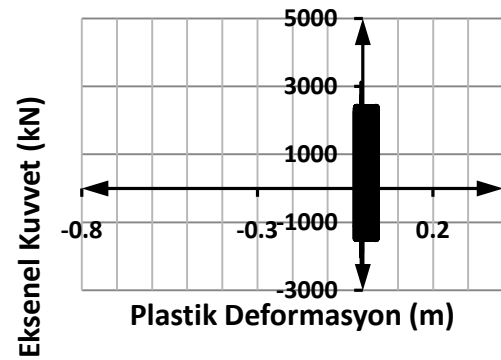
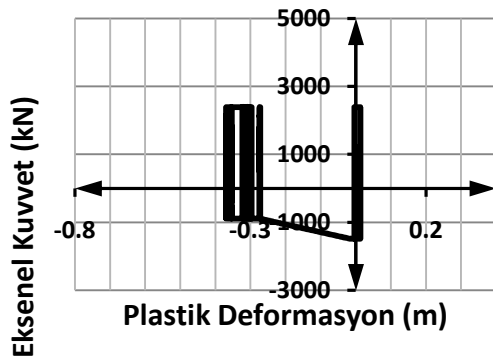
Çizelge 5.110. 20 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



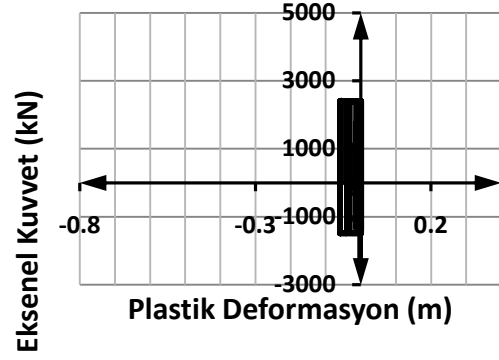
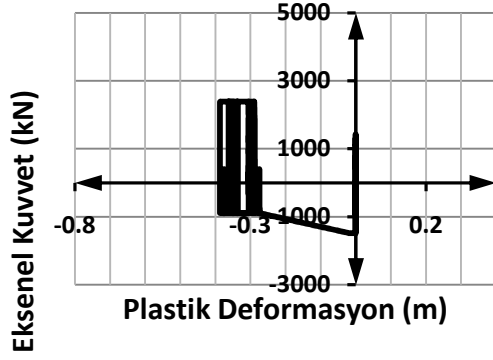
Çizelge 5.111. 21 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



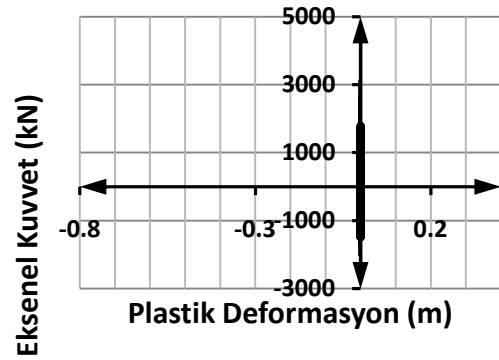
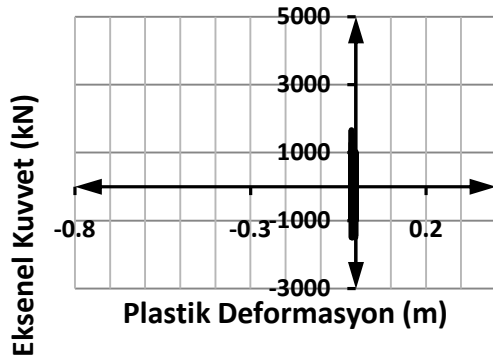
Çizelge 5.112. 22 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



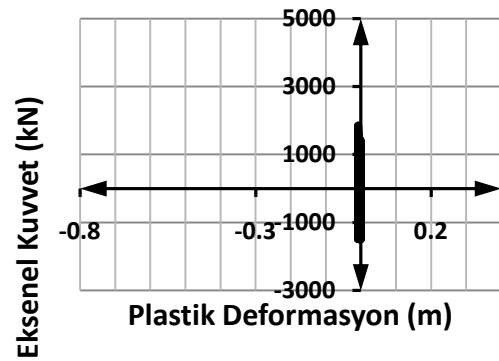
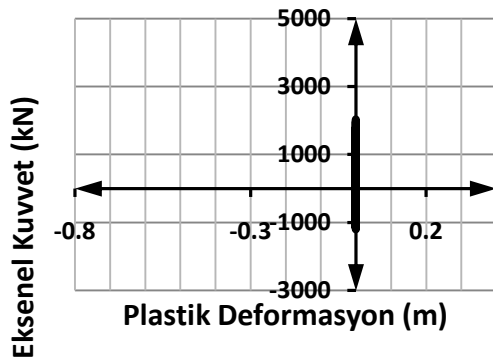
Çizelge 5.113. 23 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



Çizelge 5.114. 24 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

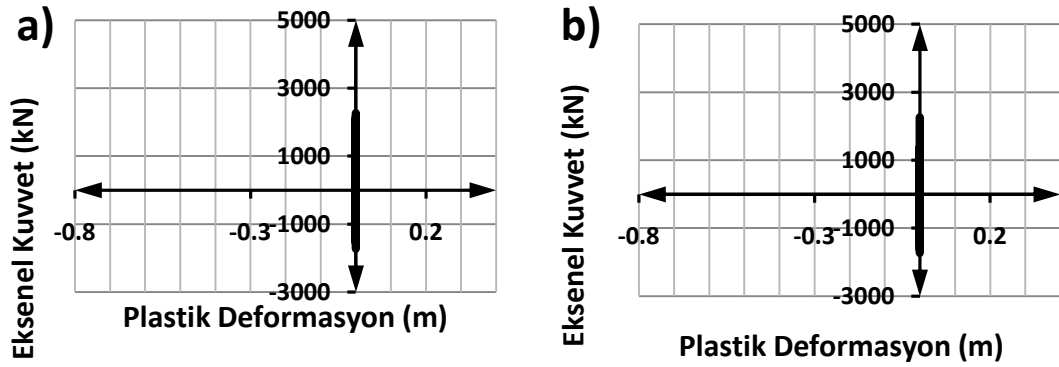


Çizelge 5.115. 25 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

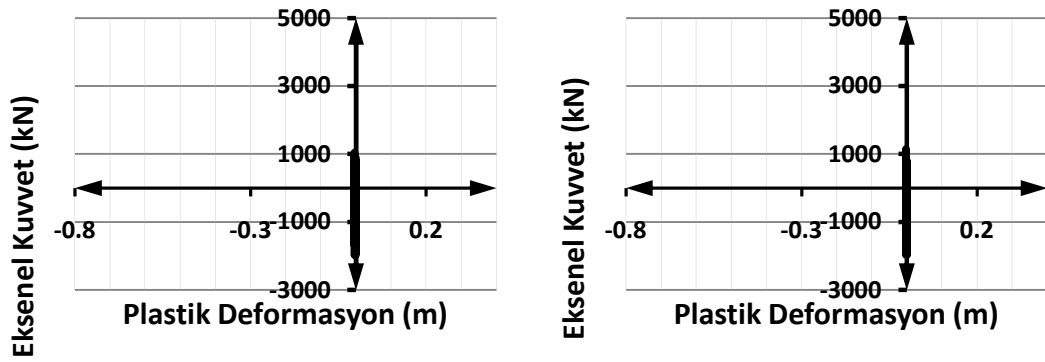


Çizelge 5.116. 26 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

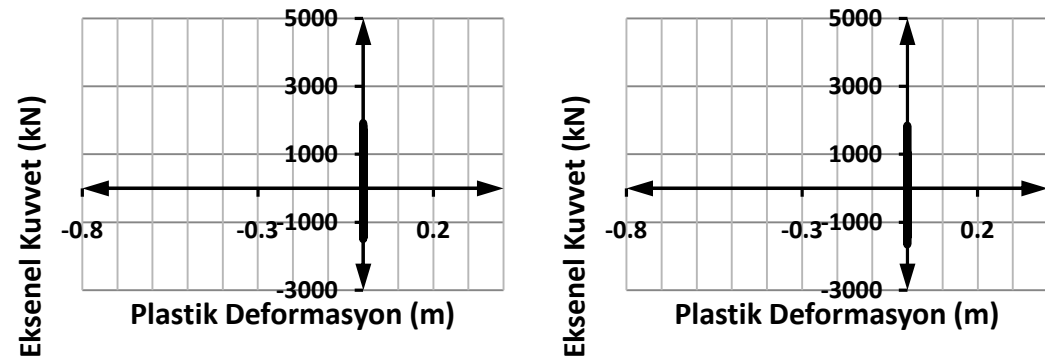
Yarımca 99:



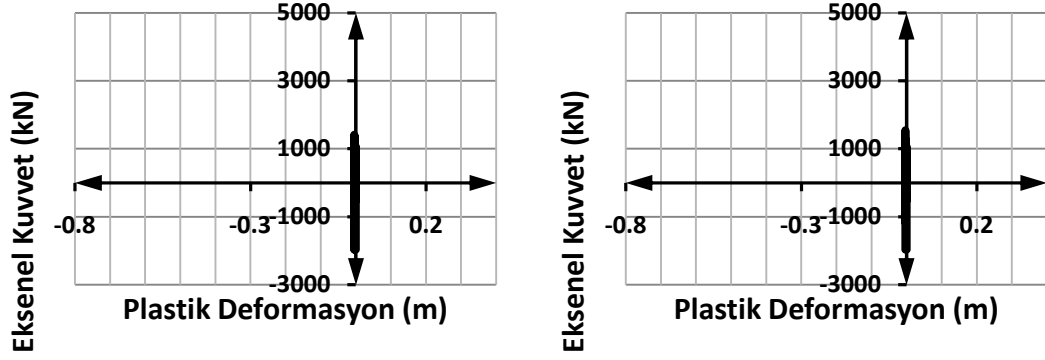
Çizelge 5.117. 1 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



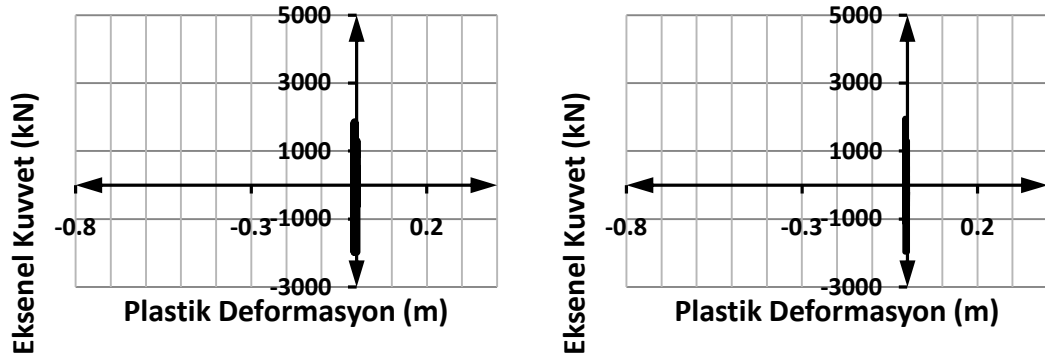
Çizelge 5.118. 2 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



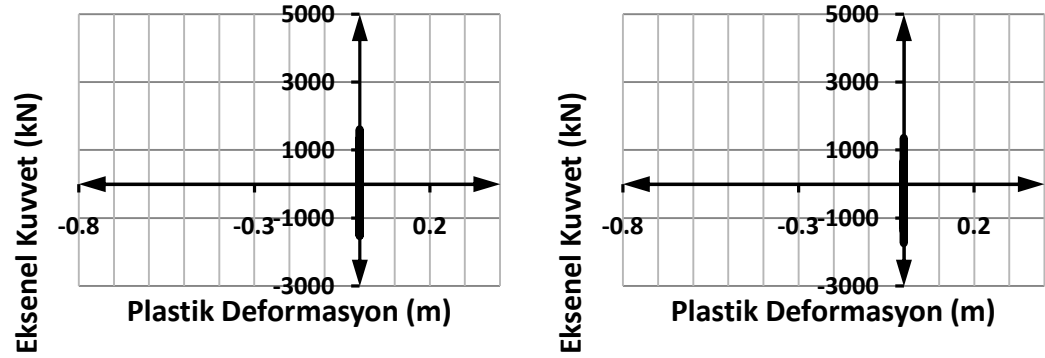
Çizelge 5.119. 3 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



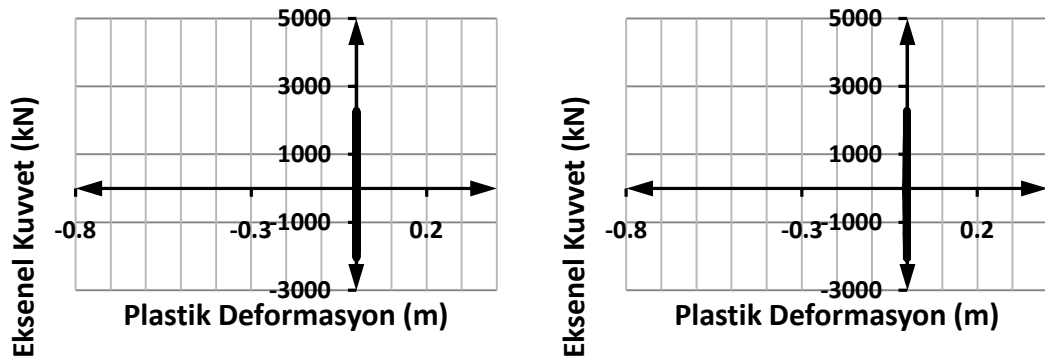
Çizelge 5.120. 4 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



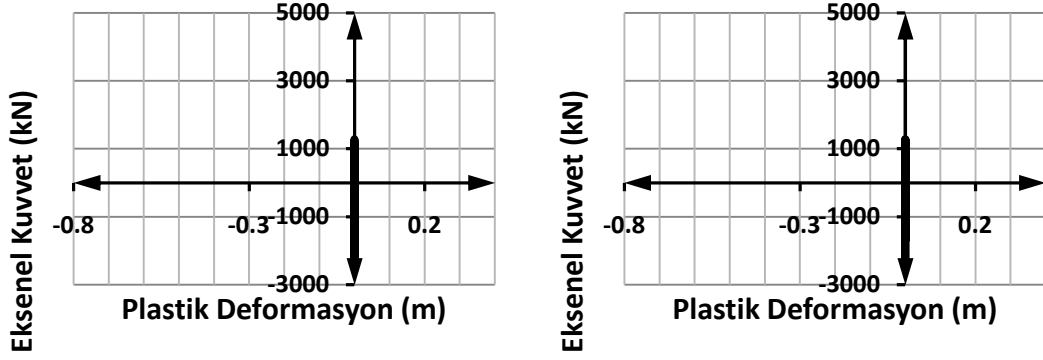
Çizelge 5.121. 5 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear.



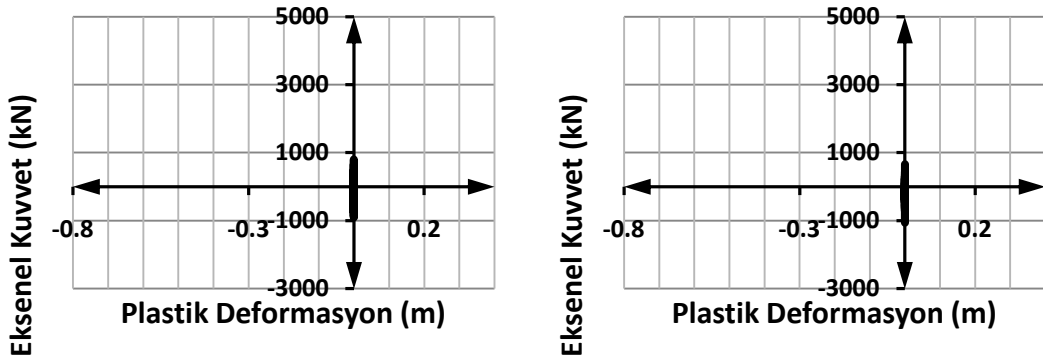
Çizelge 5.122. 6 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear.



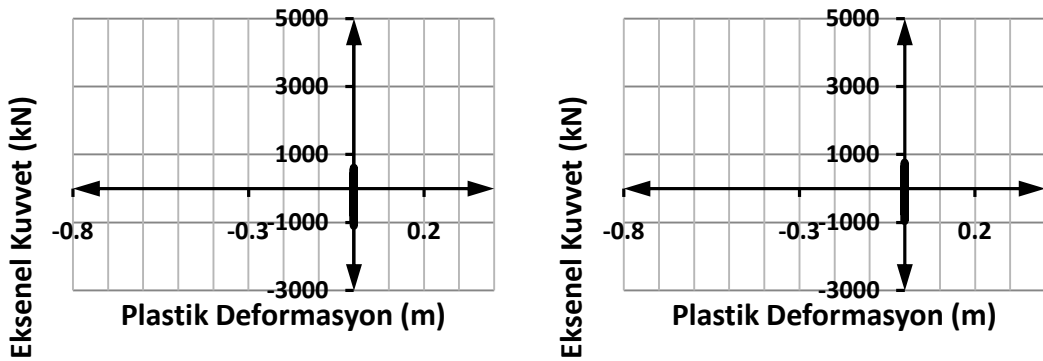
Çizelge 5.123. 7 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



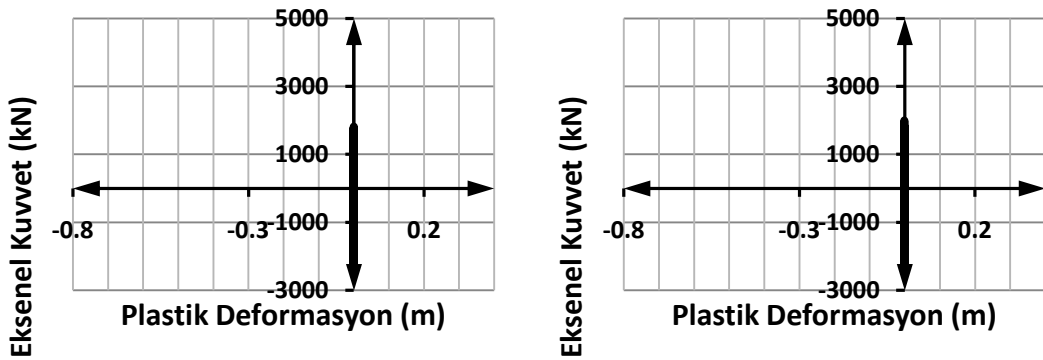
Çizelge 5.124. 8 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



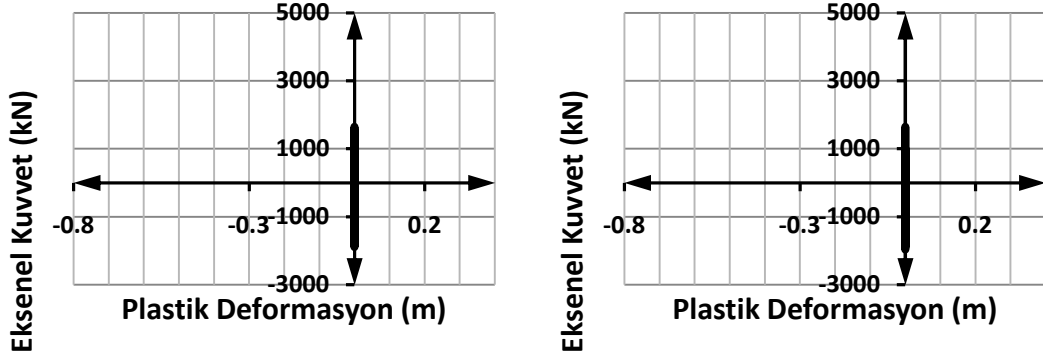
Çizelge 5.125. 9 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



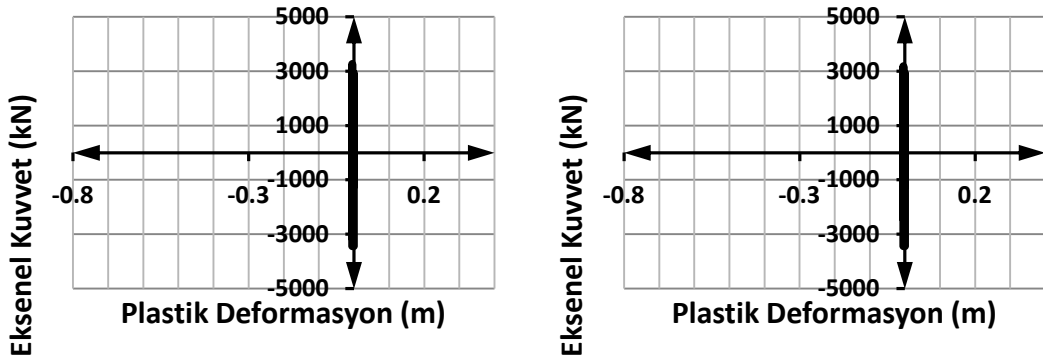
Çizelge 5.126. 10 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



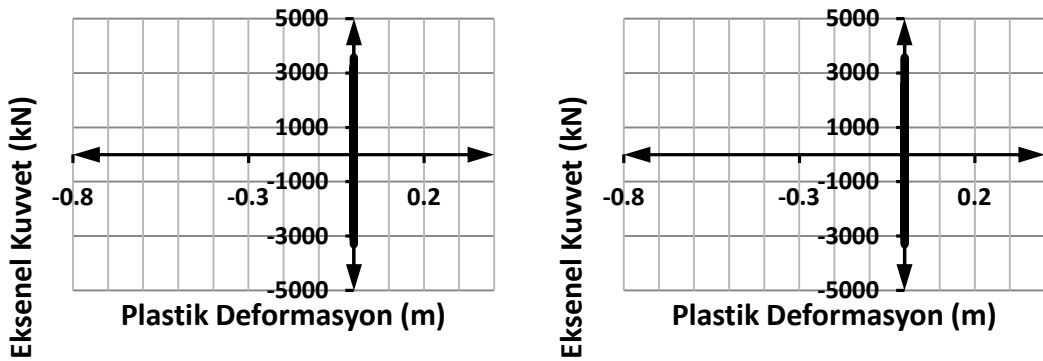
Çizelge 5.127. 11 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



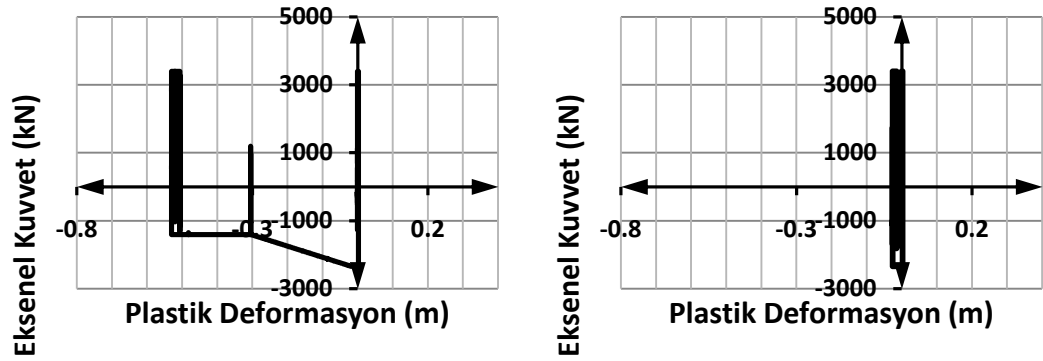
Çizelge 5.128. 12 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



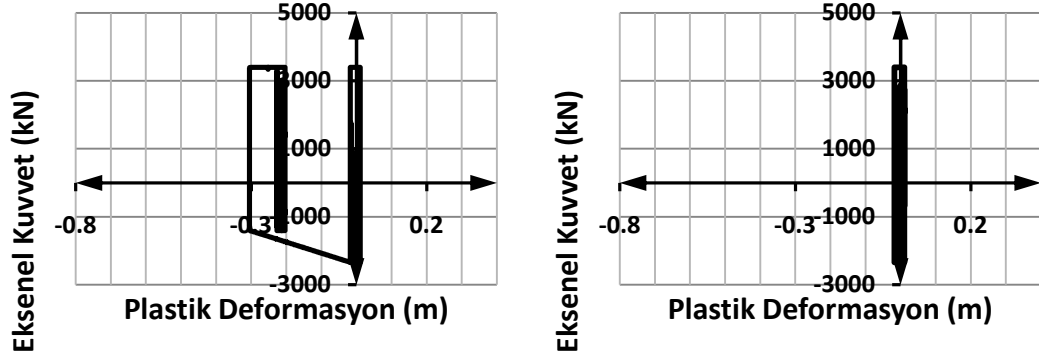
Çizelge 5.129. 13 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



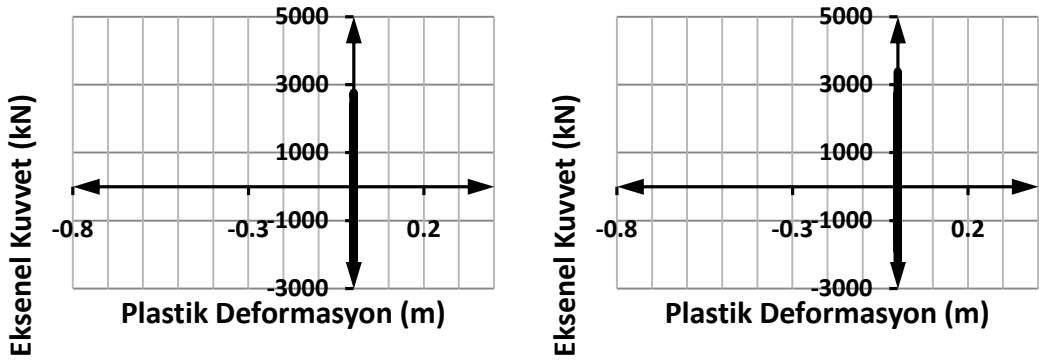
Çizelge 5.130. 14 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear.



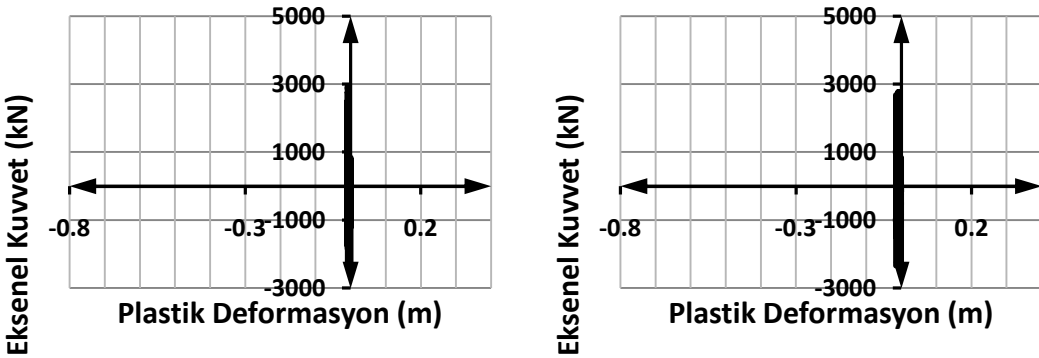
Çizelge 5.131. 15 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



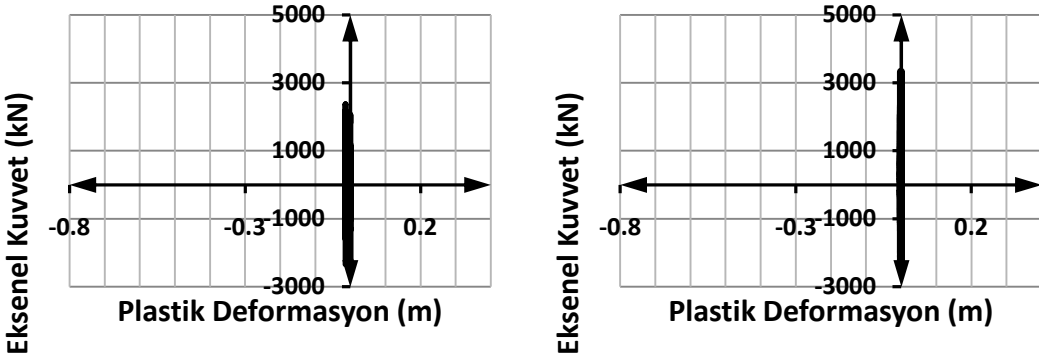
Çizelge 5.132. 16 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



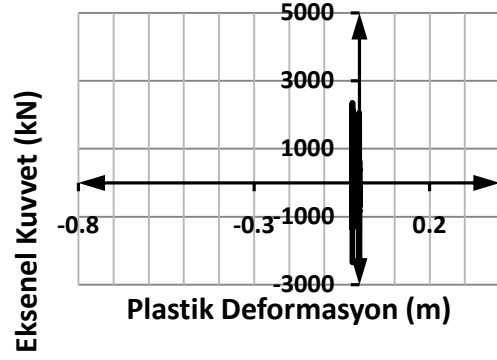
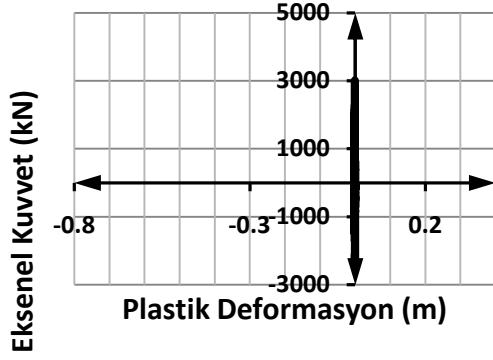
Çizelge 5.133. 17 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



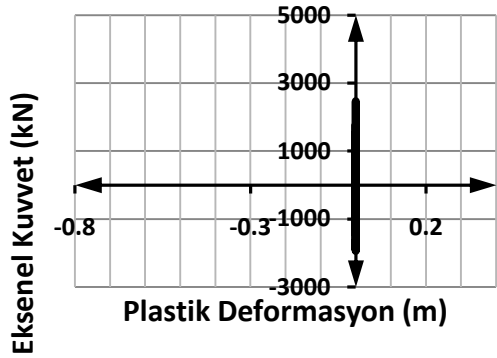
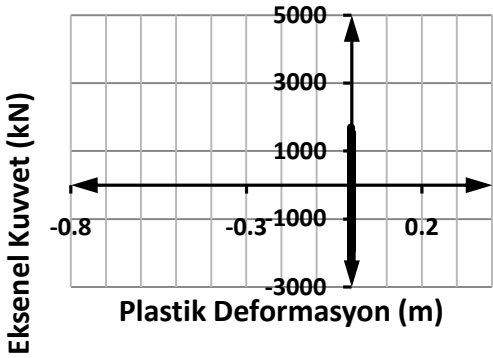
Çizelge 5.134. 18 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear.



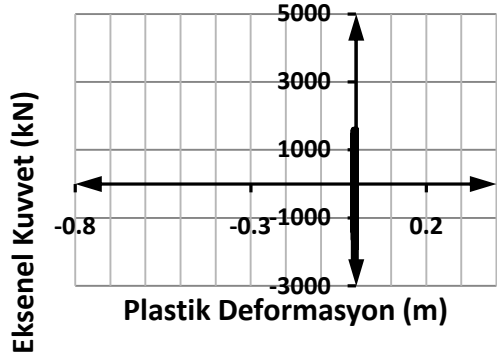
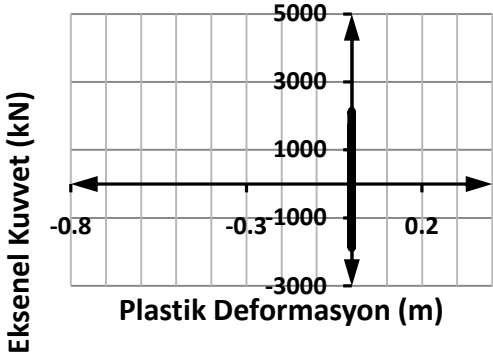
Çizelge 5.135. 19 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



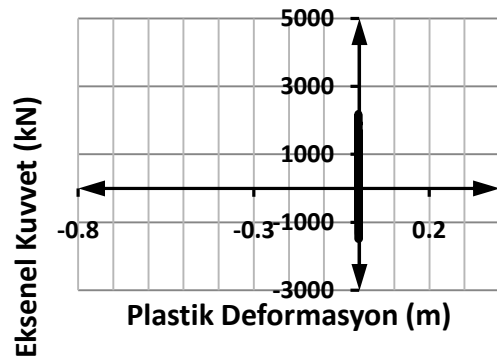
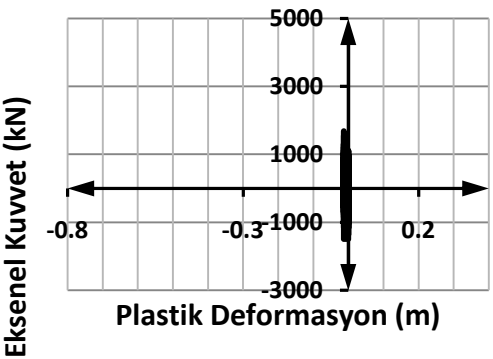
Çizelge 5.136. 20 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear.



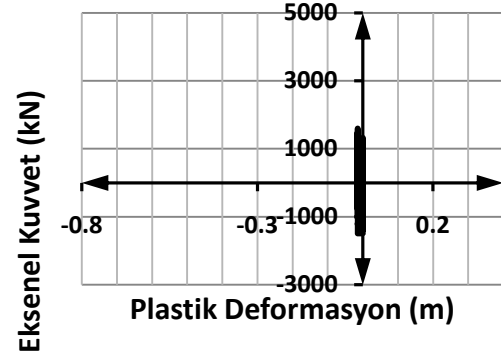
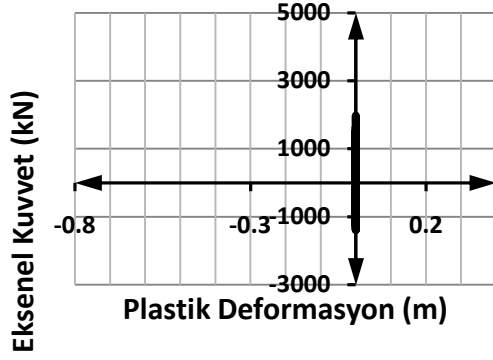
Çizelge 5.137. 21 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear.



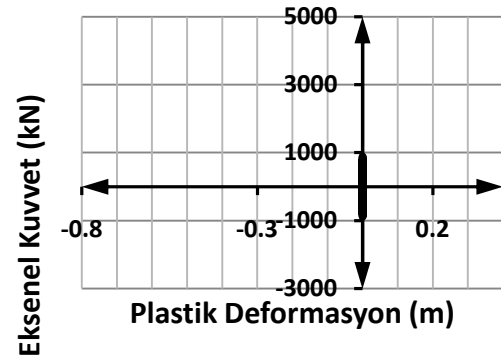
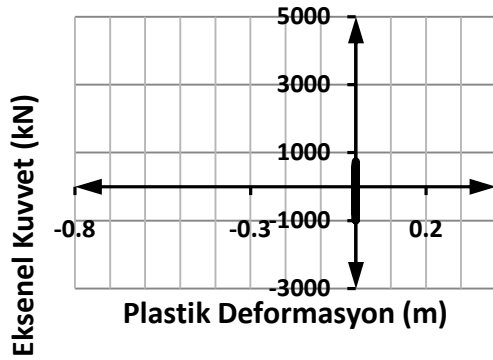
Çizelge 5.138. 22 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear.



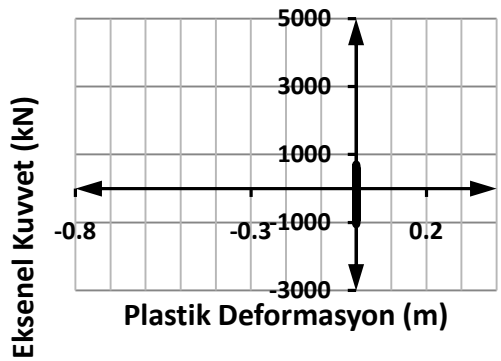
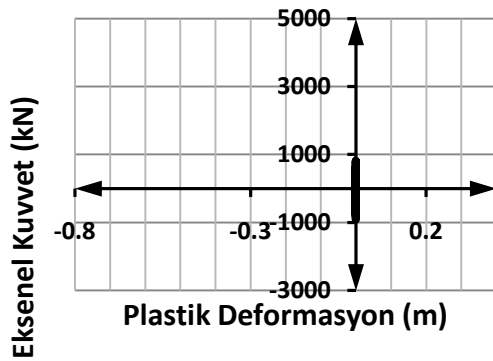
Çizelge 5.139. 23 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



Çizelge 5.140. 24 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

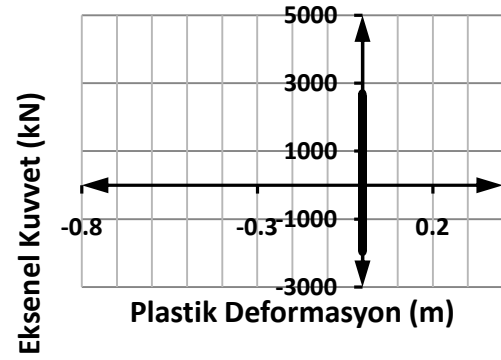
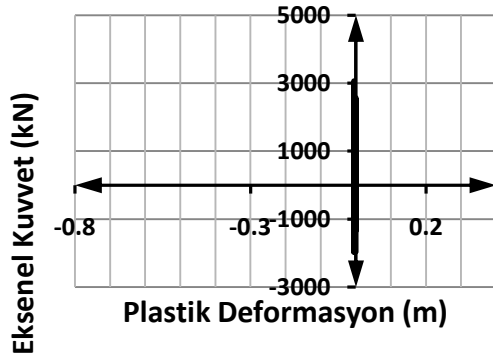


Çizelge 5.141. 25 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

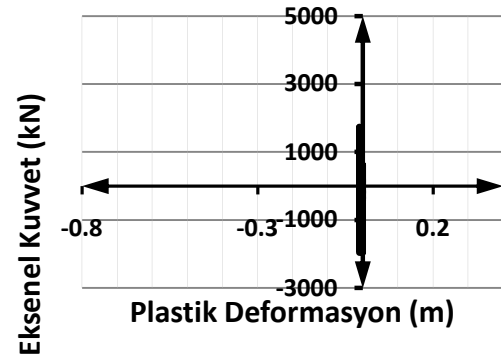
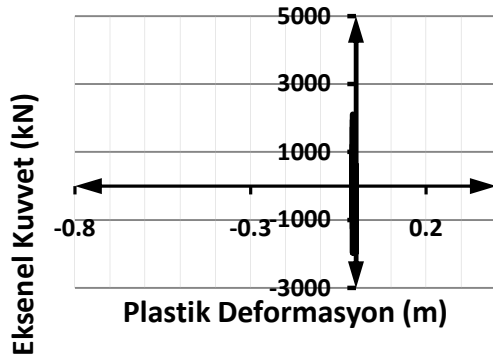


Çizelge 5.142. 26 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

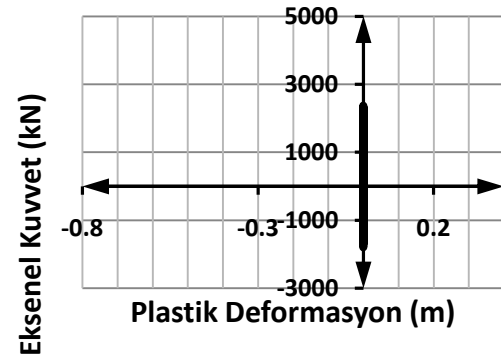
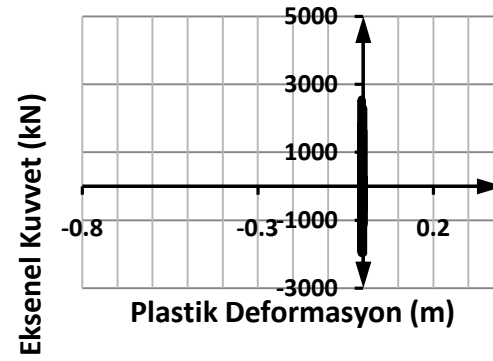
Düzce 99:



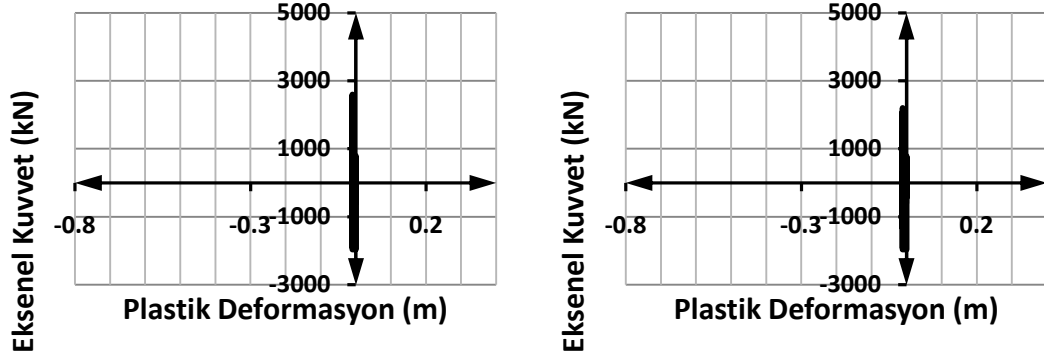
Çizelge 5.143. 1 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



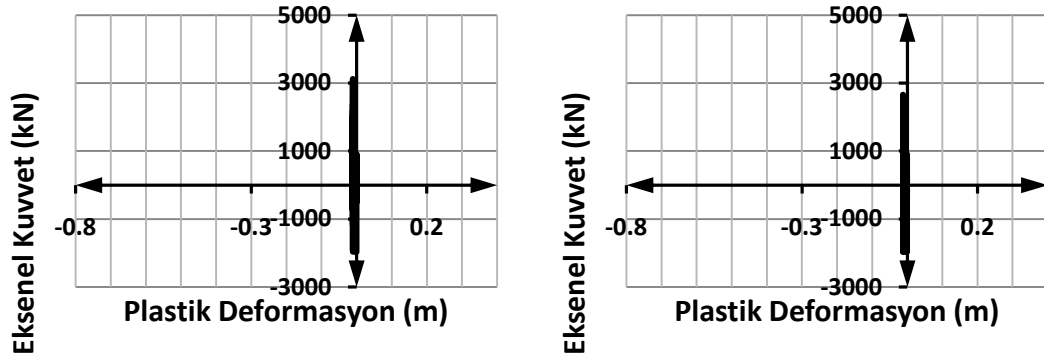
Çizelge 5.144. 2 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



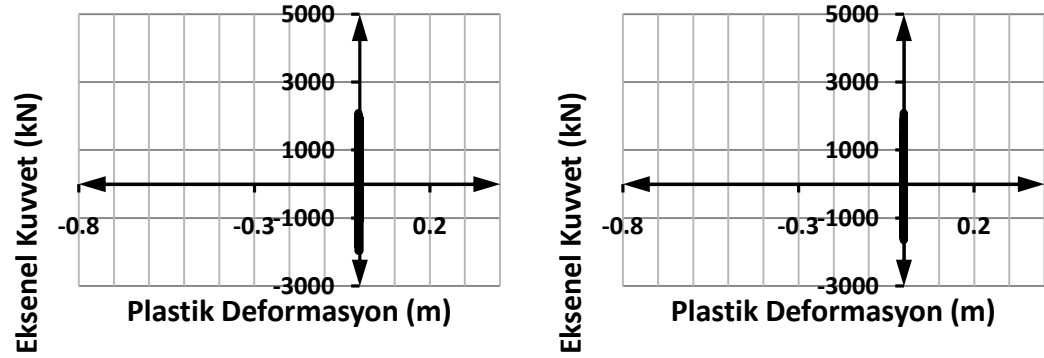
Çizelge 5.145. 3 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



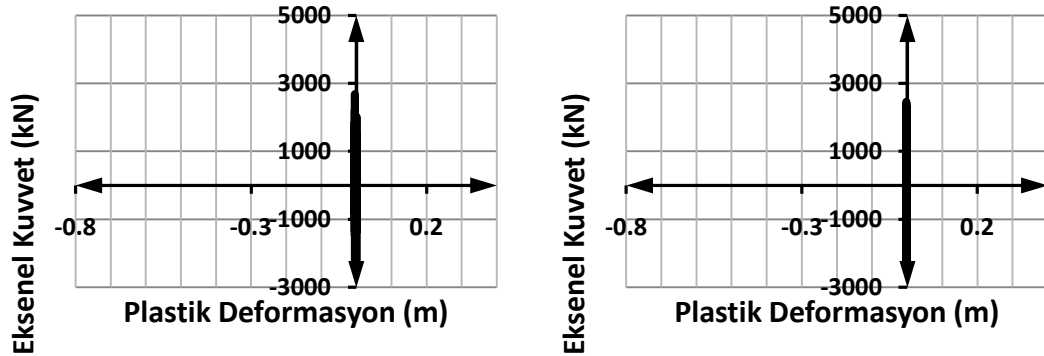
Çizelge 5.146. 4 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



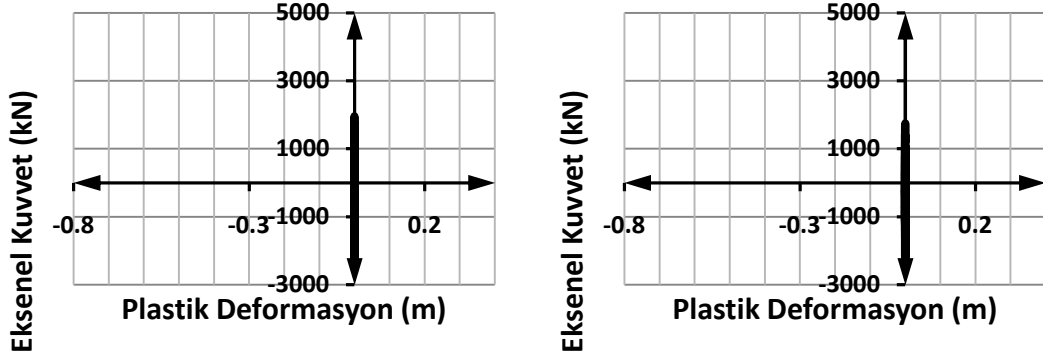
Çizelge 5.147. 5 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear.



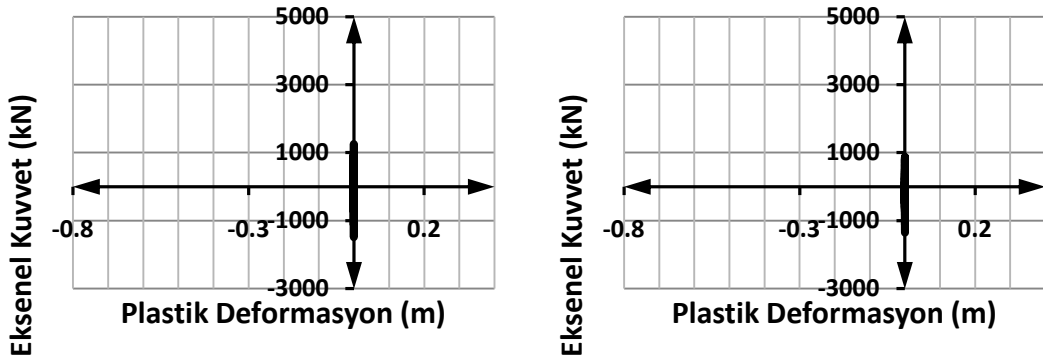
Çizelge 5.148. 6 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear.



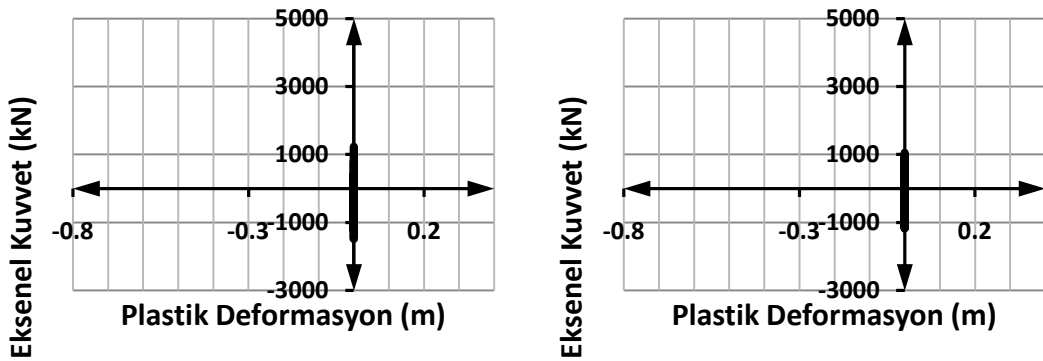
Çizelge 5.149. 7 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



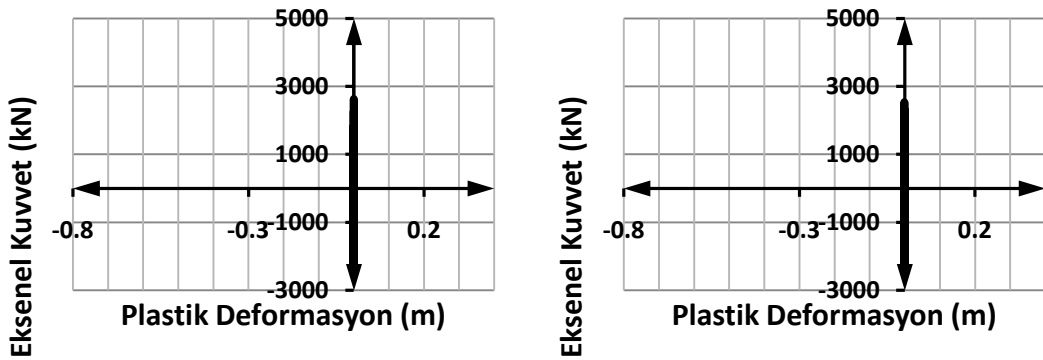
Çizelge 5.150. 8 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



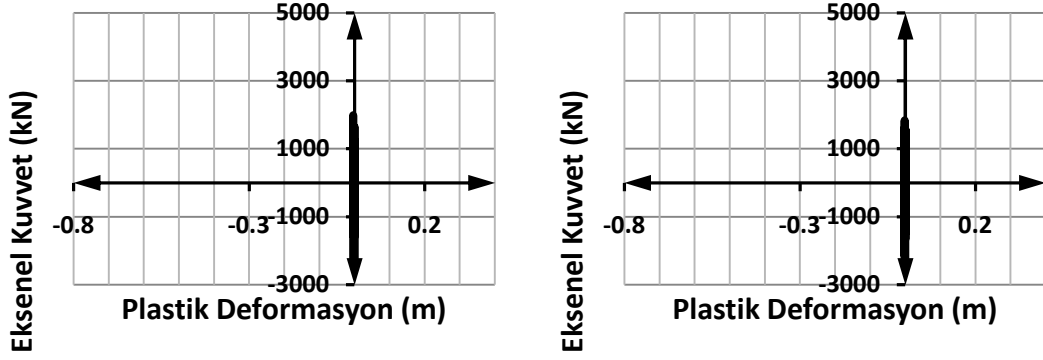
Çizelge 5.151. 9 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



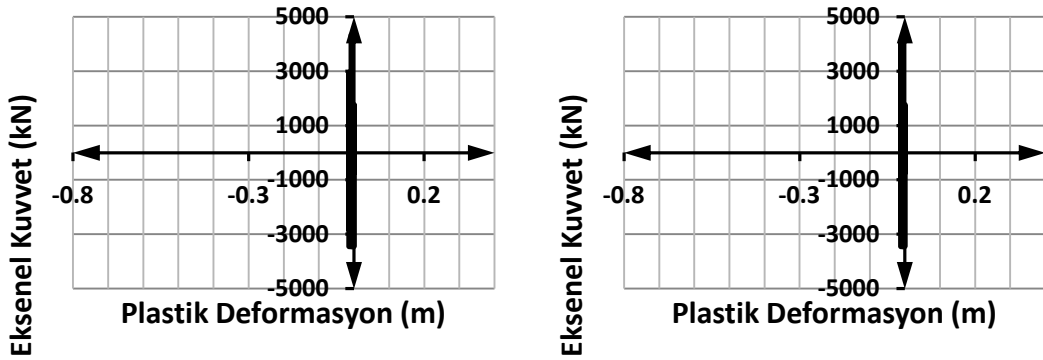
Çizelge 5.152. 10 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



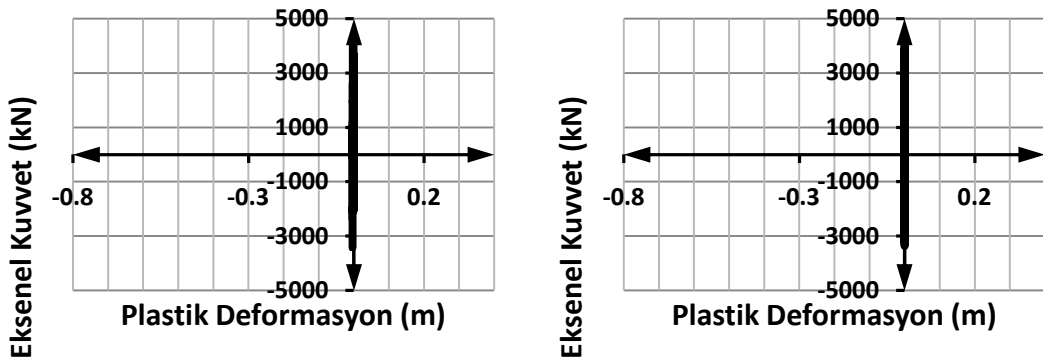
Çizelge 5.153. 11 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



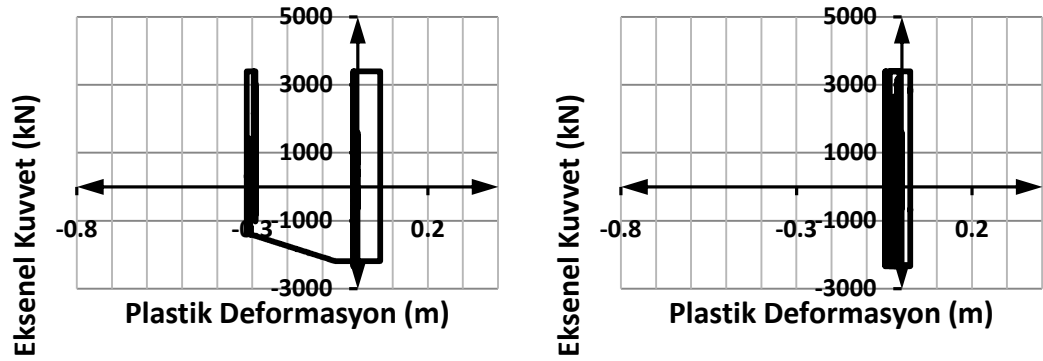
Çizelge 5.154. 12 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



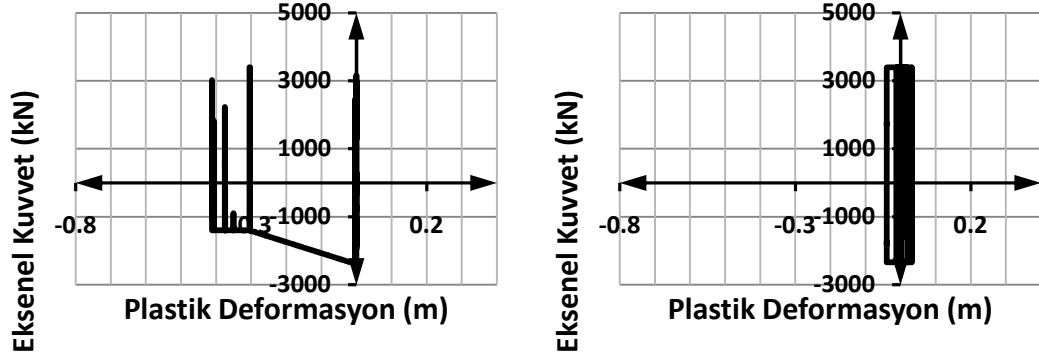
Çizelge 5.155. 13 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



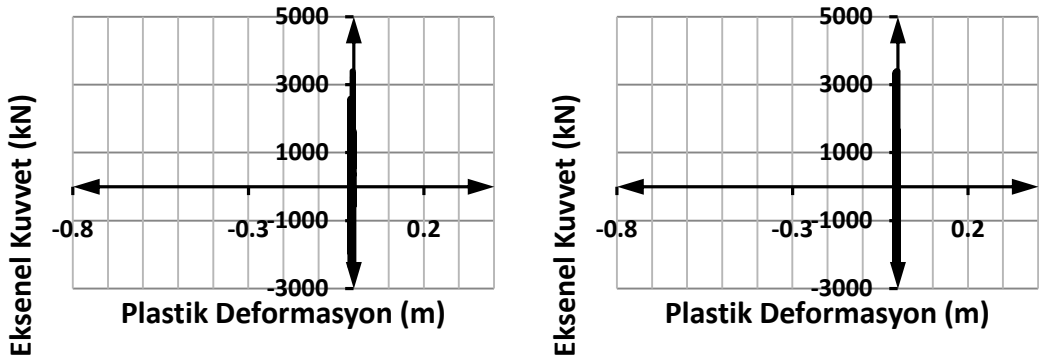
Çizelge 5.156. 14 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear.



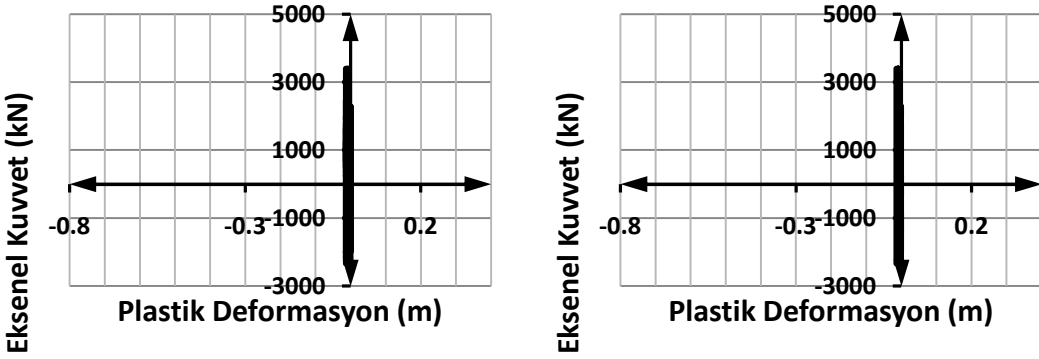
Çizelge 5.157. 15 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



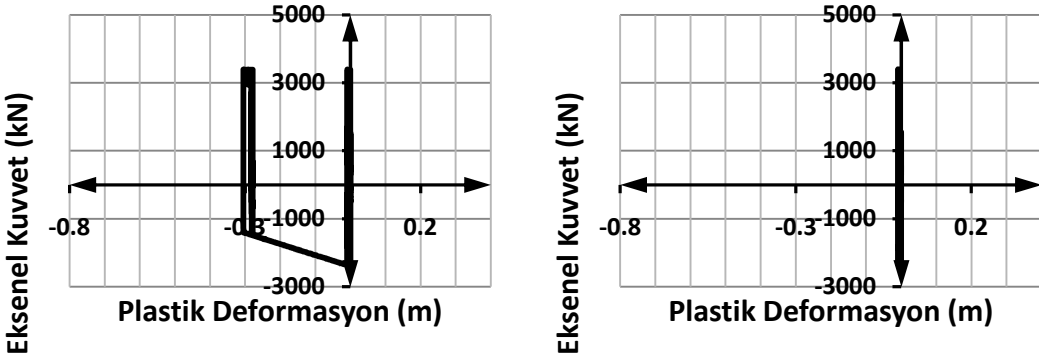
Çizelge 5.158. 16 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



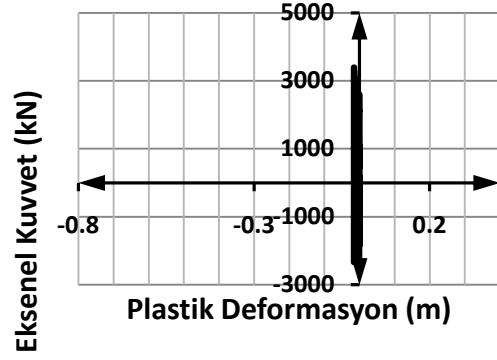
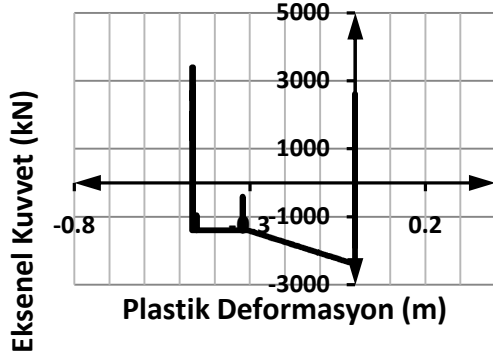
Çizelge 5.159. 17 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



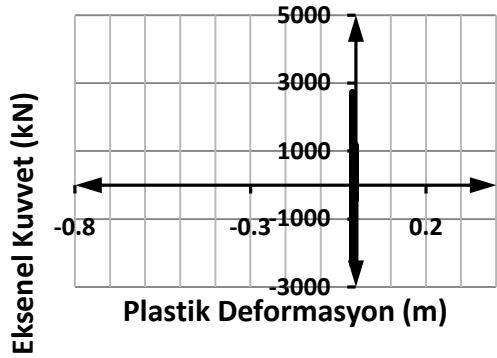
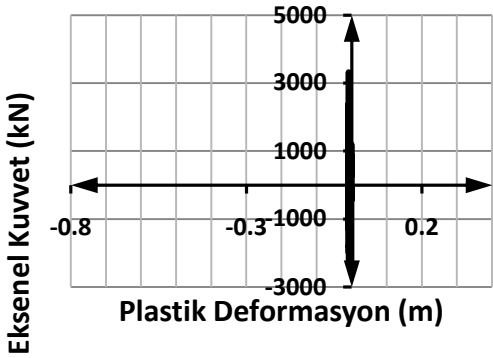
Çizelge 5.160. 18 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear.



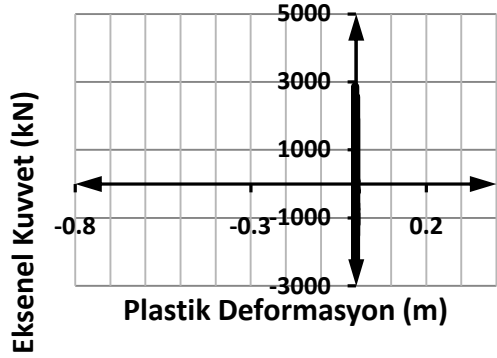
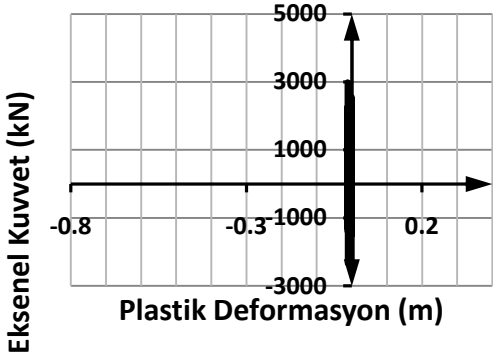
Çizelge 5.161. 19 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



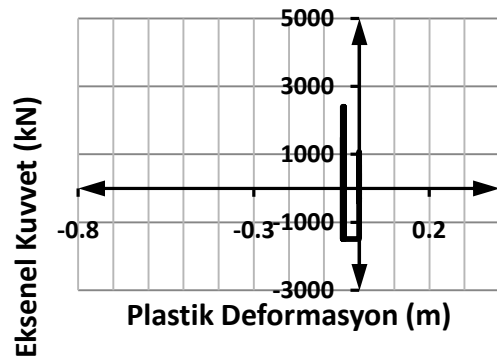
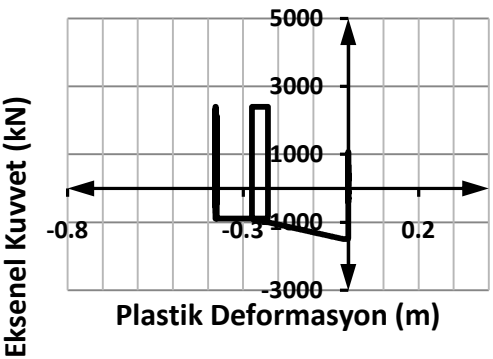
Çizelge 5.162. 20 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear.



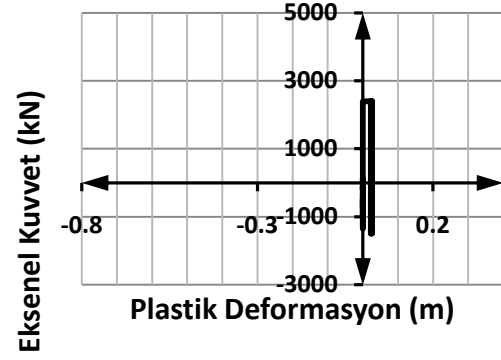
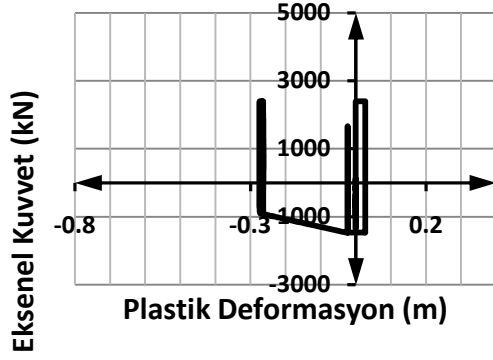
Çizelge 5.163. 21 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear.



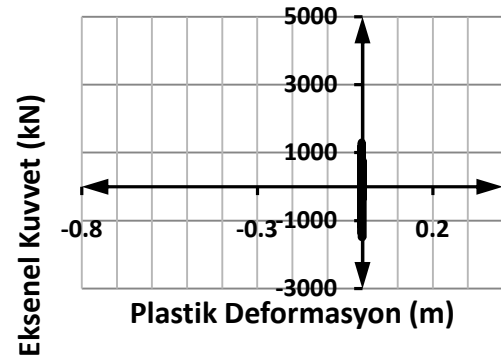
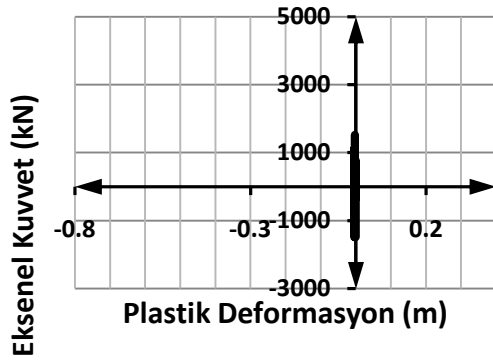
Çizelge 5.164. 22 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear.



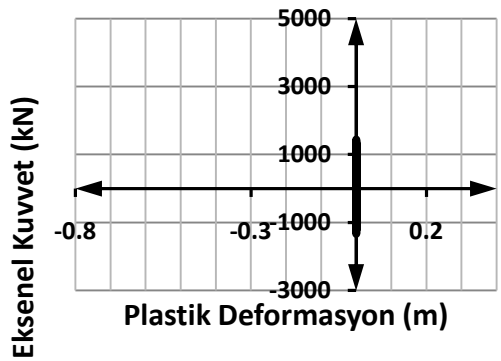
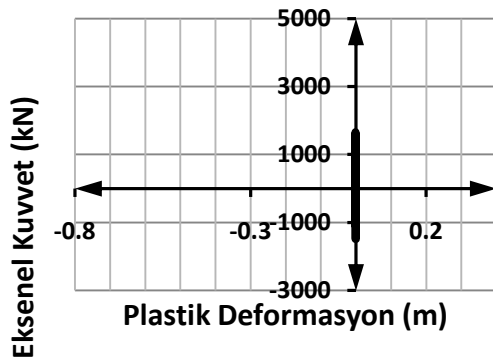
Çizelge 5.165. 23 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



Çizelge 5.166. 24 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



Çizelge 5.167. 25 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear



Çizelge 5.168. 26 no'lu mafsal a) Nonlinear-Burkulmalı, b) Bi-linear

Bulguların Değerlendirilmesi

Yapılan doğrusal olmayan zaman geçmişi analizlerinden ve G+Q+2E yüklemesinden elde edilen sonuçlar aşağıda değerlendirilmiştir:

- a. 3 katlı çerçevede, LA21, LA23 ve LA24 depremleri için 7 nolu çaprazdan G+Q+2E yüklemesinden elde edilen elde edilen maksimum çekme kuvveti (1606 kN), nonlinear-burkulmalı ve bi-linear modellerinden elde edilen çekme kuvvetlerinden oldukça düşüktür. 8 nolu çapraz için ise G+Q+2E yüklemesinden maksimum basınç kuvveti (1762 kN), nonlinear-burkulmalı ve bi-linear modellerden elde edilen maksimum basınç kuvvetlerinden düşüktür. Çaprazlardaki maksimum basınç ve çekme kuvvetleri için 3'üncü katta non-linear burkulmalı model daha yakın sonuç vermiştir. LA21 depremi için 9 nolu çaprazdan G+Q+2E yüklemesinden elde edilen elde edilen maksimum çekme kuvveti (2870 kN) nonlinear-burkulmalı ve bi-linear modellerinden elde edilen çekme kuvvetlerinden daha küçük sonuç vermiştir. 10 nolu çapraz için ise G+Q+2E yüklemesinden maksimum basınç kuvveti 3122 kN olarak bulunmuştur. Nonlinear-burkulmalı ve bi-linear modellerden maksimum basınç kuvvetleri G+Q+2E yüklemesinden elde edilen basınç kuvvetine oldukça yakındır. 11 nolu çaprazdan G+Q+2E yüklemesinden elde edilen elde edilen maksimum çekme kuvveti (3536 kN) nonlinear-burkulmalı ve bi-linear modellerinden elde edilen çekme kuvvetlerinden (4320 kN) düşüktür. 11 nolu çapraz akma gerilmesine erişmiştir ve bu çaprazda plastik mafsall oluşmuştur. 12 nolu çapraz için ise G+Q+2E yüklemesinden maksimum basınç kuvveti 3769 kN olarak bulunmuştur. Nonlinear-burkulmalı ve bi-linear modellerden maksimum basınç kuvveti 3435 kN olarak bulunmuştur. Her iki durumda da çaprazlar basınç kuvveti altında burkulmuşlar ve doğrusal olmayan bölgeye geçmişlerdir (Tablo 5.18 ve Şekil 5.8 – 5.37)
- b. 3 katlı çerçevede, Yarımcı 99 ve Düzce 99 depremleri için tüm çaprazlardan G+Q+2E yüklemesinden elde edilen elde edilen maksimum basınç ve çekme kuvvetleri çekme kuvvetleri, nonlinear-burkulmalı ve bi-linear modellerinden elde edilen basınç ve çekme kuvvetlerine yakındır (Tablo 5.18).

- c. 9 katlı çerçevede, tüm çaprazlarda doğrusal G+Q+2E yüklemesinden elde edilen maksimum çekme ve basınç kuvvetleri tüm depremlerden için elde edilen maksimum çekme ve basınç kuvvetlerinden genel olarak daha küçüktür, bazı durumlarda oldukça yakın değerler vermiştir (Tablo 5.19 ve Şekil 5.39 – 5.168).

6. SONUÇ VE DEĞERLENDİRMELER

Bu çalışmada, MÇÇÇ'lerin şiddetli depremler altındaki davranışları incelenmiştir. Bu amaçla tasarlanan iki adet 3 ve 9 katlı MÇÇÇ üzerinde doğrusal olmayan dinamik zaman geçmişi analizleri yapılmıştır. Doğrusal olmayan dinamik zaman geçmişi analizleri için 5 adet şiddetli deprem kaydı (LA21, LA23, LA24, Yarımca 99, Düzce 99) kullanılmıştır. Çapraz elemanların orta noktalarına iki tip eksenel mafsal eklenmiştir; burkulma davranışını gözönüne alan (nonlinear-burkulmalı) ve bi-linear plastik mafsal. Yapılan doğrusal olmayan zaman geçmişi analizlerinden çaprazlardaki eksenel kuvvet – plastik deformasyon grafikleri çizilmiştir. Ayrıca her iki MÇÇÇ'ye öteleme analizleri yapılarak taban kesme kuvveti – çatı yer değiştirmesi grafikleri çizilmiştir. Yapılan çalışmalardan elde edilen sonuçlar aşağıdaki gibi özetlenebilir:

- a) Bu çalışmada kullanılan LA21, LA23 ve LA24 deprem hareketleri 50 senede aşılması olasılığı %2 olan depremleri temsil etmektedir.
- b) 3 katlı çerçeve için G+Q+2E yüklemesinden elde edilen çekme ve basınç kuvvetleri çok şiddetli depremler sırasında (LA21, LA23, LA24) çaprazlarda oluşabilecek çekme ve basınç kuvvetlerini genellikle daha düşük tahmin etmektedir. Buna karşılık Yarımca 99 ve Düzce 99 depremlerinden elde edilen çapraz eksenle basınç ve çekme kuvvetleri G+Q+2E yüklemesinden elde edilen çekme ve basınç kuvvetlerine daha yakındır.
- c) 9 katlı çerçeve için G+Q+2E yüklemesinden elde edilen maksimum çekme ve basınç kuvvetleri LA21, LA23 ve LA24 depremleri kullanılarak yapılan doğrusal olmayan dinamik zaman geçmişi analizlerinden elde edilen kuvvetlerin çok altında kalmıştır. Buna karşılık G+Q+2E yüklemesi Yarımca 99 ve Düzce 99 depremlerinden elde edilen sonuçlara yakın değerler vermiştir.

- d) TDY, 2007’de verilen ve yapıların yanal taşıma kapasitesine eriştikleri andaki iç kuvvetlerin bulunması için önerilen doğrusal $G+Q+2E$ yüklemesi çok şiddetli depremler için çok düşük kuvvetler vermesine karşılık tasarım depremi seviyesindeki depremler için oldukça makul ve yakın sonuçlar vermektedir.
- e) Çapraz elemanların deprem sırasındaki burkulma davranışlarının modellenmesi oldukça önemlidir. Bu çalışmada, çok basit bir plastik mafsal modeliyle çaprazlardaki burkulma davranışı göz önüne alınmıştır. Daha gerçekçi plastik mafsal modelleriyle, çaprazların burkulmasından sonra yapıda oluşabilecek mukavemet ve rijitlik kayıplarının yapının stabilitesi üzerindeki etkileri ayrıca incelenmelidir.

KAYNAKLAR DİZİNİ

B. AKBAŞ, “Çelik Yapılar ders notları”, Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü, GYTE 2008

TDY 2007, “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik”, İzmit, 2007

TS 648, “Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 1980

TS 498, “Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 1997

ASCE 7, “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”, American Society of Civil Engineers, 1801 Alexander Bell Drive, Reston, VA 20191 USA, 2005

S. Bungale, Ph.D. Taranath, “Wind and Earthquake Resistant Buildings”, Department of Civil and Environmental Engineering Georgia Institute of Technology, Atlant-Georgia, 2005

F.M. Mazzolani and V. Piluso, “Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames, 1996

Z. Celep, N. Kumbasar, “Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı”, 182-213, İstanbul, 2004

J. Abraham Rokach, MSCE, “Theory and Problems of Structural Steel Design” (Load and Resistance Factor Method), Chicago, 1991

H. Deren, E. Uzgider, F. Piroğlu, Ö. Çağlayan, “Çelik Yapılar”, İstanbul Teknik Üniversitesi, 636-646, İsatnbul, 2008

M. Dicleli, A. Mehta, "Simulation of inelastic cyclic buckling behavior of steel box sections", Department of Engineering Sciences, Middle East Technical University, 06531 Ankara, Turkey, Department of Civil Engineering and Construction, Bradley University, Peoria, IL 61625, USA, 2006

R. Tremblay, "Inelastic seismic response of steel bracing members", Epicenter Research Group, Department of Civil, Geological, and Mining Engineering, Ecole Polytechnique, Montreal, PO Box 6079, Station Centre-ville, H3C 3A7, Montreal, Canada, 2001

D.C. Rai, S.C. Goel, "Seismic evaluation and upgrading of chevron braced frames", Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Kanpur, Kanpur 208 016, India, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI 48109, USA, 2003

R. Becker, S.E, "Seismic Design of Special Concentrically Braced Steel Frames", Structural Steel Educational Council Technical Information & Product Service, 1995

ÖZGEÇMİŞ

İstanbul (Eyüp) da 29.05.1982’de doğdu. İlköğretimini İstanbul ve Kocaeli’de yaptı. Körfez Yarımca (Süper) Lisesini 2000’de bitirdikten sonra Kocaeli Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümüne girdi, 2005 yılında Mühendis olarak mezun oldu. 2006 yılında Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü’ne yüksek lisans öğrencisi olarak başladı. 2009 yılında Yüksek Mühendis olarak mezun oldu.