

DOKUZ EYLÜL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇOK KATLI ÇELİK YAPILARIN GEOMETRİ
BAKIMINDAN DOĞRUSAL OLMAYAN
DAVRANIŞININ ARTIMSAL VE PRATİK 2.
MERTEBE ANALİZ YÖNTEMLERİ İLE
İNCELENMESİ

Özer ZEYBEK

Haziran, 2011
İZMİR

**ÇOK KATLI ÇELİK YAPILARIN GEOMETRİ
BAKIMINDAN DOĞRUSAL OLMAYAN
DAVRANIŞININ ARTIMSAL VE PRATİK 2.
MERTEBE ANALİZ YÖNTEMLERİ İLE
İNCELENMESİ**

**Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
Yüksek Lisans Tezi
İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı Anabilim Dalı**

Özer ZEYBEK

**Haziran, 2011
İZMİR**

YÜKSEK LİSANS TEZİ SINAV SONUÇ FORMU

ÖZER ZEYBEK tarafından Doç. Dr. M. EMİN KURAL yönetiminde hazırlanan “ÇOK KATLI ÇELİK YAPILARIN GEOMETRİ BAKIMINDAN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞININ ARTIMSAL VE PRATİK 2. MERTEBE ANALİZ YÖNTEMLERİ İLE İNCELENMESİ ” başlıklı tez tarafımızdan okunmuş, kapsamı ve niteliği açısından bir Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

Doç. Dr. M. Emin KURAL

Yönetici

Prof. Dr. Yıldırım Ertubaş

Jüri Üyesi

Prof. Dr. Atilla Orbay

Jüri Üyesi

Prof. Dr. Mustafa SABUNCU

Müdür

Fen Bilimleri Enstitüsü

TEŐEKKÖR

Çalıőmamda desteğini gÖrdüğüm ve değerli vaktini bana ayırarak çalıőmama katkı sağlayan danıőman hocam sayın Doç. Dr. M. Emin KURAL'a teőekkÖrlerimi sunarım. Tezimi hangi őartlarda olursa olsun sıkılmadan titizlikle inceleyen, yapıcı eleőtirileri ile yön veren ve destek sağlayan sayın Arő. Gör. Dr. Mutlu SEÇER'e sonsuz teőekkÖr ederim.

Hayatımın her anında maddi ve manevi desteğini hep yanımda hissettiğim, bugÖnlere gelmemin ve hayattaki başarılarımın en büyük sebepleri olan değerli babam ve annem baőtta olmak üzere tüm aile bireyelerine sonsuz teőekkÖr ederim.

Özer ZEYBEK

ÇOK KATLI ÇELİK YAPILARIN GEOMETRİ BAKIMINDAN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞININ ARTIMSAL VE PRATİK 2. MERTEBE ANALİZ YÖNTEMLERİ İLE İCELENMESİ

ÖZ

Düşey yüklerin yanında deprem ve rüzgar gibi yatay yükler, yapı davranışını etkileyen büyük yer değiştirmelere ve dolayısıyla ikinci mertebe etkilerin oluşmasına yol açar. Bu tür durumlarda ikinci mertebe etkileri göz önüne alan hesap yöntemlerinin kullanılması önem arz eder. Bu çalışmada; çelik yapı sistemlerinin artımsal ve pratik yöntemler kullanılarak ikinci mertebe analizi yapılmıştır. Çalışmada; tek adımlı artımsal, Newton-Raphson, geliştirilmiş Newton-Raphson artımsal yöntemleri ve iteratif düşey yük, direkt P-Delta, Li, King-Chen, fiktif diyagonal eleman eklenmesi, fiktif kolon eleman eklenmesi gibi pratik yöntemler kullanılmıştır. Sayısal uygulamalar üzerinde artımsal ve pratik ikinci mertebe analiz yöntemleri ile elde edilen kat yatay yer değiştirmeleri, eleman uç momentleri ve yapı salınım faktörü değerleri referans çalışma sonuçları ile birlikte incelenmiş olup hesap yöntemlerinin birbirlerine göre performansları değerlendirilmiştir. Çalışmada kullanılan ikinci mertebe analiz yöntemlerinden elde edilen sonuçların referans çalışma sonuçlarına göre bağıl fark oranları göz önüne alındığında, çıkan sonuçların yeterli hassasiyette olduğu tespit edilmiştir. Çaprazlı sistemlerin performanslarını araştırmak amacıyla çeşitli geometrik formlarda merkezi çelik çaprazlı sistemler düzenlenmiş olup, incelenen yapı sistemlerinin narinlik oranı, yapı salınım faktörü, kat yatay yer değiştirme ve iç kuvvet değerlerindeki değişim incelenmiştir. Elde edilen sonuçlara göre, çeşitli geometrik formlarda teşkil edilen merkezi çelik çaprazlı sistemlerin, moment aktaran çerçeve sistemine göre tepe noktası yatay yer değiştirme, kat ötelenmesi ve yapı salınım faktörü değerlerini etkin bir şekilde sınırlandırdığı tespit edilmiştir.

Anahtar sözcükler: İkinci Mertebe Analiz, Artımsal Yöntem, Pratik Yöntem, Moment Aktaran Çelik Çerçeve, Merkezi Çelik Çaprazlı Çerçeve, Yapı Salınım Faktörü.

INVESTIGATION OF GEOMETRIC NONLINEAR BEHAVIOR OF MULTISTORY STEEL STRUCTURES WITH INCREMENTAL AND PRACTICAL SECOND ORDER ANALYSIS METHODS

ABSTRACT

In addition to vertical loads, horizontal loads such as earthquake and wind loads lead to form second order effects together with large displacements influencing the structural behavior. In these cases, it is important to use calculation methods that consider the second order effects in analyses. In this study, second order analyses are performed by utilizing incremental and practical methods on steel structure systems. In this work, incremental methods such as single-step incremental, Newton-Raphson, modified Newton-Raphson and practical methods such as iterative vertical load, direct P-Delta, Li, King-Chen, addition of fictitious diagonal member and addition of fictitious column member are used. Story drift, member end moments and overall drift index obtained from incremental and practical second order analyses conducted on numerical applications are investigated together with the reference study and the results of utilized calculation methods are comparatively evaluated. According to the relative difference ratio obtained by comparing the results derived from both second order analysis methods and reference study, it is determined that the results have adequate sensitivity. In order to investigate the performance of braced steel systems used in the study, concentrically braced steel systems with various geometric forms were generated and the variation of slenderness ratio, overall drift index, story drift and internal force values were determined. In accordance with the results, concentrically braced steel systems with various geometric forms efficiently limited the overall story drift, inter-story drift and overall drift index values.

Keywords: Second-Order Analysis, Incremental Method, Practical Method, Moment Resistant Steel Frame, Concentrically Braced Steel Frame, Overall Drift Index.

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
YÜKSEK LİSANS TEZİ SINAV SONUÇ FORMU	ii
TEŞEKKÜR.....	iii
ÖZ	iv
ABSTRACT	v
BÖLÜM BİR - GİRİŞ.....	1
1.1 Amaç ve Kapsam	2
1.2 Yapılan Kabuller	3
1.3 Konu ile İlgili Daha Önce Yapılmış Çalışmalar	3
BÖLÜM İKİ - ÇELİK YAPILARDA ANALİZ YÖNTEMLERİ.....	8
2.1 Yapıların Çözümlemesinde Kullanılan Analiz Türleri	9
2.1.1 Birinci Mertebe Analiz.....	9
2.1.2 İkinci Mertebe Analiz	10
2.1.2.1 P- δ Etkisi.....	11
2.1.2.2 P- Δ Etkisi	15
2.2 Rijitlik Matrisleri.....	17
2.2.1 Sonlu Eleman Yaklaşımı Kullanılarak Elde Edilen Geometrik Rijitlik Matrisi	18
2.2.2 Stabilitate Fonksiyonları Kullanılarak Elde Edilen Geometrik Rijitlik Matrisi	20
BÖLÜM ÜÇ - ARTIMSAL İKİNCİ MERTEBE ANALİZ YÖNTEMLERİ....	23
3.1 Artımsal Yöntemler.....	23
3.1.1 Tek Adımlı Artımsal Yöntem	25
3.1.2 Çok Adımlı (İteratif) Artımsal Yöntemler	26

3.1.2.1 Newton-Raphson Yöntemi.....	27
3.1.2.2 Geliştirilmiş Newton-Raphson Yöntemi.....	28
BÖLÜM DÖRT - PRATİK İKİNCİ MERTEBE ANALİZ YÖNTEMLERİ	29
4.1 Fiktif Diyagonal Eleman Eklenmesi Yöntemi.....	29
4.2 Fiktif Kolon Eleman Eklenmesi Yöntemi.....	30
4.3 King - Chen Yöntemi.....	31
4.4 Direkt P-Delta Yöntem.....	32
4.5 Li Pratik Yöntem.....	33
4.6 İteratif Düşey Yük Yöntemi.....	35
BÖLÜM BEŞ - ÇELİK YAPILARDA KULLANILAN TAŞIYICI SİSTEMLER	38
.....	
5.1 Moment Aktaran Çerçeve Sistemler.....	38
5.1.1 Moment Aktaran Çerçeve Sistemlerde Yapı ve Kat Salınım Faktörleri...	39
5.2 Merkezi Çelik Çaprazlı Sistemler.....	40
5.3 Dış Merkezi Çelik Çaprazlı Sistemler.....	44
BÖLÜM ALTI - SAYISAL UYGULAMALAR.....	46
6.1 Sayısal Uygulama 1.....	46
6.1.1 Kolon Elemanın Newton-Raphson Yöntemi ile İkinci Mertebe Analizi..	48
6.2 Sayısal Uygulama 2.....	59
6.3 Sayısal Uygulama 3.....	62
6.3.1 Düzlem Çelik Çerçevenin Artımsal ve Pratik Yöntemlerle İkinci Mertebe Analizi.....	62
6.3.2 Çeşitli Geometrik Formlarda Teşkil Edilmiş Merkezi Çelik Çaprazlı Çerçevelerin İncelenmesi.....	64
6.4 Sayısal Uygulama 4.....	69
6.4.1 Moment Aktaran Çelik Çerçevelerin Analizi.....	73
6.4.1.1 Yükler.....	74
6.4.1.2 Deprem Karakteristikleri.....	74

6.4.1.3 Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi.....	75
6.4.1.4 Kat ağırlıklarının belirlenmesi	75
6.4.1.5 DBYBHY 2007'ye göre Eşdeğer Deprem Yüğü Hesabı.....	76
6.4.1.6 Düğüm Noktalarına Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüğülerinin Belirlenmesi	78
6.4.1.7 Deprem Yüğülerinin Tatbik Noktaları	80
6.4.1.8 Rüzgar Yüğüleri	80
6.4.1.9Yük Kombinasyonları	81
6.4.1.10 TS 648'e göre Çelik Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması.....	83
6.4.1.11 Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü	86
6.4.1.12 İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü.....	87
6.4.1.13 Burulma Düzensizliğı Kontrolü	89
6.4.1.14 Üç Boyutlu Yapının Düzlem Çerçeveye İndirgenmesi.....	90
6.4.1.15 İkinci Mertebe Analiz Sonucu Elde Edilen Bulgular.....	92
6.4.2 Yapının Merkezi X Çelik Çaprazlar Kullanılarak Modellenmesi.....	97
6.4.2.1 Deprem Karakteristikleri.....	99
6.4.2.2 TS 648'e göre Merkezi X Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması	100
6.4.2.3Merkezi X Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapının Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü	101
6.4.2.4 Merkezi X Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapının İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü	102
6.4.2.5 Merkezi X Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapının Burulma Düzensizliğı Kontrolü	103
6.4.2.6 Merkezi X Çaprazla Teşkil Edilmiş Üç Boyutlu Çelik Yapının Düzlem Çerçeveye İndirgenmesi	104
6.4.2.7 İkinci Mertebe Analiz Sonucu Elde Edilen Bulgular.....	106
6.4.3 Yapının Ters V Merkezi Çelik Çaprazlar Kullanılarak Modellenmesi ..	111
6.4.3.1 Deprem Karakteristikleri.....	113
6.4.3.2 TS 648'e göre Ters V Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapı Elemanlarını Boyutlandırılması	114

6.4.3.3 Ters V Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapının Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü.....	115
6.4.3.4 Ters V Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapının İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü.....	116
6.4.3.5 Ters V Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapının Burulma Düzensizliği Kontrolü	117
6.4.3.6 Ters V Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Üç Boyutlu Çelik Yapının Düzlem Çerçeveye İndirgenmesi	118
6.4.3.7 İkinci Mertebe Analiz Sonucu Elde Edilen Bulgular.....	120
6.4.4 Diyagonal Tipi Merkezi Çelik Çaprazlarla Teşkil Edilmiş Çelik Yapı ..	125
6.4.4.1 Deprem Karakteristikleri.....	127
6.4.4.2 TS 648'e göre Diyagonal Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması.....	128
6.4.4.3 Diyagonal formunda Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapının Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü	129
6.4.4.4 Diyagonal formunda Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapının İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü.....	130
6.4.4.5 Diyagonal formunda Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapının Burulma Düzensizliği Kontrolü	131
6.4.4.6 Diyagonal Formunda Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Üç Boyutlu Çelik Yapının Düzlem Çerçeveye İndirgenmesi.....	132
6.4.4.7 İkinci Mertebe Analiz Sonucu Elde Edilen Bulgular.....	134

BÖLÜM YEDİ - SONUÇLAR..... 139

KAYNAKLAR 144

BÖLÜM BİR

GİRİŞ

Günümüzde inşaat mühendisliğinde kullanılan birçok yapı malzemesi ve taşıyıcı sistem tipi bulunmaktadır. Bu sistemler seçilirken ekonomi, estetik ve emniyet gibi faktörler etkili olmaktadır. 1999 yılında yaşanan depremlerden elde edilen bilgiler ışığında çelik taşıyıcı sistemlerin kullanımı öne çıkmış ve betonarmeye alternatif bir taşıyıcı sistem olarak ülkemiz koşullarındaki kullanımı sorgulanmaya başlanmıştır (Işık, 2001). Aynı zamanda yapı teknolojilerinde hafif, hızlı ve endüstrileşmiş çözümler arayışı çelik yapı sistemlerinin tercih edilmesine sebep olmuştur.

Çelik malzemeler yüksek mukavemetleri, sünekliği, geri dönüşümlerinin kolay olması, fabrikasyon üretim olmaları ve hızlı inşa edilebilmeleri gibi birçok üstün özellikleri nedeniyle ülkemizde daha çok endüstri yapıları, büyük açıklıklı çatılar ve köprü tipi yapılarda kullanım alanı bulmuştur. Önümüzdeki yıllarda nitelikli teknik eleman sayısının, malzeme çeşitliliğinin ve imalat yapacak tekniğe sahip fabrikaların artmasıyla birlikte havaalanı, alışveriş merkezi, katlı otopark, çok katlı binalar ve konut tipi yapılarda da çelik yapı projelerinin ve uygulama sahalarının giderek artacağı düşünülmektedir.

Ülkemizdeki kentleşmenin ve sanayi yapılarının büyük çoğunluğunun birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde yoğunlaşması çelik taşıyıcı sisteme sahip yapıların davranışının daha gerçekçi incelenmesini önemli kılmaktadır. Bu da doğrusal olmayan teoriyi esas alan hesap ve boyutlandırma yöntemlerinin uygulanması ile mümkün olur. Çelik, yüksek ve narin yapı sistemlerinde kullanıldığından geometri bakımından doğrusal olmayan davranış gösterir ve çelik yapıların bu davranışı, yapının rijitliğini ve stabilitesini önemli ölçüde etkiler (Seçer, Bozdağ ve Kural, 2004).

Yapıların doğrusal olmayan davranışı malzeme ve geometri bakımından doğrusal olmayan davranış olmak üzere iki ana başlık altında incelenir (Özer, 2009). Gerilme-şekil değiştirme bağıntılarının doğrusal olmaması durumunda malzeme, denge

denklemlerinin doğrusal olmaması durumunda ise geometri bakımından doğrusal olmayan davranış dikkate alınmış olur. Çelik yapıların ideal davranışını elde etmek için bu yapıların malzeme ve geometri gibi temel özelliklerinin göz önüne alınması gerekir.

1.1 Amaç ve Kapsam

Tez çalışması kapsamında çelik yapıların geometri bakımından doğrusal olmayan davranışı sayısal örnekler üzerinde artımsal ve pratik ikinci merteye analiz yöntemleri kullanılarak incelenmiş olup başka bir ifade ile $P-\Delta$ ve/veya $P-\delta$ etkileri hesaplara dahil edilmiştir. Bu çalışmada kullanılan artımsal yöntemler; tek adımlı artımsal, Newton-Raphson ve geliştirilmiş Newton-Raphson, pratik yöntemler ise fiktif diyagonal eleman eklenmesi, fiktif kolon eleman eklenmesi, King-Chen, Li, Direkt P-delta ve iteratif düşey yük yöntemleridir. Çalışmanın ikinci bölümde yapı sistemlerinde kullanılan analiz yöntemlerinden bahsedilmiş ve ikinci merteye analiz ile ilgili detaylı bilgi verilmiştir. Üçüncü ve dördüncü bölümde ikinci merteye analizde kullanılan artımsal ve pratik hesap yöntemleri ayrıntılı bir şekilde sunulmuştur. Beşinci bölümde çelik yapı sistemlerinde kullanılan taşıyıcı sistemler (moment aktaran çerçeveler, merkezi çelik çaprazlı sistemler, dış merkezi çelik çaprazlı sistemler) hakkında bilgi verilmiştir. Çalışmanın altıncı bölümünde ise konu ile ilgili sayısal uygulamalar sunulmuştur. Birinci örnekte bir çelik kolon elemanı göz önüne alınmış olup Newton-Raphson yöntemi kullanarak ikinci merteye analizi yapılmış ve hesap adımları detaylı bir şekilde verilmiştir. İkinci sayısal uygulama için literatürden iki katlı ve tek açıklıklı düzlem bir çelik çerçeve seçilmiştir. Bu çelik çerçeve artımsal ve pratik ikinci merteye analiz yöntemleri ile çözülmüş, elde edilen sonuçlar referans çalışma sonuçları ile birlikte karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Üçüncü sayısal uygulamada dört kat ve beş açıklığa sahip düzlem çelik çerçeve seçilmiştir. Örnekteki çerçeve artımsal ve pratik ikinci merteye hesap yöntemleri kullanılarak çözülmüş, elde edilen sonuçlar referans çalışma sonuçları ile birlikte karşılaştırmalı olarak tablolar ve grafikler halinde sunulmuştur. Bu örneğin ikinci aşamasında düzlem çelik çerçeveye çeşitli geometrik formlarda merkezi çelik çaprazlar teşkil edilerek çaprazlı sistemlerin performansları araştırılmıştır. Dördüncü

sayısal uygulamada emniyet gerilmeleri yöntemine göre boyutlandırılmış üç boyutlu moment aktaran çerçeve ve farklı formlarda teşkil edilmiş merkezi çelik çaprazlı yapı sistemleri incelenmiştir. Bu sayısal uygulamada kullanılan üç boyutlu yapı sistemleri fiktif çubuklar kullanılarak düzlemsel hale indirgenmiş ve bu çerçevelerin artımsal hesap yöntemleri kullanılarak ikinci mertbe analizleri gerçekleştirilmiştir. Elde edilen kat yatay yer değiştirme, yapı salınım faktörü, görelî kat ötelenme ve seçilen çubuk elemanlarına ait iç kuvvet değerleri tablolar ve grafikler halinde sunulmuştur.

1.2 Yapılan Kabuller

Çalışma kapsamında, hesapları kolaylaştırmak amacıyla aşağıda verilen kabuller yapılmıştır:

- i. Malzeme doğrusal elastiktir.
- ii. Geometri değişimlerinin denge denklemlerine olan etkisi göz önüne alınmıştır.
- iii. Bernoulli-Navier hipotezi geçerlidir. Buna göre, düzlem kesitler yapı şekil değiştirdikten sonrada düzlem kalırlar.
- iv. Sistemde yer alan çubuk elemanları; doğru eksenli, sabit en kesitli ve eksenel kuvvet çubuk boyunca sabit olarak etkimektedir.
- v. Elemanın kesme deformasyonu ve burulma etkisi ihmal edilmiştir.
- vi. Tüm düğüm noktaları rijit varsayılmıştır.

1.3 Konu ile İlgili Daha Önce Yapılmış Çalışmalar

Çelik yapıların doğrusal olmayan davranışı ve hesap yöntemleri ile ilgili literatürde yer alan ve bu çalışmaya yön vereceği düşünülen önemli çalışmalar aşağıda özetlenmiştir.

Çakıroğlu ve Çetmeli (1979), geometri açısından doğrusal olmayan sistemlerin hesabını matris-kuvvet yöntemi ile incelemiş ve ikinci mertbe teorisine göre yapı sistemlerinin burkulma yüklerini hesaplamıştır.

Rutenberg (1981), negatif kesit alanı veya atalet momentine sahip fiktif elemanlar kullanarak P-delta etkilerini göz önüne alan pratik bir ikinci merteye hesap yöntemi geliştirmiştir. Örnek bir çelik çerçeve üzerinde yöntemin etkinliğini araştırmıştır.

Goto ve Chen (1987), ikinci merteye hesaplarda kullanılan B_1 - B_2 pratik ve Newton-Raphson artımsal yöntemini incelemiştir. Ayrıca Taylor seri açılımını kullanarak rijitlik matrislerini elde etmiştir. Üç farklı düzlem çelik çerçeve üzerinde, analitik sonuçlara göre bu yöntemlerin etkinliğini araştırmıştır.

Lui (1988), çalışmasında fiktif yatay kuvvetleri kullanarak, ikinci merteye etkileri dikkate alan pratik bir yöntem geliştirmiştir. Bu yöntemi, tek katlı ve tek açıklıklı, üç katlı ve tek açıklıklı çerçeveler üzerinde kullanarak, elde ettiği sonuçları referans sonuçları ile karşılaştırmıştır.

Mashary ve Chen (1990), rijit birleşim noktalarına sahip çerçevelerde ikinci merteye etkileri incelemiştir. Stabilite fonksiyonlarını ve geometrik rijitlik matrisini kullanarak tek iterasyon adımlı bir ikinci merteye hesap yöntemi geliştirmiştir. Bu yöntemin etkinliğini, beş farklı tip çelik çerçeve üzerinde analitik çözüm ve B_1 - B_2 yöntemi sonuçları ile karşılaştırmıştır.

Wong ve Tin-Loi (1990), çalışmasında sekant ve tanjant rijitlik matrislerini sunarak, çerçeve tipi yapıların geometri bakımından doğrusal olmayan davranışını incelemiştir. Denge denkleminin çözümü için, Newton-Raphson, Yay boyu ve geliştirilmiş yay boyu yöntemlerini kullanmış ve literatürde analitik çözümü yer alan üç çerçeve örneğini bu yöntemlerle çözmüştür. Elde ettiği sonuçları, referansta verilen deneysel ve analitik sonuçlar ile karşılaştırmıştır. Aynı zamanda, geliştirilmiş yay boyu yönteminin doğrusal olmayan denklemlerin çözümünde işlem adımını azalttığını ve daha etkili sonuçlar verdiğini göstermiştir.

King, White ve Chen (1992), çelik çerçevelerin tasarımında ikinci merteye yöntemlerini ve malzeme açısından doğrusal olmayan davranışı incelemiştir.

Geliştirmiş olduğu yöntemi kullanarak örnek çalışmalar üzerinde doğrusal olmayan davranışı incelemiştir. Yük parametresi-yer değiştirme değerlerini elde ederek bilgisayar programı sonuçları ile kıyaslamıştır.

King ve Chen (1993), moment büyütme katsayılarına dayalı pratik bir ikinci mertebe hesap yöntemi geliştirmiştir. Geliştirdiği pratik yöntem ile seçtiği düzlem çelik çerçeveleri çözmüş, elde ettiği sonuçları analitik sonuçlar ile karşılaştırmıştır.

Chen ve Sohal (1995), çelik malzemelerin elastik ve plastik davranışlarını incelemiştir. Birinci ve ikinci mertebe hesap yöntemlerini kalibrasyon çerçeveleri üzerinde kullanarak çıkan sonuçları referans sonuçları ile karşılaştırmıştır.

Kruger, Rensburg ve Plesis (1995), çelik çerçevelerin malzeme ve geometri açısından doğrusal olmayan davranışını araştırmış ve çeşitli çelik çerçeve sistemler üzerinde iç kuvvetlerdeki değişimleri sayısal olarak incelemiştir. Elde edilen sonuçları, bilgisayar programı sonuçları ile kıyaslamıştır.

Torkamani, Sönmez, Cao (1997), çalışmasında geometri bakımından doğrusal olmayan problemlerin çözümü için bir sayısal çözüm yöntemi tanıtmış ve denge denkleminde kullanılmak üzere artımsal toplam potansiyel enerjiyi kullanarak artımsal rijitlik matrisini sunmuştur. Bu rijitlik matrisini kullanarak, literatürden seçtiği düzlem çerçeveleri geliştirilmiş Newton-Raphson yöntemi ile çözmüş ve elde ettiği sonuçlarla referans çalışma sonuçlarını karşılaştırmıştır.

Barsan ve Chiorean (1999), büyük yer değiştirme yapan düzlem çelik çerçevelerin ikinci mertebe elastik ve plastik hesabı ile ilgili bir çalışma sunmuştur. Bu kapsamda yeni bir çözüm yöntemi geliştirmiş ve literatürde yer alan sayısal örnekler üzerinde bu yöntemi inceleyerek, elde ettiği iç kuvvet sonuçlarını referanstaki sonuçlarla karşılaştırmıştır.

Chan (2001), çelik yapıların doğrusal olmayan davranış çeşitlerini makalesinde özetlemiştir. Bu bağlamda, doğrusal olmayan davranış ve boyutlandırma ile ilgili yapılan çalışmalar hakkında detaylı bilgi vermiştir.

Chen, Kim, Choi (2001), Üç boyutlu çelik çerçevelerin ikinci merteye elastik ve plastik hesabı üzerine bir çalışma yapmış ve çeşitli üç boyutlu çelik çerçeve örnekleri üzerinde $P-\delta$ ve $P-\Delta$ etkilerini incelemiştir. Ayrıca, çözümde stabilite fonksiyonlarını kullanarak rijitlik matrisini oluşturmuş ve yük-yerdeğiştirme ilişkisini, artımsal yer değiştirme yöntemini kullanılarak elde etmiştir.

Kim, Kim ve Choi (2001), üç boyutlu çelik çerçevelerin malzeme ve geometri yönünden doğrusal olmayan davranışını incelemiştir. Malzeme bakımından doğrusal olmayan hesapta plastik mafsal yaklaşımını, geometri yönünden doğrusal olmayan hesapta ise stabilite fonksiyonlarını kullanmıştır. Makaledeki örneklerde artımsal yer değiştirme yöntemini kullanarak yük – yer değiştirme ilişkisini elde etmiş ve çıkan sonuçları diğer yaklaşımlarla elde edilen sonuçlarla kıyaslamıştır.

Kim, Lee, Choi ve Kim (2004), üzerine yayılı yük etkileyen üç boyutlu çelik çerçevelerin ikinci merteye elastik ve plastik hesabı için pratik bir yöntem geliştirmiştir. Stabilite fonksiyonlarını kullanarak ikinci merteye etkileri rijitlik matrisinde hesaba dahil etmiştir. Bu kapsamda geliştirilen yöntemle literatürde yer alan sayısal örnekleri kullanarak, kendi yaklaşımı ile elde ettiği maksimum moment ve yük-yer değiştirme ilişkisine ait değerleri referans sonuçlar ile karşılaştırmıştır.

Xu ve Liu (2005), çelik çerçevelerin elastik ve plastik davranışını incelemiştir. Çalışmadaki örneklerde bir yük artımı yöntemi kullanmış ve elde ettikleri yük parametresi-yer değiştirme ilişkisini diğer çalışmalardaki sonuçlarla karşılaştırmıştır.

Lu, Chen, Chan ve Ma (2008), çelik yapıların tasarımında, $P-\Delta$ ve $P-\delta$ ikinci merteye etkilerinin öneminden bahsetmiş, artımsal-iteratif bir yöntem olan Newton-Raphson algoritmasına dayalı bir çözüm yöntemi geliştirmiştir. Geliştirdiği bu

yöntem ile 57 m açıklıklı kubbe şeklinde taşıyıcı sisteme sahip çelik bir yapıyı çözerek, ikinci mertebe etkileri dikkate alan bir boyutlandırma yapmıştır.

Torkamani ve Sonmez (2008), çalışmasında; yapı sistemlerinin doğrusal olmayan çözümünde kullanılan, direkt iterasyon, doğrusal ve doğrusal olmayan artımsal yöntemlerini detaylı bir şekilde sunmuştur. Doğrusal olmayan artımsal çözüm yöntemlerinden genelleştirilmiş yer değiştirme kontrol yöntemini sayısal iki örnek üzerinde kullanarak, elde ettiği sonuçları bilgisayar programından elde ettiği sonuçlarla karşılaştırmıştır.

Yoo ve Choi (2008), çelik çerçevelerde ikinci mertebe kritik burkulma yük faktörünü yeni bir yaklaşımla elde ederek elastik ve plastik burkulma hesabı yapmışlardır. Çalışmada, bu yöntemi kullanarak iki farklı çelik çerçeve örneğinden elde ettikleri kritik burkulma yükü sonuçlarını referans çalışma sonuçları ile karşılaştırmışlardır.

Chiorean (2009), üç boyutlu çelik çerçevelerin malzeme ve geometri bakımından doğrusal olmayan davranışını incelemiştir. İkinci mertebe etkileri tanjant rijitlik matrisine dahil etmiş ve bu kapsamda, artımsal çözüm yöntemlerini kullanarak sayısal uygulamalar gerçekleştirmiştir. Elde ettiği yük parametresi-yer değiştirme ilişkisi ve moment değerlerini bilgisayar programından elde ettiği sonuçlarla karşılaştırmıştır.

BÖLÜM İKİ

ÇELİK YAPILARDA ANALİZ YÖNTEMLERİ

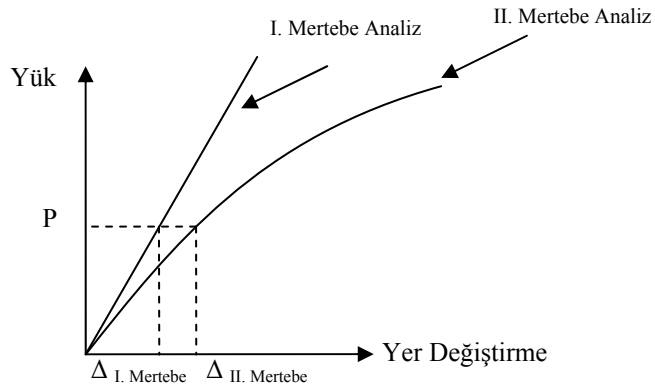
Yapı sistemlerinin doğrusal elastik davranışını esas alan birinci mertebe analizde, malzemenin gerilme-şekil değiştirme bağıntıları doğrusal elastik olup yer değiştirmelerin çok küçük olduğu varsayılır. Ancak, yapılar, şiddetli yatay yükler altında doğrusal olmayan davranış gösterirler. Özellikle deprem ve rüzgar yükleri işletme yükü sınırını aşıp yapının taşıma gücüne yaklaşarak, gerilmelerin doğrusal elastik sınırı aşmasına ve yer değiştirmelerin çok küçük kabul edilemeyecek mertebede değerlere ulaşmasına yol açar. Bu durumda birinci mertebe teorisi geçerliliğini yitirir ve ikinci mertebe teorisini göz önüne alan hesap yöntemlerinin kullanılması önem arz eder.

Yapı sistemleri, uygulanan dış yükler altında, başlangıçta doğrusal davranımlar bile, artan yükler altında eğilme momentleri ve eksenel kuvvetlerindeki büyük artıştan dolayı doğrusal olmayan davranış sergilerler. Eğilme ve eksenel kuvvete maruz taşıyıcı sistemin çubuk elemanlarında eksenel kuvvetin eğilme üzerine etkisi vardır. Bir elastik eğrinin diferansiyel denklemi eksenel kuvvet ile ilgili olduğu için eğilme rijitliğine de etki eder (Adanur, 1997). Eksenel kuvvetin çekme olması durumunda eğilme rijitliğinde bir artış, basınç olması durumunda ise bu değerde bir azalma meydana gelir. Öte yandan yapı, şiddetli dış yük etkisi altında büyük yer değiştirmeye maruz kaldığı zaman yapının yer değiştirdiği konumdaki düğüm noktalarına uygulanan yükler de ilave momentler doğurur. Oluşan bu momentler yapıdaki çubuk eleman kuvvetlerini ve kritik yükü etkiler. Bu durumda, yapıda oluşan geometri değişimleri hesaplarda göz önüne alınmalıdır.

Çelik yapılar, yüksek ve narin yapı sistemleri olduğu için geometri bakımından doğrusal olmayan davranış gösterir. Çelik yapıların bu davranışı ikinci mertebe etkileri ifade etmekte olup geometri değişimlerinin denge denklemlerine olan etkisi dikkate alınarak ikinci mertebe analiz gerçekleştirilir (Chen ve Lui, 1991).

2.1 Yapıların Çözümlemesinde Kullanılan Analiz Türleri

Yapı analizinde, denge ve kinematik ilişki yapının şekil değiştirmemiş geometrisi dikkate alınarak yapılan analize birinci merteye, denge ve kinematik ilişkinin yapının şekil değiştirmiş geometrisi kullanılarak yapılan analize ise ikinci merteye analiz adı verilir. Şekil 2.1.'de yapıların çözümlemesinde kullanılan hesap türleri gösterilmektedir (Chen ve Duan, 1999).



Şekil 2.1 Çerçeve tipi yapılar için analiz yöntemleri

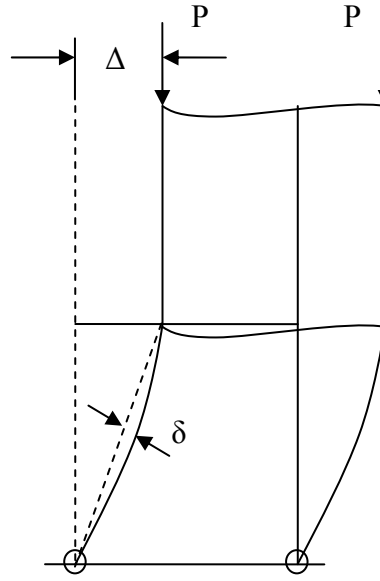
2.1.1 Birinci Mertebe Analiz

Birinci merteye analiz, yer değiştirme ile uygulanan kuvvet arasında sabit bir oranın olduğu kabulüne dayanan ve inşaat mühendisliğinde geniş bir kullanım alanına sahip bir analiz yöntemidir. Bu yöntemde, eksenel kuvvet etkisinin elemanların eğilme rijitliği üzerindeki etkisi ihmal edilir. Böyle bir basitleştirmede, yapıdaki gerilmelerin malzemenin elastik davrandığı bölge içinde kalacağı ve bu bölgede malzeme davranışının doğrusal olacağı varsayılır. Ayrıca, geometri değişimlerinin küçük olmasından dolayı yapının çözümü için gerekli olan denge denklemleri şekil değiştirmemiş sistem üzerinden yazılır. Yapıda oluşacak olan yer değiştirmeler ve iç kuvvetler süperpozisyon ilkesi ile elde edilir (İnan, 1962). Günümüzde, yapıların çözümlemesinde kullanılan birinci merteye analiz, matris yöntemleri ile doğrudan tek bir hesap adımında gerçekleştirilir (Çatal, 2005).

2.1.2 İkinci Mertebe Analiz

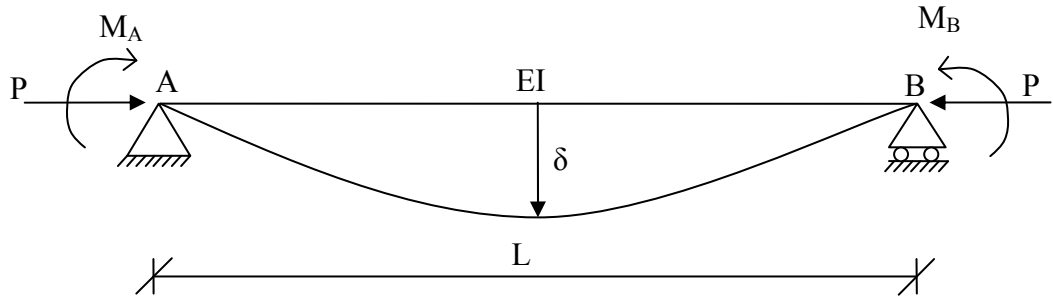
Yapı analizinde, doğrusallaştırma yoluyla pek çok problemin çözümü elde edilmektedir. Bu şekilde yapı sistemlerinin davranışı, doğrusal davranışa yakın ölçüde ve yeterli doğrulukta sonuç vermesine rağmen, sistemin davranışı doğrusal davranıştan uzaklaştığı durumlarda gerilmeler artmakta ve büyük hatalar verebilmektedir. Büyük gerilmeler nedeniyle sistemde ortaya çıkan büyük şekil değiştirmeler de, büyük yer değiştirmelere sebep olmakta ve birinci mertebe teorisi geçerliliğini yitirmektedir. Bu durumda, denge ve kinematik ilişki, yapının şekil değiştirmiş geometrisi kullanılarak elde edilir. Bu şekilde yapılan analize ise ikinci mertebe analiz adı verilir. İkinci mertebe analizde yapının yük - yer değiştirme ilişkisi doğrusal olmayıp, çözüme iteratif ve pratik ikinci mertebe çözüm teknikleri kullanılarak gidilir. Son yıllarda bilgisayar teknolojisinin gelişmesiyle birlikte yapı analizinde matris yöntemler kullanılarak sistematik bir şekilde ikinci mertebe etkiler hesaplara dahil edilir.

Çelik taşıyıcı sistem, yüksek ve narin yapılarda kullanıldığından geometri bakımından doğrusal olmayan davranış gösterir. Çelik yapıların bu davranışı, P-Delta ($P-\delta$ ve $P-\Delta$) etkileri içerir (Mashary ve Chen, 1990). Geometri bakımından doğrusal olmayan davranış Şekil 2.2’de görüldüğü gibi $P-\delta$ ve $P-\Delta$ etkileri olmak üzere iki kısımda incelenir. $P-\delta$, her bir elemanın eğilme rijitliği üzerindeki eksenel kuvvet etkisi olarak tanımlanmakta iken, $P-\Delta$ yanal rijitlik üzerindeki yer çekimi doğrultusunda tesir eden yük etkisi olarak tanımlanmaktadır (White ve Hajjar, 1991; Mashary ve Chen 1989). Bu etkiler, elemanın daha fazla şekil değiştirmesine ve elemanda ek gerilmeler oluşmasına yol açar. Ayrıca, ikinci mertebe etkiler yapıda zayıflatıcı veya yıkıcı etkiler yaratır.

Şekil 2.2 P- δ ve P- Δ etkileri

2.1.2.1 P- δ Etkisi

Şekil 2.3'de verilen çubuk elemanı, P aksel kuvvetinin yanısıra M_A ve M_B eğilme momentleri etkisi altındadır. İki düğüm noktası arasında oluşan yer değiştirme; moment değişimi ve aksel kuvvetten kaynaklanır. Bu durum elemanda ilave momentin oluşmasına yol açmaktadır. Elemadaki moment değişimi (M_A/M_B) ve aksel kuvvetin büyüklüğüne bağlı olarak eleman uçları arasındaki denklem (2.1) ile verilen maksimum momenti ($M_{P-\delta}$) oluşturur (Kılıç,1997).

Şekil 2.3 P- δ etkisi altındaki çubuk elemanı

$$M_{P-\delta} = |M_B| \sqrt{\frac{(M_A / M_B)^2 + 2(M_A / M_B) \cos(s.L) + 1}{\sin^2(s.L)}} \quad (2.1)$$

Burada; M_A / M_B , eleman boyunca moment değişimini, ($M_B > M_A$), s aksel kuvvet etkisini ifade etmektedir ve bu değer denklem (2.2) ile sunulmuştur.

$$s = \sqrt{\frac{P}{EI}} \quad (2.2)$$

Burada; P aksel kuvvet, E elastisite modülü, I ise kesitin atalet momentidir. Eğer eleman uçlarındaki M_A ve M_B momentlerinin büyüklük değerleri birbirine eşit ve eleman tek eğrilikli olarak şekil değiştiriyorsa, maksimum moment denklem (2.3) ile verilen eşitliğe indirgenmiş olur.

$$M_{P-\delta} = |M_B| \sqrt{\frac{2(1 - \cos(s.L))}{\sin^2(s.L)}} = |M_B| \cdot \sec(s.L/2) \quad (2.3)$$

($M_{P-\delta}$) ifadesini daha da basitleştirmek amacıyla gerekli işlemler yapılarak denklem (2.3)'deki $\sec(s.L/2)$ ifadesi Taylor serisi ile açılırsa, sırasıyla aşağıdaki denklemler elde edilir.

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (2.4)$$

$$sL/2 = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_e}} \quad (2.5)$$

$$\sec\left(\frac{\pi P}{2 P_e}\right) = 1 + 1,2337 \frac{P}{P_e} + 1,2683 \left(\frac{P}{P_e}\right)^2 + 1,2727 \left(\frac{P}{P_e}\right)^3 + \dots \quad (2.6)$$

$$\sec\left(\frac{\pi P}{2 P_e}\right) = 1 + 1,2337 \frac{P}{P_e} \left(1 + 1,0281 \left(\frac{P}{P_e}\right) + 1,0316 \left(\frac{P}{P_e}\right)^2 + 1,0320 \left(\frac{P}{P_e}\right)^3 + \dots \right) \quad (2.7)$$

Burada; E elastisite modulünü, I kesitin atalet momentini, L elemanın boyunu ve P_e Euler kritik yükünü ifade etmektedir. Denklem (2.7)'deki ifade daha da sadeleştirilecek olursa denklem (2.8) ile verilen ifade elde edilir.

$$\sec\left(\frac{\pi P}{2 P_e}\right) \approx 1 + 1,2337 \frac{P}{P_e} \left[1 + \left(\frac{P}{P_e}\right) + \left(\frac{P}{P_e}\right)^2 + \left(\frac{P}{P_e}\right)^3 + \dots \right] \quad (2.8)$$

Burada köşeli parantez içerisindeki ifade, geometrik serileri temsil etmektedir. Bu geometrik seriler toplanacak olursa denklem (2.9) elde edilir.

$$\sec\left(\frac{\pi P}{2 P_e}\right) \approx 1 + 1,2337 \frac{P}{P_e} \left[\frac{1}{1 - \frac{P}{P_e}} \right] = \frac{1 + 0,2337 \frac{P}{P_e}}{1 - \frac{P}{P_e}} \quad (2.9)$$

Sonuç olarak, denklem (2.9)'da gerekli kısaltmalar yapılarak, moment büyütme faktörü denklem (2.10) ile elde edilir.

$$\sec\left(\frac{\pi P}{2 P_e}\right) \approx \frac{1}{1 - \frac{P}{P_e}} \quad (2.10)$$

Böylece; denklem (2.3)'de gerekli kısaltmalar yapılarak en sade şekilde denklem (2.11) ile yazılır.

$$M_{P-\delta} = |M_B| \frac{1}{1 - \frac{P}{P_e}} \quad (2.11)$$

Denklem (2.11)'de, $(1 - P/P_e)$ ifadesindeki aksenal yük (P), Euler burkulma yüküne yaklaştığında, $M_{P-\delta}$ ifadesi tanımsız hale gelir. Herhangi bir moment değişim

değerine bağlı olarak her iki uçtaki momentin birbirine eşit olduğu durumda ek moment ($M_{p-\delta}$) değeri için düzeltme faktörü denklem (2.12) ile ifade edilir.

$$C_m = \sqrt{\frac{\left(\frac{M_A}{M_B}\right)^2 + 2\left(\frac{M_A}{M_B}\right) \cdot \cos(sL) + 1}{2(1 - \cos(sL))}} \quad (2.12)$$

Genel moment değişimi durumu için ek moment ($M_{p-\delta}$), denklem (2.13) ile verilir.

$$M_{p-\delta} = \frac{C_m}{1 - \frac{P}{P_e}} |M_B|, \quad (2.13)$$

Eğer, $C_m / (1 - P/P_e)$ değeri 1'den küçük ise, $M_{p-\delta}$ ek momenti için analitik çözüm, eleman boyunun dışında oluşur. Bu durumda, böyle bir çözümün fiziksel anlamı olmaz ve $M_{p-\delta}$, uç momentlerden daha büyük olur. Bu yüzden birden daha düşük limit değeri için denklem (2.13)'teki $C_m / (1 - P/P_e)$ teriminden yararlanılır. C_m düzeltme faktörü, birçok araştırmacı tarafından farklı formlarda önerilmiş ve bunlardan bazıları aşağıda denklemler ile ifade edilmiştir (Masonnet,1959; Austin, 1959; Chen ve Lui, 1991).

$$C_m = \sqrt{0,3\left(\frac{M_A}{M_B}\right)^2 - 0,4\left(\frac{M_A}{M_B}\right) + 0,3} \quad (2.14)$$

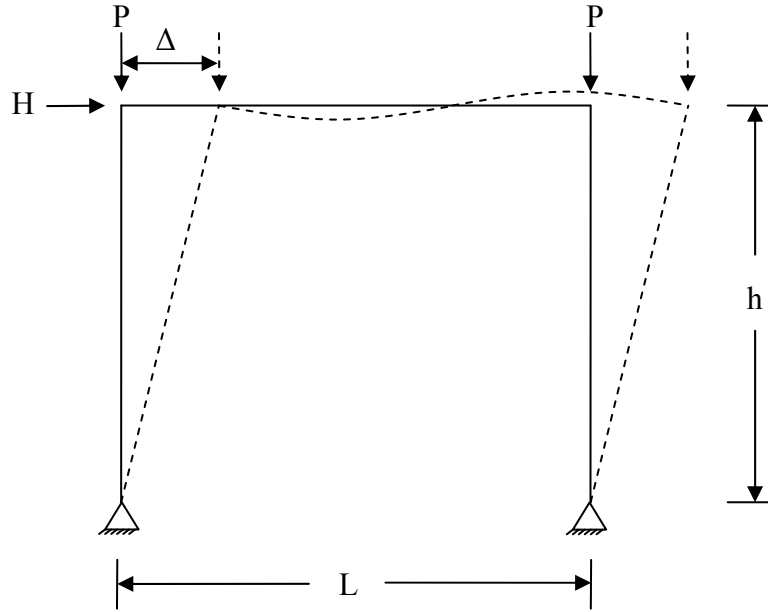
$$C_m = 0,6 - 0,4 \frac{M_A}{M_B} \quad (2.15)$$

$$C_m = 1 + 0,25\left(\frac{P}{P_e}\right) - 0,6\left(\frac{P}{P_e}\right)^{\frac{1}{3}}\left(\frac{M_A}{M_B} + 1\right) \quad (2.16)$$

Bu denklemlerdeki, M_A ve M_B uç momentleri, P aksel kuvveti, P_e ise kritik yükü temsil etmektedir.

2.1.2.2 P- Δ Etkisi

P- Δ etkisi, şiddetli yatay rüzgar ve ağır çatı yükleri etkisi altındaki binalarda büyük şekil değişikliği ve/veya eşlenik kuvvet oluşturacağından büyük önem teşkil eder.



Şekil 2.5 P- Δ etkisi altındaki çubuk elemanı

Şekil 2.5'deki P aksel kuvveti ve H yatay yükü altındaki çerçeve Δ yer değiştirmesi yaptığı zaman, buna bağlı olarak P- Δ ilave momentini ortaya çıkar. Kolonun eğilme rijitliği, aksel basınç kuvvetinden dolayı azalır. Bu durumda, Δ yer değiştirmesinin artmasından dolayı P- Δ momentinde de bir artış olur.

Çerçeve tipi yapılarda, P- Δ ilave momentini belirlemek için birçok yaklaşım mevcuttur (Rosenblueth, 1965; Cheong-Siat-Moy, 1977). Bunlardan kat rijitlik yöntemi LRFD'de de kullanılmaktadır (Load and Resistance Factor Design [LRFD], 1994). Kat rijitliği yönteminde bütün katların birbirinden bağımsız davrandığı varsayılır. Ayrıca düşey yükler tarafından oluşan P- Δ momentini, aynı zamanda

eşdeğer yaklaşık bir P-Δ kesme kuvveti de ortaya çıkarır. Eleman boyu h olan ve P aksel kuvveti altındaki bir kolon için Δ yatay yer değiştirmesi yaptığı varsayıldığında, eşdeğer P-Δ kesme kuvveti denklem (2.17) ile verilir.

$$V = \frac{P\Delta}{h} \quad (2.17)$$

Burada; V eşdeğer kesme kuvvetidir. Herhangi bir kattaki bütün kolonların, P-Δ kesme kuvvetleri toplanıp, kat yüksekliği ile çarpılmasıyla o katın P-Δ momenti elde edilir. Ancak, yapının P-Delta momenti, P-Δ momentten büyüktür. Bunun nedeni, P-Δ momenti elemandaki P-δ etkilerini içermemesidir. Gerçekte, tüm çerçeve göz önüne alındığında, bir kolondaki P-Δ kesme kuvveti, PΔ/h değerini geçebilir. Eğer herhangi bir katta, eğik kolon mevcutsa, bu kolonlara etkiyen düşey yüklerden kaynaklanan P-Δ kesme kuvveti, kattaki kolonlara dağıtılır. Bununla beraber, herhangi bir katta $\sum P\Delta/h$ olarak hesaplanan toplam P-Δ kesme kuvveti, kolonlar arasında eşit olarak dağıtılır.

Kat rijitliği yönteminde, kolonların eğilme rijitliği aksel kuvvetten etkilenmez. Bu durumda, bazen Δ yatay yer değiştirmesi dolayısıyla P-Δ momenti düşük hesaplanabilir. Ancak, birinci mertbe elastik analize dayalı pratik P-Δ büyütme faktörü, kat rijitlik yöntemi kullanılarak hesaplanabilir. Δ₁ birinci mertbe elastik yer değiştirme açısından, nihai Δ yatay yer değiştirmesini ifade etmektedir. Buna bağlı olarak, K_s kat rijitliği denklem (2.18) ve (2.19) ile verilmiştir.

$$K_s = \frac{\sum H}{\Delta_1} \quad (2.18)$$

$$K_s = \frac{\sum H + \frac{\sum P.\Delta}{h}}{\Delta} \quad (2.19)$$

Burada, ΣH kata etkiyen toplam yatay kuvvet, $\Sigma P\Delta/h$ kat kesme kuvveti olarak ifade edilen toplam eşdeğer kat P- Δ kesme kuvveti, h ise kat yüksekliğidir. Kat rijitliğinin aksenal kuvvetten etkilenmediği varsayımı kullanılarak, nihai yer değiştirme (Δ) yukarıda verilen K_s eşitlikleri kullanılarak denklem (2.20) ile hesaplanır.

$$\Delta = \frac{1}{1 - \frac{\sum P.\Delta_1}{\sum H.h}} \Delta_1 = A_f . \Delta_1 \quad (2.20)$$

Burada; ΣP toplam düşey yükü, Δ_1 birinci mertebeden elde edilen yer değiştirmeyi, ΣH toplam yatay yükü, h kat yüksekliğini, A_f ise Δ yatay yer değiştirmesi için P- Δ büyütme faktörünü temsil eder. Bu durumda; toplam moment, denklem (2.21) ile ifade edilir.

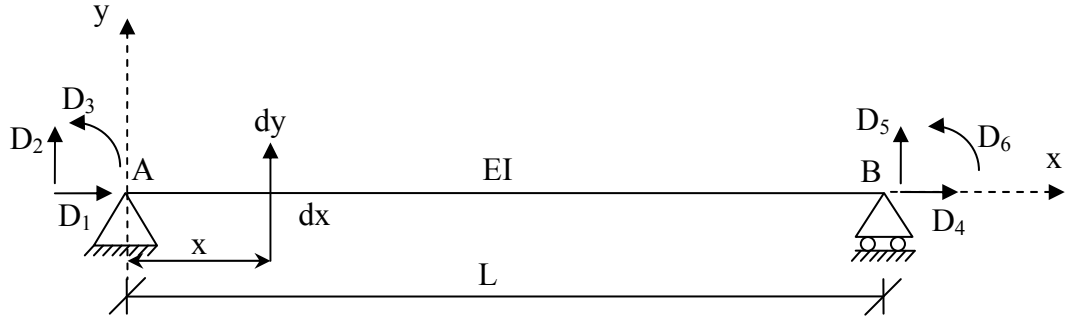
$$M_{P-\Delta} = A_f . M_f \quad (2.21)$$

Burada; $M_{P-\Delta}$ toplam momenti, M_f ise birinci mertebe momenti ve P- Δ momentlerini içermektedir.

2.2 Rijitlik Matrisleri

Sonlu eleman yaklaşımından elde edilen geometrik rijitlik matrisi ve çubuk elemanları denklemlerinden elde edilen stabilite fonksiyonları kullanılarak ikinci mertebe etkiler hesaplara dahil edilir.

2.2.1 Sonlu Eleman Yaklaşımı Kullanılarak Elde Edilen Geometrik Rijitlik Matrisi



Şekil 2.6 Çubuk elemanına ait yer değiştirmeler

Şekil 2.6 ile verilen çubuk elemanına ait yük-değiştirme ilişkisi birçok araştırmacı tarafından elde edilmiş olup denklem (2.22) ile verilmiştir (Goto ve Chen 1987; Chen ve Lui, 1991; Mcguire, Gallagher ve Ziemian, 2000; Ghali, Neville ve Brown, 2009).

$$\begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \\ F_5 \\ F_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} EA/L & 0 & 0 & -EA/L & 0 & 0 \\ & 12EI/L^3 & 6EI/L^2 & 0 & -12EI/L^3 & 6EI/L^2 \\ & & 4EI/L & 0 & -6EI/L^2 & 2EI/L \\ & & & EA/L & 0 & 0 \\ & & & & 12EI/L^3 & -6EI/L^2 \\ & & & & & 4EI/L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_3 \\ D_4 \\ D_5 \\ D_6 \end{bmatrix} + P \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 6/5L & 1/10 & 0 & -6/5L & 1/10 \\ & & 2L/5 & 0 & -1/10 & L/30 \\ & & & 0 & 0 & 0 \\ & & & & 6/5L & -1/10 \\ & & & & & 2L/15 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_3 \\ D_4 \\ D_5 \\ D_6 \end{bmatrix} \quad (2.22)$$

Denklem (2.22) ifadesi, genel formda denklem (2.23) ile ifade edilir.

$$\{F\} = [K_L + K_G]\{D\} \quad (2.23)$$

Burada; $[K_L]$ doğrusal rijitlik matrisi, $[K_G]$ geometrik rijitlik matrisi, $\{D\}$ yer değiştirme vektörü, $\{F\}$ ise yük vektörüdür. $[K_L]$ denklem (2.24), $[K_G]$ ise denklem (2.25) ile sunulmuştur.

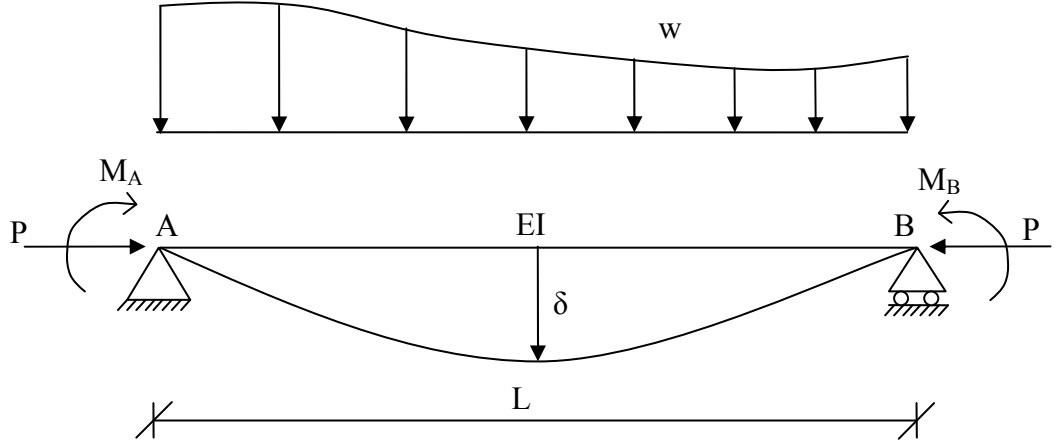
$$K_L = \begin{bmatrix} EA/L & 0 & 0 & -EA/L & 0 & 0 \\ & 12EI/L^3 & 6EI/L^2 & 0 & -12EI/L^3 & 6EI/L^2 \\ & & 4EI/L & 0 & -6EI/L^2 & 2EI/L \\ & & & EA/L & 0 & 0 \\ & & & & 12EI/L^3 & -6EI/L^2 \\ & & & & & 4EI/L \end{bmatrix} \quad (2.24)$$

$$K_G = P \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 6/5L & 1/10 & 0 & -6/5L & 1/10 \\ & & 2L/5 & 0 & -1/10 & L/30 \\ & & & 0 & 0 & 0 \\ & & & & 6/5L & -1/10 \\ & & & & & 2L/15 \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

Burada; E elastisite modülü, A kesit alanı, I kesitin atalet momenti, L elemanın boyu, P eksenel kuvvettir. $[K_G]$ geometrik rijitlik matrisi, elemanın eksenel kuvvetine bağlı olup, eksenel kuvvet negatif (basınç) olduğu durumda bu matris elemanın rijitliğini azaltmakta, pozitif (çekme) olduğu durumda elemanın rijitliği artmaktadır.

2.2.2 Stabilite Fonksiyonları Kullanılarak Elde Edilen Geometrik Rijitlik Matrisi

Şekil 2.7’de görüldüğü gibi M_A , M_B uç momentleri, P eksenel kuvveti ve değişken w yayılı yükü etkisi altında, her iki düğüm noktası kısıtlanmış, eğilme rijitliği EI olan çubuk elemanın diferansiyel denklemi düzenlenip genel formda denklem (2.26) ile yazılır.



Şekil 2.7 Çubuk Elemanı

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P \frac{d^2 y}{dx^2} = w \quad (2.26)$$

Burada; E elastisite modülünü, I atalet momentini, P eksenel kuvveti, L ise elemanın boyunu ifade etmektedir.

Bu yaklaşımda, denklem (2.13) ile verilen diferansiyel denklem kesin formda çözülür. Çubuk eleman denklemi, mesnet sınır şartlarına bağlı olarak eğim-seğim ilişkisi olarak bilinen uç momentler ile uç dönmeler arasındaki ilişkiye bağlı olarak diferansiyel denklemin çözümünden elde edilir. Daha sonra çubuk elemanının şekil değişikliğine bağlı olan denge denklemleri de kullanılarak, gerekli olan eğim-sehim denklemleri elde edilir. Bu şekilde stabilite fonksiyonları kullanılarak ikinci mertebe etkiler rijitlik matrisine ($[K_s]$) dahil edilir. Matrisin katsayıları denklem (2.27) ile verilmektedir (Chen ve Lui, 1991; Seçer, Bozdağ ve Kural, 2004).

$$K_s = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} A/L & 0 & 0 & -A/L & 0 & 0 \\ & 12\varphi_1/L^2 & -6\varphi_2/L & 0 & -12\varphi_1/L^2 & -6\varphi_2/L \\ & & 4\varphi_3 & 0 & 6\varphi_2/L & 2\varphi_4 \\ & & & A/L & 0 & 0 \\ & & & & 12\varphi_1/L^2 & 6\varphi_2/L \\ & & & & & 4\varphi_3 \end{bmatrix} \quad (2.27)$$

Burada; A kesit alanı, E elastisite modülü, I atalet momenti, L elemanın boyu, $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \varphi_4$ ise stabilite rijitlik fonksiyonlarıdır. Eksenel kuvvetin basınç olması durumunda aşağıda verilen denklemlerdeki değerleri alır.

$$\varphi_1 = \frac{(u)^3 \sin u}{12(2 - 2\cos u - u \sin u)} \quad (2.28)$$

$$\varphi_2 = \frac{(u)^2 (1 - \cos u)}{6(2 - 2\cos u - u \sin u)} \quad (2.29)$$

$$\varphi_3 = \frac{(u)(\sin u - u \cos u)}{4(2 - 2\cos u - u \sin u)} \quad (2.30)$$

$$\varphi_4 = \frac{(u)(u - \sin u)}{2(2 - 2\cos u - u \sin u)} \quad (2.31)$$

Eksenel kuvvetin çekme olması durumunda ise aşağıdaki değerleri alır.

$$\varphi_1 = \frac{(u)^3 \sinh u}{12(2 - 2\cosh u + u \sinh u)} \quad (2.32)$$

$$\varphi_2 = \frac{(u)^2 (\cosh u - 1)}{6(2 - 2\cosh u + u \sinh u)} \quad (2.33)$$

$$\varphi_3 = \frac{(u)(u \cosh u - \sinh u)}{4(2 - 2\cosh u + u \sinh u)} \quad (2.34)$$

$$\varphi_4 = \frac{(u)(\sinh u - u)}{2(2 - 2\cosh u + u \sinh u)} \quad (2.35)$$

Burada, $u = L\sqrt{(|P|/EI)}$ 'ye eşittir.

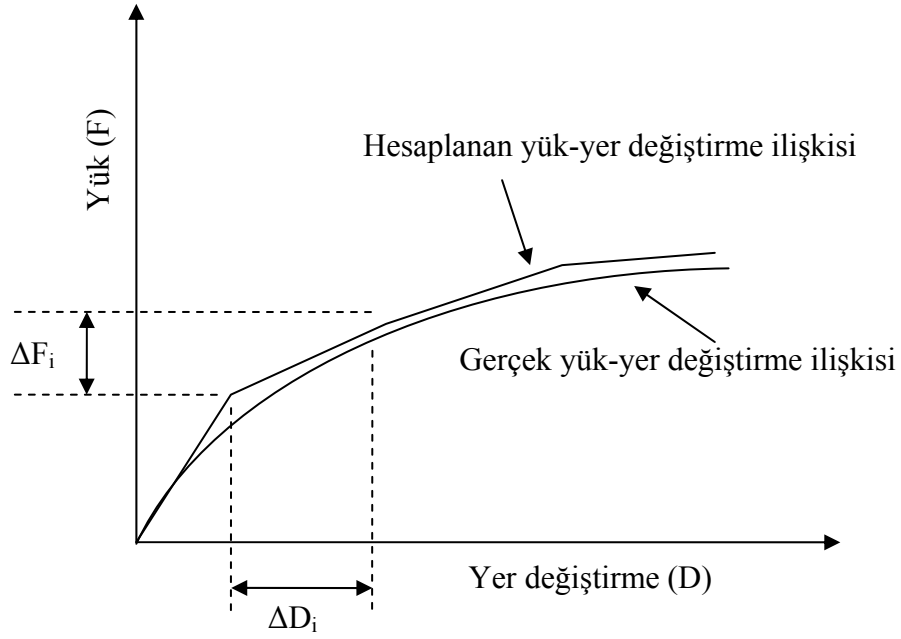
BÖLÜM ÜÇ

ARTIMSAL İKİNCİ MERTEBE ANALİZ YÖNTEMLERİ

Günümüzde yapıların çözümlenmesinde kullanılan birinci mertebe analiz yöntemi, doğrudan tek bir hesap adımında yapılabilirken, ikinci mertebe analiz yönteminde başlangıçta, yapının yer değiştirmesi bilinmediği için denge ve kinematik ilişki iteratif bir şekilde elde edilir. Bu iteratif işlem döngüsünde geçerli olan işlem adımının denge ve kinematik ilişkisi için, bir önceki işlem döngüsünden elde edilen şekil değiştirmiş yapının geometrisi kullanılarak ikinci mertebe analiz ardışık bir şekilde gerçekleştirilmiş olur. Artımsal çözüm yöntemi kullanılarak yapılan ikinci mertebe analiz, birçok iteratif adım gerektirdiğinden çözümü uzun zaman alır. Bunun nedeni ikinci mertebe analiz için gerekli olan normal kuvvetin başlangıçta bilinmemesidir. Bunun için önce, birinci mertebe teorisine göre çözümden elde edilen normal kuvvetler kullanılarak ikinci mertebe teorisine göre sistem hesap edilmekte ve normal kuvvetler bulunmaktadır. Günümüzün gelişen bilgisayar teknolojisine paralel olarak işlem kabiliyeti artan paket bilgisayar programları kullanılarak bu işlem süresi kısaltılmıştır.

3.1 Artımsal Yöntemler

Doğrusal analizde sistem rijitlik matrisi sabit olup dış yükten bağımsızdır. Doğrusal olmayan analizde ise eleman rijitlik matrisi ve dolayısıyla sistem rijitlik matrisi sabit olmayıp yük seviyesine bağlı olarak değişir. Artımsal yöntemlerde doğrusal olmayan davranış, Şekil 3.1'deki gibi her adımda problemin doğrusallaştırılması esasına dayanan doğrusal parçalar kullanılarak elde edilir.



Şekil 3.1 Doğrusal parçalar kullanılarak problemin doğrusallaştırılması

Dış yükün ($\{F\}$), artımsal yük serileri ($\{\Delta F_i\}$) olarak ifade edilmesi denklem (3.1) ile gösterilmiştir.

$$\{F\} = \sum_{i=1}^n \{\Delta F_i\} \quad (3.1)$$

Burada; n yük adım sayısını, i uygulanan yük artım adımını, $\{F\}$ dış yükü, $\{\Delta F_i\}$ ise artımsal yükü ifade etmektedir. Artımsal yük ile artımsal yer değiştirme arasındaki ilişki denklem (3.2) ile verilir.

$$[K_i]\{\Delta D_i\} = \{\Delta F_i\} \quad (3.2)$$

Burada; $[K_i]$ sistem rijitlik matrisi, $\{\Delta D_i\}$ artımsal düğüm noktası yer değiştirme vektörü, $\{\Delta F_i\}$ ise artımsal yük vektörünü temsil etmektedir. Yapıların doğrusal olmayan davranışını elde etmek için kullanılan artımsal yöntemler; tek adımlı ve çok

adımlı artımsal iteratif yöntemler olmak üzere iki ana başlık altında incelenir (Chajes ve Churchill, 1987).

3.1.1 Tek Adımlı Artımsal Yöntem

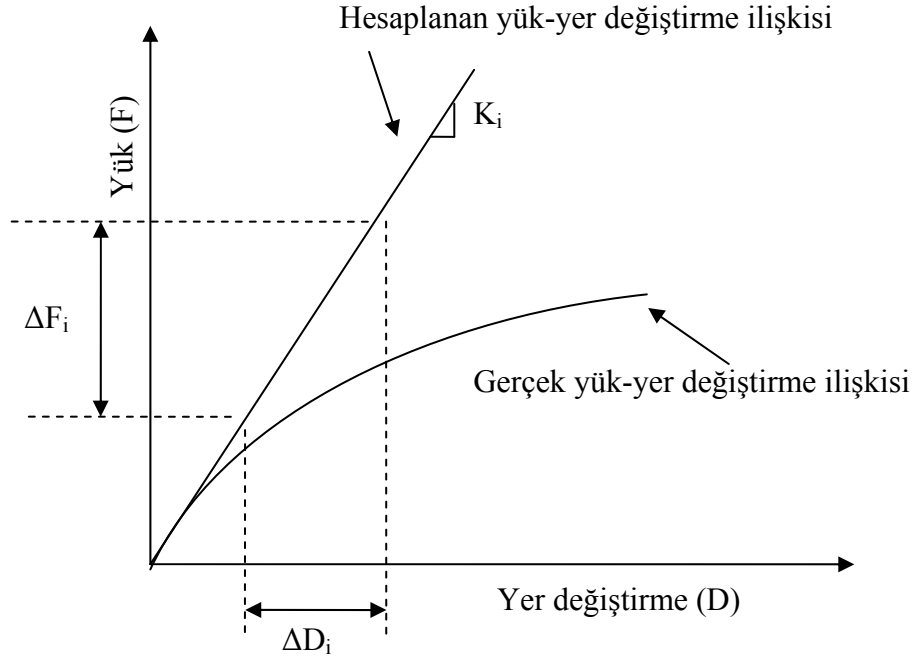
Tek adımlı artımsal yöntemde, denklem (3.2) ile verilen denge denklemi birinci mertebe Runge-Kutta sayısal çözüm yöntemi kullanılarak çözülür ve elde edilen artımsal yer değiştirme, denklem (3.3) ile hesaplanır (Mcguire, Gallagher ve Ziemian, 2000).

$$\{D_i\} = \{D_{i-1}\} + \{\Delta D_i\} \quad (3.3)$$

Burada; $\{D_i\}$ i.adımdaki yer değiştirme vektörü, $\{D_{i-1}\}$ (i-1).adımdaki yer değiştirme vektörü, $\{\Delta D_i\}$ ise artımsal yer değiştirme vektörüdür. Artımsal yük vektörü ise denklem (3.4) ile ifade edilir.

$$\{F_i\} = \{F_{i-1}\} + \lambda_i \{\Delta F_i\} \quad (3.4)$$

Burada; $\{F_i\}$ i. adımdaki yük vektörü, $\{F_{i-1}\}$ (i-1). adımdaki yük vektörü, $\{\Delta F_i\}$ artımsal yük vektörü, λ_i ise artımsal yük parametresi olup, toplam dış yükün % 5-10'u mertebesinde alınmasının yeterli hassasiyet sağlayacağı çeşitli çalışmalarda belirtilmiştir (Mcguire, Gallagher ve Ziemian 2000; Yang and Kou 1994). Tek adımlı artımsal yöntem için yük-yer değiştirme ilişkisi Şekil 3.2'de verilmiştir.



Şekil 3.2 Tek adımlı artımsal yönteme ait yük-yer değiştirme ilişkisi

3.1.2 Çok Adımlı (İteratif) Artımsal Yöntemler

Çok adımlı artımsal yöntemlerde, yük artımları bir takım adımlara bölünür ve bu adımların her birinde iç yük ile dış yük arasındaki dengelenmemiş yük dağıtılınca kadar iterasyon işlemi devam eder. Dengenin sağlanmasının ardından bir sonraki yük artımı adımına geçilir. Artım işlemi, sisteme başlangıçta etkiyen toplam yükün elde edilmesine kadar sürdürülür. Çok adımlı artımsal yöntemlerde denge denklemi, artımsal ve iteratif biçimde denklem (3.5) ile verilmiştir.

$$[K_i^{j-1}]\{\Delta D_i^j\} = \{R_i^{j-1}\} \quad (3.5)$$

Burada; i yük artım, j iterasyon adımı, $[K_i^{j-1}]$ bir önceki iterasyon adımındaki şekil değiştirmiş yapı ve eleman kuvvetlerine bağlı olarak elde edilen artımsal rijitlik matrisidir. $\{R_i^{j-1}\}$ dış yük ile iç yük arasındaki dengelenmemiş yük vektörü olup, denklem (3.6) ile verilmiştir. Dış yük vektörü ise artımsal biçimde denklem (3.7) ile yazılmıştır.

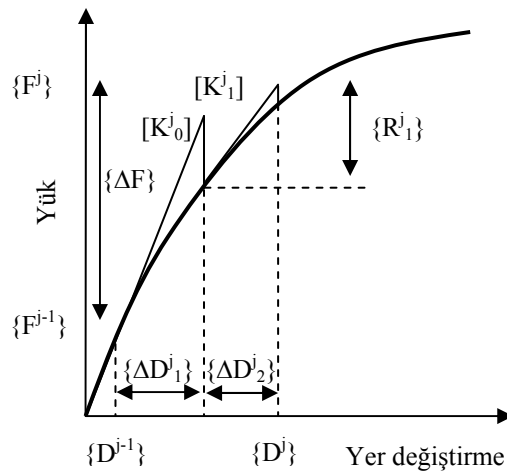
$$\{R_i^{j-1}\} = \{F_i^{j-1}\} - \{Q_i^{j-1}\} \quad (3.6)$$

$$\{F_i^j\} = \{F_i^{j-1}\} + \lambda_{i-1}^j \{\Delta F\} \quad (3.7)$$

Burada; $\{F_i^{j-1}\}$, $(j-1)$. iterasyonun i . yük artımının sonunda uygulanan toplam dış yük vektörü, $\{\Delta F\}$ toplam dış yükün bir fonksiyonu olan referans yük, λ_i^j ise artımsal yük parametresidir. Denklem (3.5) ile verilen denge denkleminin çözümü için çalışmada, sık kullanılan ve hızlı yakınsama sağlayan Newton-Raphson ve geliştirilmiş Newton-Raphson yöntemleri kullanılmıştır.

3.1.2.1 Newton-Raphson Yöntemi

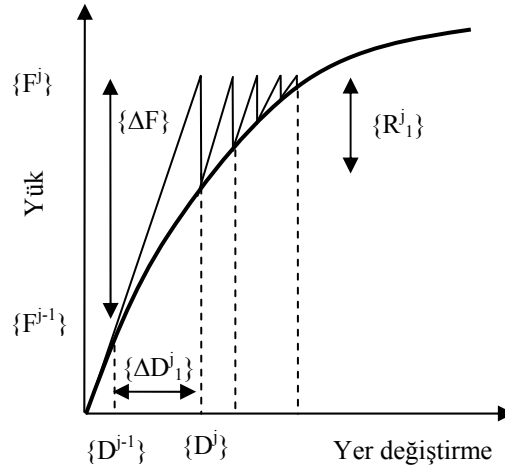
Newton-Raphson yönteminde artımsal yük parametresi (λ_i^j), birinci iterasyon adımında ($j=1$) bir, diğer iterasyon adımları için ise ($j > 2$) sıfır değerini alır. Bu iterasyon adımları, istenilen yakınsama kriteri sağlanana kadar devam ettirilir. İterasyon boyunca, her bir yük adımı için artımsal yük parametresi sabit tutulduğundan Newton-Raphson yöntemi, bir yük kontrol çözüm tekniği olarak kabul edilir (Crisfield, 1991). Bu yöntemden elde edilen yük-yer değiştirme eğrisi Şekil 3.3 ile verilmiştir.



Şekil 3.3 Newton-Raphson yöntemi

3.1.2.2 Geliştirilmiş Newton-Raphson Yöntemi

Newton-Raphson yöntemi doğrusal olmayan problemlerin çözümünde hızlı yakınsama sağlamasına rağmen zaman alıcı ve zahmetli olabilir (Crisfield, 1991). Her bir iterasyonun sonunda yeni bir rijitlik matrisi oluşturmak yerine, geliştirilmiş Newton-Raphson yöntemi kullanılarak sabit yaklaşık bir rijitlik matrisi ile çözüme gidilir. Geliştirilmiş Newton-Raphson yöntemi, Newton-Raphson yöntemine göre daha az zaman almasına rağmen yakınsama hızı daha yavaştır. Newton-Raphson yöntemleri, yapının yük taşıma kapasitesinden önceki yük-yer değiştirme davranışının takibi için birçok sisteme uygulanabilir bir çözüm tekniğidir (Torkamani ve Sönmez, 2008). Şekil 3.4'de geliştirilmiş Newton-Raphson yöntemi için yük-yer değiştirme ilişkisine ait grafik verilmiştir.



Şekil 3.4 Geliştirilmiş Newton-Raphson yöntemi

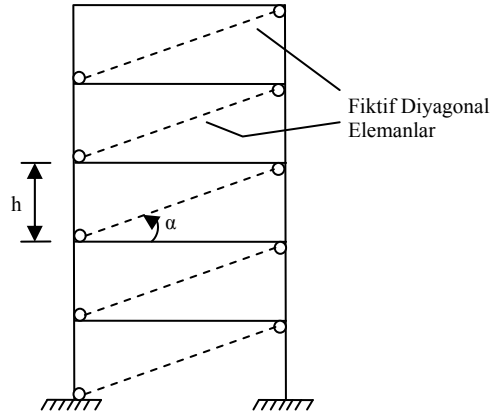
BÖLÜM DÖRT

PRATİK İKİNCİ MERTEBE ANALİZ YÖNTEMLERİ

Kesin ve detaylı hesap gerektirmeyen durumlarda, pratik ikinci mertebe analiz yöntemleri kullanılarak doğrudan kısa süre zarfında ikinci mertebe analiz yapılabilir. Bu analiz teknikleri düzenli rijit çerçevelere kolayca uygulanabilir. Yapının geometrisine ve uygulanan yüklerin fonksiyonuna bağlı olarak fiktif eleman ve fiktif büyütme katsayıları kullanılarak, $P-\Delta$ ve/veya $P-\delta$ etkileri dikkate alınıp ikinci mertebe etkiler hesaplara dahil edilir.

Bu bölümde, pratik ikinci mertebe analiz yöntemlerinden; fiktif diyagonal eleman eklenmesi (Chen ve Lui, 1991), fiktif kolon eleman eklenmesi (Chen ve Lui, 1991), King - Chen (1993), Direkt P-delta (Naein, 2001), Li (2007), iteratif düşey yük (Stafford Smith ve Gaiotti,1988) yöntemleri incelenmiştir.

4.1 Fiktif Diyagonal Eleman Eklenmesi Yöntemi



Şekil 4.1 Yapıya fiktif diyagonal eleman eklenmesi

Bu yöntem ilk olarak 1975 yılında geliştirilmiştir (Nixon, Beaulieu ve Adams; 1975). Yapıya, negatif kesit alanına sahip fiktif diyagonal elemanların eklenmesi ile ikinci mertebe analiz yapılır. Burada kullanılan fiktif diyagonaller P-Delta etkisini temsil etmektedir. Bu yöntemde, herhangi bir iterasyon adımı kullanılmadan tek bir

hesap adımımda ikinci mertebeye etkileri içeren yer değiştirme ve iç kuvvet değerleri hesaplanır. Yapının her katında Şekil 4.1’de görüldüğü gibi negatif kesit alanına sahip fiktif diyagonal elemanlar kullanılmış ve bu elemanların fiktif kesit alanları denklem (4.1) ile verilmiştir.

$$\bar{A}_i = -\frac{\sum P_i}{h_i} \frac{L_0}{E \cos^2 \alpha} \quad (4.1)$$

Burada; $\sum P_i$ i. kattaki kolonların eksenel kuvvet değerlerini, h_i i. katın kat yüksekliğini, L_0 diyagonal elemanın boyunu, E elastisite modülünü, α ise fiktif diyagonal elemanın yatayla yaptığı açığı temsil etmektedir. Bu yöntemde, yatay doğrultudaki negatif rijitliğe ek olarak, düşey doğrultudaki eğimli diyagonal elemanın da negatif rijitliği ortaya çıkmaktadır. Yöntemdeki istenmeyen bu durumu ortadan kaldırmak için, fiktif diyagonal elemanların tesir ettiği kolon elemanlarına ait kesit alanları denklem (4.2)’e göre yeniden düzenlenir (Lui,1990).

$$A'_i = A \left[1 + \left(\frac{\sum P}{EA} \tan \alpha \left(\frac{\Delta}{u_a} \right) \right) \right] \quad (4.2)$$

Burada; A kolonun kesit alanını, $\sum P$ kattaki kolonların eksenel kuvvetlerinin toplamını, Δ kat yer değiştirmesini, u_a kolonun eksenel kısılması veya uzamasını ifade etmektedir. Denklem (4.2) ile verilen denklemde köşeli parantez içindeki ifade, negatif diyagonallerin etkisindeki eksenel rijit kolonların negatif rijitlik artışını dengelemektedir.

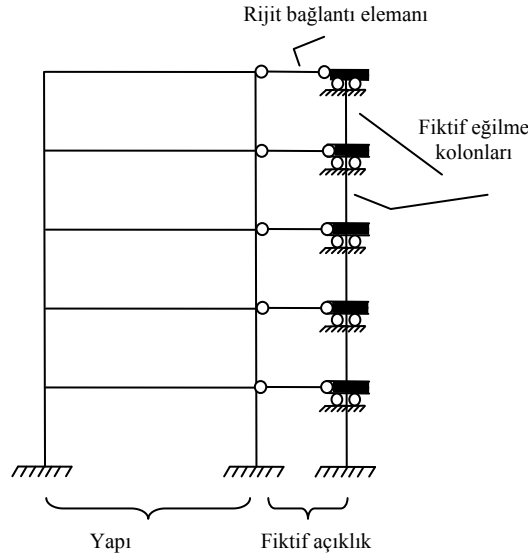
4.2 Fiktif Kolon Eleman Eklenmesi Yöntemi

Fiktif kolon eleman eklenmesi yönteminde, Şekil 4.2’de gösterilen fiktif eğilme kolonları kullanılarak yapıya fiktif bir açıklık eklenir. Fiktif eğilme kolonları her kat seviyesinde dönmeye karşı kısıtlı ve ötelenmeleri serbest olacak şekilde düzenlenir

(Chen ve Lui, 1991). Bu kolonların aksel uzama rijitliği sıfır olup fiktif atalet momentini denklem (4.3) ile verilmiştir.

$$\bar{I}_i = -\frac{\sum P_i h_i^2}{12E} \quad (4.3)$$

Burada; \bar{I}_i i. kattaki fiktif eğilme kolonunun atalet momentini, $\sum P$ kattaki kolonların aksel kuvvetlerinin toplamını, h_i kat yüksekliğini, E ise elastisite modülünü ifade etmektedir.



Şekil 4.2 Fiktif eğilme kolon modeli

4.3 King - Chen Yöntemi

King-Chen yönteminde, kat hizalarında oluşan yatay yer değiştirmeler birinci mertebe analiz ile belirlendikten sonra denklem (4.4) kullanılarak ikinci mertebe kat yatay yer değiştirmeler elde edilir (King ve Chen, 1993).

$$\Delta = \frac{\Delta_0}{\left(1 - \frac{\sum P_u \Delta_0}{\sum H_i h_i}\right)} \quad (4.4)$$

Burada, Δ_0 birinci merteye analizden elde edilen yatay yer değiştirme, $\sum P_u$ işlem yapılan kattaki kolonlarda oluşan aksenal kuvvetlerin toplamı, $\sum H$ yapının tamamına tesir eden yatay y¼klerin toplamı, h_i kat y¼kseklięi, Δ ise P-Delta etkisinden kaynaklanan ikinci merteye yatay yer değiştirmedir. Fiktif yatay y¼k ise denklem (4.5) ile verilmektedir.

$$\sum H' = \sum H + \frac{\sum P_u \cdot \Delta}{h_i} \quad (4.5)$$

Denklem (4.5)'deki fiktif yatay y¼k $\sum H'$ ve başlangıçta yapıya etki eden d¼sey y¼kler kullanılarak, analiz yapıldığında P-Delta etkisinden kaynaklanan ikinci merteye yer değiştirmeler ve iç kuvvetler elde edilir.

4.4 Direkt P-Delta Y¼ntem

Direkt P-Delta y¼ntem kullanılarak, doğrudan birinci merteye yer değiştirmelerden tahmini bir nihai yer değiştirme elde edilir (MacGregor ve Hage, 1977). Bu y¼ntemde, herhangi bir i. katın kat ¼telenmesinin sadece o kattaki kat kesmesi ($\sum V_i$) ile doğru orantılı olduğu kabul edilir. Bu kabul, her katın birbirinden bağımsız bir Şekilde hesap yapılmasına olanak sağlar. Eğer i. kattaki birim yatay y¼kten kaynaklanan kat ¼telenmesi F ise, birinci merteye kat ¼telenmesi (Δ_1) denklem (4.6) ile hesaplanır.

$$\Delta_1 = F \sum V_1 \quad (4.6)$$

Burada; ($\sum V_1$) birinci kattaki kat kesmesi, F ise kattaki birim yatay y¼kten kaynaklanan kat ¼telenmesidir. Birinci iterasyon d¼ng¼s¼nden sonra elde edilen kat ¼telenmesi denklem (4.7) ile verilmiştir.

$$\Delta_2 = F \sum V_2 = F(\sum V_1) \left(1 + (\sum P) \frac{F}{h} \right) \quad (4.7)$$

Burada; (ΣP) yapıya etkiyen toplam düşey yük, h kat yüksekliğidir. i . iterasyon döngüsünden sonra elde edilen kat ötelenmesi ise denklem (4.8) ile verilmiştir.

$$\Delta_{i+1} = F \Sigma V_1 \left[1 + \left((\Sigma P) \frac{F}{h} \right) + \left((\Sigma P) \frac{F}{h} \right)^2 + \dots + \left((\Sigma P) \frac{F}{h} \right)^i \right] \quad (4.8)$$

Denklem (4.8)'deki geometrik seri, $[(\Sigma P)F/h] < 1,0$ olduğu zaman yakınsama sağlanmış olur ve nihai ikinci merteye yer değiştirme denklem (4.9) ile hesaplanır.

$$\Delta_{\text{Final}} = \frac{\Delta_1}{1 - (\Sigma P)\Delta_1 / (\Sigma V_1)h} \quad (4.9)$$

Denklem (4.9) ile elde edilen nihai yer değiştirme yeniden düzenlenecek olursa, denklem (4.10) ile ifade edilir.

$$\Delta_{\text{Final}} = \mu \cdot \Delta_1 \quad (4.10)$$

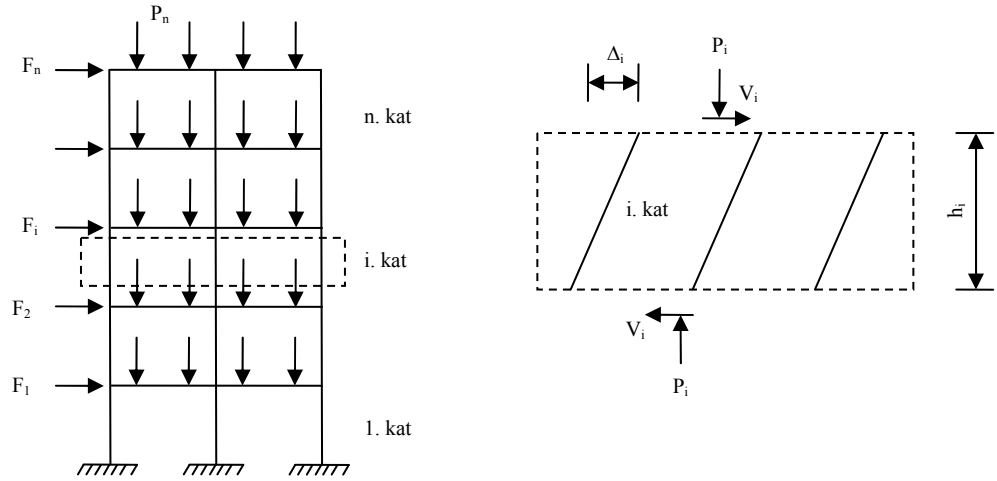
Burada; Δ_1 birinci merteye analizden elde edilen yer değiştirme, μ büyütme faktörü olup, denklem (4.11) ile verilmiştir.

$$\mu = \frac{1}{1 - (\Sigma P)\Delta_1 / (\Sigma V_1)h} \quad (4.11)$$

Sadece yatay yükler etkisi altında sistem çözülerek elde edilen iç kuvvetler büyütme faktörü katsayısı ile çarpılıp, sadece düşey yükler altındaki sistemin çözümünden elde edilen iç kuvvetlerin toplanmasıyla ikinci merteye etkiler iç kuvvetlere dahil edilmiş olur.

4.5 Li Pratik Yöntem

Şekil 4.3 ile verilen çerçevenin i . katında P-Delta etkisini içeren ek kesme kuvveti denklem (4.12) ile ifade edilir (Li ve Li, 2007).



Şekil 4.3 Kat çerçevesine ait iç kuvvet ve yer değiştirmeler

$$dV_{i1} = \frac{P_i \Delta_i}{h_i} \quad (4.12)$$

Burada, V_i i. kattaki kesme kuvvetini, P_i i. kata etkiyen toplam düşey yükü, h_i i. katın kat yüksekliğini ifade etmektedir. Ek kesme kuvveti (dV_{i1})'den kaynaklanan ek görelî kat ötelenmesi denklem (4.13) ile hesaplanır.

$$d\Delta_{i1} = \frac{dV_{i1}}{V_i} \Delta_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \Delta_i \quad (4.13)$$

Sırasıyla, $d\Delta_{i1}$ 'den kaynaklanan ek kesme kuvveti dV_{i2} , dV_{i2} 'den kaynaklanan ek görelî kat ötelenme $d\Delta_{i2}$, denklem (4.14) ve (4.15) ile verilmektedir.

$$dV_{i2} = \frac{P_i d\Delta_{i1}}{h_i} = \frac{P_i^2 \Delta_i^2}{V_i h_i^2} \quad (4.14)$$

$$d\Delta_{i2} = \frac{dV_{i2}}{V_i} \Delta_i = \left(\frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \right)^2 \Delta_i \quad (4.15)$$

Yukarıdaki anlatılan işlem ardışık bir şekilde devam ettirildikten sonra, P- Δ etkisini içeren nihai kat ötelenmesi (Δ'_i) denklem (4.16) ile hesaplanır.

$$\Delta'_i = \Delta_i + d\Delta_{i1} + d\Delta_{i2} + \dots + d\Delta_{in} = \Delta_i (1 + \alpha_i + \alpha_i^2 + \dots + \alpha_i^n) \quad (4.16)$$

Burada, α_i denklem (4.17) ile verilmiştir.

$$\alpha_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad (4.17)$$

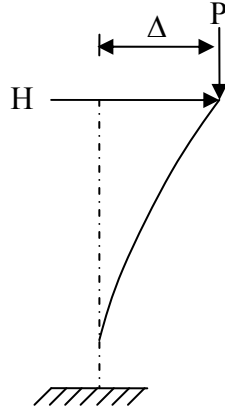
Birinci mertebe analizden elde edilen sonuçlar çerçevenin herhangi bir i. katındaki kolonlar ve çapraz elemanları $1/(1-\alpha_i)$ ile kiriş elemanları ise, $1/(1-\bar{\alpha}_i)$ büyütme faktörleri ile çarpılarak ikinci mertebe etkiler dikkate alınmış olur.

$$\bar{\alpha}_i = \alpha_i \quad (\text{çerçevenin en üst katı için}) \quad (4.18)$$

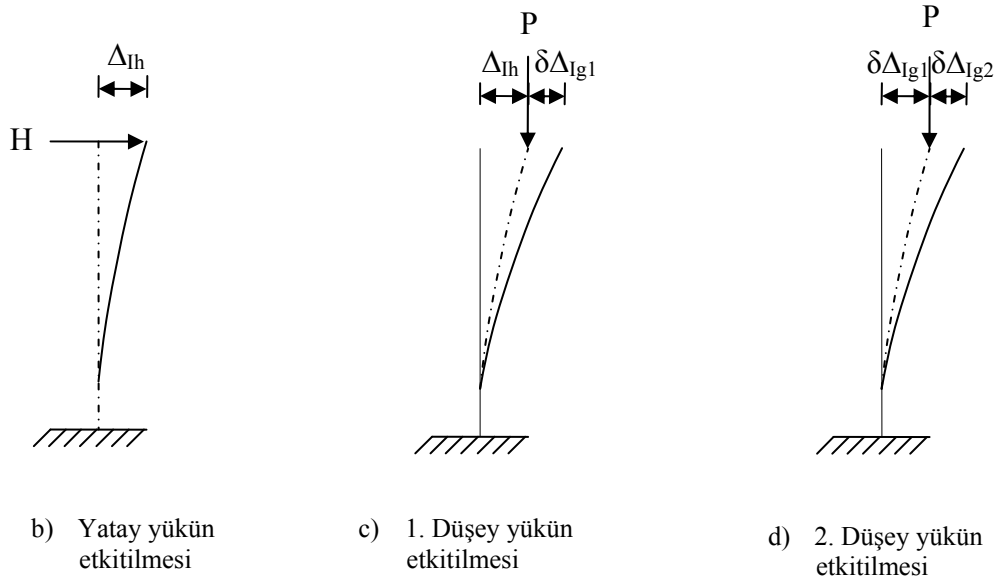
$$\bar{\alpha}_i = \frac{\alpha_i + \alpha_{i+1}}{2} \quad (\text{çerçevenin diğer katları için}) \quad (4.19)$$

4.6 İteratif Düşey Yük Yöntemi

İteratif düşey yük yöntemi, sadece P- Δ etkisini göz önüne alır (Stafford Smith ve Gaiotti,1988). Bu yöntemde yük, yapının deforme olmuş şekline doğrudan düşey yüklerin etkilmesi prensibine dayanır. Yapının deforme olmuş şekli önceden bilinmediği için yöntem Şekil 4.4'de gösterildiği gibi iteratif olarak uygulanır.



a) Konsol kiriş-kolon elemanı



b) Yatay yükün etkililmesi

c) 1. Düşey yükün etkililmesi

d) 2. Düşey yükün etkililmesi

Şekil 4.4 İteratif düşey yük yöntemi

İşlem ilk olarak sadece yatay yüklerin yapıya etkililmesi ile başlar. Daha sonra düşey yükler yatay yüklerden dolayı deforme olmuş yapıya tatbik edilir. Yeni bir düşey yük analizi bir önceki düşey yük analizinden elde edilen yer değiştirme artışlarının kullanılmasıyla modellenmiş olan deforme olmuş yapıya uygulanır. Düşey yük analizi yer değiştirme artışlarının ihmal edilebilecek kadar küçük olduğu duruma kadar sürdürülür. Eğer n. düşey yük analizinde istenilen kadar yakınsama sağlanmış ise, son yer değiştirme denklem (4.20) ile elde edilir.

$$\Delta = \Delta_{1h} + \sum_{i=1}^n (\delta\Delta_{1g})_i \quad (4.20)$$

Burada; Δ_{1h} birinci mertebe yatay yük etkisi altındaki yer değiştirme, Δ_{1g} birinci mertebe dūřey yük etkisi altındaki iterasyon adımları için yer değiştirme artışını göstermektedir. Benzer şekilde P- Δ etkisini içeren moment ifadesi denklem (4.21) ile ifade edilir.

$$M = M_{1h} + \sum_{i=1}^n (\delta M_{1g})_i \quad (4.21)$$

Burada; M_{1h} yatay yük etkisi altındaki birinci mertebe analizden elde edilen moment değeri, M_{1g} dūřey yük etkisi altındaki iterasyon adımları için birinci mertebe analizden elde edilen moment artışını göstermektedir. İteratif dūřey yük yöntemi uygulanırken, dūęüm noktalarının koordinatlarını her analiz adımında güncellenir. Yeni koordinatlar yer değiştirme artışlarının orijinal koordinatlara eklenmesi ile bulunur.

BÖLÜM BEŞ

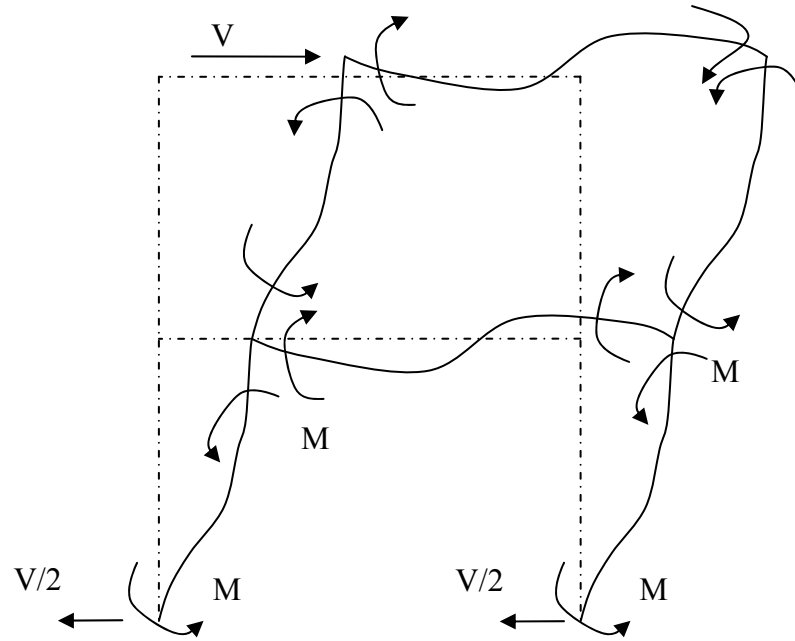
ÇELİK YAPILARDA KULLANILAN TAŞIYICI SİSTEMLER

Taşıyıcı sistem; bir bütün olarak deprem yüklerini taşıyan bina taşıyıcı sisteminde ve aynı zamanda taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların her birinde, deprem yüklerinin temel zeminine kadar sürekli bir şekilde ve güvenli olarak aktarılmasını sağlayacak yeterlikte rijitlik, kararlılık ve dayanımı sağlamalıdır (DBYBHY, 2007). Uygulamada çelik yapı sistemlerini kararlı hale getirmek için yapının geometrisi ve maruz kaldığı etkiler gibi diğer yapısal özelliklere de bağlı olarak çok farklı çapraz elemanlar kullanılmaktadır. Yapıda kullanılacak çapraz eleman; yapı sünekliğini, yapının doğal periyodunu ve yapı davranış katsayısını etkilemektedir. Özellikle şiddetli yatay yüklere maruz yapılarda kullanılan çapraz elemanların burkulması ile birlikte yapıda ani performans azalması görülür. Bu durumda yapı sünekliği önemli ölçüde azalmakta ve bunun sonucunda da yapının enerji yutma kapasitesi düşük olmaktadır (Deren, Uzgider, Piroğlu ve Çağlayan; 2008). Bir taşıyıcı sistemin deprem etkisi altında sünekliği, çevrimsel etki altında enerji tüketen bölgelerin bulunması ile artar. Sünek yapılar, enerji tüketen bölgelerin türüne göre; moment aktaran çerçeveler, merkezi çelik çaprazlı ve dış merkezi çelik çaprazlı sistemler olmak üzere üç ana başlık altında incelenir (Celep ve Kumbasar, 2004).

5.1 Moment Aktaran Çerçeve Sistemler

Moment aktaran çerçeveler, yatay ve düşey yüklerin, kolon ve kiriş tarafından çerçeve oluşturarak karşılanmasına göre tasarlanan sistemlerdir. Genellikle bu tip sistemlerin kolon ve kiriş birleşim bölgeleri rijit kabul edilir. Şekil 5.1.'den görüldüğü üzere yatay kuvvetler, kiriş ve kolonlarda meydana gelen kesme kuvveti ve eğilme momenti tarafından karşılanır. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007 (DBYBHY 2007)'de moment aktaran çerçeveler, süneklik durumlarına göre süneklik düzeyi normal ve süneklik düzey yüksek olmak üzere iki gruba ayrılmıştır.

Süneklik düzeyi yüksek çerçeveler, süneklik özelliklerinden ve mimari taleplere cevap vermesi nedeniyle daha çok tercih edilir. Bu tip çerçevelerde deprem yükü azaltma katsayısı büyük olmasına karşın, kolon-kiriş birleşim bölgelerinin boyutlandırılmasında daha ayrıntılı kurallar geçerlidir. Bu çerçevelerin kapasite kavramına göre boyutlandırılmasında, enerjinin kiriş kesitlerinde tüketilmesi esas alınır. Yüklerin karşılanması sırasında plastik mafsalların oluştuğunun kabul edildiği bu kesitlerin dışındaki diğer taşıyıcı sistem elemanlarının ve kolon-kiriş birleşim bölgelerinin elastik kaldığı kabul edilir. Süneklik düzeyi normal çerçeveler ise süneklik düzeyi yüksek çerçevelere göre daha az sünektir ve bu yüzden daha az deprem yükü azaltma katsayısı söz konusu olur.



Şekil 5.1 Moment aktaran çerçevenin yatay yer değiştirmesi

5.1.1 Moment Aktaran Çerçeve Sistemlerde Yapı ve Kat Salınım Faktörleri

Kat salınım faktörü; katlar arası rölatif yer değiştirmenin net kat yüksekliğine bölümü ile ifade edilir (UBC,1997). Kat salınım faktörü; deprem ve rüzgar nedeniyle cam kırılması, fayansların dökülmesi, bölme duvarların çatlaması gibi durumları önlemek üzere sınırlandırılmıştır. Uniform Building Code (UBC, 1997)'de bu faktörün üst limiti 0,005 olarak verilmiştir. Yapı salınım faktörü ise deprem ve rüzgar etkileri altında yapının en üst katının elastik yer değiştirmesinin yapının toplam yüksekliğine oranıdır. UBC (1997)'de bu faktörün 1/400'den küçük olması

tavsiye edilir. Yapı elemanlarının rijitliği arttırılarak ya da farklı geometrik formda çapraz elemanlar kullanılarak yatay yer değiştirmeler ve yapı salınım faktörü değerleri istenilen sınır değerlerin altında tutulabilir (Kural ve Tok, 1992). Bina yüksekliğinin genişliğine oranı dört veya beşi aştığı durumlarda yatay yer değiştirmeyi makul sınırlar içinde tutmak için ilave rijitliğe ihtiyaç duyulur (Gönen, Kırac, Doğan ve Günaydın; 2007).

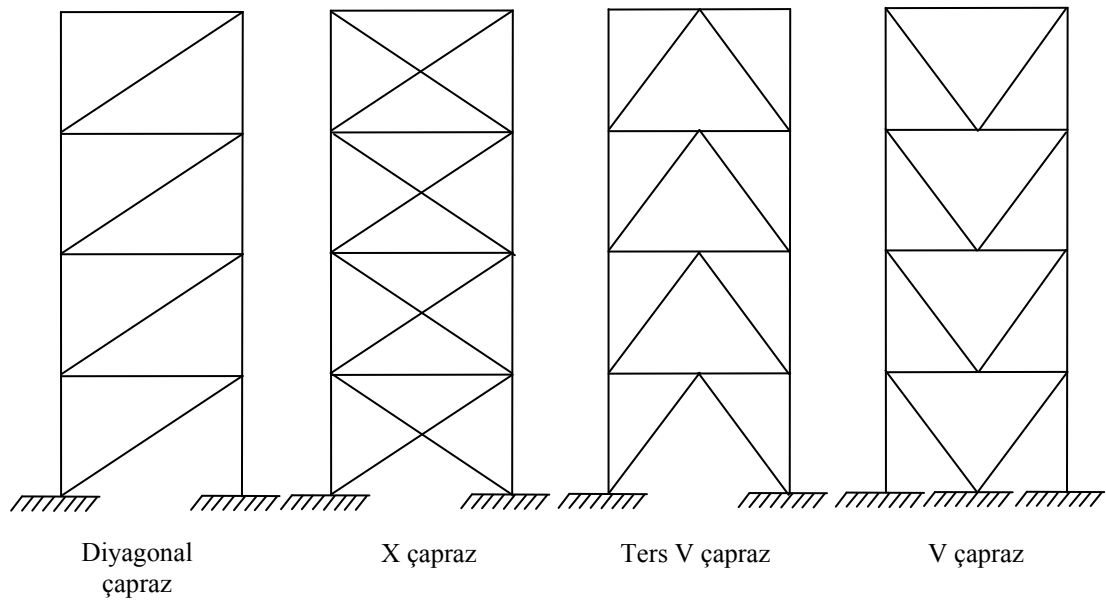
5.2 Merkezi Çelik Çaprazlı Sistemler

Merkezi çelik çaprazlı sistemler moment aktaran çerçevelerden farklı olarak yüksek elastik rijitliğe sahip, yanal kuvvet dayanımlı sistemlerdir. Bu sistemlerde rijitliği sağlayan yanal kuvvet dayanımlı çapraz elemanlardır. Merkezi çelik çaprazlı sistemlerde yatay kuvvetleri karşılayacak olan çapraz bağlantı elemanları, kiriş-kolon çapraz elemanlarının aksları ile çakışır. Bu sistemler yatay kuvvetleri doğrusal elastik bölgede kalarak taşırlar. Merkezi çelik çaprazlı sistemlerin özel düzenlenmiş çaprazları tersinir büyük yatay yüklerde basınç altında burkularak ve çekme altında akarak enerjinin tüketilmesini sağlarlar. Merkezi çelik çaprazlar kullanılarak teşkil edilen sistemlerde malzeme tasarrufu sağlanırken, çerçevedeki kat ötelenmeleri de etkin bir şekilde sınırlandırılır. Depreme dayanıklı yapı tasarımında, kolon, kiriş ve birleşim bölgelerinde hasar oluşması istenmezken, düşey yük taşıma kapasitesi korunarak çapraz elemanlarda, plastik şekil değiştirmelerin meydana gelmesi tercih edilir.

Çaprazlı sistemlerde, yapıya etkiyen yatay yüklerin karşılanmasında ve istenilen elastik sınırlar içerisinde kalmasını sağlayan ana unsurların başında narinlik ($\lambda=KL/r$) gelir. Basınç veya çekme kuvveti altındaki bir çapraz elemanın enerji yutma kapasitesi, narinliği ile ters orantılıdır. Bu yüzden DBYBHY (2007)'de çapraz elemanlarının narinliği için denklem (5.1)'de verilen değeri aşmaması gerektiği öngörülmüştür.

$$4\sqrt{E_s/\sigma_a} \quad (5.1)$$

Burada; E_s kullanılan yapı çeliğinin elastisite modülünü, σ_a ise yapı çeliğinin akma gerilmesini ifade eder. Çapraz elemanları genellikle korniyer, boru, tüp kesitli profil veya çelik lamalardan teşkil edilir. DBYBHY (2007)'ye göre merkezi çelik çaprazlar düzenlenirken, herhangi bir deprem doğrultusu için o doğrultudaki çapraz elemanların en az %30'u ve en çok %70'i basınca çalışan çapraz elemanı olarak düzenlenmesi gerekmektedir. DBYBHY 2007'de teşkil edilmesine izin verilen merkezi çaprazlı çelik perde türleri Şekil 5.2 ile verilmektedir.

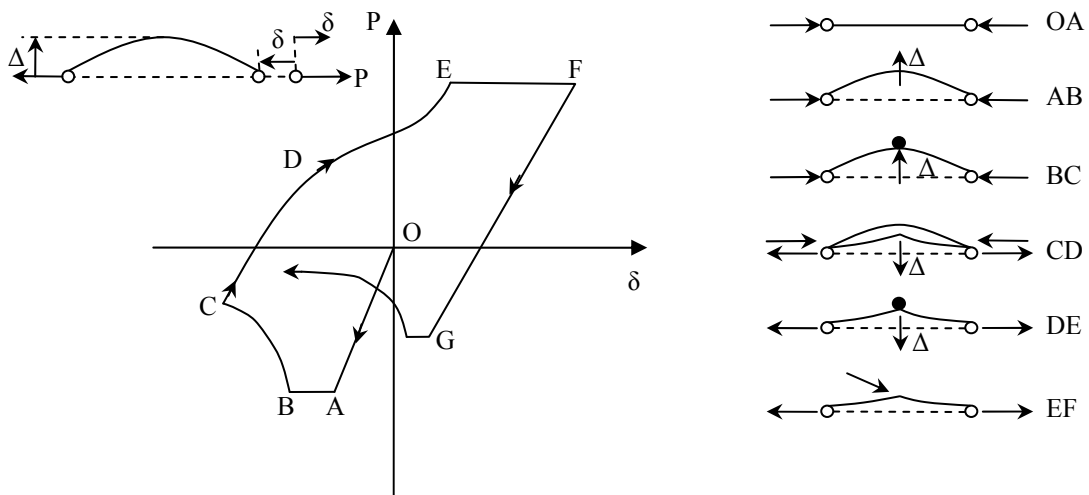


Şekil 5.2 Merkezi çelik çaprazlı sistemler (DBYBHY,2007)

Diyagonal merkezi çelik çaprazlar, hem basınç hem de çekme kuvvetini karşılayacak şekilde tasarlanırlar. Bu durumda hem eleman kesiti artacağından hem de sistemde asimetrik davranışlar ortaya çıkacağından diyagonal elemanın yerine çift çaprazlı sistem (X) kullanmak daha avantajlı olmaktadır. Çift çaprazlı elemanlardan biri basınca, diğeri çekmeye çalışmaktadır. V ve Ters V tipi çaprazlarda X çaprazlarında olduğu gibi bir elemanı basınca, diğere elemanı çekmeye çalışan çaprazlı sistem türüdür. Bu tip çaprazlar, kirişe açıklıkta birleşirler. Birbirine eşit olmayan basınç ve çekme türlerinden dolayı V ve Ters V tipi çaprazların bağlı oldukları çerçevedeki kiriş elemanlarında düşey bir yük etkisi oluşur. Bu nedenle çaprazların birleştiği kiriş elemanın sürekli olması gerekmektedir. K tipi çapraz sistemlerde kolonun ortasında oluşacak yatay yer değiştirme yanal burkulmaya

sebebiyet vereceği için süneklik düzeyi yüksek sistemlerde K tipi çaprazların kullanılmasına izin verilmez (DBYBHY, 2007).

Yalnızca çekmeye çalışan çaprazlı çerçevelerin çevrimsel elastik ötesi davranışı çekmeye çalışan elemanların akma ve uzaması ile kontrol edilir. Bu çaprazlar yüksek narinlik ve düşük aksenal yük durumunda dahi basınç çaprazlarının burkulması ile sonuçlanır. Tekrarlı çevrimsel yüklemde her bir çapraz elemanın ortak olan aksenal yer değiştirmeleri toplanır ve merkezi X çaprazlı sistem yatay rijitliğini kaybeder. Aksenal olarak yüklenmiş elemanların davranışı; aksenal kuvvet (P), aksenal deformasyon (δ) ve orta noktadaki yer değiştirme (Δ) olarak ifade edilir. Genellikle, çekme kuvvetleri ve deformasyonları pozitif, basınç kuvvetleri ve deformasyonları negatiftir. Şekil 5.3'de çevrimsel yüklemdeki çapraz bir elemanın davranışı gösterilmektedir (Bruneau, Uang ve Whittaker,1998).



Şekil 5.3 Tersinir yük altında bir çapraz elemanın davranışı

Çapraz yüksüz durumda O noktasındadır. Basınç altında elastik olarak kısalarak A noktasına erişir. Çaprazda burkulma meydana geldiğinde aksenal kuvvette önemli değişiklik olmazken, kısalma artar. Bu aşamaya kadar elastik olan davranışta, boşaltma yapılırsa, BAO çizgisi izlenerek yüksüz duruma tekrar gelir. Burkulma durumunda orta kesitte normal kuvvet yanında en büyük eğilme momenti meydana gelir. Burkulma esnasında çapraz eleman enine doğrultuda bir yer değiştirme yapar

ve orta uzunlukta bir plastik mafsala oluşur. Çaprazın plastik mafsala kadar olan kısmının serbest cisim diyagramı bu kısmın uzunluğu boyunca sabit aksenal yüke ilaveten farklı momentler içerir. Çaprazdaki momentin en büyük değeri maksimum yer değiştirme noktasında meydana gelir. Çaprazın yer değiştirmesinin kritik değerinde çaprazdaki moment plastik momente eşit olur ve bu noktada (B noktası) Şekil 5.3 görüldüğü üzere bir plastik mafsala meydana gelir. B noktasında oluşan plastik mafsala deformasyonuna karşılık gelen Δ yer değiştirme değeri çaprazdaki aksenal yük etkileşim derecesine bağlıdır. BC çubuğundaki plastik mafsala dönmeleri sebebiyle yer değiştirmedeki artışa bağlı olarak aksenal yer değiştirmeler de artar. Çaprazın (BC) aksenal dayanımı ise azalır. Çünkü orta noktadaki moment ($M = P \cdot \Delta$) plastik mafsaldan sonra artmaz, yer değiştirmedeki bir artış aksenal yükteki bir düşüşü beraberinde getirir. Aksenal yükteki düşüş moment kapasitesindeki artışla sonuçlanır. Bu durumda C noktasına ulaşılmış olur. Bu noktadan itibaren yükte boşaltma yapılırsa çaprazdaki plastik aksenal yer değiştirme ve yanal yer değiştirme değişmez. Basınç kuvveti boşaltıldıktan sonra çaprazda çekme kuvveti uygulanırsa, elastik şekil değiştirmeler ve orta kesitteki plastik mafsala dönmesi geriye dönerek azalır. Çekme kuvvetinin artması ile çaprazda aksenal plastik şekil değiştirmeler meydana gelir. Bu durum şekilde EF doğrusuna karşı gelir. Yükün boşaltma işleminin devam ettirilmesi ve basınç kuvvetinin yüklenmesi durumunda ise FG yolu izlenir. Bu durumda çapraz eleman bir başlangıç orta nokta yer değiştirmesine sahip eleman olarak davranır.

Merkezi çelik çaprazlı bir yapı sisteminin sünek davranışı için, çapraz elemanlar önemli ölçüde rijitlik ve dayanım kaybı olmaksızın büyük elastik ötesi yer değiştirmeler yapmalıdır. Aksenal yüke maruz kalan çapraz elemanların elastik ötesi davranışı son yıllarda birçok araştırmacı tarafından incelenmiştir (Bruneau, Uang ve Whittaker, 1998). Bu araştırmalar analitik ve deneysel çalışmaları içermektedir. Bu çalışmalardan çıkan sonuçlara göre çapraz elemanın davranışı; narinlik oranı, sınır şartları, kesit tipi gibi üç temel parametreye bağlıdır.

Aksenal basınç kuvveti ile yüklü olan bir çapraz elemanın davranışı esas olarak narinliğe bağlıdır. Narinlik oranı (λ) çapraz eleman sınır koşullarının (k) bir

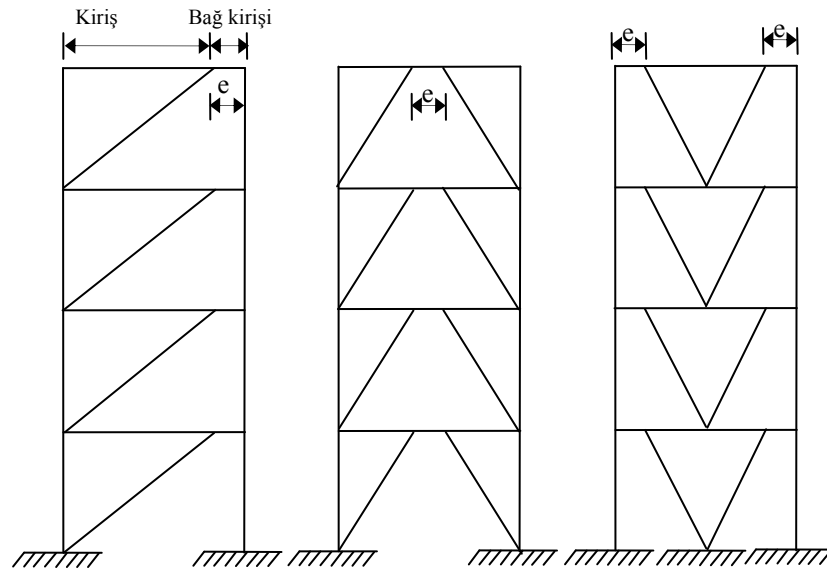
fonksiyonudur. Çapraz eleman uzunluğu veya çapraz eleman net açıklığı (L), güçlü eksen etrafındaki atalet momenti (I) ve kesit alanına (A) bağlı olarak narinlik oranı denklem (5.2) ile verilmiştir.

$$\lambda = kL \sqrt{\frac{A}{I}} = \frac{kL}{r} \quad (5.2)$$

Merkezi çelik çaprazlar genellikle; narin, orta narinlikte ve narin olmayan olarak tanımlanırlar. Bu çaprazlar, farklı narinlik oranlarında birbirinden farklı davranış sergilerler. Narin olmayan çapraz elemanlardaki döngü alanları narin elemanlarınkinden daha büyüktür. Çaprazların çekmedeki kapasitesinin basınçtaki kapasitesine oranı narinlik oranına bağlıdır (Tunçel, 2007). Daha narin bir çapraz için bu oran daha büyüktür. Ayrıca; çekme kapasitesi ile basınç kapasitesi arasındaki oran artan çevrimsel eksenel yer değiştirme ile birlikte artar.

5.3 Dış Merkezi Çelik Çaprazlı Sistemler

Dış merkezi çelik çaprazlı sistemlerin özelliği, moment aktaran çelik çerçevelerin yüksek duktilitesi ile merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin dayanım ve rijitliğini birleştirebilmesidir. Kolon ve çapraz eleman akslarının kesişimi veya çapraz elemanların kesişimleri arasında belirli bir dış merkezlik verilerek oluşturulur. Bu tip çerçeve sistemlerindeki çapraz elemanın en az bir ucu, kirişte bir bağlantı elemanı oluşturacak şekilde bağlanır. Dış merkezi çelik çerçeveler, yüksek elastik rijitliğe, çevrimsel yatay yükler altında stabil bir elastik ötesi davranışa, mükemmel bir süneklik ve enerji yutma kapasitesine sahiptir. Bu nedenle, yüksek sismik aktivitesi olan bölgeler için oldukça uygun taşıyıcı sistemlerdir (Deren, Uzgider, Piroğlu ve Çağlayan; 2008). DBYBHY (2007)'de öngörülen dış merkezi çelik çapraz türleri Şekil 5.4'de verilmiştir.



Şekil 5.4 DBYBHY 2007'de öngörülen dış merkezi çelik çapraz türleri

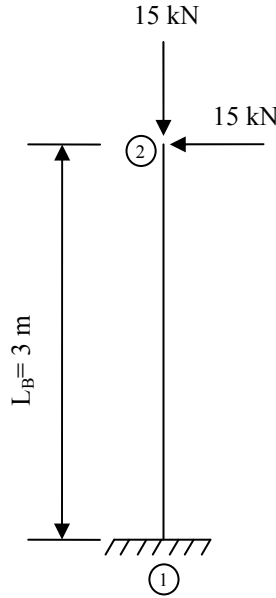
Moment aktaran çerçeve sistemleri, yanal kuvvetlere karşı sünek bir davranış göstermesine karşın çok katlı binalarda ortaya çıkan yanal kat ötelenmelerinin sınırlandırılmasında yetersiz kalır. Dış merkezi çelik çaprazlı sistemler yanal kat ötelenmelerinin sınırlandırılmasında önemli rol oynarlar. Dış merkezi çelik çaprazlı sistemlerde sünek davranışı bağlantı kirişinin sağladığı kabul edilir. Çapraz elemanların çerçeve kirişi üzerinde “e” kadar bir uzunlukta dış merkez bir noktaya bağlanmasıyla, yatay yükler altında meydana gelecek plastik deformasyonlar ve enerjinin yutulması ile ilgili durumlar bağlantı kirişi tarafından gerçekleştirilecektir. Bu kabulün amacı, tasarım üzeri yanal sismik etkiler ile karşı karşıya kalındığında çapraz elemanların burkulmasını önlemektir. Bu nedenle, bağlantı kirişinin özenle boyutlandırılması gerekir. Uygun bir şekilde boyutlandırılan ve detaylandırılan bağlantı kirişleri, yük çevrimlerinde ve tersinir yükler altında uzun süre büyük şekil değiştirmelerle büyük miktarda enerjiyi tüketebildikleri ifade edilmektedir (Celep ve Kumbasar, 2004). Bağlantı kirişinin boyu azaltıldığında çerçevenin süneklik kapasiteleri azalacaktır. Ayrıca deprem yükü altında gövde buruşmasından kaynaklanan dayanım azalma tehlikesine karşın bağlantı kirişinin berkitme levhalarıyla güçlendirilmesi gerekmektedir.

BÖLÜM ALTI

SAYISAL UYGULAMALAR

6.1 Sayısal Uygulama 1

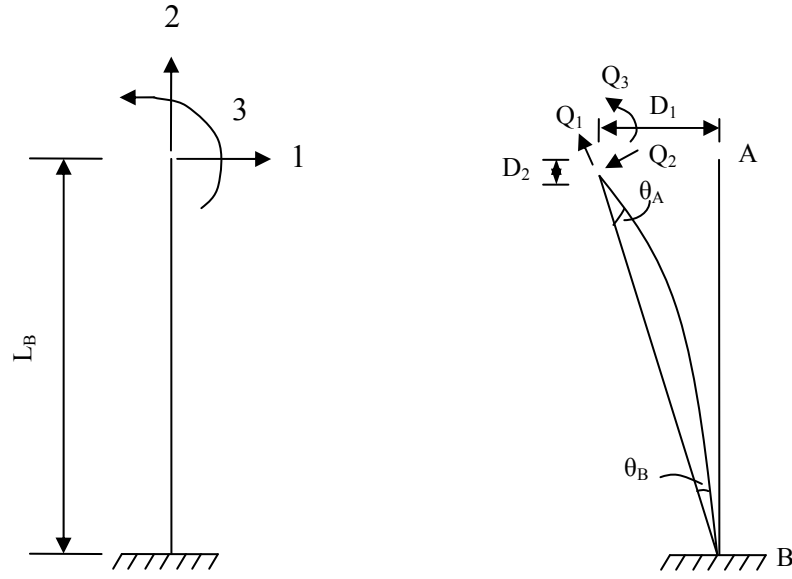
Şekil 6.1’de yükleme ve geometri durumu verilen kolon elemanın kesiti IPE 100 profilinden seçilmiş olup, 15 kN’luk düşey ve yatay yük etkisine maruzdur. Çalışmada kullanılan elastisite modülü $2,1 \times 10^8$ kN/m²’dir. Bu sistemin Newton-Raphson yöntemi kullanılarak ikinci mertebe analizi yapılmıştır.



Şekil 6.1 Kolon elemanın kesit geometrisi ve yükleme durumu

Kolon elemanına uygulanan dış yükler altında şekil değiştirmiş geometrisi ve buna bağlı olarak elde edilen yer değiştirmeler ile eleman uç kuvvetleri Şekil 6.2’de gösterilmiştir. Güncellenmiş geometriye bağlı olarak elde edilen eleman uç kuvvetleri denklem (6.1) ile verilmiştir.

$$Q_1 = \frac{EA}{L_B}(L^{(1)} - L_B), \quad Q_2 = \frac{6EI}{L^{(1)}}(\theta_A^{(1)} - \theta_B^{(1)}), \quad Q_3 = \frac{4EI}{L_B}\theta_A^{(1)} + \frac{2EI}{L_B}\theta_B^{(1)} \quad (6.1)$$



Şekil 6.2 Kolon elemanın serbestlikleri ve şekil değiştirmiş geometrisi

Burada; E elastisite modülü, A kesit alanı, I kesitin atalet momenti, L_B elemanın başlangıçtaki boyu, $L^{(1)}$ şekil değiştirmiş elemanın boyu, Q elemanın uç kuvvetleri, θ_A ve θ_B ise elemanın uçlarındaki dönmeler olup denklem (6.2) ile elde edilir.

$$\theta_A^{(1)} = D_3 + \tan^{-1}[D_1^{(1)}/(L_B - D_2^{(1)})], \quad \theta_B^{(1)} = \tan^{-1}[D_1^{(1)}/(L_B - D_2^{(1)})] \quad (6.2)$$

Burada; D_1 , D_2 ve D_3 yer değiştirmelerdir. Dengelenmemiş yük vektörü ise denklem (6.3) ile verilmiştir.

$$\{\mathbf{R}\} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} c^{(1)} & s^{(1)} & 0 \\ -s^{(1)} & c^{(1)} & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \end{Bmatrix} \quad (6.3)$$

Burada; $\{F_i\}$ elemana etkiyen dış yük vektörü, c ve s terimleri elemanın sinüs ve kosinüs bileşenleri olup denklem (6.4) ile, şekil değiştirmiş elemanın uzunluğu ise denklem (6.5) ile verilmiştir.

$$s^{(1)} = \frac{D_1^{(1)}}{L^{(1)}}, \quad c^{(1)} = \frac{L_B - D_2^{(1)}}{L^{(1)}} \quad (6.4)$$

$$L^{(1)} = [(L_B - D_2^{(1)})^2 + (D_1^{(1)})^2]^{1/2} \quad (6.5)$$

6.1.1 Kolon Elemanın Newton-Raphson Yöntemi ile İkinci Mertebe Analizi

Şekil 6.1 ile verilen kolon elemanının şekil değiştirmiş geometrisi kullanılarak Newton-Raphson yöntemi ile ikinci mertebe analizi açık formda verilmiştir. Aşağıda sayısal uygulamanın çözümünde kullanılan iterasyon işlemleri adım adım detaylı bir şekilde verilmiştir.

1. İterasyon:

$$\{D^{(0)}\} = \{0\}; \quad \{Q^{(0)}\} = \{0\}; \quad s^{(0)} = 0; \quad c^{(0)} = 1; \quad L_B = 3,0 \text{ m}$$

Denklem (6.3) kullanılarak başlangıçtaki dengelenmemiş yük vektörü elde edilir.

$$\{R^{(0)}\} = \{-15, -15, 0\}^T$$

Tanjant rijitlik matrisi; lokal doğrultudaki eleman rijitlik matrislerinin transformasyon matrisi kullanılarak global forma dönüştürülüp toplanması ile elde edilmiş olup ve denklem (6.6) ile sunulmuştur.

$$[K_T] = [K_L] + [K_G] \quad (6.6)$$

$$[K_L] = \begin{bmatrix} 159,6 & 0 & 239,4 \\ 0 & 72100 & 0 \\ 239,4 & 0 & 478,8 \end{bmatrix}$$

$$K_G = [0]$$

$$[K_T] = \begin{bmatrix} 159,6 & 0 & 239,4 \\ 0 & 72100 & 0 \\ 239,4 & 0 & 478,8 \end{bmatrix}$$

Denklem (3.5) eşitliğinde dengelenmemiş yük vektörü ve tanjant rijitlik matrisi yerine yazılarak artımsal yer değiştirmeler elde edilir. Artımsal yer değiştirmeye bağlı olarak da iterasyon sonundaki toplam yer değiştirmede denklem (3.3) ile elde edilir.

$$\{\Delta D\} = \begin{Bmatrix} -0,37594 \\ -0,00021 \\ 0,18797 \end{Bmatrix}$$

$$\{D^{(1)}\} = \{D^{(0)}\} + \{\Delta D\} = \begin{Bmatrix} -0,37594 \\ -0,00021 \\ 0,18797 \end{Bmatrix}$$

Denklem (6.1) ile denklem (6.5) arasındaki denklemlerdeki eşitlikler kullanılarak ilgili parametreler hesaplanmış olur.

$$L^{(1)} = 3,02326m, s^{(1)} = 0,99224, c^{(1)} = -0,12435, \theta_A = 0,06330, \theta_B = -0,12467$$

$$\{Q^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} -14,580 \\ -1676,826 \\ -0,461 \end{Bmatrix}$$

$$\{R^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} 207,979 \\ -1676,998 \\ -0,461 \end{Bmatrix}$$

2. İterasyon:

$$\{D^{(0)}\} = \begin{Bmatrix} -0,37594 \\ -0,00021 \\ 0,18797 \end{Bmatrix}$$

$$\{R^{(0)}\} = \begin{Bmatrix} 207,979 \\ -1676,998 \\ -0,461 \end{Bmatrix}; \quad s^{(0)} = 0,99224; \quad c^{(0)} = -0,12435;$$

$$L^{(0)} = 3,02326m$$

Global doğrultudaki tanjant rijitlik matrisi aşağıda sunulmuştur.

$$[K_L] = \begin{bmatrix} 1269,6 & -8876,3 & 235,7 \\ -8876,3 & 70987,6 & 29,5 \\ 235,7 & 29,5 & 478,8 \end{bmatrix}$$

$$[K_G] = \begin{bmatrix} 544,9 & 73,3 & 0 \\ 73,3 & 7,4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$[K_T] = \begin{bmatrix} 1814,5 & -8803,1 & 235,7 \\ -8803,1 & 70995,0 & 29,5 \\ 235,7 & 29,5 & 478,8 \end{bmatrix}$$

Denklem (3.5) eşitliğinde dengelenmemiş yük vektörü ve tanjant rijitlik matrisi yerine yazılarak artımsal yer değiştirmeler elde edilir. Artımsal yer değiştirmeye bağlı olarak da iterasyon sonundaki toplam yer değiştirmede denklem (3.3) ile elde edilir.

$$\{\Delta D\} = \begin{Bmatrix} -0,00013 \\ -0,02364 \\ 0,000562 \end{Bmatrix}$$

$$\{D^{(1)}\} = \{D^{(0)}\} + \{\Delta D\} = \begin{Bmatrix} -0,37607 \\ -0,02385 \\ 0,18853 \end{Bmatrix}$$

Denklem (6.1) ile denklem (6.5) arasındaki denklemlerdeki eşitlikler kullanılarak ilgili parametreler hesaplanmış olur.

$$L^{(1)} = 2,99982 \text{ m}, s^{(1)} = 0,99211, c^{(1)} = -0,12536, \theta_A = 0,06284, \theta_B = -0,12570$$

$$\{Q^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} -15,050 \\ -12,946 \\ -0,006 \end{Bmatrix}$$

$$\{R^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} -1,692 \\ -0,269 \\ 0,006 \end{Bmatrix}$$

3. İterasyon:

$$\{D^{(0)}\} = \begin{Bmatrix} -0,37607 \\ -0,02385 \\ 0,18853 \end{Bmatrix}, \{R^{(0)}\} = \begin{Bmatrix} -1,692 \\ -0,269 \\ 0,006 \end{Bmatrix}; s^{(0)} = 0,99211; c^{(0)} = -0,12536;$$

$$L^{(0)} = 2,99982 \text{ m}$$

Global doğrultudaki tanjant rijitlik matrisi aşağıda sunulmuştur.

$$[K_L] = \begin{bmatrix} 1290,3 & -8947,6 & 237,5 \\ -8947,6 & 70969,4 & 30,0 \\ 237,5 & 30,0 & 478,8 \end{bmatrix}$$

$$[K_G] = \begin{bmatrix} -5,5 & 4,5 & 0 \\ 4,5 & -1,3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$[K_T] = \begin{bmatrix} 1284,8 & -8943,2 & 237,5 \\ -8943,2 & 70968,0 & 30,0 \\ 237,5 & 30,0 & 478,8 \end{bmatrix}$$

Denklem (3.5) eşitliğinde dengelenmemiş yük vektörü ve tanjant rijitlik matrisi yerine yazılarak artımsal yer değiştirmeler elde edilir. Artımsal yer değiştirmeye bağlı olarak da iterasyon sonundaki toplam yer değiştirmede denklem (3.3) ile elde edilir.

$$\{\Delta D\} = \begin{Bmatrix} -0,04782 \\ -0,00604 \\ 0,02412 \end{Bmatrix}$$

$$\{D^{(1)}\} = \{D^{(0)}\} + \{\Delta D\} = \begin{Bmatrix} -0,42390 \\ -0,02989 \\ 0,21265 \end{Bmatrix}$$

Denklem (6.1) ile denklem (6.5) arasındaki denklemlerdeki eşitlikler kullanılarak ilgili parametreler hesaplanmış olur.

$$L^{(1)} = 3,00021 \text{ m}, s^{(1)} = -0,14129, c^{(1)} = 0,98997, \theta_A = -0,14176, \theta_B = 0,07088$$

$$\{Q^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} -16,967 \\ 15,154 \\ 0,001 \end{Bmatrix}$$

$$\{R^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} 3,93827 \\ -27,60509 \\ -0,001 \end{Bmatrix}$$

4. İterasyon:

$$\{D^{(0)}\} = \begin{Bmatrix} -0,42390 \\ -0,02989 \\ 0,21265 \end{Bmatrix}$$

$$\{R^{(0)}\} = \begin{Bmatrix} 3,93827 \\ -27,60509 \\ -0,001 \end{Bmatrix}; s^{(0)} = 0,98997; c^{(0)} = -0,14129;$$

$$L^{(0)} = 3,00021 \text{ m}$$

Global doğrultudaki tanjant rijitlik matrisi aşağıda sunulmuştur.

$$[K_L] = \begin{bmatrix} 1595,7 & -10062,4 & 237,0 \\ -10062,4 & 70663,9 & 33,8 \\ 237,0 & 33,8 & 478,8 \end{bmatrix}$$

$$[K_G] = \begin{bmatrix} 3,4 & 6,4 & 0 \\ 6,4 & -1,5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$[K_T] = \begin{bmatrix} 1599,1 & -10056,0 & 237,0 \\ -10056,0 & 70662,4 & 33,8 \\ 237,0 & 33,8 & 478,8 \end{bmatrix}$$

Denklem (3.5) eşitliğinde dengelenmemiş yük vektörü ve tanjant rijitlik matrisi yerine yazılarak artımsal yer değiştirmeler elde edilir. Artımsal yer değiştirmeye bağlı olarak da iterasyon sonundaki toplam yer değiştirmede denklem (3.3) ile elde edilir.

$$\{\Delta D\} = \begin{Bmatrix} 0,00008 \\ -0,00038 \\ -0,00001 \end{Bmatrix}$$

$$\{D^{(1)}\} = \{D^{(0)}\} + \{\Delta D\} = \begin{Bmatrix} -0,42382 \\ -0,03027 \\ 0,21263 \end{Bmatrix}$$

Denklem (6.1) ile denklem (6.5) arasındaki denklemlerdeki eşitlikler kullanılarak ilgili parametreler hesaplanmış olur.

$$L^{(1)} = 2,9998 \text{ m}, s^{(1)} = 0,98997, c^{(1)} = -0,14128, \theta_A = 0,07088, \theta_B = -0,14176$$

$$\{Q^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} -16,969 \\ -12,732 \\ 0,000 \end{Bmatrix}$$

$$\{R^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} 0,00014 \\ 0,00124 \\ -0,00000 \end{Bmatrix}$$

5. İterasyon:

$$\{D^{(0)}\} = \begin{Bmatrix} -0,42382 \\ -0,03027 \\ 0,21263 \end{Bmatrix}$$

$$\{R^{(0)}\} = \begin{Bmatrix} 0,00014 \\ 0,00124 \\ -0,00000 \end{Bmatrix}; s^{(0)} = 0,98997; c^{(0)} = -0,14128$$

$$L^{(0)} = 2,9998 \text{ m}$$

Global doğrultudaki tanjant rijitlik matrisi aşağıda sunulmuştur.

$$[K_L] = \begin{bmatrix} 1595,6 & -10061,8 & 237,0 \\ -10061,8 & 70664,1 & 33,82 \\ 237,0 & 33,82 & 478,8 \end{bmatrix}$$

$$[K_G] = \begin{bmatrix} -5,74 & 5,06 & 0 \\ 5,06 & -1,67 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$[K_T] = \begin{bmatrix} 1589,8 & -10056,8 & 237,0 \\ -10056,8 & 70662,4 & 33,82 \\ 237,0 & 33,82 & 478,8 \end{bmatrix}$$

Denklem (3.5) eşitliğinde dengelenmemiş yük vektörü ve tanjant rijitlik matrisi yerine yazılarak artımsal yer değiştirmeler elde edilir. Artımsal yer değiştirmeye bağlı olarak da iterasyon sonundaki toplam yer değiştirmede denklem (3.3) ile elde edilir.

$$\{\Delta D\} = \begin{Bmatrix} 0,00001 \\ 0,00000 \\ -0,00000 \end{Bmatrix}$$

$$\{D^{(1)}\} = \{D^{(0)}\} + \{\Delta D\} = \begin{Bmatrix} -0,42381 \\ -0,03026 \\ 0,21263 \end{Bmatrix}$$

Denklem (6.1) ile denklem (6.5) arasındaki denklemlerdeki eşitlikler kullanılarak ilgili parametreler hesaplanmış olur.

$$L^{(1)} = 2,99982 \text{ m}, s^{(1)} = 0,98997, c^{(1)} = -0,14128, \theta_A = 0,07088, \theta_B = -0,14175$$

$$\{Q^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} -16,96872 \\ -12,73038 \\ 0,00000 \end{Bmatrix}$$

$$\{R^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} 0,00000 \\ 0,00000 \\ 0,00000 \end{Bmatrix}$$

6. İterasyon:

$$\{D^{(0)}\} = \begin{Bmatrix} -0,42381 \\ -0,03026 \\ 0,21263 \end{Bmatrix}, \{R^{(0)}\} = \begin{Bmatrix} 0,00000 \\ 0,00000 \\ 0,00000 \end{Bmatrix}; s^{(0)} = -0,14128; c^{(0)} = 0,98997$$

$$L^{(0)} = 2,99982 \text{ m}$$

Global doğrultudaki tanjant rijitlik matrisi aşağıda sunulmuştur.

$$[K_L] = \begin{bmatrix} 1595,5 & -10061,6 & 237,0 \\ -10061,6 & 70664,1 & 33,8 \\ 237,0 & 33,8 & 478,8 \end{bmatrix}$$

$$[K_G] = \begin{bmatrix} -5,74 & 5,06 & 0 \\ 5,06 & -1,67 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$[K_T] = \begin{bmatrix} 1589,8 & -10056,6 & 237,0 \\ -10056,6 & 70662,4 & 33,8 \\ 237,0 & 33,8 & 478,8 \end{bmatrix}$$

Denklem (3.5) eşitliğinde dengelenmemiş yük vektörü ve tanjant rijitlik matrisi yerine yazılarak artımsal yer değiştirmeler elde edilir. artımsal yer değiştirmeye bağlı olarak da iterasyon sonundaki toplam yer değiştirmede denklem (3.3) ile elde edilir.

$$\{\Delta D\} = \begin{Bmatrix} -0,00000 \\ -0,00000 \\ -0,00000 \end{Bmatrix}$$

$$\{D^{(1)}\} = \{D^{(0)}\} + \{\Delta D\} = \begin{Bmatrix} -0,42381 \\ -0,030260 \\ 0,21263 \end{Bmatrix}$$

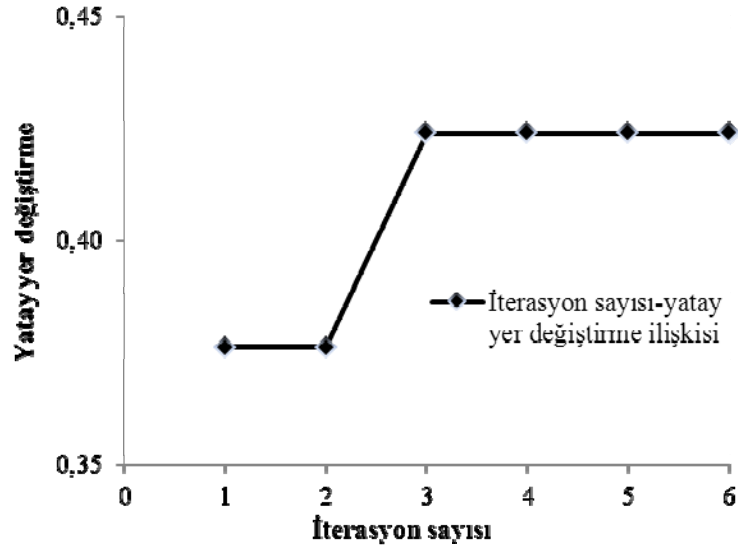
Denklem (6.1) ile denklem (6.5) arasındaki denklemlerdeki eşitlikler kullanılarak ilgili parametreler hesaplanmış olur.

$$L^{(1)} = 2,99982 \text{ m}, s^{(1)} = 0,98997, c^{(1)} = -0,14128, \theta_A = 0,07088, \theta_B = -0,14175$$

$$\{Q^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} -16,96872 \\ -12,73038 \\ 0,00000 \end{Bmatrix}$$

$$\{R^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} -0,00000 \\ 0,00000 \\ 0,00000 \end{Bmatrix}$$

Kolon elemanın Newton-Raphson yöntemi ile ikinci mertebe analizi yapılmış olup, iterasyon sayısına bağlı yatay yer değiştirme ilişkisi Şekil 6.3'de verilmiştir.



Şekil 6.3 Kolon elemanın ikinci mertebe analizinden elde edilen Yatay yer değiştirme-iterasyon ilişkisi

Newton-Raphson ikinci mertebe analiz yöntemi kullanılarak hesaplanan yer değiştirme ve iç kuvvet değerleri, Mastan 2 paket programı kullanılarak hesaplanan artımsal yöntem sonuçları ile karşılaştırmalı olarak Tablo 6.1 ve Tablo 6.2’de sunulmuştur.

Tablo 6.1 İkinci mertebe analiz sonucunda 2 numaralı düğüm noktasında elde edilen yatay yer değiştirme değerleri (cm)

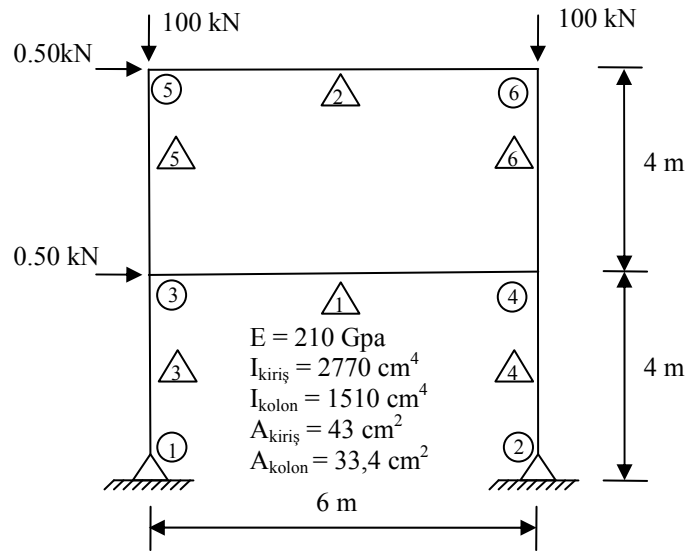
Düğüm Noktası	Birinci Mertebe Analiz	İkinci Mertebe Analiz Yöntemleri		
		Tek Adımlı Artımsal	Newton-Raphson	Geliştirilmiş Newton-Raphson
2	-37,594	-42,444	-42,381	42,885

Tablo 6.2 İkinci merteye analiz sonucunda elemanın 2 numaralı düğüm noktasında elde edilen iç kuvvet değerleri (kN)

İç Kuvvet	Birinci Merteye Analiz	İkinci Merteye Analiz Yöntemleri		
		Tek Adımlı Artımsal Yöntem	Newton-Raphson	Geliştirilmiş Newton-Raphson
Eksenel Kuvvet	-15	-16,970	-16,969	-16,990
Kesme Kuvveti	-15	-12,729	-12,730	-12,702

6.2 Sayısal Uygulama 2

Bu çalışmada, Sekulovic ve Salatic (2001) tarafından tasarlanmış, iki kat ve tek açıklığa sahip düzlem çelik çerçeve incelenmiştir. Şekil 6.4 ile verilen çelik yapı sisteminin artımsal ve pratik yöntemler kullanılarak ikinci merteye analizi yapılmıştır. Çalışmada incelenen çelik çerçevenin kolonlar arası mesafesi 6,0 m, kat yüksekliği ise 4,0 m'dir. Çerçeveyi oluşturan kolon elemanlarının kesit alanları 33,4 cm², atalet momentleri 1510 cm⁴'dir. Kiriş elemanlarının kesit alanları 43 cm², atalet momentleri 2770 cm⁴'tür. Çerçevenin 5 ile 6 numaralı düğüm noktalarına 100 kN'luk tekil düşey yük; 3 ile 5 numaralı düğüm noktalarına 0,50 kN'luk yatay yük etki etmektedir.



Şekil 6.4 İki katlı ve tek açıklıklı düzlem çelik çerçeve

Düzlem çelik çerçevenin ikinci mertebe analizinden elde edilen kat yatay yer değiştirme ve uç moment değerleri, referans çalışma sonuçları ile karşılaştırılmış ve Tablo 6.3 ile Tablo 6.4’de verilmiştir.

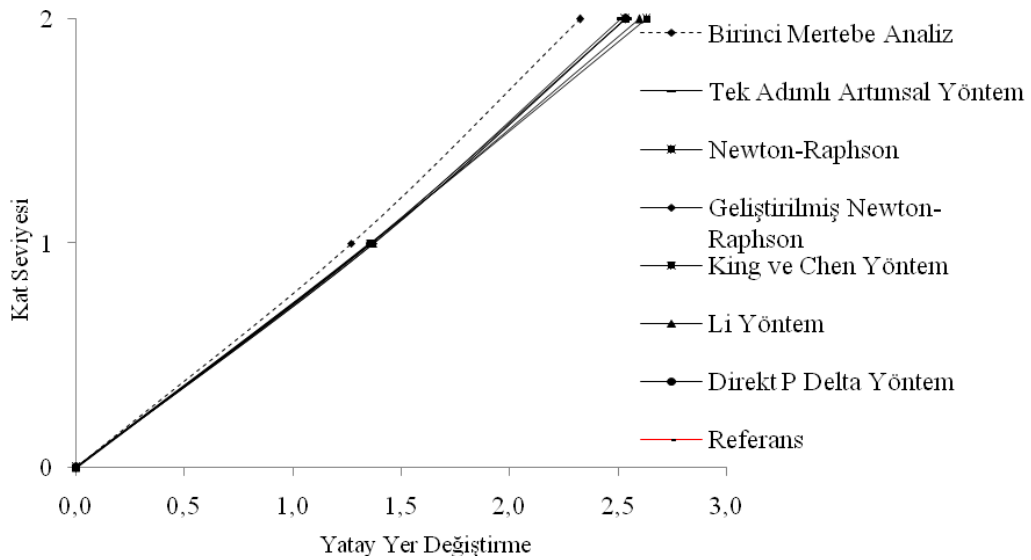
Tablo 6.3 İki katlı ve tek açıklıklı düzlem çelik çerçevenin 3 ve 5 numaralı düğüm noktalarının yatay yer değiştirmesi (mm.)

Düğ. Nok. Nu.	Birinci Mertebe Analiz	İkinci Mertebe Analiz Yöntemleri						Referans (Sekulovic ve Salatic, 2001)
		Artımsal Yöntemler			Pratik Yöntemler			
		Tek Adımlı Artımsal Yöntem	Newton-Raphson	Geliştirilmiş Newton-Raphson	King-Chen Yöntem	Direkt P-Delta Yöntem	Li Yöntem	
3	1,271	1,360	1,370	1,370	1,357	1,357	1,360	-
5	2,326	2,514	2,534	2,536	2,632	2,534	2,600	2,545

Tablo 6.4 İki katlı ve tek açıklıklı düzlem çelik çerçevenin 1 ve 4 elemanlarının moment değerleri (kN. cm)

Eleman Nu.	Birinci Mertebe Analiz	İkinci Mertebe Analiz Yöntemleri						Referans (Sekulovic ve Salatic, 2001)
		Artımsal Yöntemler			Pratik Yöntemler			
		Tek Adımlı Artımsal Yöntem	Newton-Raphson	Geliştirilmiş Newton-Raphson	King-Chen Yöntem	Direkt P-Delta Yöntem	Li Yöntem	
1	11,710	12,440	12,508	12,508	12,540	12,510	12,525	12,480
4	5,886	6,445	6,515	6,515	6,650	6,580	6,580	-

Artımsal ve pratik ikinci mertebe analiz yöntemleri kullanılarak elde edilen kat seviyesi ile yatay yer değiştirme ilişkisi Şekil 6.5 ile verilmiştir.



Şekil 6.5 Düzlem çelik çerçevenin kat seviyesi-yatay yer değiştirme ilişkisi

Artımsal ve pratik ikinci mertebe analiz yöntemleri kullanılarak elde edilen kat yatay yer değiştirme ve eleman uç moment değerlerinin referans çalışma sonuçları dikkate alınarak bağıl fark oranları hesaplanmış ve Tablo 6.5 ile sunulmuştur.

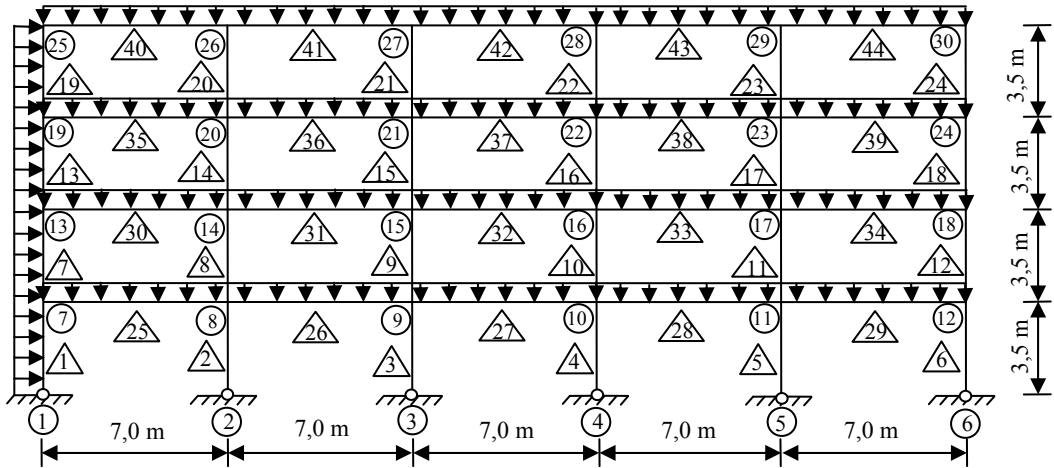
Tablo 6.5 Referans çalışmada verilen tepe noktası yer değiştirme ve eleman uç moment değerlerine göre hesaplanan bağıl fark oranları

	İkinci Mertebe Analiz Yöntemleri					
	Artımsal Yöntemler			Pratik Yöntemler		
	Tek Adımlı Artımsal Yöntem	Newton-Raphson	Geliştirilmiş Newton-Raphson	King-Chen Yöntem	Direkt P-Delta Yöntem	Li Yöntem
Tepe noktası yatay yer değiştirme bağıl fark oranları (%)	1,22	0,35	0,35	3,42	0,43	2,16
I numaralı eleman uç moment değeri bağıl fark oranları (%)	0,32	0,22	0,22	0,48	0,24	0,36

Tablo 6.5’de verilen değerlere göre ikinci mertebe analiz yöntemlerinin performansları incelendiğinde Newton-Raphson ve geliştirilmiş Newton-Raphson yöntemleri referans sonuca en yakın sonuçları, King-Chen pratik yöntemi ise en uzak sonucu vermiştir. Çalışmada kullanılan ikinci mertebe analiz yöntemlerinin bağıl fark oranları % 3,5’un altında olup elde edilen sonuçların yeterli hassasiyette olduğu tespit edilmiştir.

6.3 Sayısal Uygulama 3

Bu çalışmada, Chan ve Chui (2000) tarafından tasarlanmış, dört kat ve beş açıklığa sahip çelik yapı sistemi ele alınmıştır. Şekil 6.6 ile verilen bu çelik yapı sisteminin ikinci mertbe analizi artımsal ve pratik yöntemler kullanılarak yapılmıştır. Çalışmada incelenen çelik çerçevede kolonlar arası mesafe 7,0 m, kat yüksekliği 3,5 m'dir. Çerçeveyi oluşturan kolon elemanların kesit alanları 168 cm^2 , atalet momentleri 22530 cm^4 'dir. Kiriş elemanların kesit alanları 129 cm^2 , atalet momentleri ise 61520 cm^4 'tür. Yapıya her katta 40 kN/m 'lik düşey yük ve 50 kN/m 'lik yatay rüzgar yükü uygulanmıştır. Yapıya etkiyen bu servis yükleri ve yük katsayısı (1,2) kullanılarak artırılmış yükler altında çerçeve sistemi çözülmüş ve elde edilen sonuçlar referans çalışmada verilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.



Şekil 6.6 Çerçeve geometrisi ve yapıya etkiyen yükler

6.3.1 Düzlem Çelik Çerçevenin Artımsal ve Pratik Yöntemlerle İkinci Mertbe Analizi

Bu sayısal uygulamada; tek adımlı artımsal, Newton-Raphson, geliştirilmiş Newton-Raphson artımsal yöntemleri ve iteratif düşey yük, fiktif kolon eleman eklenmesi, fiktif diyagonal eleman eklenmesi pratik yöntemleri kullanılarak ikinci mertbe analiz yapılmıştır. Elde edilen kat yatay yer değiştirme ve eleman uç moment değerleri, referans çalışma sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Servis yükleri altında, seçilen düğüm noktalarına ait kat yatay yer değiştirmeleri Tablo 6.6'da, yük

katsayısı ile arttırılmış yükler altında, seçilen çubuk elemanlarının uç moment değerleri Tablo 6.7’de sunulmuştur.

Tablo 6.6 Düzlem çelik çerçevenin seçilen düğüm noktası yatay yer değiştirmeleri (mm.)

Düğ. Nok. Nu.	Birinci Mertebe Analiz	İkinci Mertebe Analiz Yöntemleri						Referans (Chan ve Chui, 2000)
		Artımsal Yöntemler			Pratik Yöntemler			
		Tek Adımlı Artımsal Yöntem	Newton-Raphson	Geliştirilmiş Newton-Raphson	İteratif Düşey Yük Yönt.	Fiktif Kolon Eleman Eklenmesi	Fiktif Diyagonal Eleman Eklenmesi	
7	26,55	29,50	29,84	29,84	29,77	29,57	29,50	-
13	34,64	38,05	38,45	38,44	38,36	38,22	38,18	-
19	38,71	42,23	42,64	42,64	42,51	42,42	42,39	-
25	40,33	43,87	44,28	44,28	44,23	44,07	44,03	44,70

Tablo 6.7 Düzlem çelik çerçevenin seçilen çubuk elemanlarına ait moment değerleri (kN-m)

Eleman Nu.	Birinci Mertebe Analiz	İkinci Mertebe Analiz Yöntemleri						Referans (Chan ve Chui, 2000)
		Artımsal Yöntemler			Pratik Yöntemler			
		Tek Adımlı Artımsal Yöntem	Newton-Raphson	Geliştirilmiş Newton-Raphson	İteratif Düşey Yük Yönt.	Fiktif Kolon Eleman Eklenmesi	Fiktif Diyagonal Eleman Eklenmesi	
2	291,19	328,93	333,77	333,77	333,64	333.12	332,57	335,6
12	151,15	154,84	155,30	155,30	155,38	153.04	152,94	-
18	120,78	122,08	122,23	122,23	122,20	122.20	121,85	-
24	122,89	123,06	123,07	123,07	123,05	122.94	122,93	-

Referans sonuçları dikkate alınarak elde edilen kat yatay yer değiştirmeleri ve eleman uç momentleri için bağıl fark oranı değerleri Tablo 6.8 ile verilmiştir. Bu değerlere göre ikinci mertebe analiz yöntemlerinin birbirlerine göre performansları incelendiğinde Newton Raphson ve geliştirilmiş Newton Raphson yöntemleri referans sonuca en yakın sonuçları, tek adımlı artımsal yöntem ise en uzak sonucu vermektedir. Çalışmada kullanılan tüm yöntemlerin bağıl fark oranının % 2'nin altında olduğu tespit edilmiştir. Çerçeveye ait yapı salınım faktörü değerleri ve tavsiye edilen sınır değerler ise Tablo 6.9 ile sunulmuştur.

Tablo 6.8 Referans çalışmada verilen tepe noktası yatay yer değiştirme ve moment değerlerine göre bağıl fark oranları

	İkinci Mertebe Analiz Yöntemleri					
	Artımsal Yöntemler			Pratik Yöntemler		
	Tek Adımlı Artımsal	Newton-Raphson	Geliştirilmiş Newton-Raphson	İteratif Düşey Yük	Fiktif Kolon Eleman Eklenmesi	Fiktif Diyagonal Eleman Eklenmesi
Tepe Noktası Yatay Yer Değiştirme Bağıl Fark Oranları (%)	1,86	0,94	0,94	1,05	1,41	1,50
İki Numaralı Kolon Uç Moment Değeri Bağıl Fark Oranları (%)	1,99	0,55	0,55	0,58	0,74	0,90

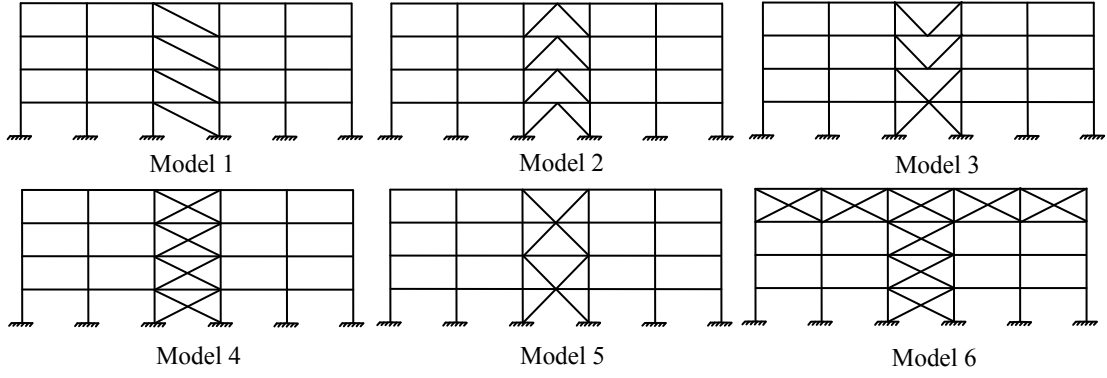
Tablo 6.9 Çerçeveye ait yapı salınım faktörü değerleri

	Birinci Mertebe Analiz (mm)	İkinci Mertebe Analiz Yöntemleri						UBC (1997)'de tavsiye edilen sınır değer
		Artımsal Yöntemler			Pratik Yöntemler			
		Tek Adımlı Artımsal Yöntem	Newton-Raphson	Geliştiril. Newton-Raphson	İteratif Düşey Yük Yönt.	Fiktif Kolon Eleman Eklenmesi	Fiktif Diyagonal Eleman Eklenmesi	
Yapı Salınım Faktörü	0,0029	0,0031	0,0032	0,0032	0,0032	0,0031	0,0032	0,0025

Tablo 6.9'dan çerçeveye ait yapı salınım faktörü değerlerinin tavsiye edilen sınır değer üzerinde olduğu görülmektedir.

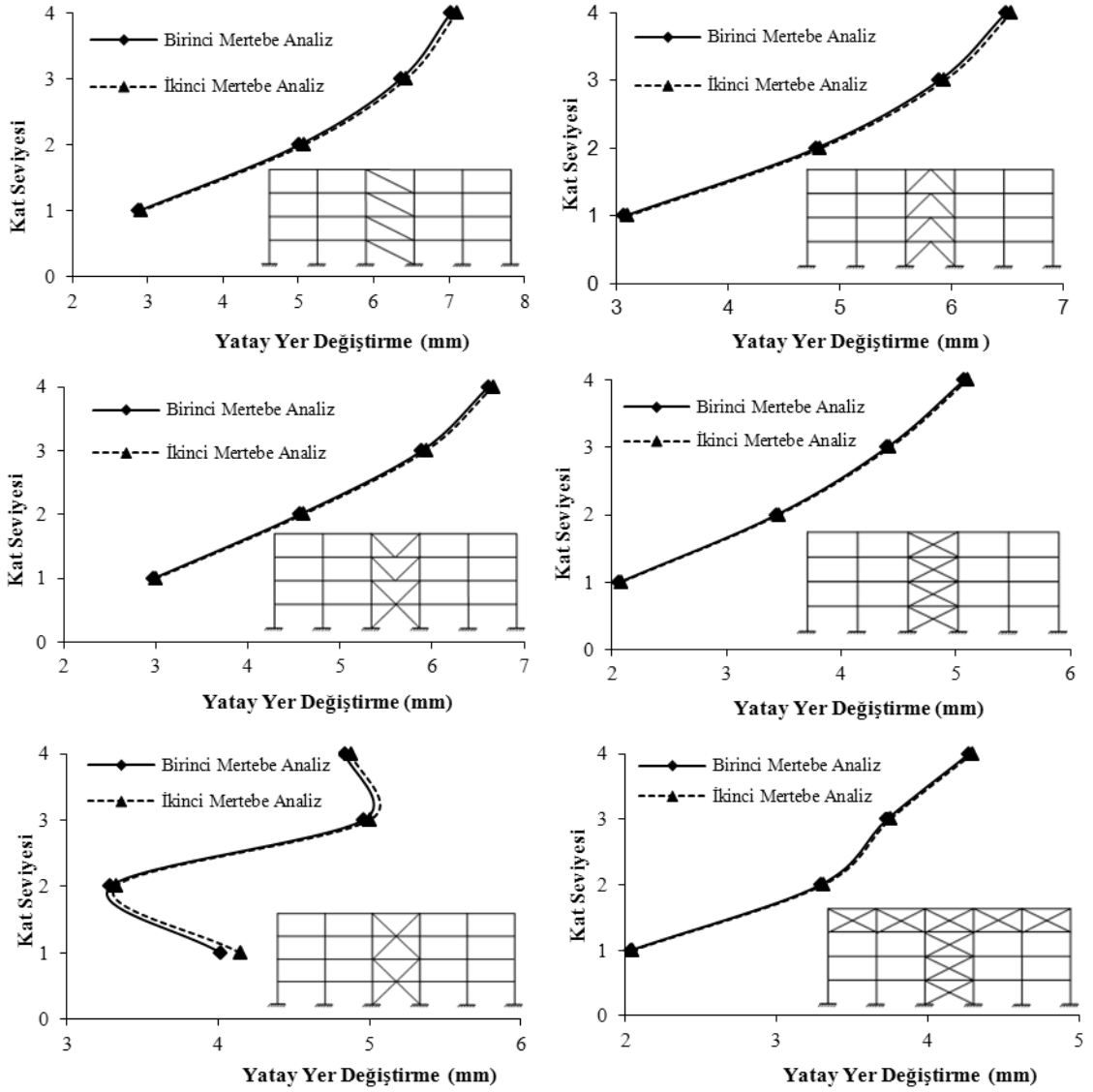
6.3.2 Çeşitli Geometrik Formlarda Teşkil Edilmiş Merkezi Çelik Çaprazlı Çerçevelerin İncelenmesi

Çalışmanın bu bölümünde, çeşitli geometrik formlarda çapraz elemanlar kullanılarak yapı salınım faktörü değerinin sınır değer altına çekilmesi ve kontrol altına alınması hedeflenmiştir. Bu amaçla; uygulamada sık kullanılan altı tip merkezi çelik çaprazlı çerçeve modeli teşkil edilmiştir. Şekil 6.7'de verildiği gibi sadece orta açıklığa kat yüksekliği boyunca çelik çaprazlar düzenlenmiş olup merkezi çelik çaprazların ve özelliklerinin yapı davranışına olan etkisi incelenmiştir.



Şekil 6.7 Çeşitli formlarda teşkil edilmiş merkezi çelik çaprazlı çerçeve sistemler

Merkezi çelik çaprazlı sistemlerde kullanılan çapraz elemanlar kutu kesit profillerden ve eleman narinliği 100 olacak şekilde seçilmiştir. Bu durumda, farklı formlarda çapraz elemanlar kullanılarak teşkil edilmiş merkezi çelik çaprazlı sistemlerin Newton-Raphson artımsal yöntemi kullanılarak elde edilen kat seviyesi ile yatay yer değiştirme ilişkisi Şekil 6.8 ile sunulmuştur.



Şekil 6.8 Çeşitli geometrik formda çapraz elemanlar kullanılarak teşkil edilmiş merkezi çelik çaprazlı yapı sistemlerine ait kat-yatay yer değiştirme ilişkisi

Şekil 6.8'den çalışmada kullanılan merkezi çelik çaprazlı sistemlerin moment aktaran çerçeve sistemlerine göre tepe noktası yer değiştirmesini %84-%90 arasında sınırlandırdığı tespit edilmiştir. Şekil 6.8, yatay yer değiştirmenin sınırlandırılması açısından incelendiğinde, Model 1, diğer çaprazlı sistemlere göre en az, Model 6 ise en fazla kat yatay yer değiştirmesini sınırlandırmaktadır. Model 5'de, tutulu olmayan düğüm noktaları çapraz birleşimi, tutulu olan düğüm noktalarına göre daha fazla yer değiştirme yapmıştır. Bu nedenle kat seviyesi-yatay yer değiştirme eğrisi diğer modellerinkinden farklı çıkmıştır ve bu durum büyük görelî kat ötelenmelerine neden

olur. Model 6 incelendiğinde en üst katın tüm açıklıklarına X merkezi çelik çapraz teşkil edildiğinden dolayı tepe noktası yatay yer değiştirmesi önemli oranda sınırlandırılmıştır.

Ayrıca yapı sistemindeki çapraz yoğunluğunun yapı davranışına etkisini incelemek amacıyla çerçevenin farklı açıklıklarına kat yüksekliği boyunca merkezi X çelik çaprazlar teşkil edilmiştir. Çalışmada, ilk olarak üçüncü açıklığa, ikinci olarak birinci ve beşinci açıklığa, son olarak da birinci, üçüncü ve beşinci açıklıklara kat yüksekliği boyunca X formunda merkezi çelik çapraz düzenlenmiştir. Tepe noktasının yatay yer değiştirmesi, üçüncü açıklığa X merkezi çapraz düzenlendiğinde %88, birinci ve beşinci açıklıklara düzenlendiğinde %93, birinci, üçüncü ve beşinci açıklıklara düzenlendiğinde ise %95 mertebesinde moment aktaran çerçeve sistemine göre sınırlandırılmaktadır.

Farklı geometrik formlarda çapraz elemanlar kullanılarak teşkil edilen merkezi çelik çaprazlı sistemlerin ikinci mertebe analizinden elde edilen yapı salınım faktörü değerleri Tablo 6.10 ile verilmiştir.

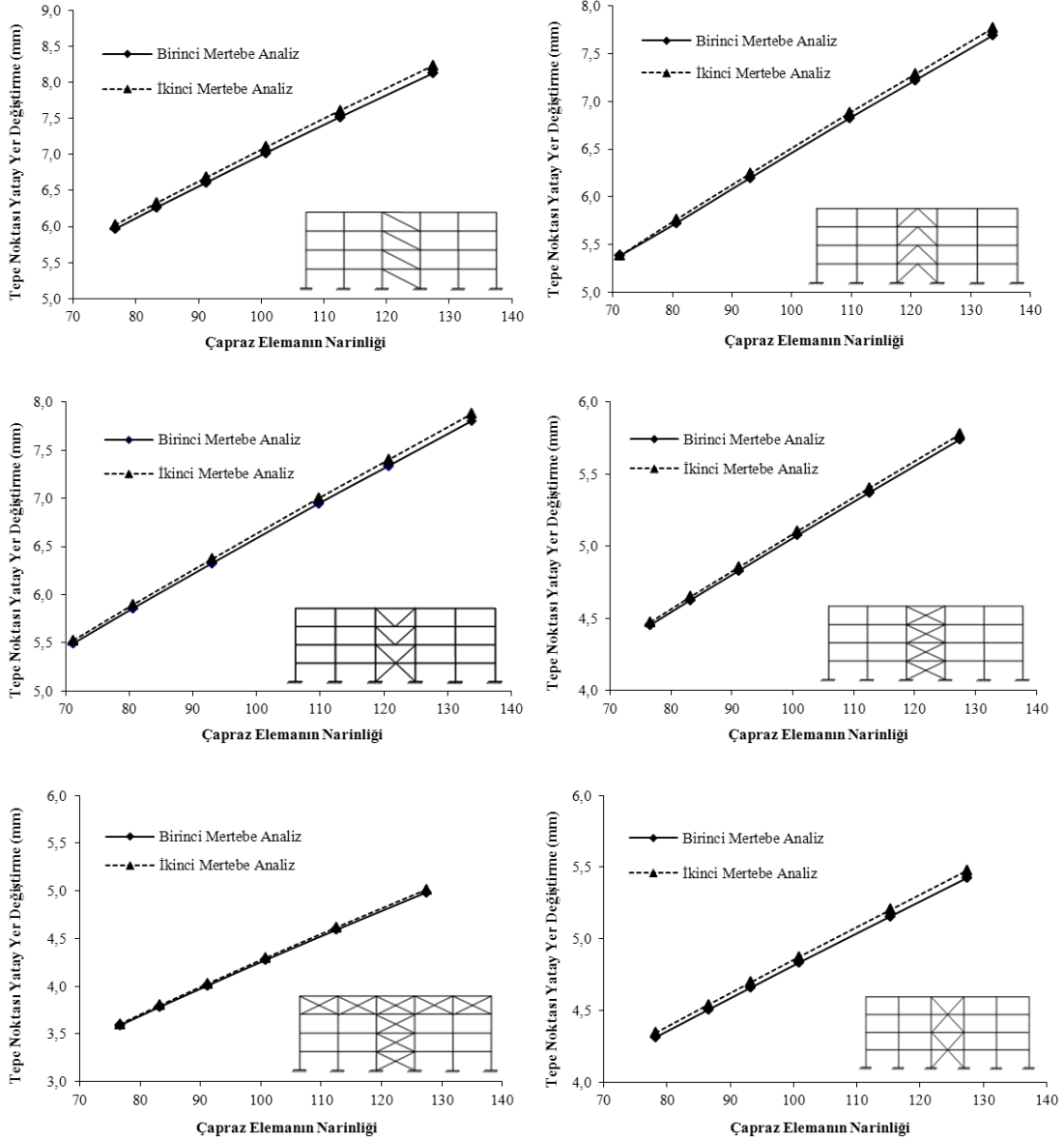
Tablo 6.10 Merkezi çelik çaprazlı yapı modellerinin yapı salınım faktörü değerleri

	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model 5	Model 6
Yapı Salınım Faktörü	0,00051	0,00047	0,00048	0,00037	0,00035	0,00031

Çalışmada incelenen çeşitli geometrik formlarda teşkil edilmiş çelik yapı modelleri için elde edilen yapı salınım faktörü değerlerinin, moment aktaran çerçeve sisteminden elde edilen yapı salınım faktörü değerine göre önemli oranda azaldığı Tablo 6.10'dan görülmektedir.

Çalışmanın bu aşamasında merkezi çelik çaprazlı sistemlerde kullanılan çapraz elemanların narinliğinin yapı davranışı üzerine olan etkisi incelenmiştir. Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (1997)'de narinlik sınırı 100, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (2007)'de St-37 çeliği için 118 olarak verilmiştir. Bu çalışmada narinlik değerleri değişimini

incelemek için bu değerleri kapsayan ve narinliği 70 ile 140 arasında değişen farklı geometrik formda çapraz elemanlar kullanılmıştır. Bu yapı sistemlerinin Newton-Raphson artımsal ikinci mertebe analiz yöntemi kullanılarak elde edilen çapraz eleman narinlik değişimi ile tepe noktası yatay yer değiştirme ilişkisi Şekil 6.9'da verilmiştir.



Şekil 6.9 Merkezi çelik çaprazlı yapı modellerinin çapraz elemanlarının narinlik- tepe noktası yatay yer değiştirme ilişkisi

Ayrıca, çapraz elemanın narinliği %25 ve %50 mertebesinde azaltılarak narinlik değişiminin yapı salınım faktörü üzerine etkisi incelenmiştir. Farklı geometrik formda teşkil edilmiş çelik çaprazlı yapı modellerindeki çapraz elemanın narinlik değişimine bağlı yapı salınım faktörü değişimi değerleri Tablo 6.11’de verilmiştir.

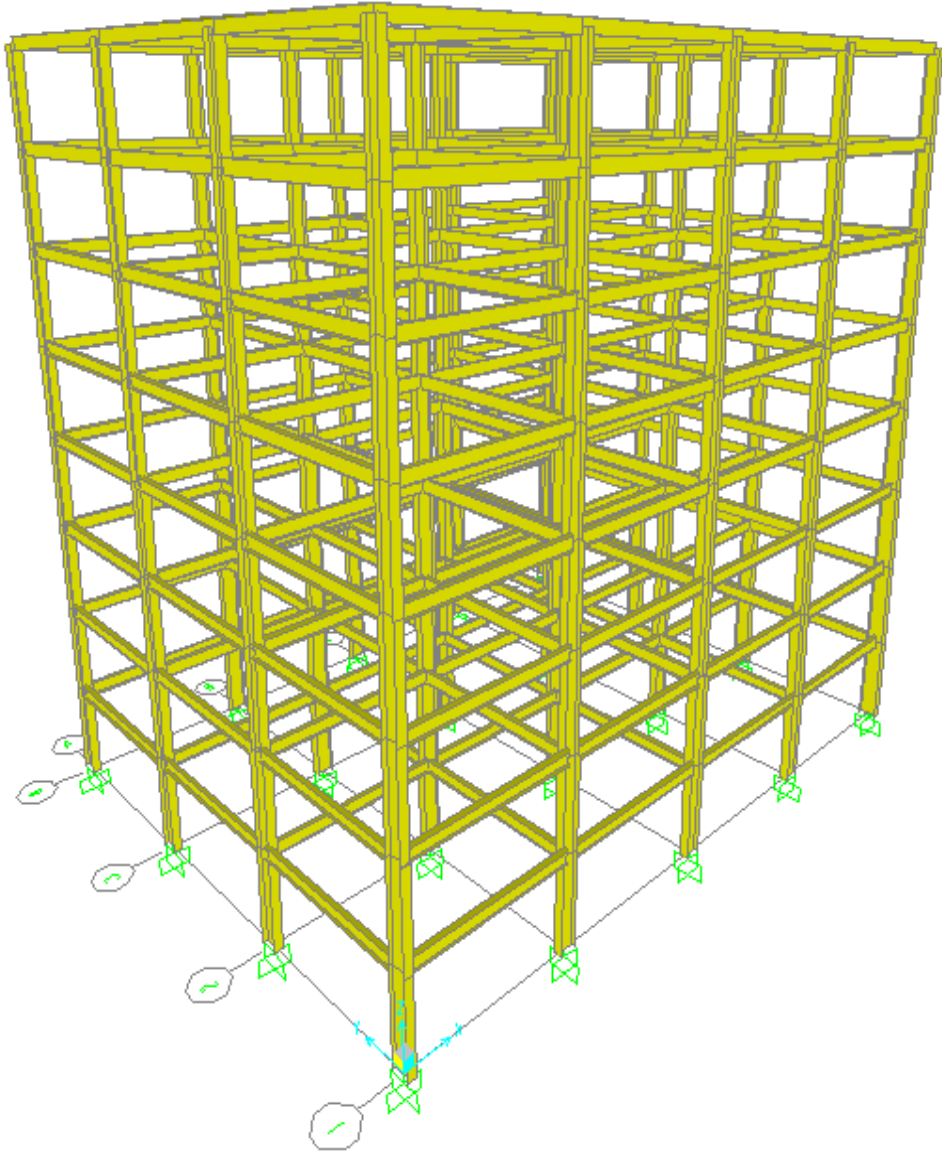
Tablo 6.11 Çelik yapı modellerinin, diyagonal elemanın narinlik değişimine bağlı olarak tepe noktası yatay yer değiştirme değişimi

Çapraz elemanın narinlik değişimi (%)	Merkezi çelik çaprazla teşkil edilen çelik yapı modellerinde çapraz elemanın narinlik değişimine bağlı olarak yapı salınım faktöründeki değişim (%)					
	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model 5	Model 6
25	13	12	12	11	11	14
50	24	23	22	20	19	25

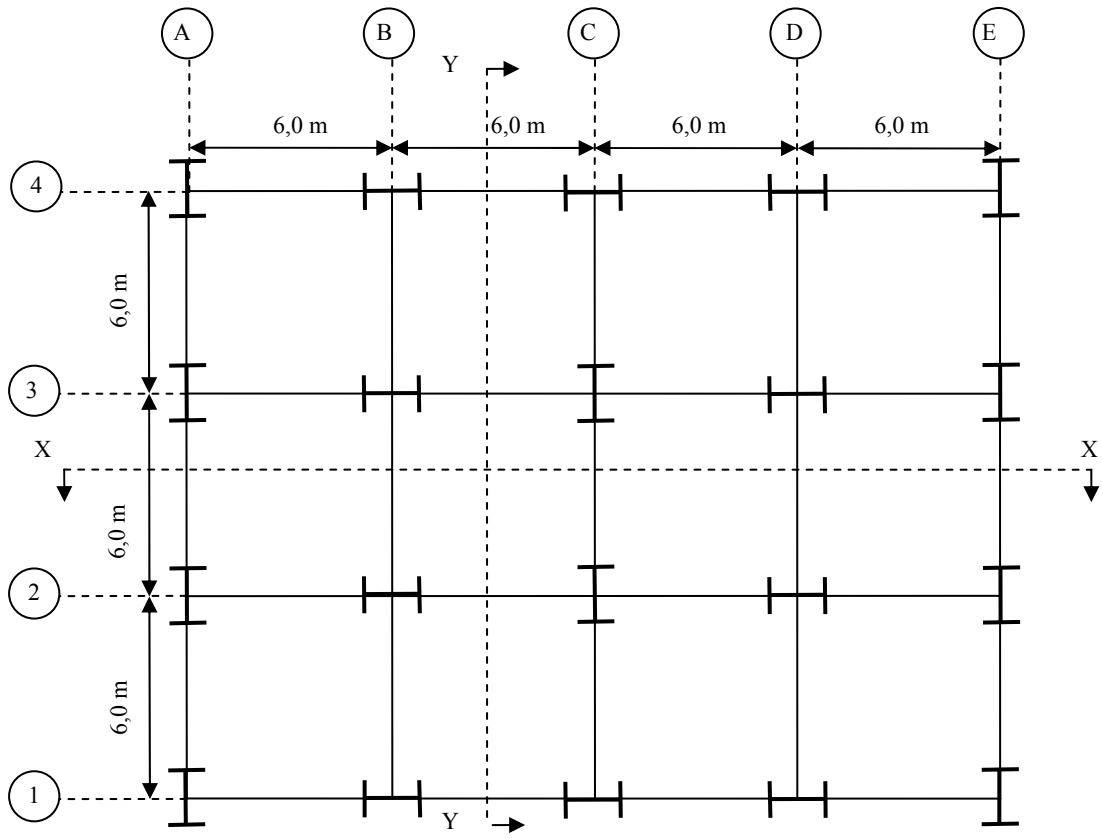
Tablo 6.11 incelendiğinde, çalışmada kullanılan çapraz elemanların narinliği %25 ve %50 azaltıldığında yapı salınım faktörü değerlerinde sırasıyla %11-%14 ile %19-%25 arasında bir azalma olduğu görülmüştür.

6.4 Sayısal Uygulama 4

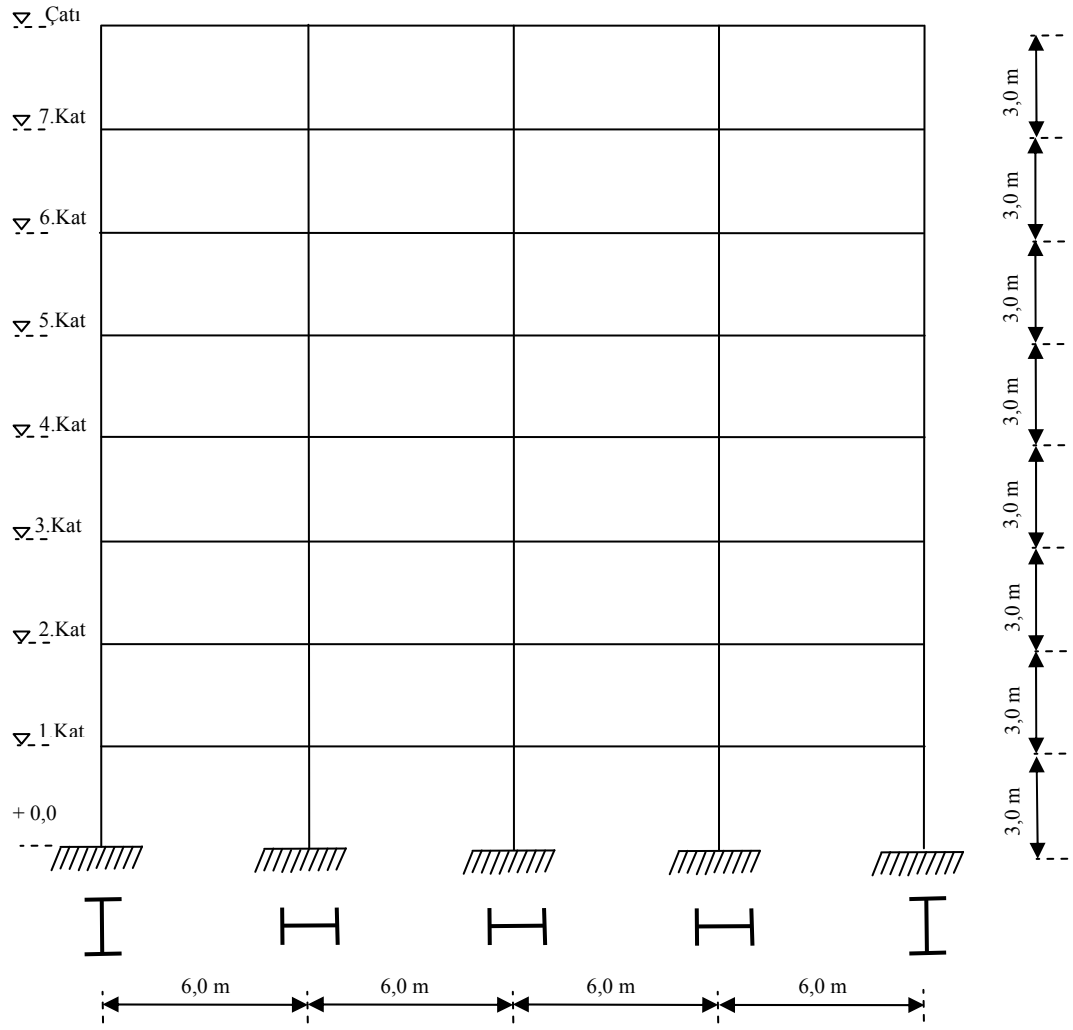
Bu bölümde Şekil 6.10’da üç boyutlu hesap modeli verilen sekiz katlı çelik bir bina; moment aktaran çerçeve ve merkezi çelik çaprazlı taşıyıcı sistemler kullanılarak modellenip birinci merteye teorisine göre analizleri yapılmıştır ve analizden elde edilen sonuçlar kullanılarak çelik yapı modellerinin emniyet gerilmeleri yöntemine göre boyutlandırması yapılmıştır. Bu analizler için Sap 2000 paket programından yararlanılmıştır. Yapının kat planı Şekil 6.11’de, tipik sistem en kesitleri ise Şekil 6.12 ve Şekil 6.13’de verilmiştir. Çelik bina, X yönünde 6,0 m’lik dört açıklığa, Y yönünde ise 6,0 m’lik üç açıklığa sahiptir. Kat yüksekliği ise her katta eşit olup 3,0 m’dir. Akslardaki çerçeve kirişlerinin kolonlara bağlantısı tam rijit ve kolonların ±0.00 kotunda, temele ankastre mesnetlendiği varsayılmıştır. Taşıyıcı sistemin kirişleri için IPE, kolonları için ise HEB profilleri kullanılmıştır. Çelik yapının tüm elemanlarında St-37 kalitesinde çelik malzeme kullanılmıştır.



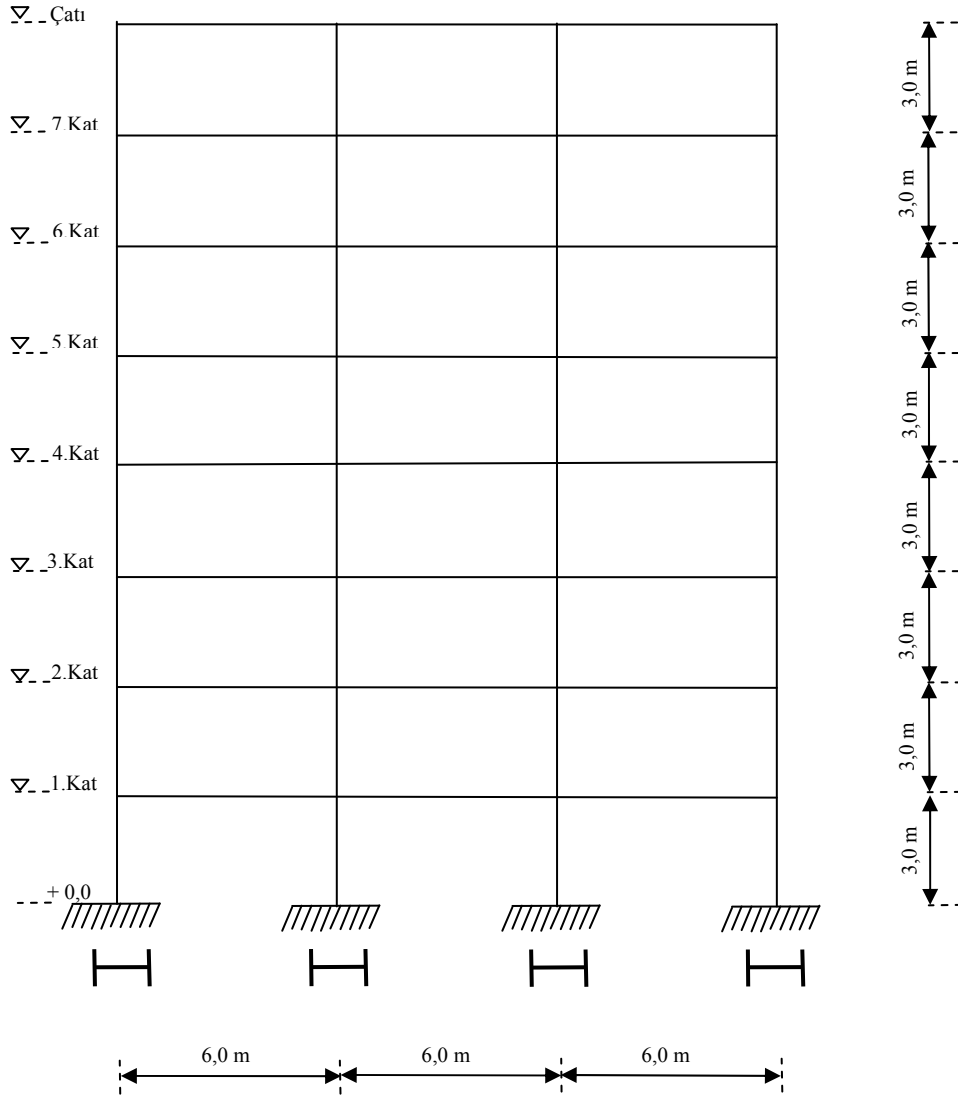
Şekil 6.10 Yapının üç boyutlu hesap modeli



Şekil 6.11 Çelik yapının kat planı



Şekil 6.12 1 ve 4 akslarının kesiti



Şekil 6.13 A ve E akslarının kesiti

6.4.1 Moment Aktaran Çelik Çerçevelerin Analizi

Binanın her iki doğrultusundaki yatay yük taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçevelerden oluşmaktadır ve kolon-kiriş birleşim bölgeleri rijit kabul edilmiştir.

6.4.1.1 Yükleler

Çatı Katında:	Σ Zati Yük	4,00 kN/m ²
	Σ Hareketli Yük	1,5 kN/m ²
Normal Katta:	Σ Zati Yük	4,00 kN/m ²
	Σ Hareketli Yük	2,0 kN/m ²
Dış Duvar Yüğü		3,0 kN/m

6.4.1.2 Deprem Karakteristikleri

Sekiz katlı; x doğrultusunda dört, y doğrultusunda üç açıklığı bulunan çelik bina birinci derece deprem bölgesinde olup, Z2 yerel zemin sınıfı üzerinde inşa edilmiştir. Yapı taşıyıcı sistemi her iki doğrultuda süneklik düzeyi yüksek çerçevelerden oluşmaktadır. Bu parametreler esas alınarak belirlenen deprem karakteristikleri ve ilgili DBYYHY (2007) maddeleri Tablo 6.12’de verilmiştir.

Tablo 6.12 Yapının deprem hesabı ile ilgili parametreleri (DBYYHY 2007)

Açıklama	Parametre
Etkin yer ivmesi katsayısı (Birinci derece deprem bölgesi)	$A_0=0,40$
Bina önem katsayısı (Konut ve işyerleri)	$I=1,00$
Spektrum karakteristik periyotları (Z2 zemin sınıfı)	$T_A=0,15$ $T_B=0,40$
Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (Deprem yüklerinin tamamının süneklik düzeyi normal çerçevelerle taşındığı çelik binalar)	$R=8$
Hareketli Yük Katılım Katsayısı (Konut ve İşyerleri için)	$n=0,30$

6.4.1.3 Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi

Yapının her iki deprem doğrultusundaki doğal titreşim periyotları Sap 2000 yazılımı yardımıyla aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$T_{1x} = 1,359 \text{ s}$$

$$T_{1y} = 1,417 \text{ s}$$

6.4.1.4 Kat ağırlıklarının belirlenmesi

Binanın deprem yüklerinin hesaplanmasında kullanılacak toplam ağırlığı, W , denklem (6.7) ile belirlenmiştir.

$$W = \sum_{i=1}^N w_i \quad (6.7)$$

Denk.(6.7)'deki N kat sayısını, w_i ise kat ağırlıklarını ifade eder ve denklem (6.8) ile hesaplanır.

$$w_i = g_i + n q_i \quad (6.8)$$

Denk.(6.8)'de g zati yükü, q hareketli yükü, n ise yer alan hareketli yük katılım katsayısı göstermektedir. Konut ve işyeri ağırlıkları için hareketli yük katılım katsayısı 0,3 olarak verilmiştir. Her kata ait hesaplanan kat ağırlıkları Tablo 6.13 ile sunulmuştur.

Tablo 6.13 Kat ağırlıkları

Kat	Ölü Yük (g)	Hareketli Yük (q)	$g_i + n.q_i$
Çatı	1914,69	648	2109,09
7	2183,919	864	2443,119
6	2183,919	864	2443,119
5	2183,919	864	2443,119
4	2215,947	864	2475,147
3	2215,947	864	2475,147
2	2223,012	864	2482,212
1	2223,012	864	2482,212
Σ	17344,365	6696	19353,165

6.4.1.5 DBYBHY 2007'ye göre Eşdeğer Deprem Yüğü Hesabı

DBYBH (2007)'ye uygun olarak bina yüksekliğinin $H_N = 24,0 \text{ m} < 40,0 \text{ m}$ olması ve taşıyıcı sistemde burulma ve yumuşak kat düzensizliklerinin bulunmaması nedeniyle eşdeğer deprem yükü yöntemi kullanılmıştır. DBYBHY (2007)'ye göre, göz önüne alınan deprem doğrultusunda, çerçevenin tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti), (V_t) denklem (6.9) ile belirlenmiştir.

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 A_0 I W \quad (6.9)$$

Burada, W toplam bina ağırlığı, A(T1) spektral ivme katsayısı, $R_a(T_1)$ ise deprem yükü azaltma katsayısıdır. Çerçevenin (x) doğrultusundaki taban kesme kuvvetinin hesabında aşağıdaki işlem adımları izlenir.

$$T_{1x} = 1,359 \text{ s} > 0,40 \text{ s} = T_B$$

($T_B \leq T$) olması durumunda spektrum katsayısı denklem (6.10) ile belirlenir.

$$S(T_{1x}) = 2,5 \left(\frac{T_B}{T_{1x}} \right)^{0,8} \quad (6.10)$$

$$S(T_{1x}) = 0,940$$

Spektrum katsayısına bağı olarak belirlenen $R_a(T)$ deprem yükü azaltma katsayısı ise DBYBHY 2007'ye göre ($T_A \leq T$) olması durumunda denklem (6.11) ile belirlenir,

$$R_a(T) = R = 8 \quad (6.11)$$

Deprem yüklerinin belirlenmesi için esas spektral ivme katsayısı ise DBYBHY (2007)'ye göre denklem (6.12) ile belirlenir.

$$A(T) = A_0 IS(T) \quad (6.12)$$

$$A(T_x) = 0,376$$

Hesaplanan spektrum katsayısı, spektral ivme katsayısı, deprem yükü azaltma katsayısı ve yapı ağırlığı denklem (6.9)'da yerine konularak binanın (x) doğrultusundaki taban kesme kuvveti elde edilir.

$$V_{tx} = \frac{19353,165 * 0,376}{8} = 909,507 \text{ kN}$$

Çerçevenin (y) doğrultusundaki taban kesme kuvveti hesabında aşağıdaki işlem adımları izlenir.

$$T_{1y} = 1,41698 \text{ s} > 0,40 \text{ s} = T_B$$

($T_B \leq T$) olması durumunda spektrum katsayısı denklem (6.10) ile aşağıdaki gibi belirlenir.

$$S(T_{1y}) = 0,909$$

Spektrum katsayısına bağı olarak belirlenen $R_a(T)$ deprem yükü azaltma katsayısı ise DBYBHY (2007)'ye göre ($T_B \leq T$) olması durumunda denklem (6.11) ile belirlenir.

$$R_a(T) = R = 8$$

Deprem yüklerinin belirlenmesi için esas spektral ivme katsayısı ise DBYBHY (2007)'ye göre denklem (6.12) ile belirlenir.

$$A(T_Y) = 0,40 * 1 * 0,909 = 0,364$$

Hesaplanan spektrum katsayısı, spektral ivme katsayısı, deprem yükü azaltma katsayısı ve yapı ağırlığı denklem (6.9)'da yerine konularak binanın (y) doğrultusundaki taban kesme kuvveti hesaplanır.

$$V_{ty} = \frac{19353,165 * 0,364}{8} = 879,466 \text{ kN}$$

6.4.1.6 Düğüm Noktalarına Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

DBYBH (2007)'ye göre, çerçeveye etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü, düğüm noktalarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak ifade edilir. Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü, ΔF_N , (x) ve (y) doğrultuları için DBYBH (2007)'ye göre denklem (6.13) ile hesaplanır.

$$\Delta F_N = 0,0075NV_t \quad (6.13)$$

(x) doğrultusuna etkiyen toplam eşdeğer deprem yüklerinin tepe kuvvetleri ΔF_{NX} aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\Delta F_{NX} = 0,0075NV_{tx} = 0,0075 * 8 * 909,507 = 54,57 \text{ kN}$$

(y) doğrultusuna etkiyen toplam eşdeğer deprem yüklerinin tepe kuvvetleri ΔF_{NY} aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\Delta F_{NY} = 0,0075NV_{ty} = 0,0075 * 8 * 879,466 = 52,768 \text{ kN}$$

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N tepe kuvveti dışında geri kalan kısmı, N'inci kat dahil olmak üzere, binanın katlarına DBYBH (2007)'ye göre denklem (6.14) ile dağıtılacaktır.

$$F_i = (V_i - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j} \quad (6.14)$$

Tablo 6.14 Kat ağırlıkları ve kütleleri

Kat	w_i (kN)	m_i (kN.sn ² /m)
Çatı	2109,09	214,994
7	2443,119	249,044
6	2443,119	249,044
5	2443,119	249,044
4	2475,147	252,309
3	2475,147	252,309
2	2482,212	253,029
1	2482,212	253,029
Σ	19353,165	1972,800

(x) ve (y) doğrultuları için eşdeğer deprem yükleri denklem (6.14) yardımıyla hesaplanır,

(x) doğrultusu için eşdeğer deprem yükleri aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$F_{ix} = (909,507 - 54,570) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j}$$

(y) doğrultusu için eşdeğer deprem yükleri aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$F_{iy} = (879,466 - 52,768) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_j H_j}$$

Elde edilen eşdeğer deprem yükleri Tablo 6.15 ile verilmiştir.

Tablo 6.15 Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri

Kat	w_i (kN)	H_i (m)	$w_i H_i$	$\frac{w_i H_i}{\sum w_i H_i}$	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)
Çatı	2109,09	24,0	50618,16	0,197	223,046	215,678
7	2443,119	21,0	51305,5	0,200	170,763	165,123
6	2443,119	18,0	43976,14	0,171	146,368	141,534
5	2443,119	15,0	36646,79	0,143	121,974	117,945
4	2475,147	12,0	29701,76	0,116	98,858	95,593
3	2475,147	9,0	22276,32	0,087	74,144	71,695
2	2482,212	6,0	14893,27	0,058	49,570	47,933
1	2482,212	3,0	7446,636	0,029	24,785	23,966
Σ	19353,165		256864,6	1,000	909,507	879,466

6.4.1.7 Deprem Yüklerinin Tatbik Noktaları

DBYBHY (2007)'ye göre burulma düzensizliğinin bulunmadığı binalarda katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin, ek dışmerkezlilik etkisinin hesaba katılabilmesi amacı ile, göz önüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyunun +%5 ve -%5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve ayrıca kat kütle merkezine uygulanması öngörülmektedir.

$$e_x = \pm 0,05 \cdot 24 = \pm 1,2 \text{ m}, \quad e_y = \pm 0,05 \cdot 18 = \pm 0,9 \text{ m}$$

6.4.1.8 Rüzgar Yükleri

Rüzgar yükleri TS498 yük standardına göre belirlenmiş olup, rüzgar doğrultusuna dik olan yüzeye yayılı olarak etkiyen rüzgar yükleri, kat döşemelerine etkiyen statikçe eşdeğer tekil kuvvetlere dönüştürülerek hesaplar yapılmıştır. Bir kat döşemesine etkiyen W_i eşdeğer rüzgar kuvveti TS 498'e göre denklem (6.15) ile hesaplanır.

$$W_i = C_f \cdot q \cdot A_i \quad (6.15)$$

Burada; C_f aerodinamik yük katsayısı, q nominal yük basıncıdır ve bina yüksekliğine bağlı olarak hesaplanır. A_i kat döşemesine rüzgar yükü aktaran alandır ve rüzgar doğrultusuna dik olan yüzeyin genişliği ile ardışık iki katın yüksekliklerinin ortalamasının çarpımı ile elde edilir. Denklem (6.15) kullanılarak binaya etkiyen rüzgar kuvvetleri (x) ve (y) yönleri için Tablo 6.16'daki gibi hesaplanmıştır.

Tablo 6.16 (x) ve (y) doğrultuları için rüzgar kuvvetleri

Kat No.	Deprem Kuvveti (kN)	
	X yönü	Y yönü
Çatı	35,64	47,52
7	58,32	77,76
6	51,84	69,12
5	51,84	69,12
4	51,84	69,12
3	45,36	60,48
2	32,40	43,20
1	32,40	43,20
Σ	359,64	479,52

6.4.1.9 Yük Kombinasyonları

Yapı sisteminin düşey ve yatay kuvvetler altında analizi ile elde edilen iç kuvvetler, DBYBHY 2007 ve TS648 çelik yapılar standardına uygun olarak, Tablo 6.17'de verilen yük kombinasyonları ile birleştirileceklerdir.

Tablo 6.17 Analiz ve tasarımda kullanılacak yük kombinasyonları

Yük Kombinasyonu	Düşey Yük Birleşimleri	Düşey yük + Deprem Kombinasyonu	Düşey yük + Rüzgar Kombinasyonu
Yük Açılımları	G+Q	$G+Q+E_{x1}+0,3E_y$	$G+Q+W_x$
	-	$G+Q+E_{x1}-0,3E_y$	$G+Q-W_x$
	-	$G+Q-E_{x1}+0,3E_y$	$G+Q+W_y$
	-	$G+Q-E_{x1}-0,3E_y$	$G+Q-W_y$
	-	$G+Q+E_{x2}+0,3E_y$	$0,9G+W_x$
	-	$G+Q+E_{x2}-0,3E_y$	$0,9G-W_x$
	-	$G+Q-E_{x2}+0,3E_y$	$0,9G+W_y$
	-	$G+Q-E_{x2}-0,3E_y$	$0,9G-W_y$
	-	$G+Q+0,3E_x+E_{y1}$	
	-	$G+Q+0,3E_x-E_{y1}$	
	-	$G+Q-0,3E_x+E_{y1}$	
	-	$G+Q-0,3E_x-E_{y1}$	
	-	$G+Q+0,3E_x+E_{y2}$	
	-	$G+Q+0,3E_x-E_{y2}$	
	-	$G+Q-0,3E_x+E_{y2}$	
	-	$G+Q-0,3E_x-E_{y2}$	
		$0,9G+E_{x1}+0,3E_y$	
		$0,9G+E_{x1}-0,3E_y$	
		$0,9G-E_{x1}+0,3E_y$	
		$0,9G-E_{x1}-0,3E_y$	
		$0,9G+E_{x2}+0,3E_y$	
		$0,9G+E_{x2}-0,3E_y$	
		$0,9G-E_{x2}+0,3E_y$	
		$0,9G-E_{x2}-0,3E_y$	
		$0,9G+0,3E_x+E_{y1}$	
		$0,9G+0,3E_x-E_{y1}$	
		$0,9G-0,3E_x+E_{y1}$	
		$0,9G-0,3E_x-E_{y1}$	
		$0,9G+0,3E_x+E_{y2}$	
		$0,9G+0,3E_x-E_{y2}$	
		$0,9G-0,3E_x+E_{y2}$	
		$0,9G-0,3E_x-E_{y2}$	

Burada; sabit yüklerden oluşan iç kuvvetler G, hareketli yüklerden oluşan iç kuvvetler Q, (x) doğrultusunda, kat kütle merkezinin, bu doğrultuya dik doğrultudaki kat boyutunun + %5'i ve - %5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanan deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetler E_{x1} ve E_{x2} , (y) doğrultusunda, kat kütle merkezinin, bu doğrultuya dik doğrultudaki kat boyutunun + %5'i ve - %5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanan deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetler E_{y1} ve E_{y2} , sırasıyla (x) ve (y) doğrultusundaki rüzgar yüklerinden oluşan iç kuvvetler ise W_x ve W_y 'dir

TS 648 Çelik Yapılar Standardına ve DBYBHY (2007)'ye uygun olarak, emniyet gerilmeleri yöntemine göre yapılan kesit hesaplarında emniyet gerilmeleri düşey yük+rüzgar yüklemeleri için %15, düşey yük + deprem yüklemeleri için %33 artırılmıştır.

6.4.1.10 TS 648'e göre Çelik Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması

Bu çalışmada, kolonlar boyutlandırılırken dördüncü kata kadar her iki katta bir, dördüncü kattan çatı katına kadar ise tek tip profil kullanılmıştır. Kirişlerde ise çatı katı için bir, normal kat kirişleri için ise tek bir profil tipi seçilmiştir. En elverişsiz yük kombinasyonuna göre boyutlandırılacak eğilme altındaki elemanlarda normal gerilme tahkiki denklem (6.16), kayma gerilmesi tahkiki ise denklem (6.17) ile yapılmıştır.

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (6.16)$$

$$\tau = \frac{T \times S_x}{I_x \times t_w} \quad (6.17)$$

Burada; M eğilme, W mukavemet momentini, I_x kesitin atalet momentini, t_w ise kesitin gövde kalınlığını ifade etmektedir.

Eksenel basınç kuvveti etkisi altında olan çubukların tahkikinde ise denklem (6.18) ve denklem (6.19) kullanılmıştır (TS 648, 1980).

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}\right) \times \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}\right) \times \sigma_{By}} \leq 1 \quad (6.18)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0,6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1 \quad (6.19)$$

$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \leq 1,5$ olduğu durumlarda ise denklem (6.20) ifadesi kullanılır.

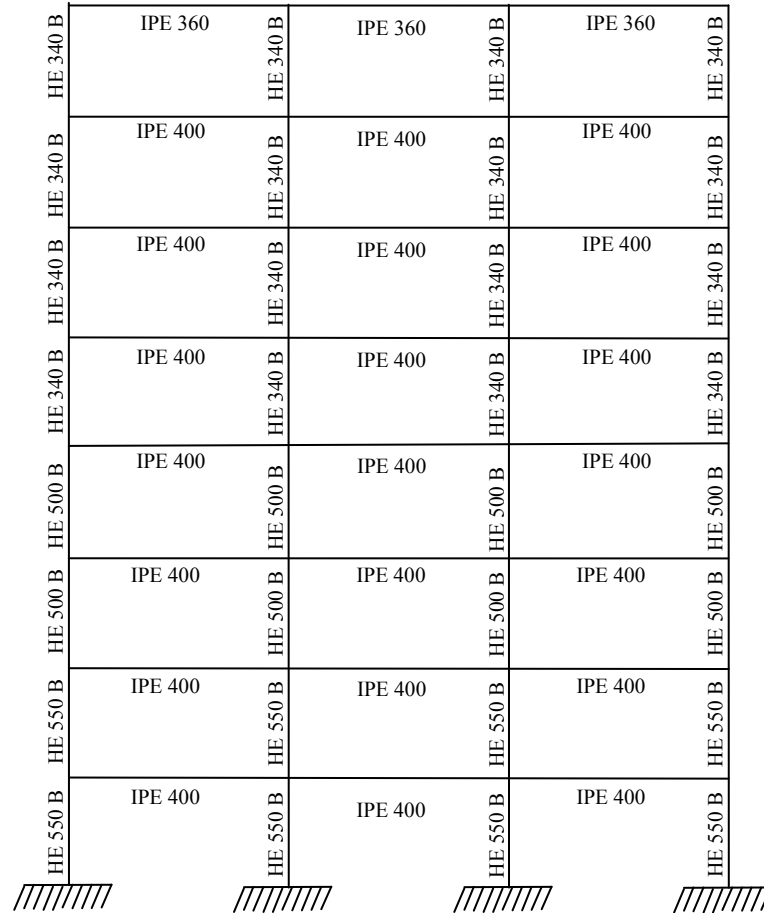
$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1 \quad (6.20)$$

Burada; σ_{eb} yalnız basınç kuvveti altında hesaplanan gerilme, σ_{bem} kolonun λ_x ve λ_y narinliklerinden büyük olana bağlı olan basınç emniyet gerilmesi, σ_b yalnız eğilme momenti etkisi altındaki burkulma emniyet gerilmesi, σ_b sadece eğilme momentine göre hesaplanan basınç gerilmesi, C_m ise uç momentleri, y açıklık momentleri ve yanal desteklemeyi göz önüne alan bir katsayıdır. Yanal yer değiştirmenin olmadığı yapılarda $C_m = 0,85$ alınır.

Gerilme tahkikleri sonucu elde edilen profiller Tablo 6.18 ve Şekil 6.14 ile verilmiştir.

Tablo 6.18 Taşıyıcı sistem elemanlarının en kesit profilleri

Kat	Kirişler	Kolonlar
Çatı	IPE 360	HE 340 B
7	IPE 400	HE 340 B
6	IPE 400	HE 340 B
5	IPE 400	HE 340 B
4	IPE 400	HE 500 B
3	IPE 400	HE 500 B
2	IPE 400	HE 550 B
1	IPE 400	HE 550 B



Şekil 6.14 Boyutlandırma sonucu elde edilen kesitler

6.4.1.11 Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Görelî kat ötelemelerinin kontrolü, DBYBHY (2007)'ye göre yapılacaktır. Herhangi bir kolon için, ardışık iki kat arasındaki yer değiştirme farkını ifade eden azaltılmış göreli kat ötelemesi (Δ_i) denklem (6.21) ile hesaplanır.

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (6.21)$$

Bu denklemde; d_i ve d_{i-1} , her bir deprem doğrultusu için binanın ardışık iki katında, herhangi bir kolonun uçlarında, azaltılmış deprem yüklerinden meydana gelen en büyük yer değiştirmeleri göstermektedir. Her bir deprem doğrultusunda, binanın i . katındaki kolonlar için etkin göreli kat ötelemesi (δ_i) denklem (6.22) ile hesaplanır.

$$\delta_i = R \cdot \Delta_i \quad (6.22)$$

Burada; R deprem yükü azaltma katsayısı, Δ_i azaltılmış göreli kat ötelenmesidir. (x) ve (y) doğrultularında %5 ek dış merkezlikle uygulanan azaltılmış E_{x1} ve E_{y1} deprem yükleri altında, yapı sisteminin Sap 2000 yazılımı ile elde edilen d_{ix} ve d_{iy} yatay yer değiştirmelerinin her katta aldığı değerler, ardışık katlar arasındaki göreli kat ötelemeleri Tablo 6.19 ve Tablo 6.20'de verilmiştir.

Tablo 6.19 (X) doğrultusunda göreli kat ötelemelerinin kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{ix} (cm)	Δ_{ix} (cm)	$\delta_{ix} = R \cdot \Delta_{ix}$	δ_{ix}/h_i
Çatı	300	4,003	0,252	2,019	0,007
7	300	3,751	0,395	3,160	0,011
6	300	3,356	0,536	4,286	0,014
5	300	2,820	0,659	5,269	0,018
4	300	2,162	0,631	5,049	0,017
3	300	1,530	0,650	5,198	0,017
2	300	0,881	0,572	4,576	0,015
1	300	0,309	0,309	2,470	0,008

Tablo 6.20 (Y) doğrultusunda görel kat ötelemelerinin kontrolü

Kat	h_i (m)	d_{iy} (cm)	Δ_{iy} (cm)	$\delta_{iy}=R.\Delta_{ix}$	δ_{iy}/h_i
Çatı	300	4,386	0,283	2,265	0,008
7	300	4,103	0,436	3,490	0,012
6	300	3,667	0,589	4,714	0,016
5	300	3,077	0,721	5,767	0,019
4	300	2,357	0,698	5,582	0,019
3	300	1,659	0,711	5,690	0,019
2	300	0,948	0,620	4,957	0,017
1	300	0,328	0,328	2,624	0,009

Burada; h kat yüksekliği, d_{ix} ve d_{iy} yatay yer değiştirmeleri, Δ_{ix} ve Δ_{iy} azaltılmış görel kat ötelemeleri, δ_{ix} ve δ_{iy} etkin görel kat ötelemeleridir. Her bir deprem doğrultusu için, binanın her katındaki azaltılmış görel kat ötelemeleri söz konusu deprem doğrultusundaki deprem yükü azaltma katsayısı, R ile çarpılarak δ_i etkin görel kat ötelemeleri hesaplanmış ve Tablo 6.19 ve 6.20’de beşinci kolona yazılmıştır. Bu değerlerin kat yüksekliklerine oranları ise Tablo 6.19 ve 6.20’nin son kolonunda yer almaktadır. Burada, δ_{ix}/h_i oranlarının en büyük değerleri, (x) ve (y) doğrultularında denklem (6.23) ile verilen değeri geçemez.

$$(\delta_i/h_i)_{\max} < 0.02 \quad (6.23)$$

(x) doğrultusunda en büyük $(\delta_{ix}/h_i)_{\max} = 0.018$, (y) doğrultusunda ise en büyük $(\delta_{iy}/h_i)_{\max} = 0.019$ elde edilmiştir.

6.4.1.12 İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

DBYBHY (2007)’ye göre, göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta, ikinci mertebe etkilerini temsil eden ikinci mertebe gösterge değeri θ_i denklem (6.24) ile hesaplanmış, (x) ve (y) doğrultuları için elde edilen bu değerler Tablo 6.21 ve Tablo 6.22 ile sunulmuştur.

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{\text{ort}} \sum_{j=i}^N w_j}{V_i h_i} \leq 0.12 \quad (6.24)$$

Burada;

$(\Delta_i)_{\text{ort}}$: i'inci kat için yukarıdaki bölümde azaltılmış görelî kat ötelemelerinin kat içindeki ortalama değerini

V_i : gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın i'inci katına etkiyen kat kesme kuvvetini

h_i : binanın i'nci katının kat yüksekliğini

w_j : binanın j'inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığını göstermektedir.

Tablo 6.21 (X) doğrultusu için ikinci mertbe etkilerin kontrolü

X-X Doğrultusu İçin İkinci Mertbe Etkilerin Kontrolü						
Kat No	w_i (kN)	$(\Delta_i)_{\text{ort}}$ (cm)	V_i (kN)	h_i (m)	$\sum w_i$ (kN)	θ_i
Çatı	2109,090	0,236	223,046	320,000	2109,090	0,007
7	2443,119	0,370	393,809	320,000	4552,209	0,013
6	2443,119	0,502	540,177	320,000	6995,328	0,020
5	2443,119	0,617	662,151	320,000	9438,447	0,028
4	2475,147	0,592	761,009	320,000	11913,594	0,029
3	2475,147	0,610	835,153	320,000	14388,741	0,033
2	2482,212	0,538	884,723	320,000	16870,953	0,032
1	2482,212	0,291	909,508	320,000	19353,165	0,019

Tablo 6.22 (Y) doğrultusu için ikinci merteye etkilerin kontrolü

Y-Y doğrultusu için İkinci Merteye Etkilerin Kontrolü						
Kat No	w_i (kN)	$(\Delta_i)_{ort}$ (cm)	V_i (kN)	h_i (m)	$\sum w_i$ (kN)	θ_i
Çatı	2109,090	0,256	215,678	320,000	2109,090	0,008
7	2443,119	0,394	380,801	320,000	4552,209	0,015
6	2443,119	0,532	522,335	320,000	6995,328	0,022
5	2443,119	0,650	640,280	320,000	9438,447	0,030
4	2475,147	0,630	735,873	320,000	11913,594	0,032
3	2475,147	0,643	807,568	320,000	14388,741	0,036
2	2482,212	0,561	855,501	320,000	16870,953	0,035
1	2482,212	0,298	879,467	320,000	19353,165	0,020

6.4.1.13 Burulma Düzensizliği Kontrolü

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta en büyük görelî kat ötelemesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama görelî kat ötelemeye oranını ifade eden burulma düzensizliği katsayısı denklem (6.25) ile verilmiştir.

$$[\eta_{bi} = (\Delta_i)_{max} / (\Delta_i)_{ort} > 1,2] \quad (6.25)$$

Burada; $(\Delta_i)_{max}$ i. kattaki en büyük görelî kat ötelenmesi, $(\Delta_i)_{ort}$ i. kattaki ortalama görelî kat ötelenmesidir.

Denklem (6.25)'e göre (x) ve (y) doğrultuları için hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı Tablo 6.23 ve Tablo 6.24 ile sunulmuştur.

Tablo 6.23 Moment aktaran çerçevenin (x) doğrultusu için burulma düzensizliği sınırları

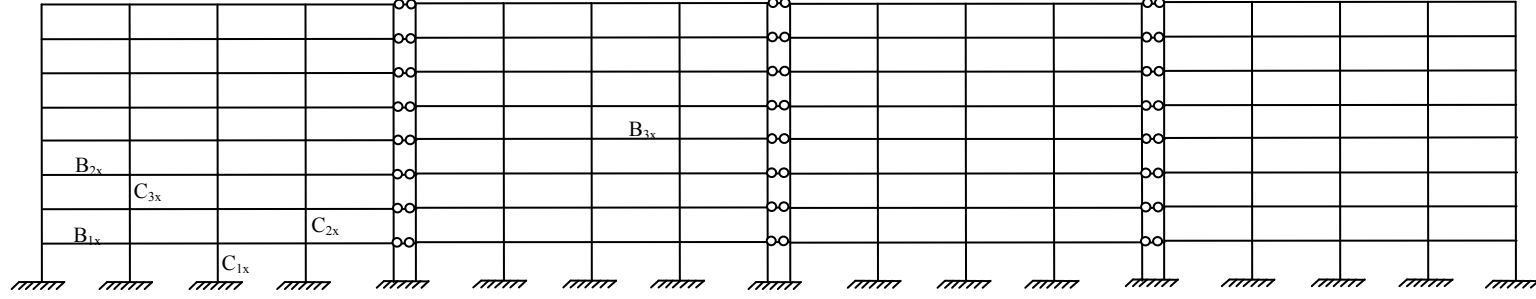
Kat	$(d_{ix})_{max}$	$(d_{ix})_{min}$	$(\Delta_{ix})_{max}$	$(\Delta_{ix})_{min}$	$(\Delta_{ix})_{ort}$	η_{bix}
8	4,00	3,51	0,25	0,22	0,24	1,07
7	3,75	3,29	0,39	0,35	0,37	1,07
6	3,36	2,95	0,54	0,47	0,50	1,07
5	2,82	2,48	0,66	0,58	0,62	1,07
4	2,16	1,90	0,63	0,55	0,59	1,07
3	1,53	1,35	0,65	0,57	0,61	1,06
2	0,88	0,78	0,57	0,50	0,54	1,06
1	0,31	0,27	0,31	0,27	0,29	1,06

Tablo 6.24 Moment aktaran çerçevenin (y) doğrultusu için burulma düzensizliği sınırları

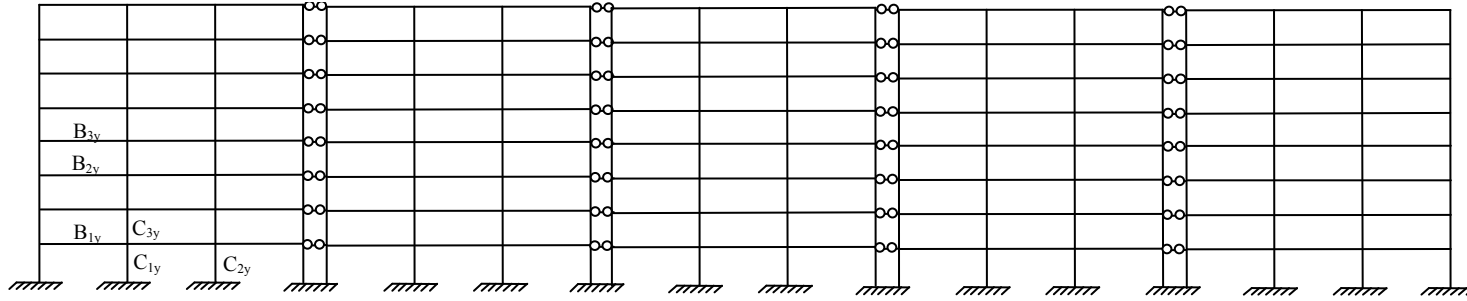
Kat	$(d_{iy})_{max}$	$(d_{iy})_{min}$	$(\Delta_{iy})_{max}$	$(\Delta_{iy})_{min}$	$(\Delta_{iy})_{ort}$	η_{biy}
8	4,39	3,54	0,28	0,23	0,26	1,11
7	4,10	3,31	0,44	0,35	0,39	1,11
6	3,67	2,96	0,59	0,47	0,53	1,11
5	3,08	2,49	0,72	0,58	0,65	1,11
4	2,36	1,91	0,70	0,56	0,63	1,11
3	1,66	1,35	0,71	0,58	0,64	1,11
2	0,95	0,77	0,62	0,50	0,56	1,10
1	0,33	0,27	0,33	0,27	0,30	1,10

6.4.1.14 Üç Boyutlu Yapının Düzlem Çerçeveye İndirgenmesi

Çalışmada kullanılan yapıların döşemeleri rijit diyafram olarak çalıştığı kabul edilmiş ve kat hizalarında iki ucu mafsallı sonsuz rijit çubuklar ile bağlanarak, üç boyutlu yapı eşdeğer düzlemsel sistemlere indirgenmiştir (Dündar ve Kırıl, 1986). Şekil 6.15 ile sunulan düzlemsel modellerin MASTAN 2 yazılımı kullanılarak ikinci mertebe analizleri gerçekleştirilmiştir (Ziemian ve Mcguire, 2008). Binaların (x) ve (y) doğrultularındaki açıklık sayısı farklı olduğu için her iki doğrultu yönüne ait kat yatay yer değiştirmeleri, görelî kat ötelenmeleri, yapı salınım faktörü (YSF) değerleri ve bir takım çubuk elemanlarının (C_{1x} , C_{2x} , C_{3x} , B_{1x} , B_{2x} , B_{3x} , C_{1y} , C_{2y} , C_{3y} , B_{1y} , B_{2y} , B_{3y}) iç kuvvet değerleri sunulmuştur.



(X) doğrultusu



(Y) doğrultusu

Şekil 6.15 Moment aktaran çerçevenin düzlem çerçeveye indirgenmiş modeli

6.4.1.15 İkinci Mertebe Analiz Sonucu Elde Edilen Bulgular

Moment aktaran çelik yapı modelinin (x), (y) doğrultuları için kat yatay yer değiştirme ve YSF değerleri; Tablo 6.25’de, çerçevenin (x) ve (y) doğrultularından seçilen çubuk elemanlarının (C_{1x} , C_{2x} , C_{3x} , B_{1x} , B_{2x} , B_{3x} , C_{1y} , C_{2y} , C_{3y} , B_{1y} , B_{2y} , B_{3y}) iç kuvvet değerleri artımsal yöntemler kullanılarak hesaplanmış olup, Tablo 6.26 ve Tablo 6.27’de sunulmuştur. Ayrıca, moment aktaran çerçevenin her iki doğrultusu için, kat yatay yer değiştirmeleri ve görel kat ötelenme grafikleri de Şekil 6.16 ve Şekil 6.17’de verilmiştir.

Tablo 6.25 Moment aktaran çerçevenin kat yatay yer değiştirme ve (YSF) değerleri (mm)

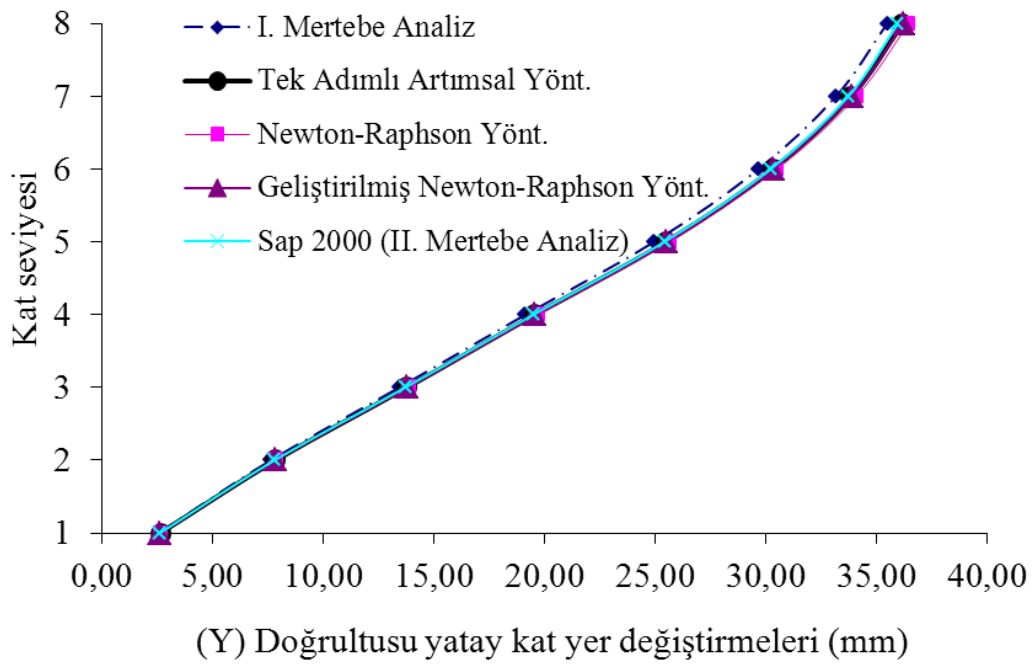
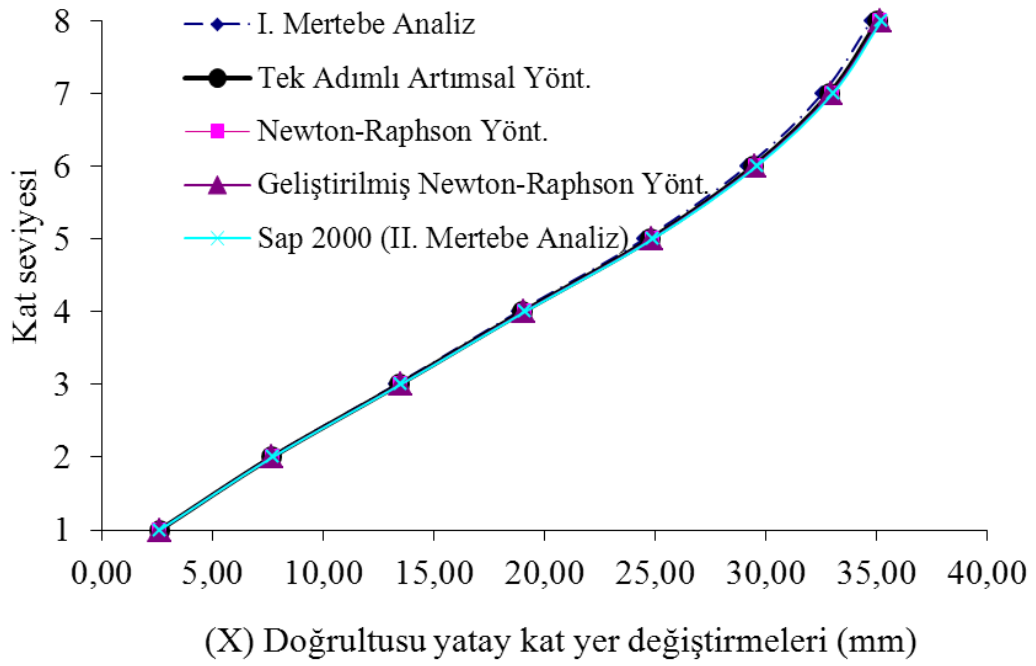
		1. Kat	2. Kat	3. Kat	4. Kat	5. Kat	6. Kat	7. Kat	8. Kat	YSF		
Moment Aktaran Çerçeve	X Doğrultusu	I.Mertebe Doğrusal Elastik Analiz	2,58	7,59	13,29	18,81	24,51	29,15	32,56	34,76	0,0014	
		II.Mertebe	Tek Adımlı Artımsal Yöntem	2,60	7,67	13,43	19,02	24,78	29,44	32,87	35,07	0,0015
			Newton-Raphson	2,61	7,70	13,48	19,08	24,86	29,54	32,97	35,17	0,0015
			Geliştirilmiş Newton-Raphson	2,61	7,69	13,47	19,07	24,84	29,52	32,95	35,16	0,0015
			Sap 2000 (II. mertebe)	2,61	7,71	13,50	19,12	24,90	29,58	33,02	35,22	0,0015
	Y Doğrultusu	I.Mertebe Doğrusal Elastik Analiz	2,56	7,63	13,43	19,13	24,94	29,66	33,16	35,47	0,0015	
		II.Mertebe	Tek Adımlı Artımsal Yöntem	2,64	7,85	13,78	19,57	25,49	30,30	33,85	36,17	0,0015
			Newton-Raphson	2,65	7,89	13,86	19,70	25,66	30,50	34,09	36,45	0,0015
			Geliştirilmiş Newton-Raphson	2,63	7,83	13,77	19,57	25,50	30,32	33,88	36,21	0,0015
			Sap 2000 (II. mertebe)	2,62	7,8	13,71	19,49	25,41	30,21	33,72	35,96	0,0015

Tablo 6.26 Moment aktaran çerçevenin (x) yönünde seçilen çubuk elemanlarının iç kuvvet değerleri

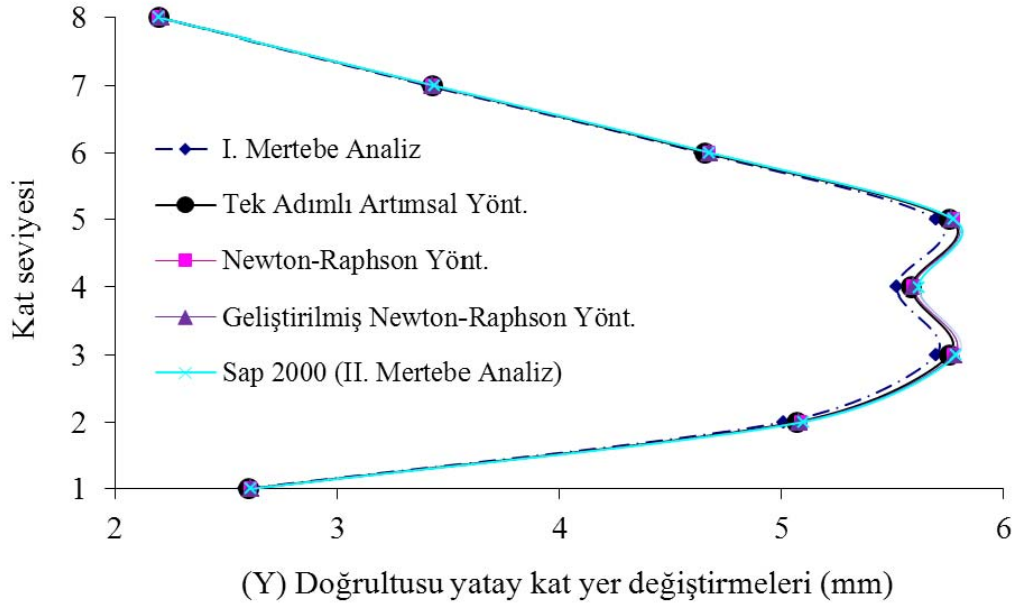
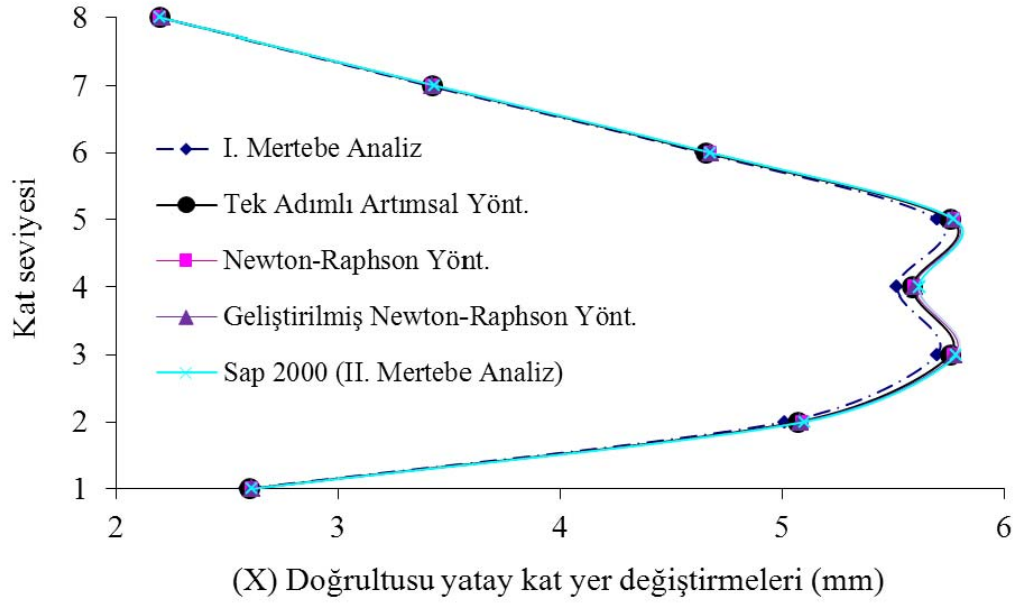
Eleman Nu.			Artımsal Yöntemler			Sap 2000 (II. mertebe)
	İç Kuvvet	I. Mertebe Analiz	Tek Adımlı Artımsal Yöntem	Newton-Raphson	Geliştirilmiş Newton-Raphson	
C _{1x}	N (kN)	714,50	714,40	714,40	714,45	714,47
	M (kNm)	241,90	244,00	244,20	244,30	244,40
	V (kN)	77,48	77,89	77,97	77,99	77,96
C _{2x}	N (kN)	652,40	652,60	652,50	652,60	652,70
	M (kNm)	130,70	133,00	133,20	133,30	133,30
	V (kN)	64,21	65,37	65,36	65,38	64,78
C _{3x}	N (kN)	527,40	527,30	527,40	527,30	527,46
	M (kNm)	91,84	93,29	93,50	93,49	93,49
	V (kN)	59,41	60,48	60,53	60,51	60,52
B _{1x}	N (kN)	26,08	26,15	26,27	26,29	26,32
	M (kNm)	15,89	16,52	16,59	16,44	16,66
	V (kN)	24,64	24,42	24,38	24,36	24,37
B _{2x}	N (kN)	71,35	71,39	71,52	70,48	70,51
	M (kNm)	28,86	29,80	29,89	29,72	29,78
	V (kN)	20,08	19,75	19,66	19,64	29,98
B _{3x}	N (kN)	58,91	59,09	60,42	60,42	60,44
	M (kNm)	20,68	20,02	19,99	20,03	19,96
	V (kN)	52,57	52,31	52,30	52,32	52,28

Tablo 6.27 Moment aktaran çerçevenin (y) yönünde seçilen çubuk elemanlarının iç kuvvet değerleri

Eleman Nu.	İç Kuvvet	I. Mertebe Analiz	Artımsal Yöntemler			Sap 2000 (II. mertebe)
			Tek Adımlı Artımsal Yöntem	Newton-Raphson	Geliştirilmiş Newton-Raphson	
C _{1y}	N (kN)	709,50	720,62	726,81	721,13	727,28
	M (kNm)	238,11	243,25	245,90	247,01	247,62
	V (kN)	74,79	75,83	78,03	78,05	77,24
C _{2y}	N (kN)	706,05	704,21	700,0	702,03	705,51
	M (kNm)	238,02	236,81	245,70	246,91	247,72
	V (kN)	74,96	75,37	77,78	77,93	77,42
C _{3y}	N (kN)	619,47	625,23	635,33	630,01	629,68
	M (kNm)	140,09	144,13	146,52	147,41	147,54
	V (kN)	69,24	70,37	73,48	73,42	72,79
B _{1y}	N (kN)	5,432	4,863	5,25	5,25	5,15
	M (kNm)	20,11	23,93	26,16	25,24	25,921
	V (kN)	23,59	23,05	21,63	21,95	22,67
B _{2y}	N (kN)	56,66	56,47	56,16	56,19	55,76
	M (kNm)	38,60	41,43	46,06	48,65	48,77
	V (kN)	17,49	15,54	14,43	14,13	14,20
B _{3y}	N (kN)	103,31	103,22	102,84	102,79	102,96
	M (kNm)	34,01	39,81	44,59	42,61	44,78
	V (kN)	19,15	18,28	15,77	16,32	17,96



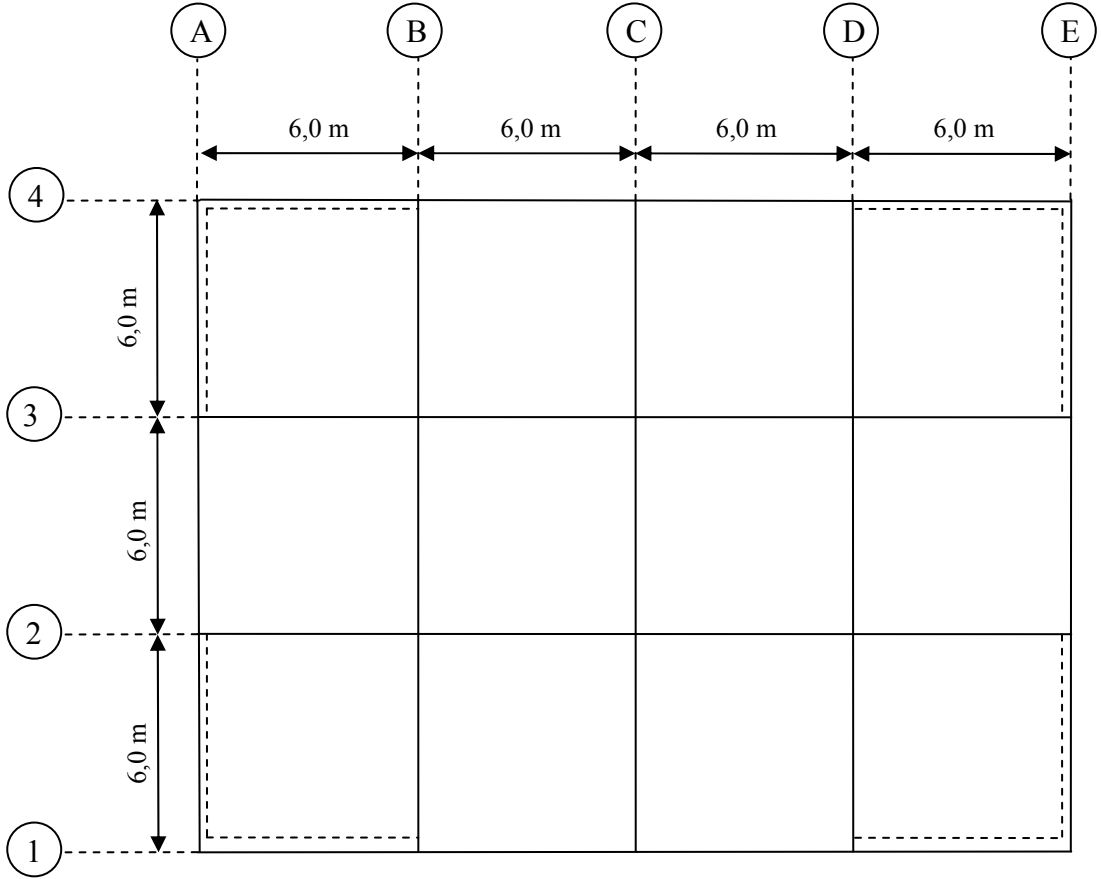
Şekil 6.16 Moment aktaran çerçevenin (x) ve (y) doğrultuları için yatay kat yer değiştirmeleri (mm)



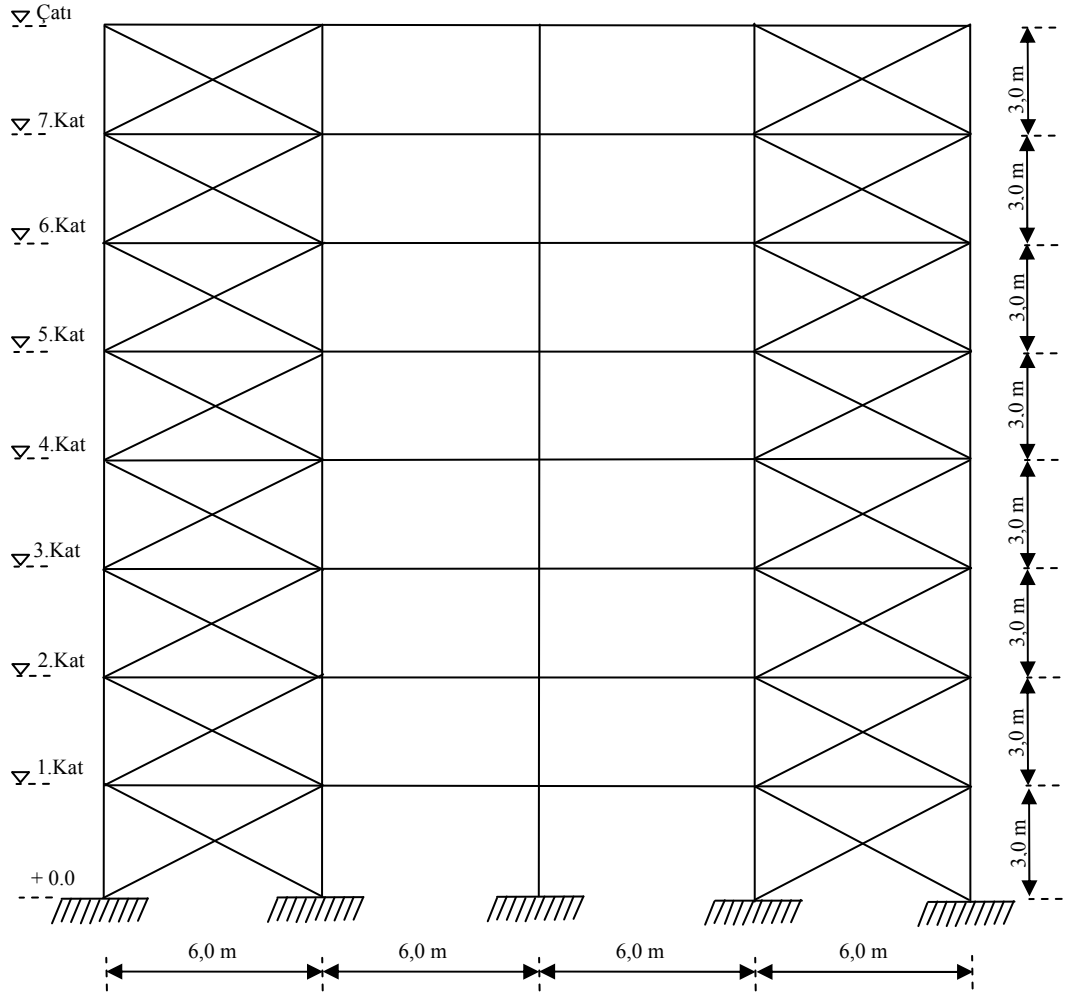
Şekil 6.17 Moment aktaran çerçevenin görelî kat ötelenmeleri

6.4.2 Yapının Merkezi X Çelik Çaprazlar Kullanılarak Modellenmesi

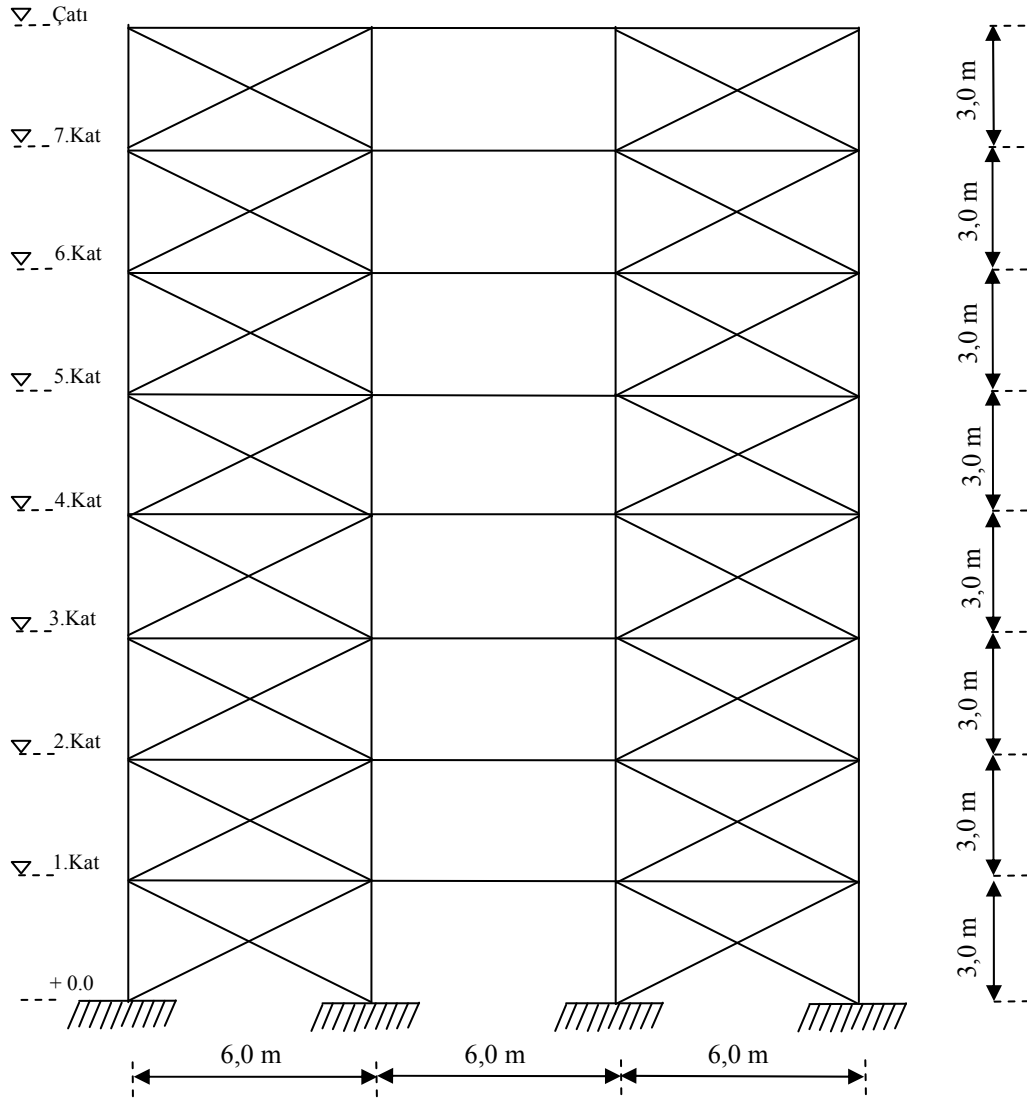
Şekil 6.18’de kat planı, Şekil 6.19 ve Şekil 6.20’de kesit görünüşleri verilen çelik yapı süneklik düzeyi yüksek merkezi X çelik çaprazlar kullanılarak modellenmiş ve artımsal yöntemler kullanılarak ikinci mertbe analizi gerçekleştirilmiştir.



Şekil 6.18 Merkezi X çaprazla teşkil edilmiş çelik yapının kat planı



Şekil 6.19 Merkezi X çaprazla teşkil edilmiş çelik yapının 1 ve 4 aksı kesiti



Şekil 6.20. Merkezi X çaprazla teşkil edilmiş çelik yapının A ve E aksı kesiti

6.4.2.1 Deprem Karakteristikleri

Tablo 6.12’de yer alan deprem hesabı ile ilgili parametreler kullanılarak Tablo 6.28’de merkezli X çaprazlı çelik binanın deprem karakteristikleri elde edilir.

Tablo 6.28 Merkezi X çaprazlı çelik binanın deprem karakteristikleri

Periyot (s)		Bina Ağırlığı (kN)	Deprem Yüğü	
X Doğ.	Y Doğ.		X Doğ.	Y Doğ.
0,517	0,516	20767,793	3382,169	3387,935

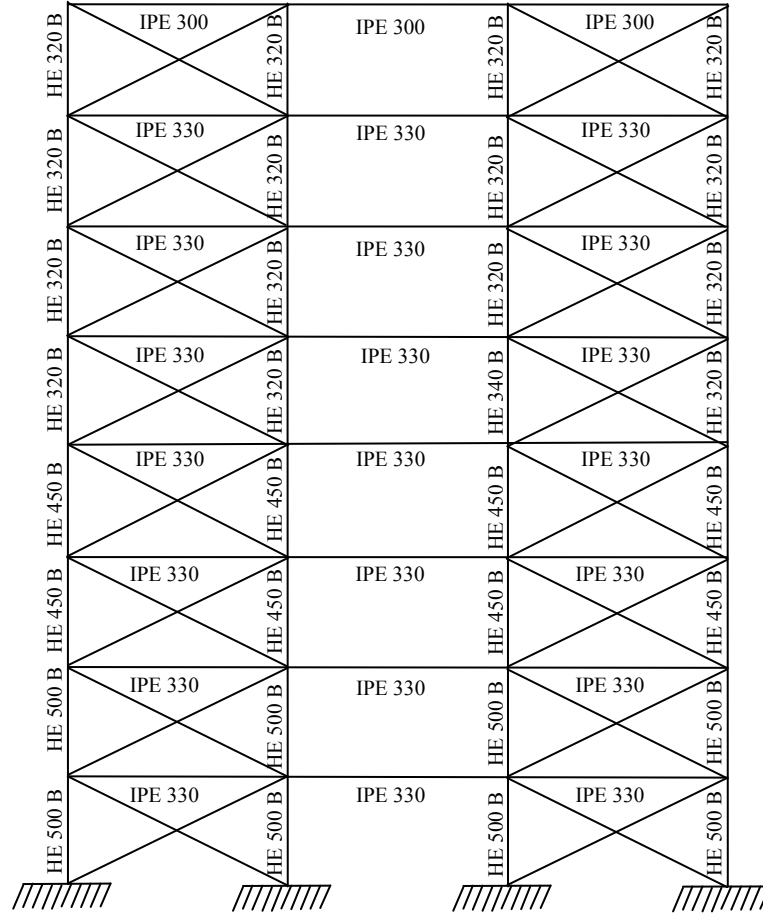
6.4.2.2 TS 648'e göre Merkezi X Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapı
Elemanlarının Boyutlandırılması

Tablo 6.17'deki en elverişsiz yük kombinasyonlarına göre boyutlandırılması yapılan elemanların profilleri Tablo 6.29 ve Şekil 6.21'de verilmiştir.

Çapraz eleman için seçilen kesit: 280 x 280 x 25

Tablo 6.29 Taşıyıcı sistem elemanlarının en kesit profilleri

Kat	Kirişler	Kolonlar
Çatı	IPE 300	HE 320 B
7	IPE 330	HE 320 B
6	IPE 330	HE 320 B
5	IPE 330	HE 320 B
4	IPE 330	HE 450 B
3	IPE 330	HE 450 B
2	IPE 330	HE 500 B
1	IPE 330	HE 500 B



Şekil 6.21 Taşıyıcı sistem elemanlarının en kesit profilleri

6.4.2.3 Merkezi X Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapının Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Merkezi X çaprazla teşkil edilmiş çelik yapının (x) ve (y) doğrultuları için görece kat ötelemeleri ve ilgili değerler Tablo 6.30 ve Tablo 6.31 ile sunulmuştur.

Tablo 6.30 (x) doğrultusunda görel kat ötelenmelerinin kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{ix} (cm)	Δ_{ix} (cm)	$\delta_{ix}=R.\Delta_{ix}$	δ_{ix}/h_i
Çatı	300	2,249	0,345	1,725	0,006
7	300	1,904	0,354	1,770	0,006
6	300	1,550	0,352	1,758	0,006
5	300	1,198	0,334	1,669	0,006
4	300	0,864	0,301	1,507	0,005
3	300	0,563	0,257	1,286	0,004
2	300	0,306	0,195	0,976	0,003
1	300	0,111	0,111	0,553	0,002

Tablo 6.31 (y) doğrultusunda görel kat ötelenmelerinin kontrolü

Kat	h_i (m)	d_{iy} (cm)	Δ_{iy} (cm)	$\delta_{iy}=R.\Delta_{iy}$	δ_{iy}/h_i
Çatı	300	2,287	0,350	1,750	0,006
7	300	1,937	0,359	1,796	0,006
6	300	1,578	0,357	1,785	0,006
5	300	1,221	0,339	1,697	0,006
4	300	0,882	0,307	1,535	0,005
3	300	0,575	0,262	1,311	0,004
2	300	0,313	0,199	0,996	0,003
1	300	0,113	0,113	0,566	0,002

6.4.2.4 Merkezi X Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapının İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta ikinci mertebe etkileri temsil eden ikinci mertebe gösterge değeri θ_i ve ilgili değerleri (x) ve (y) doğrultuları için hesaplanarak Tablo 6.32 ve Tablo 6.33’de sunulmuştur.

Tablo 6.32 (X) doğrultusu için ikinci merteye etkilerin kontrolü

X-X doğrultusu için İkinci Merteye Etkilerin Kontrolü						
Kat No	w_i	$(\Delta_i)_{ort}$	V_i	h_i	$\sum w_i$	θ_i
Çatı	2291,635	0,336	836,278	300,0	2291,6	0,003
7	2621,284	0,345	1470,176	300,0	4912,9	0,004
6	2621,284	0,343	2013,517	300,0	7534,2	0,004
5	2621,284	0,325	2466,301	300,0	10155,5	0,004
4	2648,131	0,294	2832,238	300,0	12803,6	0,004
3	2648,131	0,251	3106,691	300,0	15451,7	0,004
2	2658,022	0,190	3290,343	300,0	18109,8	0,003
1	2658,022	0,107	3382,169	400,0	20767,8	0,002

Tablo 6.33 (Y) doğrultusu için ikinci merteye etkilerin kontrolü

Y-Y doğrultusu için İkinci Merteye Etkilerin Kontrolü						
Kat No	w_i	$(\Delta_i)_{ort}$	V_i	h_i	$\sum w_i$	θ_i
Çatı	2291,635	0,335	837,704	300,0	2291,635	0,003
7	2621,284	0,343	1472,682	300,0	4912,919	0,004
6	2621,284	0,341	2016,949	300,0	7534,203	0,004
5	2621,284	0,324	2470,505	300,0	10155,487	0,004
4	2648,131	0,293	2837,066	300,0	12803,618	0,004
3	2648,131	0,250	3111,987	300,0	15451,749	0,004
2	2658,022	0,190	3295,952	300,0	18109,771	0,003
1	2658,022	0,107	3387,935	400,0	20767,793	0,002

6.4.2.5 Merkezi X Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapının Burulma Düzensizliği Kontrolü

Merkezi X çaprazla teşkil edilmiş çelik yapının (x) ve (y) doğrultuları için burulma düzensizliği katsayısı ve ilgili değerleri Tablo 6.34 ve Tablo 6.35 ile sunulmuştur.

Tablo 6.34 Merkezi X çaprazlı çelik yapının (X) doğrultusu burulma düzensizliği sınırları

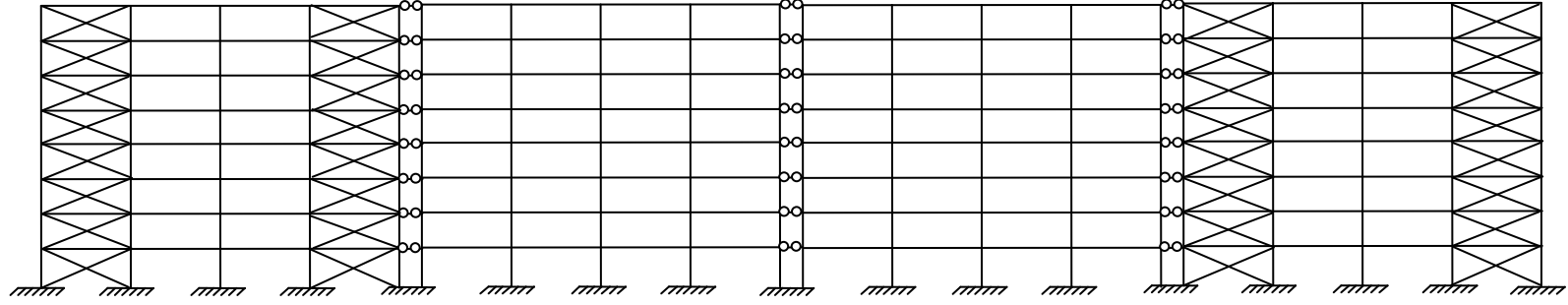
Kat	$(d_{ix})_{max}$	$(d_{ix})_{min}$	$(\Delta_{ix})_{max}$	$(\Delta_{ix})_{min}$	$(\Delta_{ix})_{ort}$	η_{bix}
8	2,248705	2,13284	0,35	0,33	0,34	1,03
7	1,903668	1,804947	0,35	0,34	0,35	1,03
6	1,549692	1,46873	0,35	0,33	0,34	1,03
5	1,19816	1,134962	0,33	0,32	0,33	1,03
4	0,86434	0,818125	0,30	0,29	0,29	1,03
3	0,562936	0,532232	0,26	0,24	0,25	1,03
2	0,305686	0,288432	0,20	0,18	0,19	1,03
1	0,110527	0,103851	0,11	0,10	0,11	1,03

Tablo 6.35 Merkezi X çaprazlı çelik yapının (Y) doğrultusu burulma düzensizliği sınırları

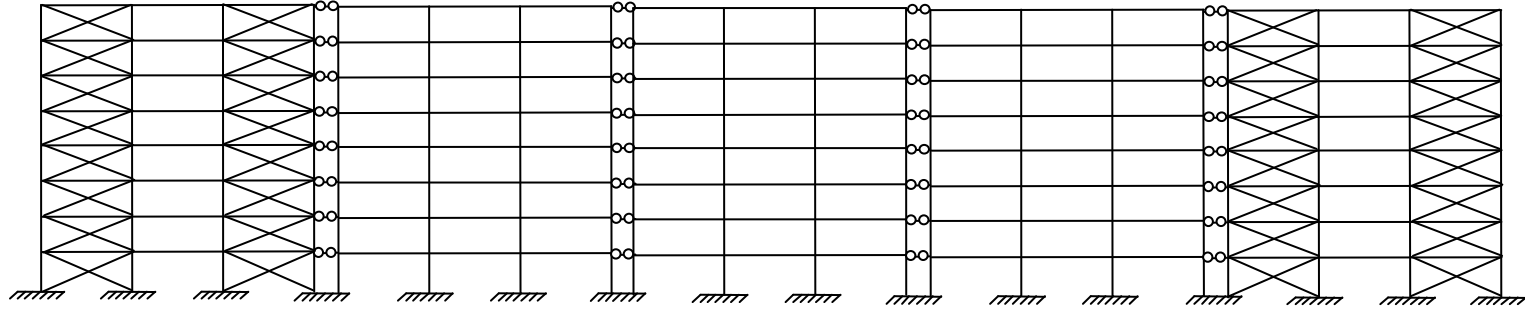
Kat	$(d_{iy})_{max}$	$(d_{iy})_{min}$	$(\Delta_{iy})_{max}$	$(\Delta_{iy})_{min}$	$(\Delta_{iy})_{ort}$	η_{biy}
8	2,287189	2,080855	0,35	0,32	0,33	1,05
7	1,937274	1,76147	0,36	0,33	0,34	1,05
6	1,578093	1,433915	0,36	0,33	0,34	1,05
5	1,22102	1,108477	0,34	0,31	0,32	1,05
4	0,881686	0,799385	0,31	0,28	0,29	1,05
3	0,574698	0,520019	0,26	0,24	0,25	1,05
2	0,312509	0,281783	0,20	0,18	0,19	1,05
1	0,113222	0,101332	0,11	0,10	0,11	1,06

6.4.2.6 Merkezi X Çaprazla Teşkil Edilmiş Üç Boyutlu Çelik Yapının Düzlem Çerçeveye İndirgenmesi

Merkezi X çaprazla teşkil edilmiş üç boyutlu çelik yapının (x) ve (y) doğrultuları için iki ucu mafsalı sonsuz rijit çubuklar bağlanarak elde edilen eşdeğer düzlemsel çerçeveler Şekil 6.22 ile verilmiştir.



(x) doğrultusu



(y) doğrultusu

Şekil 6.22 Merkezi X formunda teşkil edilmiş merkezi çelik çaprazlı çerçevenin düzlem çerçeveye indirgenmiş modeli

6.4.2.7 İkinci Mertebe Analiz Sonucu Elde Edilen Bulgular

Merkezi X çaprazlı çelik yapı modelinin (x), (y) doğrultuları için artımsal yöntemler kullanılarak hesaplanmış olan kat yatay yer değiştirme ve YSF değerleri Tablo 6.36'da, yapı modelinin (x), (y) doğrultularından seçilen çubuk elemanlarının iç kuvvet değerleri de Tablo 6.37 ve Tablo 6.38 ile sunulmuştur. Ayrıca, merkezi X çaprazlı çelik yapı modelinin her iki doğrultusu için, kat yatay yer değiştirme ve görelî kat ötelenme grafikleri de Şekil 6.23 ve Şekil 6.24'de verilmiştir.

Tablo 6.36 Merkezi X çelik çaprazlı çerçevelerin I. ve II. Mertebe analizinden elde edilen kat yatay yer değiştirmeleri (mm)

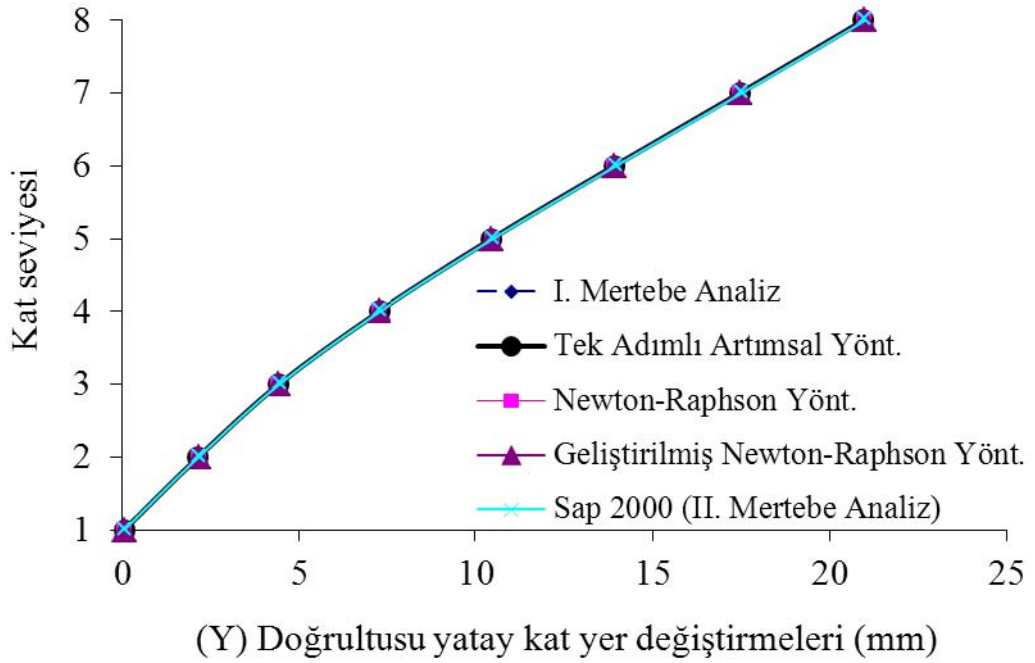
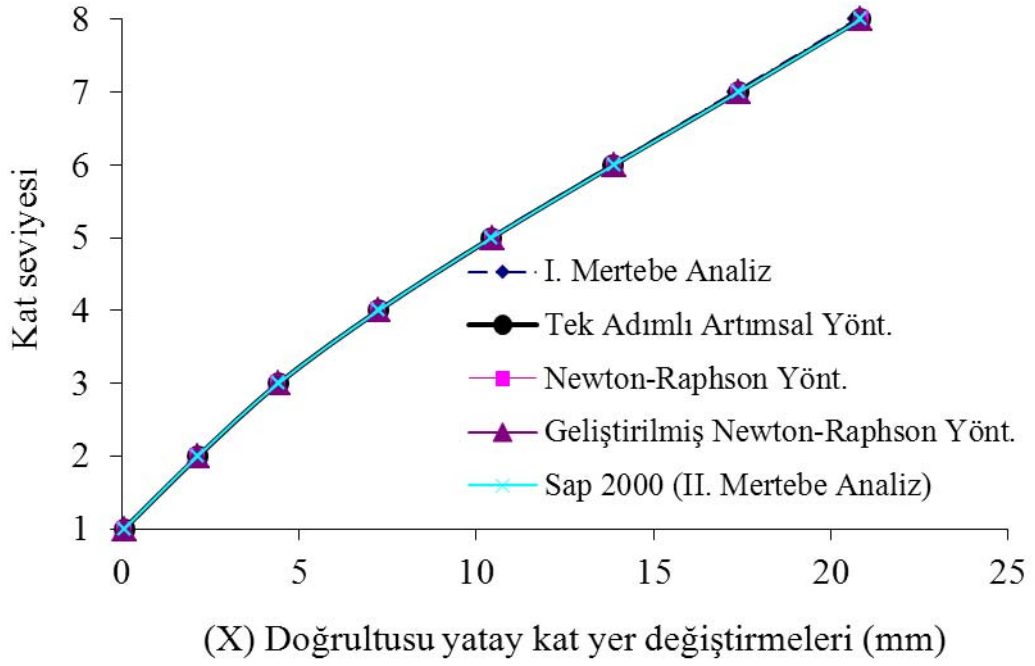
		1. Kat	2. Kat	3. Kat	4. Kat	5. Kat	6. Kat	7. Kat	8. Kat	YSF*		
Merkezi X Çelik Çaprazlı Çerçeve	X Doğrultusu	I.Mertebe Analiz	0.6	2.14	4.39	7.20	10.37	13.79	17.28	20.71	0.0009	
		II.Mertebe	Tek adımlı Artımsal Yöntem	0.6	2.15	4.42	7.24	10.43	13.87	17.39	20.83	0.0009
			Newton-Raphson	0.6	2.15	4.42	7.25	10.44	13.89	17.41	20.86	0.0009
			Geliştirilmiş Newton-Raphson	0.6	2.15	4.42	7.24	10.44	13.88	17.40	20.85	0.0009
			Sap 2000 (II. mertebe)	0.6	2.14	4.42	7.24	10.43	13.88	17.40	20.85	0.0009
	Y Doğrultusu	I.Mertebe Analiz	0.6	2.15	4.41	7.24	10.44	13.90	17.43	20.91	0.0009	
		II.Mertebe	Tek adımlı Artımsal Yöntem	0.6	2.15	4.42	7.26	10.46	13.92	17.46	20.95	0.0009
			Newton-Raphson	0.6	2.16	4.43	7.27	10.48	13.94	17.49	20.99	0.0009
			Geliştirilmiş Newton-Raphson	0.6	2.16	4.43	7.27	10.47	13.93	17.48	20.98	0.0009
			Sap 2000 (II. mertebe)	0.6	2.16	4.44	7.28	10.50	13.97	17.52	21.00	0.0009

Tablo 6.37 Merkezi X çaprazlı çerçevenin (x) yönünde seçilen çubuk elemanlarının iç kuvvet değerleri

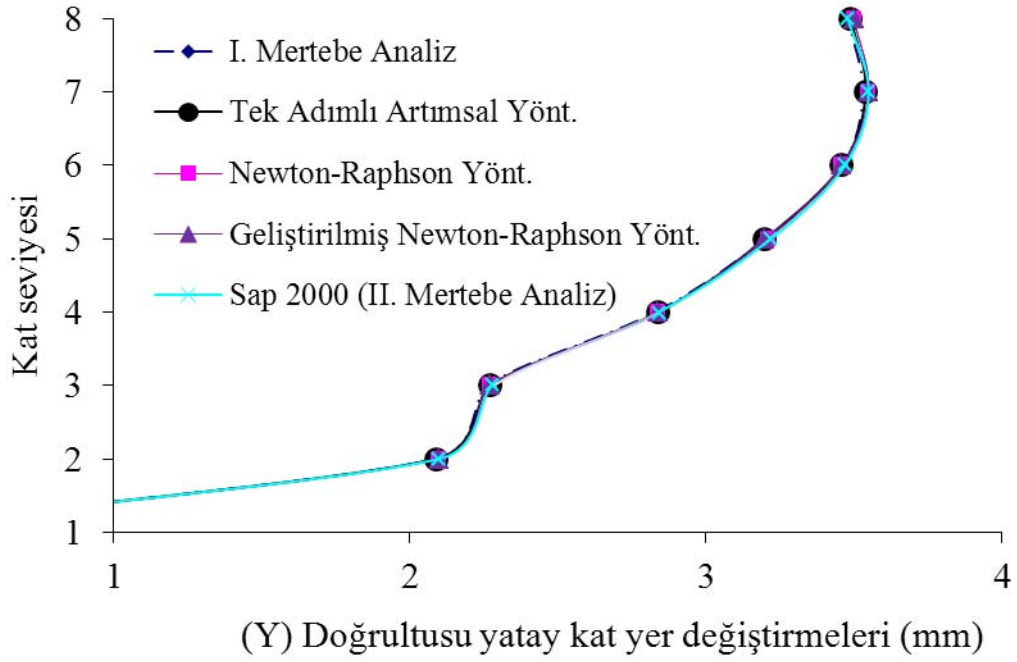
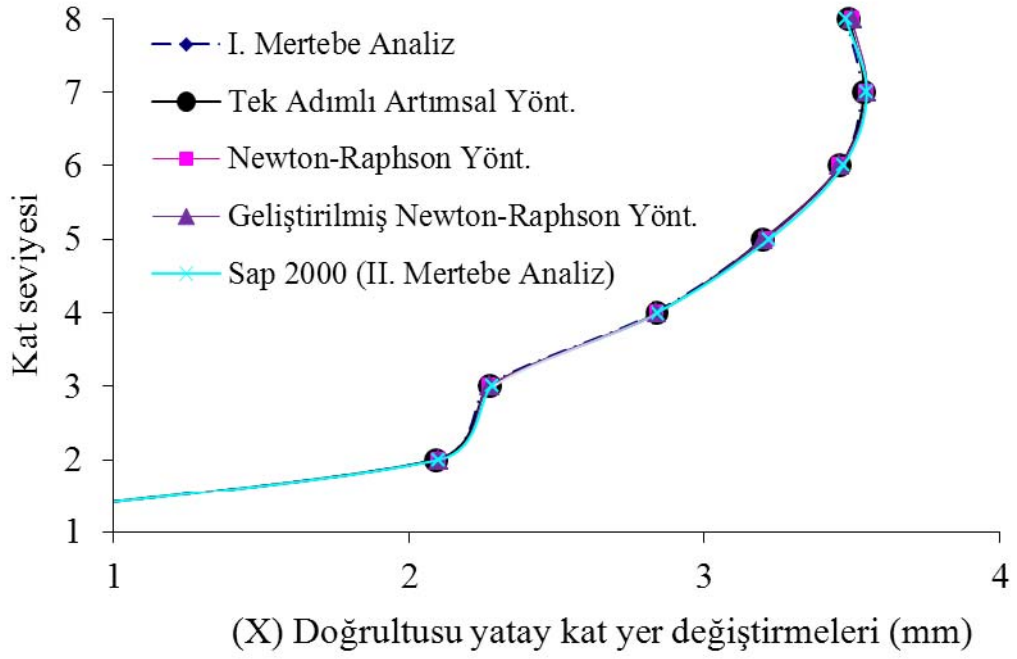
Eleman No.	Artımsal Yöntemler					
	İç Kuvvet	I. Mertebe Analiz	Tek Adımlı Artımsal Yöntem	Newton-Raphson	Geliştirilmiş Newton-Raphson	Sap 2000 (II. mertebe)
C _{1x}	N(kN)	705,26	705,61	705,62	705,56	703,33
	M(kNm)	117,96	118,34	118,38	118,39	118,01
	V(kN)	42,98	43,11	43,06	43,08	43,01
C _{2x}	N(kN)	1017,60	1026,70	1027,00	1026,70	1031,79
	M(kNm)	22,98	23,32	23,35	23,41	23,78
	V(kN)	7,98	8,01	8,10	8,13	9,83
C _{3x}	N(kN)	1513,10	1522,10	1524,20	1524,00	1526,24
	M(kNm)	34,73	34,93	35,01	35,05	35,06
	V(kN)	15,75	16,01	15,88	15,91	15,93
B _{1x}	N(kN)	678,32	682,04	681,10	683,05	682,78
	M(kNm)	57,93	57,93	57,95	58,02	57,96
	V(kN)	40,17	40,22	49,81	40,18	40,18
B _{2x}	N(kN)	731,80	735,14	735,59	733,64	734,41
	M(kNm)	54,63	54,66	54,82	54,84	54,65
	V(kN)	48,73	48,66	48,75	48,75	48,67
B _{3x}	N(kN)	168,61	168,58	167,36	169,30	167,51
	M(kNm)	96,83	96,92	96,96	96,96	96,87
	V(kN)	79,75	79,79	79,80	79,80	79,77

Tablo 6.38 Merkezi X çaprazlı çerçevenin (y) yönünde seçilen çubuk elemanlarının iç kuvvet değerleri

Eleman No.	Artımsal Yöntemler					
	İç Kuvvet	Birinci Mertebe Analiz	Tek Adımlı Artımsal Yöntem	Newton-Raphson	Geliştirilmiş Newton-Raphson	Sap 2000 (II. mertebe)
C _{1x}	N(kN)	2399,06	2404,47	2411,05	2411,09	2412,12
	M(kNm)	86,99	87,12	87,24	87,20	87,34
	V(kN)	27,86	27,89	28,01	28,03	28,11
C _{2x}	N(kN)	1365,01	1367,53	1370,13	1370,51	1370,98
	M(kNm)	86,84	86,89	87,29	87,25	87,28
	V(kN)	27,71	27,74	27,87	27,82	28,02
C _{3x}	N(kN)	1940,13	1945,65	1951,42	1951,79	1951,87
	M(kNm)	33,51	33,67	34,07	33,95	34,02
	V(kN)	11,6	11,77	11,91	11,83	10,15
B _{1x}	N(kN)	-	-	-	-	-
	M(kNm)	38,35	37,64	37,47	37,56	37,51
	V(kN)	42,91	42,88	42,79	42,85	42,79
B _{2x}	N(kN)	-	-	-	-	-
	M(kNm)	40,45	40,43	39,77	40,15	40,35
	V(kN)	43,66	43,65	43,61	43,63	43,65
B _{3x}	N(kN)	-	-	-	-	-
	M(kNm)	41,42	41,39	41,01	41,29	41,32
	V(kN)	44,10	44,10	44,09	44,09	44,10



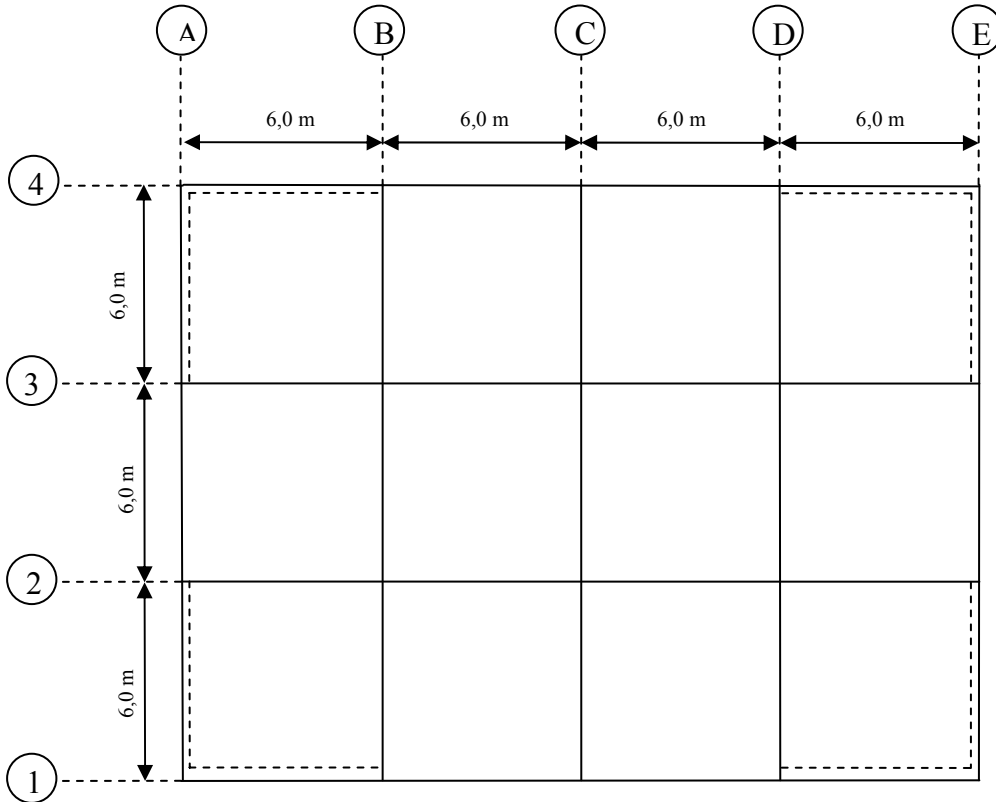
şekil 6.23 Merkezi X aprazlı çerçevenin yatay kat yer değiştirmeleri (mm)



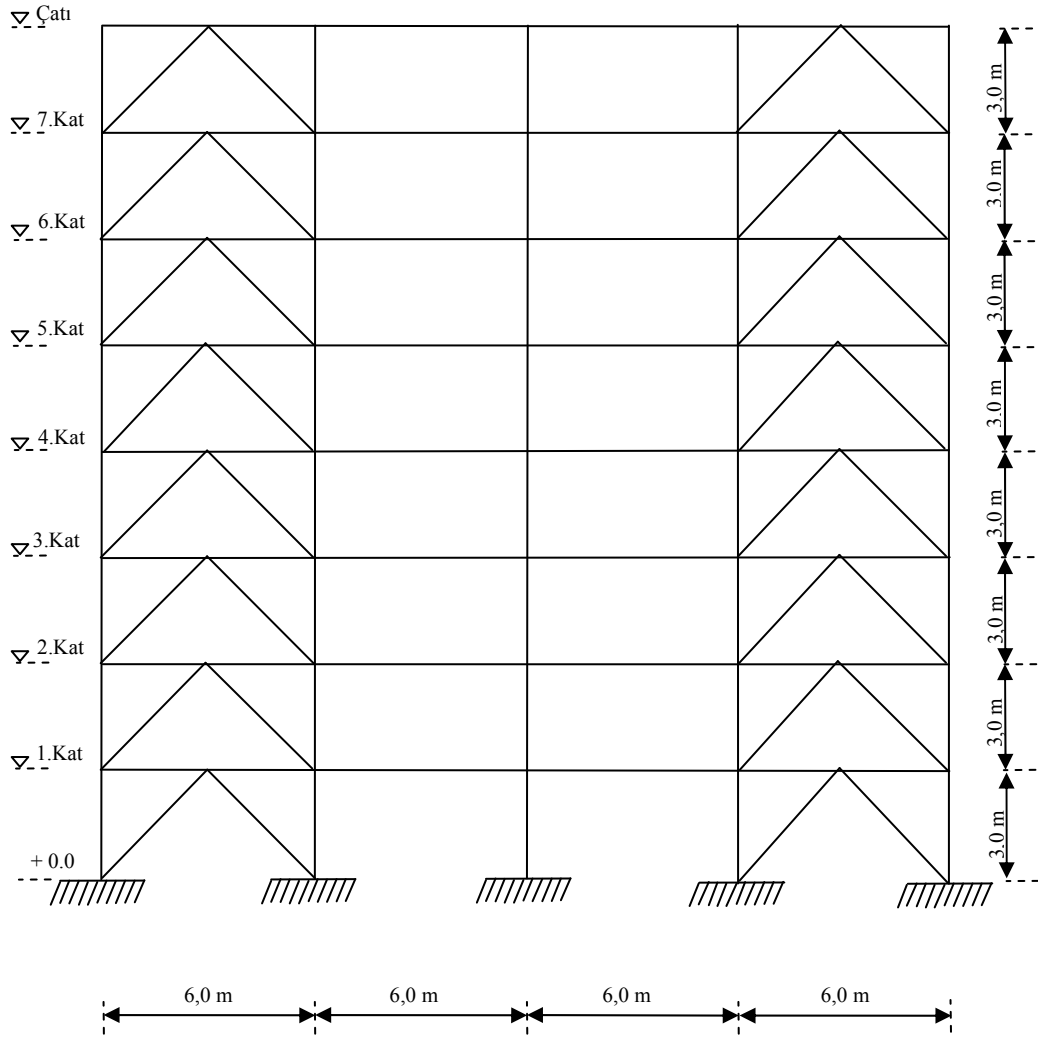
Şekil 6.24 Merkezi X çaprazlı çerçevenin görelî kat ötelenmeleri (mm)

6.4.3 Yapının Ters V Merkezi Çelik Çaprazlar Kullanılarak Modellenmesi

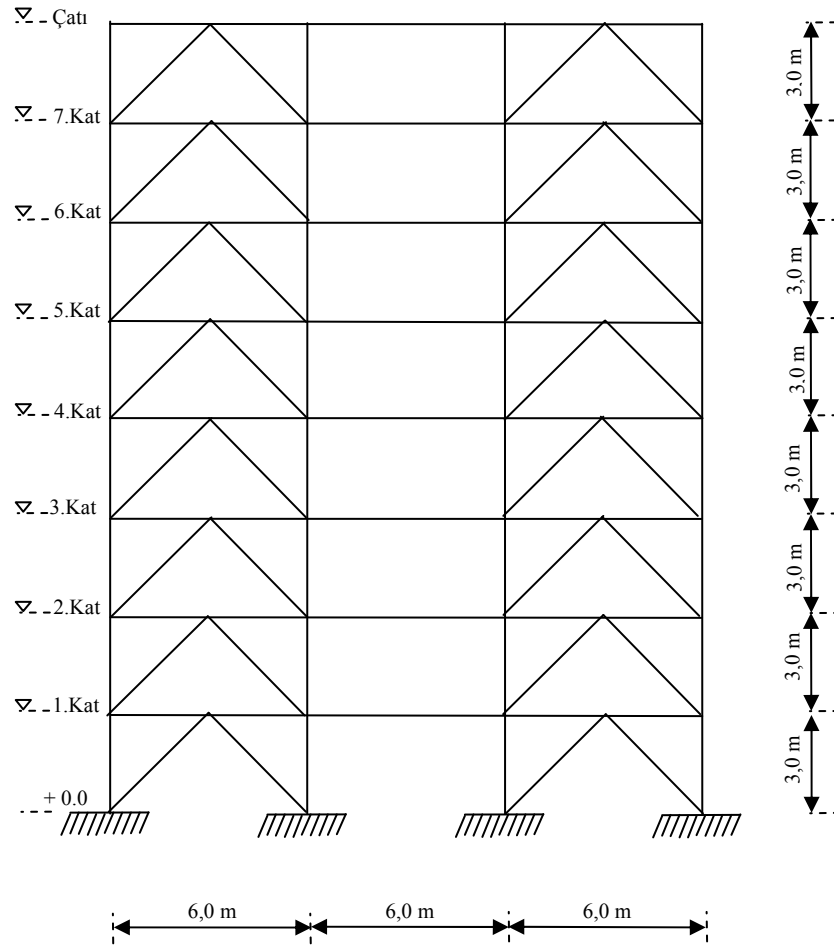
Şekil 6.23’de kat planı, Şekil 6.24 ve Şekil 6.25’de kesit görünüşleri verilen çelik yapı süneklik düzeyi yüksek ters V merkezi çelik çaprazlar kullanılarak modellenmiş ve artımsal yöntemler kullanılarak ikinci mertebe analizi gerçekleştirilmiştir.



Şekil 6.23 Ters V tipi merkezi çelik çaprazlarla düzenlenmiş çerçevenin kat planı



Şekil 6.24 Ters V tipi merkezi çaprazlarla düzenlenmiş çelik yapının 1 ve 4 aksı kesiti



Şekil 6.25 Ters V tipi merkezi çaprazlarla düzenlenmiş çelik yapının A ve E aksı kesiti

6.4.3.1 Deprem Karakteristikleri

Tablo 6.12’de yer alan deprem hesabı ile ilgili parametreler kullanılarak Tablo 6.39’da ters V merkezi çelik çaprazlı çelik binanın deprem karakteristikleri elde edilir.

Tablo 6.39 Ters V merkezi çelik çaprazlı binanın deprem karakteristikleri

Periyot (s)		Bina Ağırlığı (kN)	Deprem Yüğü	
X Doğ.	Y Doğ.		X Doğ.	Y Doğ.
0,555	0,555	20136,057	3098,305	3097,680

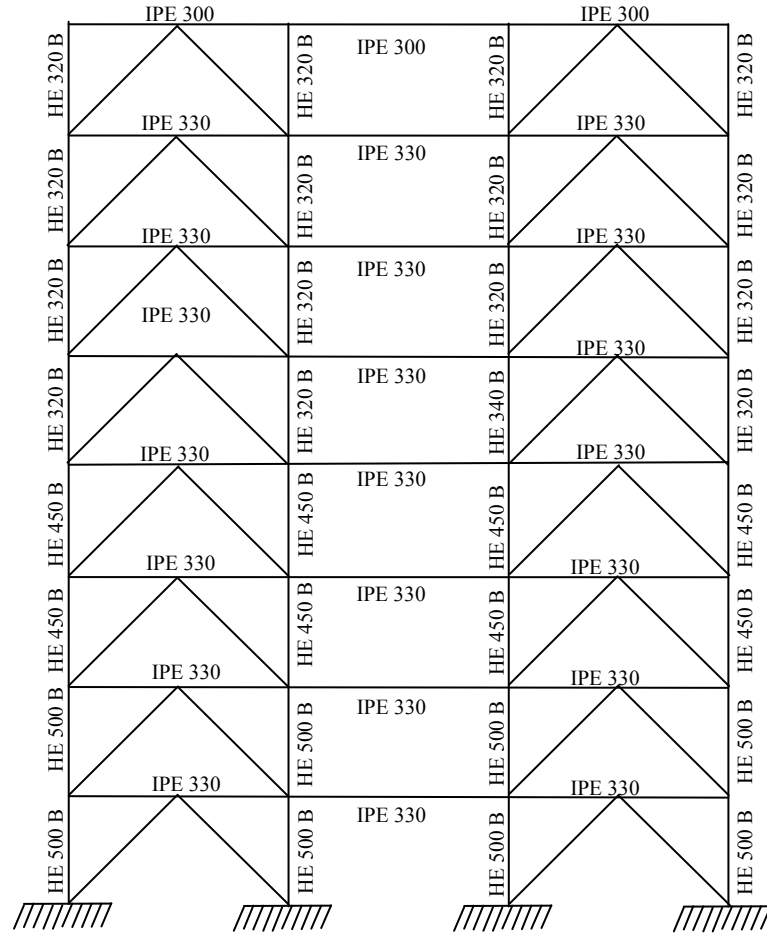
6.4.3.2 TS 648'e göre Ters V Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapı Elemanlarını Boyutlandırılması

Tablo 6.17'deki en elverişsiz yük kombinasyonlarına göre boyutlandırılması yapılan elemanların profilleri Tablo 6.40 ve Şekil 6.26'da verilmiştir.

Çapraz eleman için seçilen kesit : $\square 280 \times 280 \times 25$

Tablo 6.40 Taşıyıcı sistem elemanlarının en kesit profilleri

Kat	Kirişler	Kolonlar
Çatı	IPE 300	HE 320 B
7	IPE 330	HE 320 B
6	IPE 330	HE 320 B
5	IPE 330	HE 320 B
4	IPE 330	HE 450 B
3	IPE 330	HE 450 B
2	IPE 330	HE 500 B
1	IPE 330	HE 500 B



Şekil 6.26 Taşıyıcı sistem elemanlarının en kesit profilleri

6.4.3.3 Ters V Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapının Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Ters V merkezi çelik çaprazla teşkil edilmiş yapının (x) ve (y) doğrultuları için görelî kat ötelemeleri ve ilgili değerler Tablo 6.41 ve Tablo 6.42 ile sunulmuştur.

Tablo 6.41 (x) doğrultusu için görel kat ötelemelerinin kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{ix} (cm)	Δ_{ix} (cm)	$\delta_{ix}=R.\Delta_{ix}$	δ_{ix}/h_i
Çatı	300	2,267	0,304	1,519	0,005
7	300	1,963	0,328	1,638	0,005
6	300	1,636	0,340	1,699	0,006
5	300	1,296	0,335	1,677	0,006
4	300	0,961	0,316	1,578	0,005
3	300	0,645	0,281	1,403	0,005
2	300	0,365	0,227	1,134	0,004
1	300	0,138	0,138	0,689	0,002

Tablo 6.42 (y) doğrultusu için görel kat ötelemelerinin kontrolü

Kat	h_i (m)	d_{iy} (cm)	Δ_{iy} (cm)	$\delta_{iy}=R.\Delta_{ix}$	δ_{iy}/h_i
Çatı	300	2,316	0,309	1,546	0,005
7	300	2,007	0,333	1,667	0,006
6	300	1,674	0,346	1,732	0,006
5	300	1,327	0,342	1,711	0,006
4	300	0,985	0,323	1,615	0,005
3	300	0,662	0,287	1,436	0,005
2	300	0,375	0,233	1,164	0,004
1	300	0,142	0,142	0,710	0,002

6.4.3.4 Ters V Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapının İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta ikinci mertebe etkileri temsil eden ikinci mertebe gösterge değeri θ_i ve ilgili değerleri (x) ve (y) doğrultuları için hesaplanarak Tablo 6.43 ve Tablo 6.44'de verilmiştir.

Tablo 6.43 (x) doğrultusu için ikinci mertebe etkilerin kontrolü

X-X Doğrultusu için İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü						
Kat No	w_i	$(\Delta_i)_{ort}$	V_i	h_i	$\sum w_i$	θ_i
Çatı	2212,668	0,298	763,954	300,0	2212,7	0,003
7	2542,317	0,321	1345,107	300,0	4755,0	0,004
6	2542,317	0,332	1843,239	300,0	7297,3	0,004
5	2542,317	0,327	2258,349	300,0	9839,6	0,005
4	2569,164	0,308	2593,944	300,0	12408,8	0,005
3	2569,164	0,273	2845,640	300,0	14977,9	0,005
2	2579,055	0,219	3014,083	300,0	17557,0	0,004
1	2579,055	0,122	3098,305	400,0	20136,1	0,002

Tablo 6.44 (y) doğrultusu için ikinci mertebe etkilerin kontrolü

Y-Y Doğrultusu için İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü						
Kat No	w_i	$(\Delta_i)_{ort}$	V_i	h_i	$\sum w_i$	θ_i
Çatı	2212,668	0,297	763,800	300,0	2212,668	0,003
7	2542,317	0,320	1344,836	300,0	4754,985	0,004
6	2542,317	0,332	1842,867	300,0	7297,302	0,004
5	2542,317	0,327	2257,894	300,0	9839,619	0,005
4	2569,164	0,309	2593,421	300,0	12408,783	0,005
3	2569,164	0,274	2845,066	300,0	14977,947	0,005
2	2579,055	0,220	3013,475	300,0	17557,002	0,004
1	2579,055	0,122	3097,680	400,0	20136,057	0,002

6.4.3.5 Ters V Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapının Burulma Düzensizliği Kontrolü

Ters V merkezi çelik çaprazla teşkil edilmiş çelik yapının (x) ve (y) doğrultuları için burulma düzensizliği katsayısı ve ilgili değerleri Tablo 6.45 ve Tablo 6.46 ile sunulmuştur.

Tablo 6.45 Ters V tipi merkezi çaprazlarla teşkil edilmiş çelik yapının (x) doğrultusu için burulma düzensizliği sınırları

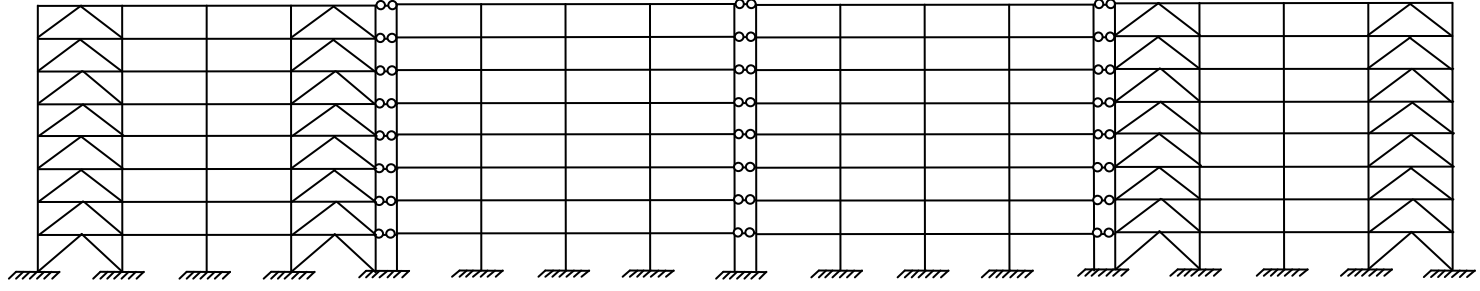
Kat	$(d_{ix})_{max}$	$(d_{ix})_{min}$	$(\Delta_{ix})_{max}$	$(\Delta_{ix})_{min}$	$(\Delta_{ix})_{ort}$	η_{bix}
8	2,27	2,12	0,30	0,30	0,30	1,00
7	1,96	1,82	0,33	0,32	0,33	1,01
6	1,64	1,50	0,34	0,33	0,34	1,01
5	1,30	1,16	0,34	0,32	0,33	1,02
4	0,96	0,84	0,32	0,31	0,31	1,02
3	0,65	0,53	0,28	0,27	0,28	1,02
2	0,36	0,26	0,23	0,21	0,22	1,04
1	0,14	0,05	0,14	0,05	0,10	1,45

Tablo 6.46 Ters V tipi merkezi çaprazlarla teşkil edilmiş çelik yapının (y) doğrultusu için burulma düzensizliği sınırları

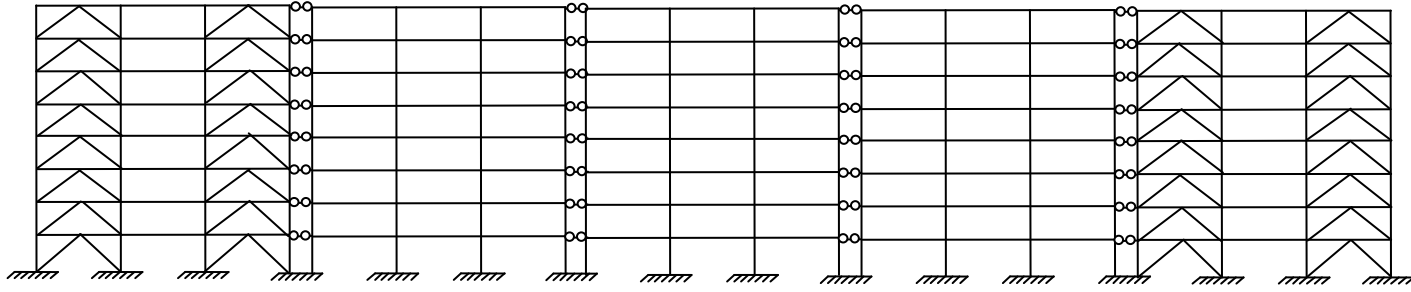
Kat	$(d_{iy})_{max}$	$(d_{iy})_{min}$	$\Delta_{iy})_{max}$	$(\Delta_{iy})_{min}$	$(\Delta_{iy})_{ort}$	η_{biy}
8	2,32	2,07	0,31	0,29	0,30	1,02
7	2,01	1,78	0,33	0,32	0,32	1,03
6	1,67	1,46	0,35	0,33	0,34	1,03
5	1,33	1,14	0,34	0,32	0,33	1,04
4	0,99	0,82	0,32	0,30	0,31	1,04
3	0,66	0,52	0,29	0,26	0,28	1,04
2	0,37	0,26	0,23	0,20	0,22	1,06
1	0,14	0,05	0,14	0,05	0,10	1,47

6.4.3.6 Ters V Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Üç Boyutlu Çelik Yapının Düzlem Çerçeveye İndirgenmesi

Ters V merkezi çelik çaprazla teşkil edilmiş üç boyutlu çelik yapının (x) ve (y) doğrultuları için iki ucu mafsallı sonsuz rijit çubuklar kullanılarak elde edilen eşdeğer düzlemsel çerçeveler Şekil 6.27 ile verilmiştir.



(x) doğrultusu



(y) doğrultusu

Şekil 6.27 Ters V formunda teşkil edilmiş merkezi çelik çaprazlı çerçevenin düzlem çerçeveye indirgenmiş model

6.4.3.7 İkinci Mertebe Analiz Sonucu Elde Edilen Bulgular

Ters V merkezi çelik çaprazlı yapı modelinin ikinci mertebe analizinden (x) ve (y) doğrultuları için elde edilen kat yatay yer değiştirmeleri ve YSF değerleri Tablo 6.47’de, (x) ve (y) doğrultularından seçilen çubuk elemanlarının iç kuvvet değerleri ise Tablo 6.48 ve Tablo 6.49 ile sunulmuştur. Ayrıca, ters V merkezi çelik çaprazlı yapının her iki doğrultusu için, kat yatay yer değiştirmeleri ve görelî kat ötelenme grafikleri de Şekil 6.28 ve Şekil 6.29 ile verilmiştir.

Tablo 6.47 Ters V merkezi çelik çaprazlı yapının I. ve II. mertebe analizinden elde edilen kat yatay yer değiştirme ve YSF değerleri (mm)

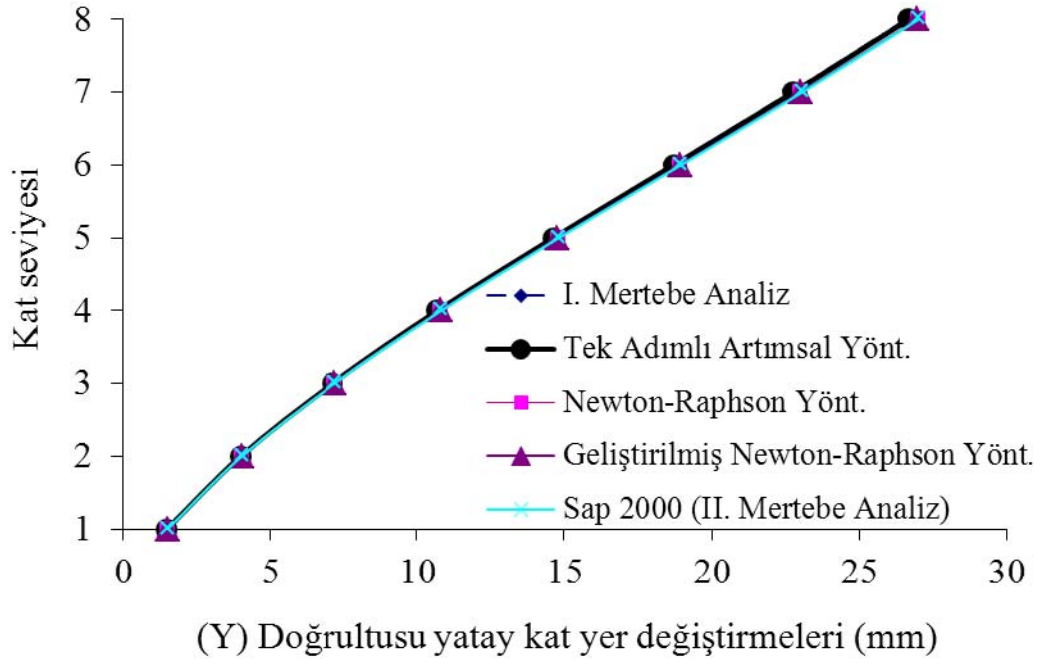
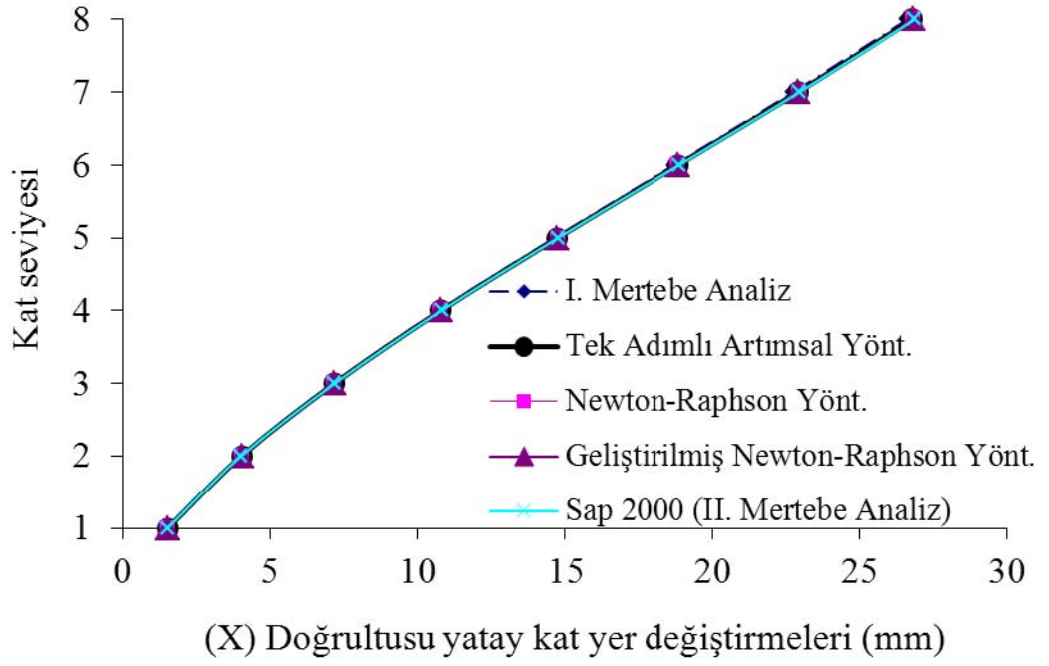
		1. Kat	2. Kat	3. Kat	4. Kat	5. Kat	6. Kat	7. Kat	8. Kat	YSF		
Ters V Merkezi Çelik Çaprazlı Çerçeve	X Doğrultusu	I.Mertebe Doğrusal Elastik Analiz	1,50	3,99	7,12	10,70	14,63	18,70	22,75	26,62	0,0011	
		II.Mertebe	Tek Adımlı Artımsal Yöntem	1,51	4,02	7,17	10,77	14,73	18,83	22,91	26,80	0,0011
			Newton-Raphson	1,51	4,02	7,18	10,78	14,75	18,86	22,95	26,85	0,0011
			Geliştirilmiş Newton-Raphson	1,51	4,02	7,18	10,78	14,74	18,85	22,94	26,84	0,0011
			Sap 2000 (II. mertebe)	1,51	4,01	7,18	10,79	14,75	18,87	22,96	26,87	0,0011
	Y Doğrultusu	I.Mertebe Doğrusal Elastik Analiz	1,49	3,98	7,10	10,67	14,58	18,64	22,67	26,57	0,0011	
		II.Mertebe	Tek Adımlı Artımsal Yöntem	1,49	3,99	7,12	10,70	14,63	18,70	22,76	26,67	0,0011
			Newton-Raphson	1,51	4,03	7,19	10,82	14,80	18,93	23,03	27,00	0,0011
			Geliştirilmiş Newton-Raphson	1,51	4,02	7,19	10,81	14,78	18,91	23,01	26,98	0,0011
			Sap 2000 (II. mertebe)	1,51	4,03	7,20	10,83	14,81	18,95	23,06	27,00	0,0011

Tablo 6.48 Ters V merkezi çelik çaprazlı yapının (x) yönünde seçilen çubuk elemanlarının iç kuvvet değerleri

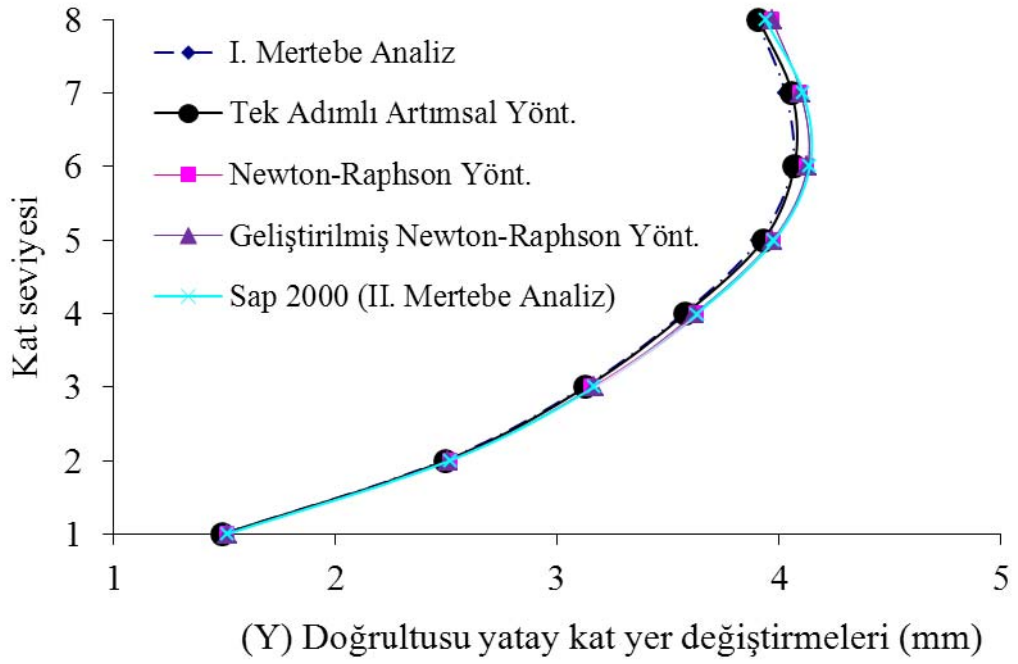
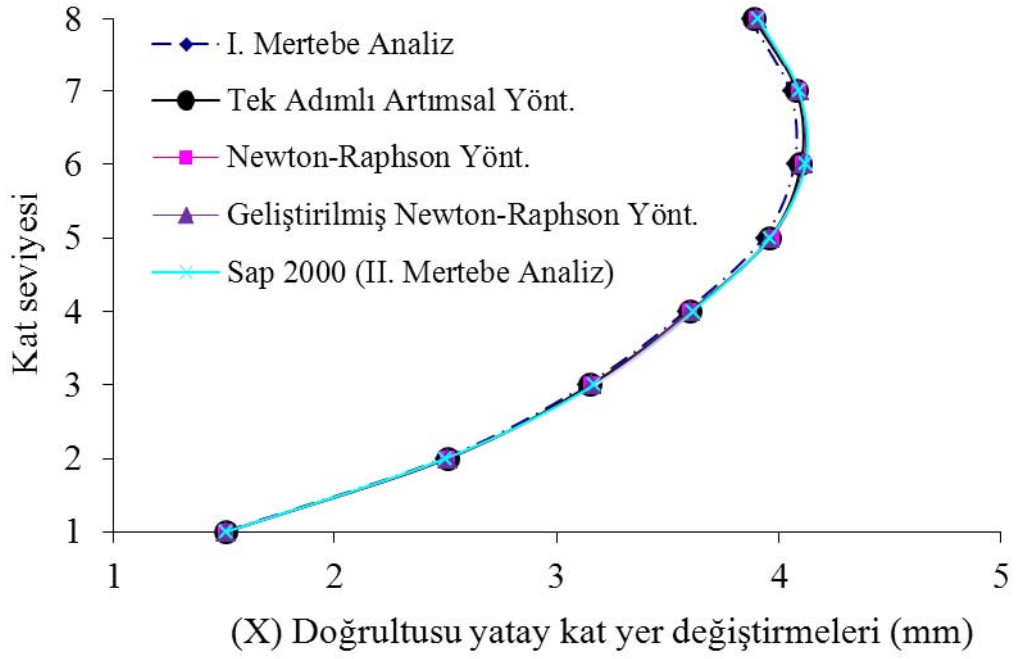
Eleman No.	Artımsal Yöntemler					
	İç Kuvvet	I.mertebe Doğrusal	Tek Adımlı Artımsal Yöntem	Newton-Raphson	Geliştirilmiş Newton-Raphson	Sap 2000 (II. mertebe)
C _{1x}	N(kN)	712,00	712,41	712,49	712,47	712,37
	M(kNm)	37,49	37,54	37,51	37,52	37,51
	V(kN)	7,57	7,55	7,51	7,52	7,48
C _{2x}	N(kN)	770,10	776,50	775,80	775,70	777,26
	M(kNm)	54,04	54,30	54,35	54,37	54,24
	V(kN)	23,68	23,70	23,76	23,77	24,12
C _{3x}	N(kN)	1285,02	1291,23	1292,33	1292,29	1288,66
	M(kNm)	10,63	10,75	10,80	10,82	10,78
	V(kN)	1,21	1,14	1,14	1,12	2,12
B _{1x}	N(kN)	-	-	-	-	-
	M(kNm)	4,71	4,73	4,74	4,73	4,75
	V(kN)	18,94	18,93	18,93	18,92	18,86
B _{2x}	N(kN)	-	-	-	-	-
	M(kNm)	5,15	5,16	5,15	5,15	5,17
	V(kN)	-	-	-	-	-
B _{3x}	N(kN)	54,73	54,66	54,64	54,64	54,69
	M(kNm)	65,83	65,81	65,80	65,80	65,81
	V(kN)	19,34	19,32	19,32	19,31	19,11

Tablo 6.49 Ters V merkezi çelik çaprazlı yapının (y) yönünde seçilen çubuk elemanlarının iç kuvvet değerleri

Eleman No.	İç Kuvvet	Birinci mertebe Analiz	Artımsal Yöntemler			
			Tek Adımlı Artımsal Yöntem	Newton-Raphson	Geliştirilmiş Newton-Raphson	Sap 2000 (II. mertebe)
C _{1y}	N(kN)	2145,12	2122,57	2126,81	2126,76	2122,49
	M(kNm)	29,35	28,73	28,83	28,84	28,59
	V(kN)	1,10	1,16	1,18	1,16	1,14
C _{2y}	N(kN)	1069,02	1044,54	1045,26	1044,98	1043,89
	M(kNm)	44,28	43,77	43,87	43,87	43,86
	V(kN)	13,83	13,71	13,77	13,78	13,79
C _{3y}	N(kN)	1704,05	1686,39	1689,63	1689,58	1683,95
	M(kNm)	14,34	13,77	13,93	13,96	13,64
	V(kN)	2,31	2,40	2,42	2,39	2,52
B _{1y}	N(kN)	-	-	-	-	-
	M(kNm)	6,10	6,08	5,98	5,93	6,01
	V(kN)	19,56	19,55	19,49	19,49	19,55
B _{2y}	N(kN)	-	-	-	-	-
	M(kNm)	6,26	6,24	6,16	6,24	6,25
	V(kN)	19,82	19,81	19,75	19,77	19,82
B _{3y}	N(kN)	-	-	-	-	-
	M(kNm)	6,95	6,99	6,97	6,98	6,96
	V(kN)	20,24	20,24	20,14	20,14	20,20



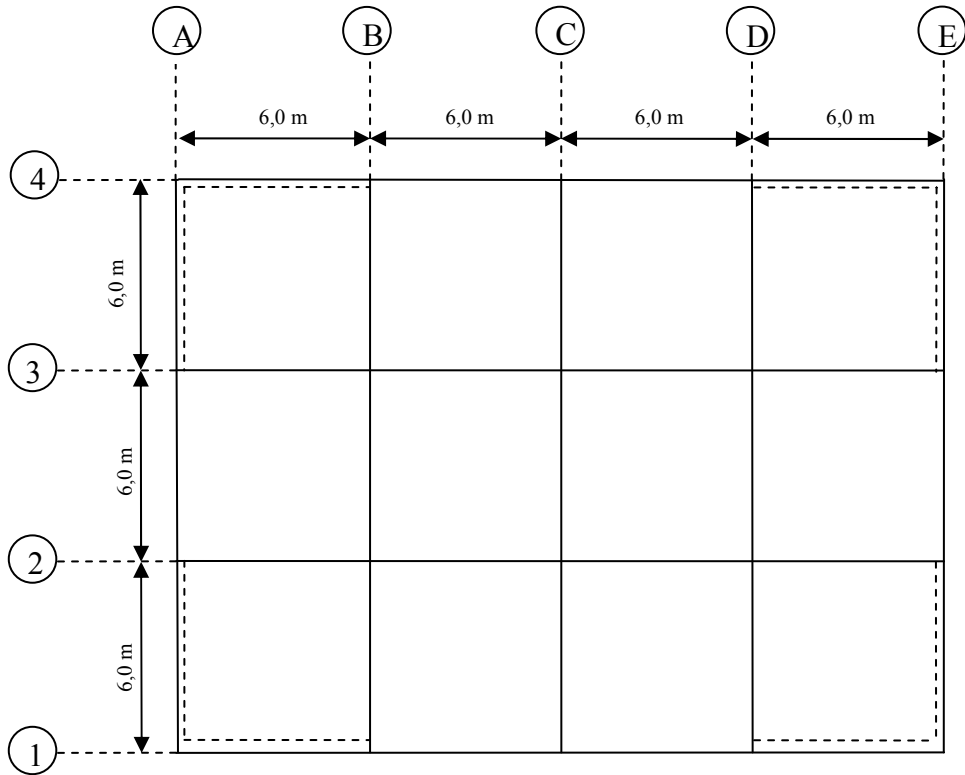
şekil 6.28 Ters V merkezi elik aprazlı yapının yatay kat yer değiştirmeleri (mm)



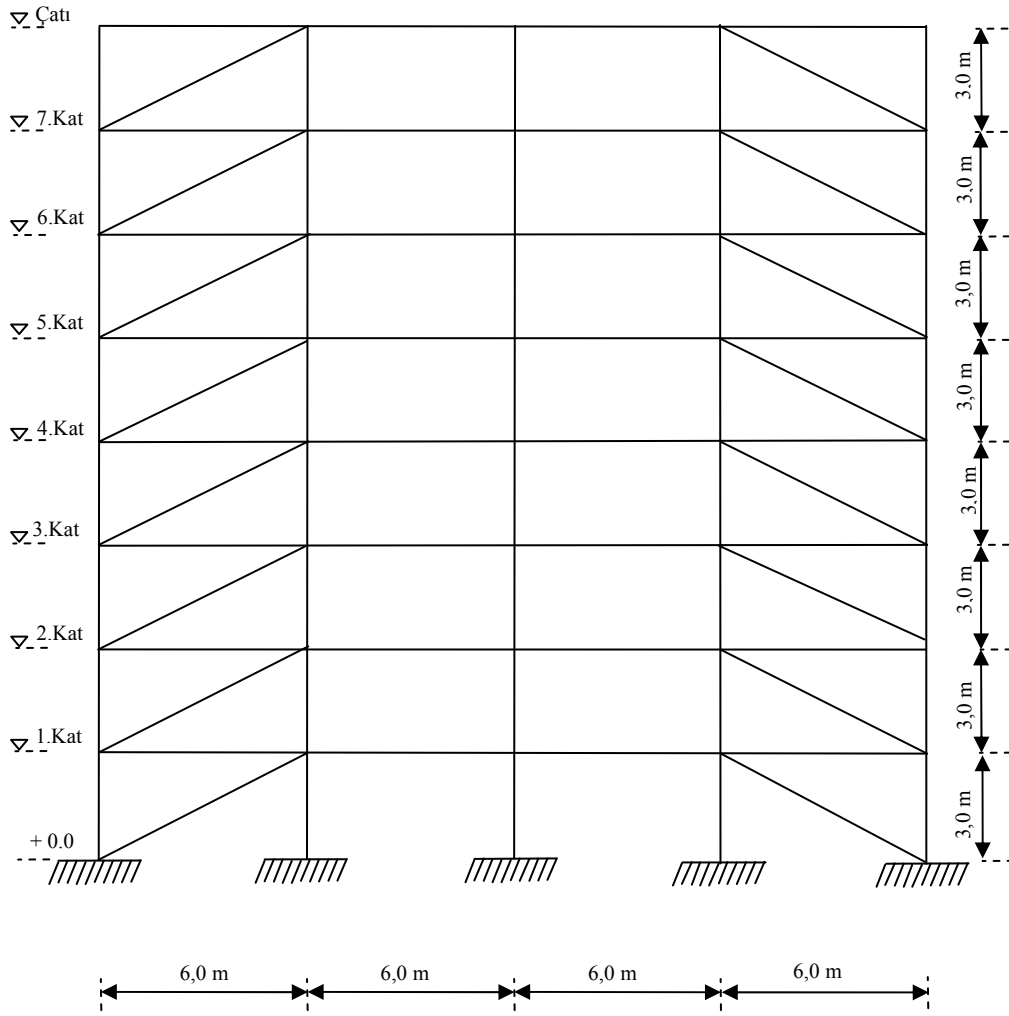
şekil 6.29 Ters V merkezi elik aprazlı yapının goreli kat ötelenmeleri (mm)

6.4.4 Diyagonal Tipi Merkezi Çelik Çaprazlarla Teşkil Edilmiş Çelik Yapı

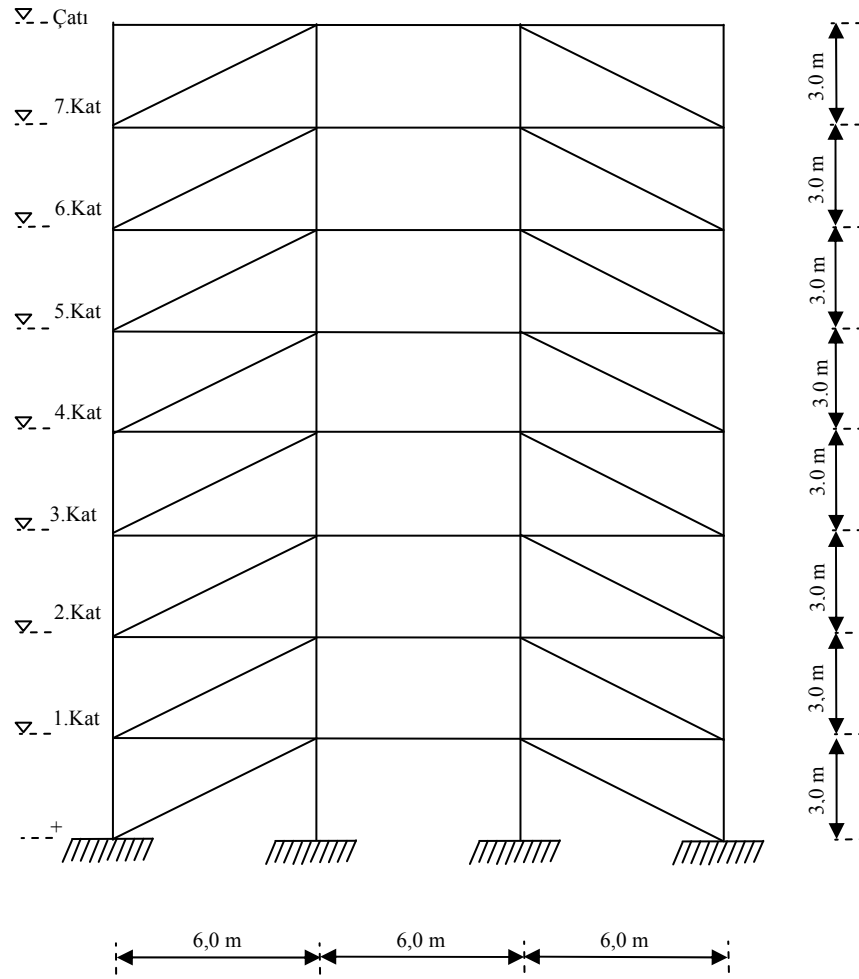
Şekil 6.30'da kat planı, Şekil 6.31 ve Şekil 6.32'de kesit görünüşleri verilen çelik yapı süneklik düzeyi yüksek diyagonal tipi merkezi çelik çaprazlar kullanılarak modellenmiş ve artımsal yöntemler kullanılarak ikinci mertebe analizi gerçekleştirilmiştir.



Şekil 6.30 Diyagonal tipi merkezi çelik çaprazlarla düzenlenmiş çerçevenin kat planı



Şekil 6.31 1 ve 5 akslarının diyagonal tipi merkezi çelik çaprazlarla düzenlenmiş kesit görünümü



Şekil 6.32 A ve E akslarının diyagonal tipi merkezi çelik çaprazlarla düzenlenmiş kesit görünüşü

6.4.4.1 Deprem Karakteristikleri

Tablo 6.12’de yer alan deprem hesabı ile ilgili parametreler kullanılarak Tablo 6.50’de diyagonal formunda teşkil edilmiş merkezi çelik çaprazlı çelik yapının deprem karakteristikleri elde edilir.

Tablo 6.50 Diyagonal tipi merkezi çelik çaprazlarla teşkil edilmiş çelik yapının özellikleri

Periyot (s)		Bina Ağırlığı (kN)	Deprem Yüğü	
X Doğ.	Y Doğ.		X Doğ.	Y Doğ.
0,577	0,577	19908,386	2968,881	2970,528

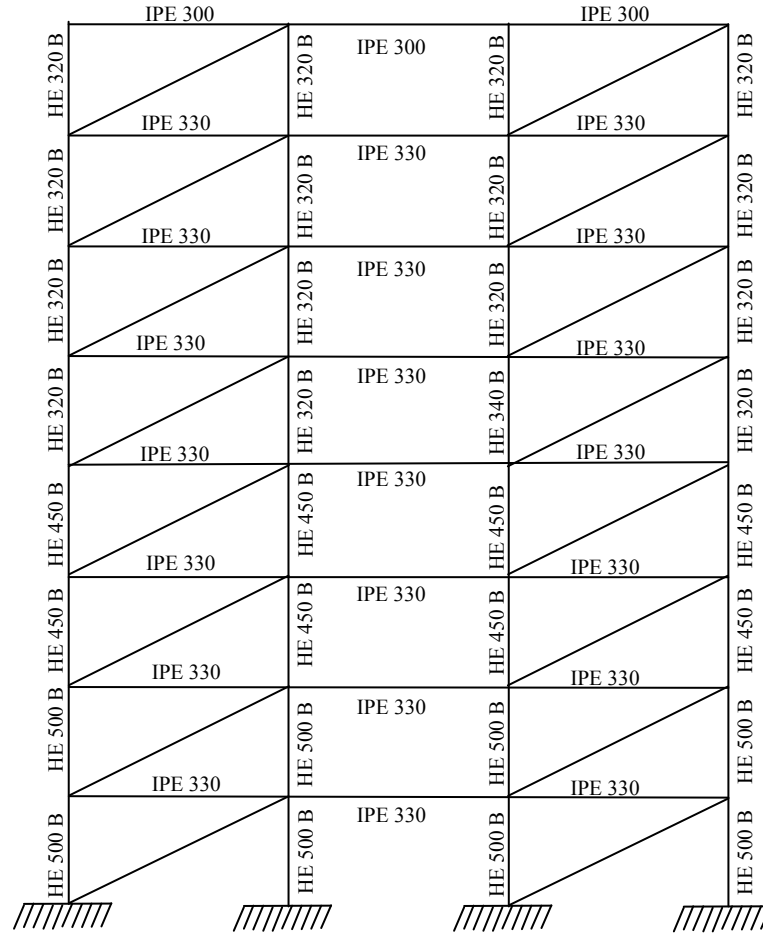
6.4.4.2 TS 648'e göre Diyagonal Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması

Tablo 6.17'deki en elverişsiz yük kombinasyonlarına göre boyutlandırılması yapılan elemanların profilleri Tablo 6.51 ve Şekil 6.33'de verilmiştir.

Çapraz eleman için seçilen kesit : 280 x 280 x 25

Tablo 6.51 Taşıyıcı sistem elemanlarının en kesit profilleri

Kat	Kirişler	Kolonlar
Çatı	IPE 300	HE 320 B
7	IPE 330	HE 320 B
6	IPE 330	HE 320 B
5	IPE 330	HE 320 B
4	IPE 330	HE 450 B
3	IPE 330	HE 450 B
2	IPE 330	HE 500 B
1	IPE 330	HE 500 B



Şekil 6.33 Taşıyıcı sistem elemanlarının en kesit profilleri

6.4.4.3 Diyagonal formunda Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapının Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Diyagonal formunda merkezi çelik çaprazla teşkil edilmiş çelik yapının (x) ve (y) doğrultuları için görelî kat ötelemeleri ve ilgili değerler Tablo 6.52 ve Tablo 6.53 ile sunulmuştur.

Tablo 6.52 (x) doğrultusunda görel kat ötelenmelerinin kontrolü

Kat	h_i (cm)	d_{ix} (cm)	Δ_{ix} (cm)	$\delta_{ix}=R.\Delta_{ix}$	δ_{ix}/h_i
Çatı	300	2,502	0,347	1,735	0,006
7	300	2,155	0,367	1,836	0,006
6	300	1,788	0,375	1,873	0,006
5	300	1,414	0,367	1,834	0,006
4	300	1,047	0,339	1,693	0,006
3	300	0,708	0,303	1,513	0,005
2	300	0,406	0,247	1,234	0,004
1	300	0,159	0,159	0,795	0,003

Tablo 6.53 (y) doğrultusunda görel kat ötelenmelerinin kontrolü

Kat	h_i (m)	d_{iy} (cm)	Δ_{iy} (cm)	$\delta_{iy}=R.\Delta_{iy}$	δ_{iy}/h_i
Çatı	300	2,556	0,354	1,768	0,006
7	300	2,203	0,374	1,871	0,006
6	300	1,829	0,382	1,910	0,006
5	300	1,447	0,374	1,871	0,006
4	300	1,073	0,346	1,732	0,006
3	300	0,726	0,310	1,548	0,005
2	300	0,416	0,253	1,265	0,004
1	300	0,163	0,163	0,817	0,003

6.4.4.4 Diyagonal formunda Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapının İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta ikinci mertebe etkileri temsil eden ikinci mertebe gösterge değeri θ_i ve ilgili değerleri (x) ve (y) doğrultuları için hesaplanarak Tablo 6.54 ve Tablo 6.55’de verilmiştir.

Tablo 6.54 (x) doğrultusu için ikinci merteye etkilerin kontrolü

X-X doğrultusu için ikinci merteye etkilerin kontrolü						
Kat No	w_i	$(\Delta_i)_{ort}$	V_i	h_i	$\sum w_i$	θ_i
Çatı	2184,21	0,338	731,272	300,0	2184,2	0,003
7	2513,858	0,357	1288,315	300,0	4698,1	0,004
6	2513,858	0,364	1765,780	300,0	7211,9	0,005
5	2513,858	0,356	2163,668	300,0	9725,8	0,005
4	2540,705	0,329	2485,378	300,0	12266,5	0,005
3	2540,705	0,294	2726,660	300,0	14807,2	0,005
2	2550,596	0,239	2888,141	300,0	17357,8	0,005
1	2550,596	0,153	2968,882	400,0	19908,4	0,003

Tablo 6.55 (y) doğrultusu için ikinci merteye etkilerin kontrolü

Y-Y doğrultusu için ikinci merteye etkilerin kontrolü						
Kat No	w_i	$(\Delta_i)_{ort}$	V_i	h_i	$\sum w_i$	θ_i
Çatı	2184,21	0,337	731,677	300,0	2184,210	0,003
7	2513,858	0,356	1289,029	300,0	4698,068	0,004
6	2513,858	0,363	1766,759	300,0	7211,926	0,005
5	2513,858	0,356	2164,867	300,0	9725,784	0,005
4	2540,705	0,329	2486,755	300,0	12266,489	0,005
3	2540,705	0,294	2728,171	300,0	14807,194	0,005
2	2550,596	0,239	2889,742	300,0	17357,790	0,005
1	2550,596	0,153	2970,527	400,0	19908,386	0,003

6.4.4.5 Diyagonal formunda Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Çelik Yapının Burulma Düzensizliği Kontrolü

Diyagonal formunda merkezi çelik çaprazla teşkil edilmiş çelik yapının (x) ve (y) doğrultuları için burulma düzensizliği katsayısı ve ilgili değerleri Tablo 6.56 ve Tablo 6.57 ile sunulmuştur.

Tablo 6.56 Diyagonal merkezi çelik çaprazlı yapının (x) doğrultusu burulma düzensizliği sınırları

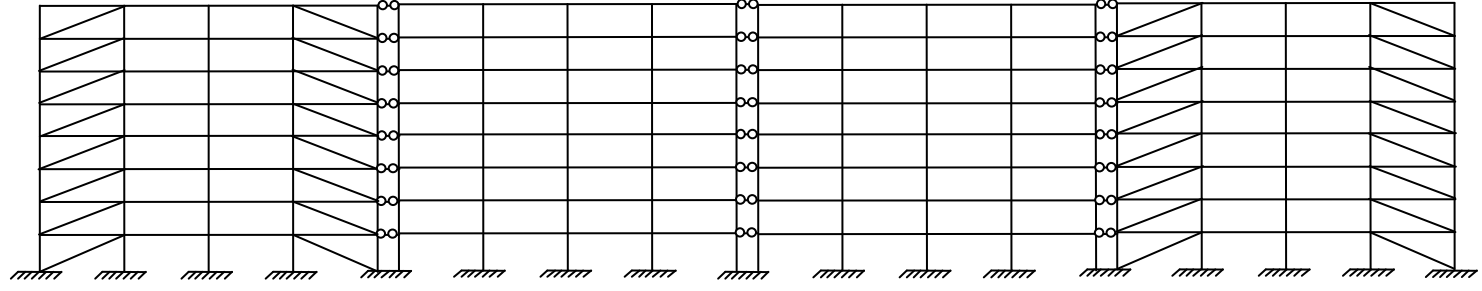
Kat	$(d_{ix})_{max}$	$(d_{ix})_{min}$	$(\Delta_{ix})_{max}$	$(\Delta_{ix})_{min}$	$(\Delta_{ix})_{ort}$	η_{bix}
8	2,50	2,36	0,35	0,33	0,34	1,03
7	2,16	2,03	0,37	0,35	0,36	1,03
6	1,79	1,68	0,37	0,35	0,36	1,03
5	1,41	1,33	0,37	0,35	0,36	1,03
4	1,05	0,98	0,34	0,32	0,33	1,03
3	0,71	0,66	0,30	0,28	0,29	1,03
2	0,41	0,38	0,25	0,23	0,24	1,03
1	0,16	0,15	0,16	0,15	0,15	1,04

Tablo 6.57 Diyagonal merkezi çelik çaprazlı yapının (y) doğrultusu burulma düzensizliği sınırları

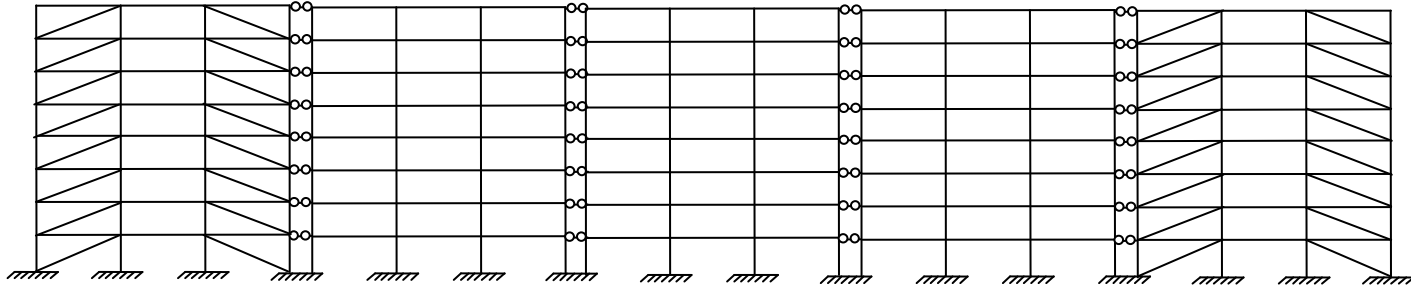
Kat	$(d_{iy})_{max}$	$(d_{iy})_{min}$	$(\Delta_{iy})_{max}$	$(\Delta_{iy})_{min}$	$(\Delta_{iy})_{ort}$	η_{biy}
8	2,56	2,30	0,35	0,32	0,34	1,05
7	2,20	1,98	0,37	0,34	0,36	1,05
6	1,83	1,64	0,38	0,34	0,36	1,05
5	1,45	1,29	0,37	0,34	0,36	1,05
4	1,07	0,96	0,35	0,31	0,33	1,05
3	0,73	0,65	0,31	0,28	0,29	1,05
2	0,42	0,37	0,25	0,23	0,24	1,06
1	0,16	0,14	0,16	0,14	0,15	1,07

6.4.4.6 Diyagonal Formunda Merkezi Çelik Çaprazla Teşkil Edilmiş Üç Boyutlu Çelik Yapının Düzlem Çerçeveye İndirgenmesi

Diyagonal formunda merkezi çelik çaprazla teşkil edilmiş üç boyutlu çelik yapının (x) ve (y) doğrultuları için iki ucu mafsallı sonsuz rijit çubuklar kullanılarak elde edilen eşdeğer düzlemsel çerçeveler Şekil 6.34 ile verilmiştir.



(X) doğrultusu



(Y) doğrultusu

Şekil 6.34 Üç boyutlu diyagonal merkezi çelik çaprazlı yapının düzlem çerçeveye indirgenmiş modeli

6.4.4.7 İkinci Mertebe Analiz Sonucu Elde Edilen Bulgular

Diyagonal merkezi çelik çaprazlı yapının ikinci mertebe analizinden (x) ve (y) doğrultuları için elde edilen kat yatay yer değiştirme ve YSF değerleri Tablo 6.58’de, yapının (x) ve (y) doğrultularından seçilen çubuk elemanlarının iç kuvvet değerleri Tablo 6.59 ve Tablo 6.60 ile sunulmuştur. Ayrıca, yapının her iki doğrultusu için, kat yatay yer değiştirme ve görelî kat ötelenme grafikleri de Şekil 6.35 ve Şekil 6.36’da verilmiştir.

Tablo 6.58 Diyagonal merkezi çelik çaprazlı yapının I. ve II. mertebe analizinden elde edilen kat yatay yer değiştirme değerleri (mm)

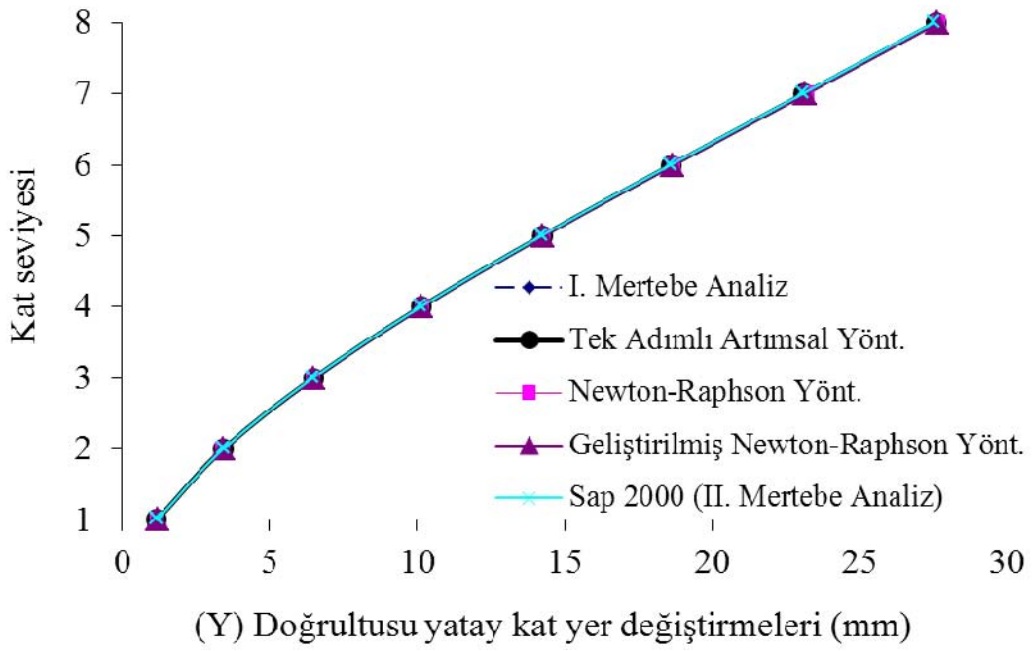
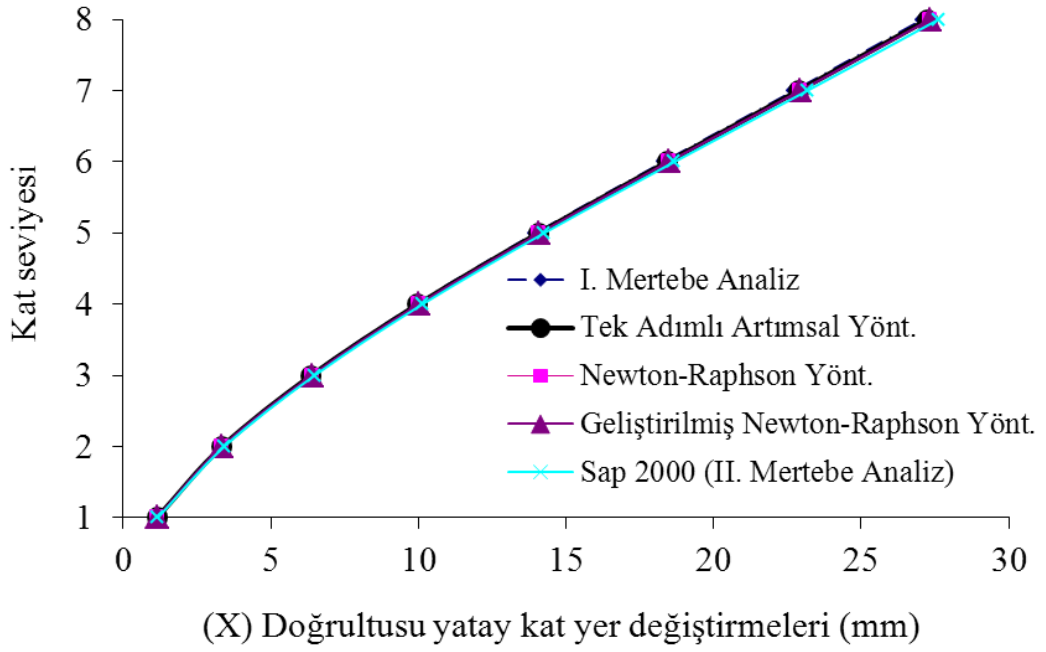
		1. Kat	2. Kat	3. Kat	4. Kat	5. Kat	6. Kat	7. Kat	8. Kat	YSF*		
Diyagonal Merkezi Çelik Çaprazlı Yapının Y Doğrultusu	X Doğrultusu	Birinci Mertebe Analiz	1.14	3.33	6.33	9.92	13.97	18.30	22.72	27.07	0.0011	
		II. Mertebe	Tek adımlı Artımsal Yöntem	1.15	3.35	6.37	9.99	14.07	18.43	22.87	27.25	0.0011
			Newton-Raphson	1.15	3.36	6.39	10.01	14.10	18.47	22.93	27.33	0.0011
			Geliştirilmiş Newton-Raphson	1.15	3.35	6.39	10.01	14.10	18.47	22.93	27.32	0.0011
			Sap 2000 (II. mertebe)	1.18	3.43	6.49	10.14	14.26	18.67	23.17	27.61	0.0012
	Birinci Mertebe Analiz	1.18	3.43	6.47	10.12	14.22	18.60	23.08	27.53	0.0011		
	II. Mertebe	Tek adımlı Artımsal Yöntem	1.18	3.43	6.49	10.14	14.25	18.65	23.14	27.61	0.0012	
		Newton-Raphson	1.19	3.45	6.51	10.18	14.31	18.72	23.23	27.71	0.0012	
		Geliştirilmiş Newton-Raphson	1.19	3.44	6.50	10.16	14.28	18.68	23.17	27.64	0.0012	
		Sap 2000 (II. mertebe)	1.18	3.43	6.47	10.12	14.22	18.60	23.08	27.53	0.0012	

Tablo 6.59 Diyagonal merkezi çelik çaprazlı yapının (x) yönünde seçilen çubuk elemanlarının iç kuvvet değerleri

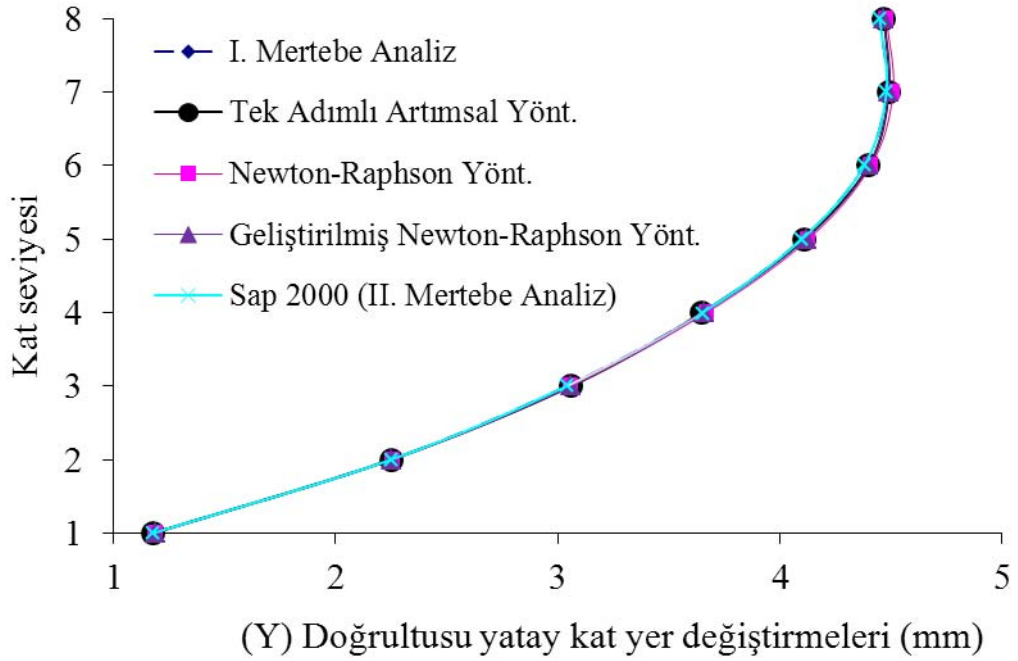
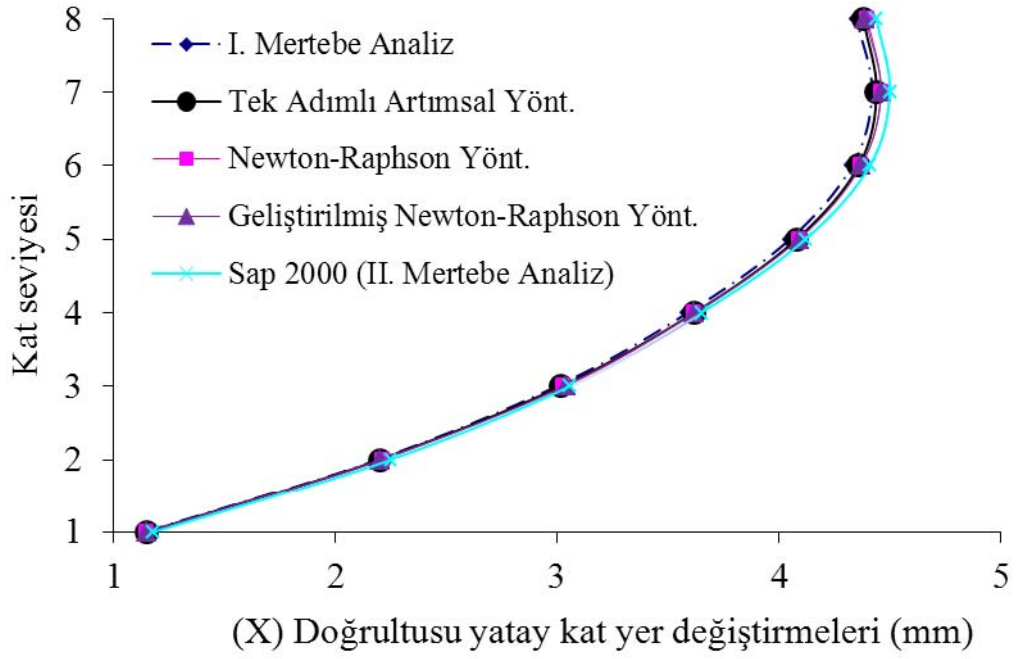
Eleman No.	İç Kuvvet	I. Mertebe Analiz	Artımsal Yöntemler			
			Tek Adımlı Artımsal Yöntem	Newton-Raphson	Geliştirilmiş Newton-Raphson	Sap 2000 (II. mertebe)
C _{1x}	N(kN)	705,26	705,61	705,62	705,56	703,33
	M(kNm)	117,96	118,34	118,38	118,39	118,01
	V(kN)	42,98	43,11	43,06	43,08	43,01
C _{2x}	N(kN)	1017,60	1026,70	1027,00	1026,70	1031,79
	M(kNm)	22,98	23,32	23,35	23,41	23,78
	V(kN)	7,98	8,01	8,10	8,13	9,83
C _{3x}	N(kN)	1513,10	1522,10	1524,20	1524,00	1526,24
	M(kNm)	34,73	34,93	35,01	35,05	35,06
	V(kN)	15,75	16,01	15,88	15,91	15,93
B _{1x}	N(kN)	678,32	682,04	681,10	683,05	682,78
	M(kNm)	57,93	57,93	57,95	58,02	57,96
	V(kN)	40,17	40,22	49,81	40,18	40,18
B _{2x}	N(kN)	731,80	735,14	735,59	733,64	734,41
	M(kNm)	54,63	54,66	54,82	54,84	54,65
	V(kN)	48,73	48,66	48,75	48,75	48,67
B _{3x}	N(kN)	168,61	168,58	167,36	169,30	167,51
	M(kNm)	96,83	96,92	96,96	96,96	96,87
	V(kN)	79,75	79,79	79,80	79,80	79,77

Tablo 6.60 Diyagonal merkezi çelik çaprazlı yapının (y) yönünde seçilen çubuk elemanlarının iç kuvvet değerleri

Eleman No.	Artımsal Yöntemler					
	İç Kuvvet	I. Mertebe Analiz	Tek Adımlı Artımsal Yöntem	Newton-Raphson	Geliştirilmiş Newton-Raphson	Sap 2000 (II. mertebe)
C _{1y}	N(kN)	2226,50	2233,30	2249,90	2251,70	2253,43
	M(kNm)	116,08	115,94	117,42	117,31	116,56
	V(kN)	41,484	41,53	42,26	42,08	40,34
C _{2y}	N(kN)	1261,00	1265,80	1280,40	1282,40	1289,18
	M(kNm)	115,83	115,97	117,44	117,33	117,22
	V(kN)	41,23	41,16	42,05	41,87	42,10
C _{3y}	N(kN)	1878,00	1884,90	1899,20	1900,80	1901,85
	M(kNm)	28,47	28,54	30,19	29,70	29,53
	V(kN)	11,74	11,91	12,71	12,41	11,50
B _{1y}	N(kN)	646,19	647,49	778,40	583,80	-
	M(kNm)	55,50	55,46	55,63	55,63	55,64
	V(kN)	48,62	48,59	49,06	48,86	48,67
B _{2y}	N(kN)	733,25	734,44	583,80	778,40	-
	M(kNm)	52,25	52,23	52,09	52,21	51,49
	V(kN)	47,59	47,59	47,91	47,78	47,43
B _{3y}	N(kN)	745,50	746,95	194,60	778,40	-
	M(kNm)	50,32	50,32	49,96	50,16	49,50
	V(kN)	47,06	46,98	47,23	47,16	46,89



Şekil 6.35 Diyagonal merkezi çelik çaprazlı yapının yatay kat yer değiştirmeleri (mm)



şekil 6.36 Diyagonal merkezi elik aprazlı yapının grelı kat ötelenmeleri (mm)

BÖLÜM YEDİ

SONUÇLAR

Tez çalışması kapsamında çelik yapıların geometri bakımından doğrusal olmayan davranışı sayısal örnekler üzerinde artımsal ve pratik ikinci merteye analiz yöntemleri kullanılarak incelenmiştir. Bu çalışmada kullanılan artımsal yöntemler; tek adımlı artımsal, Newton-Raphson ve Geliştirilmiş Newton-Raphson, pratik yöntemler ise fiktif çapraz eleman eklenmesi, fiktif kolon eleman eklenmesi, King-Chen, Li, Direkt P-delta ve iteratif düşey yük yöntemleridir. Çeşitli çelik yapı sistemleri göz önüne alınarak, bu yöntemlerin birbirlerine göre performansları değerlendirilmiştir. Çalışmada, çaprazlı sistemlerin etkinliklerini araştırmak amacıyla çeşitli geometrik formlarda merkezi çelik çaprazlı sistemler düzenlenmiş ve kullanılan çapraz elemanların yapı davranışı üzerine olan etkisi ayrıca incelenmiştir. Çalışmadan elde edilen sonuçlar aşağıda irdelenmiştir.

Birinci sayısal uygulamada, Newton-Raphson yöntemi kullanılarak bir kolon elemanının ikinci merteye analizi adım adım açık formda yapılmıştır. Elde edilen yatay yer değiştirme, aksenal kuvvet ve kesme kuvveti değerleri; tek adımlı artımsal ve geliştirilmiş Newton-Raphson artımsal yöntemlerinden elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. İkinci merteye analiz yöntemlerinin birinci merteye analize göre bağıl fark oranları yatay yer değiştirmeler açısından incelendiğinde % 12,7 ile %14,1 arasında, aksenal kuvvet açısından incelendiğinde % 13,1 ile % 13,3 arasında, kesme kuvveti açısından incelendiğinde ise % 13,4 ile % 15,1 arasında değiştiği tespit edilmiştir. Sayısal uygulamada kullanılan ikinci merteye analiz yöntemlerinden elde edilen sonuçların birbirleriyle uyumlu ve bağıl fark oranının %1,2'nin altında olduğu elde edilmiştir.

İki kat ve tek açıklığa sahip düzlem çelik çerçeveden oluşan ikinci sayısal uygulamada, tek adımlı artımsal, Newton-Raphson, geliştirilmiş Newton-Raphson artımsal yöntemleri ve King-Chen, direkt P-Delta, Li pratik yöntemleri kullanılmıştır. Artımsal ve pratik ikinci merteye analiz yöntemleri kullanılarak elde edilen tepe noktası yatay yer değiştirme ve eleman uç moment değerleri, referans

çalışmada verilen sonuçlar ile karşılaştırılmış olup yöntemlerin birbirlerine göre performansları değerlendirilmiştir. Artımsal ve pratik ikinci mertebe analiz yöntemlerinden elde edilen tepe noktası yatay yer değiştirme değerlerinin, referans çalışmada verilen değere göre bağıl fark oranları göz önüne alındığında; tek adımlı artımsal yöntemde % 1,22, Newton-Raphson ve geliştirilmiş Newton-Raphson artımsal yöntemlerinde % 0,35, King-Chen yönteminde % 3,42, direkt P-Delta yönteminde % 0,43, Li yönteminde % 2,16 mertebesinde bağıl fark hesaplanmıştır. Eleman uç moment değerleri açısından bağıl fark oranları incelendiğinde; tek adımlı artımsal yöntemde % 0,32, Newton-Raphson ve geliştirilmiş Newton-Raphson artımsal yöntemlerinde % 0,22, King-Chen yönteminde % 0,48, direkt P-Delta yönteminde % 0,24, Li yönteminde % 0,36 mertebesinde bağıl fark elde edilmiştir. Sayısal uygulamada kullanılan hesap yöntemlerinin tepe noktası yatay yer değiştirme ve uç momentler açısından bağıl fark oranlarının % 3,5'in altında olduğu tespit edilmiştir.

Üçüncü sayısal uygulamada dört kat ve beş açıklığa sahip düzlem çelik çerçeve göz önüne alınmış olup, tek adımlı artımsal, Newton-Raphson, geliştirilmiş Newton-Raphson artımsal yöntemleri ve iteratif düşey yük, fiktif kolon eleman eklenmesi, fiktif diyagonal eleman eklenmesi pratik yöntemleri kullanılarak bu çerçevenin ikinci mertebe analizi gerçekleştirilmiştir. Bu sayısal uygulamanın birinci aşamasında artımsal ve pratik yöntemler kullanılarak elde edilen kat yatay yer değiştirmeler ve eleman uç momentler referans çalışma sonuçları ile birlikte dikkate alınıp, kullanılan yöntemlerin etkinlikleri araştırılmıştır. Bu yöntemlerden elde edilen tepe noktası yatay yer değiştirme değerlerinin, referans çalışma sonucuna göre bağıl fark oranları göz önüne alındığında; tek adımlı artımsal yöntemde % 1,86, Newton-Raphson ve geliştirilmiş Newton-Raphson artımsal yöntemlerinde % 0,94, iteratif düşey yük yönteminde % 1,05, fiktif kolon eleman eklenmesi yönteminde % 1,41, fiktif diyagonal eleman eklenmesi yönteminde % 1,50 mertebesinde bağıl fark tespit edilmiştir. Eleman uç moment değerleri açısından bağıl fark oranları göz önüne alındığında; tek adımlı artımsal yöntemde % 1,99, Newton-Raphson ve geliştirilmiş Newton-Raphson artımsal yöntemlerinde % 0,55, iteratif düşey yük yönteminde % 0,58, fiktif kolon eleman eklenmesi yönteminde % 0,74, fiktif diyagonal eleman

eklenmesi yönteminde % 0,90 olarak bağıl fark hesaplanmıştır. Sayısal uygulamanın ikinci aşamasında, çaprazlı sistemlerin performanslarını araştırmak amacıyla çeşitli geometrik formlarda merkezi çelik çaprazlı yapı modelleri düzenlenmiş olup, modellerde kullanılan çapraz elemanların kat yatay yer değiştirmesi ve yapı salınım faktörü değerlerine etkisi araştırılmıştır. Çalışmada kullanılan merkezi çelik çaprazlı yapı modellerinin moment aktaran çerçeve sistemine göre tepe noktası yatay yer değiştirmesini %84-%90 arasında sınırladığı tespit edilmiştir. Yatay yer değiştirmenin sınırlandırılması açısından modeller incelendiğinde; Model 1'in diğer merkezi çelik çaprazlı yapı modellerine göre kat yatay yer değiştirmesini en az, Model 6'nın ise en fazla sınırladığı görülmüştür. Model 5'de, serbest olan düğüm noktalarının çapraz elemanların bağlandığı düğüm noktalarına göre daha fazla yatay yer değiştirme yaptığı görülmüştür. Bu nedenle beşinci modele ait kat seviyesi ile yatay yer değiştirme eğrisi diğer modellerinkinden farklı olup görece kat ötelenmelerinin artmasına neden olmuştur. Model 6'da, en üst katın tüm açıklıklarına merkezi X çelik çapraz teşkil edilmesinden dolayı tepe noktası yatay yer değiştirmesi önemli oranda sınırlanmıştır. Çalışmada incelenen çeşitli geometrik formlarda teşkil edilmiş çelik yapı modelleri için elde edilen yapı salınım faktörü değerlerinin, moment aktaran çerçeve sisteminden elde edilen yapı salınım faktörü değerine göre önemli oranda azaldığı gözlemlenmiştir. Ayrıca, yapı sistemindeki çapraz yoğunluğunun yapı davranışına etkisini araştırmak amacıyla çerçevenin farklı açıklıklarına kat yüksekliği boyunca merkezi X çelik çaprazlar teşkil edilmiştir. İlk olarak üçüncü açıklığa, ikinci olarak birinci ve beşinci açıklığa, son olarak da birinci, üçüncü ve beşinci açıklıklara kat yüksekliği boyunca X formunda merkezi çelik çapraz düzenlenmiştir. Bu yapı sistemlerinin artımsal Newton-Raphson yöntemi kullanılarak ikinci mertebe analizi sonucunda, üçüncü açıklığa çapraz düzenlendiğinde %88, birinci ve beşinci açıklıklara çapraz düzenlendiğinde %93, birinci, üçüncü ve beşinci açıklıklara çapraz düzenlendiğinde %95 mertebesinde tepe noktasının yatay yer değiştirmesi moment aktaran çerçeve sistemine göre sınırladığı tespit edilmiştir. Sayısal uygulamanın üçüncü aşamasında merkezi çelik çaprazlı sistemlerde kullanılan çapraz elemanların narinliğinin yapı davranışı üzerine olan etkisi incelenmiştir. Bu amaçla narinliği 70 ile 140 arasında değişen farklı geometrik formda çapraz elemanlar kullanılarak bu sistemlerin artımsal

Newton-Raphson yöntemi ile ikinci mertebe analizi gerçekleştirilmiştir. Çapraz elemanın narinliği %25 ve %50 mertebesinde azaltıldığı durumda, yapı modellerinin yapı salınım faktörü değerlerinde sırasıyla %11-%14 ile %19-%25 arasında bir azalma olduğu görülmüştür.

Dördüncü sayısal uygulamada sekiz katlı bir çelik yapı moment aktaran çerçeve, X, ters V ve diyagonal merkezi çelik çapraz olmak üzere dört farklı taşıyıcı sistem kullanılarak teşkil edilmiştir. Sayısal uygulamada, her bir doğrultudaki çerçeveler kat hizalarında iki ucu mafsallı sonsuz rijit çubuklar ile bağlanarak, üç boyutlu yapı eşdeğer düzlemsel modellere indirgenmiştir. Bu modellerin ikinci mertebe analizi ile elde edilen kat yatay yer değiştirmeleri, görelî kat ötelenmeleri, yapı salınım faktörü değerleri ve seçilen kolon ile kiriş elemanlarının iç kuvvet değerleri karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Merkezi çelik çaprazlı taşıyıcı sistemler incelendiğinde; en fazla X merkezi en az ise diyagonal merkezi çelik çaprazlı sistem moment aktaran çerçeve sistemine göre tepe noktası yatay yer değiştirmesini sınırlandırmaktadır. Merkezi çelik çaprazlı sistemlerde ikinci mertebe analiz sonucunda elde edilen kat yatay yer değiştirme değerleri birinci mertebe analizden elde edilen değerler ile karşılaştırıldığında ikinci mertebe etkiler küçük mertebelerde kalmaktadır. Görelî kat ötelenmeleri açısından incelendiğinde, çalışmadaki merkezi çelik çaprazlı sistemlerin görelî kat ötelenmeleri moment aktaran çerçeveye göre daha küçük mertebededir. Çalışmadaki seçilen kolon ve kiriş elemanlarının iç kuvvet değerleri incelendiğinde ise, ikinci mertebe etkiler merkezi çelik çaprazlı sistemlerde, moment aktaran çerçeve sistemlerine göre eleman iç kuvvetlerini daha küçük mertebede değiştirdiği görülmektedir. UBC (1997)'de yapı salınım faktörü için verilen maksimum değer 0,0025 olup çalışmada incelenen sayısal uygulamada elde edilen yapı salınım faktörü değerleri bu limit değerden küçüktür. En büyük yapı salınım faktörü değeri moment aktaran çerçeveli yapı sisteminde, en küçüğü ise X merkezi çelik çaprazlı sisteminde elde edilmiştir.

Yapılan çalışmadan, narin ve yüksek yapı sistemlerinde ikinci mertebe etkilerin önem arzettiği anlaşılmaktadır. Çapraz elemanlar kullanılarak elde edilen yapı sistemlerinde ise ikinci mertebe etkilerin hesaplara dahil edilmesi durumunda elde

edilen sonuçları önemli mertebede değiştirmediği gözlemlenmiştir. Ayrıca pratik ikinci mertebe analiz yöntemlerinin düzenli rijit çerçeve sistemlerde artımsal ikinci mertebe analiz yöntemleri kadar iyi sonuçlar verdiği tespit edilmiş olup bu yöntemler kullanılarak işlem adımlarında tasarruf sağlanmıştır.

KAYNAKLAR

- Adanur, S. (1997). *Asma Köprülerin Geometrik olarak Lineer Olmayan ve Elastik Zemin Analjisi ile Dinamik Analizi*, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- American Institute of Steel Construction (AISC) (1994). *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*. 2nd Ed., AISC, Chicago.
- Austin W. J., (1959). Strength and Design of Metal Beam-Columns, *Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.87*, No. ST4, pp. 1-33.
- Bayındırlık ve İskan Bakanlığı (1997). *Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik*, Resmi Gazete, Ankara.
- Bayındırlık ve İskan Bakanlığı (2007). *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik*, Resmi Gazete, Ankara.
- Barsan, G. M. ve Chiorean, C. G. (1999). Computer Program for Large Deflection Elasto-Plastic Analysis of Semi-Rigid Steel Frameworks. *Computers and Structures*, 72, 699 – 711.
- Bruneau, M., Uang, C. M. ve Whittaker, A. S. (1998). *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw Hill, New York.
- Celep, Z. ve Kumbasar, N. (2004). *Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı*, Beta Dağıtım, İstanbul.
- Chan, S. L. (2001). Non-linear Behavior and Design of Steel Structures. *Journal of Constructional Steel Research*, 57, 1217– 1231.

- Chan, S. L. ve Chui, P. P. T. (2000). *Nonlinear Static and Cyclic Analysis of Steel Frames with Semi-Rigid Connections*, Elsevier Public.
- Chajes, A. ve Churchill, J. E. (1987). Nonlinear Frame Analysis by Finite Element Methods. *Journal of Structural Engineering* , Vol. 113 , No:6 , pp. 1221-1235.
- Chen, W. F. ve Duan, L. (1999). *Bridge Engineering Handbook*, CRC Press.
- Chen, W. F., Kim, S. E. ve Choi, S. H. (2001). Practical Second-Order Inelastic Analysis for Three-Dimensional Steel Frames. *Steel Structures*, 1, 213 – 223.
- Chen, W. F. ve Lui, E. M., (1991). *Stability Design of Steel Frames*, CRC Press, Boca Raton, Florida.
- Chen, W. F. ve Sohal, I. S. (1995). *Plastic Design and Second Order Analysis of Steel Frames*. Berlin: Springer – Verlag.
- Cheong-Siat-Moy, F. (1977). Consideration of Secondary Effects in Frame Design, *J. Struct. Div., ASCE 103*, pp. 2005–2019.
- Chiorean, C. G. (2009). A Computer Method for Nonlinear Inelastic Analysis of Semi-Rigid Steel Frameworks. *Engineering Structures* , 31, 3016 – 3033.
- Crisfield, M. A. (1991). *Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures, Volume I*, John Wiley and Sons, New York, 345p.
- Çakıroğlu, A. ve Çetmeli, E. (1979). *Yapı statığı (Altıncı Baskı) (Cilt 2)*. İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- Çatal, H. H. (2005). *Yapı ve Deprem Mühendisliğinde Matris Yöntemler*, Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Yayınları No:294, İzmir.

- Deren, H., Uzgider, E., Piroğlu, F. ve ağlayan, . (2008). *elik Yapılar*, ağlayan Kitabevi.
- Dünder, C. ve Kırıl, E. (1986), *Perdeli Yapı Sistemlerinin Bilgisayar ile Hesabı*, TMMOB, İnşaat Mühendisleri Odası, Ankara.
- Ghali, A., Neville, A. M. ve Brown, T. G., (2009). *Structural Analysis: A Unified Classical and Matrix Approach*, Chapman And Hall. 6th Edition, London.
- Goto, Y. ve Chen, W. F. (1987). Second-Order Elastic Analysis for Frame Design. *Structural Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.113*, No:7, Pp.1501-1519.
- Gönen, H., Kıracı N., Doğan, M. ve Günaydın, A. (2007). “ok Katlı elik Yapılarda Yatay Deplasmanın Diyagonallerle Kontrolü”, 2. *elik Yapılar Ulusal Sempozyumu*, Eskişehir.
- Işık, B., (2001). *Hafif elik Yapıların Geleneksel Yapılar ile Benzerlikleri*, <http://www.tucsa.org.tr>.
- International Conference of Building Officials. (1997). *Uniform Building Code (UBC)*, Structural Engineering Design Provisions, California.
- İnan, M. (1962). *Cisimlerin Mukavemeti*, Arı Kitabevi Matbaası, İstanbul.
- Kim, S. E., Kim, Y. ve Choi, S. H. (2001). Nonlinear Analysis of 3-D Steel Frames. *Thin-Walled Structures*, 39, 445– 461.
- Kılıç, S. (1997). *P-Delta Effects and Seismic Design of Steel Structures*, Doktora Tezi, Stanford Üniversitesi.

- Kim, S. E., Lee, J. S., Choi, S. H. ve Kim, C. S. (2004). Practical Second-Order Inelastic Analysis for Steel Frames Subjected to Distributed Load. *Engineering Structures*, 26, 51 – 61.
- King, W. S. ve Chen, W. F. (1993). LRFD Analysis for Semi Rigid Frame Design. *Eng. J. AISC*.
- King, W. S., White, D. W. ve Chen, W. F. (1992). Second-Order Inelastic Analysis Methods for Steel Frame Design. *Journal of Structural Engineering* , 118 , 408 – 428.
- Kruger, T. S., Rensburg, B. W. ve Plesis, G. M. (1995). Non-Linear Analysis of Structural Steel Frames. *Journal Of Constructional Steel Research*, 34, 285 – 306.
- Kural, M. E. ve Tok, H. (1992). Benzer Betonarme Taşıyıcı Sistemlere Alternatif Bir Çelik Taşıyıcı Sistem Üzerinde Araştırma, *Yüksek Binalar II. Ulusal Sempozyumu*, İstanbul.
- Li, G. Q. ve Li, J. J. (2007). *Advanced Analysis and Design of Steel Frames*, John Wiley and Sons, Inc., pp. 384.
- Lu, C. K., Chen, W. F., Chan, S. L. ve Ma, T. W. (2008). Direct Second-Order Elastic Analysis for Steel Frame Design. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 12(6), pp 379-389.
- Lui, E. M. (1988). A Practical P-Delta Analysis Method for Type FR and PR Frames. *Engineering Journal, AISC, Vol. 25, No. 3*, pp. 85-98.
- Lui, E. M. (1990). Nonlinearity stability Analysis of Frameworks – from theory to practise, *ASCE Structure Congress*, Baltimore, MD, New York.

- MacGregor, J. G. ve Hage, S. E. (1977), Stability Analysis and Design of Concrete Frames, *Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.103*, No.ST.10, pp.1953-1970.
- Mashary, A. M. ve Chen, W. F. (1989). *Simplified Nonlinear Analysis for Steel Frames*, Purdue University.
- Mashary, A. M. ve Chen, W. F. (1990). Elastic Second-Order Analysis for Frame Design. *J. Construct. Steel Research*, 15, 303-322.
- Masonnet, C. (1959). Stability Considerations in the Design of Steel Columns, *Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 85*, No.ST7, pp. 75-111.
- McGuire, W., Gallagher, R. H. ve Ziemian, R. D. (2000). *Matrix Structural Analysis*, Second Edition, John Wiley.
- Naeim, F. (2001). *The Seismic Design Handbooks*, Kluwer Academic Publishers, USA.
- Nixon, D., Beaulieu, D. ve Adams, P. F. (1975). Simplified Second Order Frame Analysis, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2, 4 (602-605).
- Rosenblueth, E. (1965). Slenderness effects in Buildings. *J. Structural Div. ASCE*, 91, ST 1, pp. 229–252.
- Rutenberg, A. (1981). A Direct P-Delta Analysis Using Standard Plane Frame Computer Programs. *Computer and Structures*, 14, 1-2, pp. 97-102.
- SAP 2000 User's Manual, Version 14. (2009). *Computers and Structures Inc.*, California, USA.

- Seçer, M., Bozdağ, Ö. ve Kural, M.E. (2004). Simplified Second-Order Plane Frame Analysis. Techniques, *ACE 6th. International Congress on Advances in Civil Engineering*.
- Sekulovic, M. ve Salatic, R. (2001). Nonlinear Analyses of Frames with Flexible Connections, *Computers and Structures, Vol. 79*, pp. 1097-1107.
- Stafford, Smith, B. ve Gaiotti, R. (1988). *Iterative Gravity Load Method for P-Delta Analysis*, Structural Engineering Report, No. 88-4, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Canada.
- Özer, E. (2009). *Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları*, İstanbul.
- Torkamani, M.A., Sönmez, M. Ve Cao, J. (1997). Second-Order Elastic Plane Frame Analysis Using Finite Element Method. *Journal of Structural Engineering, 123*, 1225-1235.
- Torkamani, M. A. ve Sönmez, M. (2008). Solution Techniques for Nonlinear Equilibrium Equations, *18th Analysis and Computation Specialty Conference*, ASCE.
- Tunçel, U. (2007). *Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçeve Sistemlerin DBYBHY 2007 Yönetmeliğine göre Tasarımı*, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Türk Standartları Enstitüsü.(1980). *Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları*, Ankara.
- Xu, L. ve Liu, Y. (2005). Nonlinear Analysis of Inelastic Steel Frames. *Advanced in Steel Structures, Vol. 1*.

- White, D. W. ve Hajjar, J. F. (1991). Application of Second-Order Elastic Analysis in LRFD: Research to Practice. *Engineering Journal, AISC*, 133-148.
- Wong, M. B. ve Tin-Loi, F. (1990). Geometrically Nonlinear Analysis of Elastic Framed Structures, *Computers and Structures, Vol. 34*, No: 4, Pp. 633-640.
- Yoo, H. ve Choi, D. H. (2008). New Method of Inelastic Buckling Analysis for Steel Frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 64, 1152– 1164.
- Yang, Y. B. ve Kou, S. R. (1994). *Theory & Analysis of Nonlinear Framed Structures*, Prentice Hall, Inc.
- Ziemian, R. D. ve Mcguire, W. (2008), *Mastan2 Integrated Structural Analysis Reference Manual*, John Wiley and Sons, Inc.