KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

MOMENT AKTARAN VE MERKEZ ÇAPRAZLI ÇELİK YAPILARDA İKİNCİ MERTEBE ETKİLERİNİN İNCELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Çağatay KALAYCI

MART 2013
TRABZON

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

MOMENT AKTARAN VE MERKEZ ÇAPRAZLI ÇELİK YAPILARDA İKİNCİ MERTEBE ETKİLERİNİN İNCELENMESİ

İnşaat Mühendisi Çağatay KALAYCI

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünce
"İNŞAAT YÜKSEK MÜHENDİS"
Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 26.02.2013
Tezin Savunma Tarihi : 15.03.2013

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Metin HÜSEM

Trabzon 2013

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında

Çağatay KALAYCI tarafından hazırlanan

MOMENT AKTARAN VE MERKEZ ÇAPRAZLI ÇELİK YAPILARADA İKİNCİ MERTEBE ETKİLERİNİN İNCELENMESİ

başlıklı bu çalışma, Enstitü Yönetim Kurulunun 15 / 03 / 2013 gün ve 1495 sayılı kararıyla oluşturulan jüri tarafından yapılan sınavda

YÜKSEK LİSANS TEZİ

olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

Başkan : Prof. Dr. Metin HÜSEM …...……

Üye : Doç. Dr. Selim PUL …...……

Üye : Doç. Dr. Hamdullah ÇUVALCI ……...……

Prof. Dr. Sadettin KORKMAZ

Enstitü Müdürü

ÖNSÖZ

Moment aktaran ve merkez çaprazlı çelik yapılarda ikinci mertebe etkilerinin incelenmesi konu alan bu çalışma, Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Ensitüsü İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı'nda hazırlanmıştır.

Yüksek lisans tez danışmanlığımı üstlenerek konu seçimi ve tezimin yürütülmesinde yardımlarını esirgemeyen Sayın Hocam Prof. Dr. Metin HÜSEM'e teşekkür etmeyi bir borç bilirim.

Değerli görüşlerinden ve fikirlerinden dolayı, sınav jürimde bulunan sayın hocalarım Doç.Dr. Selim PUL ve Doç. Dr. Hamdullah ÇUVALCI'ya çok teşekkür ederim.

Hazırladığım bu çalışmada bana birçok konuda yardımcı olan ve desteğini hiç esirgemeyen değerli arkadaşım Cemal ARSLAN'a tüm teşekkürlerimi sunarım.

Tüm hayatım boyunca hep yanımda olan, bana güven ve sevgi veren, maddi ve manevi desteklerini her zaman hissettiren, bütün zorluklara katlanarak beni yetiştiren başta annem ve babam olmak üzere tüm aileme şükranlarımı sunarım.

Çağatay KALAYCI
Trabzon 2013

TEZ BEYANNAMESİ

Yüksek Lisans Tezi olarak sunduğum “Moment Aktaran ve Merkez Çaprazlı Çerçevelerde İkinci Mertebe Etkilerinin İncelenmesi ” başlıklı bu çalışmayı baştan sona kadar danışmanım Prof. Dr. Metin Hüsem ‘in sorumluluğunda tamamladığımı, verileri kendim topladığımı, başka kaynaklardan aldığım bilgileri metinde ve kaynakçada eksiksiz olarak gösterdiğimi, çalışma sürecinde bilimsel araştırma ve etik kurallara uygun olarak davrandığımı ve aksinin ortaya çıkması durumunda her türlü yasal sonucu kabul ettiğimi beyan ederim.26/02/2013

Çağatay KALAYCI

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

ÖNSÖZ III
TEZ BEYANNAMESİ IV
İÇİNDEKİLER V
ÖZET IX
SUMMARY X
ŞEKİLLER DİZİNİ XI
TABLOLAR DİZİNİ XIV
SİMGELER DİZİNİ XVI
1. GENEL BİLGİLER 1
1.1. Giriş 1
1.2. Yapı Malzemesi Olarak Çelik 2
1.3. Çeliğin Mekanik Özellikleri 2
1.4. Çeliğin Üstün Özellikleri 3
1.5. Çeliğin Sakıncalı Özellikleri 4
1.6. Çelik Taşıyıcı Sistemler 4
1.6.1. Rijit Çerçeve Sistemler 5
1.6.2. Çaprazlı Çerçeve Sistemler 5
1.6.3. Çerçeveli Tüp Sistemler 6
1.6.4 Kafesli Tüp Sistemler 6
1.6.5. Demet(Modüler) Tüp Sistemler 6
1.6.6 Düşey Kafes Kirişli Yapılar 7
1.6.7. Yatay Kafesli ve Kuşaklı Yapılar 7
1.6.8. Asma Sistemler 8
1.6.9. Uzay Sistemler 8
1.6.10. Omurga Sistemler 8
1.7. DBYBHY-2007 Yönetmeliğinde Öngörülen Çelik Taşıyıcı Sistemler 8
1.7.1. Moment Aktaran Çerçeveler 9
1.7.2. Merkez Çaprazlı Perdeler 9
1.7.3. Dışmerkez Çaprazlı Perdeler 10

1.8. Moment Aktaran(Dayanımlı) Çerçevelerin Sınıflandırılması 11
1.8.1. Düzenleniş Biçimlerine Göre Sınıflandırılması 11
1.8.1.1. Uzay, Çevre ve Bazı Akslarda Teşkil Edilen Çerçeveler ..... .12
1.8.1.2. Dallanmış Kolon Teşkili Moment Aktaran Çerçeve 13
1.8.1.3. Kafes Kirişli Moment Aktaran Çerçeveleri 16
1.8.1.4. İç İçe Tüpler Şeklinde Teşkil Edilen Moment Dayanımlı Çerçeveler 17
1.8.2. Kullanılan Birleşim Eleman Türüne Göre 18
1.8.3. Düğüm Noktalarının Sünekliğine Göre 18
1.8.3.1. Moment Aktaran Özel Çerçeveler 19
1.8.3.2. Moment Aktaran Çerçevelerin Rijitliklerine Göre Sınıflandırılması 20
1.8.3.3. Birleşen Elemanların Moment Kapasitelerine Göre Sınıflandırılması 22
1.8.4. Moment Aktaran Çerçevelerin Davranışları 22
1.8.4.1. Kirişler 23
1.8.4.2. Kolon ve Ekleri 24
1.8.4.3. Panel Bölgesi 25
1.8.4.4. Kolon-Kiriş Birleşim Yerleri 27
1.8.4.5. Taşıyıcı Eleman Boyutları 31
1.8.4.6. Yapı Elemanlarının Birleşim Noktasında Etkileşimi 32
1.8.4.7. Moment Aktaran Çerçevelerde Akma ve Göçme Durumları 33
1.9. Merkez Çaprazlı Çerçeveler 35
1.9.1. Çapraz Elemanları ve Guse Plakaları 37
1.9.2. Merkezi Çaprazlı Çerçevelerin Davranışı 38
1.9.3. Merkez Çaprazlı Çerçevelerde Akma ve Göçme Durumları 40
1.10. İkinci Mertebe(P-Delta) Etkileri 42
1.10.1. İkinci Mertebe Etkileri için Sayısal Yaklaşımlar ve Çözüm Yöntemleri 43
1.10.1.1. Tek Adımlı artımsal Yöntemle 43
1.10.1.2. Doğrusal Artımsal Yöntemler 43
1.10.1.3. Doğrusal Olmayan Artımsal Yöntemler 44
1.10.2. İkinci Mertebe Analizleri ve Matris Yöntemler 45
1.10.3. Moment Aktaran Çerçevelerde İkinci Mertebe Etkileri 48
1.10.4. Merkezi Çaprazlı Çerçevelerde İkinci Mertebe Etkileri 49

1.10.5. Yapılarda Kat Seviyelerinde Dinamik Modeli ve İkinci Mertebe Etkileri 51
1.10.6. Rüzgar Yükleri Bakımından İkinci Mertebe Etkileri 53
1.10.7. İkinci Mertebe Etkileri için Alınan Önlemler 54
1.10.7.1. Eksenel Basınç ve Eğilme Momenti Halinde Stabilite Durumu 54
1.10.7.1.1. Yükleme Hali, Yanal Yüksüz ve Farklı Uç Momentleri Durumu 56
1.10.7.1.2. Yükleme Hali, Üniform Yanal Yük Olması Durumu 57
1.10.7.1.3. Yükleme Hali, Yanal Yüksüz Eşit Uç Momentleri Olması Durumu ..... .58
1.10.7.2. Moment Büyütme Faktörleri 58
1.10.7.2.1. Yanal Hareketi Önlenmiş Elemanda Tek Eğrilikli Eğilme Hali ..... .59
1.10.7.2.2. Yanal Hareketi Önlenmiş Sadece Uç Momentleri Etkisindeki Eleman 60
1.10.7.2.3. Yanal Hareketi Önlenmemiş Eleman 62
1.11. Konu ile Yapılan Çalışmalar 63
1.12. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı 67
2. YAPILAN ÇALIŞMALAR, BULGULAR VE İRDELEMELER 68
2.1. Hazırlanan Modeller Özellikleri ve Yüklemeler 68
2.1.1. Hazırlanan Modellerin Özellikleri 68
2.1.2. Yapıya Etkiyen Yükler 70
2.1.2.1. Rüzgar Yükleri 70
2.1.2.2. Deprem Yükleri 72
2.2. Yönetmeliklerde Moment Büyütme Katsayısı ve Yük Kombinasyonları 76
2.2.1. AISC LRFD-1999 76
2.2.2. Eurocode-3 77
2.2.3. CISC-1994 77
2.2.4. BS 5950-2000 78
2.2.5. AASHTO-1997 79
2.3. Modeller İçin Hesaplanan Yükler 79
2.4. Rüzgar Yüklerin Altında Modellerin Analizi 81
2.4.1. Moment Aktaran Sistemlerde Rüzgar Yükleri Altında P-Δ Etkileri Analizi 81
2.4.2. Rüzgar Yükleri Altında Merkez Çaprazlı Çerçevelerde P-δ Etkileri 103
2.5. Deprem Yükleri Altında Modellerin Analizi 107
2.5.1. Deprem Yükleri Altında P-Δ Analizleri 107

2.5.2. Deprem Yükleri Altında P-δ Analizleri 109
3. SONUÇ VE ÖNERİLER 113
4. KAYNAKLAR 116
ÖZGEÇMİŞ

Yüksek Lisans Tezi

ÖZET

MOMENT AKTARAN VE MERKEZ ÇAPRAZLI ÇELİK YAPILARDA İKİNCİ MERTEBE ETKİLERİNİN İNCELENMESİ

Çağatay KALAYCI

Karadeniz Teknik Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Danışman: Prof. Dr. Metin HÜSEM
2013, 119 Sayfa

Bu çalışmada, çelik yapılarda ikinci mertebe etkileri ve yönetmeliklerin önerdiği yöntemlerle incelenmiştir. Bu amaçla kayma etkisinden dolayı P-Δ etkilerini araştırmak için moment aktaran çerçeve ve eleman eğriliğinden dolayı P-δ etkilerini araştırmak için merkez çaprazlı çerçeve modelleri oluşturulmuştur. Moment aktaran ve merkez çaprazlı çerçeve modelleri üzerinde, deprem ve rüzgar yükleri altında, sabit yapı yüksekliğinde, kat yükseklikleri değiştirilerek, ikinci mertebe etkileri araştırıldı. Çalışmanın birinci bölümünde, çelik yapı sistemleri verilerek yönetmeliklerde verilen yöntemler irdelendi. İkinci mertebe etkileri için yapılan yaklaşımlar değerlendirilerek bu konu ile ilgili daha önce yapılan çalışmalar verildi. Çalışmanın ikinci bölümünde çözümlerde kullanılacak modeller ve özellikleri verilerek P-delta etkilerinin araştırılması için yönetmeliklerde verilen yöntemlerle analizler yapılmıştır. Analizlerde kat yüksekliklerinin değişimi göz önünde bulundurularak, referans olarak alınan değerler ile, yönetmelikler için hesaplanan değerler karşılaştırıldı. Çalışmanın üçüncü bölümünde elde edilen sonuçlar verildi. Buna göre, yapılan karşılaştırmalar sonucu kat yüksekliklerin değişimine göre artırılmış yük kombinasyonları dikkate alındığında LRFD-1999'un daha emniyetli tarafta kaldığı görüldü. Moment büyütme katsayıları için hesaplanan değerler karşılaştırıldığında ise Euro Code-3 ve BS-2000 her farklı taşıyıcı sistem için diğer yönetmelikler için bulunan değerlere göre daha emniyetli tarafta kaldığı görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: İkinci mertebe etkileri, LRFD-99, Eurocode-3, CISC-94, BS-2000, AASHTO-97, moment aktaran ve merkez çaprazlı çerçeve

Master Thesis

SUMMARY

INVESTIGATION OF SECOND ORDER EFFECTS ON MOMENT RESİSTİNG AND CONCENTRİCALLY BRACED STEEL FRAMES

Çağatay KALAYCI

Karadeniz Technical University
The Graduate School of Natural and Applied Sciences
Civil Engineering Graduate Program
Supervisor: Prof. Dr. Metin HÜSEM
2013, 119 Pages,

In this work, second order effects and the suggestions of different country codes about second order effect was investigated under wind and earthquake loads on steel structures. Fort this purpose, different frame system was modelled. First one is moment resisting frame was modelled for sway effect that cause of P-Δ effects. Second one is concentrically braced frames was used for the member curvature that cause of P-δ effects. The height of frame was constant but the height of storey was changed. First part of this study, the properties of the steel frame systems was given. The codes about second order effects was investigated. Second order analysis methods was researched. The previous studies of this subject is given. Second part of this study, the prepared models was remarked. according to codes increasing load combination and moment magnification factors was used for second order effects under changing of storey height. The result of second order analysis was taken reference values. The calculations of codes suggestions was compared with reference values. Third part of this study, all of this work results was given. The results of comparing about increasing load combinations that LRFD-1999 had the best safety values than the other codes under the changing of storey height. The results of comparing about moment magnification factors that Eurocode-3 and BS-2000 had the best safety values than the the other codes .

Key Words: Second order effects analysis, LRFD-1999, Eurocode-3, CISC-1994, BS-2000, AASHTO1997, moment resisting steel frame, concentrically braced frames steel

ŞEKİLLER DİZİNİ

Sayfa No

Şekil 1.1. Coalbrookdale Köprüsü 1
Şekil 1.2. Britannia Köprüsü 1
Şekil 1.3. Çekme deneyinin aşamaları ve çekme deneyinde gerilme-şekil değiştirme grafiği 2
Şekil 1.4. Çelik taşıyıcı sistemler 5
Şekil 1.5. Merkezi çapraz perdeli sistemler 9
Şekil 1.6. Dışmerkezli çelik çaprazlı perdeler 10
Şekil 1.7. Uzay moment aktaran çerçeve 13
Şekil 1.8. Atölyede Kaynaklı şantiyede bulonlu imalat 14
Şekil 1.9. Dallanmış kolon-kiriş birleşimi 15
Şekil 1.10. Atölyede Kaynaklı şantiyede bulonlu imalat 15
Şekil 1.11. Çelik yapılarda yaygın olarak kullanılan birleşim detayı 16
Şekil 1.12. Kafes kirişli moment aktaran çerçeveler 17
Şekil 1.13. İç içe tüpler şeklinde teşkil edilen moment dayanımlı çerçeve teşkili 17
Şekil 1.14. Özel ve alışılmış moment aktaran çerçevelerin davranışı 19
Şekil 1.15. Elastik, rijit, yar kirişler rijit ve esnek davranışı 21
Şekil 1.16. Rijid, yarı rijid ve esnek çerçevelerin tanımı 22
Şekil 1.17. Kademeli yüklemede yük deplasman tepki eğrileri olarak yapısal dayanım değişimi 23
Şekil 1.18. Ani yüklemede yük- deplasman tepki eğrileri yapısal dayanım değişimi 24
Şekil 1.19. Panel bölgesindeki kuvvetler 25
Şekil 1.20. Panel bölgesinde kesme kuvveti altında davranışı 26
Şekil 1.21. Panel bölgesinin üç kademeli davranışı 26
Şekil 1.22. Kolon flanşında divot kopma 28
Şekil 1.23. Küçültülmüş kiriş en kesiti ve plastikleşmesi 29
Şekil 1.24. Moment-Dönme eğrileri 30
Şekil 1.25. Kiriş açıklığı ve derinliğinin plastik dönme etkisi 32
Şekil 1.26. Kaynaklı birleşimlerde akma durumları 33
Şekil 1.27. Bulonlu birleşimlerde akma ve kopma durumları 34
Şekil 1.28. Moment aktaran çerçeve hasar ve göçme durumu 35

Şekil 1.29. Merkezi çaprazlı taşıyıcı sistem 36
Şekil 1.30. İstenilen guse plakası oluşumu 37
Şekil 1.31. M.A.Ç. enerji yutma ve M.Ç.Ç. enerji yutma kapasitsi 38
Şekil 1.32. Çekme ve basınç durumunda çapraz davranışı 39
Şekil 1.33. Farklı çaprazları sistemlerde uygulanışı 40
Şekil 1.34. Guse plakasının aşırı kalınlığından kolonda yerel burkulma 41
Şekil 1.35. Global burkulma 42
Şekil 1.36. Analiz yöntemleri 45
Şekil 1.37. Taşıyıcı eleman üzerinde ikinci mertebe etkileri 46
Şekil 1.38. Doğrusal olmayan ikinci mertebe analiz şeması 47
Şekil 1.39. Moment akataran çerçevede ikinci mertebe etkileri 49
Şekil 1.40. M.Ç.Ç.' de ikinci mertebe etkileri 50
Şekil 1.41. İkinci mertebe etkilerinden dolayı oluşan değişimler 51
Şekil 1.42. Dinamik model üstündeki ikinci mertebe etkileri 52
Şekil 1.43. Rüzgar yükleri için tasarlan sistem 53
Şekil 1.44. Bileşik eğilme hali 55
Şekil 1.45. Yanal yüksüz yükleme hali 57
Şekil 1.46. Ünifor yük hali 58
Şekil 1.47. Moment dağılımları 59
Şekil 1.48. Uç momentler etkisinde birinci ve ikinci mertebe momentleri toplamı 61
Şekil 1.49. Uçları relatif yanal deplasman yapan bileşik eğilmeli kolon 62
Şekil 2.1. Kullanılan kat planı 69
Şekil 2.2. Taşıyıcı çerçeve sistemler 69
Şekil 2.3. Döşeme sistemi 80
Şekil 2.4. C-C aksına etkiyen sabit ve hareketli yükler 80
Şekil 2.5. Yapıya etkiyen rüzgar yükleri 81
Şekil 2.6. Kat yüksekliği 3,08 olan modelde yük kombinasyonlarına göre M_2/M_1 değişimi 94
Şekil 2.7. Kat yüksekliği 3,08 olan modelde yük kombinasyonlarına göre N_2/N_1 değişimi 94
Şekil 2.8. Kat yüksekliği 3,64 olan modelde yük kombinasyonlarına göre M_2/M_1 değişimi 95

Şekil 2.9. Kat yüksekliği 3,64 olan modelde yük kombinasyonlarına göre N_2/N_1 değişimi 95
Şekil 2.10. Kat yüksekliği 4,00 olan modelde yük kombinasyonlarına göre M_2/M_1 değişimi 96
Şekil 2.11. Kat yüksekliği 4,00 olan modelde yük kombinasyonlarına göre N_2/N_1 değişimi 96
Şekil 2.12. Kat yüksekliği 4,45 olan modelde yük kombinasyonlarına göre M_2/M_1 değişimi 97
Şekil 2.13. Kat yüksekliği 4,45 olan modelde yük kombinasyonlarına göre N_2/N_1 değişimi 97
Şekil 2.14. Yönetmeliklerdeki katsayı uygulamalarının kat yüksekliklerine göre değişmesi 99
Şekil 2.15. LRFD yöntemi ile elde edilen M_2/M_1 oranları 100
Şekil 2.16. Euro Code yöntemi ile elde edilen M_2/M_1 oranları 101
Şekil 2.17. CISC moment yöntemi ile elde edilen M_2/M_1 oranları 101
Şekil 2.18. BS-2000 yöntemi ile elde edilen M_2/M_1 oranları 102
Şekil 2.19. AASHTO-1997 yöntemi ile elde edilen M_2/M_1 oranları 102
Şekil 2.20. Merkez çaprazlı çerçeve 103
Şekil 2.21. Merkez çaprazlı çerçevelerde moment büyütme katsayılarının değişimi 105
Şekil 2.22. Deprem yükleri için moment büyütme katsayılarının karşılaştırılması 108
Şekil 2.23. Merkez çaprazlı çerçeve 110
Şekil 2.24. Moment katsayılarının değişimi 111

TABLOLAR DİZİNİ

Sayfa No

Tablo 1.1. Çeliğin mekanik özellikleri 3
Tablo 1.2. Genişlik/kalınlık (*b/t*) oranları 38
Tablo 2.1. Yüksekliğe Bağlı Olarak Rüzgar Hızı ve emme 71
Tablo 2.2. Çelik yapılarda süneklik kat sayılarI 73
Tablo 2.3. Hareketli yük katılım katsayısı 74
Tablo 2.4. Bina önem katsayıs 74
Tablo 2.5. Etkin yer ivmesi 74
Tablo 2.6. Yerel zemin sınıfları 75
Tablo 2.7. Deprem parametreleri 75
Tablo 2.8. Döşeme yük hesabı 80
Tablo 2.9. Yük katsayıları 1,0 alınarak elde edilen değerler 82
Tablo 2.10. LRFD kombinasyonlarına göre yapılan analizler 82
Tablo 2.11. Eurocode-3 kombinasyonlarına göre yapılan analizler 83
Tablo 2.12. CISC-1994 kombinasyonlarına göre yapılan analizler 83
Tablo 2.13. BS-2000 kombinasyonlarına göre yapılan analizler 84
Tablo 2.14. AASHTO-1997 kombinasyonlarına göre yapılan analizler 84
Tablo 2.15. Yük katsayıları 1,0 alınan 1. ve 2. mertebe elde edilen değerler 85
Tablo 2.16. LRFD-1999 göre yapılan analizler 85
Tablo 2.17. Euro Code-3 göre yapılan analizle 86
Tablo 2.18. CISC göre yapılan analizler 86
Tablo 2.19. BS-2000 göre yapılan analizle 87
Tablo 2.20. AASHTO-1997 göre yapılan analizler 87
Tablo 2.21. Yük katsayıları 1,0 alınan 1. ve 2. mertebe elde edilen değerler 88
Tablo 2.22. LRFD-1999 göre yapılan analizler 88
Tablo 2.23. Euro Code-3 göre yapılan analizler 89
Tablo 2.24. CISC göre yapılan analizler 89
Tablo 2.25. BS-2000 göre yapılan analizler 90
Tablo 2.26. AASHTO-1997 göre analizler 90
Tablo 2.27. Yük katsayıları 1,0 alınan 1. ve 2. mertebe elde edilen değerler 91
Tablo 2.28. LRFD-1999 göre yapılan analizler 91

Tablo 2.29. Euro Code-3 göre yapılan analizler 92
Tablo 2.30. CISC göre yapılan analizler 92
Tablo 2.31. BS-2000 göre yapılan analizler 93
Tablo 2.32. AASHTO-1997 göre analizler 93
Tablo 2.33. P-Δ etkileri altında moment büyütme katsayılarının kat yüksekliğine göre değişimi 99
Tablo 2.34. Moment büyütme katsayılarının karşılaştırması 105
Tablo 2.35. Taban kesme kuvveti hesabı 107
Tablo 2.36. Deprem yükleri hesabı 107
Tablo 2.37. Moment büyütme katsayılarının karşılaştırması 108
Tablo 2.38. Taban kesme kuvveti hesabı 109
Tablo 2.39. Deprem yükleri hesabı 110
Tablo 2.40. Moment büyütme katsayılarının karşılaştırması 111

SEMBOLLER

m	Rijitlik parametresi
K_{Bir}	Kiriş-kolon birleşiminin dönme rijitliğini
$(EI/L)_{Kiriş}$	Kiriş eğilme rijitliğini göstermektedir
α	Dayanım parametresi
$(MP)_{Bir}$	Birleşimin plastik moment taşıma kapasitesi
$(MP)_{Kiriş}$	Kirişin plastik moment taşıma kapasitesi
W_p	Plastik kesit mukavemet momenti
f_y	Akma dayanımı
A_{eff}	Etkili kesme alanı
d_c	Kolon derinliği
t_p	Panel bölgesi alt ve üst plakaların kalınlığı
V_y	Panel bölgesindeki kesme kuvvetleri altında akma dayanımı
γ_y	Panel noktasındaki açısal bozulma
K_e	Elastik kesme rijitliği
G	Kayma modülü
Kp	İleri akma rijitliği
b_c	Kolon flanşının genişliği
t_{cf}	Kolon flanşının kalınlığı
V	Panel bölgesinde istenilen kesme kapasitesi
ΔM	Panel noktasında aktarılan net moment
V_{col}	Kolona gelen ortalama kesme kuvveti
d_b	Kiriş derinliği
P-Δ	Yanal ötelenmesi serbest sistemler için ikinci mertebe etkileri
P-δ	Eleman eğriliği olan sistemler için ikinci mertebe etkileri
M_z	Maksimum eğilme momenti
M_1, M_2	Uç momentler
w(z)	Yanal yük
P_e	Euler burkulma yükü
y_1	Eğilme şekildeğiştirmesi

δ_0	İkinci mertebe etkileri şekildeğiştirme
M_0	Yanal yükten oluşan moment
A_m	Moment büyütme faktörü
C_m	Eğilme için katsayı
M_E	Eşdeğer moment
C_f	Aerodinamik yük katsayısı
q	Hız basıncı
A	Etkilenen yüzey alanır
W	Yapının bütününe etkiyen rüzgar yükü
Cp	Emme katsayısı
*V*t	Taban kesme kuvveti
w_i	Kat ağırlığı
n	Hareketli yük katılım katsayısı
I	Bina önem katsayısı
A_0	Etkin yer ivmesi
S(*T*)	Spektrum katsayısı
T	Bina doğal periyodu
Δ*F*N	Toplam eşdeğer deprem yükü
Mu	Çarpanlarla arttırılmış moment
B1	Yanal ötelemesiz momentler için moment arttırma çarpanı
M_{nt}	Yanal ötelenmeye yol açmayan çarpanlarla arttırılmış moment
M_{lt}	Yanal ötelemeye yol açan çarpanlarla arttırılmış moment
P_u	Eleman üzerindeki basınç kuvveti
P_{el}	Kritik burkulma kuvveti
Δ_{oh}	Kat ötelenmesi
λ	Kritik yük faktörü
F_N	İkinci mertebe etkileri için şekil değiştirmeyi sağlayan hayali yük
δ	Kat ötelenmesini
F_v	Tasarım kesme kuvveti
F_c	Eleman üzerindeki basınç kuvveti
U_1	*Yanal* ötelenmesi önlenmiş sistemlerde büyütme katsayısı

U_2	Yanal ötelenmesi önlenmemiş sistemlerde büyütme katsayısı
M_{fg}	Yanal ötelenmesi önlenmiş sistemlerde meydana gelen moment
M_{ft}	Yanal ötelenmesi önlenmemiş sistemlerde meydana gelen moment
ω_1	Momentler için katsayı
C_f	Eleman üzerindeki faktörlerle büyültülmüş eksenel kuvveti
C_e	Kritik burkulma yükü
M_g	Yanal ötelenmesi tutulmuş elemanlarda meydana gelen moment
k_{amp}	Yanal hareketi serbest elemanlar için moment büyütme katsayısı
M_s	Yanal hareketi tutulmamış sistemlerde meydan gelen moment
λ_{cr}	Kritik yük faktörü
φ	Kayma indeksini
δ_U	Üst kattaki ötelenme
δ_L	Alt kattaki ötelenme
δ_b	Yanal ötelemesiz momentler için moment arttırma çarpanı
δ_s	Yanal ötelemeli momentler için moment arttırma çarpanı
M_b	Yanal ötelemeye yol açmayan çarpanlarla arttırılmış moment
M_s	Yanal ötelemeye yol açan çarpanlarla arttırılmış moment
P_u	Eksenel basınç kuvveti
P_{el}	Kritik elastik burkulma kuvveti
φ_c	Basınç azaltma katsayısı

1. GENEL BİLGİLER

1.1.Giriş

Sanayi devriminin başlamasıyla demirin işlenmesi hızlanmış ve çelik yapılar hızlı bir şekilde hayatımıza girmiştir. İlk olarak font yapı malzemesi olarak kullanılmıştır. Şekil1.1.'de verilen İngiltere'de yapılan Coalbrookdale Köprüsü, fontun yapı malzemesi olarak kullanıldığı ilk yapı örneğidir. Fakat fontun çekme dayanımı iyi değildir. Henry Cort yaklaşık 1784 yılında pudlalama metodunu geliştirerek iyi kalitede dövme çelik üretimini başlatmıştır. Dolu gövdeli ana kirişli ve kafes ana kirişli olarak teşkil edilen köprülerin dövme çelik ile yapımına başlanmıştır. Bunlardan birisi, Şekil 1.2.'de gösterilen 1846'da İngiltere'de inşa edilen 140m açıklıklı Britannia Köprüsü'dür (Deren, 2002; Özhendekçi, 2009.)

Şekil 1.1. Coalbrookdale Köprüsü

Şekil 1.2. Britannia Köprüsü

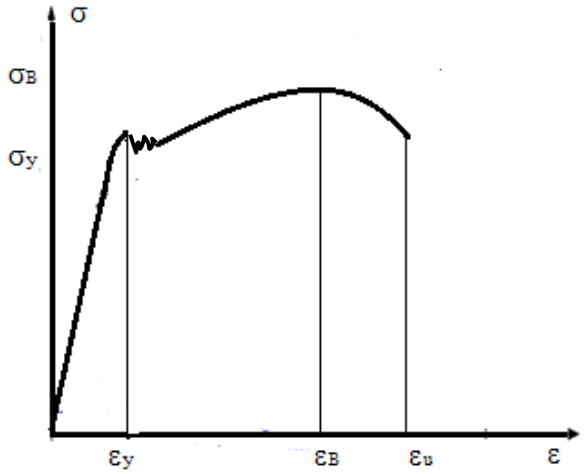
Daha sonraki yıllarda ham demirin sıvı haldeyken arıtılması sağlanmış ve dökme çelik üretimi tekniği bulunmuştur. Elektrikli fırınların kullanılmasıyla 20. Yüzyılın başlarında çelik yapılarda çok büyük gelişmeler ve ilerlemeler kaydedilmiştir. Çelik yapıların hızlı inşa edilebilmesi nedeniyle birinci dünya savaşı sonrasında, ikinci dünya savaşı sırasında ve sonrasında yaygın olarak kullanılmıştır. Birinci dünya savaşı sonrası şehirlerin yeniden ve hızlı bir şekilde inşası, çelik yapıları çok önemli bir konuma getirmiştir

1.2.Yapı Malzemesi Olarak Çelik

Yapı malzemesi olarak çelik; demirin karbon, silisyum, manganez, alüminyum, bakır, krom, nikel, molibden, bor, vanadiyum, vb. gibi elementlerin oluşturduğu bir malzeme türüdür. Oluşturulan alaşımlarda elementlerin oranları çelik cinsine göre değişmektedir. Katkı malzemesi olarak karbon, çeliğin sertliğini ve mukavemetini değiştirmektedir. Karbon oranı arttıkça mukavemet ve sertlik artmaktadır. Fakat sünekliği ve kaynaklanabilmesi azalmaktadır. Çelik, herhangi bir işlemden geçmeden dövülebilen ve genellikle %1,7'den fazla karbon ihtiva etmeyen bir demir-karbon alaşımıdır. İnşaatta kullanılan çeliklerde karbon %0,16-%0,22 aralığındadır.

1.3.Çeliğin Mekanik Özellikleri

Malzeme olarak kristalli bir yapıya sahip olan çeliğin mekanik özellikleri çekme deneyi ile belirlenmektedir. Çelik bir çubuk üzerinde yapılan çekme deneyi sonucunda Şekil 1.3.' te verildiği gibi gerilme- şekildeğiştirme diyagramı elde edilmektedir. Bu şekilden görüldüğü gibi çelik σ_E gerilme değerine kadar elastik davranış göstermektedir. Bu gerilme değerinde sonra şekildeğiştirme hızla artarak akmaya başlamaktadır. Bu aşamadan sonra plastikleşen çelik tekrar yük almaya başlar ve maksimum çekme dayanımına ulaşmaktadır(σ_B). Bu değerden sonra çelik çubukta kesitin daralmasıyla yük altından kaçmaya başlar ve belirli bir uzama değerinde kopma dayanımına ulaşmaktadır.



Şekil 1.3. Çekme deneyinin aşamaları ve çekme deneyinde gerilme-şekil değiştirme grafiği

TS-648' de çelik yapılarda kullanılacak malzeme, çekme dayanımı dikkate alınarak tanımlanmaktadır. Örneğin Fe 37(St37), çekme dayanımı 37 kN/ cm^2 ile 45 kN/ cm^2 olarak tanımlanmaktadır. TS EN 10025' e göre ise yapı çelikleri akma dayanımına göre sınıflandırılmaktadır. Fe 37 çeliği, bu standartta S235 olarak tanımlanmaktadır. Diğer bir deyişle S235 çeliğinin karakteristik akma dayanımı 235 N/mm^2' dir. Tablo 1.1.' de TS 648 ve TS EN 10025' e göre tanımlanan çelik sınıfları verilmektedir.

Tablo 1.1. Çeliğin mekanik özellikleri

Çeliğin Kısa Gösterilişi	TS EN 10025 Gösterimi	Çekme Dayınımı kgf/cm^2	Akma Dayanımı kgf/cm^2	Elatisite Modülü kgf/cm^2	Kayma Modülü kgf/cm^2	Isıl genleşme Katsayısı
Fe 33	S 186	3300-5000	1900	2100000	810000	0,000012
Fe 34	S 206	3400-4200	2100			
Fe 37	S 235	3700-4500	2400			
Fe 42	S 255	4200-5000	2600			
Fe 46	S 284	4400-5400	2900			
Fe 50	S 294	5000-6000	3000			
Fe 52	S 353	5200-6200	3600			
Fe 60	S 333	6000-7200	3400			
Fe 70	S 363	7000-8500	3700			

1.4.Çeliğin Üstün Özellikleri

- Çelik homojen ve izotrop bir malzemedir. Mekanik özellikleri herhangi doğrultu boyunca değişmez.
- Çeliğin elastiklik modülü diğer malzemelere oranla çok yüksektir. Bundan dolayı çok büyük mukavemetlere sahiptirler. Bu durum yapı malzemesinin daha az bir hacime sahip olmasına neden olmaktadır. Ayrıca daha hafif yapılar da elde edilmektedir.
- Burkulmasız durumda çeliğin çekme mukavemeti, basınç mukavemetine eşittir.
- Yapısal olarak sünek bir malzemedir. Büyük şekil değiştirme yapabilir, plastik hesaba uygundur, deprem yükler açsından alternatif oluşturur ve zemin oturmalarından çok fazla etkilenmemektedir.
- Kaynaklı bölümlerinin büyük bir kısmı atölyelerde hazırlanmaktadır. Şantiyede montajlama işlemi yapılmaktadır.
- Hava koşullarından etkilenmez.

- Elemanlarda değişim ve takviye imkanları sunmaktadır.
- Sökülüp yeniden kullanılabilir.
- Elemanların taşıyıcılık kazanması açısından beklemeye gerek yoktur.
- Uygun planlama ile az iskeleli inşaat mümkündür.

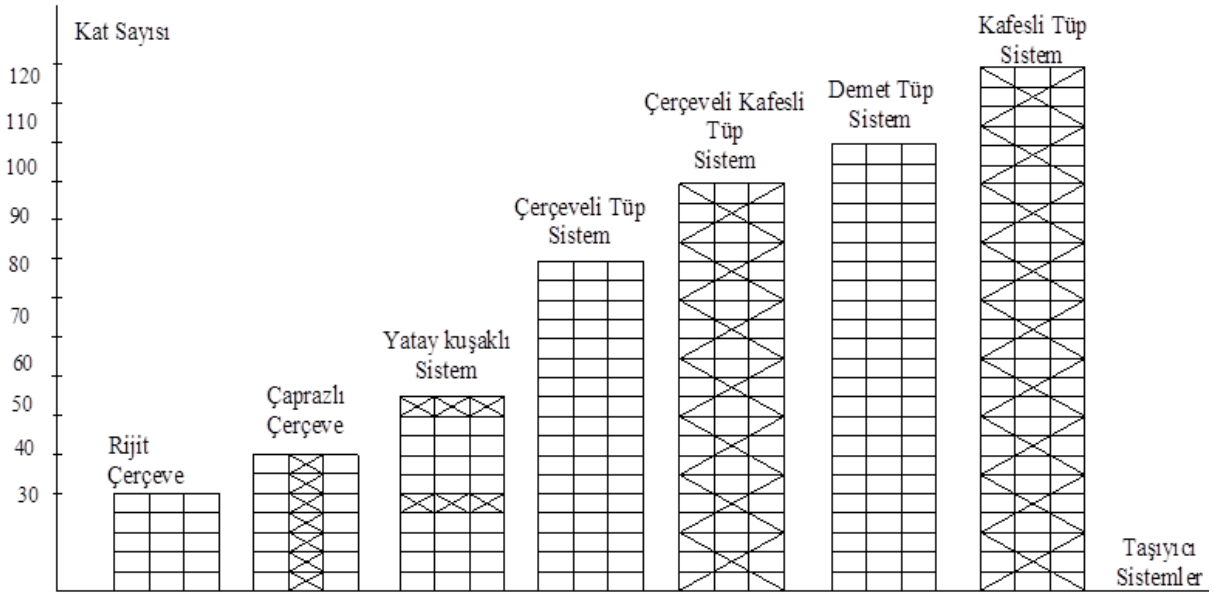
1.5.Çeliğin Sakıncalı Özellikleri

- Sıcaklıktan çok fazla etkilenmektedir. Çok yüksek sıcaklıklarda taşıyıcı elemanlarda çok büyük mukavemet kayıpları meydana gelmektedir. Bu sebeple taşıyıcı elemanlar yanmayan ya da sıcaklıktan etkilenmeyen malzemeler ile kaplanmalılardır. Buda maliyeti artırmaktadır.
- Korozyona karşı dayanıksızdır. Bunun sonucu olarak sürekli bakım gerektirir
- Asit, baz ve tuza karşı dayanıksızdır.
- Ses ve ısıyı iyi iletir, dolayısıyla yalıtım gerektirebilir.
- Çelik yüksek mukavemetli bir malzeme olduğundan seçilen kesitler narindir. Burkulma yerel burkulma gibi olası stabilite problemleri hesaplar sırasında dikkate alınır. Ayrıca narinliğin derecesine bağlı olarak elemanların basınç taşıma gücü çekmeye oranla bir miktar daha küçüktür.

Yukarıda anılan tüm sakıncalı özelliklere karşı alınan tedbirler maliyeti arttırmaktadır.

1.6.Çelik Taşıyıcı Sistemler

Çelik yapılarda kat sayısı artıkça, taşıyıcı sistemin boyutlandırılmasında rüzgar ve deprem gibi yatay yükler düşey yüklere göre daha etkili olmaya başlar. Yapı yüksekliğine bağlı olarak tasarımcının da tercihiyle farklı taşıyıcı sistemler kullanılmaktadır. Birçok farklı çelik taşıyıcı sistem vardır. Şekil 1.4.' da farklı kat yüksekliklerine göre farklı taşıyıcı sistemlerinden bazıları değişimi verilmiştir. Son yıllarda geliştirilen ve geçmişten günümüze kullanılan 10 farklı çelik taşıyıcı sistem vardır. Bunlar rijit çerçeve sistemler, çaprazlı çerçeve sistemler, çerçeveli tüp sistemler, kafesli tüp sistemler, demet(modüler) tüp sistemler, düşey kafes kirişli yapılar, yatay kafes kirişli ve kuşaklı yapılar, asma sistemler, uzay sistemler ve son olarak omurgalı sistemlerdir. Ayrıca bunlar tasarımcının düşündüğü ve tasarladığı farklı taşıyıcı sistemler olarak sayısı artırılabilir.



Şekil 1.4. Çelik taşıyıcı sistemler

1.6.1. Çelik Taşıyıcı Sistemeler

Bu sistemler birbirine kolon, kirişler ve bağlantı noktalarından oluşmaktadır. Bağlantı noktaları rijit olarak kabul edilmektedir. Burada yapıya gelen yanal ya da sabit yüklerin hepsi kolon kiriş birleşiminden oluşan çerçeveler tarafından karşılanmaktadır. Rijit çerçeveler normal şartlarda 30 kata kadar ekonomik olmaktadır. Deprem bölgelerinde ise bu yükseklik 20 kata inmektedir.

1.6.2. Çaprazlı Çerçeve Sistemler

Çaprazlı çerçeveler rijit çerçeveli sistemlere çapraz elemanlar eklenerek oluşturulmaktadır. Bunun sebebi rijit çerçeveli sistemlerin 20 kattan yüksek binalarda yatay yükler karşısında yetersiz olmasından dolayıdır. Ayrıca rijit çerçevelerde eğilme etkileri, yapıyı yanal yükler altında önemli ölçüde olumsuz etkilere maruz bırakmaktadır. Yapıya düşey eksende eklenen çapraz elemanlar yapıyı rijitleştirmektedir. Deprem yükleri altında çok iyi performans sergilemektedirler. Stabiliteyi kuvvetlendirmektedirler. Ayrıca güçlendirme açısından da ekonomikliği sağlamaktadır(Tansel, 2010).

1.6.3. Çerçeveli Tüp Sistemler

Çok katlı yüksek binalarda oldukça kullanılan bir taşıyıcı sistemdir. Tüp sistemi ya da çekirdek sistemi oluşturmak için cephede sık aralıklı kolonlar ve yüksek parapet kirişlerinden oluşmaktadır. Yapı bütünüyle gelen yükleri bir konsol sistem gibi davranarak karşılamaktadır. Burada oluşturulan tüp sistemler yapı yüksekliğine oranla taşıyıcılığı artmaktadır. Yapı yüksekliği arttıkça tüp sistemlerin taşıyıcılığa katkı yapması fazlalaşmaktadır. Bireysel olarak veya eleman bazında ise kolonların ve kirişlerin eğilme rijitlikleri yapının taşıyıcılığının temelini oluşturmaktadır. Burada sık kolonların oluşturduğu sistem rijit bir diyafram gibi çalışmaktadır. Tüp sistemlerde dış cephe duvarları yatay yük bağlantısı ve perdelere gerek kalmamaktadır.

1.6.4. Kafesli Tüp Sistemler

Çerçeveli tüp sistemlerin etkin olamayacağı yüksekliklerde kullanıla taşıyıcı sistemlerdir. Çerçeveli tüp sistemlerin cephesine diyagonal elemanların eklenmesi yoluyla Kafesli tüp taşıyıcı sistemler oluşturulmaktadır. Kolonlar çerçeveli tüp sistemlere göre daha fazla aralıklarla oluşturulabilinmektedir. Kafes tüp sistemlerin yatay yükler karşısında performansı daha iyidir. Kafeslerin eklenmesi yapıda meydan gelen kesme kuvvetleri etkisini azalmaktadırlar. Ayrıca konsol davranışa katkı yapmaktadır. Bunun sebebi yapı bütünlüğünde birliktelik sağlamasıdır. Çapraz elemanlarla oluşturulan kafes sistemler davranış bakımından yapının rijitliğini artırmaktadır. Ayrıca kesme kuvvetlerini de diyagonaller karşılamaktadır. Bu nedenle çapraz elemanların bireysel performansları çok önemlidir. Burada çapraz elemanlar üzerlerine eksenel yük aldığından da davranışları ve stabilitelerinin çok iyi olması gerekmektedir. (Tansel, 2010)

1.6.5. Demet(Modüler) Tüp Sistemler

Demet tüp sistemler 30 kattan çok daha yüksek katlı yapılar için uygulanmaktadır. Birçok çerçeveli tüp sistemin yapı içerisinde kullanılmasıyla oluşmaktadır. Çok karmaşık bi yapısı vardır. Bu sistemde yatay yüke paralel çerçeveler kesme kuvvetlerini karşılarken, diğer çerçeveler eğilme momentlerini karşılamaktadır. Demet tüpü oluşturan her bir tüpün

bütünlüğünü bozmadan herhangi bir seviyede kesilebilir. Diğer sistemlere göre kolonların arası daha fazla açıklıklı olarak tasarlanmaktadırlar. Tüp sistemler yapı içine yerleştirilirken iç mekan tasarımının düşünülmesi gerekmektedir. Tüpler oluşturulurken her birinin kendi içinde çalışması sistemimin taşıyıcılığına etki etmektedir.

1.6.6. Düşey Kafes Kirişli Yapılar

Düşey Kafes kirişli yapılar çok katlı yüksek yapılar açısından en ekonomik olan sistemlerdir. Sistem düşey kafes kirişlerle rijitleştirilir. Yapısal olarak davranışı zemine ankastre bir eleman gibi çalışmaktadır. Dar kafes kirişlerde çubuk kuvvetleri yanında deformasyonlar da büyük olur. Geniş olanlar ise, çubuk kuvvetleri küçük olduğundan ekonomik şekilde boyutlandırılabilir. Dar kafes kirişlerin rijitliklerini arttırmak için, birkaç katta diyagonal bağlantılar kat genişliğince uzatılır. Ayrıca, rijitliğin sadece üst kata konan yatay bir kafes kirişle arttırılması da mümkündür. Kafes kiriş rijitliği ise çubuklar eğilme rijitlikli seçilerek ve düğüm noktaları rijit düzenlenerek arttırılabilir.

1.6.7. Yatay Kafesli ve Kuşaklı Yapılar

Yatay kafesli ve kuşaklı sistemler 40 katın üzerindeki binalarda kullanılmaktadır. Bu sisteme gerek duyulmasının sebebi düşey bir kafes ve çerçeveden oluşan taşıyıcı sistemler rüzgar ve deprem yükleri karşısında yetersiz kalmaktadır. Ekonomiklik açısından ise bu sistemlerle 40 kattan fazla yapılar yapılmak istenildiğinde çok daha büyük profiller kullanılması belirlenen maliyet sınırlarının aşılmasına yol açmaktadır. Bundan dolayı sisteme yatay kafes kirişlerin (ara kuşakların) eklenmektedir. iki yönlü yarar sağlamaktadır. İlk olarak yanal yükler altında sistemde oluşacak devrilme momentlerine karşı devrilme kapasitesini arttırılmakta, ikincisi kullanılan çelik miktarından tasarruf sağlanmaktadır. Kesme kuvvetleri açısından bakıldığında çok iyi bir performansa sahiptirler. Eğilme rijitlikleri diğer taşıyıcı sistemlere daha yüksektir. Yatay kafesli ve kuşaklı sistemlerin, diğer taşıyıcı sistemler üzerine uygulanması da basittir. Tüp ya da çekirdek içeren sistemlerde çaprazlı bir çekirdek ve bu çekirdekle dış kolonları birbirine bağlayan yatay kafes kirişlerden oluşabilmektedir. Birde katlar arası çapraz eleman ya da diyagonaller kullanılması sistemin eğilme rijitliğini artırmaktadır. Yani birçok yöntemi

kullanarak sistemin eğilme rijitliğini istenen seviyeye getirilip bu sistemin prensibine çalışma göre tasarlanabilinmektedir. Bütün bu durumlarda yatay kafes kirişler taşıyıcı sistemin eğilme dayanımını arttırsa da, kesme kuvvetlerine karşı dayanımı arttırmazlar; bu kuvvetlerin çekirdek tarafından karşılanması belirlenmektedir (Tansel, 2010).

1.6.8. Asma Sistemler

İlerleyen teknolojiyle asma sistemler geliştirilmiştir. Karmaşık bir yapıya sahiptir. Çekirdek ve çelik kablonun ana taşıyıcı olarak kullanıldığı sistemlerdir. Birden fazla çekirdek ile çatı seviyesinde çelik kablo ve benzeri gibi elemanlarla bir ucundan bu çekirdeğe asılmış, kat döşemelerinden oluşmaktadır. Asma sistemlerde tüm yükler doğrudan doğruya çekme kuvvetleri olarak karşılanmaktadır.

1.6.9. Uzay Sistemler

Yapıya gelen yatay yükleri, uzay sistemler, üç boyutlu bir çerçeve ile karşılamaktadırlar. Genel olarak tasarımında elemanların bireysel olarak hem yatay hem de yüklere göre boyutlandırılması gerekmektedir. Çok hafif bir sistemdir. Uygun kat yükseklilerinde istenilen performansı göstermektedir.

1.6.10. Omurga Sistemler

Yakın bir geçmişte geliştirilmiş olan omurgalı sistemlerde, yatay yüke dayanım sağlayan omurga düşey ya da eğik elemanlar, çaprazlı çerçeveler veya virendeel kirişlerinden oluşmaktadır. Düşey ve eğik elemanlar devrilme momentlerinin neden olduğu eksenel yükleri karşılamaktadır (Tansel, 2010).

1.7.DBYBHY-2007 Yönetmeliğinde Öngörülen Çelik Taşıyıcı Sistemler

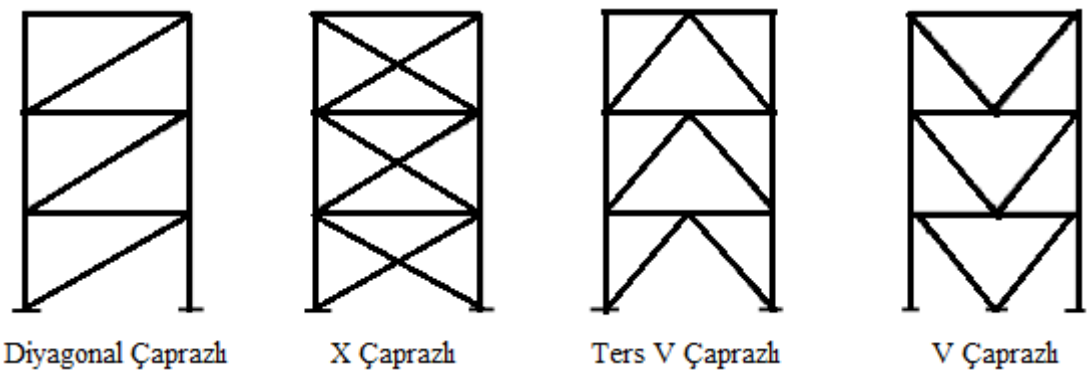
DBYBHY- 2007 yönetmeliğinde 3 farklı ana çelik taşıyıcı sistem verilmiştir. Bunlar moment aktaran çerçeveler, merkezi çaprazlı perdeler ve dış merkezli perdelerdir.

1.7.1. Moment Aktaran Çerçeveler

Sünek, rijit çerçeve sistemleri, birbirlerine rijit olarak bağlanmış kolon ve kiriş elemanlarında oluşur. Yanal yüklere direnç, çerçeve elemanlarında moment ve kesme kuvvetlerinin oluşumu ile gerçekleşir. Rijit çelik çerçeve sistemler diğer sistemlere nazaran mimari açıdan daha geniş tasarım olanakları sağlarlar. Yüksek düktiliye sahip olmakla birlikte düşük elastik rijitliğe sahiptirler. Çelik çerçeve sistemleri aşırı deprem yükleri altında plastik mafsalların kolonlardan ziyade kirişlerde oluşması halinde, daha çok histerik enerji sarf edilir. Plastik mafsalların kirişlerde oluşması sonucu ortaya çıkan göçme mekanizması yumuşak kat mekanizmasının oluşumunu önler. Bu şekilde boyutlandırılan sistemlere kuvvetli kolon-zayıf kiriş sistemleri denir.

1.7.2. Merkez Çaprazlı Perdeler

Merkezi çapraz perdeli sistemler, çapraz elemanların merkez çizgileri ana çerçevenin birleşim noktaları ile düzenli bir konfigürasyon içerisinde birleşerek düşey taşıyıcı sistem içinde bir tür düşey kafes sistem oluşturan sistemlerdir. Yatay deprem + rüzgar yükleri bu düşey kafes sistem ile taşınır. Bu sistemler rijit çelik çerçeve sistemlere göre yüksek yatay elastik rijitliğe sahip olmalarına karşın düşük sünek davranış gösterirler. Mimari çeşitlilik açısında ise çapraz elemanları engel teşkil edebilmektedir. Merkezi çelik çaprazlar tekrarlı eksenel yük etkisinde enerji tüketirler. Çekme altında akarak, basınç altında da burkularak, dayanımını ve rijitliğini önemli ölçüde kaybetmeden büyük deformasyonlar yapabilmeleri beklenir.

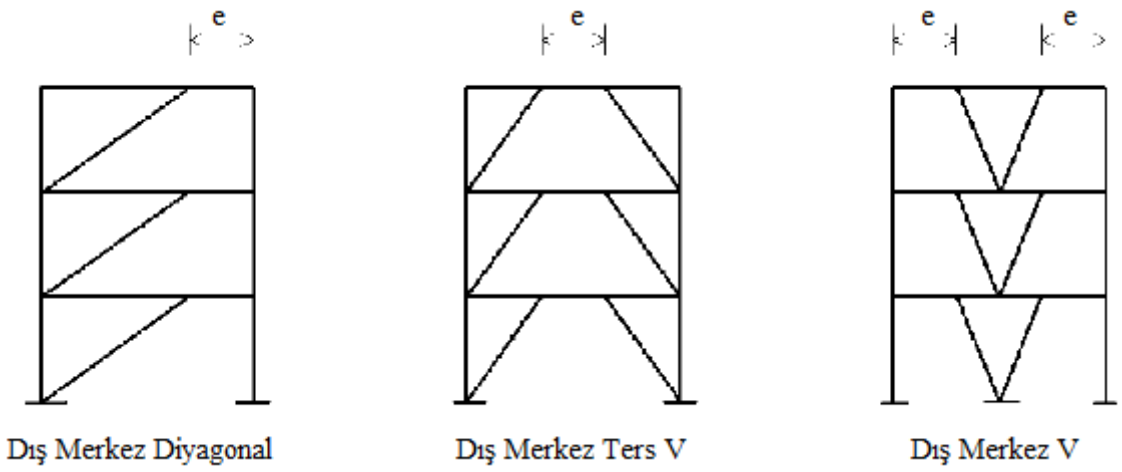


Şekil 1.5. Merkezi çapraz perdeli sistemler

Çaprazların deprem esnasındaki akma ve burkulma hareketleri sırasında birleşimler, kolonlar ve kirişler elastik sınırlar içinde kalacak şekilde daha güçlü tasarlanmalıdır. Çapraz elemanların λ narinliği azaldıkça doğrusal olmayan çevrimsel davranışlar iyileşmeye, yani enerji yutma kapasitesi artmaya başlar. Bu nedenle yönetmeliklerde narinlikler için sınırlamalar getirilmiştir. Bir çapraz elemanın enerji yutma kapasitesi basınç etkisi altında iken narinliğe bağlıdır.

1.7.3. Dışmerkez Çaprazlı Perdeler

Dışmerkez çelik çapraz perdeli sistemlerde çapraz elemanın bir ucu kirişe "bağlantı kirişi olarak anılan" parçayı oluşturacak şekilde bağlanır. Doğrusal plmayan davranış bu bağlantı elemanı (bağlantı kirişi) üzerinde sınırlandırılır. Dış merkez çelik çaprazlı sistemler çeşitli geometrik formlarda olabilir. Bunlar arasında ters V formu kolonlarda yüksek momentlere neden olmayacak bir formda oldukları için en çok tercih edilendir.



Şekil 1.6. Dışmerkezli çelik çaprazlı perdeler

Dışmerkezli çelik çaprazlı sistemler yüksek elastik rijitliğe sahip olmalarının yanı sıra, çevrimsel yatay yükler altında stabil bir doğrusal olmayan davranışa ve mükemmel bir süneklik ve enerji yutma kapasitesine sahiptir. Sisteme gelen deprem enerjisi bağlantı kirişinin doğrusal olmayan davranışı ile tüketilmeye çalışılmaktadır. Bağlantı kirişi dışındaki tüm kolonlar, kirişler, çaprazlar ve birleşimler elastik sınırlar içinde kalacak şekilde tasarım yapılması gerekmektedir. Çapraz elemanda oluşacak eksenel yük, kirişe

eksenel gerilme yaratan yatay bileşeni ve kiriş gövdesine kayma gerilmeleri oluşturan düşey bileşeni ile aktarılmaktadır. Berkeley Üniversitesinde yapılan çalışmalar sonucu; bağlantı kirişlerinin gövde takviye levhaları olmaksızın tekrarlı yüklere karşı koyacak kapasiteye sahip olmadıkları ve yük taşıma kapasitesinin, gövde buruşması nedeniyle önemli oranda azaldığı ortaya konulmuştur. Bunun için, gövde burkulmasını önleyecek şekilde bağlantı kirişlerine rijitlik verilmesi gerekmektedir.

1.8.Moment Aktaran(Dayanımlı) Çerçevelerin Sınıflandırılması

Moment aktaran çerçeveler çelik yapılarda sık olarak kullanılan taşıyıcı sistemlerdir. Moment aktaran çerçeveler, çerçeveyi oluşturan elemanlarda ve birleşim yerlerindeki eğilme etkilerinden dolayı oluşan kuvvetlere karşı dayanıma sahip yapılardır. Bu sistemler, yapıya kullanılabilir geniş hacimler sağlamaktadır. Bir de sünek olmaları yapıya gelen deprem kuvvetlerini azaltmaktadır. Bunun sebebi taşıyıcı sistemlerin sahip olduğu uzun periyotlardır. Çünkü taşıyıcı sistemlerinde yapının yanal hareketini kısıtlayacak çelik çapraz elemanlar ve perde duvarlar yoktur.

Moment dayanımlı çerçeveler en genel haliyle 5 tanedir;

1. Düzenleniş biçimlerine göre,
2. Kullanılan birleşim eleman türüne göre
3. Düğüm noktalarının sünekliğine göre
4. Birleşim bölgesinin ve elemanların rölatif dönme rijitliklerine göre,
5. Birleşim bölgelerinin ve elemanların rölatif moment kapasitelerine göre sınıflandırılırlar.

1.8.1. Düzenleniş Biçimlerine Göre Sınıflandırılması

Moment aktaran çerçeveler düzenleniş biçimlerine göre;

a. Moment aktaran uzay çerçeveler,

b. Moment aktaran çevre çerçeveler,

c. Moment aktaran düzlem çerçeveler,

d. Bazı akslardaki kolon ve kirişlerin rijit bağlanması şeklinde teşkil edilen moment aktaran çerçeveler,

e. Dallanmış kolonlu moment aktaran çerçeveler,

f. Kafes kirişli moment aktaran çerçeveler,

g. Vierendel kirişli moment aktaran çerçeveler,

h. Tüp içinde tüp biçimli moment aktaran çerçeveler.

olarak gruplandırılır (Astaneh, 1995; Tama 2003). Bu sistemlerden bazıları;

1.8.1.1. Uzay, Çevre ve Bazı Akslarda Teşkil Edilen Çerçeveler

Uzay çerçeveler, 3 doğrultuda moment aktaran çerçeve olarak tanımlanmaktadır. Döşeme sistemleriyle, diyafram davranışıyla, kolon kiriş elemanlarının dayanımlarıyla ve birleşim bölgelerinin eğilme rijitliklerinden teşkil olunmaktadır. Moment aktaran uzay çerçevelerin tüm kolon-kiriş birleşimleri rijit olarak teşkil edilmektedir. Çok fazla düğüm nokatsı vardır. Bu da maliyeti artırmaktadır. Özelikle şantiyede kaynaklı sistemlerde üretim hataları fazladır(Şekil 1.7).

Çevre çerçeveler, yapıyı kutu gibi saran taşıyıcı sistemlerdir. Yapıya gelen tüm yanal yükleri taşımaktadır. Bu sistemdeki iç kolon ve kirişlerin moment çevre çerçevelerin bir parçası olarak kabul edilmemektedir. İç kolonlar ve kirişlerin tamamı sadece üzerlerine gelen düşey yükleri taşıyan basit mesnetli (sadece kesme etkili) birleşimlerdir. Böyle bir çerçevenin iç kolonları genellikle "ağırlık kolonları" olarak adlandırılmaktadır. Çevre çerçeveli moment aktaran sistemler tasarlanırken iç kolonlar ve kirişlerin yatay yükleri karşılamadığı düşünülmektedir. Fakat deprem sırasında, yatay yüklere karşı katkı sağlamadığı kabul edilen ağırlık kolonları, ara kirişler ve bunların birleşimleri, sisteme gelen deprem yüklerinin karşılanmasında etkili olurlar. Ayrıca, döşeme diyaframları ve bazı yapısal olmayan elemanlar da yatay kuvvetlere karşı rijitlik, dayanım ve sönümleyici katkı sağlamaktadırlar.

Şekil 1.7. Uzay moment aktaran çerçeve

Gelişen ve ilerleyen teknoloji sayesin çelik taşıyıcı sistemler birçok şekilde tasarlanmaktadır. Bazen uygulanan farklı sistemlerin bazı akslarında taşıyıcı olarak moment aktaran çerçeveler kullanılmaktadır. Bu sistemde diğer bütün elemanlar birbirlerine mafsallı (sadece kesme etkisi aktaracak şekilde) olarak birleştirilirken sadece çerçevenin bazı akslarındaki kolon-kiriş elemanları rijit olarak birleştirilmiştir (Tama, 2003).

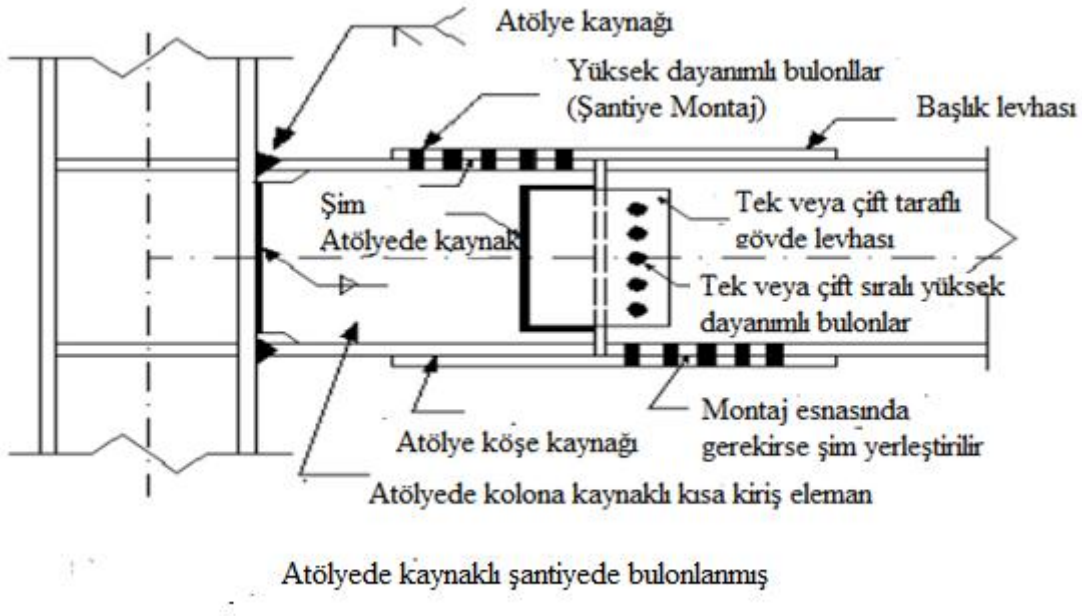
Burada tasarımcılar için ekonomiklik önemlidir. Taşıyıcı sistemleri tasarlarken seçimleri mühendisler yapmaktadır. Bu sistemlerin her birinin tam olarak sismik performansı bilinmediğinde tasarımcı kullandığı yönetmeliklere göre mühendislik ilkelerine uygun bir şekilde yapıyı tasarlamaktadır. Burada seçim aşamasında en önemli etken ekonomikliktir.

1.8.1.2. Dallanmış Kolon Teşkili Moment Aktaran Çerçeve

Dallanmış kolon şeklinde teşkil edilmiş moment dayanımlı çerçeve sistemi birçok birleşim bölgesi içermektedir. Burada küçük kısa kiriş konsolcukları karşımıza çıkmaktadır. Bunların boyutları (50-100) cm uzunluğunda, atölyede kolona kaynaklanır. Atölyede kaynaklanan konsolla dallandırılmış kolon elemanlar şantiyede yerine monte

edilmekte ve gövde kiriş elemanlar, kolonlara kaynaklanan kısa konsol kiriş elemanların uçlarına genellikle bulonlu olarak birleştirilmektedir. Bu nedenle de sistem, "Atölyede kaynaklı şantiyede bulonlanmış" çelik bir yapıdır. Dallandırılmış kolon elemanlardaki konsol kiriş elemanın uzunluğu Şekil 1.9.'da gösterildiği gibi esas kiriş elemanın boyunun % 15'inden daha fazla olmamalıdır. Kaynaklama işleminin atölyede yapılması yüksek kaliteli ve ekonomik kaynak yapma imkanı sağlamaktadır. Bulonlama işleminin şantiyede yapılması ise, iklim şartlarından bağımsız yıl boyu montaj yapma gibi hem ekonomik ve hem de yerinde kolay montaj imkanı sağlamaktadır. Şantiyede kaynağı yapılan dallanmış teşkil edilmiş moment aktaran sistemlerde kalite ve ekonomiklikten uzaklaşılmaktadır. Atölyede kaynak yapılan imalatlar daha güvenli ve kaliteli olduğu görülmektedir. Ayrıca yapılan kaynakların denetimi açısından yetersizlik ve yüksek maliyet atölye kaynağının önemini artırmaktadır. Şekil 1.8. ve Şekil 1.10' da atölyede kaynaklı birleşim örnekleri verilmektedir.

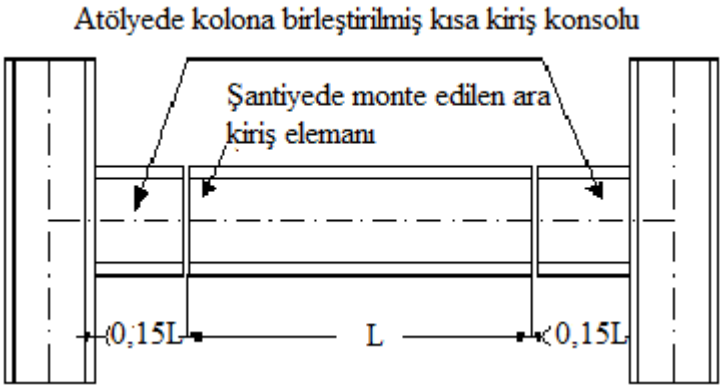
Amerika'da 1995' li yıllarda, büyük depremler sonrası yapılan araştırmalar ve gözlemler sonucunda, dallanmış kolon taşıyıcı sistemli modern çelik yapıların performanslarının şantiyede kaynaklanmış moment dayanımlı çerçeveli çelik yapılardan çok daha iyi olduğu görülmüştür. (Astaneh, 1995).



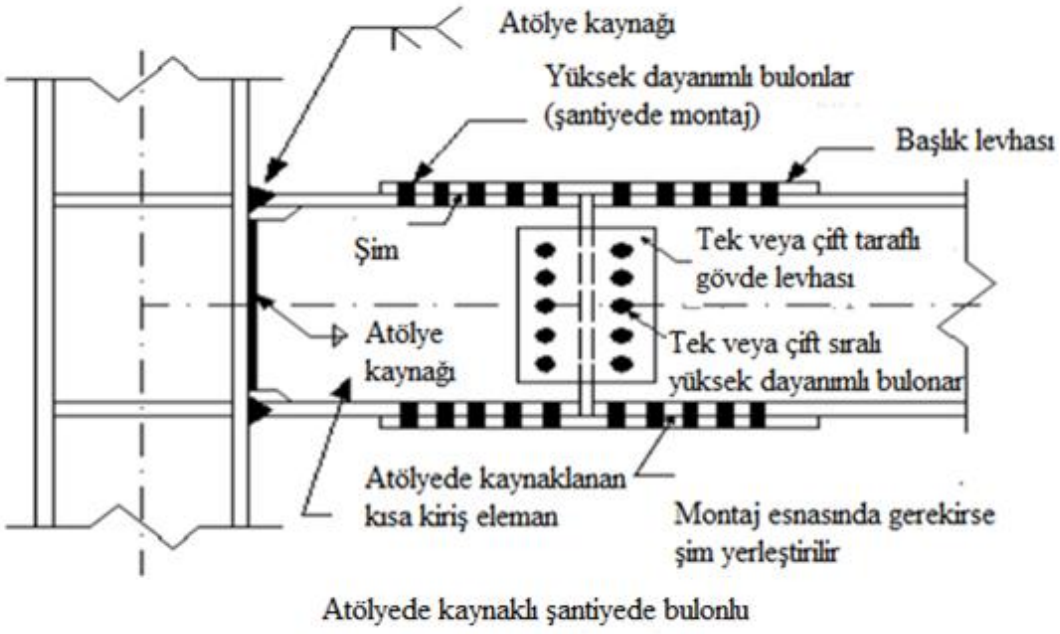
Şekil 1.8. Atölyede Kaynaklı şantiyede bulonlu imalat (Tama, 2003)

Standart bir dallanmış kolon sisteminde, kirişlerin bulonlu olarak teşkil edilen birleşim bölgesi atölyede birleştirilmiş olan konsol kirişlerden daha güçlü olarak tasarlanır

Bulonlu kısım çerçevenin sismik performansı üzerinde belirleyici bir rol oynamaz. Günümüzde moment dayanımlı çelik yapı çerçevelerinde en yaygın kullanılan düğüm noktası birleşim detayı Şekil 1.10.'de gösterilmiş olduğu gibi şantiyede kaynaklı birleşimler veya şantiyede kaynaklı-şantiyede bulonlu birleşimlerdir.



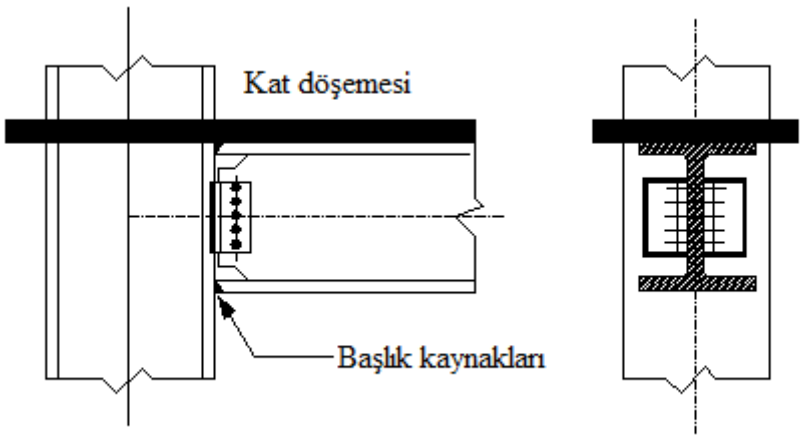
Şekil 1.9. Dallanmış kolon-kiriş birleşimi



Şekil 1.10. Atölyede Kaynaklı şantiyede bulonlu imalat (Tama, 2003)

1992 Landers-Kaliforniya, 1994 Northrige ve 1995 Hyogoken-Nanbu (Hanshin/Awaji) depremleri sonrası modern çelik yapılar üzerinde yapılan incelemelerde, birleşim bölgeleri Şekil 1.10.'de gösterildiği biçimde teşkil edilmiş olan çok sayıda moment aktaran çerçeve hasarı tespit edilmiştir. Şantiyede kaynaklı olarak teşkil edilen moment aktaran çelik çerçevelerde deprem sonrası oluşan hasarlarla ilgili daha detaylı bilgi elde edilebilinmektedir. Dallanmış kolon moment aktaran çerçeve sistemlerinde ara kiriş elemanın, kolona atölyede birleştirilmiş olan konsol kirişe (Şekil 1.11. de gösterilmiş olan düğüm noktası için) tamamen bulonlu, kaynaklı - bulonlu ve tamamen kaynaklı birleşim yapılabilinmektedir.

Özel Dallanmış-kolon moment aktaran çerçevelerde, çerçeveyi teşkil eden elemanlar ve düğüm noktası birleşimleri, yapısal elemanlarda ve birleşim bölgelerinde erken gevrek yerel burkulmaların ve kırılmaların oluşumunu önleyecek biçimde dizayn edilmektedirler. Bunun bir sonucu olarak da özel moment aktaran çerçeveler sünek bir davranış gösterirler. Genellikle, benzer uygulamalar için "Sıradan" moment aktaran çelik çerçeveler özel moment aktaran çerçevelere göre daha rijid ve daha güçlüdürler fakat daha az sünektirler.

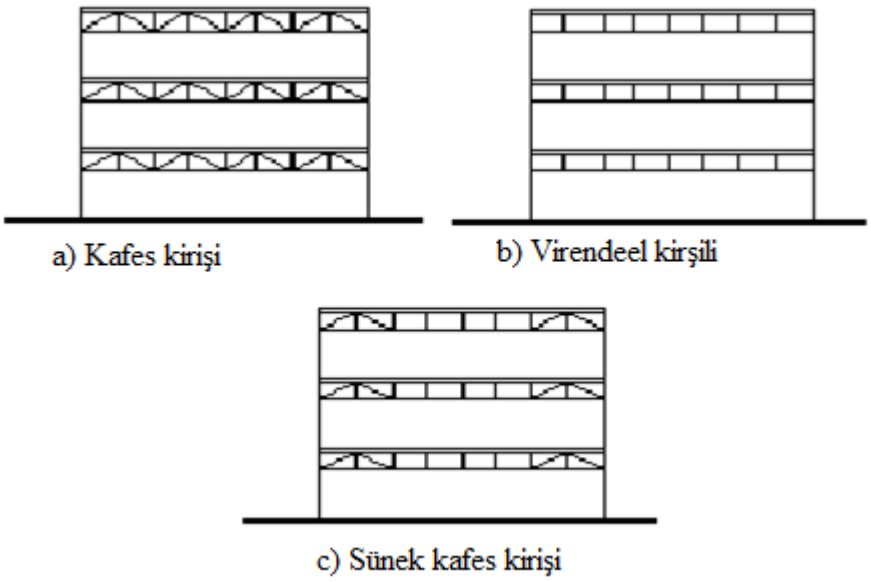


Şekil 1.11. Çelik yapılarda yaygın olarak kullanılan birleşim detayı

1.8.1.3.Kafes Kirişli Moment Aktaran Çerçeveler

Kafes kirişli moment aktaran çerçeveler, geniş başlıklı kolonlara oturan kirişlerin kaynaklı olarak teşkil edilen kafes kirişlerden oluşturulmaktadır. Genellikle çok sık uygulanan sistem teşkil biçimi . Şekil 1.12.(a)' da gösterilmektedir. Şekil 1.12.(b)'de ise özel olarak adlandıracağımız Vierendeel kirişlerinden teşkil edilen moment aktaran çelik

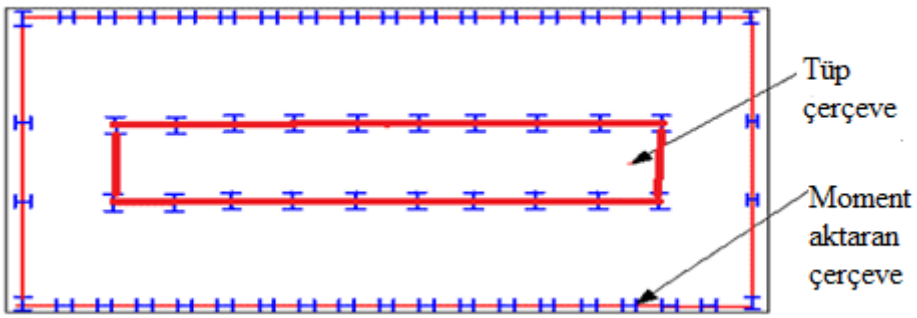
çerçeve şekli gösterilmektedir (Basha ve Goel, 1994). Şekil 1.12.(c)' de gösterilen bu teşkil sıradan kafes kiriş ve Vierendeel kafes sistemlerinin iyi bir kombinasyon haline gelmektedir. İyi bir sismik performansın sergilendiği söylenmektedir.



Şekil 1.12. Kafes kirişli moment aktaran çerçeveler

1.8.1.4. İç İçe Tüpler Şeklinde Teşkil Edilen Moment Dayanımlı Çerçeveler

Çerçevelerin iç içe yerleştirilmiş tüpler şeklinde oluşturulmasıyla elde edilen bu sistemde, içte tüp şeklinde çevre çerçeve moment taşıyıcı sistem ve yapının dış çevresinde de yine daha büyük bir çevre çerçeve taşıyıcı sistem vardır. Şekil 1.13.' de plan görünüşüyle verilmiştir.



Şekil 1.13. İç içe tüpler şeklinde teşkil edilen moment dayanımlı çerçeve teşkili

1.8.2. Kullanılan Birleşim Eleman Türüne Göre

Çelik yapılarda moment aktaran çerçeve elemanları kiriş başlıklarının kolonlara birleştiriliş biçimlerine göre;

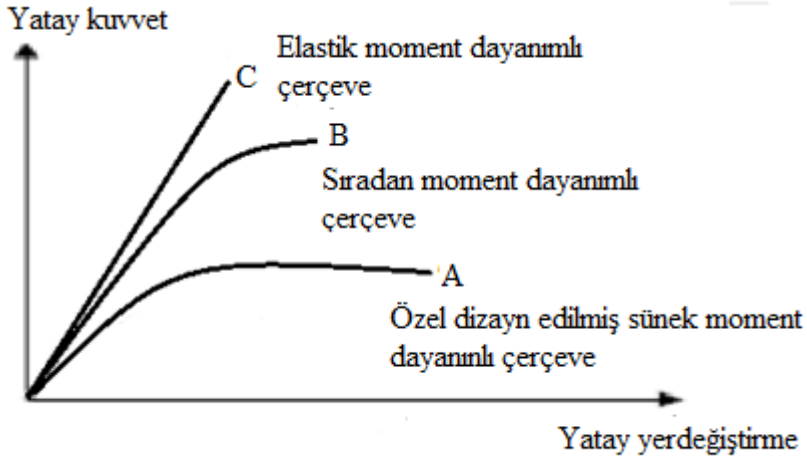
- Şantiyede kaynaklı birleşimler,
- Şantiyede bulonlu birleşimler,
- Perçinli birleşimler,

olmak üzere üç grupta toplanabilir.

Kaynaklı moment aktaran çerçeveler, çerçeveyi oluşturan kirişlerin kolonlara doğrudan, levhalarla ve köşebentlerle kaynaklanarak oluşturulan taşıyıcı elemanlardır. Moment aktaran bulonlu çerçeveler ise; atölyede bütün kaynak işlerinin yapıldığı ve şantiye ortamında herhangi bir kaynaklama işlemi yapılmaksızın sadece daha önceden açılmış olan deliklere bulonlar yerleştirilerek teşkil edilen taşıyıcı sistemlerdir. Kaynaklı veya bulonlu olarak teşkil edilen her iki moment taşıyıcı sistemde de kesme etkilerinin kiriş gövdelerinden kolona aktarılması kaynaklı veya bulonlu birleşimlerle yapılabilir.

1.8.3. Düğüm Noktalarının Sünekliğine Göre

Düğüm noktaları, moment aktaran çelik çerçevelerde tasarım açısından en önemli bölgedir. Sünekliklerine göre; Özel dizayn edilmiş sünek çerçeveler ve alışılmış tarzda dizayn edilmiş olağan çerçeveler olarak iki grupta incelenebilmektedir. Olağan ve özel olarak dizayn edilmiş sünek çerçevelerin “yatay yük-yatay deplasman” davranış biçimi Şekil 1.14’de gösterilmektedir. Herhangi bir yapıda oluşan kalıcı hasarın miktarına bağlı olarak yapı içersinde oluşan sismik kuvvetlerin büyüklüğünün de değişeceği bilinen bir gerçektir. Sünek olmayan bu davranış, yapının rijitliğini azaltmakta, sönüm oranını ve salınım periyodunu arttırmaktadır. Bu değişiklikler yapıların büyük bir çoğunluğunda yapı içersinde oluşan sismik kuvvetlerin azalmasını sağlamaktadır.



Şekil 1.14. Özel ve alışılmış moment aktaran çerçevelerin davranışı

Bundan dolayı, yapıya gelen sismik yükleri azalmak için yapıda belli miktarda hasarlara izin verilmektedir. Gevrek davranış, genel olarak yapısal elemanların ve birleşim elemanlarının akması, kayması, burkulması ve kırılması sonucu oluşmaktadır. Çeliğin akması enerji yutması anlamına gelmektedir. Bu durum, yaygın olarak kullanılan yapısal çeliklerin malzeme olarak çok sünek olmasındandır. Bazı durumlarda, yerel veya tümsel burkulmanın oluşumu, metalin net alanlarının kırılması veya birleşim yerlerindeki kaynakların kırılması gibi birleşim araçlarının hasar görmesi nedeni ile yapı, çeliğin bu yüksek süneklik kabiliyetinden istifade edememektedir.

1.8.3.1.1. Moment Aktaran Özel Çerçeveler

Özel moment aktaran çerçeveler, taşıyıcı elemanların ve kolon-kiriş birleşimlerinin zamanından önce burkulmasını ve kırılmasını önleyecek şekilde eleman ve birleşim bölgeleri tasarlanmaktadır. Bunun bir sonucu olarak da bu tür çerçeveler sünek bir davranış sergiler. Özel tasarlanmış moment dayanımlı çerçeve sistemlerinde istenilen hasar oluşum durumları, birleşim bölgelerinin kayması, çelik malzemenin akması, kirişlerin birleşim bölgelerine yakın yerlerde yerel burkulması ve plastik mafsalların meydana gelmesi tarzında gerçekleşir. Herhangi bir elemanda meydana gelebilecek bir kırılma düşey taşıyıcı sistemin stabilitesini bozabilir. Popov (2001), moment aktaran birleşimlerinin 0.015 ve 0.03 Radyan' lık bir dönme kapasitesine sahip olması moment aktaran bir çerçevenin özel tasarlanmış sünek moment dayanımlı çerçeve olması için yeterli olduğunu belirtmektedir.

Ayrıca, sünek moment aktaran birleşim bölgesinin kümülatif elastik olmayan devirli dönme kapasitesinin de en az 0.15 Radyan olması gerekir.

1.8.3.2. Moment Aktaran Çerçevelerin Rijitliklerine Göre Sınıflandırılması

Moment aktaran çelik sistemlerin sismik yükler altında gösterdiği davranış birleşim bölgelerinin moment aktarabilme kapasitelerine ve yine çerçeveyi oluşturan kolon ve kiriş elemanların eğilme rijitliklerine bağlıdır. Genel olarak moment aktaran çelik yapı çerçeveleri;

- Rijit moment dayanımlı çerçeveler,
- Yarı rijid moment dayanımlı çerçeveler,
- Esnek çerçeveler

olarak üç gruba ayrılır. Bu gruplandırma şekli öncelikli olarak kolon-kiriş birleşimlerinin eğilme rijitliğine ve dayanımına bağlıdır. Kirişlerin ve kiriş birleşim bölgelerinin bir rijitlik parametresiyle tanımlanmaktadır. Burada "m" rijitlik parametresi aşağıdaki şekilde tanımlanır;

$$m = \frac{K_{BİR}}{(EI/L)_{Kiriş}} \qquad (1.1)$$

Bu bağıntıda, K_{Bir} : Kiriş-kolon birleşiminin dönme rijitliğini, $(EI/L)_{Kiriş}$: Kiriş eğilme rijitliğini göstermektedir.

Yukarıda verilen eşitlik (1.1) kullanılarak elde edilen "m" değerine göre kiriş açıklıkları aşağıdaki şekilde sınıflandırılır. Bu sınıflandırma biçimi, kirişlerin düşey yükler altında elastik tasarımı için kullanılır. Buna göre kiriş açıklıkları,

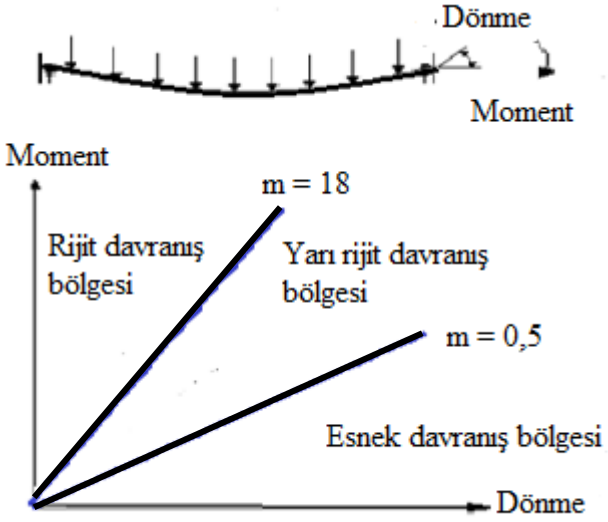
$m \geq 18 \Rightarrow$ Rijit

$0.5 \leq m < 18 \Rightarrow$ Yarı Rijit

$m<0.5 \Rightarrow$ Esnek

şeklinde tanımlanmaktadır.

Kiriş ve kiriş birleşim bölgesinin nispi dönme rijitliği esas alınarak yukarıda tanımlanan üç bölgenin "moment-dönme" davranışı Şekil 1.15.'da gösterilmiştir (Tama, 2003).



Şekil 1.15. Elastik kirşilerin rijit, yarı rijit ve esnek davranışı

Sismik tasarımda ise, kiriş açıklıklarının sınıflandırılmasında, kirişlerin ve birleşim bölgelerinin "Plastik Moment Taşıma Kapasiteleri" de dikkate alınmalıdır. Örneğin, m > 18 olan bir kiriş açıklığında, birleşim bölgelerinin plastik moment kapasitesi kirişin plastik moment kapasitesinden daha küçük ise, birleşim bölgesi kendi plastik moment taşıma kapasitesine ulaştıktan sonra kiriş açıklığı yarı-rijid olarak davranacak ve plastik mafsallar oluşacaktır. Açıklığın davranışını rijid, yarı-rijit veya esnek olarak tanımlayabilmek için "m" rijitlik parametresine ilaveten "α" dayanım parametresinin de tanımlanması gerekir. Söz konusu dayanım parametresi,

$$\alpha=\frac{(M_p)_{Bir}}{(M_p)_{Kiriş}} \tag{1.2}$$

şeklinde tanımlanmaktadır.

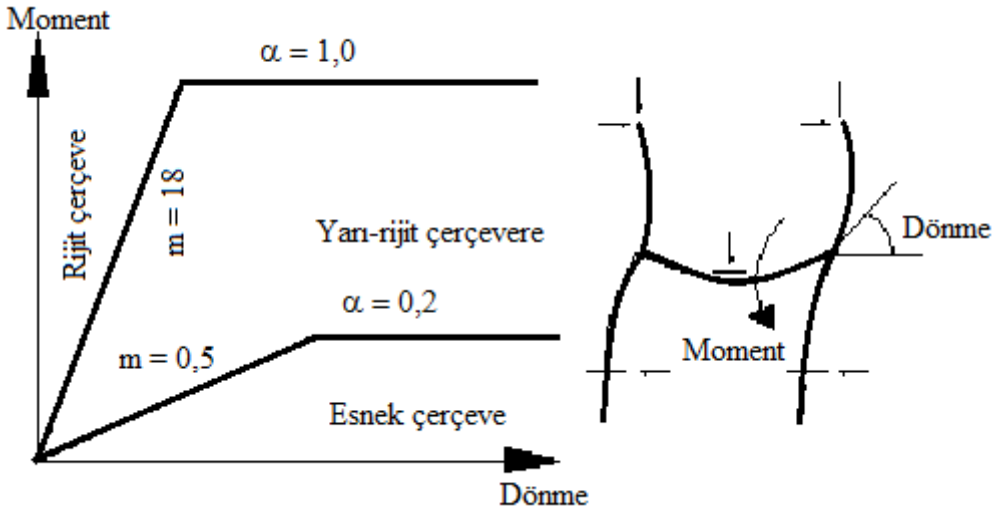
Bu ifade de, $(MP)_{Bir}$ –birleşimin plastik moment taşıma kapasitesi, $(MP)_{Kiriş}$ – kirişin plastik moment taşıma kapasitesidir. Buna göre, kiriş açıklıklarının rijid, yarı-rijid veya esnek olarak sınıflandırılması aşağıda verilen kriterlere göre yapılır.

$m \geq 18$ ve $\alpha \geq 1 \Rightarrow$ Rijit - bu kural bütün kirişlerde sağlanmalıdır.

$m \geq 18$ ve $0,2<\alpha<1 \Rightarrow$ Yarı -Rijit - bu kural kirişlerin %80' de sağlanmalıdır.

$0.5 \leq m < 18$ ve $\alpha > 0,2 \Rightarrow$ Yarı Rijit - bu kural kirişlerin %80' de sağlanmalıdır.

$m<0.5$ ve $\alpha < 0,2 \Rightarrow$ Esnek - bu kural kirişlerin %80' de sağlanmalıdır.



Şekil 1.16. Rijid, yarı rijid ve esnek çerçevelerin tanımı

1.8.3.3. Birleşen Elemanların Moment Kapasitelerine Göre Sınıflandırılması

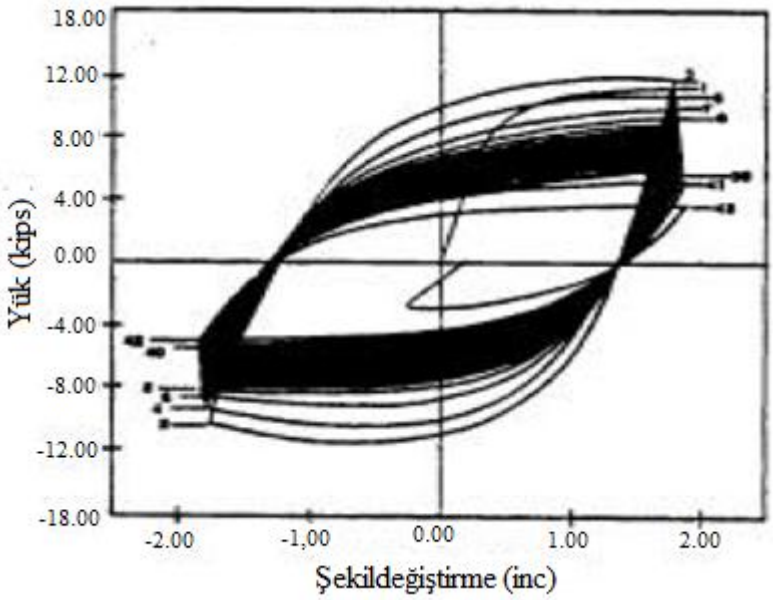
Burada daha çok kolonların ve onlara birleşen kirişlerin moment taşıma kapasiteleri yani "Güçlü kolon – Zayıf kiriş" veya Zayıf kolon - güçlü kiriş olma durumu incelenmektedir. İstenilen davranış olarak Güçlü kolon – Zayıf kiriş ilkesi yönetmelikte belli kurallar çerçevesinde belirtilmektedir. Aynı düğüm noktasında birleşen kirişlerin toplam moment kapasitesi yine aynı düğümdeki kolonların moment kapasitelerinden daha küçüktür. Bu nedenle, düşey ve yatay yüklerin kombinasyonu altında, plastik mafsalların kirişlerde oluşması beklenir. Güçlü kolon – zayıf kiriş felsefesi sismik tasarımda çok yoğun olarak kullanılmaktadır. Depreme dayanıklı yapı teşkili ile ilgili mevcut şartnameler "Güçlü kolon-zayıf kiriş" kabulünü kullanmaktadır. Sismik yükler altında plastik mafsalların kirişlerde oluştuğu (Güçlü kolon-zayıf kirişli) moment dayanımlı çerçeveler, plastik mafsalların kolonlarda oluştuğu (zayıf kolon-Güçlü kirişli) moment dayanımlı çerçevelere nazaran çok daha stabildir (Tama, 2003).

1.8.4. Moment Aktaran Çerçevelerin Davranışları

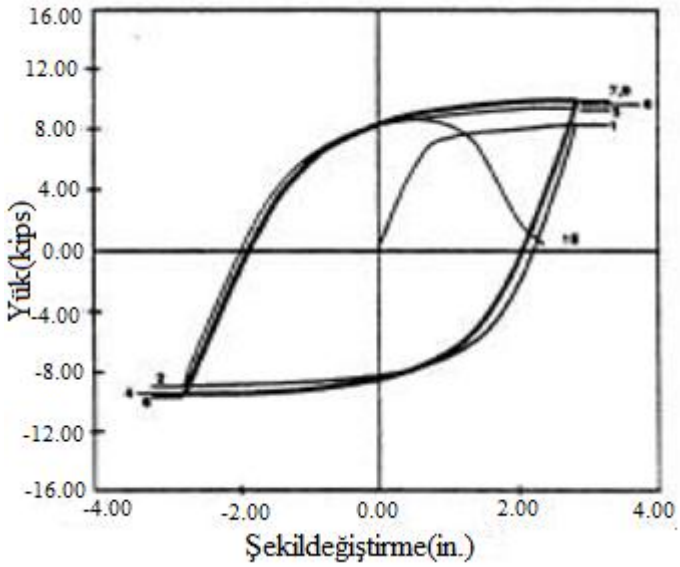
Moment aktaran çerçevelerde davranışların anlaşılabilinmesi için kirişler, kolonlar, panel bölgesi, berkitmeler, basit birleşim noktaları(kesme kuvveti için), kat döşemeleri, kolon-kiriş kaynaklı birleşim noktaları ayrı ayrı incelenmelidir (Gupta ve Krawinkler, 1999).

1.8.4.1.Kirişler

Moment aktaran çerçeveler de kirişler genellikle elastik davranış gösterecek şekil projelendirilmektedir. Fakat yanal yükler altında (özellikle deprem yükleri), kirişin üzerindeki sabit yüklere, kirişin boyutlarına, sınır durumlarına ve kat ötelenmelerine bağlı olarak plastikleşme olabilmektedir. Genelde yanal yükler altında kirişin kolon yüzüne yakın bölgelerinde plastik mafsallar oluşması istemektedir. Eğer kirişlerde plastikleşme olmazsa kolon kiriş kaynaklı birleşiminde yüksek gerilmeler meydana gelmektedir. Şekil 1.17. ve Şekil 1.18.' de farklı yüklemeler altında kirişlerin rijitliklerinin ile dayanımlarının değişmeleri verilmektedir. Bunlar yükleme durumlarına, süresine ve tersinme durumlarına bağlıdır.



Şekil 1.17. Kademeli yüklemede yük deplasman tepki eğrileri olarak yapısal dayanım değişimi (Gupta ve Krawinkler, 1999)



Şekil 1.18. Ani yüklemede yük- deplasman tepki eğrileri yapısal dayanım değişimi (Gupta ve Krawinkler, 1999)

Pekleşmiş kesitlerde yanal mesnetler ve bağlantı noktalarının sünekliği ihmal edilebilmektedir. Kirişin akma dayanımı plastik moment kapasitesine eşit olur ve f_yW_p şeklinde verilir (W_p= plastik kesit mukavemet momenti). Ayrıca akma bu değerden daha öte bir değerde oluşabilir. Pekleşmeye ulaşan bir kesitte şekildeğiştirmelerden dolayı kiriş stabilitesinde değişmeler meydana gelmektedir. Bunun için izin verilen maksimum dönme değeri %3'tür. Maksimum dönme değeri %3 ulaştığında kesitte plastik mafsalların oluştuğu kabul edilmektedir. (Chen ve Powell, 1983)

1.8.4.2. Kolon ve Ekleri

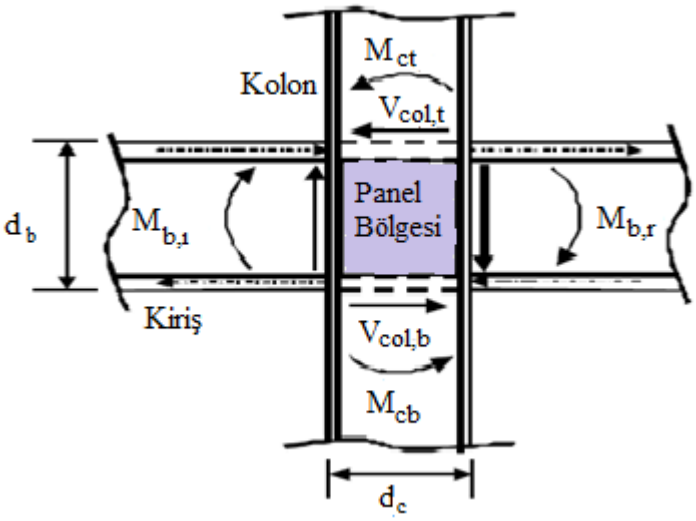
Kolonun plastikleşme kapasitesi, eğilme momenti, eksenel kuvvet ve birçok değişik parametreye bağlıdır. Maksimum momentin kolonların sonunda oluşması istenir. Ayrıca ikinci mertebe etkileri maksimum momentin içinde düşünülmelidir. Kolonun davranışı yapının davranışıyla birlikte dikkate alınması gerekmektedir. Bunun en büyük sebebi ikinci mertebe etkileridir. Kolonlarda plastik mafsalların oluşması yapının davranışına zarar vermektedir. Bu nedenle de kolonlarda plastik mafsal oluşumunu önleyecek şekilde, çelik yapılar, boyutlandırılmaktadır.

Kolon eklerinin Kaynaklı birleşim olarak yapılması durumunda, kolon davranışında farklı problemler oluşmaktadır. Zira kaynaklı ek yerlerini gevrek davranışı göstermektedir.

Kolonları tasarlarken, kolonun bütünlüğünde çeliğin sünek davranış göstermesi istenmektedir (Nakashima, 1991).

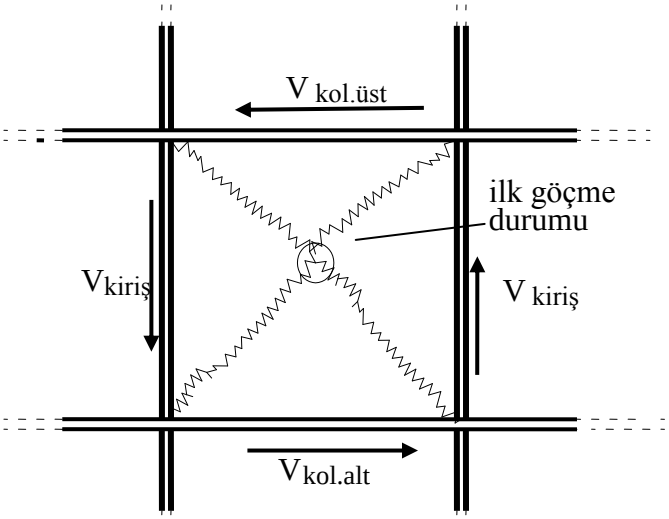
1.8.4.3. Panel Bölgesi

Kolon ve kiriş birleşim yerinin moment aktaran ve karmaşık gerilme-şekil değiştirme durumlarının meydana geldiği bölgeye panel bölgesi adı verilmektedir. Birleşim yerinin kolon flanşında yüksek normal gerilmeler meydana gelmektedir. Panel bölgesinde ise yüksek kayma gerilmeleri meydana gelmektedir. Şekil 1.19.' da panel bölgesinde oluşan iç kuvvetler gösterilmektedir.



Şekil 1.19. Panel bölgesindeki kuvvetler (Nakashima, 1991)

Kirişlerin eğilme kapasitelerine ulaşmadan, panel bölgelerinde kayma gerilmesinden dolayı akma olabilmektedir Bu durum, kirişlerin akma kapasitesine ulaşmasıyla da aynı zamanda da olabilmektedir. Şekil 1.20.' de panel bölgesinde kayma gerilmesinden dolayı akma durumu gösterilmektedir (Nakashima, 1991).



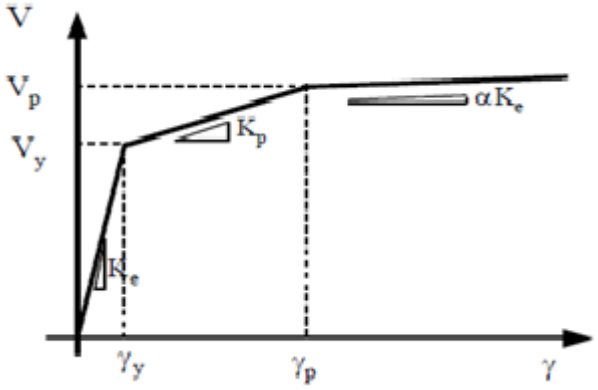
Şekil 1.20. Panel bölgesinde kesme kuvveti altında davranışı

Bu şekilden, panel bölgesinin kesme kuvvetleri altında istenilen davranışı gösterdiği, büyük bir histerik enerji yutma kapasitesine sahip olduğu, dolayısıyla da yeterli süneklikte olduğu görülmektedir. Panel bölgesi için bazı matematik modeller geliştirilmiştir (Gupta ve Krawinkler, 1999). Buna göre panel bölgesindeki kesme kuvvetleri altında akma dayanımı V_y;

$$V_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} A_{\text{eff}} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} (0{,}95 d_c t_p) \cong 0{,}5 f_y \, d_c t_p \qquad (1.3)$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır. Bu bağıntıda f_y; malzemenin akma dayanımını, A_{eff}; etkili kesme alanı, d_c kolon derinliği, t_p panel bölgesi alt ve üst plakaların kalınlığını göstermektedir.

Panel bölgesi kesme kuvveti altında Şekil 1.21. ' de gibi davranış göstermektedir.



Şekil 1.21. Panel bölgesinin üç kademeli davranışı

panel noktasındaki açısal bozulma γ_y,

$$\gamma_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}} * \frac{1}{G} \quad (1.4)$$

bağıntısıyla belirlenmektedir. Bu bölgedeki elastik kesme rijitliği(K_e) ise, G kayma modülünü göstermek üzere,

$$K_e = \frac{V_y}{\gamma_y} = 0{,}95 d_c t_p G \quad (1.5)$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır.

Panel bölgesinde ilk akma gerçekleştiğinde köşe noktalarına doğru ilerleyen açısal bir bozulma(akma ve plastik davranış) oluşmaktadır. Bu aşamadan sonra oluşan plastik kesme akma kapasitesi V_p ;

$$V_p = V_y\left(1+\frac{3K_p}{K_e}\right) \cong 0{,}55 F_y\, d_c t_p\left(1+\frac{3b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_p}\right) \quad (1.6)$$

bağıntısıyla belirlenmektedir. Bu bağıntıda Kp ileri akma rijitliğini, b_c kolon flanşının genişliğini, t_{cf} kolon flanşının kalınlığını göstermektedir. Bu bağıntıda verilen 0,55 katsayısı LRFD 1994 tarafından 0,60 alınması tavsiye edilmektedir. Panel bölgesinde istenilen kesme kapasitesi V:

$$V = \left(\frac{\Delta M}{d_b} - V_{col}\right) \quad (1.7)$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır. Burada ΔM panel noktasında aktarılan net momenti, V_{col} kolona gelen ortalama kesme kuvvetlerini, d_b kiriş derinliğini (Bkz. Şekil 1.19.) göstermektedir. (Gupta ve Krawinkler, 1999).

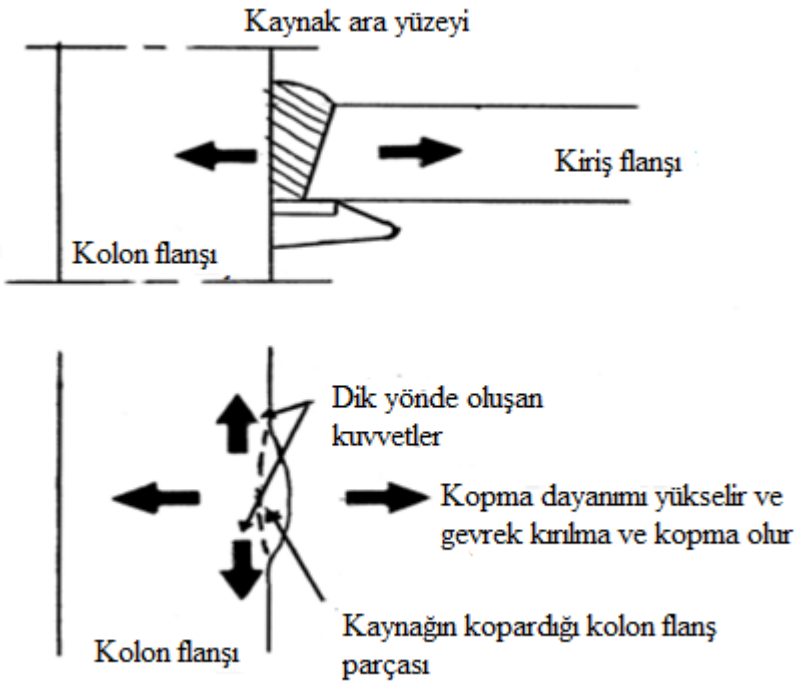
1.8.4.4.Kolon-Kiriş Birleşim Yerleri

Kaynaklı kolon-kiriş birleşimleri rijit ve yarı rijit olarak yapılmaktadır. Tam rijit birleşimler yatay yer değiştirmeye %5 katkı yapmaktadır (Gupta ve Krawinkler, 1999).

Yarı rijit birleşimli olarak tasarlanan yapılarda ikinci mertebe etkilerinin artması, kiriş uç momentlerinin arttırmakta ve açıklık momentleri ise azalmaktadır. İkinci mertebe etkileri ve yerdeğiştirmelerin artması çelik yapılarda diyagonal elemanlar kullanılması ihtiyacını da artırmaktadır. (Seçer ve Bozdağ, 2005).

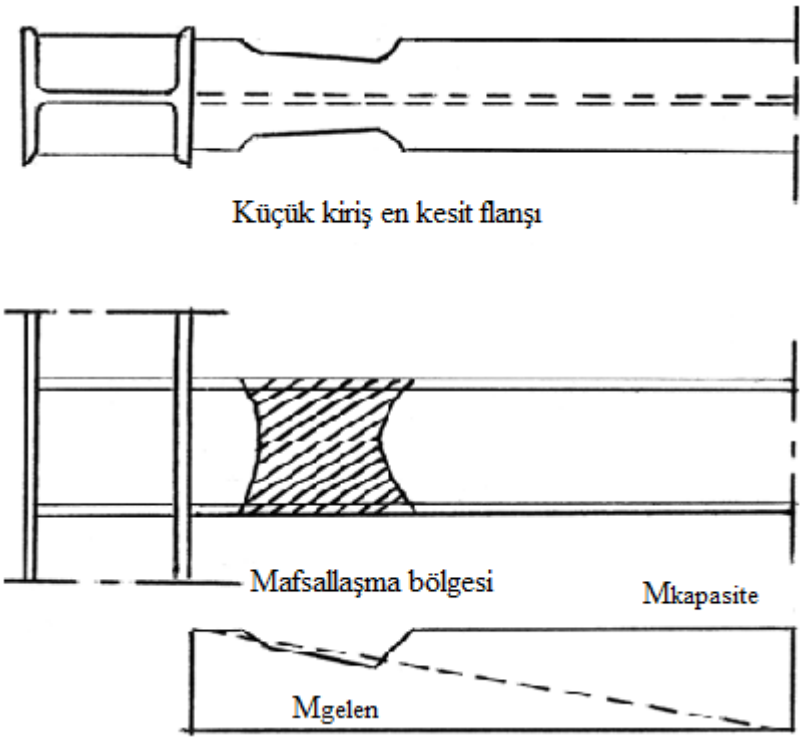
Kaynaklı kolon-kiriş birleşimlerinde gevrek davranış gözlenmektedir. Kaynağın düzensiz malzeme yapısı nedeniyle kesme kuvvetleri altında kayma davranışı sergileyememektedir. Bu yüzden yeterince sünek davranamamaktadır.

Ayrıca kolon kiriş birleşim yerlerinde kolon flanşında "fare kulağı" veya "divot" adı verilen kopmalar meydana gelmektedir. Bunun sebebi kaynakta meydana gelen çekme gerilmeleri ile kolon flanşında oluşan asal gerilmelerdir. Asal gerilmelerin oluşması kesme dayanımını artırmakta ve gevrek kopmalara neden oluşturmaktadır (Bayülke, 2003).



Şekil 1.22. Kolon flanşında divot kopma (Bayülke, 2003)

Çelik yapılarda, plastik mafsalların kirişlerde oluşması için, kolon yüzlerinden uzakta kirişin kesitleri küçültülmektedir(Şekil 1.23.) Küçültülmüş en kesitli kiriş bölgesi daha küçük bir moment taşıma gücüne sahip olmakta ve bu durumda kolon kiriş birleşim yerinde zorlanmalar azalarak kaynak kırılmalarını önlemektedir. Kiriş kesitinin azalmasıyla kirişte yanal burkulma tehlikesi ortaya çıkarmaktadır. Ancak kompozit bir döşemenin varlığı nedeniyle kirişlere verilen yanal destekler pekleşmeyi dolayısıyla da taşıma gücünü artırmaktadır. Kiriş kesitlerin küçülmesi ile yapının rijitliğinde azalmanın %5 düzeyinde kaldığı bunun da ihmal edilebilecek düzeyde olduğu ileri sürülmektedir. (Bayülke, 2003).



Şekil 1.23. Küçültülmüş kiriş en kesiti ve plastikleşmesi

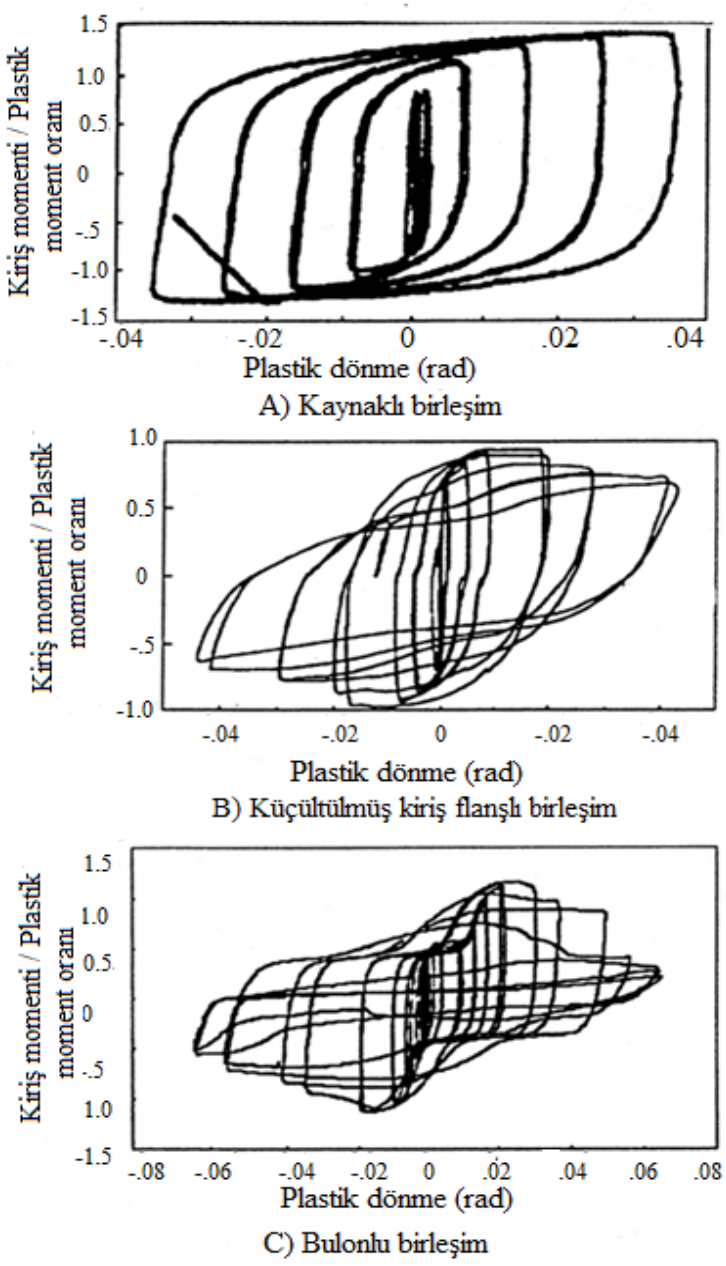
Bulonlu birleşimler kaynaklı birleşimlere göre daha sünek davranış göstermektedirler. Bulonlar kirişlerde meydana gelen yüksek değerdeki momentleri kolonlara iletebilmektedirler. Fakat kolon, kiriş ve levhalarda açılan delikler en kesitlerde azalmaya neden olmaktadır. Bunun sonucunda kesmeden kopmalar oluşabilmektedir. Bu tür kopmalar gevrek davranışı temsil etmektedir. Bu durum bulonlu birleşimlerin zayıf yönünü göstermektedir. Ayrıca bulonlarda kopmadan önce deformasyon miktarının artması yapının bütününde ötelenmeleri de artırmaktadır.

Şekil 1.24.'te değişik tür bağlantıların moment-dönme ilişkileri verilmektedir. Kaynaklı birleşim tersinir yükler altında daha az zayıflayan ve her bir yükleme anında taşıma kapasitesinde çok az miktarda kayıp olan bir davranış göstermektedir.

Küçültülmüş en kesitli birleşimlerde taşıma gücünde çok büyük bir azalma olmaktadır. Kaynaklı birleşimlerde ise pekleşme olmasıyla belirli miktarda taşıma gücünde artış olmaktadır. Küçültülmüş kesitli birleşimde taşıma gücü kayıpları ve hızlı bir şekilde yumuşama görülmektedir. (Roeder, 2002; Bayülke, 2003).

Bulonlu birleşimde de pekleşme ile taşıma gücü artışı yoktur. Bulonların kopmadan önce deforme olması ek yerinin rijitliğini azaltmaktadır. Tersinir yükler altında

deformasyona bağlı olarak taşıma gücüne katkı yapmaktadırlar. (Roeder, 2002; Bayülke, 2003).



Şekil 1.24. Moment-Dönme eğrileri (Bayülke, 2003)

1.8.4.5.Taşıyıcı Eleman Boyutları

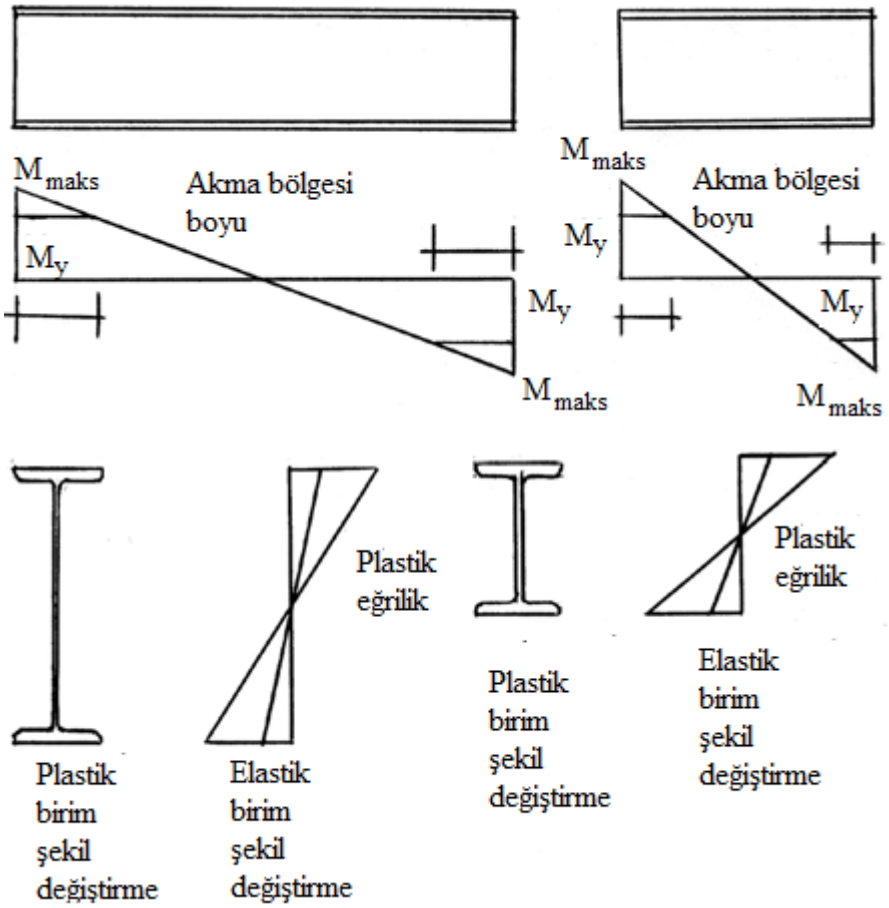
Yapının taşıyıcı elemanlarında boyutlarının etkisi yapının davranışını önemli ölçüde etkilemektedir. Bu nedenle moment aktaran çerçevelerde istenilen göçme ve akma

mekanizma durumlarına göre boyutlandırılacak yapı elemanları için farklı yaklaşımlar bulunmaktadır. Bunlardan biri Japonya'da çok sık kullanılan yaklaşımdır. Bu yaklaşıma göre depreme göre boyutlandırılan çerçevelerde açıklıklar kısadır. Kiriş derinlikleri 40-60cm civarıdır. Amerika'da bu çerçevelerin moment taşımaları sınırlandırılmaktadır. Bütün yatay yüklerinin taşıtılması için özel çerçeveler tasarlanmaktadır. Bu çerçevelerde kiriş açıklıkları daha büyüktür. Kiriş derinlikleri ise 60-100cm civarıdır.

Kiriş kesitlerinin büyümesi, taşıma gücü açısından yapı davranışına katkı yapmaktadır. Fakat yapılan deneyler sonucu derin kesitli kirişlerde gevrek kırılmaların meydana geldiği görülmektedir.

İkinci mertebe etkileri açısından kiriş kesitlerinin büyümesi önemlidir. Bunun nedeni yapıya etkiyen yanal yükler altında kirişlerin kesitinin büyümesi eğilme rijitliklerini arttırmaktadır. Eğilme rijitliklerinin artması, yanal ötelenmeleri azaltmaktadır. Yanal ötelenmelerin azalması da ikinci mertebe etkilerini azaltmaktadır. Burada kiriş kesitlerin büyük seçilmesi yapıya olumsuz etkilerde yapmaktadır. Kolonların kirişlerden büyük olma durumu kesinlikle göz önünde bulundurulması gerekmektedir.

Şekil 1.25.'e bakıldığında kiriş ucunda oluşan akmaya karşılık gelen eğilme momenti My 'den daha büyüktür. Dolayısıyla da bu momentlerin olduğu bölgede plastik mafsal oluşmaktadır. Kiriş açıklığı ve kullanılan profillerin pekleşme özellikleri mafsallaşma bölgesinin uzunluğunu etkilemektedir. Kiriş derinliği açısından bakıldığında kiriş uçlarındaki plastik dönme ile ilgili problemler karşımıza çıkmaktadır. Tasarımda kullanılan kiriş I-profillerinin derinliği arttıkça, belli bir kesit dönmesi için gereken en uç lif birim şekil değiştirmenin daha büyük olması gerekmektedir. Kiriş uçlarında olan plastik dönme miktarı kiriş derinliği ve kiriş açıklığından etkilenmektedir. Derin ya da daha sığ en kesitli I profillerin en uç lifinde oluşan en büyük plastik birim şekildeğiştirmenin (ε_p) aynı miktarda olmaktadır. Derinliği (h) daha az olan kirişte kesit dönmesi εp/h daha büyük olacaktır. Bu durumda açıklığın aynı olduğu kirişlerde daha az derin en kesitli I-profil kirişlerde daha büyük plastik dönmeler oluşmasının eleman geometrisine olan bağlı olduğunu göstermektedir (Bayülke, 2003).



Şekil 1.25. Kiriş açıklığı ve derinliğinin plastik dönme etkisi (Bayülke, 2003)

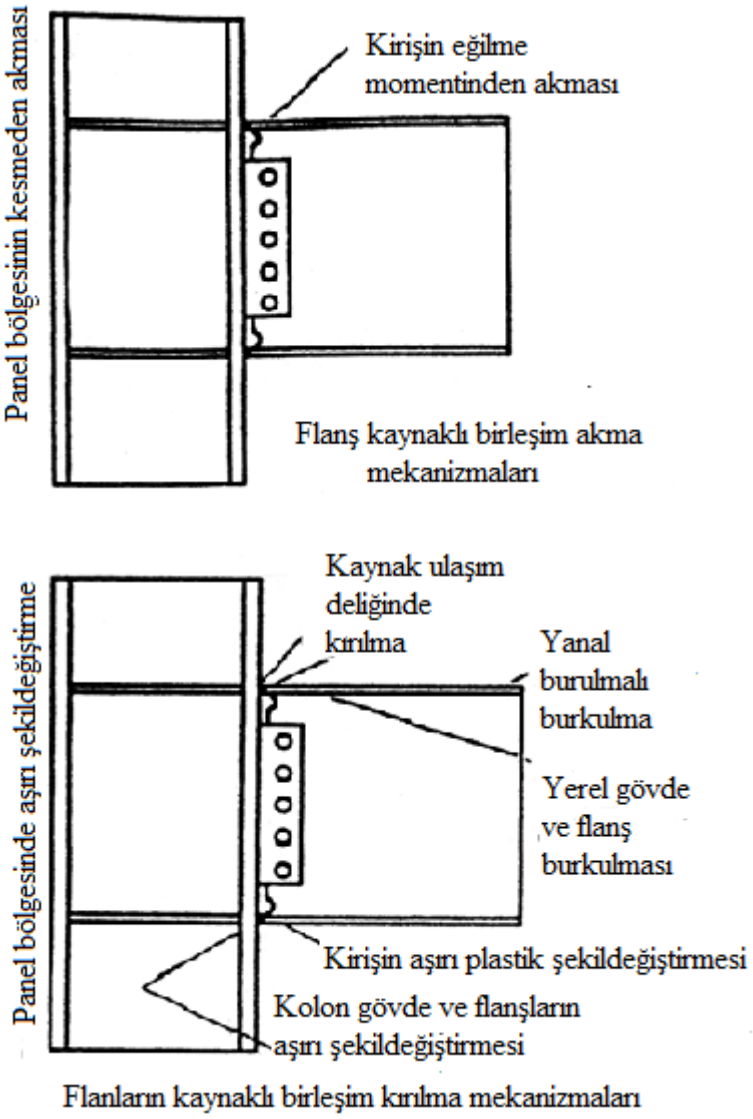
1.8.4.6. Yapı Elemanlarının Birleşim Noktasında Etkileşimi

Moment aktaran çerçevelerde çözüm yapılırken kiriş kolon birleşim yerleri tam rijit kabul edilmektedir. Kirişlerin zayıf olarak tasarlandığında, plastik mafsallar kirişlerde oluşmaktadır. Plastik mafsallar kirişin eğilme dayanımını aktarmaktadırlar. Kaynaklı kiriş birleşimlerinin yük aktarma durumlarına göre; çok yüksek yanal normal gerilmelerden dolayı eksenel akma ve kiriş flanşının pekleşmesi, yüksek kesme gerilmelerinden kiriş flanşında ve kolon yüzünde kesme gerilmeleri toplanması, yüksek normal gerilmelerde kiriş flanşının delikli olan kısımlarında yerel eğilmeler meydana gelmesi gibi durumlar ortaya çıkmaktadır. Eğer kolon zayıf eleman ise plastik mafsallar kolonda oluşmaktadır ve kirişler ise şiddetli deprem yükleri altında elastik bölgede kalabilmektedir. Kaynaklı birleşimler için, kolonlarda kaynak kökünün yakınlarında aşırı şekil değiştirme durumları görülmektedir. Panel bölgesi zayıf ise, kesme kuvvetlerinden dolayı akmalar meydana

gelmektedir. Panel bölgesinin akması durumunda kirişler ve kolonlarda akma meydana gelmektedir (Gupta ve Krawinkler, 1999).

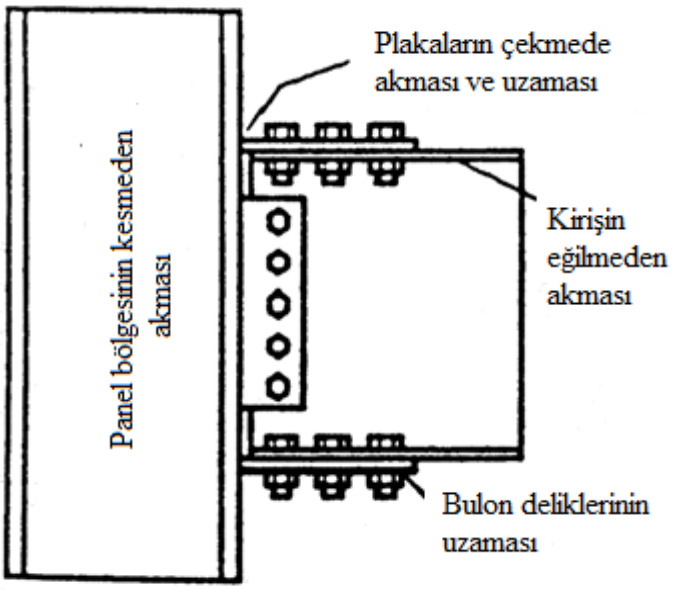
1.8.4.7. Moment Aktaran Çerçevelerde Akma ve Göçme Durumları

Kolon, kiriş ve birleşim yerleri; taşıyıcı eleman boyutları, birleşim yerleri süneklik ve yüklenme durumlarına göre moment aktaran çerçevelerde akma ve göçme durumları meydana gelmektedir(Şekil 1.26 ve Şekil 1.27)

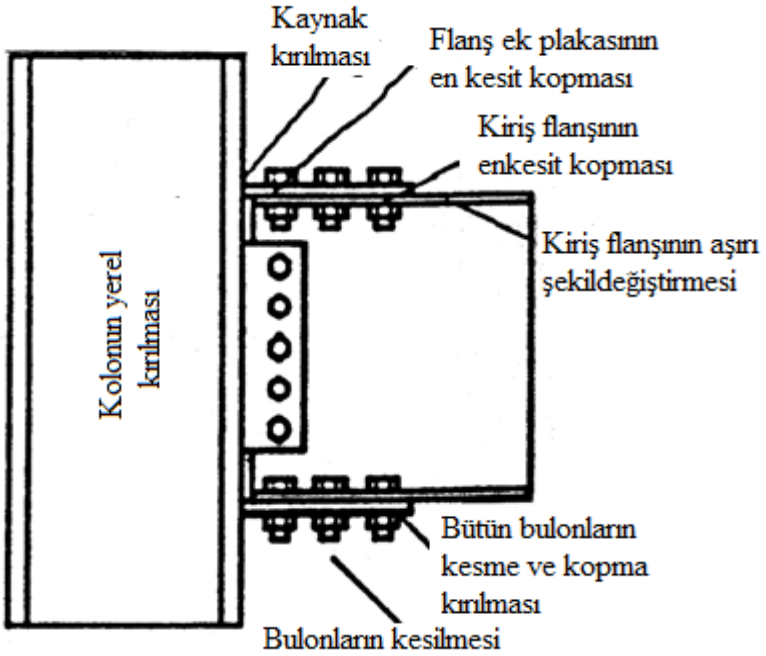


Şekil 1.26. Kaynaklı birleşimlerde akma durumları (Bayülke, 2003)

Bu şekilden de görüldüğü gibi kirişlerde ve panel bölgesinde akma meydana gelmektedir. Kırılma mekanizmaları ise, kolon panel bölgesinin çok fazla şekildeğiştirmesi, kaynak yuvasında kaynak kırılması, flanşlarda yanal ve yerel burkulma kolon gövde ve flanşlarında büyük şekil değiştirmeler olarak tanımlanmaktadır (Roeder, 2002; Bayülke, 2003).



Flanşa bulona bağlı plakalı birleşim akma mekanizmaları



Flanşla bulonla bağlı plakalı birleşim kırılma mekanizmaları

Şekil 1.27. Bulonlu birleşimlerde akma ve kopma durumları (Bayülke, 2003)

Şekil 1.27.'den de görüldüğü gibi bulonlu birleşimde bulon deliklerinin genişlemesi ve levhaların uzaması da akma belirtileridir. Kırılma ise bulonların kesilmesi ya da kopması, kaynak kopması, levhalardaki dolu kesitlerin kırılması elemanlardaki aşırı şekildeğiştirmeler olarak tanımlanmaktadır. Kolonlarda ise daha çok burkulma ve plastikleşme durumları meydana gelmektedir. Zayıf kolon mekanizmasında kolonlarda plastik mafsalların oluştuğu, güçlü kolonlarda ise ikinci mertebe etkilerinin yüksek değerlerde olduğu yapı elemanında eksenel basınç ve eğilme altında burkulmaların meydana geldiği görülmektedir. Şekil 1.28.'de moment aktaran çerçevede hasar ve göçme görülmektedir. (Roeder, 2002; Bayülke, 2003).

Şekil 1.28. Moment aktaran çerçeve hasar ve göçme durumu

1.9.Merkez Çaprazlı Çerçeveler

Moment aktaran çerçeveler, geçmiş Northrige ve Kobe depremlerinde istenilen davranışı göstermemiştir. Sünekliği ve dayanım kapasitesi açısından zayıf olduğu görülmüştür. Bu depremlerden sonra yeni taşıyıcı sistemler geliştirilmiştir. Bunlardan en çok kullanılanı ve uygulamada en basit olanı çelik çaprazlı sistemlerdir.

Yatay yükler altında çelik yapı sistemlerinin davranışı, malzeme özellikleri, kesit geometrileri, birleşim yerleri ve şekillerine bağlı olduğu bilinmektedir. Çelik yapıların bağlantı noktalarında gevrek kırılmaların olmaması, bunun yerine, bu bağlantıların sistemin sünekliğine uygun bir davranış göstermesi istenmektedir. (Ay,Çelik ve Kımıllı, 2010).

Oluşturulan yeni sistemlerde, merkezi çelik çaprazlar, kolon-kiriş bağlantı noktalarında moment yığılmalarını önlemektedir. Yapılan deneyler sismik yükler altında çelik çaprazların bağlantı noktalarında burkulma ve akma durumlarının olduğunu göstermiştir. (Yoo, 2006)

Yapısal olarak çelik, yüksek süneklik özelliğine sahip olmasına rağmen, sistem sünekliği bakımından aynı yüksek özelliğe sahip olmayabilir. Depreme dayanıklı çelik taşıyıcı sistem tasarımında, yeterli yatay rijitliğin ve yüksek süneklik düzeyinin sağlanabilmesi önemlidir. Bir taşıyıcı sistemin çevrimsel etki altında enerji tüketen bölgeleri ne kadar fazla ise, deprem etkisi altında sünekliği de o kadar fazla olduğu bilinmektedir. Taşıyıcı sistem, kapasite kavramına göre boyutlandırılırken, enerji tüketimi düşük. Yani sünek olmayan bölgeler, enerji tüketimi yüksek yani sünek olan bölgelerin kapasiteleri esas alınarak boyutlandırılmaktadır(Bozorgina ve Bertero, 2010).

Çelik yapılarda stabiliteyi sağlamak için farklı şekillerde çaprazlar uygulanmaktadır. Bunlardan merkezi çaprazlı çerçeve sistemi Şekil 1.29.’ da verilmektedir.

Şekil 1.29. Merkezi çaprazlı taşıyıcı sistem

Kullanılan çapraz elemanların şekli, kesiti, birleşim yeri v.b. özellikleri, yapının sismik performansını doğrudan etkilemektedir. Çünkü bu stabilite bağlantıları, yapıda oluşacak plastik mafsalların yerini ve özelliklerini, dolayısıyla da oluşacak plastik şekildeğiştirmeleri etkilemektedir. Bu durum doğal olarak yapı sünekliğinii, sistemin doğal periyodunu, dolayısıyla da yapısal davranışı etkilemektedir.

1.9.1. Çapraz Elemanları ve Guse Plakaları

Çaprazlı sistemler, yükü karşılayan çapraz elemanlar ve yükü sisteme ileten guse plakalarından oluşmaktadır. Kesitleri açısından ve burkulma durumlarına göre boyutlandırılmaktadırlar. Guse plakaları çok iyi detaylandırılmalıdırlar, çünkü sistemin davranışına çok büyük etkileri vardır. Çapraz elemanları ise istenilen burkulma durumlarına boyutlandırılmaktadır. Şekil 130.'da bir guse plakası oluşumu gösterilmektedir.

Şekil 1.30. İstenilen guse plakası oluşumu (Akbaş, 2011)

Çapraz elemanlarda bütünüyle burkulmayı engellemek için narinlik oranı ve yerel burkulmayı engellemek için ise genişlik/kalınlık (*b/t*) oranları yönetmeliklerde sınırlandırılmaktadır. Bu sınırlandırmalar, aşırı burkulma şekildeğiştirmelerden dolayı çaprazlarda oluşabilecek göçmeyi engelleyebilmektir. Guse levhası uçlarının serbest bir

şekilde plastik dönmesine izin verilmektedir. Bunun için, guse levhası ve çapraz uç arasında 2t'lik bir katlanma çizgisi oluşturulmaktadır (Akbaş, 2011).

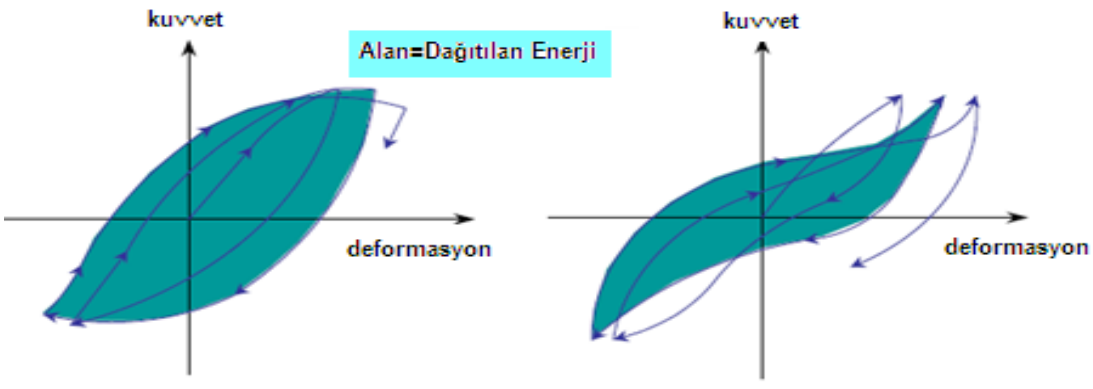
AISC ve DBYBHY-2007' de çaprazlar elemanların kesitlerine ait genişlik/kalınlık (*b/t*) oranları Tablo 1.2.' de verilmektedir.

Tablo 1.2. Genişlik/kalınlık (*b/t*) oranları

Eleman Tanımı	ANSI/AISC 341-05 (2005)	DBYBHY-2007
I Kesitler	$0{,}3\sqrt{E_s/f_y}$	$0{,}3\sqrt{E_s/f_y}$
Dikdörtgen Kutu Kesitler	$0{,}3\sqrt{E_s/f_y}$	$0{,}3\sqrt{E_s/f_y}$
Dairesel Kesitler	0.044 Es/Fy	0.05 Es/Fy

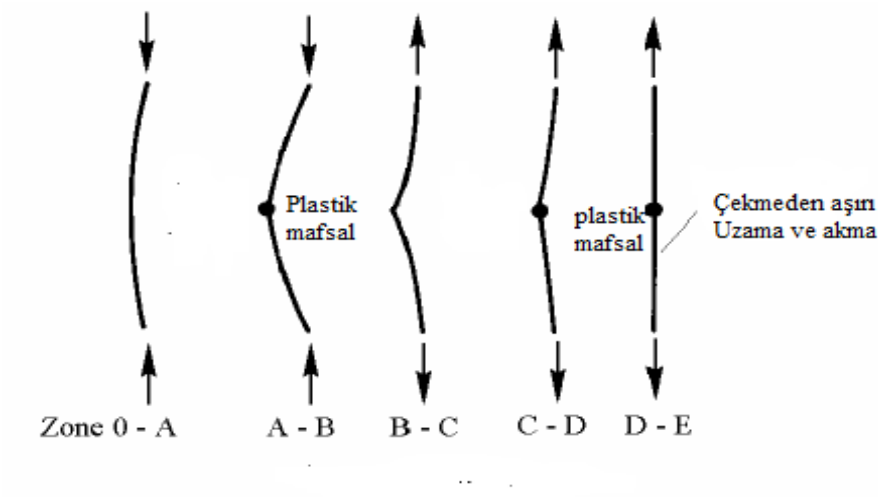
1.9.2. Merkezi Çaprazlı Çerçevelerin Davranışı

Günümüzde birçok çelik yapıda merkezi çaprazlı çerçeveler kullanılmaktadır. Bu çaprazlar istenilen kat ötelenmelerini önemli ölçüde önlemekte, ikinci mertebe etkilerini azaltmaktadırlar. Ancak kesit etkilerinin artmasına neden olmaktadırlar. Merkezi çaprazlı çerçeveler, dış merkez çaprazlı çelik çerçeveler ve moment aktaran çerçeveler ile karşılaştırıldığında daha düşük sünekliğe dolayısıyla da daha az enerji tüketme kapasitesine sahiptirler(Şekil 1.31.)



Şekil 1.31. M.A.Ç. enerji yutma ve M.Ç.Ç. enerji yutma kapasitsi

Kuvvetli yer hareketine maruz yapıların doğrusal olmayan davranışlarında, kullanılan stabilite elemanlarının burkulması ile birlikte yapının performansının ani bir şekilde düşmektedir. Bu durumda yapı sünekliği önemli ölçüde azalmakta ve böylece yapının enerji yutma kapasitesi de oldukça düşük olmaktadır (Ay,Çelik ve Kımıllı, 2010). Şekil 1.32.' de bir çubukta tekrarlı yük etkisinde plastik mafsal oluşumu gösterilmektedir.



Şekil 1.32. Çekme ve basınç durumunda çapraz davranışı(Canney, 2004)

Çekme ve basınca çalışan çapraz elemanlar tersinir yükleme halinde plastik mafsal oluşmaktadır. 0-A bölgesi basınç halindeki elemanın elastik bölgedeki halidir. A-B bölgesinde eleman basınç etkisinde burkularak plastik mafsal oluşturmaktadır. B-C bölgesinde yük tersinme durumunda ve çapraz eleman çekme etkisindedir. C-D bölgesi çekmeden akmaya başlamış ve plastikleşme görülmektedir. D-E bölgesinde ise eleman direk çekmeye maruz kalmakta ve aşırı uzamayla akmaktadır. Eleman ortasında veya uzunluğunca herhangi bölgesinde plastik mafsal oluşmaktadır (Canney, 2004).

Çapraz elemanlarda doğrusal olmayan davranış sergilemesinde ileri akma durumları görülmektedir. Bunun sebebi ikinci mertebe etkilerinden(P-δ) dolayıdır. Tersinir yükleme çekme durumu görülmeye başladığında çapraz elemanda meydana gelen burkulma tamamen düzülmez fakat önemli miktarda eleman doğrulmaktadır (Yoo, 2006).

Çelik çaprazlı çerçeve sistemler merkezi ve dışmerkez çaprazlı çerçeveler olarak iki gruba ayrılmaktadır. Merkezi çaprazlı çerçeveler, yatay yüklere karşı moment aktaran çerçevelerden daha büyük rijitlik ve dayanım sağlamaları sebebiyle son yıllarda kullanımları oldukça artmıştır. Merkezi çaprazlı çerçeveler, kolon, kiriş ve çapraz elemanların eksenlerinin eksantirisite oluşturmayacak şekilde merkezi olarak

birleştirilmesi ile oluşturulurlar. Bu tip bir sitemde, çapraz elemanlar ve bu elemanların birleşimleri sitemin en önemli özellikleridir. Bu tür çerçevelerin davranışına, genellikle çapraz elemanların basınç burkulmaları hakimdir. Çapraz elemanların burkulması sistemi tamamen göçme durumuna getirebilir. Bu yüzden merkezi çaprazlı çerçeveler, moment aktaran çerçevelerden daha düşük süneklikli olarak dikkate alınırlar ve daha büyük sismik kuvvetlere göre tasarlanmaktadırlar.

Şekil 1.33. Farklı çaprazları sistemlerde uygulanışı

1.9.3. Merkez Çaprazlı Çerçevelerde Akma ve Göçme Durumları

Merkez çaprazlı çerçevelerde meydana gelen akma ve göçme durumlarını iki şekilde değerlendirilmektedir. Bunlardan birisi çapraz elemanlar yükleme altındaki davranışı diğeri ise guse plakalarının davranışlarıdır. Bu sistemler tasarlanırken ya çapraz davranışı düşünülmez yada ilk olarak çaprazların aktığı kabul edilmektedir.

Şekil 1.34. Guse plakasının aşırı kalınlığından kolonda yerel burkulma (Akbaş, 2011)

Guse plakaları seçilirken daha önce de belirtildiği gibi 2t katlanma kuralı dikkate alınmaktadır. Kalın bir guse plakası seçilirse iyi bir dönme kapasitesi elde edilmektedir. Çapraz elemanları efektif kolon boyunu kısaltmaları nedeniyle kolonun burkulma kapasitesini artırmaktadır. Fakat kolon flanşında deformasyonlara yol açmaktadır. Birde lokal burkulmalara neden olmaktadır. Ayrıca kalın plakalar iyi bir inelastik davranış sergilerler. Şekil 1.34.'te kolonda meydana gelen yerel burkulma gösterilmektedir (Yoo, Lehman ve Roeder, 2008).

Plastik mafsal burkulmadan sonra çaprazın orta noktasında ve guse levhasının yakınında oluşmaktadır. Eğer yerel burkulma önlenmişse bu plastik mafsal noktalarında plastik dönmeler neticesinde önemli miktarda enerji tüketilmektedir. Tipik bir Merkez çaprazlı çerçevelerde, çaprazlar, çok büyük olmayan %0.3-0.5'lik göreli kat ötelemesi oranına erişildiğinde burkulurlar. Şiddetli yer hareketleri sırasında çaprazlardaki burkulma sonrası eksenel şekildeğiştirmeler akma deformasyonunun 10-20 katına çıkabilir. Bu derece büyük çevrimsel şekildeğiştirmeleri çaprazların erken kırılma olmadan karşılayabilmesi için uygun bir şekilde detaylandırılması gerekmektedir. Şekil 1.35.' de global burkulma durumu verilmektedir.

Şekil 1.35. Global burkulma

1.10. İkinci Mertebe(P-Delta) Etkileri

Yapı mühendisliğinde, çok yakın bir zamana kadar tasarlanan yapılar elastik hesap yöntemiyle analiz edilmekteydi. Teknolojinin gelişmesi ve bilgisayar çözümlerinin yapı mühendisliğinde ileri bir aşamaya gelmesi tasarımcıları elastik hesap yönteminden vazgeçirmektedir. Daha öncelerden beri malzemelerin Hooke yasasına uygun davranmadığı ve yapı malzemelerinin nonlineer bir davranış sergilediği bilinmekteydi.

İlerleyen malzeme teknolojisine paralel olarak yüksek dayanımlı malzeme kullanımının giderek artması, lineer-elastik sınırdan sonraki taşıma kapasitesini göz önüne alan elastoplastik hesap yöntemlerinin kullanılması sonucunda yapıların daha narin ve ekonomik olarak boyutlandırılmaları mümkün olmaktadır. Buna karşılık, narinleşen yapılarda artan yer değiştirmeler nedeniyle geometrik değişimlerin denge denklemlerine etkisi önem kazanmakta ve çok kere, doğrusal olmayan bu etkinin de göz önüne alınması gerekmektedir (Çoşgun, 2003)

Yapıya etki eden dış yükler, yapı elemanlarında iç kuvvetler meydana getirmektedir. Yapının taşıyıcı elemanları bu dış yükler ve iç kuvvetlere göre şekil değiştirmektedirler. Şekil değiştirmelerin çok küçük olması halinde ve gerilme- şekil değiştirme eşitliklerinin

ve moment- eğrilik eşitliklerinin doğrusal olması şartlarının sağlanması halinde yeteri yaklaşıklıkla yükler, deformasyonlar ve gerilmeler arasında doğrusal bir bağıntının olduğunu varsayılabilmektedir. Bu varsayımlar üzerine kurulmuş teoriye I.(birinci) mertebe teorisi adı verilmektedir. Bu teoremle yapıların geometrik değişimi bakımından doğrusal çözümlenmesi sağlanmaktadır (Çakıroğlu ve Özer, 1980). Ancak yapının taşıyıcı elemanları çok küçük dış yükler altında dahi şekli sabit kalmamaktadır. Taşıyıcı elemanların şekil değiştirmesi üzerlerine gelen yüklerin de konumunu değiştirmektedir. I. mertebe çözümlerinde ihmal edilen şekil değişimleri, yapıya gelebilecek şiddetli sismik kuvvetler ve sürekliliği olan rüzgar yükleri altında önemli ölçüde artmaktadır. Bu durumda taşıyıcı elemanlar açısından şekil değiştirmeler ihmal edilemeyecek düzeylere gelmektedir. Birde akma ve burkulma durumlarına yakın şekil değiştirmeler yapılmışsa, birinci mertebe çözümlerinde yapılan kabuller ihmal edilemeyecek boyutlara çıkmaktadır. Şekil değiştirmelerin büyük olması nedeni ile denge denklemlerinin şekil değiştirmiş sisteme göre yazmak gerekmektedir. Bu işlemin yapıldığı teoriye II.(ikinci) Mertebe teorisi adı verilmektedir. İkinci mertebe teorisine göre çözüm geometrik lineer olmayan durumu göz önüne almaktadır.

1.10.1. İkinci Mertebe Etkileri için Sayısal Yaklaşımlar ve Çözüm Yöntemleri

Yapısal çözümlerde ikinci mertebe etkilerini de dikkate alarak birçok yöntem geliştirilmiştir. Bu yöntemler aşağıda özetlenmektedir.

1.10.1.1. Tek Adımlı Artımsal Yöntemler

Birinci mertebe Runge-Kutta denge denklemleri kullanılarak yer değiştirmeler hesaplanmaktadır. Sonra bu yer değiştirmeler üzerinden artımsal yük parametresi λ_i kullanılarak değişen yük durumları hesaplanmaktadır (Kural,Zeybek ve Seçer, 2012).

1.10.1.2. Doğrusal Artımsal Yöntemler

Doğrusal artımlı yöntemler, tek adımlı pratik artımsal yöntem ve öngörme-düzeltme olarak ikiye ayrılmaktadır. Herhangi bir iterasyon işlemi gerektirmeyen, pratik artımsal

yöntemlerdir. Bu yöntemlerde, doğrusal olmayan davranış doğrusal parçalar kullanılarak belirlenmektedir. (McGuire, 2000; Kural ve Zeybek, 2011).

1.10.1.3. Doğrusal Olmayan Artımsal Yöntemler

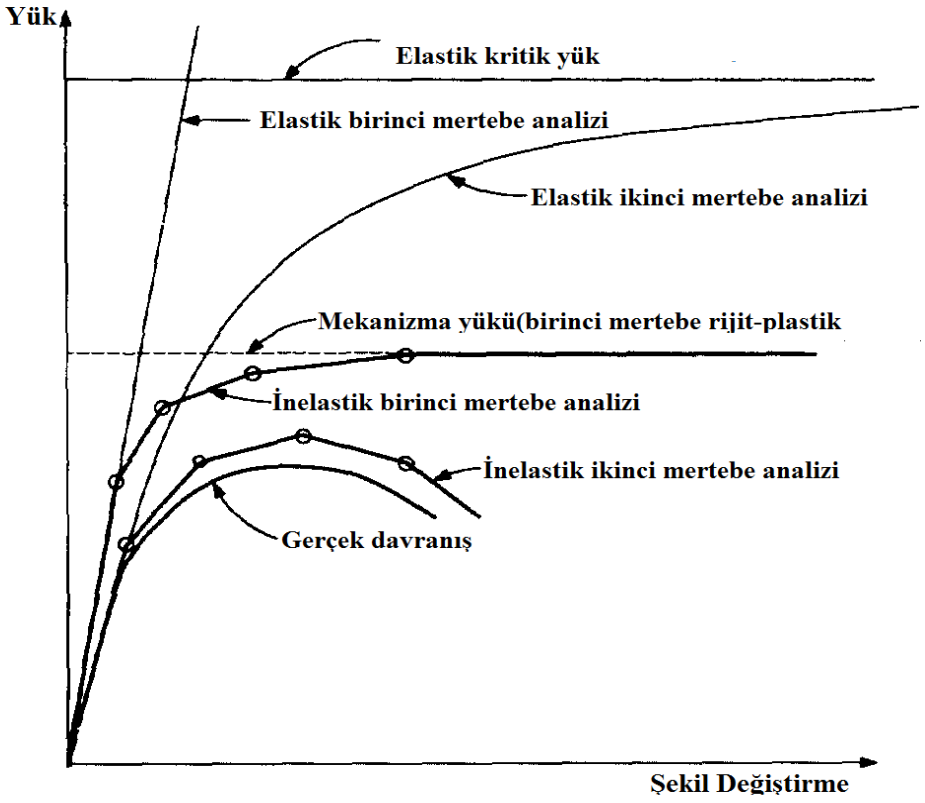
Newton-Raphson(yük kontrol) ve iş kontrol yöntemleri sıklıkla kullanılan yöntemlerdir. Pratik olan bu yöntemlerin önemli ölçüde yakınsama özellikleri vardır. Doğrusal olmayan yöntemler temel işleyişi bakımından; hem yük adımı boyunca oluşan yer değiştirmeler ve iç kuvvetlerin fonksiyonu hem de yük adımları başındaki mevcut yer değiştirmelerin fonksiyonu olan, artımsal rijitlik matrisi kullanılmaktadır. Her bir yük artımı sırasında rijitlik matrisi yeniden oluşturulmaktadır. İterasyon işlemleri artımsal yük ihmal edilecek düzeye gelinceye kadar devam ettirilmektedir. (Crisfield, 1991).

Doğrusal olmayan denklemlerin çözümü için uyarlanan birçok iteratif algoritma Newton-Raphson metodundan türetilmiştir. Bu yöntemde, ilk iterasyon aşaması doğrusal artımsal yöntemle aynıdır. Sonraki adımlarda ise eleman kuvvetleri hesaplanıp global koordinatlara taşındıktan sonra uygulanan dış yük ile iç kuvvet arasındaki dengelenmemiş yük vektörü belirlenmektedir. Bu iterasyon işlemleri, istenilen yakınsama kriteri sağlanıncaya kadar devam ettirilmektedir (Kural ve Zeybek, 2011).

İş kontrol yöntemi doğrusal olmayan çözümlerde sık olarak kullanılan ikinci yöntemdir. Bazı araştırmacılara göre Newton-Raphson metodundan daha karmaşık bazılarına göre ise daha pratik olduğu söylenmektedir. Genel işleyiş bakımından, yük- yer değiştirme eğrisindeki yük veya yer değiştirme kontrolleri yapılarak geliştirilmiştir. İş kontrol yönteminde, her bir yük artımı içerisinde yapılan işin sabit değerini kullanmaktadır ve iterasyon sırasında, yük artımı içerisinde yapılan işi elde etmek için artan yer değiştirme ile birlikte yük seviyesi azaltılmaktadır. Her bir yük artımındaki yapılan iş, birinci yük artımındaki yer değiştirme ve ilave yük artımı olarak hesaplanabilmektedir. Sonraki yük artımları için elde edilmek istenen yer değiştirme, bu sabit işe eşitlenmektedir. (Yang ve Mcguire, 1984).

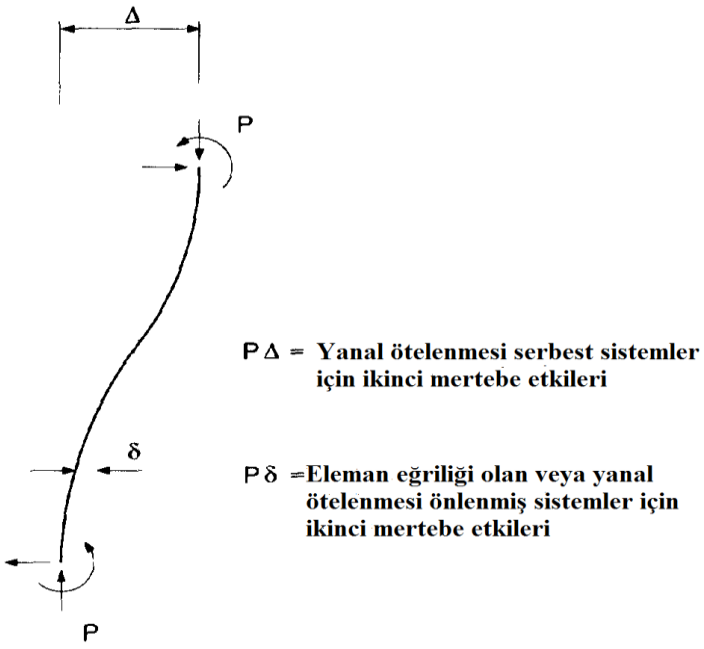
1.10.2. İkinci Mertebe Analizleri ve Matris Yöntemler

İkinci mertebe analizlerinin yapılmasının sebebi ikinci mertebe etkilerinden dolayı yapıda yerdeğiştirmeler, momentler ve iç kuvvetlerin artmasından kaynaklanmaktadır. Birinci mertebe teorisine göre ihmal ettiğimiz geometri değişiminin karşılığını ikinci mertebe analizlerinde görebilmekteyiz. Şekil 1.36.' da birçok analiz çeşidi verilmektedir.



Şekil 1.36. Analiz yöntemleri

Elastik ikinci mertebe analizlerinde eşitlikler şekildeğişimi üzerine formule edilmektedir. Bunun üzerine mekanik bir temel hazırlanmaktadır ve P-δile P-Δ etkilerini içermektedir. P-δ(eleman eğriliği) yanal ötelenmesi tutulmuş çerçevelerde, P-Δise yanal ötelenmesi serbest çerçevelerdeki ikinci mertebe etkilerini temsil etmektedir. P-Δetkileri sistemlerin yanal ötlenmesine karşı eğilme rijitliğini azaltır. P-δetkileri ise hem yanal ötelenmesi olan hemde yanal ötelenmesi engellenmiş sistemlerde eğilme rijitliğini azaltır. Eleman kolon veya kiriş olarak düşünülürse Şekil 1.37' de elemanın maruz kaldığı yükler altında P-Δve P-δetkileri gösterilmiştir (White ve Hajjar, 1991).



Şekil 1.37. Taşıyıcı eleman üzerinde ikinci mertebe etkileri

Doğrusal olmayan birinci mertebe analizleri lineer olamayan malzeme davranışını hesaba katmaktadır. Malzemenin plastikleşme ve akma durumu bu analizde temsil edilmektedir. Doğrusal olmayan ikinci mertebe analizleri hem malzeme hem de geometri bakımından lineer olmayan davranışı hesaba katmaktadır. Gerçek davranışı tam olmasa da en iyi şekilde temsil etmektedir. Günümüzde yüksek performanslı bilgisayarlar kullanılarak bu analizler yapılmaktadır(Hwa, 2003).

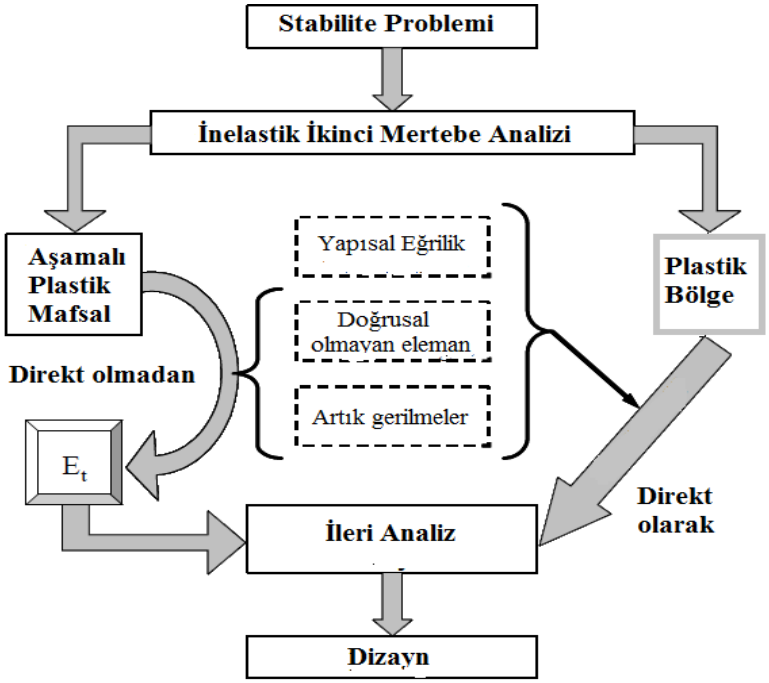
İkinci mertebe analizleri yapılırken sistem içinde elemanların durumu ve serbestlik dereceleri de önemlidir. Eleman stabilite durumlarına göre birçok analiz yaklaşımı vardır. Hem bilgisayar hem de elle çözüm açısından farklı yöntemler geliştirilmiştir. Gaiotti ve Smith (1989) P-Δ analizlerini incelemiş ve bunları sınıflandırmıştır.

Moment aktaran çerçevelerde ikinci mertebe analizleri yapılırken pratik çözümler için P-δetkileri ihmal edilmektedir. Fakat aşırı yük durumlarında meydana gelen şekil değiştirmeler ve moment artışları için P-δetkileri ihmal edilmesi olumsuz duruma yol açmaktadır. Çünkü meydana gelen artışlarda P-Δ etkilerinin %20’ si kadar P-δetkileri sistemi etkilemektedir (Al-Mashary ve Chen, 1989).

Matris analiz programlarıyla P-Δ ve P-δ etkileri kapsamlı bir şekilde incelenebilmektedir. Özellik bilgisayar teknolojisinin gelişimi bu çözümlerin birlikteliği açısından önemlidir. Değişen ve gelişen çelik taşıyıcı sistemler açısından elastik ikinci mertebe analizleri giderek önem kazanmaktadır (Goto ve Chen, 1987).

Matris analiz yaklaşımlarında ikinci mertebe etkileri için kullanılan stabilite fonksiyonları ve eleman rijitlik durumları çok önemlidir. Burada iki tane farklı yöntem vardır. Stabilite fonksiyonları yaklaşımı ve sonlu elemanlar yaklaşımıdır(geometriklik rijitlik). Bunlar arasında temel fark; stabilite yaklaşımı ilk olarak kolon kirişlerin düz olarak kaldığın kabul etmektedir. Geometrik rijitlik yaklaşımı ise eleman uzunluğunca yer değiştirmeleri kübik çok terimli olarak kabul etmektedir. İkinci mertebe etkileri açısından stabilite fonksiyonları yaklaşımı eleman eğriliğini ihmal ederek en iyi sonuçları vermektedir. Fakat geometrik rijitlik yaklaşımı ise küçük uzamaları içermekte ve bunun sonucu olarak büyük dönmeler ve büyük deplasmanları en iyi yaklaşımı vermektedir

Doğrusal olmayan ikinci mertebe analizleri iki kısımda oluşmaktadır. Şekil 1.38.' de analiz şeması verilmektedir. Bunlar plastik bölge ikinci mertebe analizi ve aşamalı plastik mafsal ikinci mertebe analizleridir. Plastik bölge analizi eleman eğriliği olan yapıları, doğrusallığı bozulmuş yapılar ve artık gerilmeleri kapsamaktadır. Aşamalı plastik mafsal analizleri ise farklı olarak eleman eğriliğini içermemektedir. (Alvarenga ve Silveira, 2009).



Şekil 1.38. Doğrusal olmayan ikinci mertebe analiz şeması

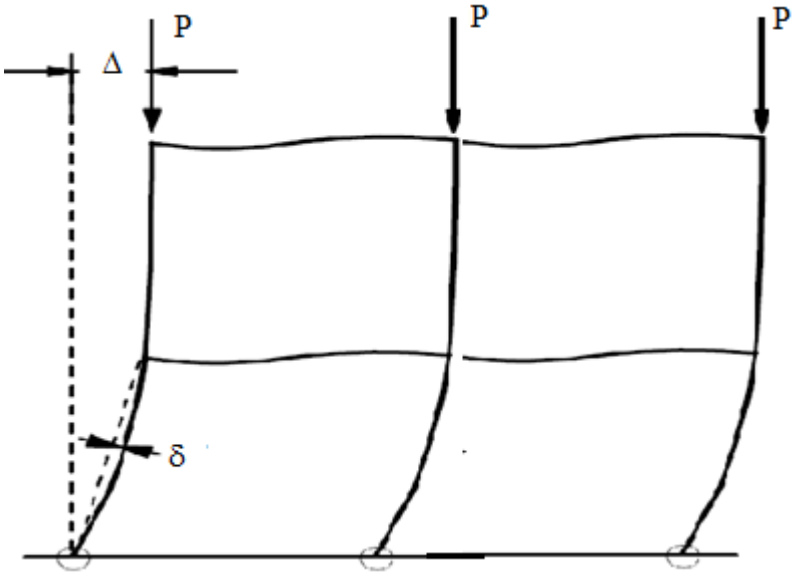
Plastik bölge ikinci mertebe analizleri daha güvenilir sonuçlar vermektedir. Fakat pratik değildir. Yöntem yerel burkulma ve yanal burkulma, yanal ötelenme gibi etkileri dikkate alan ileri bir analiz tekniğidir. (Hwa, 2003).

Aşamalı plastik mafsal ikinci mertebe analizleri bazı kabulleri yaptığından gerçeğe yakın davranışı sergileyememektedir. İleri pratik bir yöntemdir. Bütün elemanlar başlangıçta düz ve prizmatiktir. Bütün kesitler yüklemeden sonra da düzlem kalmaktadır. Tüm elemanlar tutulmuş kabul edilmektedir. Bu analizde yerel burkulma ve açısal burkulma etkileri dikkate alınmamaktadır. Kolon-kiriş stabilite fonksiyonları kullanılmakta ve sistemde eksenel yük ile birlikte eğilme etkisi de dikkate alınmaktadır. Artan yükler altında plastik mafsalların sürekliliği yoktur. Plastik mafsal oluşumların kesme rijitliği düşünülmemektedir (Seçer, 2006).

1.10.3. Moment Aktaran Çerçevelerde İkinci Mertebe Etkileri

Moment aktaran çerçevelerde ikinci mertebe etkileri iki farklı bakış açısına göre incelenmektedir. Tek ve çok serbestlik dereceli sistemler ikinci mertebe etkileri için farklı özellik göstermektedirler. Çok serbestlik dereceli sistemler de ikinci mertebe etkileri artan kat ağırlıklarına, kat yer değiştirmelerine ve bireysel olarak katların yanal dayanımına bağlıdır. Ayrıca moment aktaran çerçevelerde dönme açılarıda önemli olmaktadır. Çünkü kat ağırlık artışları ve dönme açıları, kat yanal rijitliğini azaltmaktadır. Tek serbestlik dereceleri sistemlerde periyot değişimleri önem kazanmaktadır. Tek serbestlik dereceleri sistemler için lineer olmayan dinamik analiz daha uygun olmaktadır. Ayrıca tek serbestlik dereceli sistemlerde negatif dönmeleri nedeni de ikinci mertebe etkileridir. (Gupta ve Krawinkler, 1999).

Moment aktaran çerçeveler yatay ötelenmeye müsait yapıda sistemlerdir. Yoğun yatay yükler altında kat yer değiştirmeleri önemli ölçülerde artmakta ve sistemde ikinci mertebe etkileri açısından istenilmeyen durumlar görülmektedir. Hem P-Δ hem de P-δ etkileri sistemde görülebilmektedir(Şekil 1.39.). Bu şekilden P-Δ etkileri elle kolayca hesaplanabilmektedir. Fakat P-δ etkileri elemanın narinliği ve eğrilik fonksiyonlarının dereceleri elle hesabı zorlaştırmaktadır (Dewobroto, 2011).



Şekil 1.39. Moment akataran çerçevede ikinci mertebe etkileri

Moment aktaran çerçevelerdeki yerdeğiştirmeler ikinci mertebe etkilerinden dolayı yapıda göçmeye neden olabilmektedirler. Sismik yükler altında rijit kat döşemelerine iletilen ikinci mertebe etkileri, standartlara göre tasarlanan yapılarda yetersizlik yaratabilmektedir. Genelde sisteme hakim olan P-Δ yanında ihmal edilen P-δ etkileri de artan sabit yükler altında etkili boyutlara gelmektedir. Doğrusal olmayan olarak ikinci mertebe etkileri ileri akma mekanizmasını da etkilemektedir(Gupta ve Krawinkler, 1999).

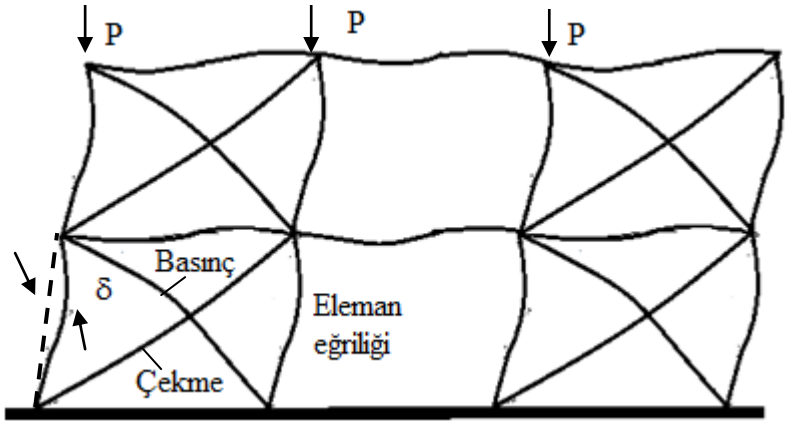
İkinci mertebe etkilerinden doğan büyük yer değiştirmeler ve buna bağlı olarak yapı elemanlarında meydana gelen ilave momentler yapıda stabilite kayıplarına yol açmaktadır. Bu durum kolon mekanizmasında olumsuz durumları hızlandırmakta ya da eğilmeli burkulma durumunu karşımıza çıkarmaktadır (Wood, Beaulıu ve Adams, 1976)

Genel olarak bakıldığında P-Δve P-δ analizleri birlikte yapıldığında ikinci mertebe etkileri moment aktaran çerçevelerde en alt kolonları tehdit etmektedir. Bu elemanlarda meydana gelen göçme eğilme momentlerinin fazlalaşmasından dolayı kolonlarda oluşan plastik mafsallardır. Ayrıca eğilmeli burkulma durumu da alt kolonlar için tehlike arz etmektedir (Chan, 2004).

1.10.4. Merkezi Çaprazlı Çerçevelerde İkinci Mertebe Etkileri

Çelik çerçevelerde çapraz elemanlar kullanılması sistemi rijitleştirmektedir. Çerçevelerin çapraz eleman bulunması durumunda yanal ötelenmenin çok küçük yani

ihmal edilebilecek boyutta olduğu bilinmektedir. P-δ etkileri sistemde hakim ikinci mertebe etkileridir(Şekil 1.40.). Moment aktaran çerçevelere göre oldukça rijit sistemlerdir. Bunun sonucu olarak yanal ötelenmeler engellenmekte ve sistemi oluşturan elemanlarda iç kuvvetler artmaktadır.



Şekil 1.40. M.Ç.Ç.' de ikinci mertebe etkileri

Sismik yükler altında çok katlı yapılarda yumuşak kat bulunması durumunda çelik çaprazlı çerçevelerde ikinci mertebe etkileri sistemde göçme mekanizması oluşturmaktadır. Ayrıca bu tür sistemlerde elemanlarda oluşan iç kuvvetlerin artması, yükleme hızına bağlı olarak yorulma etkisi de yaratmaktadır(Gray, 2012).

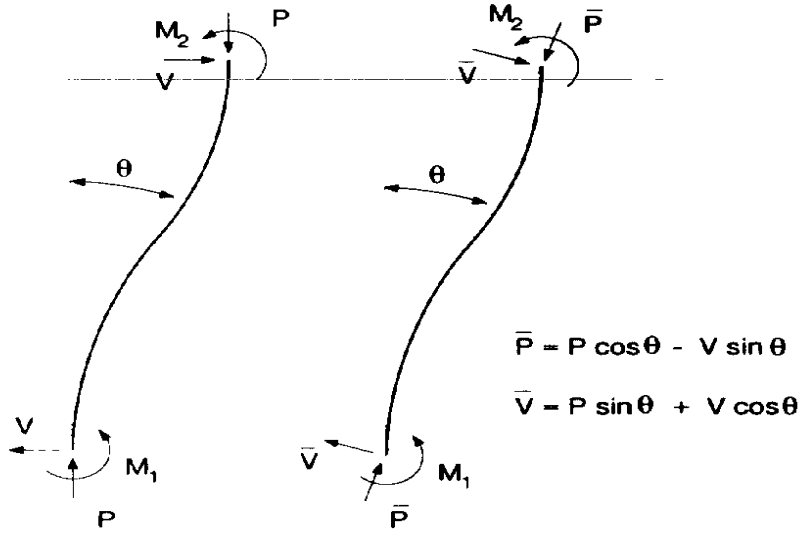
Merkez çaprazlı çerçevelerde ikinci mertebe etkileri doğrusal olmayan davranış bakımından çok önemlidir. Çünkü sismik yada yanal yükler altında sistem yer değiştirmek istemektedir. Yapı kendi süneklğinde ve rijitliğinde belli bir yer değiştirme yapmaktadır. Merkez çaprazlı çerçeveler çelik yapı malzemesinin özelliğine uygun bir sünek davranış gösterememektedir. Sistem yanal yükler altında istenilen yer değiştirmeleri yapacak kadar sünek değildir. Bu yüzden sistemi oluşturan elemanlarda kesit tesirleri ya da iç kuvvetler artmaktadır. Artan eksenel yükler çekme halinde yapı elemanlarında akma mekanizmaları oluşturmaktadır. (Hwa, 2003).

Merkez çaprazlı çerçevelerde ikinci mertebe etkileri ile kolonlarda akma veya plastik mafsal oluşması istenmez. Ancak ikinci mertebe etkileri yapıda yer değiştirmeleri miktarını fazlalaştırmaktadır. Merkezi çaprazlı çerçeveler yanal ötelenmelere önlemekte ve yapıda iç kuvvetleri artırmaktadır. Özellikle kolonlarda meydana gelen aşırı eksenel basınç yükleri ve ikinci mertebe etkilerinin artırdığı momentler nedeniyle eğilmeli burkulma durumu görülmektedir. Bu durum genelde kolon ortalarında meydana gelmesi en

istenmeyen durumdur. İkinci mertebe momentleri kolon mekanizmasını çok etkilemese de burkulmaya katkı yapmaktadır. Ayrıca ikinci mertebe etkilerinden meydana gelen aşırı iç kuvvet artışları, yapıda plastik yerdeğiştirmeler meydana getirmekte ve sistemde stabilite kayıplarına yol açmaktadır. Çok katlı çaprazlı çerçeve sistemler de rüzgar yüklerinden dolayı yorulma meydana gelmektedir(Gray, 2012).

1.10.5. Yapılarda Kat Seviyelerinde Dinamik Modeli ve İkinci Mertebe Etkileri

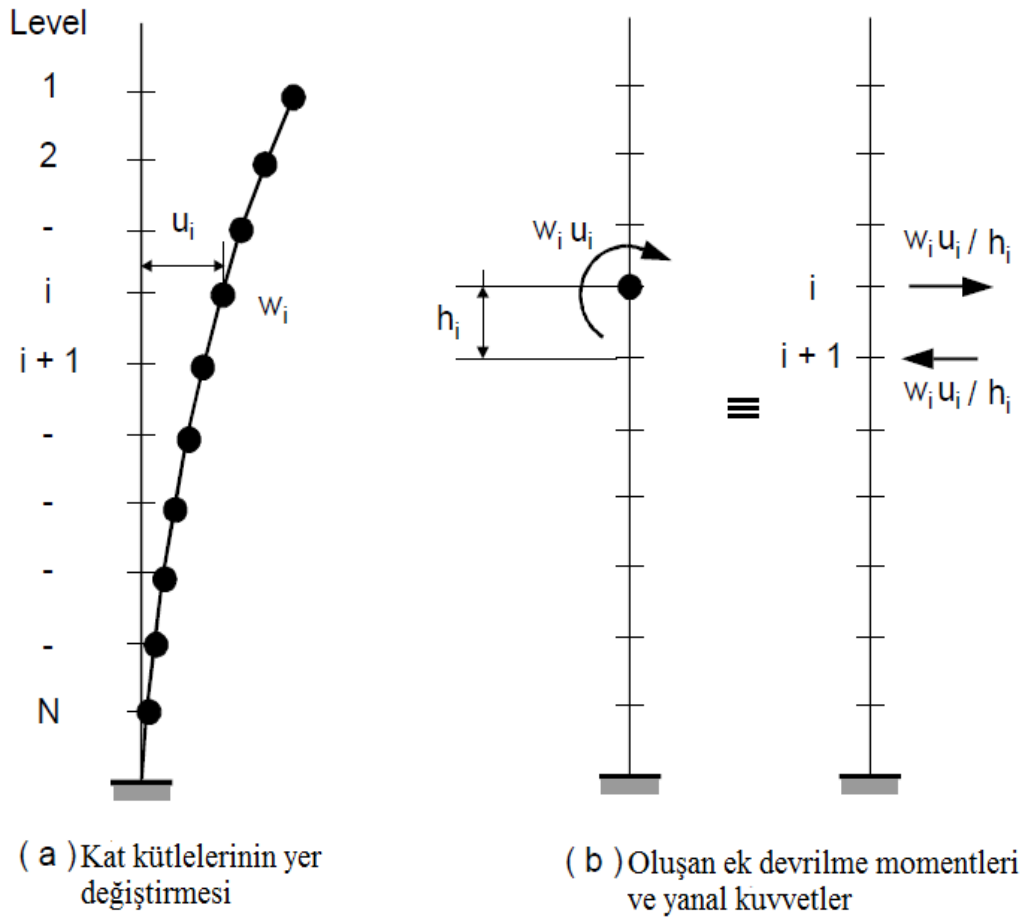
İkinci mertebe etkileri genel olarak çerçeve sistemleri oluşturan elemanların stabilitesi açısından incelenmektedir. Kolon kiriş mekanizmalarında yanal yükler veya üzerlerindeki düşey yüklerden elemanlar şekil değiştirmektedirler. Şekil değiştiren sistemlerde dönmeler meydana gelmektedir. Bu dönmeler sonucu geometrik değişimi olan elemanlarda yükler ve konumlarında değişimler meydana gelmektedir. Şekil 1.41.' de elemanlarda meydana gelen ikinci mertebe etkileri gösterilmektedir. Eleman üzerinde meydana gelen dönmeler P-Δetkileri bakımından önemlidir (White ve Hajjar, 1991).



Şekil 1.41. İkinci mertebe etkilerinden dolayı oluşan değişimler

Yapının bütünü bir dinamik model içerisinde incelendiğinde ikinci mertebe etkilerinin belli kat seviyelerinde şekil değiştirmiş yapı sisteminde ek momentler meydana getirmektedir. Burada kat ağırlıkları P, yapının kat seviyelerinin yaptığı yanal ötelenmeler delta, olarak nitelendirilebilmektedir (Çelebi, 1996)

Dinamik analizlerde ikinci mertebe etkileri, yanal yer değiştirmeler ve periyod aralıklarını değiştirmektedir. Yer değiştirmeler ve titreşim periyodlarının artması sistemde ek momentleri artırmaktadır. Dinamik davranışın belirlenmesinde kullanılan temel formüller, hem statik hem de dinamik davranış için geçerlidir. Eleman kuvvetleri için kullanılan statik ve dinamik eşitlikler, sistemdeki yer değiştirmeler ve bunun sonucu oluşan ek momentleri kapsamaktadır. Şekil 1.42.' de dinamik modelde oluşan momentler, yer değiştirmeler ve yük durumları verilmektedir (Wilson ve Habibullah, 1987).



Şekil 1.42. Dinamik model üstündeki ikinci mertebe etkileri

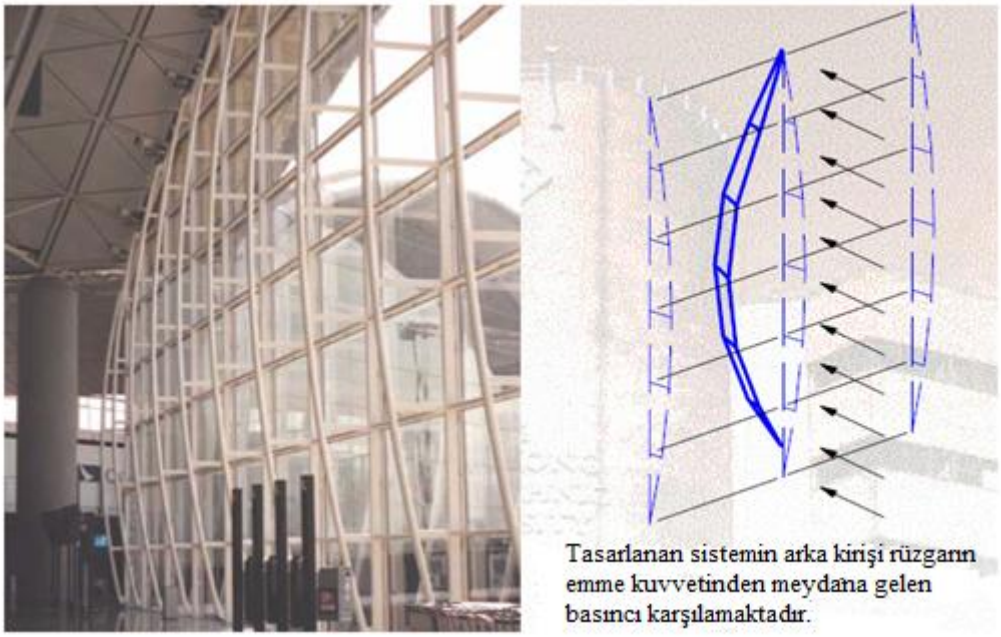
Yapılarda ikinci mertebe etkileri açısından iyi tasarlanmış yapılar için rijitlik kademesi / ağırlık oranı önemlidir. Herhangi bir yapıda aşırı düşey yükler veya yanal yükler aşırı oranda artmamış olsa ikinci mertebe etkileri yapıda yük ve deplasmanda en az %10 kadar bir fazlalık yaratmaktadır. Fakat aşırı öz yükler veya düşük yanal rijitlik ve

yüksek sismik yükler yapıda ikinci mertebe etkilerini %25 ya da daha fazla arttırmaktadır(Rutenberg, 1982).

İkinci mertebe etkilerinin belirlenmesinde geleneksel ardışık yaklaşım yöntemleri kullanılmaktadır. Bu yöntem statik bakımdan gayet iyi sonuçlar verse de dinamik bakımdan yetersiz kalmaktadır. Mod şekilleri, yanal ötelenmeler ve periyodlar bakımında ikinci mertebe etkileri incelendiğinde ardışık yaklaşım yöntemlerin yeterli olmadığı görülmektedir. Dinamik analizler için en uygun yöntem, geometrik rijitlik matris yöntemlerdir. Burada formule edilen sistemler için hem statik hem de dinamik açıdan iyi bir davranış göstemektedir.

1.10.6. Rüzgar Yükleri Bakımından İkinci Mertebe Etkileri

Rüzgar yükleri deprem yükler gibi yapıyı tehdit etmese de, çok katlı yapılarda rüzgar yüklerini önemli hale getirmektedir. Hem taşıyıcı hemde taşıyıcı olmayan elemanlarda yapılarda rüzgar yükleri etkilidir Şekil 1.43.' de rüzgar yüklerinin etkileri gösterilmektedir.



Şekil 1.43. Rüzgar yükleri için tasarlan sistem

Özellikle çok katlı yüksek binalarda dinamik açıdan rüzgar etkileri yapının stabilite durumunu etkilemektedir. Ayrıca rüzgar sürekliliğinin yoğun olduğu alanlarda yapı taşıyıcı

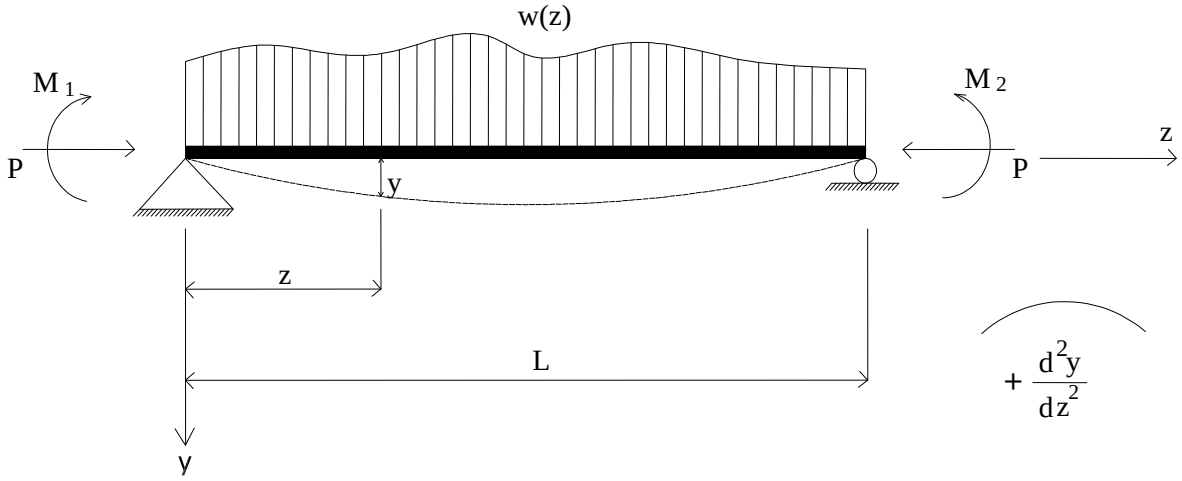
elemanlarında yorulmalar meydana gelmektedir. Yapı elemanlarında meydana gelen yorulmalarda ikinci mertebe etkileri önemlidir. Ayrıca sürekli rüzgar etkisinden dolayı yorulmalar yapıda stabilite kayıplarına yol açmaktadır. Dinamik açıdan meydana gelen devrilme momentleri ikinci mertebe etkilerinin katkısıyla taşıyıcı elemalarda burkulma etkisi yaratmaktadır. Rüzgar yüklerinin sürekliliği yapıda kalıcı şekildeğiştirmeler yapmaktadır. Bu durum yapıda bağlantı noktalarında dışmerkezlik yaratmaktadır. Moment aktaran çerçevelerde rüzgar yükleri açısından ikinci mertebe etkileri özellikle panel bölgeleri olumsuz etkilemektedir (Charney, Murray ve Easterling, 2006).

1.10.7. İkinci Mertebe Etkileri için Alınan Önlemler

Yapılar boyutlandırılırken, inşa edildiği bölgenin veya ülkenin standartları kullanılmaktadır. Kullanılan standartlar tasarımcılara yol göstermektedir. Farklı ülke yönetmelikleri incelendiğinde ikinci mertebe etkileri için moment büyütme katsayıları ve arttırılmış yük kombinasyonları kullanılmaktadır. Her ülkenin veya bölgenin çelik yapılar yönetmeliğinde farklı moment büyütme teknikleri kullanılmaktadır. Bunlar genel olarak iki farklı durum için ele alınmaktadır. Bunlardan birincisi yanal ötelenmesi serbest çerçeveler için diğeri ise yanal ötelenmesi tutulmuş çerçeveler içindir. Moment büyütme faktörlerinin temeli olarak, kolon-kiriş mekanizmalarının stabilite durumları gösterilmektedir. Yük kombinasyonlarının arttırılması yönetmeliklere göre değişmektedir. Genel olarak sabit yükler ve hareketli yüklerin çarpanlarının arttırılması tavsiye edilmektedir. Burada moment büyütme faktörleri "1" olarak alınmaktadır. Standartlarda ikinci mertebe etkileri için hazır yük kombinasyonları bulunmaktadır. Özel olarak hazırlanmış paket programlarda ikinci mertebe analizleri yapılmadığında boyutlandırmalarda bu yük kombinasyonları kullanılmaktadır.

1.10.7.1. Eksenel Basınç ve Eğilme Momenti Halinde Stabilite Durumu

Farklı yük durumları ve mesnetlenme koşullarına göre kolon mekanizmaları incelenmektedir. Moment etki alanındaki burkulmalar ele alınmaktadır. Şekil 1.44.' te bileşik eğilmeli kolon-kiriş mekanizması verilmektedir. Buna göre M_{z1} maksimum eğilme momentlerini göstermek üzere;



Şekil 1.44. Bileşik eğilme hali

$$M_z = M_i + P*y = EI\frac{d^2y}{dz^2} \tag{1.8}$$

bağıntısıyla hesaplanabilmektedir.

Burada birinci mertebe momenti, M_1 ve M_2 momentleri uç momentler, w(z) yanal yük; M_i momenti z' nin bir fonksiyonudur. İfade EI' ya bölünerek;

$$\frac{d^2y}{dz^2} + \frac{P}{EI}\,y = -\frac{M_i}{EI} \tag{1.9}$$

Boyutlandırma işlemi açısından M_z momenti için genel bir ifade bulmak, y deformasyonlarına ait ifadeye ulaşmaktan daha önemlidir. Bu nedenle (1.9) ifadesinin iki defa türevi alınırsa;

$$\frac{d^4y}{dz^4} + \frac{P}{EI}\frac{d^2y}{dz^2} = -\frac{1}{EI}\frac{d^2M_i}{dz^2} \tag{1.10}$$

şeklinde yazılabilmektedir. (1.8) ifadesinden;

$$\frac{d^2y}{dz^2} = -\frac{M_z}{EI};\ \frac{d^4y}{dz^4} = -\frac{1}{EI}\frac{d^2M_z}{dz^2}$$

elde edilir. Bunlar (1.9)' de yerine konursa;

$$-\frac{1}{EI}\frac{d^2M_i}{dz^2} + \frac{P}{EI}\left(-\frac{M_z}{EI}\right) = -\frac{1}{EI}\frac{d^2M_z}{dz^2} \tag{1.11}$$

denklemine ulaşılmaktadır. Bu ifade de $k^2 = P/EI$ olarak gösterilirse;

$$\frac{d^2M_z}{dz^2} + k^2 M_z = \frac{d^2M_i}{dz^2} \tag{1.12}$$

diferansiyel denklemi elde edilir. Bu denklemin homojen çözümü;

$$M_z = A \sin k(z) + B \cos k(z) \tag{1.13}$$

formundadır. $M_i = f(z)$ olarak ifade edilebileceğinden ve f(z) genellikle z' nin bir polinomu olduğundan, özel çözüm de aynı formdadır. Böylece diferansiyel denklemin komple çözümü,

$$M_z = A \sin k(z) + B \cos k(z) + f_1(z) \quad (1.14)$$

olarak elde edilmektedir. Burada $f_1(z)$, M_z' nin (1.12)' de denklemini sağlayan ifadesine eşittir. Eğer M_z bir sürekli bir fonksiyon ise, maksimumu türevi alınarak;

$$\frac{dM_z}{d_z} = 0 = Ak \cos k(z) - Bk \sin k(z) + \frac{df_1(z)}{d_z} \quad (1.15)$$

olur.

Tekil yükler, üniform yayılı yükler, eleman uç momentleri veya bunların birleşimleri için,

$$\frac{df_1(z)}{d_z} = 0 \quad (1.16)$$

olacağı gösterilmektedir. Bu halde, maksimum M_z için bir genel ifade bulunabilmektedir. (1.22) denkleminden;

$$Ak \cos k(z) = Bk \sin k(z) \quad (1.17)$$

k(z) açılı bir dik üçgen düşünüldüğünde A ve B dik kenarlar, $\sqrt{A^2 + B^2}$ ise hipotenüstür.

$$\tan k(z) = \frac{A}{B}, \quad \sin k(z) = \frac{A}{\sqrt{A^2+B^2}}, \quad \cos k(z) = \frac{B}{\sqrt{A^2+B^2}} \quad (1.18)$$

elde edilmektedir. Bu ifade (1.21)' de yerine konursa,

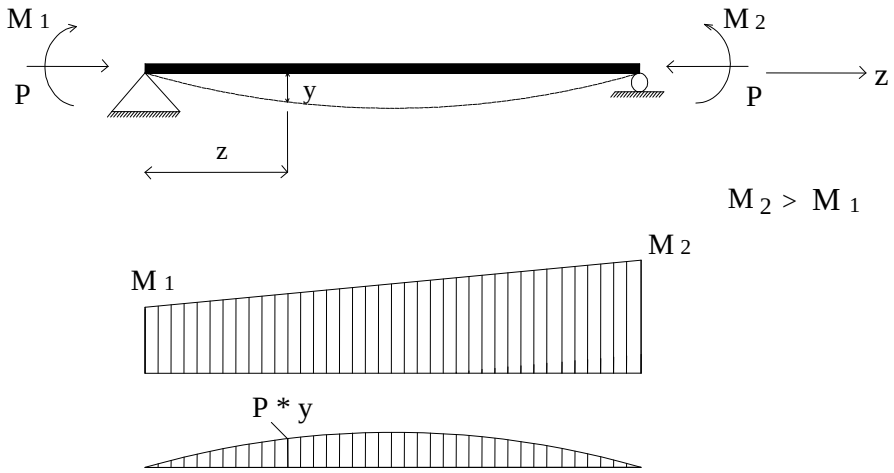
$$M_{zmaks} = \frac{A^2}{\sqrt{A^2+B^2}} + \frac{B^2}{\sqrt{A^2+B^2}} + f_1(z) = \sqrt{A^2 + B^2} + f_1(z) \quad (1.19)$$

ifadesine ulaşılmaktadır.

$df_1(z) / dz \neq 0$ olduğu hallerde (1.15) ifadesi k(z) için çözülerek, sonuç (1.20) denkleminde yerine konmalıdır.

1.10.7.1.1. Yükleme Hali, Yanal Yüksüz ve Farklı Uç Momentleri Durumu

Şekil 1.45.' den yararlanarak $M_ı$ momenti;



Şekil 1.45. Yanal yüksüz yükleme hali

$$M_i = M_1 + \frac{M_2 - M_1}{L} z \frac{d^2 M_i}{dz^2} = 0 \qquad (1.21)$$

şeklinde olduğundan, (1.12) denklemi bir homojen diferansiyel denklem haline gelmektedir. Bu durumda (1.14) ifadesinde $f_1(z) = 0$ olmaktadır. M_{zmaks} ise;

$$M_{zmaks} = \sqrt{A^2 + B^2} \qquad (1.22)$$

formuna dönüşmektedir. A ve B sabitleri (1.14) çözümüne sınır şartları uygulanarak saptanabilmektedir. Genel çözüm,

$M_z = A \sin k(z) + B \cos k(z)$ formundadır. Sınır şartları ise ;

z = 0 için $M_z = M_1$ buradan $B = M_1$

z = L için $M_z = M_2$ $M_2 = a \sin kL + M_1 \cos kL$ buradan $A = \frac{M_2 - M_1 \cos kL}{\sin kL}$ böylece;

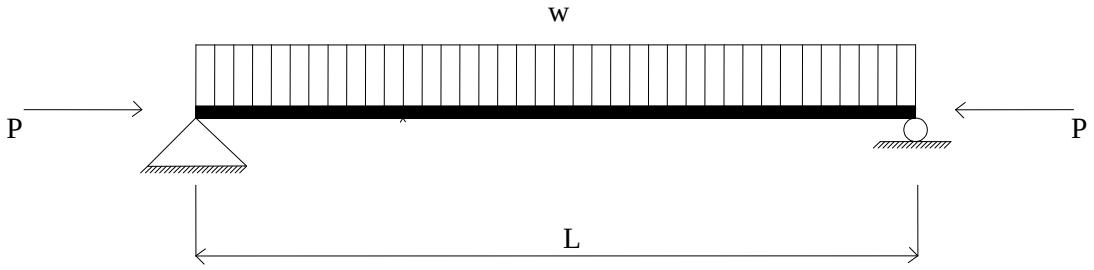
$$M_z = \left(\frac{M_2 - M_1 \cos kL}{\sin kL}\right) \sin k(z) + M_1 \cos k(z) \quad \text{ve} \qquad (1.23)$$

$$M_{zmaks} = \sqrt{\left(\frac{M_2 - M_1 \cos kL}{\sin kL}\right)^2 + M_1^2} = M_2 \sqrt{\frac{1 - 2\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\cos kL + (M_1/M_2)^2}{sin^2 kL}} \qquad (1.24)$$

olmaktadır(Uzgider, 1983).

1.10.7.1.2. Yükleme Hali, Üniform Yanal Yük Olması Durumu

Şekil 1.46.' dan yararlanılarak M_i momenti ;



Şekil 1.46. Ünifor yük hali

$$M_i = \frac{w}{L} z\ (L\text{-}z) \tag{1.25}$$

şeklinde ifade edilmektedir. Daha sonra 1. Yükleme halinde izlenen yoldan giderek,

$$M_{zmaks} = \frac{wL^2}{8}\left(\frac{8}{(kL)^2}\right)\left(\sec\frac{kL}{2} - 1\right) \tag{1.26}$$

olarak elde edilmektedir(Uzgider, 1983).

1.10.7.1.3. Yükleme Hali, Yanal Yüksüz ve Eşit Uç Momentleri Olması Durumu

Şekil 1.45.' de görülen birinci yükleme durumu $M = M_1 = M_2$ için tekrar gözden geçirilirse, M_{zmaks} ;

$$M_{zmaks} = M\sqrt{\frac{2(1-\cos kL)}{sin^2\ kL}} \tag{1.27}$$

$$= M \sec kL / 2 \tag{1.28}$$

olarak elde edilmektedir.

1.10.7.2. Moment Büyütme Faktörleri

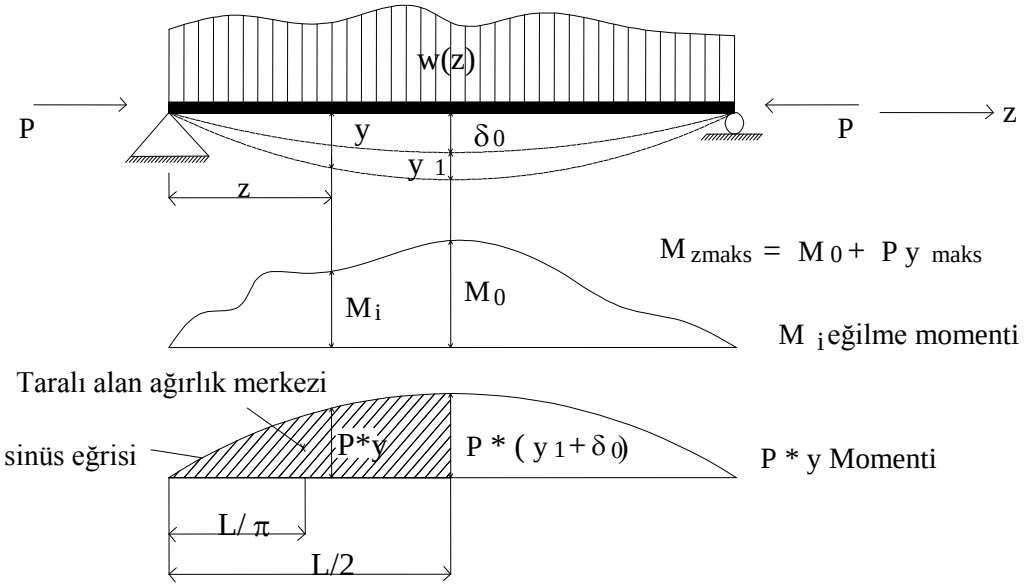
Yukarıda verilen üç stabilite durumundan anlaşılacağı gibi, sadece elemana etkiyen yanal dış yükler veya uç momentlerinden dolayı eleman ekseni boyunca yer alan moment dağılımının en büyük değeri, eksenel basınç kuvveti etkisi nedeniyle bir büyütme faktörüyle artırılarak eleman ekseni üzerinde yer alabilecek maksimum moment değeri M_{zmaks} ' a ulaşılabilinmektedir.

Moment büyütme faktörleri aşağıda verilen 3 farklı stabilite durumu için incelenmektedir. Bunlar yatay hareketi bakımından ve eleman üzerinde meydana gelen moment halleri açısından değerlendirilmektedir(Uzgider, 1983).

1.10.7.2.1. Yanal Hareketi Önlenmiş Elemanda Tek Eğrilikli Eğilme Hali

Şekil 1.47.' de görülen bileşik eğilmeli kolon ele alınırsa; eleman, ortasında bir δ_0 deplasmanı yaratan w(z) yanal yüküne maruz bırakılmaktadır. Eksenel basınç kuvvetinin eğilme-şekildeğiştirmeleri nedeniyle yarattığı ikinci mertebe P*y momentinin, eleman ekseni boyunca dağılımının sinüs eğrisi formunda olduğu kabul edilmektedir. Elemanın ortasında bu ikinci mertebe momentlerin oluşturduğu y_1 eğilme şekildeğiştirmesi, M / EI diyagramının mesnet ile açıklık ortası arasında kalan kısmının (Şekil 1.48.' de taralı alan) mesnete göre momentine eşittir.

Şekil 1.48.' de sistem deformasyonlarına göre ikinci mertebe momentleri verilmektedir. Buna göre büyütme faktörleri stabilite durumları açısından incelenmektedir. Genel olarak büyütme faktörleri yer değiştirmelere göre oluşturulmaktadır.



Şekil 1.47. Moment dağılımları

$$y_1 = \frac{P}{EI}(y_1 + \delta_0)\left(\frac{L}{2}\right)\left(\frac{2}{\pi}\right)\left(\frac{L}{\pi}\right) = (y_1 + \delta_0)\frac{PL^2}{\pi^2 EI} \quad \text{veya} \quad (1.29)$$

$$y_1 = (y_1 + \delta_0)\frac{P}{P_e} \quad (1.30)$$

Burada, $P_e = \pi^2$ EI / L^2 moment düzlemindeki Euler burkulma yüküdür. Bu ifadeyi y_1 için çözerek,

$$y_1=\delta_0\left(\frac{P/P_e}{1-\frac{P}{P_e}}\right) = \delta_0 \left(\frac{\alpha}{\alpha-1}\right) \quad (1.31)$$

bulunur. Burada $\alpha = P / P_e$' dir. y_{maks} , δ_0 ile y_1' in toplamı olacağından;

$$y_{maks} = y_1 + \delta_0 = \delta_0 + \delta_0 \left(\frac{\alpha}{\alpha-1}\right) = \frac{\delta_0}{1-\alpha} \quad (1.32)$$

elde edilmektedir.

Böylece, eksenel basınç kuvveti etkisini de içeren maksimum eğilme momenti,

$$M_{zmaks} = M_0 + P*y_{maks} \quad (1.33)$$

olarak ifade edilmektedir. Bu ifade

$$M_{zmaks} = M_0*A_m \quad (1.34)$$

şeklinde yazılmaktadır. Burada A_m moment büyütme faktörüdür ve ;

$$A_m = \frac{C_m}{1-\alpha} \quad (1.35)$$

olarak tanımlanmaktadır. Ayrıca;

$$C_m = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI\delta_0}{M_0 L^2} -1\right) \alpha = 1+ \psi\alpha \quad (1.36)$$

olarak gösterilmektedir(Uzgider, 1983).

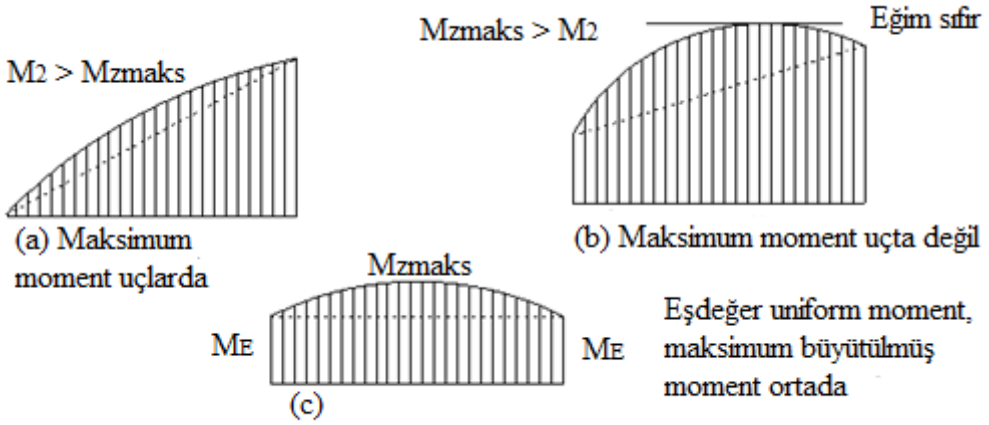
1.10.7.2.2. Yanal Hareketi Önlenmiş Sadece Uç Momentleri Etkisindeki Eleman

Şekil 1.48. görülen hal için teorik maksimum moment (1.24) ifadesiyle,

$M_{zmaks} = M_2 \sqrt{\frac{1-2\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\cos kL+(M_1/M_2)^2}{sin^2 kL}}$ olarak verilmekteydi. Bu halde eleman üzerindeki maksimum moment,

Mesnet noktalarındaki en büyük momenttir. (Şekil 1.48. (a)' deki M_2 momenti).

M_1 / M_2 oranına bağlı olarak eleman ekseni boyunca herhangi bir noktada büyütülmüş momenttir. (Şekil 1.48. (b))



Şekil 1.48. Uç momentler etkisinde birinci ve ikinci mertebe momentleri toplamı

Bir boyutlandırma yapılırken, maksimum momentin mesnet noktaları dışında yer alıp almadığının, eğer mesnet noktalarında yer alıyorsa, bunun mesnetlere olan uzaklığı bilinmesi gerekmektedir. Bu bilgilere olan gereksinmeyi ortadan kaldırmak için, " Eş değer moment yaklaşımı" kullanılmaktadır (Şekil 1.48. (c)). Böylece maksimum momentin mesnet noktaları dışında olması halinde, eşdeğer moment yaklaşımı M_{zmaks} momentinin açıklık ortasında yer aldığı kabul edilmektedir.

M_E eşdeğer momentinin ifadesini elde etmek için (1.27) ifadesinde $M = M_E$ koyarak bunu (1.24) ifadesine eşitlemek yeterlidir. Böylece M_E için;

$$M_E = M_2 \sqrt{\frac{(M_1/M_2)^2 - 2(M_1/M_2)\cos kL + 1}{2(1-\cos kL)}} \tag{1.37}$$

bağıntısıyla elde edilmektedir.

(1.27) ifadesinden yararlanılarak, üniform moment için büyütme katsayısı,

$$A_m = \sec \frac{kL}{2} = \frac{1}{1-\alpha} \tag{1.38}$$

olarak elde edilebilmektedir. M_1 ve M_2 uç momentleriyle değiştirilmek üzere M_E eşdeğer momenti kullanılarak maksimum moment,

$$M_{zmaks} = M_E \left(\frac{1}{1-\alpha}\right) \tag{1.39}$$

şekline gelmektedir.

olarak ifade edilmektedir. Bu ifade (1.34) ile karşılaştırılarak M_{zmaks},

$$M_{zmaks} = C_m M_2 \left(\frac{1}{1-\alpha}\right) \tag{1.40}$$

şeklinde yazılmaktadır. Burada C_m

$$C_m = M_E / M_2 = \sqrt{\frac{(M_1/M_2)^2 - 2(M_1/M_2)\cos kL + 1}{2(1-\cos kL)}} \quad (1.41)$$

olarak elde edilmektedir.

Bu denklem eğilmeli-burulmalı-burkulma halini veya M_1 / M_2 oranı 0,5 ve 1,0 arasında değiştiğinde iki eğrilikli eleman halini tümünü içermemektedir(Uzgider, 1983).

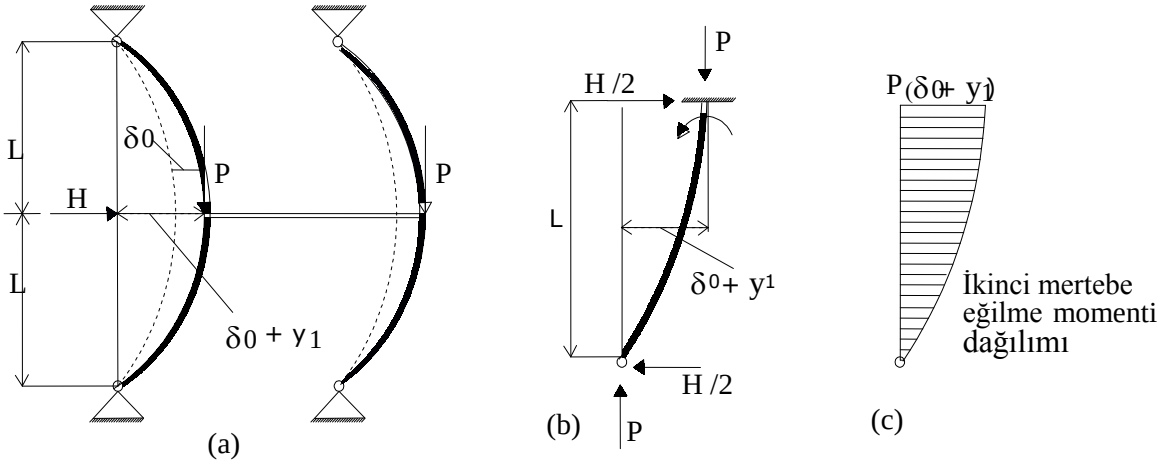
1.10.7.2.3. Yanal Hareketi Önlenmemiş Eleman

Yanal hareketi serbest bir çerçevede de benzer şekilde, bileşik eğilmeli bir kolonda standart analizle elde edilmiş olan M_{zmaks} momenti, M_0 momentinin bir büyütme katsayısı ile çarpımıyla elde edilmektedir. M_{zmaks} momenti;

$$M_{maks} = M_0 A_m = M_0 \left(\frac{C_m}{1-\alpha}\right) \quad (1.42)$$

şeklindedir.

Bu ifadedeki Cm katsayısını saptamak için Şekil 1.49. (a)' daki burkulma formu incelenmektedir.



Şekil 1.49. Uçları relatif yanal deplasman yapan bileşik eğilmeli kolon

Kat kolonlarını en üst ve en alt uçlarındaki bağlantı şeklinden bağımsız olarak, kolon deformasyonu ve dolayısı ile ikinci mertebe moment dağılımı, kabul edilebilir bir yaklaşıkla bir sinüs eğrisi olarak hesaba katılmaktadır. Yapılan bu kabulün, sonuçlar üzerindeki etkisinin uygulama açısından kabul edilebilirliliği saptanmaktadır.

Bu durumda Şekil 1.46.' daki L boyu yerine 2L boyu kullanılarak bu hal için de kullanılabileceği açık olarak görülmektedir.

Böylece (1.36) ifadesinde L yerine 2L konularak bu hal için C_m katsayısı;

$$C_m = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI\delta_0}{M_0 L^2} - 1 \right) \alpha \qquad (1.43)$$

şeklinde tekrar yazılmaktadır. Ayrıca, α' nın hesabında da L yerine, bu hal için söz konusu olan 2L etkin kolon boyu kullanılması tavsiye edilmektedir.

Şekil 1.49.' de verilen sistemlerdeki yerdeğiştirmeler ve momentler;

$$\delta_0 = \frac{\left(\frac{H}{2}\right) L^3}{3EI} \qquad (1.44)$$

$$M_0 = \frac{HL}{2} \qquad (1.45)$$

değerleri hesaplanmaktadır, bu ifade (1.49) denkleminde yerine konulursa C_m katsayısı

$$C_m = 1 + \left[\frac{\pi^2 EI}{4L^2} \left(\frac{HL^3}{6EI}\right) \left(\frac{2}{HL}\right) - 1 \right]\alpha \quad \text{veya} \quad C_m = 1 + \left(\frac{\pi^2}{12} - 1 \right)\alpha = 1 - 0{,}18\,\alpha \qquad (1.46)$$

elde edilmektedir (Uzgider, 1983).

1.11. Konu ile Yapılan Çalışmalar

Wood, Beauliu ve Adams (1976), kolonların ikinci mertebe etkilerine göre tasarımı incelenmişlerdir. Genel olarak stabilite kayıpları, kolon bağıntıları ve kolon boyutlandırması hakkında bilgi vermişlerdir. İkinci mertebe etkilerine göre kolonlardaki yük değişimlerini incelemişlerdir.

Çakıroğlu ve Özer (1980), malzeme ve geometri bakımından lineer olmayan sistemleri incelemiştir. Birinci mertebe analizi ve ikinci mertebe analizinin tanımlarını yapmıştır. Malzeme ve geometrik lineer olmayan yapısal durumu ayrı ayrı kendi içinde incelemişlerdir. İkinci mertebe analizleri için yapılan genel kabuller hakkında bilgi vermişlerdir.

Rutenberg (1982), asimetrik sistemlerin hem lineer hem de geometri değişimi bakımından davranışlarını incelemiştir. Asimetrik sistemlerde ikinci mertebe etkilerinin simetrik sistemlere göre nasıl değiştiği hakkında bilgiler vermiştir. Sayısal ve analitik olarak yaklaşımlarla analiz yöntemlerini sistemler üzerinde uygulamıştır. Asimetrik sistemlerde araştırdığı ikinci mertebe etkilerini daha kolaylaştırarak ve sadeleştirerek

vermiştir. Bunun yanında dinamik bakımdan da sistemlerin ikinci mertebe davranışlarını ele almıştır.

Uzgider (1983), bireysel olarak elemanları incelemiştir. Stabilite durumları açısında ikinci mertebe momentlerini ele almıştır. Sistemlerde oluşan moment durumlarına göre ikinci mertebe etkilerinin nasıl değerlendirileceğini işlemiştir. İkinci mertebe etkilerine karşı moment büyütme faktörlerini stabilite teorisini vermiştir. C_m katsayılarını ve etkin eleman uzunluğunu ikinci mertebe etkileri açısından ele almıştır.

Yang ve Mcguire (1984) yapılarda yanal yükler altında meydana gelen ikinci mertebe etkilerini numerik olarak ele almıştır. İkinci mertebe etkilerinin geometrik değişimini iş yöntemiyle incelemişlerdir.

Goto ve Chen (1987) çalışmalarında ikinci mertebe etkilerini ele almışlardır. Ele alınan çerçevelerde meydana gelen ikinci mertebe etkilerinin elastik analizini yapmışlardır. Ayrıca boyutlama açısından bilgiler verilmiştir. Çerçeve elemanlarda ikinci mertebe davranışını da incelemişlerdir.

Gaiotti ve Smith (1989), bina türü yapılarda ikinci mertebe analizlerini incelemişlerdir. İkinci mertebe analizlerini elle veya bilgisayarla yapılan analizler açısından kategorileştirme yapmışlardır. Bina türü yapılarda kat seviyelerine ikinci mertebe etkilerini ele almışlardır. Stabilite ve serbestlik derecelerine göre analizler yapmışlardır.

Crisfield (1991), katı cisim mekaniğinde lineer olmayan analizleri ele almıştır. Burada elemanları katı cisim olarak ele almış ve ikinci mertebe etkileri açısından incelemiştir. Çözüm yöntemlerde temel olarak sonlu elemanları seçmiştir. Ayrıca Newton-Rapshon, iş kontrol ve benzer ardışık yaklaşımının sayısal yöntemleri kullanarak katı cisim analizleri yapmıştır.

White ve Hajjar (1991), ikinci mertebe analizlerini incelemişlerdir. Matris yaklaşım yöntemini sınıflandırılmışlardır. Geometrik rijitlik matrisleri ve stabilite fonksiyonu matrislerinin detaylarını incelemişlerdir. Geometrik rijitlik matrislerini ikinci mertebe etkileri açısından pratik bir hale getirmişlerdir. LFRD' ye göre elastik ikinci mertebe analizini incelemişlerdir. Birçok farklı analiz yöntemleri, çalışmalarında yer almıştır. Lineer elastik çözümlerde yük artırımı yaparak ikinci mertebe etkilerine göre uygunluğu incelemişlerdir. Etkin eleman uzunluklarını LFRD' ye göre çalışmalarında ayrıntılı olarak vermişlerdir. Bilgisayar teknolojisinin çözüm yöntemleri açısından, performansına dikkatleri çekmişlerdir. İkinci mertebe analizlerinin lineer elastik analizlere göre avantajlarını ele almışlardır.

Chen ve Chan (1994), bilgisayar teknolojisinin ilerlemesi ve yapısal analizlerde çok önemli hale gelmesinden sonra özellikle kişisel yazılımlar, açısından ikinci mertebe analizlerini incelemişlerdir. Burada ek olarak doğrusal olmayan davranışla beraber geometrik değişimleri çelik çerçeve sistemlerde incelemişlerdir.

Çelebi (1996), çok katlı yapılarda ikinci mertebe etkilerini dinamik açıdan ele almıştır. Yanal ötelenmelerde kat seviyelerinin yapıda meydana getirdiği ek devrilme momentini ve dinamik davranışı incelemiştir.

Gökalp ve Kılıç (1999), yapı sistemleri üzerinde süneklik düzeyi ve ikinci mertebe etkilerini incelemişlerdir. Yapılan çalışmada daha çok prekast elemanlar üzerine olsa da genel olarak şunu söylemişlerdir: Dinamik davranış açısından süneklik düzeyi ikinci mertebe etkileri üzerinde değişimlere yol açmaktadır. Özellikle yapı davranışına uygun bir süneklik düzeyinin seçilmesinin ikinci mertebe etkilerini daha iyi yansıtacağını söylemişlerdir.

Gupta ve Krawinkler (1999), moment aktaran çerçevelerin sismik yükler altında davranışını incelemişlerdir. İkinci mertebe etkileri açısında farklı kat sayısı ve farklı deprem kayıtları kullanılarak ikinci mertebe analizleri yapılmıştır. Bu analizlerde moment aktaran çerçevelerde, ikinci mertebe etkilerinin oluşturduğu göçme ve sınır durumlarını incelemişlerdir.

Xu (2001), yarı rijit birleşimli çelik çerçeveler de ikinci mertebe analizleri yapmıştır. Daha çok yer değiştirmeler açısından yaklaşımlar sergilemiştir. Yer değiştirmelerin rijit birleşimlere göre daha müsait olduğunu belirtmiştir. Bu yüzden ikinci mertebe etkilerini daha önemli hale geldiğini vurgulamışlardır. Ayrıca stabilte durumlarını da ikinci mertebe etkileri açısından incelemiştir.

Çoşgun (2003), uzay çerçeve sistemlerde ikinci mertebe etkilerini için ardaşık yaklaşım yöntemiyle incelemiştir.

Hwa (2003), ileri gelişmi hassas çelik çerçeve analizleri yapmıştır. Moment aktaran ve merkez çaprazlı çelik çerçeveler için doğrusal olmayan ikinci mertebe analizleri yapmıştır. Merkez çaprazlı çerçevelerde ikinci mertebe etkileri nedeniyle eleman kesit tesirlerinde artışları görmüştür.

Chan (2004), yaptığı çalışmada ilk olarak eleman stabiliteleri ve yüklemeler altında davranışları vermiştir. Çelik çerçeve sistemler üzerinde P-Δ ve P-δ etkilerini ayrı ayrı veya aynı anda incelemiştir.

Seçer ve Bozdağ (2004), yarı rijit birleşimli çelik çaprazlı çerçevelerin davranışını incelemişlerdir. Farklı birleşimler de tasarlanan çaprazlı ve çaprazsız çözümleri yapmışlardır. Bu sistemlere geometrik bakımdan lineer olmayan statik itme analizi uygulanarak ikinci mertebe etkileri de ele alınmıştır. İkinci mertebe etkilerinde yer değiştirmelerinin sınırlandırıldığı gösterilmiştir.

Charney, Murray ve Easterling (2006), çelik yapılarda rüzgar etkileri araştırılmışlardır. Yaptıkları çalışmada ikinci mertebe etkilerini de yaptıkları çalışmada değerlendirmişlerdir. Dinamik açıdan rüzgar yükleri altında çelik yapılarda yorulmalar ve stabilite kayıpları olduğu belirtilmiştir.

Seçer (2006), çelik düzlem çerçevelerde ikinci mertebe etkileri altında aşamalı plastik mafsal oluşumunu incelenmiştir. İkinci mertebe etkilerinden dolayı yapıda oluşan aşırı yüklenmelerde sistem davranışı doğrusal olmayan yöntemle incelenmiştir.

Yoo (2006), merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin performansa dayalı analitik incelemesini yapmıştır. Bu çalışmada ikinci mertebe etkileri de incelenmiştir. Bu durumda ikinci mertebe etkileri altında merkez çaprazlı çerçevelerde akma , burkulma ve göçme durumları ele almıştır.

Shayka (2007), en kesiti azaltılmış kirişli sistemlerde ikinci mertebe analizleri yapmıştır. Sayısal modeller kullanmıştır. Performans analizlerinde ikinci mertebe etkilerinde oluşan kuvvetler altında kirişlerin akma mekanizmaları incelenmiştir. Ayrıca ele aldığı elemanlarda LFRD' ye göre moment büyütme tekniklerini kullanmıştır.

Alvarenga ve Silveira (2009), çalışmalarının birinci bölümünde, ikinci mertebe etkileri altında çelik çerçevelerde plastik bölgelerin sayısal analizini yapmışlardır. Burada dilim tekniği kullanmışlardır.

Alvarenga ve Silveira (2009), çalışmalarının ikinci bölümünde ikinci mertebe etkileri altında çelik çerçevelerde plastik bölge analizi yapmışlardır. Birçok çerçeve sistem oluşturulup en olumsuz şekildeğiştirmiş sistemi incelemişlerdir. Plastik bölge analizlerininde P-Δ ve P-δ etkilerini ele almıştırlar. Şekildeğiştirmeler açısından yapıyı en çok tehdit eden şekildeğiştirmiş hali yapılan analizler sonucu belirlemişlerdir.

Kural ve Zeybek (2011), merkez çaprazlı çerçevelerden oluşturulmuş çok katlı çelik yapılarda ikinci mertebe etkilerini ele almışlardır. Bunları incelerken sayısal ardışık yaklaşım yöntemleri kullanmışlardır.

Dewobroto (2011), yapısal olarak ikinci mertebe etkilerini incelemiştir. Farklı mesnetlenmiş elemanların ikinci mertebe etkileri ele almıştır. Daha sonra ele aldığı

sistemleri biraz daha karmaşık hale getirerek farklı yükleme durumlarına göre çözümlerini yapmıştır.

Kural, Zeybek ve Seçer (2012), çelik yapı sistemlerinde ikinci mertebe analiz yöntemlerini incelemişlerdir. Pratik yöntemler ve artımsal yöntemleri kullanmışlardır. Bu yöntemleri sınıflandırmışlardır. Oluşturdukları bir sistemi farklı yöntemlere göre çözmüşlerdir. Merkezi çaprazlı sistemlere de, çalışmalarında yer vermişlerdir. Burada narinlik oranları, yer değiştirmeler ve yapı salınım faktörlerinin değişimleri incelenmiştir.

Gray (2012), merkez çaprazlı sistemlerde dökme çelik çaprazların kullanılmasını incelemiştir. Genel davranış olarak merkez çaprazlı çerçevelerde ikinci mertebe etkilerini ele almıştır. İkinci mertebe etkilerinden dolayı kolon kiriş mekanizmalarında aşırı iç kuvvet birikimi olduğunu belirtmiştir. İkinci mertebe etkilerini daha çok göçme mekanizmaları açısından değerlendirmiştir. Farklı yapı kusurlarında çaprazlı sistemlerde meydana gelen olumsuzluklar irdelenmiştir.

1.12. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Yapısal analizlerde, bilgisayar teknolojisinin gelişmesiyle birlikte, yapı elemanlarını oluşturan malzemenin doğrusal olmayan davranışlarını da dikkate alınabilmektedir. Aynı şekilde ikinci mertebe etkileri de dikkate alınabilmektedir. Daha önceleri Hooke kanuna göre çalıştırılan elemanlar artık gerçek davranışına göre tasarlanmaktadır. Geometrik bakımında değişime uğrayan elemanlarda her yüklemede şekildeğişimi olacağında yükleme durumları ve yerdeğiştirmeleri farklılaşmaktadır. Bu yüzden ikinci mertebe etkileride önemli bir duruma gelmektedir. Sismik yüklerin veya yanal yüklerin artması ikinci mertebe etkileri açısından yapıyı tehdit etmektedir.

Bu nedenle bu çalışmada farklı çelik yapı sistemlerinde ikinci mertebe etkilerinden dolayı oluşan ek momentlerin yapı davranışına etkisini araştırmaktır. Deprem ve rüzgar yükleri altında moment aktaran ve merkez çaprazlı çerçevelerle oluşturulan modellerde ikinci mertebe analizleri yapılmaktadır. Yapılan analizler sonucunda ikinci mertebe etkileri ve farklı yönetmeliklere göre alınan önlemlerin değerlendirmesi yapılmaktadır.

2. YAPILAN ÇALIŞMALAR, BULGULAR VE İRDELEMELER

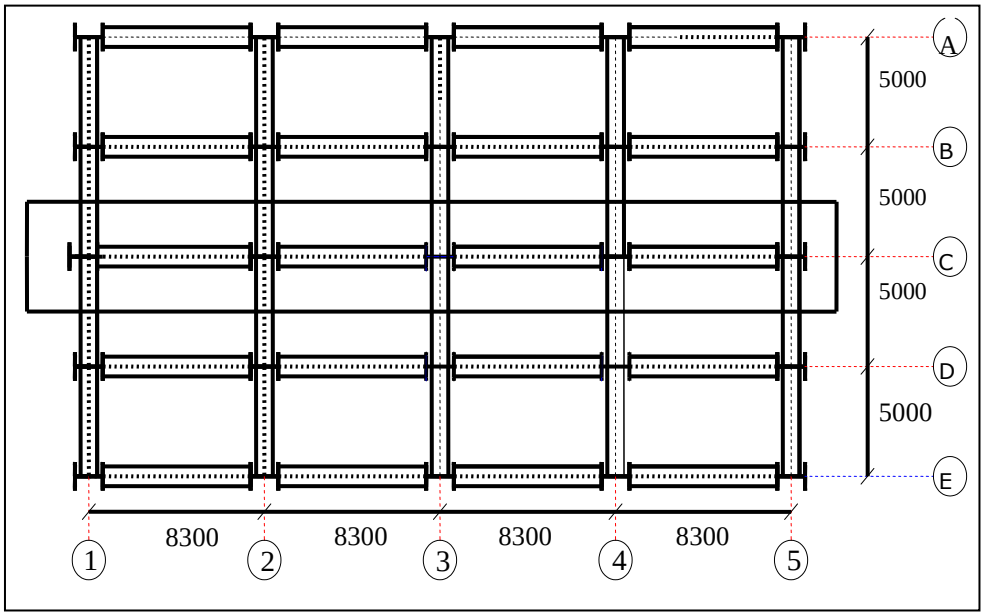
İkinci mertebe etkilerinin araştırılması moment aktaran çerçeve ve diğeri merkez çaprazlı çerçeveler olmak üzere iki farklı model dikkate alınmıştır. Bu modellerin kat sayıları ve yükseklikleri değiştirilmiştir. Uygulanacak deprem yükleri DBYBHY-2007' ye ve rüzgar yükleri TS 498' e göre alınmıştır. Sistem süneklik, harektli yük azaltma, yapı önem katsayısı ve diğer özellik bakımından DBYBHY-2007 temel alınmıştır. İkinci mertebe etkileri bakımından AISC LRFD-1999, BS 5950-2000, CISC 1994, Eurocode 3, ve AASHTO 1997 yönetmelikleri kullanılmıştır.

2.1.Hazırlanan Modeller Özellikleri ve Yüklemeler

Oluşturulan modeller, yapılacak değerlendirmeler açısından önemlidir. Burada ikinci mertebe etkileri açısından iki sınır durum dikkate alınmıştır. Bunlardan birisi yapılardaki kat sayısı diğeri ise kat yüksekliklerdir. Yapının maksimum yüksekliği 40 m seçilip kat miktarları ve kat yükseklikleri buna göre ayarlanmıştır. Bu iki sınır durum iki farklı taşıyıcı sistem bakımından değerlendirilmektedir. Modeller moment aktaran çerçeve ve merkez çaprazlı çerçeve olarak tasarlanmıştır. İkinci mertebe etkileri yapılarda alınan önlemler genellikle iki şekilde ele alınmıştır. Bunlar moment büyütme faktörleri ve artırılmış yük kombinasyonları ikinci mertebe etkileri açısından alınan önlemlerdir. Her yönetmelikte uygulanan moment büyütme faktörleri ve artırılmış yük kombinasyonları için hesaplar yapılıp sistemlerin güvenilirliği karşılaştırılmıştır.

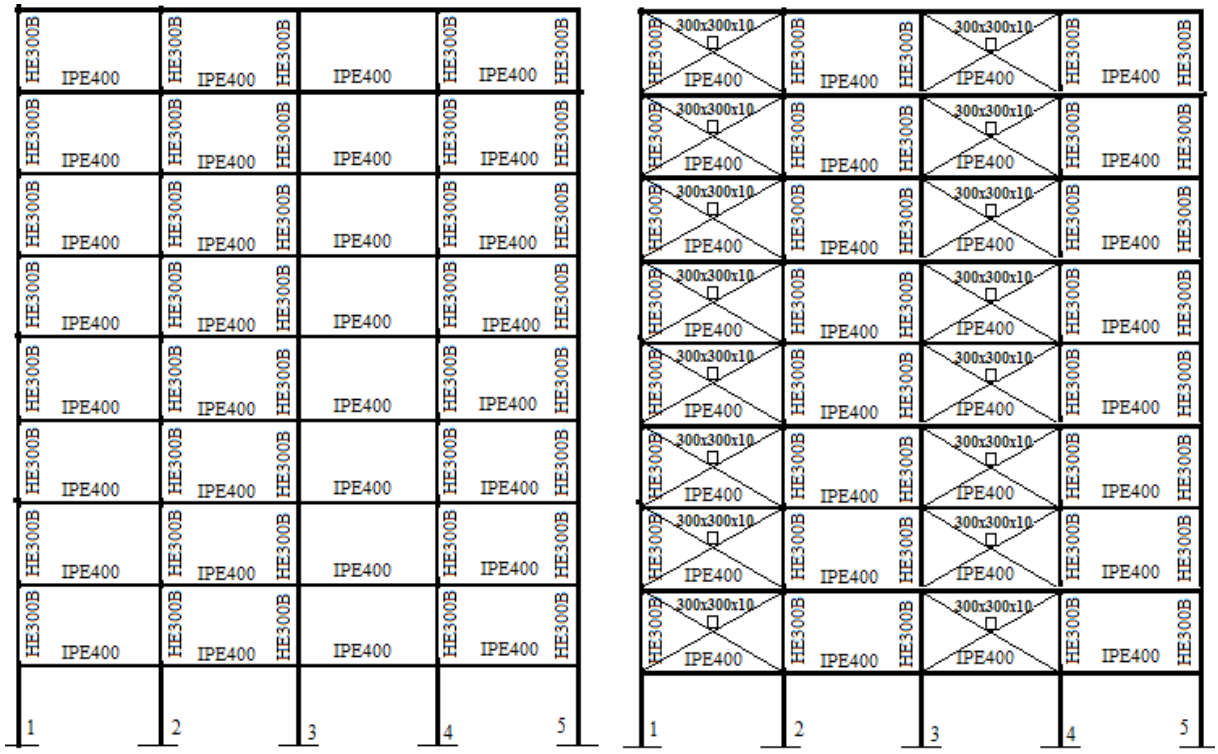
2.1.1. Hazırlanan Modellerin Özellikleri

Modeller oluşturulurken genellikle elverişsiz koşullar dikkate alınmıştır. Şekil 2.1.' de oluşturulan modellerin kat planı verilmiştir. Bu plandan seçilen çerçeve sistem üzerinden yüklemeler ve değerlendirmeler yapılmıştır. Burada seçilen profil kesitleri maksimum kesit etkileri dikkate alınarak, HE-B 300 olarak belirlenmiştir.



Şekil 2.1. Kullanılan kat planı

Elemanlarda moment büyütme faktörleri hesaplanırken burkulma ile ilgili hesaplarda zayıf ve güçlü eksene göre hesap yapmak gerekmektedir. (Shayka, 2007). Şekil 2.2.' de seçilen C-C aks için taşıyıcı çerçeve sistemler ve kullanılan profiller verilmiştir.



Şekil 2.2. Taşıyıcı çerçeve sistemler

Kirişler seçilirken sistem rijitliği ve sünekliği düşünülmüştür. Kirişler büyük kesitli seçilmemiştir. Yönetmeliklerde belirtilen kolonların kirişlerden büyük olma şartı da dikkate alınarak kirişlerin kesitleri kolon kesitlerine yakın ve daha küçük seçilmiştir.

Kiriş kesitlerinin büyümesi yapıyı rijitleştirmektedir. Bu da süneklik bakımından yapının davranışının kısıtlamaktadır. (Chen ve Chan, 1994).

Tasarlanan modellerde kirişler için IPE 400 seçilmiştir. Seçilen çerçeve sistemlerde bütün kirişlerde IPE 400 kullanılmıştır. Hesaplar için C-C aksı seçilmiştir. Kullanılan çerçevelerde kiriş açıklıkları 8 m' dir. C-C aksına dik eksendeki akslardaki kirişlerin açıklığı ise 5 m' dir.

Merkez çaprazlı çerçevelerde çapraz elemanlar için en kesiti 300*300mm olan ve 10 mm et kalınlığına sahip bir kutu profil seçilmiştir. Merkez çaprazlı çerçevelerde X şeklinde çaprazlar kullanılmıştır.

Eşdeğer deprem yükleri yöntemine uygun olması yapının yüksekliği 40 m sabit alınmıştır. Yapı yüksekliği sabit kalmak koşuluyla kat miktarları ve kat yükseklikleri değiştirilmiştir. 4 farklı kat sayısı ve farklı kat yüksekliği seçilmiştir. Yapı kat yükseklikleri 3,08; 3,64; 4; 4,45 m seçilmiştir. Kat miktarları sayısıda 40 m yapı yüksekliğine göre ayarlanmıştır. 3,08 m olan 13 katlı, 3,64 m olan 11 katlı, 4 m olan 10 katlı ve 4,45 m olan 9 katlıdır.

2.1.2. Yapıya Etkiyen Yükler

Oluşturulan modeller rüzgar ve deprem yükleri olmak üzere iki farklı yükleme açısından incelenmektedir. Burada deprem yükleri için DBYBHY-2007'de verilen değerler ve rüzgar için ise TS 498'de verilen değerler kullanılmaktadır.

2.1.2.1.Rüzgar yükleri

Tasarlanan modellerde hesabı yapılan rüzgar yükleri açısından ikinci mertebe etkileri incelenmiş yönetmelik yönünden karşılaştırma yapılmıştır. Yapıya etkiyen rüzgar yükleri TS 498 ' den alınmıştır.

Rüzgâr yükü hesabı yapının geometrisine bağlıdır. Basınç, emme ve sürtünme etkileri birleştirilerek hesaba alınmıştır. Bir yapının bütününde rüzgâr yükü bileşkesinin büyüklüğü;

$W = C_f * q * A \quad (kN)$ (2.1)

bağıntısı ile bulunur. Burada C_f Aerodinamik yük katsayısı, q Emme (hız basıncı) (kN/m^2), A Etkilenen yüzey alanıdır (m^2).

Narin çelik konstrüksiyonda buzlanma sonucu artacak rüzgar yükleri de projelendirmede dikkate alınmalıdır. Genel olarak rüzgar basıncı;

$w = C * q \quad (kN/m^2)$ (2.2)

şeklinde hesaplanır.

Burada; q = Rüzgar basıncı kN/m2 Cp Emme katsayısı Cp, dikkate alınan yüzey için çeşitli esiş yönüne göre belirlenmektedir. Rüzgar basıncı yapı yüzeyine dik olarak etki eder.

Emme veya basıncı (q) için;

$q = \frac{\rho v^2}{2g} \quad (kN/m^2)$ (2.3)

bağıntısı verilmektedir (TS 498).

Çok yaklaşık olarak hava birim hacim ağırlığını ρ = 1,25 kg/m3 alırsak hız (v) de m/s cinsinden yerine konursa,

$q = \frac{v^2}{1600} \quad (kN/m^2)$ (2.4)

şeklinde hesaplanmaktadır. Tablo 2.1.'de yapının zemin yüksekliğine bağlı olarak rüzgar hızı ve basıncı verilmektedir

Tablo 2.1. Yüksekliğe bağlı olarak rüzgar hızı ve emme

Zeminden yükseklik m	Rüzgar Hızı v m/s	Emme q kN/m2)
0-8	28	0,5
9-20	36	0,8
21-100	42	1,1
100<	46	1,3

Rüzgar yükleri sistem geometrisi ve yapı yüksekliğiyle ilgilidir. Yapının bulunduğu coğrafi konum da yapıya gelen rüzgar yüklerini değiştirmektedir. Rüzgar yükleri yapıya yayılı bir yük şeklinde etkimektedir. Yapının yüksekliği boyunca bir basınç kuvveti oluşturmaktadır.

Oluşturduğumuz modellerde rüzgar yükleri bakımından oluşacak olumsuz koşullar düşünülmüştür. Yapının sürekli rüzgara maruz kaldığı ve aşırı rüzgar yüklenmelerinin olduğu düşünülmüştür. Bu sebeple yapıya etkiyen rüzgar yükü 1,1 kN/m^2 olarak alınmıştır (Şekil 2.2.).

2.1.2.2.Deprem Yükleri

Oluşturduğumuz modellerde deprem yükleri eşdeğer deprem yükü hesabına göre yapılmıştır. Eşdeğer deprem yükü için DBYBHY-2007'den alınmıştır.

Eş değer deprem yükü yönteminde birçok parametre etkindir. Bunlar harektli yük katılım kat sayısı, süneklik katsayısı, etkin yer ivmesi, yerel zemin sınıfları ve yapı önem katsayısıdır.

İkinci mertebe etkileri bakımından süneklik çok önemlidir. İkinci mertebe etkileri yapının sünekliğine göre değişmektedir. Yapı davranışına uygun bir süneklik derecesi düşünülmesi sistemde ikinci mertebe etkilerini içinde önemli bir göstergedir. Özellikle dinamik analizler bakımından ikinci mertebe etkilerinin yapıya etkimesi yapının sünekliğiyle ilişkilendirilebilinmektedir. Optimum bir süneklik katsayısı seçilmesi önemlidir (Gökalp ve Kılıç, 1999).

Çelik yapılar için DBYBHY-2007'de süneklik durumları Tablo 2.2.' de verilmektedir.

Tablo 2.2. Çelik yapılarda süneklik kat sayıları

Çelik Binalar	**Süneklik Düzeyi Normal**	**Süneklik Düzeyi Yüksek**
1-Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar	5	8
2-Deprem yüklerinin tamamının, üstteki bağlantıları mafsallı olan kolonlar tarafından taşındığı tek katlı binalar	—	4
3-Deprem yüklerinin tamamının çaprazlı perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar		
a) *Çaprazların merkezi olması durumu*	4	5
b) *Çaprazların dışmerkez olması durumu*	—	7
c) *Betonarme perdelerin kullanılması durumu*	4	6
4-Deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte çaprazlı çelik perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar	5	6
a) *Çaprazların merkezi olması durumu*	—	8
b) *Çaprazların dışmerkez olması durumu*	4	7
c) *Betonarme perdelerin kullanılması durumu*		

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti), *V*t ,

$$V\text{t} = \frac{WA(T_1)}{R(T_1)} > 0.10\, A_0\, I\, W \qquad (2.5)$$

şeklinde belirlenmektedir. Bu bağıntıda yer alan ve binanın deprem yüklerinin hesaplanmasında kullanılacak toplam ağırlığı, *W*,.

$$W = \sum_{i=1}^{N} w_i \qquad (2.6)$$

şeklinde hesaplanmaktadır.

w_i kat ağırlıları hesabı ise,

$$w_i = g_i + nq_i \qquad (2.7)$$

şeklinde dikkate alınmaktadır.

Denklem (2.7)'de yer alan hareketli yük katılım katsayısı, n, *Tablo* 2.3.'de, bina önem katsayısı I, Tablo 2.4.'te, etkin yer ivmesi A_0, ise Tablo2.5.'te ve verilmiştir.

Tablo 2.3. Hareketli yük katılım katsayısı

Binanın Kullanım Amacı	*n*
Depo, antrepo, vb.	0,8
Okul, öğrenci yurdu, spor tesisi, sinema, tiyatro, konser salonu, garaj, lokanta, mağaza, vb.	0,6
Konut, işyeri, otel, hastane, vb.	0,3

Tablo 2.4. Bina önem katsayısı

Binanın Kullanım Amacı veya Türü	***Bina Önem Katsayısı (I)***
1. Deprem sonrası kullanımı gereken binalar ve tehlikeli madde içeren binalar **a)** Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri; vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) **b)** Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1,5
2. İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyanın saklandığı binalar **a)** Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. **b)** Müzeler	1,4
3. İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları, vb.	1,2
4. Diğer binalar Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb)	1

Tablo 2.5. Etkin yer ivmesi

Deprem Bölgesi	A_0
1	0,40
2	0,30
3	0,20
4	0,10

Eşitlik (2.5)'de yer alan bina önem kaysayısı, I , Tablo 2.5.'te tanımlanmıştır.

Spektrum katsayısı, $S(T)$, yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T'ye bağlı olarak,

$$S(T) = 1 + 1{,}5\,\frac{T}{T_A} \qquad (0 \le T \le T_A)$$

$$S(T) = 2{,}5 \qquad (T_A \le T \le T_B) \qquad (2.8)$$

$S(T) = 2{,}5(\frac{T_B}{T})^{0,8}$ $(T_B < T)$

şeklinde alınmaktadır.

Eşitlik (2.5) ile hesaplanan toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak denklem ,

$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^{N} F_i \quad (2.9)$$

şeklinde hesaplanmaktadır.

Binanın *N*'inci katına (tepesine) etkiyen *ek eşdeğer deprem yükü* Δ*F*N'in değeri ,

$$\Delta F_N = 0.0075\, N\, V_t \quad (2.10)$$

şeklindedir.

Toplam eşdeğer deprem yükünün Δ*F*N dışında geri kalan kısmı, *N*'inci kat dahil olmak üzere, bina katlarına,

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{i=1}^{N} w_j H_j} \quad (2.11)$$

şeklinde dağıtılacaktır.

Spektrum karakteristik periyotları, T_A ve T_B yerel zemin sınıfları'na Tablo 2.6.'da verilmektedir.

Tablo 2.6. Yerel zemin sınıfları

Yerel Zemin Sınıfı	T_A *(saniye)*	T_B *(saniye)*
Z1	0,10	0,30
Z2	0,15	0,40
Z3	0,15	0,60
Z4	0,20	0,90

Bu çalışmada oluşturulan modeller eşdeğer deprem yükü yöntemi için kullanılan parametreler Tablo 2.7.' da verilmiştir.

Tablo 2.7. Deprem parametreleri

Etkin yer ivmesi	0,4
Yerel zemin sınıfı	Z2
Bina önem katsayısı	1
Hareketli yük azaltma katsayısı	0,3
Süneklik düzeyi M.A.Ç. ve M.Ç.Ç. için sırasıyla	8 ve 5

2.2.Yönetmeliklerde Moment Büyütme Katsayısı ve Yük Kombinasyonları

İkinci mertebe etkileri bakımından AISC LRFD-1999, BS 5950-2000, CISC 1994, Eurocode 3, ve AASHTO 1997 yönetmelikleri kullanılmıştır.

Burada kullanılan yük kombinasyonlarında sınır durumlar düşünülerek, yönetmeliklerde kullanılmıştır.

2.2.1. AISC LRFD-1999

İkinci mertebe etkileri açısından moment büyütme faktörlerinin en çok kullanıldığı yöntemdir. Ayrıca söz konusu yönetmelikte artırılmış yük kombinasyonları da kullanılmıştır.

AISC-LRFD99 yönetmeliğinde(Amerikan yük ve dayanım faktörleri çelik yönetmeliği) moment arttırma çarpanlarının 1.0 alınmaktadır. Bununla birlikte P-Δ analizinde 1,2 sabit yük (DL) + 1,0 hareketli yük (LL) şeklinde çarpanlarla arttırılmış değerleri dikkate alınmaktadır.

Buna ilave olarak yönetmelikte elemanda basınca yol açan yük kombinezonları için çarpanlarla arttırılmış moment Mu ikinci derece etkileri hesaba katmak üzere bazı katsayılarla büyütülebileceğini de belirtmektedir. Buna göre M_u momenti;

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \qquad (2.12)$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Burada B1 yanal ötelemesiz momentler için moment arttırma çarpanı, B_2 yanal ötelemeli momentler için moment arttırma çarpanı, M_{nt} yanal ötelemeye yol açmayan çarpanlarla arttırılmış momentler ve M_{lt} yanal ötelemeye yol açan çarpanlarla arttırılmış momentlerini göstermektedir.

Yönetmeliğe göre B_1 ve B_2 katsayılarını nasıl hesaplanacağı eşitlik (2.13) ve (2.14)'te verilmiştir;

$$B_1 = \frac{C_m}{1-(\frac{P_u}{P_{el}})} \geq 1{,}0 \quad \text{ve} \qquad (2.13)$$

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{\sum P_u}{\sum H}(\frac{\Delta_{oh}}{L})} \geq 1{,}0 \qquad (2.14)$$

şeklinde hesaplanmaktadır. C_m basınç durum ile ilgili bir katsayı, P_u eleman üzerindeki basınç kuvveti, P_{el} kritik burkulma kuvvetidir. Δ_{oh} kat ötelenmesi, L kat yüksekliği, $\sum P_u$ toplam basınç kuvveti, $\sum H$, toplam kesme kuvvetini göstermektedir.

2.2.2. Eurocode 3

Eurocode-3 Yönetmeliğinde, P-Δ analizinin yanal ötelemeye yol açan momentler için moment arttırma çarpanlarının 1.0 alınmaktadır. Bununla birlikte P-Δ analizinin 1.35 ölü yük (DL) + 1.35 hareketli yük (LL) şeklinde çarpanlarla arttırılmış yüklerin kullanılabileceğini belirtmektedir. Ayrıca Eurocode-3, P-Δ etkileri için moment büyütme katsayısının da kullanılabileceğini belirtmektedir.

λ kritik yük faktörü gösterilmek üzere

$$\lambda = \frac{F_N H}{F_v \delta} \tag{2.15}$$

şeklindedir. Moment büyütme katsayısı ise,

$$\frac{\lambda}{\lambda - 1} \tag{2.16}$$

şeklinde hesaplanmaktadır.

F_N ikinci mertebe etkileri için şekil değiştirmeyi sağlayan hayali yükü (0,5% F_v) , H kat yüksekliğini, δ kat ötelenmesini, F_v maksimum kesme kuvvetini göstermektedir.

P-δ etkileri moment büyütme katsayısı biçim olarak P-Δ etkileri ile aynı eşitlik kullanılarak hesaplanmaktadır. Ancak burada kritik yük faktörü farklıdır ve aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\frac{\pi^2 EI}{L^2 F_c} \tag{2.17}$$

Burada F_c eleman üzerindeki basınç kuvvetini göstermektedir.

2.2.3. CISC – 1994

CISC – 1994 Yönetmeliğinde (Kanada Yönetmeliği) P-Δ analizinde yanal ötelemeye yol açan momentler için moment arttırma çarpanlarının 1.0 alınabileceği ve bununla birlikte 1,25 ölü yük (DL) + 1,05 hareketli yük (LL) şeklinde çarpanlarla arttırılmış yük düzeyinin kullanılabileceğini belirtmektedir. CISC-1994' de de momentler bir katsayı ile artırılabileceği belirtilmektedir. Büyütülmüş moment değeri, yönetmelikte

$$M_f = U_1 M_{fg} + U_2 M_{ft} \tag{2.18}$$

şeklinde verilmiştir. Bu bağıntıda U_1 *yanal* ötelenmesi önlenmiş sistemlerde büyütme katsayısı, U_2 yanal ötelenmesi önlenmemiş sistemlerde büyütme katsayısı, M_{fg} yanal

ötelenmesi önlenmiş sistemlerde meydana gelen momentler, M_{ft} yanal ötelenmesi önlenmemiş sistemlerde meydana gelen momentleri göstermektedir.

P-Δ etkileri için U_2 değeri;

1,25' ten büyük olmaması istenmektedir. Bu yüzden genelde yüksek katlı bina tasarımlarında 1,25 olarak alınmaktadır. Bu katsayı bu çalışmada 1,25 alınmıştır.

P-δ etkileri moment büyütme faktörü U_1 ,

$$U_1 = \frac{\omega_1}{1-(\frac{C_f}{C_e})} \tag{2.19}$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Bu bağıntıda ω_1 momentler için katsayıyı, C_f eleman üzerindeki faktörlerle büyültülmüş eksenel kuvvetini, C_e kritik burkulma yükünü göstermektedir.

Bu çalışmada C_f için eksenel yük büyütme faktörü 1,1 olarak alınmıştır.

2.2.4. BS 5950-2000

BS 5950-2000 Yönetmeliğinde(İngiliz Yönetmeliği), P-Δ analizinin yanal ötelemeye yol açan momentler için moment arttırma çarpanlarının 1.0 alınabileceğini bununla birlikte 1,20 ölü yük (DL) + 1,20 hareketli yük (LL) şeklinde çarpanlarla arttırılmış yüklerin kullanılabileceğini belirtmektedir.

P-Δ etkilerinin hesabı için moment büyütme katsayısı,

$$M = M_g + k_{amp}\, M_s \tag{2.20}$$

bağıntısıyla elde edilmektedir. Burada M_g yanal ötelenmesi tutulmuş elemanlarda meydana gelen momenti, k_{amp} yanal hareketi serbest elemanlar için moment büyütme katsayısını ve M_s yanal hareketi tutulmamış sistemlerde meydana gelen momentleri göstermektedir.

k_{amp} moment büyütme katsayısı,

$$\frac{\lambda_{cr}}{\lambda_{cr}-1} \tag{2.21}$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır. Burada λ_{cr} , kritik yük faktörünü göstermektedir. Bu değer ise φ kayma indeksini göstermek üzere,

$$\lambda_{cr} = \frac{1}{200\varphi} \tag{2.22}$$

şeklinde hesaplanmaktadır. φ kayma indeksi δ_U üst kattaki ötelenmesi ve δ_L alt kattaki ötelenmelerine bağlı olarak,

$$\varphi = \frac{\delta_U - \delta_L}{L} \quad (2.23)$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır.

2.2.5. AASHTO-1997

AASHTO-1997'de(Amerikan yollar ve köprüler Yönetmeliği) P-Δ etkilerinin hesabı için analiz 1.25 ölü yük (DL) artı 1.35 hareketli yük (LL) şeklindeki çarpanlarla arttırılmış yük düzeyini ve katsayılarının kullanılabileceğini belirtmektedir. Yönteme göre M_u momenti

Moment büyütme faktörleri ile ilgili eşitlik (2.24)'te verilmiştir.

$$M_u = \delta_b M_b + \delta_s M_s \quad (2.24)$$

Şeklinde hesaplanmaktadır. Burada δ_b yanal ötelemesiz momentler için moment arttırma çarpanını, δ_s yanal ötelemeli momentler için moment arttırma çarpanını, M_b yanal ötelemeye yol açmayan çarpanlarla arttırılmış momentlerini ve M_s yanal ötelemeye yol açan çarpanlarla arttırılmış momentlerini göstermektedir.

Burada δ_b yanal ötelemesi önlenmiş sistemler için moment arttırma çarpanı,

$$\delta b = \frac{C_m}{1-(\frac{P_u}{\varphi_c P_{el}})} \quad (2.25)$$

bağıntısıyla hesaplanmıştır.

δ_s yanal ötelemesi önlenmemiş sistemler için moment arttırma çarpanı,

$$\delta_s = \frac{1}{1-\frac{\sum P_u}{\varphi_c \sum P_{el}}} \quad (2.26)$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır. Bu bağıntıda P_u eksenel basınç kuvvetini, P_{el} kritik elastik burkulma kuvvetini, φ_c basınç azaltma katsayısını göstermektedir.

2.3.Modeller için Hesaplanan Yükler

Bu çalışmada döşeme sistemi kompozit olarak seçilmiştir. Bu sistem trapez saç, kayma çivileri ve üzerine dökülen betondan oluşmaktadır. Trapez saç hem diyafram davranışına katkı yapmakta hem de taşıma gücünde artış meydana getirmektedir. Burada

döşeme kalınlığı 15 cm ve beton sınıfı C35 seçilmiştir. Trapez kalınlığı 1mm' dir. Kompozit sistem Şekil 2.3.' de verilmiştir.

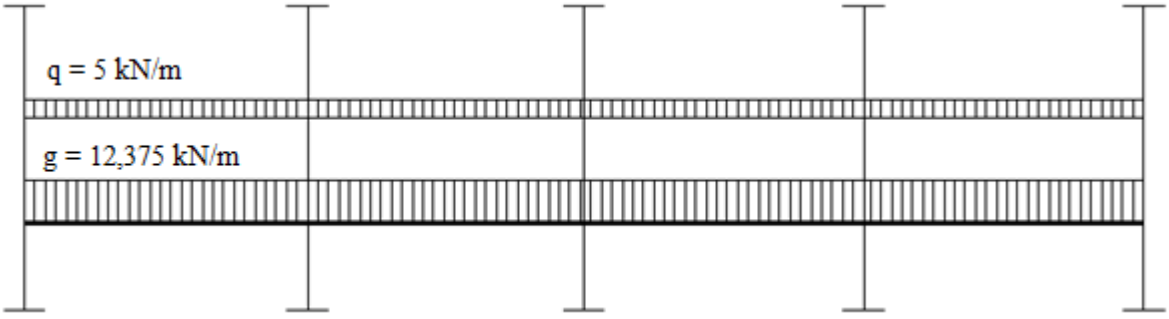
Şekil 2.3. Döşeme sistemi

Bu döşeme sisteminde yapılan yük analizi sonuçları Tablo 2.8.'de verilmiştir.

Tablo 2.8. Döşeme yük hesabı

Hareketli yükler	2 kN /m^2
Döşeme betonu	3,75 kN /m^2
Trapez saç	0,1 kN /m^2
Kaplama	0,15 kN /m^2
Asma tavan ve tesisat	0,2 kN /m^2

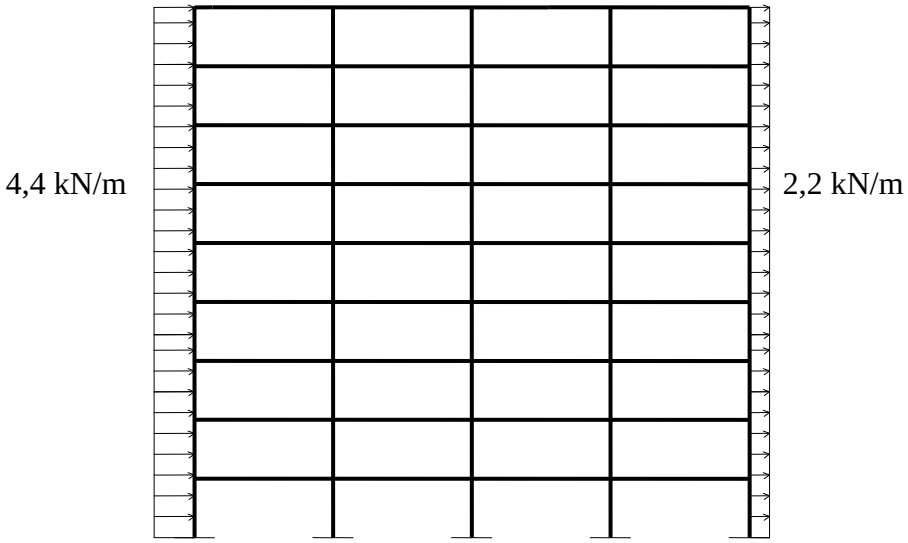
C-C aksına gelen yükün hesabında G sabit yükler için döşeme betonu, trapez sac, kaplama ve asma tavan tesisat ağırlıkları göz önüne alınmıştır. Buna göre,
G=12,375 kN/m ve q=5 kN/m olarak alınmıştır.(Şekil 2.4.)



Şekil 2.4. C-C aksına etkiyen sabit ve hareketli yükler

2.4.Rüzgar Yüklerin Altında Modellerin Analizi

Bu çalışmada dikkate alınan yapıya etkiyen rüzgar yükleri, Şekil 2.5.' te gösterilmiştir. Bu yük değeri 5m*1,1*0,8 = 4,4 kN/m basınç, 5*1,1*0,4=2,2 kN/m olarak hesaplanmıştır.



Şekil 2.5. Yapıya etkiyen rüzgar yükleri

2.4.1. Moment Aktaran Sistemlerde Rüzgar Yükleri Altında P-Δ Etkileri Analizi

Burada ilk olarak artırılmış yük kombinasyonları altında analizler yapılmış ve alt katta en fazla zorlanan kolonlar için tablolar oluşturulmuştur. Karşılaştırmalar yük kombinasyonlarında yük katsayıları 1,0 alınarak referans olacak şekilde yapılmıştır. Söz konusu yük kombinasyonları aşağıda verilmiştir.

Referans yük kombinasyonu 1,0(Sabit) + 1,0(Hareketli yük) + 1,0(Rüzgar yükü)

LRFD -99 yük kombinasyonu 1,2(Sabit) + 1,0(Hareketli yük) + 1,6(Rüzgar yükü)

Eurocode- 3 yük kombinasyonu 1,35(Sabit) +1,35(Hareketli yük) + 1,35(Rüzgar yükü)

CISC-94 yük kombinasyonu 1,25(Sabit) + 1,05 (Hareketli yük) + 1,05(Rüzgar yükü)

BS 5950-2000 yük kombinasyonu 1,2(Sabit) +1,2 (Hareketli yük) + 1,2(Rüzgar yükü)

AASHTO 199 yük kombinasyonu 1,25(Sabit) +1,35 (Hareketli yük) +1,0(Rüzgar yükü) altında analiz edilmiştir. Aşağıda her kat yüksekliğinde tablolar verilmiştir.

Bu yük kombinasyonlarına bağlı olarak analizler Sap2000 yardımıyla yapılmış ve C-C aksı alt kolonlarından oluşan maksimum momentler tablolar halinde verilmiştir.

Tablo 2.9. de referans oluşturması amacıyla yük katsayıları 1,0 alınarak kat yüksekliği 3,08m olan modelde yapılan yapısal çözümleme sonucunda elde edilen 1. mertebe ve 2. mertebe momentleri ve eksenel kuvvetleri verilmiştir.

Tablo 2.9. Yük katsayıları 1,0 alınarak elde edilen değerler

		1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment(M_1)	97,59	119,61	119,3	120,25	125,08
	2. mertebe moment(M_2)	104,13	126,47	126,07	127,08	131,52
	En küçük moment oranı(M_2/M_1)	**1,0670**	**1,0573**	**1,0567**	**1,0567**	**1,051**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel yükü(N_1)	725,49	1662,5	1676,14	1650	1026,04
	2. mertebe eksenel yükü(N_2)	714,99	1663,13	1676,14	1649,48	1036,1
	En küçük eksenel kuvvet oranı(N_2/N_1)	**0,9855**	**1,0003**	**1**	**0,9996**	**1,0098**

Bu tabloda, 2. mertebe momentlerinin 1. mertebe momentlerine oranı (M_2/M_1) 1,06 ile civarında olduğu, eksenel kuvvette ise bu oranın (N_2/N_1) ise 1,00 düzeyinde olduğu, diğer bir deyişle elsenel yük düzeyinde 1. mertebe çözümü ile 2. mertebe çözümü arasında fazla bir değişimin olmadığı görülmüştür.

LRFD-1999 yönteminde, 2. Mertebe etkilerinin dikkate alınmaması için önerilen yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümleme sonuçları 1. mertebe momentleri ile birlikte Tablo 2.10.' da verilmiştir.

Tablo 2.10. LRFD kombinasyonlarına göre yapılan analizler

	LFRD-1999	1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment(M_1)	97,59	119,61	119,3	120,25	125,08
	Artırılmış kombinasyonlar momenti(M_2)	164,16	191,69	190,8	192,07	192,11
	Momentlerin oranı (M_2/M_1)	**1,6821**	**1,6026**	**1,599**	**1,5972**	**1,5358**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel yükü(N_1)	725,49	1662,5	1676,1	1650	1026
	Artırılmış kombinasyonlar eksenel yükü(N_2)	704,45	1791,71	1803,0	1771,7	1185,3
	Eksenel kuvvetlerin oranı (N_2/N_1)	**0,9709**	**1,0777**	**1,0757**	**1,0737**	**1,0901**

Bu tabloda görüldüğü gibi LRFD-1999 ile elde edilen artırılmış yük kombinasyonları momentlerinin, 1. mertebe referans momentlerine oranı ortalama 1,60 civarında seyretmektedir. Eksenel yük düzeyinde mise, değişim 1,07 civarında olmuştur.

Eurocode-3 yönteminde, 2. Mertebe etkilerinin dikkate alınmaması için önerileni yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümleme sonuçları 1. mertebe çözümleri ile birlikte Tablo 2.11.' da verilmiştir.

Tablo 2.11. Eurocode-3 kombinasyonlarına göre yapılan analizler

	Euro Code-3	1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	97,59	119,61	119,3	120,25	125,08
	Artırılmış kombinasyonlar momenti (M_2)	131,75	161,47	161,06	162,34	168,85
	Momentlerin oranı (M2/M1)	**1,350**	**1,349**	**1,35**	**1,35**	**1,349**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel kuvvet(N_1)	725,49	1662,5	1676,1	1650	1026
	Artırılmış kombinasyonlar eksenel kuvvet(N_2)	979,42	2244,39	2262,8	2227,5	1385,2
	Eksenel kuvvetlerin oranı(N_2/N_1)	**1,35001**	**1,35001**	**1,35**	**1,35**	**1,35**

Bu tabloda görüldüğü gibi Eurocode-3 ile elde edilen artırılmış yük kombinasyonları momentlerinin, 1. mertebe referans momentlerine oranı ile eksenel kuvvetler oranı ortalama 1,35 civarında seyretmektedir.

CISC-1994 yönteminde, 2. Mertebe etkilerinin dikkate alınmaması için önerdiği yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümleme sonuçları 1. mertebe çözümleri ile birlikte Tablo 2.12.' de verilmiştir.

Tablo 2.12. CISC-1994 kombinasyonlarına göre yapılan analizler

	CISC-1994	1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	97,59	119,61	119,3	120,25	125,08
	Artırılmış kombinasyonlar momenti (M_2)	101,38	125,54	125,27	126,31	132,43
	Momentlerin oranı (M2/M1)	**1,03884**	**1,04958**	**1,05**	**1,0504**	**1,0588**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel kuvveti(N_1)	725,49	1662,5	1676,1	1650	1026
	Artırılmış kombinasyonlar eksenel kuvvet(N_2)	830,87	1871,1	1886,8	1857,9	1146,5
	Eksenel kuvvetlerin oranı(N_2/N_1)	**1,14525**	**1,12547**	**1,1257**	**1,126**	**1,1174**

Bu tabloda görüldüğü gibi CISC-1994 ile elde edilen artırılmış yük kombinasyonları momentlerinin, 1. mertebe referans momentlerine oranı ortalama 1,05 civarında olduğu, yük düzeyinin (N_2/N_1) ise 1,13 oranında değiştiği görülmüştür.

BS-2000 yönteminde, 2. Mertebe etkilerinin dikkate alınmaması için önerdiği yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümleme sonuçları 1. mertebe çözümleri ile birlikte Tablo 2.13.' de verilmiştir.

Tablo 2.13. BS-2000 kombinasyonlarına göre yapılan analizler

	BS-2000	1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	97,59	119,61	119,3	120,25	125,08
	Artırılmış kombinasyonlar momenti (M_2)	117,11	143,53	143,16	144,3	150,09
	Momentlerin oranı (M2/M1)	**1,2**	**1,2**	**1,2**	**1,2**	**1,2**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel yükü(N_1)	725,49	1662,5	1676,1	1650	1026
	Artırılmış kombinasyonlar eksenel kuvveti(N_2)	870,59	1995,1	2011,3	1980	1231,2
	Eksenel kuvvetlerin oranı(N_2/N_1)	**1,2**	**1,2001**	**1,2**	**1,2**	**1,2**

Bu tabloda görüldüğü gibi BS-2000 ile elde edilen artırılmış yük kombinasyonları momentlerinin, 1. mertebe referans momentlerine oranı ile eksenel kuvvetler oranı ortalama 1,2 civarında seyretmektedir.

AASHTO-1997 yönteminde, 2. mertebe etkilerinin dikkate alınmaması için önerdiği yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümleme sonuçları 1. mertebe çözümleri ile birlikte Tablo 2.14.' de verilmiştir.

Tablo 2.14. AASHTO-1997 kombinasyonlarına göre yapılan analizler

	AASHTO	1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	97,59	119,61	119,3	120,25	125,08
	Artırılmış kombinasyonlar momenti (M_2)	92,83	119,41	119,3	120,44	129,84
	Momentlerin oranı (M2/M1)	**0,95122**	**0,99833**	**1**	**1,0016**	**1,0381**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel yükü(N_1)	725,49	1662,5	1676,1	1650	1026
	Artırılmış kombinasyonlar eksenel kuvveti(N_2)	997,45	2179,5	2199,2	2167	1298
	Eksenel kuvvetlerin oranı(N_2/N_1)	**1,37486**	**1,31098**	**1,3121**	**1,3133**	**1,2651**

Bu tabloda görüldüğü gibi AASHTO-1997 ile elde edilen artırılmış yük kombinasyonları momentlerinin, 1. mertebe referans momentlerine oranı ortalama 1 civarında olduğu, yük düzeyinin (N_2/N_1) ise 1,31 oranında değiştiği görülmüştür.

Kat yüksekliğini 3,64m olan moment aktaran çerçevenin rüzgar yükleri altında referans oluşturulması amacıyla yük katsayıları 1,0 alınarak yapılan 1.mertebe ve 2. mertebe çözümleri Tablo 2.15.' te verilmiştir.

Tablo 2.15. Yük katsayıları 1,0 alınan 1. ve 2. mertebe elde edilen değerler

		1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	109,52	135,08	134,12	135	140,41
	2. mertebe moment(M_2)	118,38	144,45	143,35	144,33	149,15
	En küçük moment oranı(M_2/M_1)	**1,0809**	**1,06937**	**1,0688**	**1,0691**	**1,0622**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel yükü(N_1)	697,57	1631,48	1634,9	1615	995,6
	2. mertebe eksenel yükü(N_2)	685,1	1632,4	1634,9	1614,3	1007,8
	En küçük eksenel kuvvet oranı(N_2/N_1)	**0,98212**	**1,00056**	**1**	**0,9995**	**1,0123**

Bu tabloda, 2. mertebe momentlerinin 1. mertebe momentlerine oranı (M_2/M_1) 1,068 ile civarında olduğu, eksenel kuvvette ise bu oranın (N_2/N_1) ise 1,00 düzeyinde olduğu, diğer bir deyişle eksenel yük düzeyinde 1. mertebe çözümü ile 2. mertebe çözümü arasında fazla bir değişimin olmadığı görülmüştür.

LRFD-1999 yönteminde, 2. Mertebe etkilerinin dikkate alınmaması için önerdiği yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümleme sonuçları 1. mertebe çözümleri ile birlikte Tablo 2.16.' da verilmiştir.

Tablo 2.16. LRFD-1999 göre yapılan analizler

	LRFD-1999	1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	109,52	135,08	134,12	135	140,41
	Artırılmış kombinasyonlar momenti (M_2)	183,06	216,24	214,6	215,89	216,83
	Momentlerin oranı (M2/M1)	**1,67148**	**1,60083**	**1,6001**	**1,5992**	**1,5443**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel kuvveti(N_1)	697,57	1631,48	1634,9	1615	995,6
	Artırılmış kombinasyonlar eksenel kuvveti(N_2)	737,1	1873,54	1873,8	1847,2	1209,9
	Eksenel kuvvetlerin oranı(N_2/N_1)	**1,05667**	**1,14837**	**1,1461**	**1,1438**	**1,2152**

Bu tabloda görüldüğü gibi LRFD-1999 ile elde edilen artırılmış yük kombinasyonları momentlerinin, 1. mertebe referans momentlerine oranı ortalama 1,60 civarında seyretmektedir. Eksenel yük düzeyinde ise, değişim 1,14 civarında olmuştur.

Euro Code-3 yönteminde, 2. Mertebe etkilerinin dikkate alınmaması için önerdiği yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümleme sonuçları 1. mertebe çözümleri ile birlikte Tablo 2.17.' de verilmiştir.

Tablo 2.17. Euro Code-3 göre yapılan analizler

	Euro Code-3	1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	109,52	135,08	134,12	135	140,41
	Artırılmış kombinasyonlar momenti (M_2)	147,85	182,36	181,07	182,25	189,56
	Momentlerin oranı (M2/M1)	**1,34998**	**1,35001**	**1,3501**	**1,35**	**1,35**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel kuvveti(N_1)	697,57	1631,48	1634,9	1615	995,6
	Artırılmış kombinasyonlar eksenel kuvveti(N_2)	941,7	2202,5	2207,1	2180,3	1344,1
	Eksenel kuvvetlerin oranı(N_2/N_1)	**1,34997**	**1,35**	**1,35**	**1,35**	**1,35**

Bu tabloda görüldüğü gibi Euro Code-3 ile elde edilen artırılmış yük kombinasyonları momentlerinin, 1. mertebe referans momentlerine oranı ile eksenel kuvvetler oranı ortalama 1,35 civarında seyretmektedir.

CISC-1994 yönteminde, 2. Mertebe etkilerinin dikkate alınmaması için önerdiği yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümleme sonuçları 1. mertebe çözümleri ile birlikte Tablo 2.18.' de verilmiştir.

Tablo 2.18. CISC göre yapılan analizler

	CISC-1994	1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	109,52	135,08	134,12	135	140,41
	Artırılmış kombinasyonlar momenti (M_2)	112,51	141,48	140,83	141,79	149,92
	Momentlerin oranı (M2/M1)	**1,0273**	**1,04738**	**1,05**	**1,0503**	**1,0677**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel kuvveti(N_1)	697,57	1631,48	1634,9	1615	995,6
	Artırılmış kombinasyonlar eksenel kuvveti(N_2)	857,34	1950,2	1955,3	1932,9	1170,2
	Eksenel kuvvetlerin oranı(N_2/N_1)	**1,22904**	**1,19536**	**1,196**	**1,1968**	**1,1754**

Bu tabloda görüldüğü gibi CISC-1994 ile elde edilen artırılmış yük kombinasyonları momentlerinin, 1. mertebe referans momentlerine oranı ortalama 1,05 civarında olduğu, yük düzeyinin (N_2/N_1) ise 1,196 oranında değiştiği görülmüştür.

BS-2000 yönteminde, 2. mertebe etkilerinin dikkate alınmaması için önerdiği yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümleme sonuçları 1. mertebe momentleri ile birlikte Tablo 2.19.' da verilmiştir.

Tablo 2.19. BS-2000 göre yapılan analizler

	BS-2000	1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	109,52	135,08	134,12	135	140,41
	Artırılmış kombinasyonlar momenti (M_2)	131,42	162,1	160,95	162	168,5
	Momentlerin oranı (M2/M1)	**1,19996**	**1,20003**	**1,2**	**1,2**	**1,2001**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel kuvveti(N_1)	697,57	1631,48	1634,9	1615	995,6
	Artırılmış kombinasyonlar eksenel kuvveti(N_2)	837,1	1957,8	1961,9	1938	1194,7
	Eksenel kuvvetlerin oranı(N_2/N_1)	**1,20002**	**1,20001**	**1,2**	**1,2**	**1,2**

Bu tabloda görüldüğü gibi BS-2000 ile elde edilen artırılmış yük kombinasyonları momentlerinin, 1. mertebe referans momentlerine oranı ile eksenel kuvvetler oranı ortalama 1,2 civarında seyretmektedir.

AASHTO-1997 yönteminde, 2. mertebe etkilerinin dikkate alınmaması için önerdiği yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümleme sonuçları 1. mertebe çözümleri ile birlikte Tablo 2.20.' de verilmiştir.

Tablo 2.20. AASHTO-1997 göre yapılan analizler

	AASHTO-1997	1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	109,52	135,08	134,12	135	140,41
	Artırılmış kombinasyonlar momenti (M_2)	104,74	135,02	134,12	136,07	145,19
	Momentlerin oranı (M2/M1)	**0,95636**	**0,99956**	**1**	**1,0079**	**1,034**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel kuvveti(N_1)	697,57	1631,48	1634,9	1615	995,6
	Artırılmış kombinasyonlar eksenel kuvveti(N_2)	931,4	2081,1	2087,7	2064,6	1229,4
	Eksenel kuvvetlerin oranı(N_2/N_1)	**1,33521**	**1,27559**	**1,277**	**1,2784**	**1,2348**

Bu tabloda görüldüğü gibi AASHTO-1997 ile elde edilen artırılmış yük kombinasyonları momentlerinin, 1. mertebe referans momentlerine oranı ortalama 1 civarında olduğu, yük düzeyinin (N_2/N_1) ise 1,27 oranında değiştiği görülmüştür.

Kat yüksekliğini 4,00m olan moment aktaran çerçevenin rüzgar yükleri altında referans oluşturulması amacıyla yük katsayıları 1,0 alınarak yapılan 1.mertebe ve 2. mertebe çözümleri Tablo 2.21.' de verilmiştir.

Tablo 2.21. Yük katsayıları 1,0 alınan 1. ve 2. mertebe elde edilen değerler

		1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	118,48	144,61	143,24	144,09	148,51
	2. mertebe moment(M_2)	128,3	154,91	153,39	154,36	158,14
	En küçük moment oranı(M_2/M_1)	**1,08289**	**1,07123**	**1,0709**	**1,0713**	**1,0648**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel yükü(N_1)	621,7	1493,4	1490,3	1474,6	917,4
	2. mertebe eksenel yükü(N_2)	609,1	1494,3	1490,3	1473,7	930
	En küçük eksenel kuvvet oranı(N_2/N_1)	**0,97973**	**1,0006**	**1**	**0,9994**	**1,0137**

Bu tabloda, 2. mertebe momentlerinin 1. mertebe momentlerine oranı (M_2/M_1) 1,07 ile civarında olduğu , eksenel kuvvette ise bu oranın (N_2/N_1) ise 1,00 düzeyinde olduğu, diğer bir deyişle eksenel yük düzeyinde 1. mertebe çözümü ile 2. mertebe çözümü arasında fazla bir değişimin olmadığı görülmüştür.

LRFD-1999 yönteminde, 2. mertebe etkilerinin dikkate alınmaması için önerdiği yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümleme sonuçları 1. mertebe çözümleri ile birlikte Tablo 2.22.' de verilmiştir.

Tablo 2.22. LRFD-1999 göre yapılan analizler

	LRFD-1999	1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	118,48	144,61	143,24	144,09	148,52
	Artırılmış kombinasyonlar momenti (M_2)	197,31	231,38	229,18	230,54	229,89
	Momentlerin oranı (M2/M1)	**1,66535**	**1,60003**	**1,6**	**1,6**	**1,5479**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel kuvveti(N_1)	621,7	1493,4	1490,3	1474,6	917,4
	Artırılmış kombinasyonlar eksenel kuvveti(N_2)	646,82	1716	1708,3	1686	1120
	Eksenel kuvvetlerin oranı(N_2/N_1)	**1,04041**	**1,14906**	**1,1463**	**1,1433**	**1,2208**

Bu tabloda görüldüğü gibi LRFD-1999 ile elde edilen artırılmış yük kombinasyonları momentlerinin, 1. mertebe referans momentlerine oranı ortalama 1,60 civarında seyretmektedir. Eksenel yük düzeyinde ise , değişim 1,14 civarında olmuştur.

Eurocode-3 yönteminde, 2. mertebe etkilerinin dikkate alınmaması için önerdiği yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümleme sonuçları 1. mertebe çözümleri ile birlikte Tablo 2.23.' de verilmiştir.

Tablo 2.23. Euro Code-3 göre yapılan analizler

	Euro Code-3	1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	118,48	144,61	143,24	144,09	148,52
	Artırılmış kombinasyonlar momenti (M_2)	159,95	195,22	193,37	194,52	200,5
	Momentlerin oranı (M2/M1)	1,35002	1,34998	1,35	1,35	1,35
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel kuvveti(N_1)	621,7	1493,4	1490,3	1474,6	917,4
	Artırılmış kombinasyonlar eksenel kuvveti(N_2)	839,33	2016,1	2011,9	1990,8	1238,5
	Eksenel kuvvetlerin oranı(N_2/N_1)	1,35006	1,35001	1,35	1,35	1,35

Bu tabloda görüldüğü gibi Euro Code-3 ile elde edilen artırılmış yük kombinasyonları momentlerinin, 1. mertebe referans momentlerine oranı ile eksenel kuvvetler oranı ortalama 1,35 civarında seyretmektedir.

CISC-1994 yönteminde, 2. mertebe etkilerinin dikkate alınmaması için önerdiği yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümleme sonuçları 1. mertebe çözümleri ile birlikte Tablo 2.24.' de verilmiştir.

Tablo 2.24. CISC göre yapılan analizler

	CISC-1994	1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	118,48	144,61	143,24	144,09	148,52
	Artırılmış kombinasyonlar momenti (M_2)	121,95	151,84	150,4	151,3	158,4
	Momentlerin oranı (M2/M1)	**1,02929**	**1,05**	**1,05**	**1,05**	**1,0665**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel kuvveti(N_1)	621,7	1493,4	1490,3	1474,6	917,4
	Artırılmış kombinasyonlar eksenel kuvveti(N_2)	766,6	1785,1	1782,8	1765,4	1077
	Eksenel kuvvetlerin oranı(N_2/N_1)	**1,23307**	**1,19533**	**1,1963**	**1,1972**	**1,174**

Bu tabloda görüldüğü gibi CISC-1994 ile elde edilen artırılmış yük kombinasyonları momentlerinin, 1. mertebe referans momentlerine oranı ortalama 1,05 civarında olduğu, yük düzeyinin (N_2/N_1) ise 1,196 oranında değiştiği görülmüştür.

BS-2000 yönteminde, 2. mertebe etkilerinin dikkate alınmaması için önerdiği yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümleme sonuçları 1. mertebe çözümleri ile birlikte Tablo 2.25.' de verilmiştir.

Tablo 2.25. BS-2000 göre yapılan analizler

	BS-2000	1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	118,48	144,61	143,24	144,09	148,52
	Artırılmış kombinasyonlar momenti (M_2)	142,18	173,53	171,88	172,9	178,22
	Momentlerin oranı (M2/M1)	1,20004	1,19999	1,1999	1,1999	1,2
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel kuvveti(N_1)	621,7	1493,4	1490,3	1474,6	917,4
	Artırılmış kombinasyonlar eksenel kuvveti(N_2)	746,1	1792,1	1788,4	1769,6	1100,9
	Eksenel kuvvetlerin oranı(N_2/N_1)	1,2001	1,20001	1,2	1,2	1,2

Bu tabloda görüldüğü gibi BS-2000 ile elde edilen artırılmış yük kombinasyonları momentlerinin, 1. mertebe referans momentlerine oranı ile eksenel kuvvetler oranı ortalama 1,2 civarında seyretmektedir.

AASHTO-1997 yönteminde, 2. mertebe etkilerinin dikkate alınmaması için önerdiği yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümleme sonuçları 1. mertebe çözümleri ile birlikte Tablo 2.26.' da verilmiştir.

Tablo 2.26. AASHTO-1997 göre analizler

	AASHTO-1997	1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	118,48	144,61	143,24	144,09	148,52
	Artırılmış kombinasyonlar momenti (M_2)	113,76	144,61	143,24	144,1	153,24
	Momentlerin oranı (M2/M1)	**0,96016**	**1**	**1**	**1,0001**	**1,0318**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel kuvveti(N_1)	621,7	1493,4	1490,3	1474,6	917,4
	Artırılmış kombinasyonlar eksenel kuvveti(N_2)	834,2	1904,3	1903	1885,6	1129,9
	Eksenel kuvvetlerin oranı(N_2/N_1)	**1,3418**	**1,27514**	**1,2769**	**1,2787**	**1,2316**

Bu tabloda görüldüğü gibi AASHTO-1997 ile elde edilen artırılmış yük kombinasyonları momentlerinin, 1. mertebe referans momentlerine oranı ortalama 1 civarında olduğu, yük düzeyinin (N_2/N_1) ise 1,27 oranında değiştiği görülmüştür.

Kat yüksekliğini 4,45m olan moment aktaran çerçevenin rüzgar yükleri altında referans oluşturulması amacıyla yük katsayıları 1,0 alınarak yapılan 1.mertebe ve 2. mertebe çözümleri Tablo 2.27.' de verilmiştir.

Tablo 2.27. Yük katsayıları 1,0 alınan 1. ve 2. mertebe elde edilen değerler

		1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	130	156,6	154,76	155,64	158,89
	2. mertebe moment(M_2)	141,11	168,23	166,21	167,25	169,65
	En küçük moment oranı(M_2/M_1)	**1,08546**	**1,07427**	**1,074**	**1,0746**	**1,0677**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel yükü(N_1)	546	1355,2	1345,7	1333,7	840,2
	2. mertebe eksenel yükü(N_2)	533	1356,4	1345,7	1332,7	853,1
	En küçük eksenel kuvvet oranı(N_2/N_1)	**0,97619**	**1,00089**	**1**	**0,9993**	**1,0154**

Bu tabloda, 2. mertebe momentlerinin 1. mertebe momentlerine oranı (M_2/M_1) 1,074 ile civarında olduğu , eksenel kuvvette ise bu oranın (N_2/N_1) ise 1,00 düzeyinde olduğu, diğer bir deyişle eksenel yük düzeyinde 1. mertebe çözümü ile 2. mertebe çözümü arasında fazla bir değişimin olmadığı görülmüştür.

LRFD-1999 yönteminde, 2. mertebe etkilerinin dikkate alınmaması için önerdiği yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümleme sonuçları 1. mertebe çözümleri ile birlikte Tablo 2.28.' de verilmiştir.

Tablo 2.28. LRFD-1999 göre yapılan analizler

	LRFD-1999	1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	130	156,6	154,76	155,64	158,89
	Artırılmış kombinasyonlar momenti (M_2)	215,62	250,46	247,62	249,13	246,6
	Momentlerin oranı (M2/M1)	**1,65862**	**1,59936**	**1,6**	**1,6007**	**1,552**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel kuvveti(N_1)	546	1355,2	1345,7	1333,7	840,2
	Artırılmış kombinasyonlar eksenel kuvveti(N_2)	560,5	1558,4	1542,8	1524,1	1031,3
	Eksenel kuvvetlerin oranı(N_2/N_1)	**1,02656**	**1,14994**	**1,1465**	**1,1428**	**1,2274**

Bu tabloda görüldüğü gibi LRFD-1999 ile elde edilen artırılmış yük kombinasyonları momentlerinin, 1. mertebe referans momentlerine oranı ortalama 1,60 civarında seyretmektedir. Eksenel yük düzeyinde ise , değişim 1,14 civarında olmuştur.

Euro Code-3 yönteminde, 2. mertebe etkilerinin dikkate alınmaması için önerdiği yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümleme sonuçları 1. mertebe çözümleri ile birlikte Tablo 2.29.' de verilmiştir.

Tablo 2.29. Euro Code-3 göre yapılan analizler

	Euro Code-3	1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	130	156,6	154,76	155,64	158,89
	Artırılmış kombinasyonlar momenti (M_2)	175,49	211,42	208,93	210,12	214,51
	Momentlerin oranı (M2/M1)	**1,34992**	**1,35006**	**1,35**	**1,35**	**1,3501**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel kuvveti(N_1)	546	1355,2	1345,7	1333,7	840,2
	Artırılmış kombinasyonlar eksenel kuvveti(N_2)	737,1	1829,5	1816,8	1800,6	1134,4
	Eksenel kuvvetlerin oranı(N_2/N_1)	**1,35**	**1,34999**	**1,3501**	**1,3501**	**1,3502**

Bu tabloda görüldüğü gibi Euro Code-3 ile elde edilen artırılmış yük kombinasyonları momentlerinin, 1. mertebe referans momentlerine oranı ile eksenel kuvvetler oranı ortalama 1,35 civarında seyretmektedir.

CISC-1994 yönteminde, 2. Mertebe etkilerinin dikkate alınmaması için önerdiği yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümleme sonuçları 1. mertebe çözümleri ile birlikte Tablo 2.30.' da verilmiştir.

Tablo 2.30. CISC göre yapılan analizler

	CISC-1994	1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	130	156,6	154,76	155,64	158,89
	Artırılmış kombinasyonlar momenti (M_2)	134,08	164,46	162,5	163,39	169,26
	Momentlerin oranı (M2/M1)	**1,03138**	**1,05019**	**1,05**	**1,0498**	**1,0653**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel kuvveti(N_1)	546	1355,2	1345,7	1333,7	840,2
	Artırılmış kombinasyonlar eksenel kuvveti(N_2)	676	1619,8	1610,1	1597,3	985
	Eksenel kuvvetlerin oranı(N_2/N_1)	**1,2381**	**1,19525**	**1,1965**	**1,1976**	**1,1723**

Bu tabloda görüldüğü gibi CISC-1994 ile elde edilen artırılmış yük kombinasyonları momentlerinin, 1. mertebe referans momentlerine oranı ortalama 1,05 civarında olduğu, yük düzeyinin (N_2/N_1) ise 1,196 oranında değiştiği görülmüştür.

BS-2000 yönteminde, 2. mertebe etkilerinin dikkate alınmaması için önerdiği yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümleme sonuçları 1. mertebe çözümleri ile birlikte Tablo 2.31.' da verilmiştir.

Tablo 2.31. BS-2000 göre yapılan analizler

	BS-2000	1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	130	156,6	154,76	155,64	158,89
	Artırılmış kombinasyonlar momenti (M_2)	156	187,93	185,72	186,77	190,67
	Momentlerin oranı (M2/M1)	**1,2**	**1,20006**	**1,2001**	**1,2**	**1,2**
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel kuvveti(N_1)	546	1355,2	1345,7	1333,7	840,2
	Artırılmış kombinasyonlar eksenel kuvveti(N_2)	655,2	1626,2	1614,9	1600,5	1008,3
	Eksenel kuvvetlerin oranı(N_2/N_1)	**1,2**	**1,19997**	**1,2**	**1,2**	**1,2001**

Bu tabloda görüldüğü gibi BS-2000 ile elde edilen artırılmış yük kombinasyonları momentlerinin, 1. mertebe referans momentlerine oranı ile eksenel kuvvetler oranı ortalama 1,2 civarında seyretmektedir.

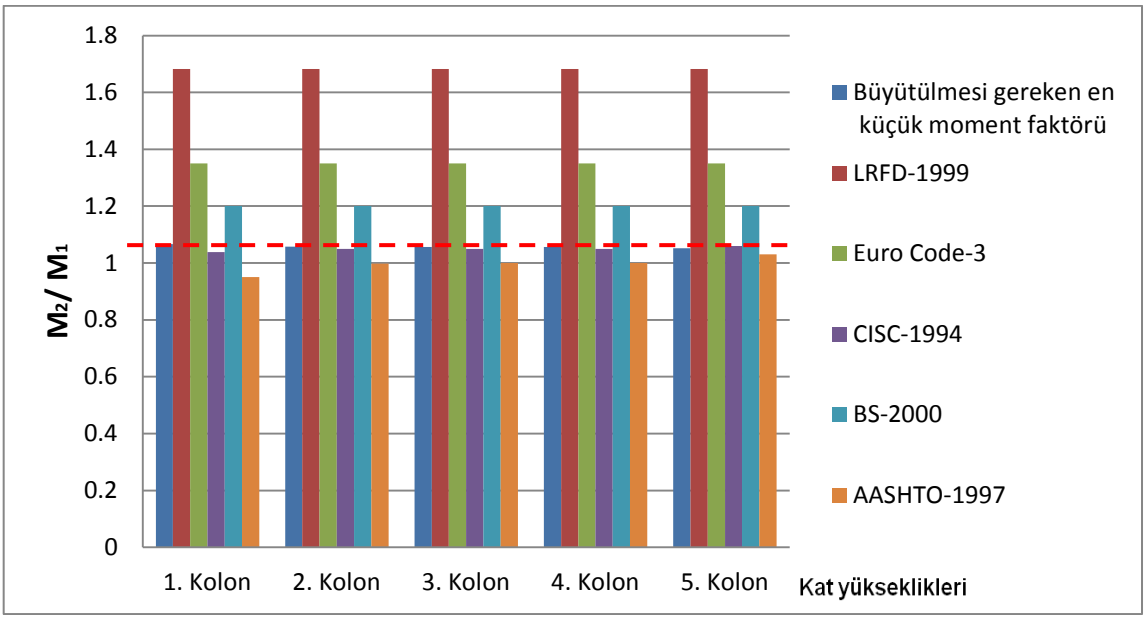
AASHTO-1997 yönteminde, 2. mertebe etkilerinin dikkate alınmaması için önerdiği yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümleme sonuçları 1. mertebe çözümleri ile birlikte Tablo 2.32.' da verilmiştir.

Tablo 2.32. AASHTO-1997 göre analizler

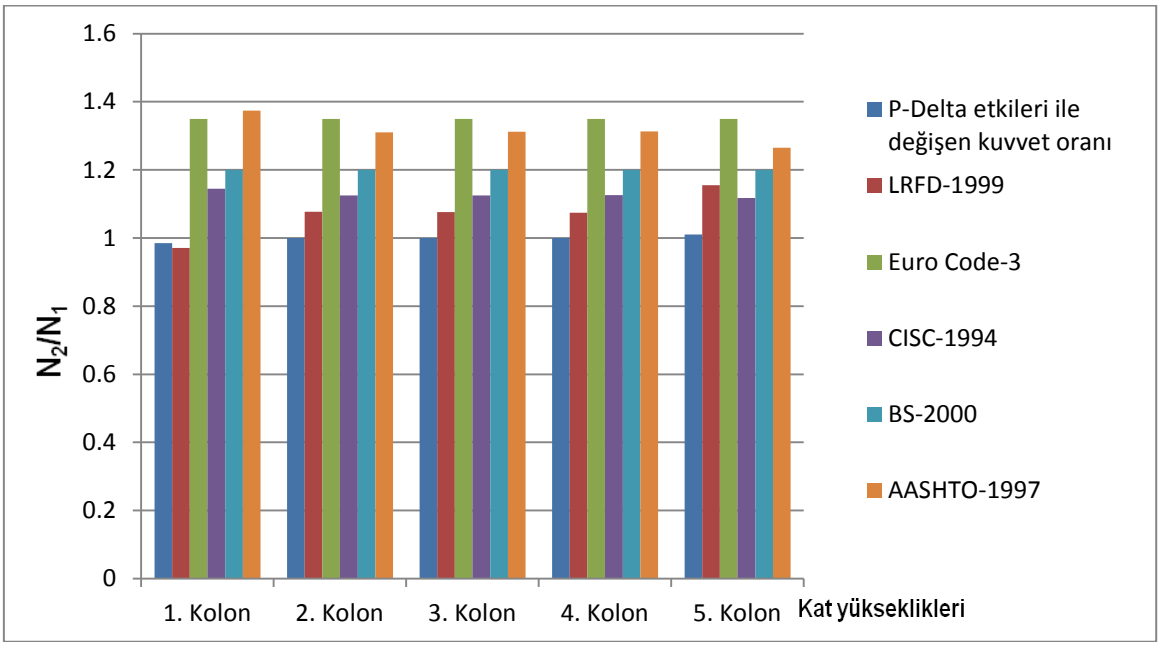
	AASHTO-1997	1. kolon	2. kolon	3.kolon	4.kolon	5.kolon
Moment kN.m	1. mertebe moment (M_1)	130	156,6	154,76	155,64	158,89
	Artırılmış kombinasyonlar momenti (M_2)	125,34	156,67	154,76	155,58	163,54
	Momentlerin oranı (M2/M1)	0,96415	1,00045	1	0,9996	1,0293
Eksenel kuvvet kN	1. mertebe eksenel kuvveti(N_1)	546	1355,2	1345,7	1333,7	840,2
	Artırılmış kombinasyonlar eksenel kuvveti(N_2)	737,2	1727,35	1718,2	1705,9	1031,5
	Eksenel kuvvetlerin oranı(N_2/N_1)	**1,35018**	**1,27461**	**1,2768**	**1,2791**	**1,2277**

Bu tabloda görüldüğü gibi AASHTO-1997 ile elde edilen artırılmış yük kombinasyonları momentlerinin, 1. mertebe referans momentlerine oranı ortalama 1 civarında olduğu, yük düzeyinin (N_2/N_1) ise 1,27 oranında değiştiği görülmüştür.

Farklı standartlara göre yapılan çözümlerde elde edilen M_2/M_1 oranlarının değişimi kat yüksekliği 3,08m olan model için Şekil 2.6'da, normal kuvvet N_2/N_1 oranları değişimi de Şekil 2.7.' de verimiştir.



Şekil 2.6. Kat yüksekliği 3,08 olan modelde yük kombinasyonlarına göre M_2/M_1 değişimi

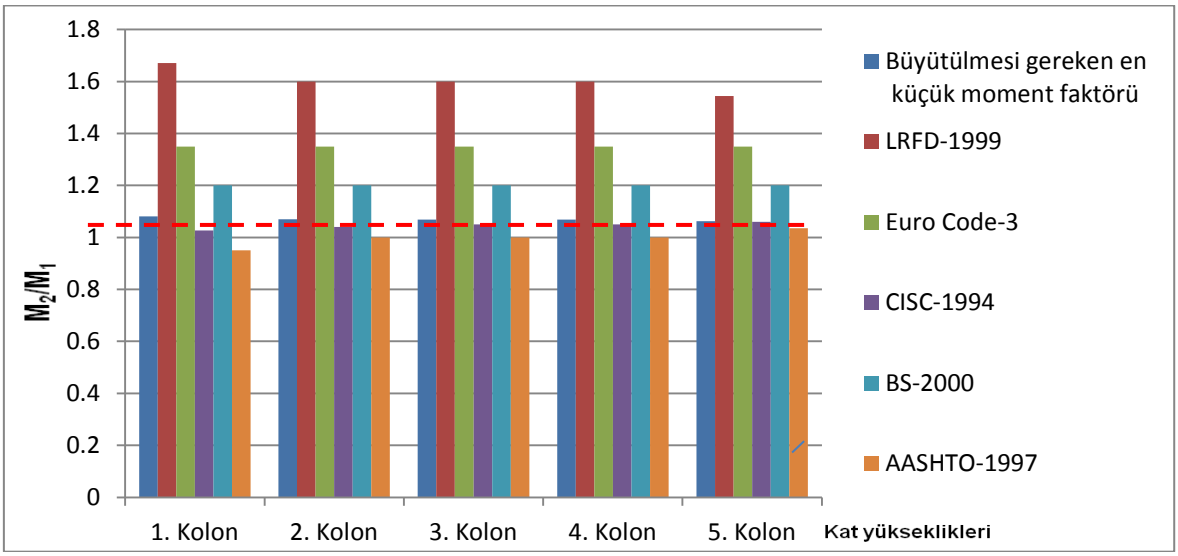


Şekil 2.7. Kat yüksekliği 3,08 olan modelde yük kombinasyonlarına göre N_2/N_1 değişimi

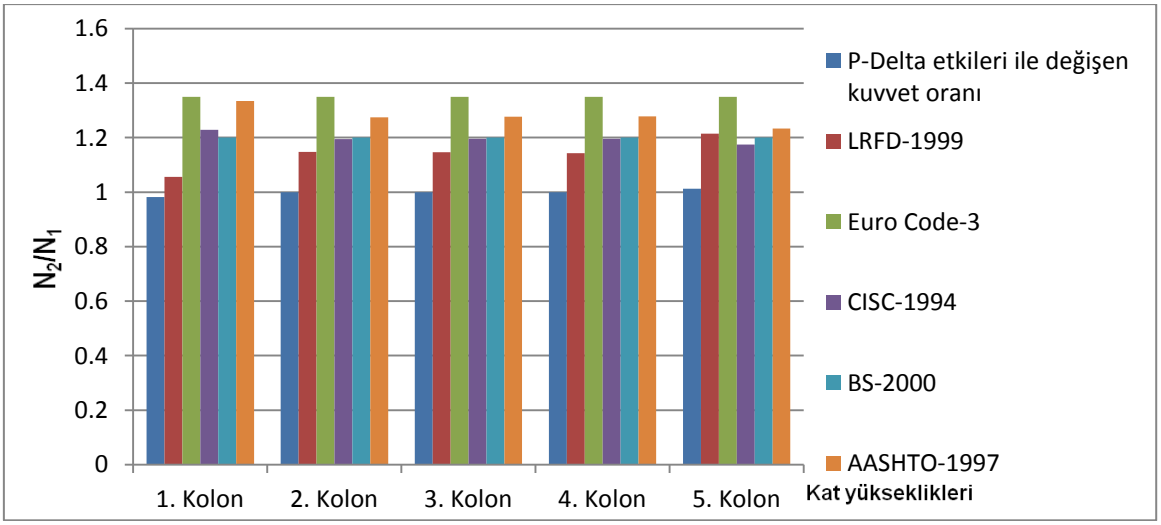
Şekil 2.6.' daki grafikte görüldğü gibi uygulanan AASHTO-1997 ve CISC-1994 yük kombinasyonlarının ile yapılan çözümlerin büyütülmesi gereken en küçük moment oranının altında kalmıştır. En güvenli yük kombinasyonunun LRFD-1999 tarafından önerilmiş yük kombinasyonu olduğu görülmüştür.

Şekil 2.7.' deki AASHTO-1997' de kolonlardaki eksenel kuvvetteki artış oranı 1,32, CISC-1994 ise 1,13 civarındadır.

Farklı standartlara göre yapılan çözümlerde elde edilen M_2/M_1 oranlarının değişimi kat yüksekliği 3,64m olan model için Şekil 2.8'de, normal kuvvet N_2/N_1 oranları değişimi de Şekil 2.9.' da verilmiştir.



Şekil 2.8. Kat yüksekliği 3,64 olan modelde yük kombinasyonlarına göre M_2/M_1 değişimi

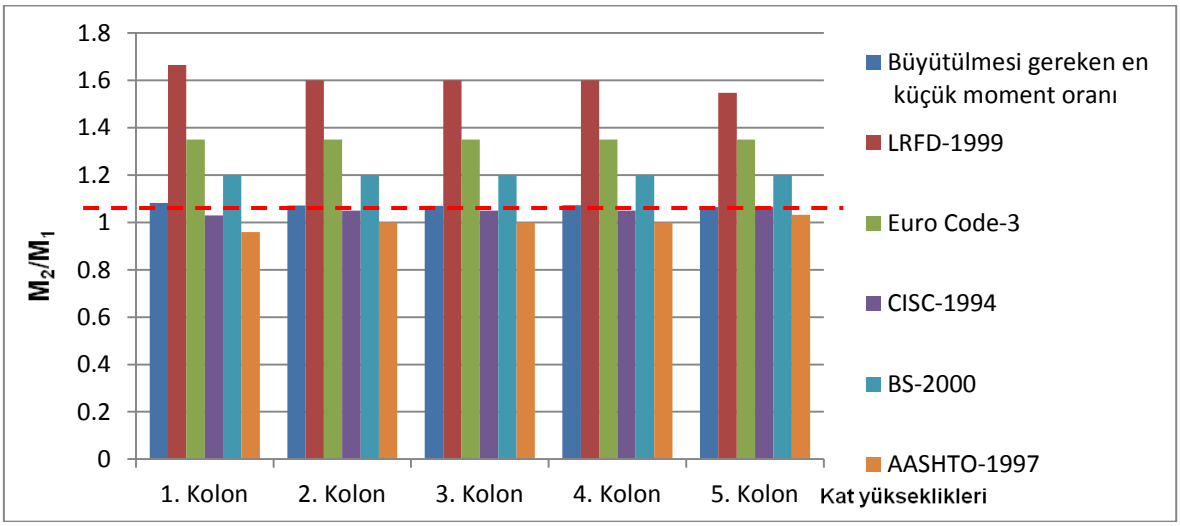


Şekil 2.9. Kat yüksekliği 3,64 olan modelde yük kombinasyonlarına göre N_2/N_1 değişimi

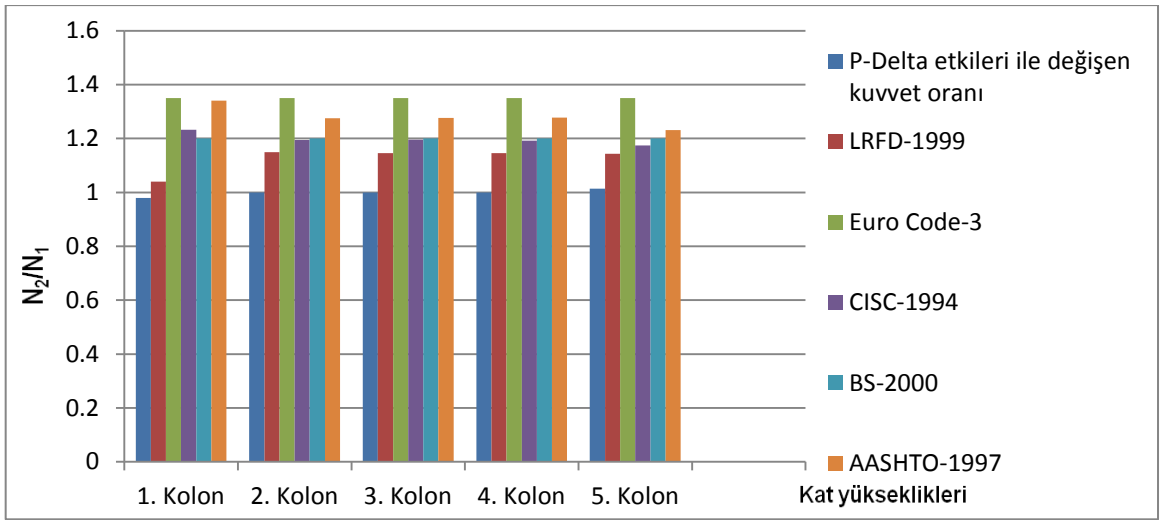
Şekil 2.8.' deki grafikte görüldğü gibi uygulanan AASHTO-1997 ve CISC-1994 yük kombinasyonlarının ile yapılan çözümlerin büyütülmesi gereken en küçük moment oranının altında kalmıştır. En güvenli yük kombinasyonunun LRFD-1999 tarafından önerilmiş yük kombinasyonu olduğu görülmüştür.

Şekil 2.9.' daki AASHTO-1997' de kolonlardaki eksenel kuvvetteki artış oranı 1,28, CISC-1994 ise 1,19 civarındadır.

Farklı standartlara göre yapılan çözümlerde elde edilen M_2/M_1 oranlarının değişimi kat yüksekliği 4,00m olan model için Şekil 2.10'da, N_2/N_1 normal kuvvet oranları değişimi de Şekil 2.11.' de verilmiştir.



Şekil 2.10. Kat yüksekliği 4,00 olan modelde yük kombinasyonlarına göre M_2/M_1 değişimi

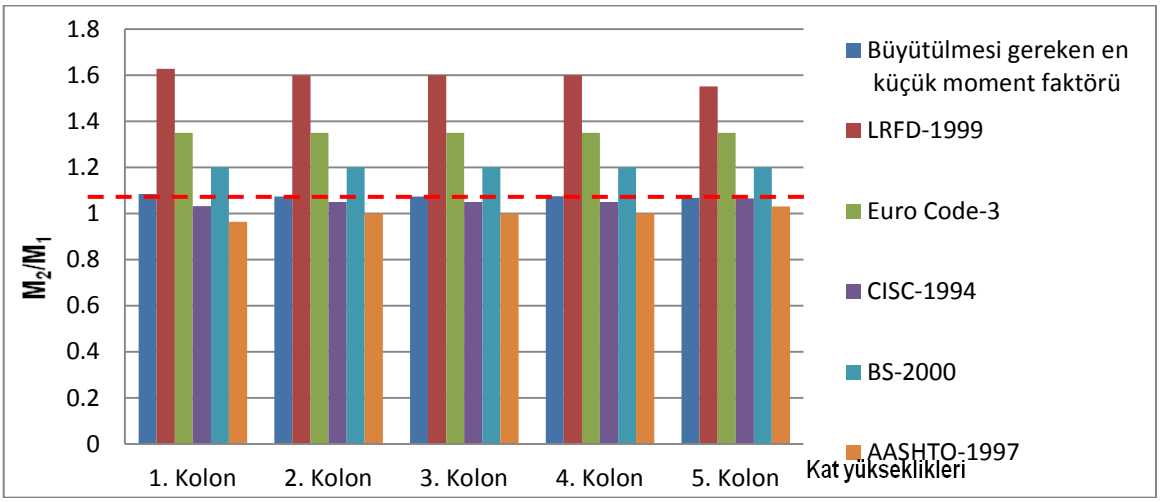


Şekil 2.11. Kat yüksekliği 4,00 olan modelde yük kombinasyonlarına göre N_2/N_1 değişimi

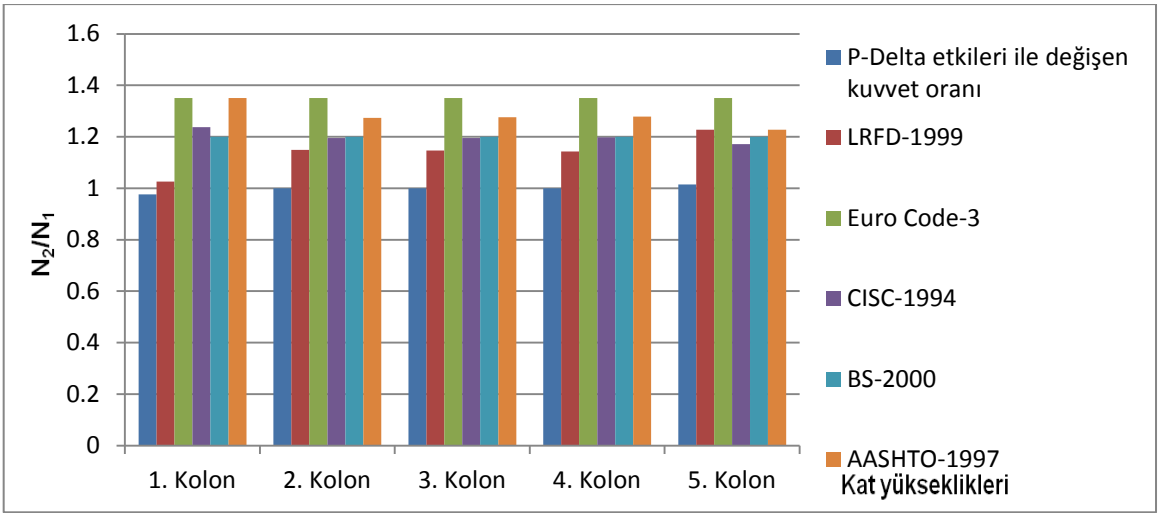
Şekil 2.10.' daki grafikte görüldğü gibi uygulanan AASHTO-1997 ve CISC-1994 yük kombinasyonlarının ile yapılan çözümlerin büyütülmesi gereken en küçük moment oranının altında kalmıştır. En güvenli yük kombinasyonunun LRFD-1999 tarafından önerilmiş yük kombinasyonu olduğu görülmüştür.

Şekil 2.11.' deki AASHTO-1997' de kolonlardaki eksenel kuvvetteki artış oranı 1,28, CISC-1994 ise 1,195 civarındadır

Farklı standartlara göre yapılan çözümlerde elde edilen M_2/M_1 oranlarının değişimi kat yüksekliği 4,45m olan model için Şekil 2.12.'de, normal kuvvet N_2/N_1 oranları değişimi de Şekil 2.13.' de verilmiştir.



Şekil 2.12. Kat yüksekliği 4,45 olan modelde yük kombinasyonlarına göre M_2/M_1 değişimi



Şekil 2.13. Kat yüksekliği 4,45 olan modelde yük kombinasyonlarına göre N_2/N_1 değişimi

Burada Şekil 2.6.-2.8.-2.10.-2.12.'ye bakıldığında grafiklerin değişimi çok benzerdir. Her yönetmelikte hesaplanan moment faktörleri her grafikte aynı seviyelerde değişim göstermiştir. LRFD -1999'da değerler 1,8 ve 1,4 aralığında değişmiştir. Euro Code 3' te 1,35 civarında seyretmiştir. BS-2000' de 1,2 civarlarında izlemiştir. CISC ve AASHTO istenilen değerlerin altında kalarak iç kolonlardaki aşırı eksenel yük artışları gözlenmiştir.

Bu çalışma kapsamında verilen standartlarda önerilen moment büyütme katsayıları aşağıda verilmiştir.

LRFD-1999 için moment büyütme katsayıları;

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{\sum P_u}{\sum H}(\frac{\Delta_{oh}}{L})} = 1 / [1- (7728,184 / 264)*(0,0063 /3,08)]$$

$\underline{B_2 = 1,0637}$

Euro Code-3 için moment büyütme katsayıları;

$\frac{\lambda}{\lambda-1}$ buradan $\lambda = \frac{F_N H}{F_v \delta}$ hesaplanırsa ;

0,005*(3,08 / 0,0063) = 2,444 büyütme faktörü ise 2,444*(2,444-1)

$\underline{\psi_s = 1,692}$

CISC-1994 $\underline{U_2 = 1,25}$ almıştır.

BS-2000 için moment büyütme katsayıları;

$k_{amp} = \frac{\lambda_{cr}}{\lambda_{cr}-1}$ buradan $\lambda_{cr} = \frac{1}{200\varphi}$ hesaplanırsa ; $\varphi = \frac{\delta_U - \delta_L}{L}$

φ = 0,0076 / 3,08 = 0,0020454 buradan λ_{cr} = 1 /(200* 0,0030519) = 2,444

k_{amp} = 2,444 / (2,4444-1) $\underline{k_{amp} = 1,692}$

AASHTO-1997 için moment büyütme katsayıları;

$\delta_s = \frac{1}{1-\frac{\sum P_u}{\varphi_c \sum P_{el}}}$ buradan $P_{el} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$ burada (K=2 alınmıştır) ise ;

$P_{el} = (\pi^2\ 2,1* 10^8 *25170*10^{-8}) / (2*3,08)^2$ =13748,041 buradan

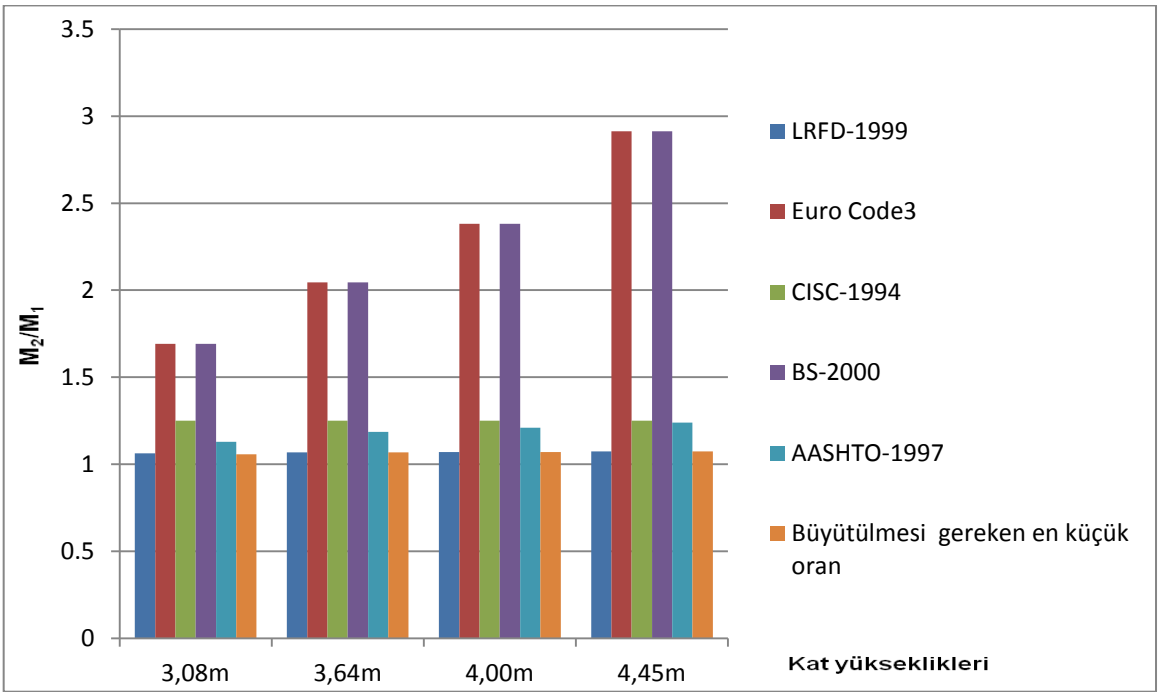
δ_s = 1/ [1- (7728,184/ 0,85 *5*13748,041)] $\underline{\delta_s = 1,129}$

Moment büyütme katsayıları ilişkin hesaplar kat yüksekliğine bağlı olarak Tablo 2.32.'de verilmiştir.

Tablo 2.33. P-Δ etkileri altında moment büyütme katsayılarının kat yüksekliğine göre değişimi

Kat yükseklikleri	LRFD-1999	Euro Code3	CISC-1994	BS2000	AASHTO 1997	Büyütülmesi gereken en küçük oran
3,08m	1,0637	1,692	1,25	1,692	1,12996	1,056748
3,64m	1,068	2,0449	1,25	2,0449	1,18646	1,068
4,00m	1,071	2,381	1,25	2,381	1,2094	1,071
4,45m	1,074	2,9126	1,25	2,9126	1,2402	1,074

Farklı kat yüksekliğine sahip çerçevelerde hesaplanan moment büyütme katsayıları yönetmelikler arasında değişimini gösteren grafik Şekil 2.14.' de gösterilmiştir.



Şekil 2.14. Yönetmeliklerdeki katsayı uygulamalarının kat yüksekliklerine göre değişmesi

Yönetmeliklerde önerilen moment büyütme katsayıları , büyütülmesi gereken en küçük moment oranlarından daha büyük olarak elde edilmiştir. Dolayısıyla daha emniyetli çözümler vermektedir.

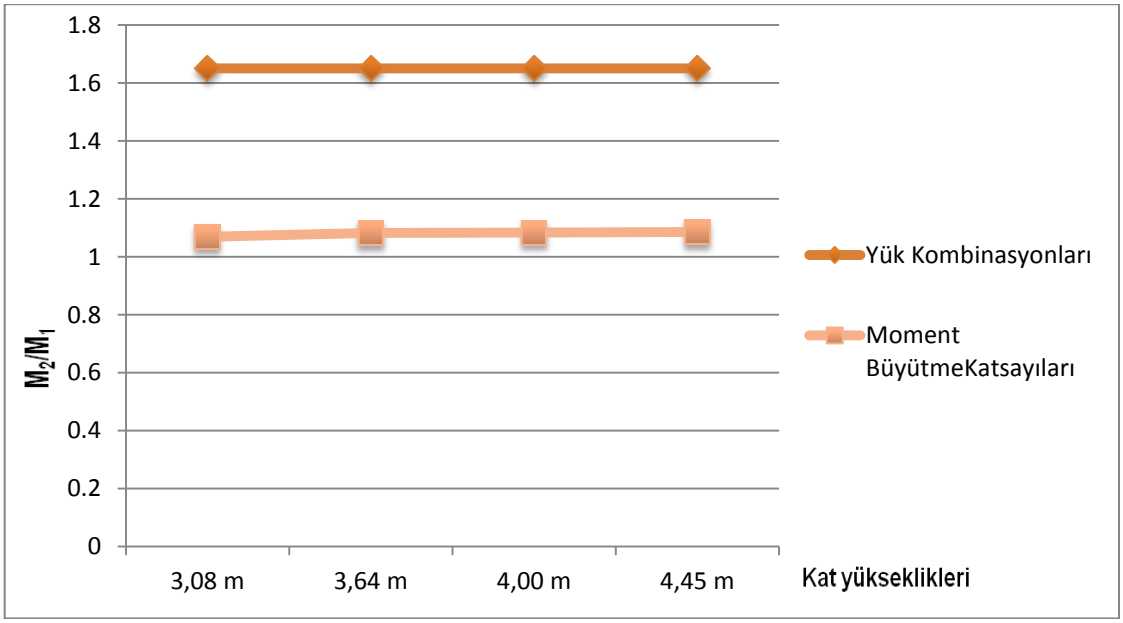
LRFD-1999 için 3,64m kat yüksekliğinde hesaplanan moment büyütme katsayısı, 3,08m kat yüksekliğinde hesaplanan moment büyütme katsayısına göre %0,4 artmıştır. Aynı şekilde 4,00m kat yüksekliğine sahip çerçevede hesaplanan moment büyütme katsayısı, 3,64m kat yüksekliğine sahip çerçeveye göre %0,28 artmıştır. Son olarak da

4,45m kat yüksekliğine sahip çerçevenin artış miktarı ise %0,28 ‘ dir. Burada moment büyütme katsayılarının kat yükseklikleri artıkça giderek artış gösterdiği görülmüştür.

Euro Code-3 ve BS-2000 için moment büyütme katsayılarında 3,64m kat yüksekliğinde hesaplanan moment büyütme katsayısı, 3,08m kat yüksekliğinde hesaplanan moment büyütme katsayısına göre %20 artmıştır. 4,00m yüksekliğine sahip çerçevede uygulanan moment büyütme katsayısı ise 3,64m yüksekliğine sahip çerçeveye göre %16 artmıştır. Kat yüksekliği 4,45m olan çerçevede artış miktarı ise %22 ‘ dir. Burada da moment büyütme katsayılarının kat yükseklikleri artıkça giderek artış göstermiştir.

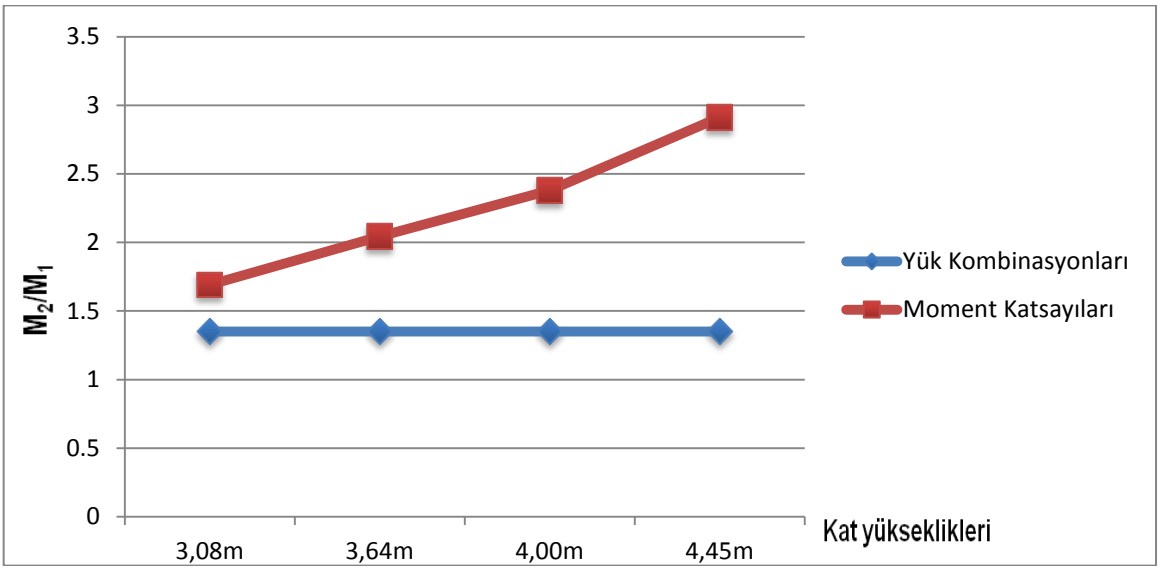
AASHTO-1997 için moment büyütme katsayılarında 3,08 kat yüksekliğinde hesaplanan moment büyütme katsayısı, 3,08m kat yüksekliğinde hesaplanan moment büyütme katsayısına göre %5 artmıştır. 4,00m yüksekliğine sahip çerçevede uygulanan moment büyütme katsayısı 3,64m yüksekliğine sahip çerçeveye göre %2 artmıştır. Kat yüksekliği 4,45m olan çerçevede artış miktarı ise %2,5 ‘ dir.

Bu çalışma kapsamında, standartların önerdiği yük kombinasyonları ve moment büyütme katsayıları yöntemi ile yapılan çözümlerde moment oranları için LRFD için Şekil 2.15.’de, Euro Code-3 için Şekil 2.16.’da, CISC-1994 için Şekil 2.17.’de, BS-2000 için Şekil 2.18.’de, AASHTO-1997 için Şekil 2.19.’da verilmiştir.



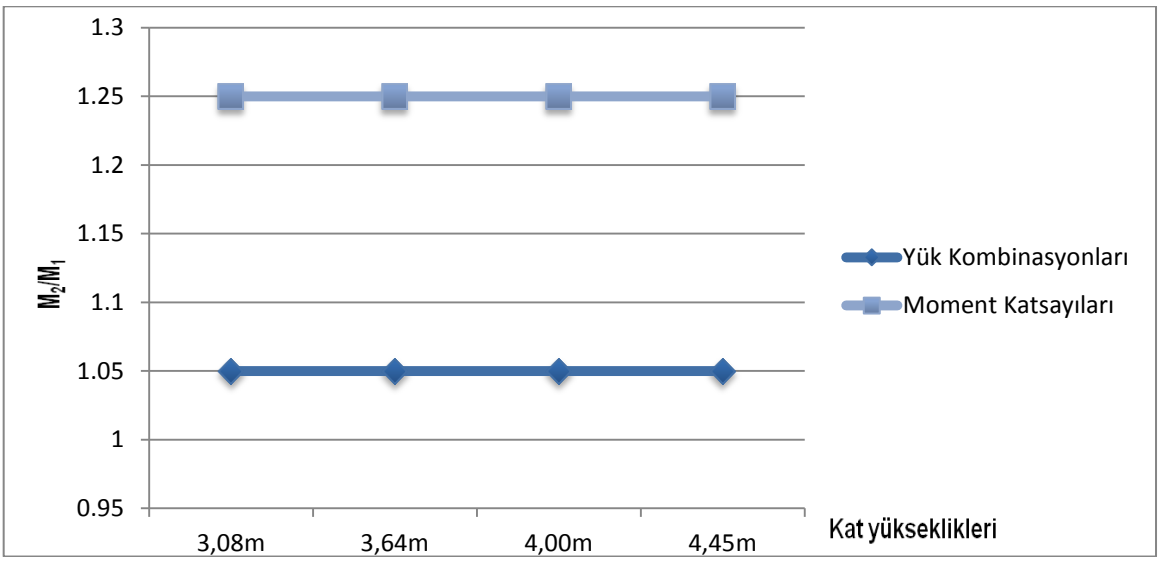
Şekil 2.15. LRFD yöntemi ile elde edilen M_2/M_1 oranları

Şekilde görüldüğü gibi LRFD-1999'da moment büyütme katsayıları ve artırılmış yük kombinasyonlarından hesaplanan moment oranları incelendiğinde moment büyütme katsayıları, artırılmış yük kombinasyonlarından doğan moment oranlarının altında kalmaktadır.



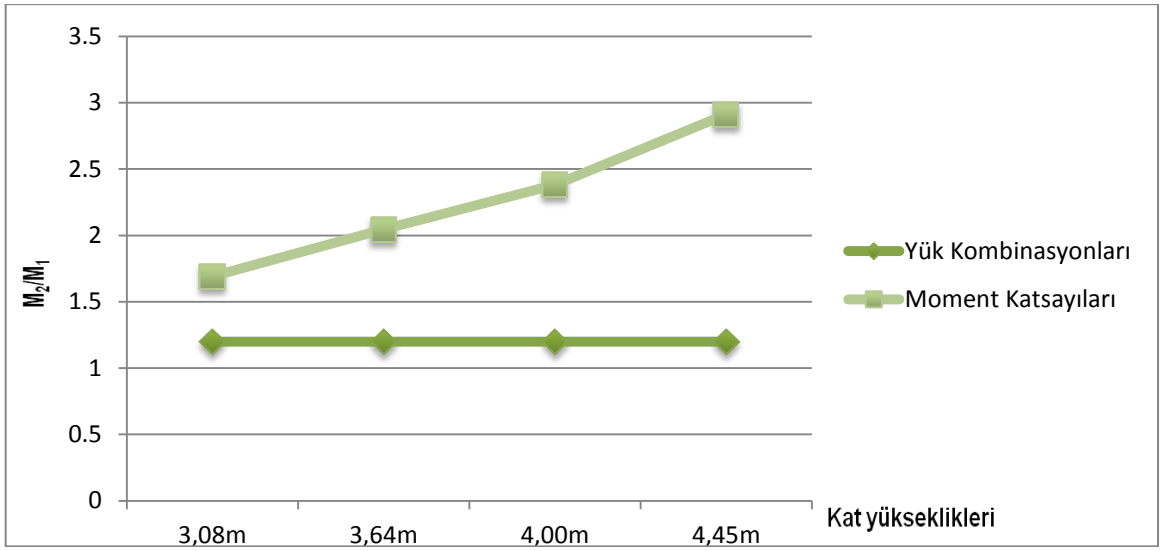
Şekil 2.16. Euro Code yöntemi ile elde edilen M_2/M_1 oranları

Şekil 2.16.' da Euro Code3 tanımlanan moment büyütme katsayılar ve yük kombinasyonları değişimi gösterilmiştir. Moment büyütme katsayıları artırılmış yük kombinasyonlarıyla bulunmuş moment oranlarından çok büyük değerlere sahiptir.



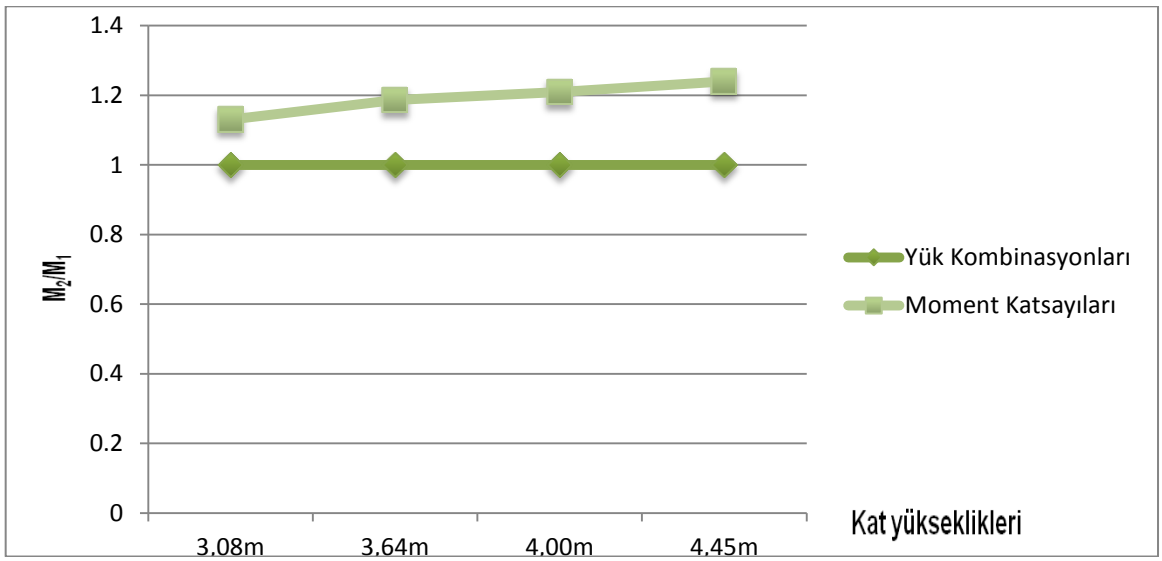
Şekil 2.17. CISC moment yöntemi ile elde edilen M_2/M_1 oranları

CISC-1994' bakıldığında artırılmış yük kombinasyonlarından oluşan moment oranları 1,05 civarındadır. Uygulanan moment büyütme katsayısı sabit 1,25 alındığından daha büyük bir değere sahip olduğu Şekil 2.17.' de görülmüştür.



Şekil 2.18. BS-2000 yöntemi ile elde edilen M_2/M_1 oranları

BS-2000 ile Euro Code 3 moment büyütme katsayıları açısından aynı değerlere sahip olduğu ve uygulanan artırılmış yük kombinasyonlarından oluşan moment oranları 1,20 civarlarında seyrettiği Şekil 2.18.' de görülmüştür. Moment büyütme katsayıları çok daha büyük değerlere sahiptir.

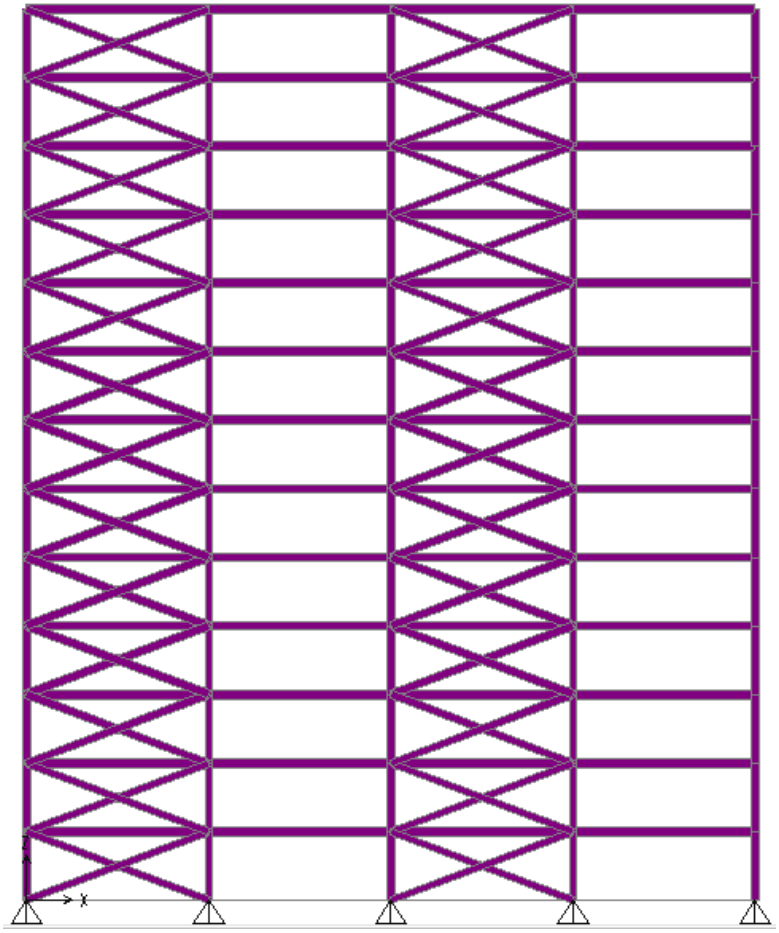


Şekil 2.19. AASHTO-1997 yöntemi ile elde edilen M_2/M_1 oranları

AASHTO-1997 açısından Şekil 2.19.' daki grafik incelendiğinde artırılmış yük kombinasyonlarından doğan moment oranları 1,00 civarında değişmiştir. Moment büyütme katsayıları kat yüksekliğiyle artarak bu değerlerden daha büyük değerlere sahiptir.

2.4.2. Rüzgar Yükleri Altında Merkez Çaprazlı Çerçevelerde P-δ Etkileri

Burada çaprazlı çerçevelerde ikinci mertebe etkileri incelenmiştir. Merkez çaprazlı çerçevelerde X şeklinde çapraz elemanlar kullanılmıştır. Ayrıca bu elemanların kesiti kutu profil olarak seçilip, enkesiti boyutu ise 300*300mm, et kalınlığı 10mm'dir. Merkez çaprazlı çerçevelerde kolonlarda momentler küçük olsa da aşırı eksenel yükler meydana gelmesi momentleri, eğilmeli burkulma problemi açısından önemli hale getirmektedir. Tasarım kuraları açısından sistem merkez çaprazlı çerçevelerin davranışına uygun olarak tasarlanmıştır. Şekil 2.20.'de şematik model gösterilmiştir.



Şekil 2.20. Merkez çaprazlı çerçeve

Burada en alt kolonlarda maksimum en büyük kuvvetin meydana geldiği eleman incelenmiştir. Çünkü genel olarak boyutlandırma yapılırken en büyük yük değerleri ele alınmaktadır. Moment aktaran çerçevelerde bütün kolonlar dikkate alınıp onlar için bir moment kat sayısı bulunurken çaprazlı çerçevelerde elemanın bireysel durumu için moment büyütme katsayıları hesaplanmaktadır. Farklı bir durum olarak bu tür taşıyıcı sistemler için artırılmış yük kombinasyonlarını yönetmelikler uygulamamıştır. Her kat yüksekliği için en büyük eksenel yüklü kolon seçilip moment büyütme katsayıları hesaplanmıştır.

Bu çalışma kapsamında verilen standartlarda önerilen moment büyütme katsayıları aşağıda verilmiştir.

LRFD-1999 için moment büyütme katsayısı daha önce belirtildiği gibi,

$B_1 = \frac{C_m}{1-(\frac{P_u}{P_{el}})}$ ‘den hesaplanmaktadır. Burada P_u 2570,198 kN, Elastik burkulma yükü P_{el} 54992,1 kN, C_m katsayısı 0,9641 hesaplanarak moment büyütme katsayısı $\underline{B_1 = 1,029}$ olarak belirlenmiştir.

Euro Code-3 için moment büyütme katsayısı daha önce belirtildiği gibi,

$\frac{\lambda}{\lambda-1}$ ile hesaplanmaktadır. Burada λ 21,396 , ve moment büyütme katsayısı ise $\underline{1,049}$’ dur.

CISC-1994 için moment büyütme katsayıları daha önce belirtildiği gibi,

$U_1 = \frac{\omega_1}{1-(\frac{C_f}{C_e})}$ ‘ den hesaplanmaktadır. Burada ω_1 =1 , K faktörü = 0,85 alınarak moment büyütme katsayısı $\underline{U_1 = 1,03859}$ olarak belirtilmiştir.

BS-2000’de eleman eğriliğinden kaynaklanan etkiler ek momentler şeklinde hesaplanmıştır. Bu nedenle büyütme katsayıları dikkate alınmamıştır.

AASHTO-1997 için moment büyütme katsayıları daha önce belirtildiği gibi,

$\delta b = \frac{C_m}{1-(\frac{P_u}{\varphi_c P_{el}})}$ ‘den hesaplanmaktadır.

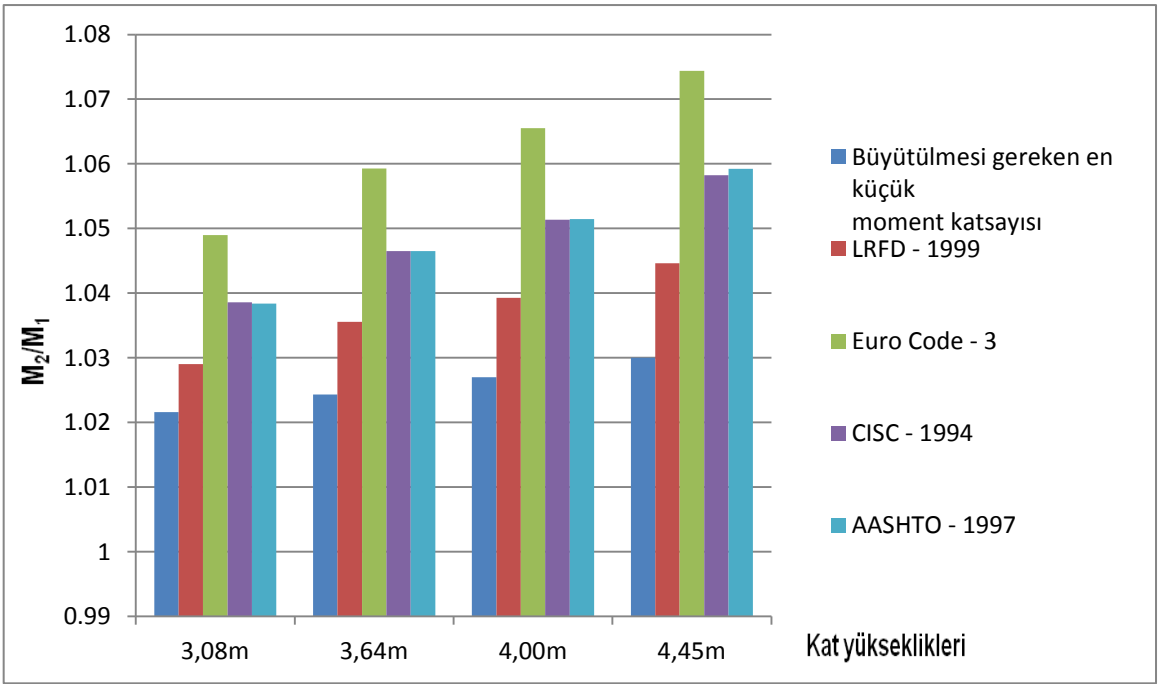
Burada $\underline{\delta b = 1,03839}$ olarak belirtilmiştir.

Bu çalışmada Büyütülmesi gereken en küçük moment katsayısı için sistemin ikinci mertebe çözümlerinin, birinci mertebe çözümlere oranı olarak alınmıştır. Kat yüksekliklerine bağlı olarak belirlenen Tablo2.33.’ te verilmiştir.

Tablo 2.34. Moment büyütme katsayılarının karşılaştırması

	Büyütülmesi gereken en küçük moment katsayısı	LRFD - 1999	Euro Code - 3	CISC - 1994	AASHTO - 1997
3,08m	1,0216	1,029	1,049	1,03859	1,03839
3,64m	1,0243	1,03555	1,05927	1,0465	1,0465
4,00m	1,027	1,03928	1,0655	1,05134	1,05143
4,45m	1,03	1,0446	1,0744	1,05825	1,05921

Bu tabloda verilen değerlerin değişimi Şekil 2.21.' de verilmiştir.



Şekil 2.21. Merkez çaprazlı çerçevelerde moment büyütme katsayılarının değişimi

Şekil 2.21.' de verilen grafikte her yönetmelik için bakıldığında, kat yüksekliğine göre moment büyütme katsayılarının arttığı izlenmiştir. Her yönetmelik istenilen ya da büyütülmesi gereken en büyük moment büyütme katsayısının üstünde kalmıştır. İstenilen güvenliği sağlamıştır. Euro Code-3 moment aktaran çerçevelerde olduğu gibi burada da en büyük değerlere sahiptir. LRFD-1999 yine istenilen en küçük moment büyütme katsayılarına en yakın bir şekilde değişim göstermiştir. AASHTO-1997 ve CISC-1994 birbirine çok yakın değerler sahip olduğu gözlenmiştir.

LRFD-1999 moment büyütme katsayılarının değişim yüzdeleri, 3,64m kat yüksekliğinde hesaplanan moment büyütme katsayısı, 3,08m kat yüksekliğinde hesaplanan

moment büyütme katsayısına göre %0,68 artmıştır. 4,00m yüksekliğine sahip çerçevede hesaplanan moment büyütme katsayısı 3,64m yüksekliğine sahip çerçeveye göre %0,29 artmıştır. Son olarak da 4,45m kat yüksekliğine sahip çerçevenin artış miktarı ise %0,58 ‘ dir.

Euro Code-3 için değişim yüzdeleri, 3,64m kat yüksekliğinde hesaplanan moment büyütme katsayısı, 3,08m kat yüksekliğinde hesaplanan moment büyütme katsayısına göre %0,95 artmıştır. 4,00m yüksekliğine sahip çerçevede hesaplanan moment büyütme katsayısı 3,64m yüksekliğine sahip çerçeveye göre %0,57 artmıştır. Kat yüksekliği 4,45m olan çerçevede artış miktarı ise %0,56 ‘ dır.

CISC-1994 için değişim yüzdeleri, 3,64m kat yüksekliğinde hesaplanan moment büyütme katsayısı, 3,08m kat yüksekliğinde hesaplanan moment büyütme katsayısına göre %0,77 artmıştır. 4,00m kat yüksekliğine sahip çerçevede uygulanan moment büyütme katsayısı 3,64m yüksekliğine sahip çerçeveye göre %0,38 artmıştır. Kat yüksekliği 4,45m olan çerçevede artış miktarı ise %0,67 ‘ dir.

AASHTO-1997 için değişim yüzdeleri, 3,64m kat yüksekliğinde hesaplanan moment büyütme katsayısı, 3,08m kat yüksekliğinde hesaplanan moment büyütme katsayısına göre %0,82 artmıştır. 4,00m kat yüksekliğine sahip çerçevede hesaplanan moment büyütme katsayısı 3,64m yüksekliğine sahip çerçeveye göre %0,43 artmıştır. Kat yüksekliği 4,45m olan çerçevede artış miktarı ise %0,76 ‘ dır.

2.5.Deprem Yükleri Altında Modellerin Analizi

Deprem yükleri altında P-Δ etkileri altında moment aktaran çerçeveler hem de P-δ etkileri altında merkez çaprazlı çerçeveler incelenmiştir. Sistem olarak rüzgar yüklerinde analiz edilen modellerin aynıları kullanılmıştır. Aynı kesitler, aynı kat yükseklikleri, aynı mesh işlemi ve aynı ölü ve hareketli yükler uygulanmıştır. Ayrıca deprem yükleri hesabı için DBYBHY-2007 temel alınmıştır.

Rüzgar yüklerinin uygulandığı çerçeve sistemlerin aynısı burada kullanılmıştır. Yanal yük olarak alınan deprem yükleri burada eşdeğer deprem yükü olarak sisteme uygulanmıştır. Eşdeğer deprem yükü yönteminde modele uygulanan yükler kat seviyesinde tekil yük olarak etki ettirilmektedir

2.5.1. Deprem Yükleri Altında P-Δ Analizleri

Burada moment aktaran çerçeve modellerin çözümü yapılmıştır. Moment aktaran çerçevelerde P-Δ etkileri için burada artırılmış yük kombinasyonları kullanılmamıştır. Kat yüksekliğini 3,08m olan moment aktaran çerçevelerde hesaplanan deprem yükleri için eşdeğer deprem yükü Tablo 2.35.' de verilmiştir. Buna bağlı olarak kat seviyelerinde hesaplanan yükler Tablo 2.36.' de verilmiştir. Bu değerler C-C aksı için yapılmıştır.

Tablo 2.35. Taban kesme kuvveti hesabı

Wi (kN)	**A0**	**S(T)**	**I**	**R**	**Vt (kN)**
6272,84	0,4	0,581800603	1	8	182,4771047

Tablo 2.36. Deprem yükleri hesabı

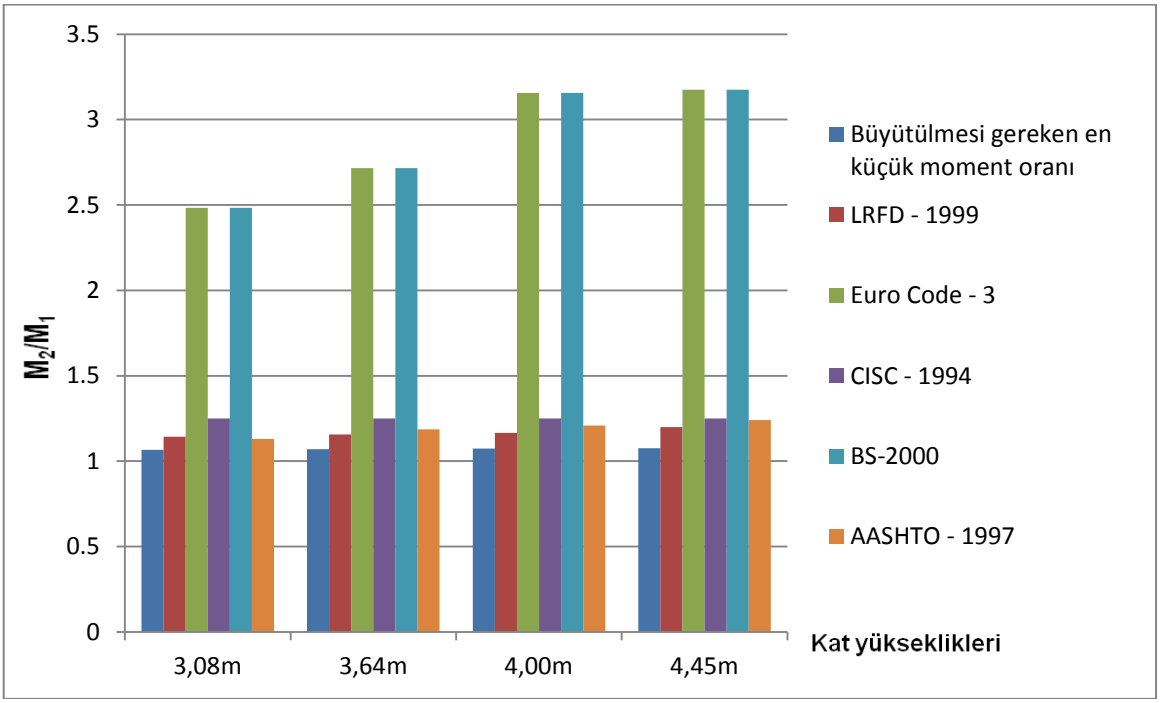
Kat	**hi (m)**	**Hi (m)**	**Wi (kN)**	**Wi*Hi**	**Oran**	**Fx (kN)**
13	3,08	40,00	482,475	19318,299	0,14285714	26,068157
12	3,08	36,96	482,475	17832,276	0,13186813	24,062914
11	3,08	33,88	482,475	16346,253	0,12087912	22,057671
10	3,08	30,8	482,475	14860,23	0,10989011	20,052429
9	3,08	27,72	482,475	13374,207	0,0989011	18,047186
8	3,08	24,64	482,475	11888,184	0,08791209	16,041943
7	3,08	21,56	482,475	10402,161	0,07692308	14,0367
6	3,08	18,48	482,475	8916,138	0,06593407	12,031457
5	3,08	15,4	482,475	7430,115	0,05494505	10,026214
4	3,08	12,32	482,475	5944,092	0,04395604	8,0209714
3	3,08	9,24	482,475	4458,069	0,03296703	6,0157286
2	3,08	6,16	482,475	2972,046	0,02197802	4,0104857
1	3,08	3,08	482,475	1486,023	0,01098901	2,0052429
			6272,184	135228,093		

Yönetmeliklerde verilen moment büyütme katsayıları daha önce verildiği gibi hesaplanır ve Tablo 2.37. verilmiştir.

Tablo 2.37. Moment büyütme katsayılarının karşılaştırması

	Büyütülmesi gereken en küçük moment katsayısı	LRFD - 1999	Euro Code - 3	CISC - 1994	BS-2000	AASHTO - 1997
3,08m	1,067	1,144	2,483	1,25	2,483	1,12996
3,64m	1,071	1,157	2,716	1,25	2,716	1,18646
4,00m	1,073	1,166	3,156	1,25	3,156	1,2094
4,45m	1,076	1,2	3,174	1,25	3,174	1,2402

Tablo 2.37.' da verilen değerlerin değişimini gösteren grafik Şekil 2.22.' de verilmiştir.



Şekil 2.22. Deprem yükleri için moment büyütme katsayılarının karşılaştırılması

Bu tablo ve şekillerden, CISC-1994' de verilen moment büyütme katsayıları hariç diğerleri kat yükseklikleri ile birlikte artmıştır. Bütün değerler artmaktadır. En büyük değer Euro Code-3'den hesapalanan değerdir. Bütün yönetmeliklerde uygulanan moment büyütme katsayıları, büyütülmesi gereken en küçük moment oranının üstünde kalmaktadır. Ayrıca Euro Code-3 hariç bütün değerler 1-1,25 arasındadır.

LRFD-1999 için moment büyütme katsayılarının değişim yüzdeleri, 3,64m kat yüksekliğinde hesaplanan moment büyütme katsayısı, 3,08m kat yüksekliğinde hesaplanan moment büyütme katsayısına göre %1,1 artmıştır. 4,00m yüksekliğine sahip çerçevede

hesaplanan moment büyütme katsayısı 3,64m yüksekliğine sahip çerçeveye göre %0,77 artmıştır. Son olarak da 4,45m kat yüksekliğine sahip çerçevenin artış miktarı ise %2,9 ‘ dur.

Euro Code-3 ve BS-2000 için moment kat sayılarının değişim yüzdeleri, 3,64m kat yüksekliğinde hesaplanan moment büyütme katsayısı, 3,08m kat yüksekliğinde hesaplanan moment büyütme katsayısına göre %9,383 artmıştır. 4,00m yüksekliğine sahip çerçevede uygulanan moment büyütme katsayısı 3,64m yüksekliğine sahip çerçeveye göre %16 artmıştır. Kat yüksekliği 4,45m olan çerçevede artış miktarı ise %0,47 ‘ dir.

AASHTO-1997 için moment kat sayılarının değişim yüzdeleri, 3,64m kat yüksekliğinde hesaplanan moment büyütme katsayısı, 3,08m kat yüksekliğinde hesaplanan moment büyütme katsayısına göre %4,95 artmıştır. 4,00m yüksekliğine sahip çerçevede uygulanan moment büyütme katsayısı 3,64m yüksekliğine sahip çerçeveye göre %1,9 artmıştır. Kat yüksekliği 4,45m olan çerçevede artış miktarı ise %2,56 ‘ dır.

2.5.2. Deprem Yükleri Altında P-δ Analizleri

Burada ikinci mertebe etkileri incelendiğinde ve moment katsayıları hesaplandığında rüzgar yükleri altında hesaplanan değerlerle aynı olduğu görülmüştür. Sabit yükler, hareketli yükler ve eleman özellikleri değişmediğinden aynı değerler elde edilmiştir. Fakat deprem yüklerinin rüzgar yüklerinden farklı olması büyütülmesi gereken en küçük moment oranlarını değiştirmiştir. Kat yüksekliği 3,08m olan merkez çaprazlı çerçeveler için eşdeğer deprem yükü, Tablo2.38.’ ye göre hesaplanmış Tablo 2.39.’de verilmiştir.

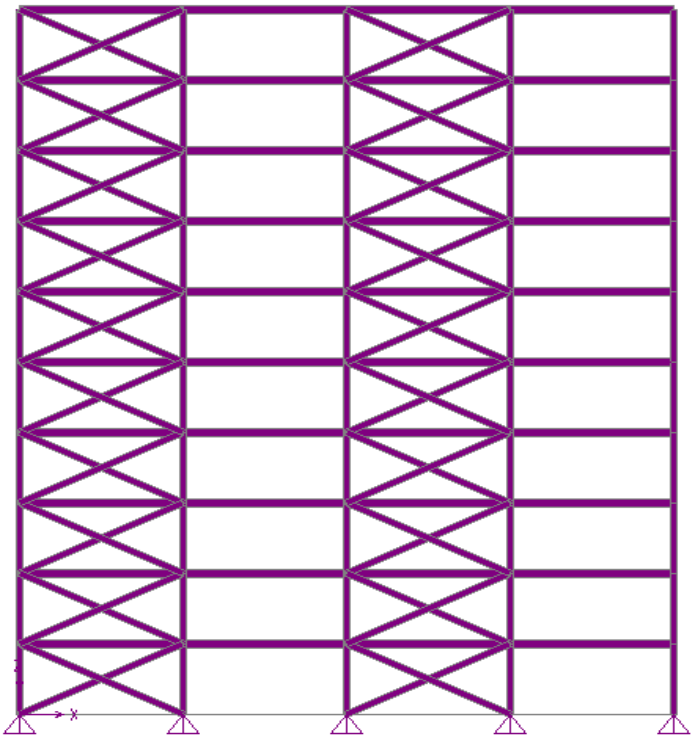
Tablo 2.38. Taban kesme kuvveti hesabı

Wi	**A0**	**S(T)**	**I**	**R**	**Vt**
6272,84	0,4	1,240553	1	5	622,5434

Tablo 2.38. Deprem yükü hesabı

Kat	**hi**	**Hi**	**Wi**	**Wi*Hi**	**Oran**	**Fx**
13	3,08	40,04	542,1	21705,684	0,14285714	88,934771
12	3,08	36,96	542,1	20036,016	0,13186813	82,093635
11	3,08	33,88	542,1	18366,348	0,12087912	75,252499
10	3,08	30,8	542,1	16696,68	0,10989011	68,411363
9	3,08	27,72	542,1	15027,012	0,0989011	61,570226
8	3,08	24,64	542,1	13357,344	0,08791209	54,72909
7	3,08	21,56	542,1	11687,676	0,07692308	47,887954
6	3,08	18,48	542,1	10018,008	0,06593407	41,046818
5	3,08	15,4	542,1	8348,34	0,05494505	34,205681
4	3,08	12,32	542,1	6678,672	0,04395604	27,364545
3	3,08	9,24	542,1	5009,004	0,03296703	20,523409
2	3,08	6,16	542,1	3339,336	0,02197802	13,682273
1	3,08	3,08	542,1	1669,668	0,01098901	6,8411363

Merkez çaprazlı çerçevenin deprem yükleri altında analizi yapılan model Şekil 2.23.' de verilmiştir.



Şekil 2.23. Merkez çaprazlı çerçeve

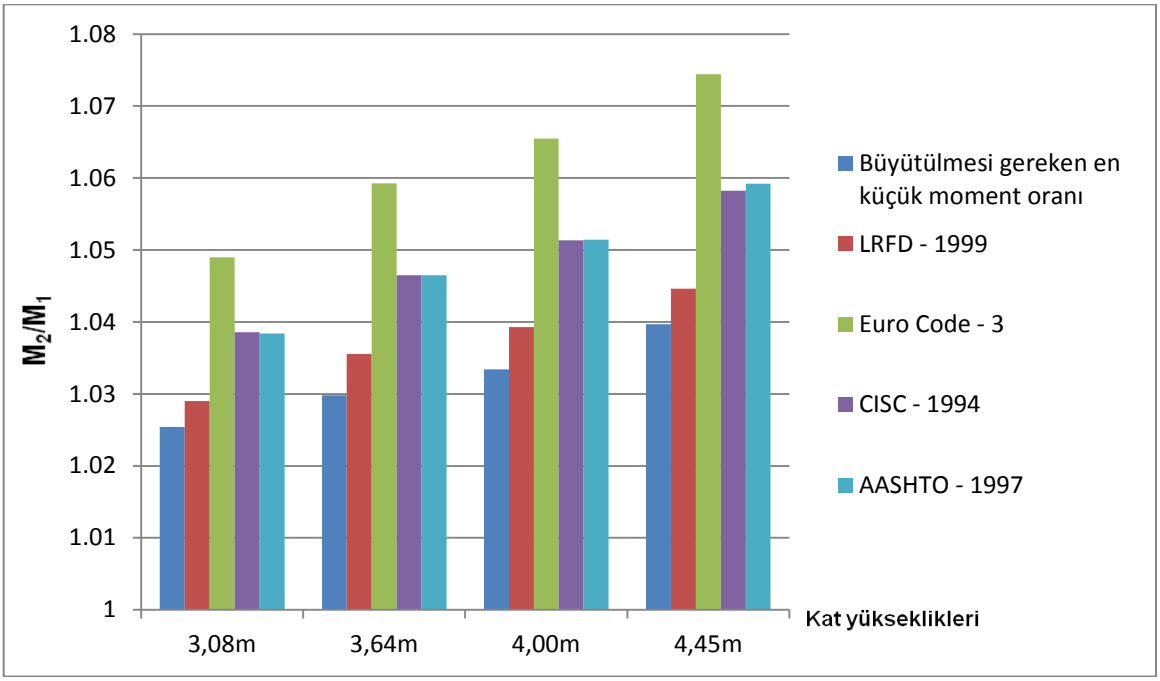
Yapılan hesaplardan elde edilen moment büyütme katsayıları ve büyültülmesi gereken en küçük moment oranları Tablo 2.40.' da verilmiştir.

Tablo 2.40. Moment büyütme katsayılarının karşılaştırması

	Büyütülmesi gereken en küçük moment katsayısı	LRFD - 1999	Euro Code - 3	CISC - 1994	AASHTO - 1997
3,08m	1,0254	1,029	1,049	1,03859	1,03839
3,64m	1,0298	1,03555	1,05927	1,0465	1,0465
4,00m	1,0334	1,03928	1,0655	1,05134	1,05143
4,45m	1,0397	1,0446	1,0744	1,05825	1,05921

Tablo 2.40.' daki değerlerin kat yüksekliklerine göre değişiminin grafiği Şekil 2.24.' te gösterilmiştir.

Moment büyütme katsayılarının kat yüksekliğine bağlı olarak değişimi Şekil 2.24.' te verilmiştir.



Şekil 2.24. Moment katsayılarının değişimi

Bu şekilden görüldüğü gibi kat yükseklikleri artıkça moment katsayıları da artmıştır. LRFD-1999' a göre yapılan analizler sonucu yine büyütülmesi gereken en küçük moment oranına en yakın değerlere olduğu görülmüştür.

Eurocode-3 burada da en güvenli katsayıları vermektedir. CISC ve AASHTO çok yakın değerlere sahiptir. Fakat kat yükseklikleri artıkça AASHTO' da daha büyük artışlar görülmüştür.

Artış yüzdeleri rüzgar yüklerinde hesaplanan değerler ile tamamen aynıdır.

3. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmanın temel amacı farklı çelik yapı sistemlerinde ikinci mertebe etkilerinden oluşan ek momentlerin yapı davranışına etkilerini araştırmaktı. Bu amaç doğrultusunda farklı yönetmeliklere göre, moment aktaran çerçevelerde P-Δ etkileri, merkez çaprazlı çerçevelerde ise P-δ etkileri incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar özetlenmiş ve bazı sonuçlar aşağıda verilmiştir.

1) Her iki çerçeve sisteminde de, her iki yatay yük durumu için, kat yükseklikleri artıkça ikinci mertebe etkileri de artmaktadır.

2) Yönetmeliklerin uyguladığı artırılmış yük kombinasyonu ile yapılan çözümlerde en büyük moment oranı LRFD-1999'un önerdiği yük kombinasyonundan elde edilmiştir.

3) Bu çalışmada kullanılan modellerdeki kolonların eksenel kuvvetleri yük kombinasyonlarına göre yapılan çözümlerde artmıştır. En büyük artış 1,35 değeri ile Euro Code-3'te önerilen yük kombinasyonlarından meydana gelmiştir.

4) Kat yükseklikleri arttıkça, artırılmış yük kombinasyonlarına göre bulunan moment ve eksenel kuvvet oranları değişmemiştir.

5) LRFD-1999 'da verilen bağıntılarla hesaplanan moment büyütme katsayıları, kat yüksekliklerine göre 1,06-1,075 arasında değişmiştir. Büyütülmesi gereken en küçük moment oranlarına oldukça yakın değerler elde edilmiştir. Yük kombinasyonuna göre hesaplanan değerler, bağıntılarla elde edilen değerlerden daha küçük olmuştur.

6) Euro Code-3' te verilen bağıntılarla hesaplanan moment büyütme katsayıları, kat yüksekliklerine göre 1,69-2,95 arasında değişmiştir. Büyütülmesi gereken en küçük moment oranlarından oldukça büyük değerler elde edilmiştir. Yük kombinasyonlarına göre çok daha büyük değerlere sahip olduğu görülmüştür.

7) CISC-1994'te bağıntılarla hesaplanan moment büyütme katsayıları her kat yüksekliği için 1,25 olarak elde edilmiştir. Bu değer de, büyütülmesi gereken en küçük moment oranlarından daha büyüktür. Yük kombinasyonlarından elde edilenlere göre daha büyüktür.

8) BS-2000’ de önerilen moment büyütme katsayıları Euro Code-3’den elde edilenler ile aynı değerler sahiptir. Bu değer de, yük kombinasyonlarına göre hesaplananlardan çok daha büyük olmuştur.

9) AASHTO-19972 de önerilen bağıntılarla hesaplanan moment büyütme katsayıları, kat yüksekliklerine bağlı olarak 1,12-1,25 arasında değişmiştir. Bu değerler de büyütülmesi gereken en küçük moment oranlarından ve artırılmış yük kombinasyonlarından elde edilen değerlerden daha büyüktür.

10) Rüzgar yükleri altında P-δ etkileri için merkez çaprazlı çerçevelere moment büyütme katsayıları, Euro Code-3’ ten hesaplananların diğerlerine göre daha büyük değerlere sahip olduğu, en düşük değer LRFD-1999’ dan hesaplanan moment büyütme kat sayısı olduğu görülmüştür.

11) Rüzgar yükleri altında, moment aktaran çerçeveler için hesaplanan moment büyütme katsayıları, merkez çaprazlı çerçeveler için hesaplanan değerlerden daha büyük olarak elde edilmiştir. Bunun nedeni çelik çaprazların çerçeve sistemlerde, moment aktaran çerçevelere göre ötelenmeyi sınırlandırmasından kaynaklanmıştır. Moment büyütme katsayılarının artış hızları, kat yüksekliğine bağlı olarak moment aktaran çerçevelerde daha büyüktür. Bu da ikinci mertebe moment etkilerini moment aktaran çerçevelerde daha önemli olduğunu göstermektedir.

12) Deprem yükleri altında P-Δ etkileri için moment aktaran çerçevelerde Euro Code-3 ve BS-2000’de önerilen bağıntılarla elde edilen moment büyütme katsayıları, diğer yönetmeliklerde verilenlere göre, daha büyüktür. Tüm yönetmeliklere göre bağıntılarla hesaplanan moment büyütme katsayıları, büyütülmesi gereken en küçük moment oranına göre daha emniyetli tarafta kalmıştır.

13) Deprem yükleri altında merkez çaprazlı çerçevelerde P-δ etkileri dikkate alınarak belirlenen moment büyütme katsayıları, rüzgar yükleri altında hesaplanan değerlerle aynıdır. Ancak rüzgar yüklerine göre büyütülmesi gereken moment oranı, deprem etkisine göre daha küçüktür.

14) Deprem yükleri altında moment aktaran çerçevelerde ikinci mertebe etkileri, merkez çaprazlı çerçevelerinkine göre daha önem kazanmaktadır.

15) Rüzgar ve deprem yükleri altında moment aktaran çerçevelerde Eurocode-3 ve BS-2000 yönetmeliğinde moment büyütme katsayısını, artırılması gereken katsayıdan 2 -3 kat arasında daha büyük vermektedir. Bu da diğer yönetmeliklere göre daha emniyetli olduğunu göstermektedir.

16) Bu çalışmada dikkate alınan P-delta etkileri çok katlı yapılarda da yapılarak ikinci mertebe momentlerin etkisi incelenebilir.

17) Deprem yönetmeliğinde çelik yapılar için verilen dış merkez çapraz durumları da dikkate alınarak P-delta etkileri nedeniyle oluşan ikinci mertebe momentleri incelenebilir.

Özetle bu çalışmada rüzgar ve deprem gibi yatay yükler altında moment aktaran çerçeve ve merkez çaprazlı çerçevelerde yönetmeliklere bağlı olarak ikinci mertebe etkileri incelenmiştir. Buna göre her iki yükleme durumu içinde moment aktaran çerçevelerde merkez çaprazlı çerçevelere göre ikinci mertebe momentlerinin daha etkin olduğu, Eurocode-3 ve BS-2000 yönetmeliklerinde artırılması gereken moment katsayılarının diğerlerine göre daha fazla olduğu ortaya konmuştur. Bununla birlikte ikinci mertebe etkileri artıkça önemli oranda arttığı da görülmüştür. Dolayısıyla da yapıların projelendirilmesinde yatay yük etkisinde ikinci mertebe momentinin ihmal edilmemesi gerekmektedir.

4. KAYNAKLAR

AASHTO,1997. Standart Specifcation for Highway Bridges,17 edition, Arizon, Guide, USA.

AISC, 1999. Load and Resistance Factor Design, Building Codes, USA.

Akbaş, B., 2011. Endüstriyel Çelik Yapıların Sismik Detaylandırılması Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı, 1, Bildiriler Kitabı, 10-28.

Al-Mashary, F. and Chen, W.F.,1989. Elastic Second-Order Analysis for Frame Design, Structural Engineering Report CESTR-89-24, School of Civil Engineering, Purdue University,

Alvarenga, R. and Silveira, M., 2009. Part I : Numerical formulation and examples of validation, Latin American Journal of Solid and Structure, 6, 323-342.

Alvarenga, R. ve Silveira, M., 2009. Part II : Second-order plastic-zone analysis of steel frames, Latin American Journal of Solid and Structure, 6, 131-152.

Astaneh-Asl, A., 1995. Seismic Design of Bolted Steel Moment-Resisting Frames, Steel Tips, Structural Steel Educational Council Technical Information Product Service.

Ay, Z., Çelik, İ. D. ve Kımıllı, N. A., 2010. Süleyman Demirel Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Erciyes Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi 26, 1, 7-17.

Basha, H. S. and Goel, S. C., 1994. Report UMCEE 94-29, Seismic Resistant Truss Moment Frames with Ductile Vierendeel Segment, Dept. of Civil Engineering University of Michigan, Ann Arbor.

Bayülke, N., 2003. Moment Taşıyan Çelik Kolon-Kiriş Birleşim Yerlerinin 1994 Northridge Kaliforniya Depremindeki Davranışı, Türkiye Mühendislik Haberleri Dergisi, 425.

BS5950, 2000. British Standards Institution Structural use of steel in building, UK.

Bozorgina, Y. and Bertero, V.V., 2004. Earthquake Engineering From Engineering Seismology to Performance- Based Engineering, Crc Press.

Canney N., 2004. Performance Of Concentrıcally Braced Frames Under Cyclıc Loading Seattle University.

CEN, 1992. Design of Steel Structures, Part 1.1 : General Rules and Rules for Buildings, ENV 1993- 1-1 : 1992, European Committee for Standardization, Brussels,Belgium.

Chan S.L., 2004. Design Of Steel Frames By Second-Order P - Δ−δ Analysis Fulfilling Code Requirements, Chapter 3, M.Sc. Lecture Note, Hong Kong.

Charney, F.A., Murray , T.M., and Easterling, W.S. , 2006 . Wind Drift Design of Steel Framed Buildings : An Analytical Study and a Survey of the Practice , Master Thesis of Science in Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia.

Chen, W.F. and Chan, S.L. 1994 . Second - order İnelastic Analysis of Steel Frames by Personal Computers, Journal of Structural Engineering, 21, 2, 99-106.

Chen, W. F. and Lui, E. M., 1987. Structural Stability : Theory and Implementation, New York: Elsevier.

Chen, P.F., and Powell, G.H., 1982. Generalized Plastic Hinge Consepts for 3D Beam-Column Elemnts, Report No : UCB / EERC- 82/20, Eathquake Engineering Research Center, University of California at Berkley.

CISC, 1995. Hand book of Steel Construction, CAN/CSA - S16.1-94, 6th Edition, Canadian Institute of Steel Construction, Willowdale, Ontario, Canada,

Crisfield, M. A., 1991. Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures, Vol. 1, USA, John Wiley&Sons, Inc.

CSI, 2005. CSI Analysis Reference Manual, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.

Çakıroğlu, A., Özer, E. 1980. Malzeme ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler, Cilt 1, İ. T. Ü. Kütüphanesi, İstanbul.

Çelebi, Ü., 1996. Çok Katlı Çerçevelerin II. Mertebe Dinamik Hesabı, Dinamik Sistemler Sempozyumu, Bolu.

Çoşgun, T., 2003. Uzay Çerçeve Sistemlerin İkinci Mertebe Teorisi ile Çözümlenmesi için Bir Ardışık Yaklaşım Yöntemi, Pamukkale Unıversıty Engıneerıng College Mühendislik Bilimleri Dergisi, Journal of Engıneerıng Scıences 3, 419-426.

Deren, H., Uzgider E., ve Eroğlu F., 2002. Çelik Yapılar, Çağlayan Kitabevi, 1. Baskı, İstanbul, 984 S.

Dewobroto, W., 2011 Prospects and Constraints on the Use of Steel Materials for Building Construction in Indonesia, invited speaker at the Seminar & Exhibition Future Prospects of Steel for Constructionin Indonesia, by PT. Krakatau Steel and Nippon Steel Corporation, at the Gran Melia Hotel, Kuningan, Jakarta, Indonesia.

Gaiotti, R. and Smith, B. S., 1989. "P-Delta Analysis of Building Structures," Journal of Structural Engineering, 115, 4, 755-771.

Goto, Y. and Chen, W. F., 1987. Second-Order Elastic Analysis for Frame Design, Journal of Structural Engineering, 113, 7, 1501-1519.

Gökalp, G. ve Kılıç, S., 1999. İkinci Mertebe Etkisinin (P-Delta) ve Süneklik Taşıyıcı Sistem Davraış Katsayısı Üzerindeki Etkileri, Boğaziçi Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Bebek, İstanbul.

Gray, M.G., 2012. Cast Steel Yielding Brace System for Concentrically Braced Frames Doctor of Philosophy Thesis Department of Civil Engineering University of Toronto.

Gupta, A. and Krawinkler, H., 1999. Seismic Demands for Performance Evaulation of Steel Moment Resisting Frame Structures, Report No : 132, Department of Civil Engineering, Stanford University.

Hwa, K., 2003. Towards Advanced A nalysıs in Steel Frame Design, Doctor of Philosophy Thesis Department of Civil Engineering, University of Hawaii Library.

Kato, B., 1984. Seismic Behavior of Steel Frame with Composite Girders, Proceedings, 8th World Conference on Earthquake Engieering, San Francisco, Vol. VI.

Kural, M.E., ve Zeybek, Ö., 2011. Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Çok Katlı Çelik Yapıların İkinci Mertebe Analizi, İstanbul Ticaret Üniversitesi Fen Bilimleri Dergisi, 20, 1-14.

Liu, J. and Astaneh-Asl, A., 2000. Cyclic Testing of Simple Connections Including Effects of Slab" Journal of Structural Engineering, 126, 32-39.

Mcguire, W., Gallagher, R, H., and Ziemian, R. D., 2000. Matrix Structural Analysis, USA, John Wiley&Sons, Inc.

Nakashima, M., 1991. Statistical Evaluation of Strength of Steel Beam Columns, Journal of Structural Engineering, 11, 59-64.

Özhendekçi, D., 2009. Çelik Yapılar Ders Notları, Yıldız Teknik Üniversitesi, Davutpaşa, İstanbul.

Popov, E. P., 2001. Large Seismic Steel Beam to Column Connection, Steel Tips, Structural Steel Educational Council Technical Information and Product Service.

Roeder, C. W., 2002. Connection Performance for Seismic Design of Steel Moment Frames, Journal of Structural Engineering, 128, 420-428

Rutenberg, A., 1982. Simplified P-Delta Analyses for Asymmetric Structures, Journal of Structural Engineering, 108, 1995-2013.

Seçer, M., 2006. Second Order Refıned Plastıc Hınge Analysıs of Steel Plane Frames, Journal of Engineering and Natural Sciences, 29, 114-124.

. Seçer, M. ve Bozdağ, Ö., 2004. Yarı Rijit Birleşimlerin Üç Boyutlu Çelik Yapı Davranışına Etkisi, Altıncı Uluslar arası İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler Kongresi, Ekim , İstanbul, Türkiye.

Shakya, A. M., 2007. P-Delta Effects on Steel moment Frames wıth Reduced Beam Section Connectıon, Masters Thesis of Science Degree in Department of Civil and Environmental Engineering, Southern Illinois University, Carbondale.

Tama, Y. S., 2003. Çelik Yapılarda Moment Dayanımlı Çerçeveler, Pamukkale Unıversıty Engıneerıng College Mühendislik Bilimleri Dergisi, 9, 1, 63-72.

Tansel, Y.S., 2010. Çok Katlı Çelik Yapıların 2007 Deprem Yönetmeliğine Göre Analiz ve Tasarımı, Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Adana.

Uzgider, E., 1983. I. Çelik Yapılar Seminer Notları, Cilt II, İTÜ Basımevi, İstanbul 489 S.

Wang, C., Yu, Q. S., Noel, S. and Gross J., 2000. Cyclic Testing of Steel Moment Connections Rehabilitated with RBS or Welded Haunch , Journal of Structural Engineering, 126, 1, 57-68.

White, D. W. and Hajjar, J. F., 1991. Application of Second-Order Elastic Analysis in LRFD: Research to Practice, Engineering Journal, 28, 4, 133-148.

Wilson, E. L. and Habibullah, A., 1987. Static and Dynamic Analysis of Multi-Story Buildings, Including P-Delta Effects Earthquake Spectra, Journal of Structural Engineering, 3, 2, 289-298.

Wood, B. R., Beaulieu, D., and Adams, P. F., 1976. Column Design by P- Delta Method, Journal of Structural Engineering, 102, 2, 411-427.

Yang, Y.B., and Mcguire, W., 1984. A Work Control Method for Geometrically Nonlinear Analysis, Proceedings of the Int. Conf. in Advances in Numerical Methods in Engineering, Swansea, UK, 913-921.

Yoo J. H., 2006. Analytical Investigation on the Seismic Performance of Special Concentrically Braced Frames (NSF) Structural Steel Company, Korea.

Yoo, J.H.1, Lehman, D. and Roeder C., 2008. Influence of Gusset Plate Parameters on the Seismic Resistance of Braced Frames, Journal of Constructional Steel Research, 64, 607-623.

Xu, L., 2001. Second-order analysis for semirigid steel frame design, Canadian Journal of Civil Engineering, 28, 1, 59-76.

ÖZGEÇMİŞ

1988 yılında İstanbul' da doğdu. Şehremini Anadolu Lisesi mezunudur. 2007 yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümüne girmeye hak kazandı. Mezun olduktan sonra Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim dalında yüksek lisans yapmaya başladı. Çok yakın bir zamanda bir inşaat firmasında saha mnühendisi olarak çalışıyordu. İyi derece İngilizce bilmektedir.