T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

TÜRKİYE ÇELİK YÖNETMELİĞİ'NE (ÇYTHYE-2016) GÖRE STABİLİTE TASARIM YÖNTEMLERİNİN İRDELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İsmail KUL

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Bilim Dalı

ŞUBAT 2023

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

TÜRKİYE ÇELİK YÖNETMELİĞİ'NE (ÇYTHYE-2016) GÖRE STABİLİTE TASARIM YÖNTEMLERİNİN İRDELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İsmail KUL

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Bilim Dalı

Tez Danışmanı: Dr. Öğr. Üyesi Hüseyin KASAP

ŞUBAT 2023

İsmail KUL tarafından hazırlanan "Türkiye Çelik Yönetmeliği'ne (ÇYTHYE-2016) Göre Stabilite Tasarım Yöntemlerinin İrdelenmesi" adlı tez çalışması 15.02.2023 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oy birliği ile Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Bilim Dalı'nda Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

Tez Jürisi

Jüri Başkanı : **Doç. Dr. Öğretim Üyesi Elif AĞCAKOCA**
Sakarya Üniversitesi

Jüri Üyesi : **Dr. Öğr. Üyesi Hüseyin KASAP**
Sakarya Üniversitesi

Jüri Üyesi : **Dr. Öğretim Üyesi Emine AYDIN**
Sakarya Uygulamalı Bilimler Üniversitesi

ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ

Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Lisansüstü Eğitim-Öğretim Yönetmeliğine ve Yükseköğretim Kurumları Bilimsel Araştırma ve Yayın Etiği Yönergesine uygun olarak hazırlamış olduğum "Türkiye Çelik Yönetmeliği'ne (ÇYTHYE-2016) Göre Stabilite Tasarım Yöntemlerinin İrdelenmesi " başlıklı tezin bana ait, özgün bir çalışma olduğunu; çalışmamın tüm aşamalarında yukarıda belirtilen yönetmelik ve yönergeye uygun davrandığımı, tezin içerdiği yenilik ve sonuçları başka bir yerden almadığımı, tezde kullandığım eserleri usulüne göre kaynak olarak gösterdiğimi, bu tezi başka bir bilim kuruluna akademik amaç ve unvan almak amacıyla vermediğimi ve 20.04.2016 tarihli Resmi Gazete'de yayımlanan Lisansüstü Eğitim ve Öğretim Yönetmeliğinin 9/2 ve 22/2 maddeleri gereğince Sakarya Üniversitesi'nin abonesi olduğu intihal yazılım programı kullanılarak Enstitü tarafından belirlenmiş ölçütlere uygun rapor alındığını, çalışmamla ilgili yaptığım bu beyana aykırı bir durumun ortaya çıkması halinde doğabilecek her türlü hukuki sorumluluğu kabul ettiğimi beyan ederim.

(15/02/2023).

(imza)

İsmail KUL

TEŞEKKÜR

Yüksek lisans eğitimim boyunca değerli bilgi ve deneyimlerinden yararlandığım, her konuda bilgi ve desteğini almaktan çekinmediğim, araştırmanın planlanmasından yazılmasına kadar tüm aşamalarında yardımlarını esirgemeyen, teşvik eden, aynı titizlikte beni yönlendiren değerli danışman hocam Dr. Hüseyin KASAP teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışmaları değerli bilgilerini benimle paylaşan, kendisine ne zaman danışsam bana kıymetli zamanını ayırıp, sabırla ve büyük bir ilgiyle bana faydalı olabilmek için elinden gelenden fazlasını sunan her sorun yaşadığımda yanına çekinmeden gidebildiğim, güler yüzünü ve samimiyetini benden esirgemeyen hocam Dr. Zeynep YAMAN'a teşekkürü bir borç biliyor ve şükranlarımı sunuyorum.

İsmail KUL

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ v
TEŞEKKÜR vii
İÇİNDEKİLER ix
KISALTMALAR xiii
SİMGELER xv
TABLO LİSTESİ xix
ŞEKİL LİSTESİ xxi
ÖZET xxiii
SUMMARY xxv
1. GİRİŞ 1
1.1. Stabilite Tasarımı 1
1.2. Geometrik Ön Kusurlar 2
1.2.1. Geometrik kusurların doğrudan doğruya modellenmesi 2
1.2.2. Geometrik kusurların fiktif yük olarak modellenmesi 3
1.2.3. Dayanım ve Rijitliklerdeki Belirsizlikler 3
1.3. İkinci Mertebe Etkileri 4
1.3.1. P-δ Etkisi 4
1.3.2. P-Δ Etkisi 8
1.4. Literatür Taraması 10
2. İKİNCİ MERTEBE ANALİZİ 13
2.1. Geometri Değişimi Bakımından Doğrusal Olmayan(Nonlinear) Analiz 13
2.2. Yaklaşık İkinci Mertebe Analizi 14
2.2.1. Uygulama sınırları 18
2.2.2. P-δ Etkisi için **B1** katsayısı 18
2.2.2.1. Cm katsayısı 19
2.2.3. P-Δ etkisi için **B2** katsayısı 21
2.3. Tasarım İçin Yöntem, Kabul ve İhmaller 22
2.3.1. Tasarım yöntemi 22
2.3.2. YDKT ve GKT yöntemleri 22
2.3.3. Geometri değişimi bakımından ikinci mertebe analizi için ihmal 22
3. YÖNTEMLER 25
3.1. Genel Analiz Yöntemi 25
3.1.1. Uygulama sınırı 25
3.1.2. Tasarım dayanım hesabı 25
3.1.3. Gerekli dayanımın hesabı 26
3.1.3.1. Geometrik ön kusurların dikkate alınması 26
3.1.3.2. Dayanım ve rijitliklerdeki belirsizlikler 27
3.1.3.3. İkinci mertebe etkilerin dikkate alınması 31
3.2. Burkulma Boyu (Etkin Uzunluk) Yöntemi 31
3.2.1. Uygulama sınırı 32
3.2.2. Gerekli dayanım hesabı 32

3.2.2.1. Geometrik ön kusurların dikkate alınması 32
3.2.2.2. Dayanım ve rijitliklerdeki belirsizliklerin dikkate alınması 33
3.2.3. İkinci mertebe etkileri 33
3.2.4. Tasarım dayanım hesabı 33
3.2.5. Burkulma boyu katsayısı(K) 33
3.2.5.1. Yanal yer değiştirmesi önlenmemiş çerçeveler 36
3.2.5.2. Yanal yer değiştirmesi önlenmiş çerçeveler 37
3.2.5.3. Burkulma boyu katsayısı(K) hesabı için yapılan düzenlemeler 39
3.2.5.4. Diğer düzenlemeler 40
3.2.6. Kat stabilitesi için K katsayısı 42
3.2.6.1. Kat rijitliği yaklaşımı 42
3.2.6.2. Kat burkulması yaklaşımı 43
3.3. Genel Analiz ve Burkulma Boyu Yöntemleri Özet Tabloları 44
3.4. Çerçeve Örneği 47
3.4.1. Burkulma boyu yöntemiyle tasarımın yapılması 47
3.4.1.1. YDKT yüklemesi durumunda yaklaşık ikinci mertebe etkilerin belirlenmesi 51
3.4.1.2. GKT yüklemesi durumunda yaklaşık ikinci mertebe etkilerin belirlenmesi 53
3.4.1.3. Burkulma boyu yöntemi ile ÇYTHYE'ye göre kolonların tasarımı 55
3.4.1.4. Bileşik etkilerin dikkate alınması 59
3.4.1.5. Sap2000 doğrusal olmayan analiz sonuçları 60
3.4.2. Genel analiz yöntemiyle tasarımın yapılması 63
3.4.2.1. YDKT yüklemesi durumunda yaklaşık ikinci mertebe etkilerin belirlenmesi 64
3.4.2.2. GKT yüklemesi durumunda yaklaşık ikinci mertebe etkilerin belirlenmesi 66
3.4.2.3. Genel analiz yöntemi ile ÇYTHYE'ye göre kolon tasarımı 67
3.4.2.4. Bileşik etkilerin dikkate alınması 68
3.4.2.5. Sap2000 doğrusal olmayan analiz sonuçları 70
3.4.3. Bulgular ve irdelemeler 73
4. YAPILAN ÇALIŞMA 75
4.1. Çelik Yapının ÇYHTYE Yönetmeliğine Göre Tasarımı 77
4.1.1. Yükler 77
4.1.1.1. Düşey yükler 77
4.1.1.2. Deprem yükleri 79
4.1.1.3. Rüzgar yükü 86
4.1.2. Yük kombinasyonları 87
4.1.3. Çelik yapının birinci mertebe analiz sonuçları 88
4.2. Çelik Yapının ÇYHTYE Yönetmeliğine Göre Stabilite Tasarımı 91
4.2.1. Geometrik ön kusurların dikkate alınması 91
4.2.1.1. Yük kombinasyonları 91
4.3. Çelik Yapının Genel Analiz Yöntemi Doğrusal Olmayan Analiz (Nonlinear) ile Tasarımı 94
4.3.1. Genel analiz yöntemi doğrusal olmayan analiz sonuçları 95
4.4. Çelik Yapının Genel Analiz Yöntemi Yaklaşık İkinci Mertebe Analiz ile Tasarımı 96
4.4.1. Programa yaklaşık ikinci mertebe analizi için girilen veriler (GA) 98

4.4.2. Genel analiz yöntemi yaklaşık ikinci mertebe analizi sonuçları 98
4.5. Çelik Yapının Burkulma Boyu Yöntemi Doğrusal Olmayan Analiz (Nonlinear) ile Tasarımı 99
4.5.1. K katsayıları hesabı 99
4.5.2. Burkulma boyu yöntemi doğrusal olmayan analiz sonuçları 100
4.6. Çelik Yapının Burkulma Boyu Yöntemi Yaklaşık İkinci Mertebe Analiz ile Tasarımı 101
4.6.1. Programa yaklaşık ikinci mertebe analizi için girilen veriler..... 103
4.6.2. Burkulma boyu yöntemi yaklaşık ikinci mertebe analiz sonuçları 104
4.7. Bulgular ve İrdelemeler..... 105
5. SONUÇ VE ÖNERİLER..... 109
KAYNAKLAR 113
EKLER..... 115
ÖZGEÇMİŞ..... 125

KISALTMALAR

AISC	**:** American Institute of Steel Construction
BB	**:** Burkulma Boyu
BKS	**:** Bina Kullanım Sınıfı
BYS	: Bina Yükseklik Sınıfı
ÇYTHYE	**:** Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar
DGT	: Dayanıma Göre Tasarım
DTS	: Deprem Tasarım Sınıfı
GA	**:** Genel Analiz
GKT	**:** Güvenlik Katsayıları ile Tasarım
KH	: Kontrollü Hasar Performans Düzeyi
Sap2000	**:** Structural Analysis Program v.22.2.0
TBDY	**:** Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018
TS 498	**:** Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, Türk Standardı
YDKT	**:** Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım
Yönetmelik	**:** Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar 2016

SİMGELER

A_g	: Kayıpsız enkesit alanı
B_1	: P-δ etkilerini göz önüne alan katsayı
B_2	: P-Δ etkilerini göz önüne alan katsayı
C_m	: Eşdeğer sabit moment yayılışına dönüştürme katsayısı
D	: Dayanım fazlalığı katsayısı
DD-2	: 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem yer hareketi düzeyi
E	: Deprem yükü
E	: Yapısal çelik elastisite modülü
EA	: Eksenel ve kayma rijitliği
EA*	: Azaltılmış eksenel ve kayma rijitliği
E_cI_c	: Kolon enkesiti eğilme rijitliği
E_d	: Doğrultu birleştirmesi uygulanmış tasarım esas toplam deprem etkisi
$E_d^{(H)}$	: Doğrultu birleştirilmesi uygulanmış tasarıma esas yatay deprem etkisi
$E_d^{(X)}$	: (X) Doğrultusundaki depremin etkisi altında tasarıma esas deprem etkisi
$E_d^{(Y)}$	: (Y) Doğrultusundaki depremin etkisi altında tasarıma esas deprem etkisi
$E_d^{(Z)}$	: (Z) Doğrultusundaki depremin etkisi altında tasarıma esas deprem etkisi
E_gI_g	: Kiriş enkesiti eğilme rijitliği
EI	: Eğilme rijitliği
EI*	: Azaltılmış eğilme rijitliği
F	: Yatay yük
F_{cr}	: Kritik burkulma gerilmesi
F_e	: Elastik burkulma gerilmesi
F_y	: Yapısal çelik karakteristik akma gerilmesi
G	: Sabit yük
G_A	: Eleman üst düğüm noktası
G_B	: Eleman alt düğüm noktası

H	**:** Düşey konsol uzunluğu
H	**:** Yatay yüklerden oluşan kat kesme kuvveti
H_N	: Bina toplam yüksekliği
I	: Bina önem katsayısı
I	**:** Eleman enkesitinin eğilme düzlemindeki ataleti
i	**:** Atalet yarıçapı
K	**:** Burkulma boyu katsayısı
K_1	**:** Yanal ötelenmesi önlenmiş sistem burkulma katsayısı
K_2	**:** Kat burkulma boyu
L	**:** Eleman boyu
L	**:** Kat yüksekliği
L'_g	**:** Düzenlenmiş kiriş boyu
L_c	**:** Burkulma boyu
L_c	**:** Kolon burkulma boyu
L_g	**:** Kiriş boyu
M*	**:** P-δ ve P-Δ etkilerinden oluşan ilave moment
M_0	**:** Birinci mertebe eğilme momenti dayanımı
M_F	**:** Dikkate alınan düğüm noktasından uzakta bulunan uçtaki moment değeri
m_i	: i'inci katın toplam kütlesi
M_{lt}	**:** Yapı sisteminin sadece yanal ötelenmesi sonucu, YDKT veya GKT yük birleşimleri altında ilgili elemanda oluşan birinci mertebe eğilme momenti
M_N	**:** Dikkate alınan düğüm noktasındaki moment değeri
M_{nt}	**:** Yatay ötelemesi önlenmiş sistemde, YDKT veya GKT yük birleşimleri altında hesaplanan birinci mertebe eğilme momenti.
M_r	**:** İkinci mertebe etkileri içeren gerekli eğilme momenti dayanımı
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
N_G	**:** Sabit yükün en az 0.002 katı kadar yatay fiktif yük
N_i	**:** (i) Kat düzeyine etkitilecek fiktif yük (Tüm Sistem için)
N_Q	**:** Hareketli yükün en az 0.002 katı kadar yatay fiktif yük
N_S	**:** Kar yükünün en az 0.002 katı kadar yatay fiktif yük
P	**:** Düşey yük
$P_{e,kat}$	**:** Söz konusu katın yatay taşıyıcı elemanlarına etkiyen toplam düşey yük
P_{el}	**:** Eğilme düzlemindeki burkulma yükü

P_{kat} : Söz konusu katın tüm düşey taşıyıcı elemanlarına etkiyen toplam düşey yük

P_{lt} : Yapı sisteminin sadece yanal ötelenmesi sonucu, YDKT veya GKT yük birleşimleri altında ilgili elemanda oluşan birinci mertebe eksenel kuvvet

P_{mf} : Çerçevelerin kat kolonlarına etkiyen toplam düşey yük

P_n : Karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanımı

Pn/Ω : Güvenli basınç kuvveti dayanımı

P_{ns} : Eleman enkesit basınç kuvveti dayanımı

P_{nt} : Yatay ötelemesi önlenmiş sistemde, YDKT veya GKT yük birleşimleri altında hesaplanan birinci mertebe eksenel kuvvet

P_r : İkinci mertebe etkileri içeren gerekli eksenel kuvvet dayanımı

P_r : Yük altında hesaplanan gerekli eksenel basınç kuvveti dayanımı

Q : Hareketli yük

r :

R : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı

$R_a(T)$: Öngörülen süneklik kapasitesi ve periyoda bağlı deprem yükü azaltma katsatısı

R_M : P-δ etkilerinin P-Δ üzerindeki etkisini göz önüne alan katsayı

S : Kar yükü

$S_{ae}(T)$: Yatay elastik tasarım spektral ivmesi (g)

$S_{aR}(T)$: Azaltılmış tasarım spektral ivmesi (g)

S_{DS} : Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı (boyutsuz)

T : Doğal titreşim periyodu (sn)

T_A : Yatay elestik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu (sn)

T_B : Yatay elestik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu (sn)

$T_P(X)$: X Doğrultusu doğal tisteşim periyodu

$T_P(Y)$: Y Doğrultusu doğal tisteşim periyodu

T_{pA} : Ampirik olarak hesaplanan hakim doğal titreşim periyodu (sn)

$V_{tE}^{(X)}$: (X) Deprem doğrultusunda binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti) [kN]

$V_{tE}^{(Y)}$: (Y) Deprem doğrultusunda binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti) [kN]

W : Rüzgar yükü

Y_i : YDKT veya GKT yük birleşimleri ile belirlenen, (i) kat döşemesine etkiyen toplam düşey yük.

Δ : Sistem deplasmanı

ΔH : Göreli kat ötelemesi

ϕPn : Tasarım başınç kuvveti dayanımı

τ_b : Eğilme rijitliği azaltma katsayısı

TABLO LİSTESİ

Sayfa

Tablo 2.1. Tek eğrilik ve çift eğrilik gösterimi 20
Tablo 3.1. YDKT kombinasyonları 27
Tablo 3.2. Burkulma boyu katsayısı, K için yaklaşık değerler 35
Tablo 3.3. Çerçeve K hesabı 40
Tablo 3.4. Doğrusal olmayan analiz ile Genel Analiz yöntemi 44
Tablo 3.5. Yaklaşık ikinci mertebe analizi ile Genel Analiz Yöntemi 45
Tablo 3.6. Doğrusal olmayan analiz ve yaklaşık ikinci mertebe analizi ile Burkulma Boyu yöntemi 46
Tablo 3.7. Çerçeve elemanları kesit özellikleri 48
Tablo 3.8. Çerçeve örneği K katsayısı hesabı 48
Tablo 3.9. YDKT ve GKT yükleme durumları için elemanlara gelen yüklerin belirlenmesi 49
Tablo 3.10. Birinci mertebe YDKT yüklemesi analiz sonuçları 50
Tablo 3.11. YDKT yüklemesi B katsayıları hesabı 51
Tablo 3.12. YDKT yüklemesi ikinci mertebe değerlerinin belirlenmesi 52
Tablo 3.13. Birinci mertebe GKT yüklemesi analiz sonuçları 52
Tablo 3.14. GKT yüklemesi B katsayılarının hesabı 54
Tablo 3.15. GKT yüklemesi ikinci mertebe değerlerinin belirlenmesi 55
Tablo 3.16. Burkulma boyu yöntemi kolon tasarımı 59
Tablo 3.17. A Kolonu için YDKT ve GKT yüklemesi kapasite oranı 59
Tablo 3.18. B Kolonu için YDKT ve GKT yüklemesi kapasite oranı 60
Tablo 3.19. Burkulma Boyu yöntemi YDKT yüklemesi doğrusal olmayan analizi sonuçları 61
Tablo 3.20. Burkulma Boyu yöntemi GKT yüklemesi doğrusal olmayan analizi sonuçları 62
Tablo 3.21. Burkulma Boyu yöntemi yaklaşık ikinci mertebe ile doğrusal olmayan analiz sonuçlarının karşılaştırması. 63
Tablo 3.22. Genel analiz yöntemi YDKT ve GKT yüklemeleri birinci mertebe analizi 64
Tablo 3.23. Genel analiz yöntemi YDKT yüklemesi için sistem ayırımı 64
Tablo 3.24. GKT yüklemesi için sistem ayırımı 64
Tablo 3.25. Genel Analiz Yöntemi YDKT yüklemesi B katsayıları hesabı 65
Tablo 3.26. Genel analiz yöntemi YDKT yüklemesi ikinci mertebe değerlerinin belirlenmesi 66
Tablo 3.27. Genel analiz yöntemi GKT yüklemesi B katsayılarının hesabı 66
Tablo 3.28. Genel analiz yöntemi GKT yüklemesi ikinci mertebe değerlerin belirlenmesi 67
Tablo 3.29. Genel analiz yöntemi kolon tasarımı 68
Tablo 3.30. A kolonu için YDKT ve GKT yüklemesi kapasite oranı 69
Tablo 3.31. B kolonu için YDKT ve GKT yüklemesi kapasite oranı 69
Tablo 3.32. Genel analiz YDKT yüklemesi doğrusal olmayan analiz sonuçları 70

Tablo 3.33. Genel Analiz yöntemi GKT yüklemesi doğrusal olmayan analizi sonuçları 71
Tablo 3.34. Genel Analiz yöntemi yaklaşık ikinci mertebe ile doğrusal olmayan analiz sonuçlarının karşılaştırması. 72
Tablo 3.35. Burkulma Boyu yöntemi yaklaşık ikinci mertebe ile doğrusal olmayan analiz sonuçlarının karşılaştırması 72
Tablo 4.1. Taşıyıcı sistem elemanları ve özellikleri 77
Tablo 4.2. Çatı katı kiriş yüklemeleri 78
Tablo 4.3. Normal kat kiriş yüklemeleri 79
Tablo 4.4. Yapı yüzey genişliğine göre yüzeye dik gelen rüzgar kuvvetleri 87
Tablo 4.5. GA yöntemi yaklaşık ikinci mertebe analizi B2hesabı 98
Tablo 4.6. GA yaklaşık ikinci mertebe analiz sonuçları 98
Tablo 4.7. Burkulma boyu katsayısı, K hesabı 99
Tablo 4.8. BB yöntemi yaklaşık ikinci mertbe analizi B2 hesabı 103
Tablo 4.9. BB yaklaşık ikinci mertebe analiz sonuçları 104
Tablo 4.10. Stabilite tasarım-analiz yöntemlerinde kullanılan değişken değerler ve sonuçları 105

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1. Yayılı yatay yüke sahip düşey konsol moment gösterimi 5
Şekil 1.2. Yayılı yatay yüke sahip düşey konsolun ikinci mertebe moment gösterimi 5
Şekil 1.3. P-δ Etkisinin moment gösterimi 7
Şekil 1.4. Eksenel yük ile elaman bazındaki şekil değiştirme 7
Şekil 1.5. Tekil yatay ve düşey yüke sahip düşey konsolun gösterimi 8
Şekil 1.6. P-Δ Etkisinin moment gösterimi 9
Şekil 1.7. Eksenel yük ile sistem genelindeki şekil değiştirme 10
Şekil 1.8. P-δ ve P-Δ etkilerinin aynı diyagramda gösterimi 10
Şekil 2.1. Sistem ekseni ve şekil değiştirmiş eksen 13
Şekil 2.2. Çerçeve durumu 15
Şekil 2.3. Çerçeve ayırımı; a)Sadece düşey yükler etkisindeki çerçeve b)Sadece yanal yükler etkisindeki çerçeve 16
Şekil 2.4. Çerçeve ayrımı gösterimi; a) tüm yükler etkisindeki çerçeve b)Tüm yükler altında mesnetler ile ötelenmesi engellenmiş çerçeve c)Mesnet reaksiyon yükleri etkisindeki çerçeve 17
Şekil 3.1. Kritik burkulma gerilmesinde etkili olan durumlar 28
Şekil 3.2. Kritik burkulma gerilmesi 29
Şekil 3.3. Yanal yerdeğiştimesi önlenmemiş sistemlerde burkulma boyu katsayısı, K nomogramı 36
Şekil 3.4. Yanal yer değiştirmesi önlenmiş sistemlerde burkulma boyu katsayısı, K nomogramı 38
Şekil 3.5. Model çerçeve detayı 40
Şekil 3.6. Çerçeve sistemi ve yük durumları gösterimi 47
Şekil 4.1. Genel sistem görünüşü 75
Şekil 4.2. Normal kat sistem planı 76
Şekil 4.3. Tipik sistem enkesiti 76
Şekil 4.4. Sap2000 X ve Y doğrultusu periyot değerleri 80
Şekil 4.5. Sae(T)-Periyot grafiği 81
Şekil 4.6. X doğrultusu için azaltılmış tasarım spektrumu 82
Şekil 4.7. Y doğrultusu için azaltılmış tasarım spektrumu 83
Şekil 4.8. Sap2000 toplam düşey yükler 83
Şekil 4.9. Sap2000 x doğrultusu deprem verileri 85
Şekil 4.10. Sap2000 y doğrultusu deprem verileri 85
Şekil 4.11. Sap2000 düşey doğrultu deprem yükü 86
Şekil 4.12. Sap2000 deprem yükleri 86
Şekil 4.13. Birinci mertebe kesit kapasite oranları genel görünüşü 89
Şekil 4.14. Birinci kat birinci mertebe kapasite oranları listesi 89
Şekil 4.15. 3 aksı birinci mertebe kapasite oranları 90
Şekil 4.16. A aksı birinci mertebe kapasite oranları 90
Şekil 4.17. 5 aksı birinci mertebe deplasman değeri 91
Şekil 4.18. Sap2000 fiktif yük 91

Şekil 4.19. Sap2000 nonlinear yük durumu 94
Şekil 4.20. GA yöntemi Sap2000 Nonlinear ayarı 95
Şekil 4.21. Birinci kat ikinci mertebe kapasite oranları listesi (GA) 95
Şekil 4.22. 5 aksı ikinci mertebe deplasman değeri (GA) 96
Şekil 4.23. GA yöntemi Sap2000 yaklaşık ikinci mertebe analiz ayarı 96
Şekil 4.24. 5 aksı yaklaşık ikinci mertebe deplasman değeri (GA) 97
Şekil 4.25. BB yöntemi Sap2000 nonlinear ayarı 100
Şekil 4.26. Birinci kat ikinci mertebe kapasite oranları listesi (BB) 101
Şekil 4.27. 5 aksı ikinci mertebe deplasman değeri (BB) 101
Şekil 4.28. BB yöntemi Sap2000 yaklaşık ikinci mertebe analiz ayarı 102
Şekil 4.29. 5 aksı yaklaşık ikinci mertebe deplasman değeri (BB) 102
Şekil 4.30. B/3(12 numaralı) zemin kat kolonu Sap2000 girdisi 104
Şekil 4.31. A/4 (7 numaralı) zemin kat çaprazı Sap2000 girdisi 104

TÜRKİYE ÇELİK YÖNETMELİĞİ'NE (ÇYTHYE-2016) GÖRE STABİLİTE TASARIM YÖNTEMLERİNİN İRDELENMESİ

ÖZET

Çelik yapıların stabilitesini(kararlılığını) etkileyebilecek birçok faktör bulunmaktadır. Elemanların ve yapı sisteminin şekil değiştirmeleri, şekil değiştirmelerden oluşan ikinci mertebe etkiler, geometrik ön kusurlar, dayanım ve rijitliklerdeki belirsizlikler yapı stabilitesini önemli derecede etkilemektedir. Bu nedenle yapı stabilitesinin tahkikinin yapılabilmesi için stabilite tasarım yöntemlerinin kullanılması gerekmektedir. Amerikan Şartnamesi AISC360-16(Specification for Structural Steel Buildings, Çelik Binalar İçin Tasarım ve İnşaat Yönetmeliği-2016), ÇYTHYE(Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esasları Yönetmeliği-2016)'da Burkulma Boyu(BB) ve Genel Analiz(GA) yöntemleri yer almaktadır.

Genel Analiz yöntemi teknolojik gelişmeler neticesinde geliştirilen ve yapı stabilitesini irdelemek için sunulan bir yöntemdir. Burkulma boyu yöntemi yarım yüzyılı aşkın süredir bilinen ve kullanılan yöntem olmasından dolayı sınırlı koşullarda genel analiz yöntemine alternatif olarak kullanılabilir. Her iki yöntem için ikinci mertebe etkilerin belirlenmesinde doğrusal olmayan analiz kullanılır. Doğrusal olmayan analiz yöntemine, belirli sınırlar çerçevesinde yaklaşık ikinci mertebe analizi alternatif olarak kullanılabilmektedir. Yöntemler harmanlandığında dört farklı stabilite tasarım yöntemini oluşturmaktadır. Bu yöntemler, doğrusal olmayan analiz ile BB yöntemi, doğrusal olmayan analiz ile GA yöntemi, yaklaşık ikinci mertebe analizi ile BB yöntemi ve yaklaşık ikinci mertebe analizi ile GA yöntemleridir. Yapı stabilitesini etkileyen, elemanların ve sistemin şekil değiştirmeleri, ikinci mertebe etkiler, geometrik ön kusurlar, dayanım ve rijitliklerdeki belirsizlikler basit ifadelerle tez içerisinde açıklanmış, yöntemlerin içerisinde nasıl ele alındığı ifade edilmiştir. Stabilite tasarımı yöntemlerinin, çerçeve sistemi üzerinde çalışmasını irdelemek amacıyla çerçeve sistemi örneği, hesap detaylarıyla çözülmüştür. Stabilite tasarımı için sunulan dört yöntemin, uygulama sınır durumlarını sağlayan sekiz katlı çelik yapı sistemi sap2000 programı ile çözülmüştür.

Tüm yapılan çalışmaların kapsamlı değerlendirmesi yapılmıştır. Değerlendirmeler neticesinde hesaplamalardaki netlik ve uygulanabilirlik bakımından GA yöntemi BB yönteminden daha güvenilir olduğu görülmüştür. Doğrusal olmayan analiz yöntemi, YİMA yöntemine göre şekil değiştirmeleri analizde dikkate alabilmesi sebebiyle gerçek davranışa daha yakın sonuçlar vermektedir. YİMA yöntemi, doğrusal olmayan analiz yönteminden daha küçük değerler elde etmeksizin daha güvenli bölgede kalmaktadır. Süperpozisyon prensibinin kullanılması gerekli durumlarda doğrusal olmayan analiz yöntemi uygulanamadığından YİMA yönteminin kullanılması avantaj sağlamaktadır.

INVESTIGATION OF STABILITY DESIGN METHODS ACCORDING TO TURKISH STEEL CODE (2016)

SUMMARY

Stability for all building systems; Although it is a problem that must be overcome in terms of life safety and building safety, it has special importance, especially for steel structures. The high strength of the steel provides easy access to sufficient bearing capacity with small cross-sections in the carrier system elements. However, while the buckling problem is encountered in the structural element formed with small sections and subjected to axial pressure load, the stability problem is also met when the holistic behavior of the same structural system is examined. For this reason, it is necessary to carry out the design by examining the stability situation based on elements and throughout the system during the design phase. It would be a correct method to consider the factors affecting the stability of the element and the structure with a comprehensive research in the stability design. In this context, international steel regulations and Turkish Steel Regulations (ÇYTYHE-2016) offer design opportunities with two different methods: General Analysis (GA) and Buckling Length (BB) method. There are two different analysis methods to consider the second-order effects of the design methods. These methods are nonlinear geometric analysis (nonlinear) and approximate second-order analysis methods (YIMA). When the presented methods are blended, they form four different design and analysis methods within certain boundary situations. Aim: This study is aimed to compare the four methods within the limits of applicability and to highlight their advantages and disadvantages. Method: Within the scope of the study, a single-story plane steel frame system and an eight-story steel structure model were designed with first-order analysis and stability controls with four different methods, and the results were analyzed.

When we examine the structure of the frame sample with the results of first-order analysis, after all the wear stability design of the columns (A and B axle columns) that carry both horizontal and vertical loads are completed; It is seen that the first-order results for column A have greater internal forces than the stability design results. The negative consequences of this situation for this column are the stability design internal force values are greater than the first order values. It has been observed that vertical, horizontal and second order effects are effective on the internal forces of the column in both columns. With the effect of vertical load from the weights of the vertical and horizontal loads, axial compressive force and positive moment occur in the A column, while horizontal loads consist of axial tensile force and negative moment values. The propagation of the second-order effects, on the other hand, has an opposite sign to the internal forces formed by vertical loads. Therefore, the stability design results resulted in lower internal force values since the second order effects are the opposite direction (opposite sign) of the internal force values formed by vertical loads on the A column. For the B column, the internal force values are greater in the stability design as this is exactly the opposite of the

situation. Considering the case of the opposite case of the direction of fictitious load application, it can be predicted that the results obtained will be exactly the opposite. The values that continue to be examined within the internal force values are the values where the moment values are affected more than the axial values. This shows that second order effects are more effective on instant values.

When the calculation details of the GA and BB methods used in stability design are examined, the BB method aims to reduce the element design compressive force strength with the coefficient K. For this reason, the capacity ratio that will occur in the element is taken into account with the reduced axial force strength. In the GA method, the deformations of the element and the system are taken into account by reducing the element stiffnesses without changing the design strengths of the element.

When the displacement values are examined, it is seen that the BB-YIMA method has the same displacement values as the first order analysis. It is understood that the buckling length coefficient K used in the BB method does not affect the system displacements. In GA methods, on the other hand, higher values were obtained than the first-order displacement values due to the stiffness reductions. More displacement values can cause more effective second-order effects and destabilizing factors. More displacement values in terms of stiffness reduction provide the opportunity to better examine the stability of the structure.

It can be taken into consideration that nonlinear analysis (nonlinear) in terms of geometry change is the method recommended to be used by the regulation, giving results close to the real behavior. Comparing the internal force values in the non-linear analysis and approximately second order analysis results, the results were close to each other in the axial force values. In the moment values, it is seen that the second order analysis gives higher moment values than the nonlinear analysis values.

Assuming that the nonlinear analysis results give results close to the real behavior, it can be said that the results show close values when the second order analysis for column elements and the nonlinear analysis element capacity ratio results are compared. When the results are analyzed in terms of internal forces, it is seen that the axial force values are close to each other in both methods. However, when the moment values are compared, it can be said that the results of the second order analysis reach 1% to 5% higher values than the nonlinear analysis results. This situation shows that the stability design made with approximate second order analysis is in the safer region. This situation, which seems to be a disadvantage, allows the use of approximately second-order analysis and the spectrum (mode combining) method, which is commonly used by design engineers, in stability design.

The buckling length coefficient K used in the buckling length method does not affect the structural displacement. The general analysis method tries to force the limit values with the displacement of the designed structure and the second order effects that may occur due to the reduction in stiffnesses. Such a compulsion gives the designer a chance to better examine the stability of the structure.

Column elements used in steel structures generally have a stronger inertia in one direction than the other. For this reason, they are usually designed to transmit torque in the strong direction and as articulated in the weak direction. The Buckling Length method, which is used for stability design, designs with the coefficient K. The buckling length coefficient K determines the axial slenderness ratios of the element

and the direction that will form the boundary condition for the flexural buckling condition of the element. In this determination, it is important that the slenderness ratio in the strong side of the element exceeds the slenderness ratio in the weak side, for the method to take into account the uncertainties in strength and stiffness. Two negative situations can be encountered in the buckling length method. The first case is the case where the strong axis cannot exceed the weak axis slenderness ratio and the compressive strength of the element cannot be reduced. This is the situation encountered in three-dimensional building design. In the second case, large slenderness ratios are obtained with the buckling length coefficient K. The compressive force strength of the element can be reduced too much and it can create situations of staying in the extreme safe zone in the stability design.

The biggest disadvantage of the method is that the calculation of the K coefficient for the buckling length method is a matter of debate and therefore a clear K coefficient calculation is not recommended by the standards. Since there is no such situation in the general analysis method, the GA method is more advantageous due to the clarity and applicability limit situations in its calculation.

If the axial and moment values are examined as a result of the studies, the Buckling Length and General Analysis methods examine different internal force values. The axial force in the BB method focuses on the moment value in the GA method. However, the results of the combined effects equations under bending and pressure, showing the element capacity results, are close to each other.

1. GİRİŞ

Ülkemizde bina türü yapıların büyük çoğunluğunu betonarme ve çelik yapılar oluşturmaktadır. Bina türü yapıların içerisinde fabrika, depo, antrepo, enerji santrali, spor tesisleri gibi geniş açıklıklı ve mimari olarak konstrüktif yapılar çelik olarak inşa edilmektedir. Çelik yapıların inşasında belirli standart ve yönetmelikler kullanılmaktadır. Ülkemizde çelik yapıların hesap ve tasarımlarının Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esasları (Bundan sonraki bölümlerde Yönetmelik veya ÇYTHYE olarak ifade edilecektir) ve Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (Bundan sonraki bölümlerde TBDY-2018 olarak ifade edilecektir)'ne göre yapılması zorunludur.

ÇYTHYE yönetmeliği Bölüm 6 Stabilite tasarımı uyarınca, çelik yapı elemanlarının tasarımında ikinci mertebe etkilerinin dikkate alınması zorunludur. TBDY-2018'e göre ikinci mertebe etkileri dikkate alınması gerekli durumlar, ikinci mertebe gösterge bağıntısı ile incelenmektedir. Bağıntının sağlanmaması durumda, deprem etkileri ikinci mertebe büyütme katsayısı, B_{II} ile büyütülmektedir.

ÇYTHYE Amerikan yönetmeliklerinden yararlanılarak hazırlanılmıştır. ÇYTHYE yönetmeliği, yönetmelik kapsamında değinilmemiş veya değinilmiş tüm tasarım ve hesap esasları için farklı yönetmeliklere de başvurulması konusunda yönlendirmeler yapmaktadır. Bu kapsam doğrultusunda yapılan bu çalışmada AISC360-10(Specification for Structural Steel Buildings, Çelik Binalar İçin Tasarım ve İnşaat Yönetmeliği 2010) ve AISC360-16(Specification for Structural Steel Buildings, Çelik Binalar İçin Tasarım ve İnşaat Yönetmeliği 2016) yönetmeliklerinden yararlanılarak stabilite tasarım detayları açıklanmıştır.

1.1. Stabilite Tasarımı

Çelik çerçeve yapıların stabilitesini etkileyen birçok parametre ve davranışsal etkiler bulunmaktadır.(Birnstiel ve Iffland, 1980; McGuire, 1992; White ve Chen, 1993; ASCE, 1997; Ziemian, 2010). Yapıların ve yapı elemanların stabilitesinden

bahsedilirken, sadece eksenel kuvvet altındaki elemanlar değil kirişler, çapraz sistemleri ve bağlantıların tamamı ile yapı bir bütün olarak düşünülmelidir.

Yapı sistemlerinin stabilite tasarımı; eleman bazındaki ve sistem genelindeki geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisini göz önüne alan ikinci mertebe teorisine göre analiz yapılmasını ve hesaplanan iç kuvvet büyüklüklerinin elemanların mevcut dayanımları ile karşılaştırmasını öngörmektedir.

Yapı sistemlerinin stabilitesini etkileyen başlıca faktörler şunlardır.

- Geometrik Ön Kusurlar
- Dayanım ve Rijitliklerdeki Belirsizlikler
- Eleman Bazındaki ve Sistem Genelindeki Şekil Değiştirmeler
- İkinci Mertebe Etkileri

1.2. Geometrik Ön Kusurlar

Geometrik ön kusur olarak ifade edilen kusurlar ilkel kusurlardır. İlkel kusurlar; ham demirin ve gerekli magnezyum, nikel vb. elementlerle birleştirilmesiyle oluşturulan çelik malzemesinin üretim toleransları, üretilen çeliğin gerekli münferit elemanlara dönüştürülmesi için yapılan fabrikasyon imalatlarında kullanılan standartlardaki tolerans paylarının toplamı ile beraberinde (üretim ve imalat hata payları dahil değil) şantiyede montajı sırasında oluşabilecek düğüm noktalasının konumunun geometrik sapması olarak ifade edilebilir (kolonun üst düğüm noktasının geometrik olarak sapması). Çelik sektöründe ölçü birimi olarak milimetre kullanıldığı için, oluşan geometrik kusurların hata payı milimetre cinsine göre büyük bir yüzdelik oranı teşkil etmektedir.

Geometrik ön kusurlar(İlkel) doğrudan doğruya veya fiktif yük olarak yönetmelik çerçevesinde iki farklı şekilde ele alınmaktadır.

1.2.1. Geometrik kusurların doğrudan doğruya modellenmesi

Geometrik kusurlar; kusurun öngörülüp, hesaplanıp, model üzerinde düğüm noktasının geometrik olarak yerdeğiştireceği mesafe dikkate alınarak doğrudan modellenmiş olur. Dikkate alınacak ön kusur biliniyorsa bilindiği şekilde dikkate alınmalı eğer bilinmiyorsa ilgili yönetmeliklerin öngördüğü toleranslar baz alınarak model üzerine yansıtılmalıdır.

1.2.2. Geometrik kusurların fiktif yük olarak modellenmesi

Geometrik kusurların fiktif yük olarak modellendiği yöntemde; düğüm noktasının kusur düzeyi kadar yer değiştirmesini sağlayacak bir kuvvet, düğüm noktasına uygulanmaktadır. Bu kuvvet gerçekte hiçbir zaman var olmadığından ve sistemin geometrik kusurunun ele almak için uygulandığından fiktif(hayali) yük olarak adlandırılmaktadır. Geometrik ön kusurları temsil eden fiktif yükler yukarıdaki ifade ile anlaşılacağı üzere sistemin şekil değiştirmemiş haline uygulanacaktır.

ÇYTHYE-2016 yönetmeliği, Geometrik kusurların fiktif yük olarak modellenmesinde; yapı sistemlerinde yüklerin, çerçeveler, kolon ve perdeler tarafından taşınması şartını koymakla beraber, fiktif yük yönteminin genel olarak tüm yapı sistemleri için de benzer şekilde kullanılmasına izin vermiştir.

Yönetmelikte geometrik ön kusur olarak önerilen değer 1/500'dür. Bu değerin 0.002 altında bir değer alınmasına izin verilmez.1/500 değeri çeliğin üretim, imalat ve montaj hata toleranslarının toplamını ifade eder. Fiktif olarak alınacak kuvvet hesabı, yönetmelikte sistem genelinde katın taşıdığı düşey yük ile ön kusuru temsil eden değerin cebirsel ifadesidir.

Yatay fiktif yükler Denklem 1.1 ile hesaplanmaktadır;

$$N_i = 0.002\alpha Y_i \tag{1.1}$$

Buradaki terimler aşağıda açıklanmıştır.

YDKT için $\alpha=1$

GKT için $\alpha=1.6$

N_i: (i) Kat düzeyine etkitilecek fiktif yük (Tüm Sistem için)

Y_i: YDKT veya GKT yük birleşimleri ile belirlenen, (i) kat döşemesine etkiyen toplam düşey yük. (G, Q, S gibi)

Fiktif yük, YDKT ve GKT yöntemleri için oluşturulan yük kombinasyonlarında dikkate alınacaktır.

1.2.3. Dayanım ve Rijitliklerdeki Belirsizlikler

Malzemenin üretiminde ve imalatında yapı elemanlarında oluşan iç gerilmeler artık gerilmelerdir. Artık gerilmelerin bulunduğu yapı elemanlarına dışarıdan yük

geldiğinde, yüklerden ve artık gerilmelerden oluşan tüm etkileri, yapı elemanı taşımak zorundadır.

Artık gerilmeler ile beraber elemanların eğilme, kayma, eksenel şekil değiştirmeleri ve kiriş kolon panel birleşim bölgelerinin(kayma gerilmeleri vb.) şekil değiştirmeleri eklendiğinde, sistem stabilitesi etkilenmektedir. Bu etkileri tam olarak olmasa da varsayımlar altında dikkate alan ‘’Genel Analiz’’ yöntemi ile stabilite analizi yapılmaktadır. Genel analiz yöntemine alternatif olarak, sınır durumları çerçevesinde burkulma boyu yöntemi de kullanılabilir.

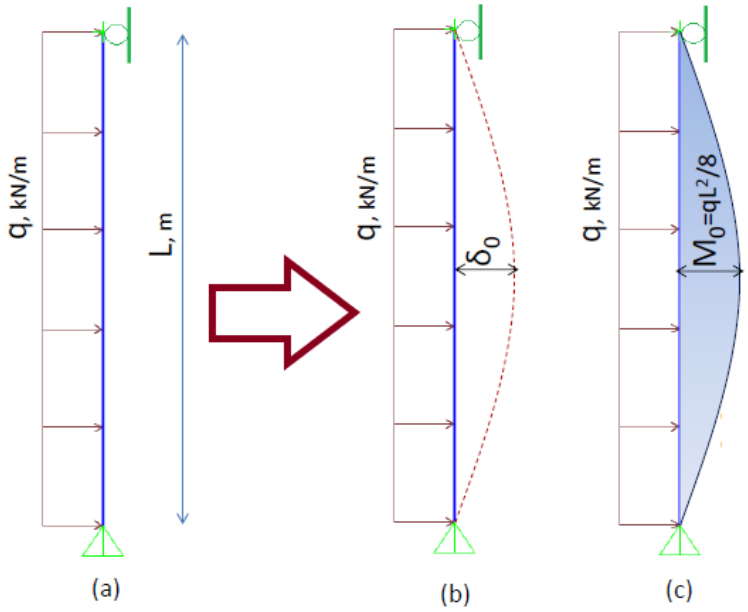
1.3. İkinci Mertebe Etkileri

İkinci mertebe etkilerini içeren eleman bazındaki P-δ ve sistem genelindeki P-Δ etkileri aşağıdaki bölümlerde açıklanmıştır. Burada eleman bazındaki ve sistem genelindeki şekil değiştirmeleri dikkate alan ikinci mertebe analizinin yük etkilerini nasıl dikkate aldığı ifade edilecektir.

1.3.1. P-δ Etkisi

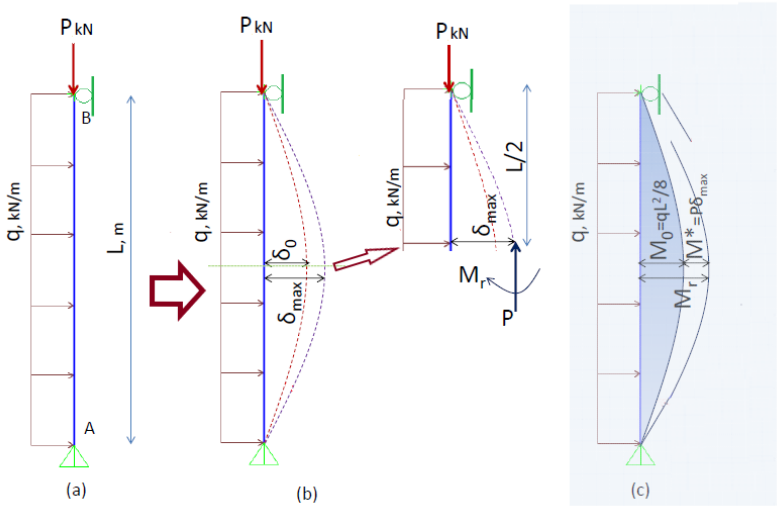
Eleman bazındaki şekil değiştirmelerin, eksenel kuvvet etkisi ile oluşacak moment değerine ilave moment katkısı oluşturmasına P-δ etkisi denir. Basit bir örneklemeyle, P-δ etkisi aşağıdaki şekilde açıklanabilir.

Düşey bir çubuk elemanı ele alalım. Alt düğüm noktası sabit, üst düğüm noktası düşeyde kayıcı mesnet olsun. Bu elemana yatay yönde ve uzunluğu boyunca yayılı q yükü etkidiğini varsayalım. Bu q yükü altında düşey çubuk elemanın deformasyon ve moment grafiği mühendislik bakış açısıyla Şekil 1.1’deki gibidir.



Şekil 1.1. Yayılı yatay yüke sahip düşey konsol moment gösterimi(Akbaş, 2013)

Eğer çubuk elemana üst düğüm noktasından eksenel bir kuvvet daha uygulanırsa çubuk elemanda nasıl bir etki oluşturacağı Şekil 1.2 üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 1.2. Yayılı yatay yüke sahip düşey konsolun ikinci mertebe moment gösterimi(Akbaş, 2013)

P eksenel basınç yükü ve q yayılı yüklerinin beraber etki etmesi durumunda, çubuk elemanda oluşacak şekil değiştirme; q yükünden oluşan şekil değiştirme ile eksenel P

yükünden oluşan şekil değiştirmenin birlikteliği neticesinde Şekil1.2.b'deki δ_{max} şekil değiştirmesi şeklinde ortaya çıkmaktadır. En büyük moment değeri çubuk elemanın orta noktasında oluşmaktadır. Çubuk elemanı orta noktasından kesilip kesit tesirleri incelendiğinde; q yükü ve çubuk orta noktasına taşınan P yükünün etkisiyle M* ilave moment tesiri oluştuğu görülür.

Bu denklemler yazılıp gerekli düzenlemeler yapılırsa aşağıdaki ifadeler elde edilmiş olur.

$$M_r = \frac{ql^2}{8} + \mathrm{P}\delta_{max} \tag{1.2}$$

$$M_r = M_0 + \mathrm{M}^* \tag{1.3}$$

Buradaki M_r toplam moment değerini, ikinci mertebe etkilerini içeren bir analiz programıyla elde etmek mümkündür. Ancak el hesabı ile hesaplanabilmesi için aşağıdaki indirgemelerin yapılması gerekmektedir.

Denklem 1.3 deki ifade M_0 çarpan parantezine alınarak yazılırsa;

$$M_r = (1 + \frac{M^*}{M_0})\, M_0 \tag{1.4}$$

Denklem 1.4 elde edilmiş olur. M_0 momentinin önündeki çarpan B_1 terimi ile ifade edilmektedir;

$$B_1 = (1 + \frac{M^*}{M_0}) \tag{1.5}$$

M_r: P ve q etkisinde oluşan eğilme momenti dayanımı

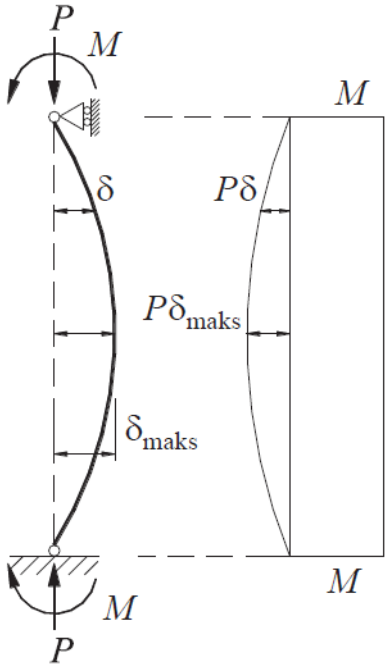
M_0: Sadece yatay yüklerden oluşan eğilme momenti

M^*: P-δ etkileşiminden dolayı oluşan ilave eğilme momenti

B_1: P-δ etkilerini dikkate alan katsayı

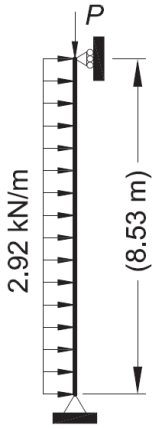
B_1 Katsayısının hesabı Bölüm 2.2.2'de açıklanmıştır.

Düşey çubuk elemanda, mevcut momentlerin olması durumunda P-δ etkisinden oluşan moment gösterimi Şekil 1.3 ile gösterilmiştir.



Şekil 1.3. P-δ Etkisinin moment gösterimi(Tasarım, Ç.Y, 2017)

Eleman bazındaki şekil değiştirmelerin oluşturacağı moment değeri etkilerinin bir örneği Şekil 1.4 ile gösterilmiştir. Şekilde ünüform yayılı yük etkisinde olan elemana, değişken eksenel kuvvet uygulanarak elde edilen ikinci mertebe moment değerleri sunulmuştur. Anlaşılacağı üzere sabit yayılı yük etkisindeki elemanda eksenel kuvvet değerinin artmasıyla oluşan moment değerleri de eksenel kuvvetle birlikte artmıştır.



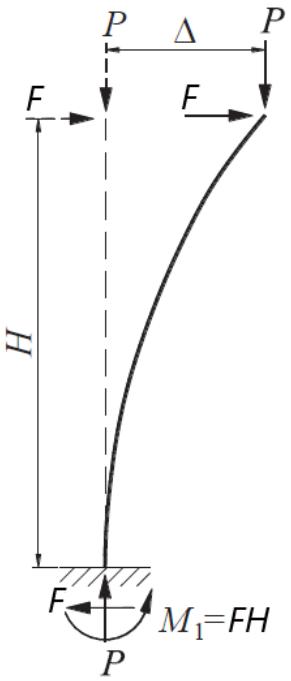
P (kN)	0	667	1334	2001
M_{orta} (kN-m)	26.6	30.5	35.7	43.0
Δ_{orta} (mm)	5.13	5.86	6.84	8.21

Şekil 1.4. Eksenel yük ile elaman bazındaki şekil değiştirme(AISC 360-16-C-C2.2)

1.3.2. P-Δ Etkisi

Yapı sisteminin yatay yükler etkisi altında yapacağı yatay ötelemeler neticesinde sistem genelinde oluşabilecek şekil değiştirmeler, elemanlarda ilave moment etkileri oluşturur. Bu durum P-Δ etkisi olarak tanımlanır. Basit bir örneklemeyle P-Δ etkisi açıklanacak olursa; Şekil 1.5'te görüldüğü üzere, ankastre olarak mesnetlenmiş düşey konsol çubuk elemanı ele alalım. Bu elemanın üst ucuna yatay yönde tekil F kuvveti ve P eksenel basınç kuvveti etki ettiğini kabul edersek, elemanın birinci mertebe eğilme momenti Denklem 1.6'da görüldüğü gibi hesaplanır.

$$(M_1 = \mathrm{FH}) \tag{1.6}$$



Şekil 1.5. Tekil yatay ve düşey yüke sahip düşey konsolun gösterimi(Tasarım, Ç. Y, 2017)

F kuvvetinin etkisi ile meydana gelen yatay öteleme sonucu oluşan ikinci mertebe moment etkisi ile M_2 eğilme momenti oluşur ve Denklem 1.7 de gösterildiği gibi hesaplanır.

$$M_2 = \mathrm{FH} + \mathrm{P}\Delta \tag{1.7}$$

Buradaki M_2 toplam moment değerini, ikinci mertebe moment etkilerini dikkate alan bir analiz programıyla elde etmek mümkündür. El hesabı yapılabilmesi için aşağıdaki indirgemelerin yapılması gerekmektedir.

Denklem 1.7 deki ifade FH çarpan parantezine alınarak yazılırsa;

$$M_2=(1+\frac{P\Delta}{FH})FH \tag{1.8}$$

Denklem 1.8 elde edilmiş olur. Bu ifadedeki FH momentinin önündeki çarpan, B_2 olarak tanımlanır. Birinci mertebe moment değerini ifade eden FH, M_1 olarak yazıldığında, M_2 Denklem 1.9 şeklini almış olur.

$$M_2=B_2M_1 \tag{1.9}$$

Burada;

F: Yatay yük

P: Düşey yük

H:Düşey konsol uzunluğu

Δ: Konsol eleman şekil değiştirmesi

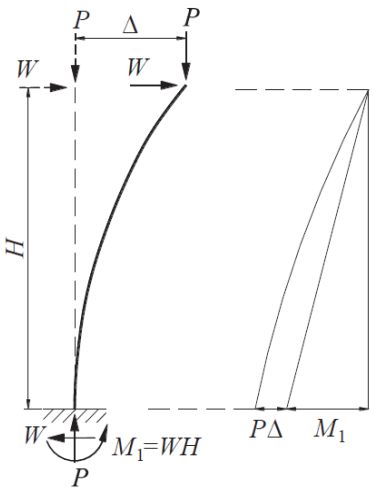
M_1:Birinci mertebe moment

M_2:İkinci mertebe moment

B_2:İkinci mertebe momentlerini dikkate alan katsayı

olarak tanımlanmaktadır. B_2 Katsayısının hesabı Bölüm 2.2.3'te açıklanmıştır.

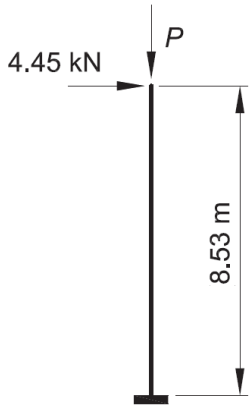
Konsol düşey çubuk elemanda, birinci ve ikinci mertebe moment değişim grafiği Şekil 1.6 da gösterilmiştir.



Şekil 1.6. P-Δ Etkisinin moment gösterimi(Tasarım, Ç. Y, 2017)

Sistem bazındaki şekil değiştirmelerin oluşturacağı moment etkilerinin hesabına yönelik sayısal bir örnek Şekil 1.7 de gösterilmiştir. Şekilde sabit yatay yük etkisinde

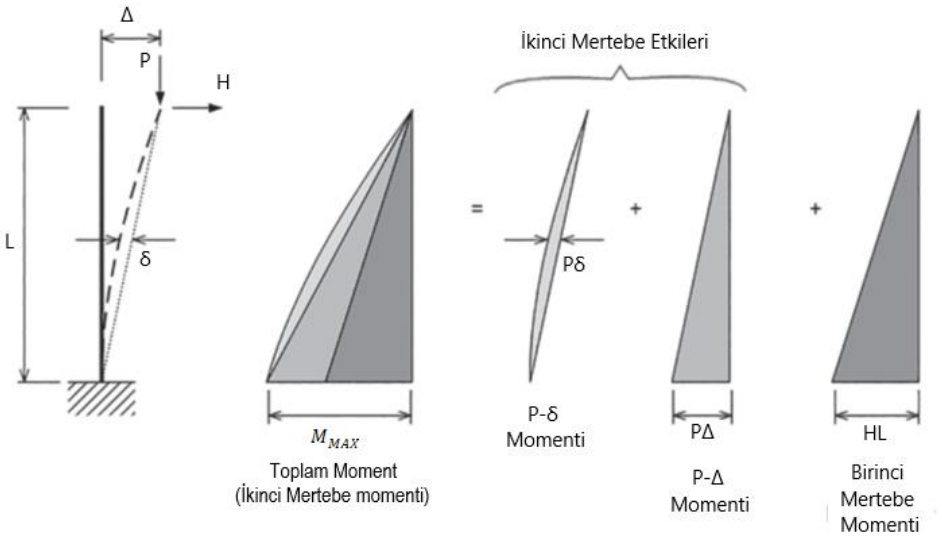
olan elemana, değişken eksenel kuvvet uygulanarak elde edilen ikinci mertebe moment değerleri sunulmuştur.



P (kN)	0	445	667	890
M_{taban} (kN-m)	38.0	53.2	68.1	97.2
$\Delta_{üst}$ (mm)	23.1	34.2	45.1	66.6

Şekil 1.7. Eksenel yük ile sistem genelindeki şekil değiştirme(AISC 360-16-C-C2.2)

Eleman boyunca P-δ ve P-Δ etkileri dağılım grafikleri Şekil 1.8'de sunulmuştur.



Şekil 1.8. P-δ ve P-Δ etkilerinin aynı diyagramda gösterimi(AISC Guide,2013)

1.4. Literatür Taraması

White ve arkadaşları 11 bölmeli tek katlı bir çerçeve sistemini etkili uzunluk, genel analiz ve gelişmiş analiz tasarım yöntemleri ile incelemişlerdir. Çerçeve sistemlerinin ilkel kusurlara sahip olduğu kabulü ile incelemeleri gerçekleştirmişlerdir. İlkel kusurların büyük düşey yükler altında önemli ikinci mertebe etkileri ürettiği gözlemlemişlerdir. Her üç stabilite tasarım yaklaşımında

eksenel kuvvet değerlerinin birbirlerine yakın sonuçlar verdiğini ancak moment değerlerinde önemli ölçüde farklılıklar ortaya çıktığını belirtmişlerdir. Etkili uzunluk yöntemi moment değerleri, genel analiz yöntemi moment değerlerine göre daha düşük sonuçlar vermiştir. Tasarım yükleri ile genel analiz yöntemi uygulandığında, çerçeve sistemlerinin rijitliği azaltılmış sistem olarak modellenmesi ile iç kuvvet değerleri gerçek davranışa yakın sonuçlar verdiği bu nedenle genel analiz yönteminin stabilite tasarımı için en uygun yöntem olduğu belirtilmiştir (White ve arkadaşları, 2005)

Günaydın çalışmasında, çerçeve sistemlerinin sabit eksenel yük etkisi altında bulunan kolonlarında P-Δ ve P-δ analizinin(ikinci mertebe) hesabı için yaklaşık bir yöntem geliştirmiştir. İkinci mertebe etkileri altında tekil kolonların etkili kolon boyları katsayıları elde etmiş, kat rijitliği ve kat burkulması halleri için düzenlemeler yapmıştır. Önerilen tasarım yöntemi çerçeve türü yapılarda uygulanabilirdir (Günaydın, 2015).

Bektaş, genel analiz metodu ve efektif uzunluk(burkulma boyu) metotlarını karşılaştırmak ve esnek bağlantıların stabiliteye etkisini incelemek amacıyla yarı rijit tek katlı çelik çerçeveler üzerinde çalışmalar yapmıştır. Çalışmasında dört farklı yarı rijit bağlantılı çerçeveler oluşturmuş ve analiz yöntemleri ile sonuçlarını karşılaştırmıştır. Çalışma sonucunda, bağlantı rijitliğinin çerçeve stabilitesi üzerindeki etkisinden bahsetmiş ve genel analiz yönteminin gerçek davranışa daha yakın sonuçlar verdiğini vurgulamıştır (Bektaş, 2012).

Durmaz, standartlarda bulunan stabilite tasarım yöntemlerini incelemiştir. Standartların ve yöntemlerin arasında değerlendirme yapabilmek için beş katlı çelik bir binanın stabilite analizini ve tasarımını yapmıştır. Çalışma sonucunda stabilite tasarım sonuçlarına etki eden faktörün, şekil değiştirmelerden oluştuğunu belirtmiştir. TS-648'in diğer standartlardan çok daha fazla güvenli bölgede kaldığını vurgulamış ve TS-648'in uzun yıllardır kullanıldığını ve yeniliklere gidilmesini önermiştir (Durmaz, 2015).

Alıcıoğlu, düzlem çelik çerçevelerde oluşan ikinci mertebe etkileri, doğrusal olmayan statik analiz ile incelemiştir. Çerçeve sistemlerinde, ikinci mertebe etkiler dikkate alınarak ve alınmayarak analizler yapılmış, sistemin performans eğrileri oluşturulmuştur. Zemin kat ile normal kat yüksekliği arasındaki oranın iki ve daha

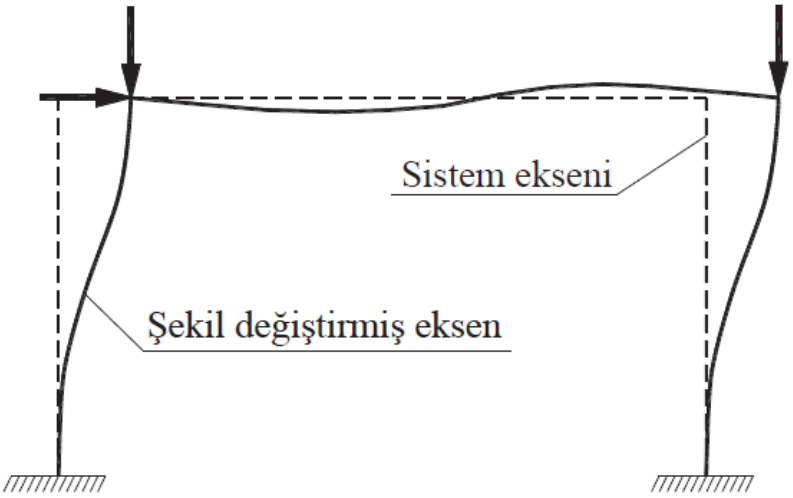
büyük olması durumu için yapısal tasarımda ikinci mertebe etkilerin ivedi şekilde dikkate alınması önermiştir (Alıcıoğlu, 2020).

2. İKİNCİ MERTEBE ANALİZİ

Bu bölümde stabilite tasarımında kullanılan, geometri değişimi bakımından doğrusal olmayan, ikinci mertebe analizi ve ikinci mertebe analiz yöntemine alternatif olan, birinci mertebe analiz gibi hesaplanan, yaklaşık ikinci mertebe analizi sunulmuştur. Yaklaşık ikinci mertebe analizi ile stabilite tasarımında uygulanan kabul ve ihmallerden bahsedilmiştir.

2.1. Geometri Değişimi Bakımından Doğrusal Olmayan(Nonlinear) Analiz

P-δ ve P-Δ etkileri altında anlatılan sırasıyla eleman bazındaki ve sistem genelindeki şekil değiştirmeleri çeşitli yöntemlerle dikkate alan ikinci mertebe analizidir. Şekil 2.1'de sistem ve şekil değiştirmiş eksenlerin gösterimi sunulmuştur. Modern analiz programlarının çoğu, doğrusal olmayan analiz için önemli olan noktaları doğru modelleme yeteneğine sahiptir. İkinci mertebe etkilerini doğru bir şekilde ele alan bu programlar tipik olarak ya geometrik rijitlik yaklaşımı (McGuire ve diğerleri, 2000; Ziemian, 2010) ya da kararlılık fonksiyonları kullanımı(Chen ve Lui, 1987) yoluyla ana diferansiyel denklemleri çözerler.



Şekil 2.1. Sistem ekseni ve şekil değiştirmiş eksen(Tasarım, Ç. Y.2017)

Bu programlarda analize dahil edilen ve dahil edilmeyen bileşenler veya etkileri, program kullanıcıları tarafından bilinmeli ve kontrol edilmelidir. Bazı analiz

programları P-δ etkilerinin çok düşük olduğunu varsayarak bu etkileri ihmal etmişlerdir. Bu ihmalin uygun olup-olmadığı, yapı taşıyıcı sisteminin gözlemsel olarak analiz edilmesi ile tespit edilebilir. Örneğin büyük eksenel yüke maruz çaprazlı çerçeve sistemi için yapılan P-δ etkisinin ihmali yanlıştır.

Süperpozisyon prensibinde; YDKT veya GKT yük birleşimlerini oluşturan sabit, hareketli, kar, deprem vb. yükler sisteme ayrı ayrı olarak yüklenmektedir. Yüklemelerin analiz çıktıları kombinasyonlara göre birleştirilerek sonuçlar elde edilmektedir. Doğrusal olmayan analiz; sistemin tüm yükleme durumları altında ve sistemin tüm şekil değiştirmeleri dikkate alınarak yapılan analizdir. Bu nedenle doğrusal olmayan analizde süperpozisyon prensibi geçerli değildir.

2.2. Yaklaşık İkinci Mertebe Analizi

Bu yöntem stabilite tasarımı yöntemlerinden biri değildir. Yöntem geometrik doğrusal olmayan analiz ile eleman iç kuvvetlerini hesaplamak yerine, ikinci mertebe etkilerini yaklaşık olarak hesaplamak için geliştirilen alternatif bir yöntemdir. Birinci mertebe analizi ile elde edilen iç kuvvetleri belirli katsayılarla büyüterek ikinci mertebe etkilerini hesaplamayı amaçlar.

İkici mertebe etkileri içeren, iç kuvvetlerin yaklaşık olarak belirlendiği formülasyonlar aşağıda verilmiştir.

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \tag{2.1}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \tag{2.2}$$

M_r:YDKT veya GKT yük birleşimleri altında hesaplanan ikinci mertebe etkileri içeren gerekli eğilme momenti dayanımı.

P_r: YDKT veya GKT yük birleşimleri altında hesaplanan ikinci mertebe etkileri içeren gerekli eksenel kuvvet dayanımı.

B_1:P-δ etkilerini göz önüne alan katsayı

B_2:P-Δ etkilerini göz önüne alan katsayı

M_{nt}:Yatay ötelemesi önlenmiş sistemde, YDKT veya GKT yük birleşimleri altında hesaplanan birinci mertebe eğilme momenti.

P_{nt}: Yatay ötelemesi önlenmiş sistemde, YDKT veya GKT yük birleşimleri altında hesaplanan birinci mertebe eksenel kuvvet.

M_{lt}: Yapı sisteminin sadece yanal ötelenmesi sonucu, YDKT veya GKT yük birleşimleri altında ilgili elemanda oluşan birinci mertebe eğilme momenti.

P_{lt}: Yapı sisteminin sadece yanal ötelenmesi sonucu, YDKT veya GKT yük birleşimleri altında ilgili elemanda oluşan birinci mertebe eksenel kuvvet.

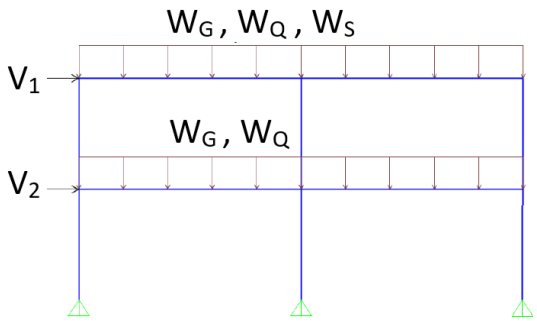
Yaklaşık ikinci mertebe analizinde, çerçeve sistemin yatay ötelemesi önlenmiş ve yatay ötelemesi önlenmemiş durumdaki davranışı ayrı ayrı incelenerek, çerçeve sistemde oluşan toplam moment ve kuvvet tesirleri hesaplanır.

Sistemi yatay ötelemesi önlenmiş ve yatay ötelemesi önlenmemiş olmak üzere iki ayrı durumda inceleyebilmek için iki yaklaşım bulunmaktadır. Bu yaklaşımlar;

- Düşey yüklerin yanal deformasyon oluşturmadığı
- Düşey yüklerin yanal deformasyon oluşturduğu

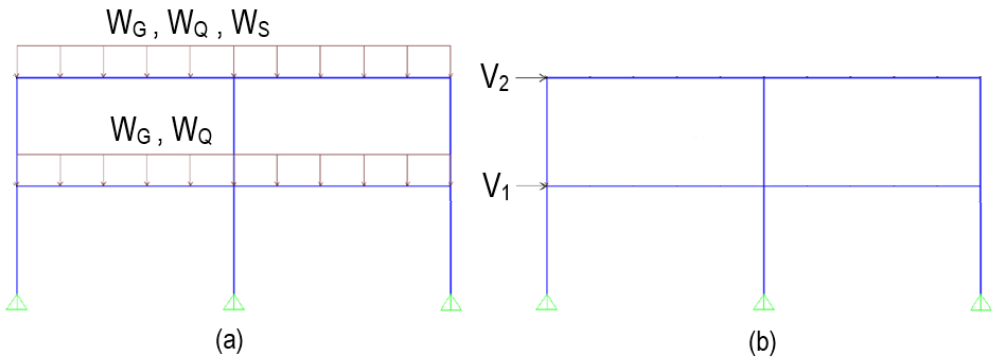
kabülü üzerinden çözüm sunmaktadır.

Düşey yüklerin yanal deformasyon oluşturmadığı yaklaşım:



Şekil 2.2. Çerçeve durumu(Akbaş, 2013)

Şekil 2.2'de verilen çerçevede yükleme durumu düşey yükler ve yatay yüklerden oluşmaktadır. Yaklaşık ikinci mertebe yöntemi düşey ve yatay yüklerin verildiği çerçeve sistemini her iki yük durumu için ayrı ayrı, hesap yapmayı ön görmektedir.



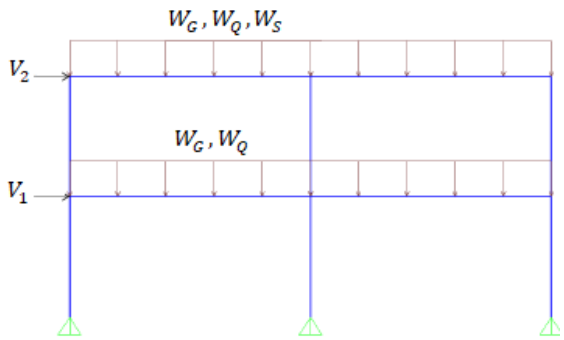
Şekil 2.3. Çerçeve ayırımı; a)Sadece düşey yükler etkisindeki çerçeve b)Sadece yanal yükler etkisindeki çerçeve(Akbaş, 2013)

Şekil 2.3(a)' da görüldüğü gibi çerçeve sistem yatay yüklerin olmadığı sadece düşey yüklerin bulunduğu bir sistem ve Şekil 2.3(b) de görüldüğü gibi çerçeve sistem düşey yüklerin olmadığı sadece yatay yüklerin bulunduğu bir sistem şeklinde ayrıklaştırılarak incelenmektedir.

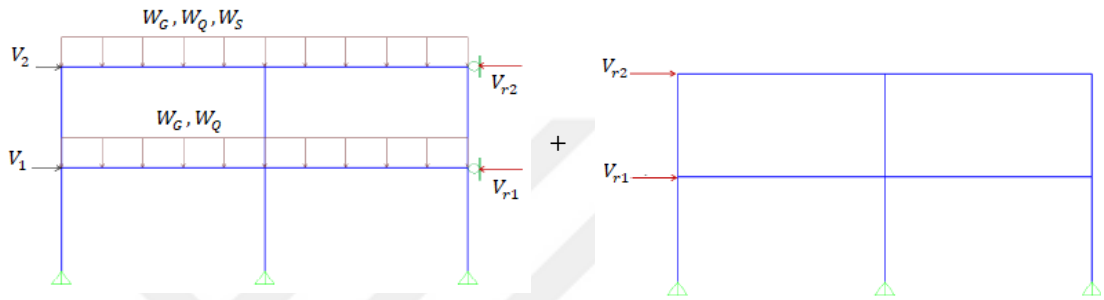
Sadece düşey yüklerin bulunduğu çerçeve sistemde elemanlarda oluşan eksenel kuvvet ve eğilme momenti değerleri sırasıyla P_{nt}, M_{nt} olarak ifade edilmiştir. Sadece yatay yüklerin bulunduğu çerçeve sisteminde elemanlarda oluşan eksenel ve eğilme momenti değerleri sırasıyla P_{lt}, M_{lt} olarak ifade edilmiştir. Yaklaşık ikinci mertebe yöntemi; her iki yükleme durumunda çerçevede oluşacak P ve M etkilerini, B_1 ve B_2 katsayılarını kullanarak, doğrusal olmayan analiz ile elde edilecek değerlere yakınsamayı hedeflemiştir.

Düşey yüklerin yanal deformasyon oluşturduğu yaklaşım:

Düşey yüklerden yanal deformasyonun oluşması yaklaşımı Şekil 2.4'te gösterilmiştir. Bu yaklaşımda, çerçeve sisteminin kat ötelemelerini önlemek için kat hizasında fiktif mesnetler oluşturularak, bu mesnetlerde oluşacak yatay reaksiyon kuvvetleri belirlenmekte ve bu fiktif yatay mesnet reaksiyonları çerçevenin yüksüz haline yatay yük olarak yüklenerek çerçeve sistemde oluşacak P ve M değerleri hesaplanmaktadır.



(a)



(b) (c)

Şekil 2.4. Çerçeve ayrımı gösterimi; a) tüm yükler etkisindeki çerçeve b)Tüm yükler altında mesnetler ile ötelenmesi engellenmiş çerçeve c)Mesnet reaksiyon yükleri etkisindeki çerçeve

Bir Çerçeve sisteminin Yaklaşık ikinci mertebe analizi kullanılarak analiz edilmesi için kullanılan bu kabuller neticesinde yapılan hesaplamalar ile elde edilen P ve M değerleri Denklem 2.1 ve 2.2.'nin kullanılması ile çerçeve sisteminde oluşacak toplam P ve M değerlerinin hesaplanmış olur.

Denklemlerdeki B_1 katsayısı sadece düşey yüklerden oluşan moment değerinin katsayısıdır. Eksenel yük içeren yapı elemanlarında kullanılabilir. Genel anlamda bir yapı sisteminde kolonlar basınç elemanı olmakla beraber, yatay yükleri taşınması için sisteme dahil olan çapraz elemanları da basınç kuvveti taşımaktadır. Bu nedenle yanal ötelemesi çaprazlarla önlenmiş çerçevelerde çapraz elemanı için de B_1 katsayısı dikkate alınabilir.

Taşıyıcı sistemde yatay yükleri karşılayan yapı elemanlarında (kolon, kiriş, diyagonal çapraz veya perde elemanı) ikinci mertebe etkileri dikkate almak için B_2 katsayısı kullanılır. Yatay yükleri karşılamayan elemanlarda B_2 çarpanı kullanılmaz.

Çok katlı yapı sistemlerinde B_2 katsayısı katlar arasında önemli bir değişim göstermez ise tüm katlar için maksimum B_2 değerinin dikkate alınması uygun olacaktır. Böylece sistem genelinde x ve y doğrultularında meydana gelebilecek yatay ötelemelere bağlı olarak dikkate alınan B_2 katsayısı için her doğrultuda bir tane sabit değer kullanılmış olacaktır.

Kolonlarda B_1 ve B_2 değeri kullanılarak büyütülen moment değerleri, kolona düğüm noktasında moment aktaran birleşim ile bağlanan kiriş veya diğer yapı elemanlarındaki moment ile dengelenmesi gerekmektedir. B_2 katsayısı tüm yapı elemanları için kullanılabildiği için problem oluşturmaz.

Her ne kadar B_1 katsayısı sadece basınç elemanlarına uygulanıyor olsa da, basınç elemanına bağlı elemanlardaki moment değerleri basınç elemanı için hesaplanan B_1 katsayısı ile büyütülerek o elemandaki ikinci mertebe moment değerleri elde edilir. Bu hesap yöntemine alternatif bir yöntem olarak; belirli bir düğüm noktasında B_1 ve B_2 katsayıları kullanılarak elde edilen moment değeri ile birinci merttebe moment değeri arasındaki fark, düğüm noktalarındaki elemanların rijitliğine bağlı olarak rijitlikleri oranında dağıtılabilir.

2.2.1. Uygulama sınırları

ÇYTHYE-2016 Yönetmeliği Bölüm 6.5.1 de yaklaşık ikinci mertebe yönteminin düşey yüklerin düşey çerçeveler, kolonlar ve perdeler tarafından taşındığı yapı sistemleri için kullanılabilir olduğunu belirtilmiştir. AISC 360-16'da ise yukarıdaki şarta ek olarak yaklaşık yöntem ile elde edilen eleman bazındaki şekil değiştirmelerden oluşan ikinci mertebe etki katsayısı B_1 in 1.2 den büyük olması halinde yaklaşık yöntemin kullanılmasının uygun olmadığı, ikici mertebe etkilerin (P-δ) doğrudan hesaplanabileceği doğrusal olmayan analiz ile belirlenmesinin daha gerçekçi olacağı ifade edilmiştir.

2.2.2. P-δ Etkisi için B_1 katsayısı

Basınç ve eğilme etkisindeki elemanların her bir doğrultusunda(x ve y) ortaya çıkacak P-δ etkisi için dikkate alınacak B_1 katsayısı aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$B_1 = \frac{C_m}{1-\frac{\alpha P_r}{P_{el}}} \geq 1 \qquad (2.3)$$

Denklem 2.3 içerisindeki ifadeler aşağıda açıklanmıştır.

α: YDKT ve GKT yöntemleri için yükleme durumlarına uygulanacak katsayıdır. (YDKT için α=1, GKT için α=1.6)

P_r: İlgili elemandaki eksenel kuvvet. Çerçeve sistemlerde P_r=P_{nt}+P_{lt} olarak alınabilir.

C_m: Eşdeğer sabit moment değiştirme katsayısı

P_{el}: Eleman uç noktaları yanal yerdeğiştirme yapmadığı varsayımı altında, eğilme düzlemindeki burkulma yüküdür.

Eğilme düzlemindeki burkulma yükü, P_{el} Denklem 2.4 ile hesaplanır.

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2} \tag{2.4}$$

E: Yapısal çelik elastisite modülü

I:Eleman enkesitinin eğilme düzlemindeki atalet momenti

L:Eleman boyu

EI*: Genel analiz yöntemi ile tasarımda, Bölüm 3.1.3.2.'ye göre hesaplanan azaltılmış rijitlik, Burkulma boyu ile tasarımda ise EI^*=EI olarak alınacaktır.

K_1: Elemanın uç noktalarının yanal yer değiştirme yapmadığı varsayımı altında, eğilme düzlemindeki burkulma boyu katsayısı. Daha küçük bir değer aldığı geçerli bir yaklaşımla kanıtlanmadığı sürece K_1=1 olarak alınacaktır.

2.2.2.1. Cm katsayısı

Eşdeğer sabit moment yayılışına dönüştürme katsayısı, basınç elemanlarında eleman uç noktaları arasında yatay yük olmayan ve eleman uç düğüm noktaları arasında göreli ötelenme farkının bulunması veya bulunmaması durumları ile ikinci mertebe etkilerinin yaklaşık olarak hesaplarında değişkenlik gösterir. Bu ilişki yanal ötelenmesi önlenmiş ve önlenmemiş olarak ifade edilebilir.

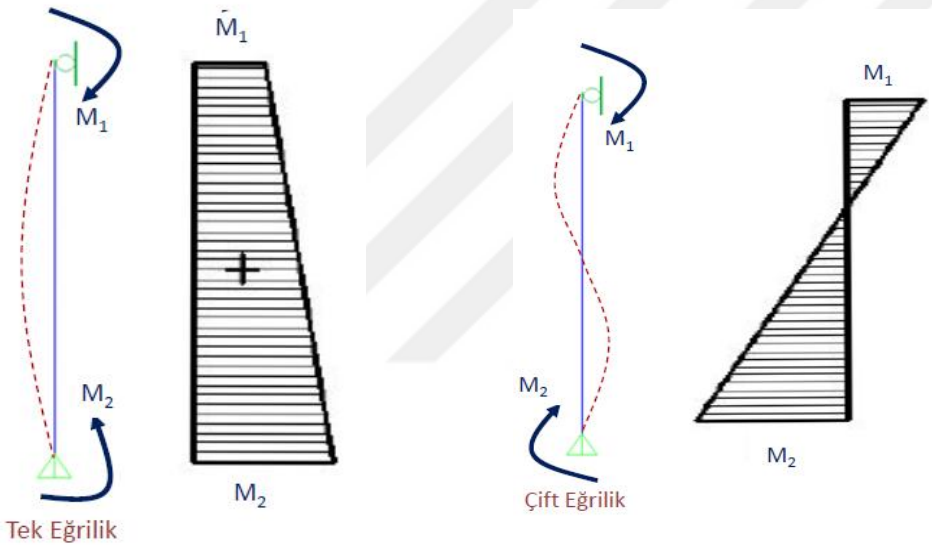
a) Yanal ötelemesi önlenmiş çerçevelerin, eğilme düzleminde mesnetler arasında yanal yüklerin etki etmediği elemanlarda;

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1 / M_2) \tag{2.5}$$

şeklinde hesaplanır.

M_1 ve M_2 göz önüne alınan eğilme düzleminde, elemanın birinci dereceden analiz ile elde edilen eleman uçlarındaki eğilme momentinden sırasıyla küçüğü ve büyüğüdür. Bu moment değerleri dikkate alınırken pozitif veya negatifliği ifade eden işaretleri dikkate alınmaz. Sadece birbirlerine oranlarının, çift eğrilikten oluşan moment değerleri pozitif, tek eğrilikten oluşan moment değeri negatif olarak alınacaktır. Tek eğrilikten ve çift eğrilikten oluşan moment oranlarının pozitif veya negatif alınmasının nedeni tek eğrilikten oluşan deformasyon değerinin çift eğrilikten oluşabilecek deformasyon değerinden çok daha fazla olabileceğinden kaynaklanmaktadır. Tablo 2.1'de bu durumla ilgili basit bir örnek ifade edilmiştir.

Tablo 2.1. Tek eğrilik ve çift eğrilik gösterimi



M_1=50kNm; M_2=80kNm

C_m=0.6-0.4(-M_1/ M_2)

C_m=0.6-0.4(-50/ 80)

C_m=0.825

M_1=50kNm; M_2=80kNm

C_m=0.6-0.4(M_1/ M_2)

C_m=0.6-0.4(50/ 80)

C_m=0.35

b) Yanal ötelemesi önlenmemiş çerçevelerde, C_m değerine analitik bir yöntem ile karar verilebileceği gibi, güvenli tarafta kalıp C_m=1 alınması yönetmelikler tarafından önerilmektedir.

2.2.3. P-Δ etkisi için B_2 katsayısı

Sistemin her katında, her iki yanal yer değiştirme doğrultusunda uygulanacak B_2 katsayısı Denklem 2.6 ile hesaplanacaktır.

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{\alpha P_{kat}}{P_{e,kat}}} \geq 1 \tag{2.6}$$

Denklem 2.6'daki ifadeler aşağıda açıklanmıştır.

α:1(YFKT) ; α:1.6 (GKT)

P_{kat}:YDKT veya GKT yük birleşimleri için, söz konusu katın tüm düşey taşıyıcı elemanlarına (yatay yük taşıyıcı sistemin dışında olan elemanlar da dahil) etkiyen toplam düşey yük.

$P_{e,kat}$: Göz önüne alınan yanal yerdeğiştirme doğrultusunda, söz konusu katın tüm düşey taşıyıcı elemanlarına(yatay yük taşıyıcı sistemin dışında olan elemanlar da dahil) etkiyen toplam düşey yük. Burkulma analizi veya Denklem 2.7 ile hesaplanacaktır.

$$P_{e,kat} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \tag{2.7}$$

Buradaki terimler aşağıda açıklanmıştır.

$$R_M = 1 - 0.15(P_{mf}/P_{kat}) \tag{2.8}$$

R_M: P-δ etkilerinin P-Δ üzerindeki etkisini göz önüne alan katsayı(Moment aktaran çerçevelerde bu katsayı en düşük 0.85 alınabilir).

L: Kat yüksekliği

P_{mf}: Göz önüne alınan doğrultuda moment aktaran çerçeve bulunması halinde, bu çerçevelerin kat kolonlarına etkiyen toplam düşey yük(çaprazlı veya perdeli çerçevelerde sıfır olarak alınacaktır).

P_{kat}: YDKT veya GKT yük birleşimleri için, söz konusu katın tüm düşey taşıyıcı elemanlarına (yatay yük taşıyıcı sistemin dışında olan elemanlar da dahil) etkiyen toplam düşey yük.

H:Göz önüne alınan doğrultuda, Δ_H göreli kat ötelemesini hesaplamak için kullanılan yatay yüklerden oluşan kat kesme kuvveti.

Δ_H terimi ÇYTHYE-2016 da göz önüne alınan doğrultuda, seçilen yatay yükler altında, sistem rijitliği kullanılarak hesaplanan birinci mertebe göreli kat ötelemesi olarak tanımlanmakta ve Δ_H hesabında sistem rijitliğinin doğrudan dikkate alınacağını belirletmektedir. AISC-360-16'da ise GA yöntemi kullanıldığı zaman Δ_H hesabında rijitliğin azaltılarak kullanılması gerektiğini söylemektedir. Yapılan tez çalışması kapsamında AISC 360-16'da ifade edilen B_2 hesabı kullanılacaktır.

2.3. Tasarım İçin Yöntem, Kabul ve İhmaller

2.3.1. Tasarım yöntemi

ÇYTHYE-2016 Bölüm 6 stabilite tasarımı ile açıklanan ikici mertebe teorisi, malzeme bakımından doğrusal elastik olarak ele alınmıştır.

2.3.2. YDKT ve GKT yöntemleri

İkinci mertebe etkileri geometri değişimi bakımından doğrusal olmayan analiz ile elde edileceğinden sistemin dayanım sınır durumu için artırılmış yüklerin kullanılması gerekmektedir. Bu nedenle stabilite tasarımı için artırılmış yüklerin kullanıldığı YDKT yönteminin kullanılması uygundur. GKT yönteminde güvenlik katsayıları ile tasarım yapıldığından, yöntemin aynen kullanılması önerilmemektedir. GKT yöntemi kullanılması durumu için ÇYTHYE de önerilen yöntem GKT yük kombinasyonları yüklerinin 1.6 katsayısı ile artırılması önerilmektedir.

AISC-360-16'da GKT yöntemi kullanımı için farklı bir yaklaşım daha önerilmiştir. Bu yaklaşımda yükleri arttırmak yerine tüm rijitlikleri 1.6 katsayısı ile azaltmakla aynı sonuca varılacağı ifade edilmiştir.

2.3.3. Geometri değişimi bakımından ikinci mertebe analizi için ihmal

İkinci mertebe analizi, elemanlardaki (P-δ) ve sistem genelindeki (P-Δ) ikinci mertebe etkileri kapsamaktadır. Ancak,

1. Düşey yüklerin düşey kolonlar ve perdeler tarafından taşınması
2. Göz önüne alınan burkulma doğrultusunda moment aktaran çerçeve kolonlarının taşıdığı düşey yüklerin, toplam düşey yüklere oranının 1/3'ü aşmaması
3. YDKT yük birleşimlerinden veya GKT yük birleşimlerinin 1.6 katına eşit bir yüklemeden dolayı oluşan ve Genel analiz yöntemi veya etkin boy yöntemi kullanılarak yapılan stabilite tasarımında $B_2 \leq 1.7$ olması

koşullarının birlikte sağlanması durumunda P-δ etkileri terk edilebilir. Ancak eksenel basınç ve eğilme etkisindeki tüm tekil elemanların değerlendirilmesinde P- δ etkileri hesaba katılacaktır.

3. YÖNTEMLER

Stabilite tasarımı yapılan yapı sistemlerinin eleman bazındaki ve sistem genelindeki hesaplarında, birleşim detaylarında ve stabilite kontrolleri için, ÇYTHYE-2016 Bölüm 7 -Bölüm 14 dahil olmak üzere aralıktaki tüm bölümlerde yer alan kurallar dikkate alınmaktadır. ÇYTHYE-2016 yönetmeliği Bölüm 6.3 ve 6.4'te genel analiz ve burkulma boyu(etkin uzunluk) yöntemleri açıklanmaktadır.

3.1. Genel Analiz Yöntemi

Genel analiz(GA) yöntemi 1999 yılından itibaren AISC-SSRC komitesi tarafından çalışılmaya başlanmış ve AISC-360-05 ile yönetmelik içerisinde ek bölümünde yerini almış bir yöntemdir. Amerikan yönetmeliği uygulama kılavuzunda GA yönteminin gelecekte AISC yönetmelikleri içerisinde tercih edilen yöntem olacağı belirtilmiştir. GA yöntemi ÇYTHYE-2016-Türkiye çelik yönetmeliği içerisinde de yerini almıştır.

Günümüzdeki teknolojik gelişmeler, çelik yapılarda kullanılan yöntem ve hesaplarda değişiklikler ve kolaylıklar sunulmasına büyük katkı sağlamıştır. Bilgisayarların yaygın olarak kullanıldığı bu dönemde kod yazarları, çelik yapıların stabilite tasarımı için mevcut yaklaşımları genişletmeye ve geliştirmeye çalışmışlardır. Teknolojik gelişmeler neticesinde ikinci dereceden analiz kolaylaşmış ve ikinci mertebe etkileri hesap sonuçlarına daha kolay ulaşılabilir hale gelmiştir.

3.1.1. Uygulama sınırı

GA yönteminin uygulama sınırı bulunmamaktadır. Moment çerçevesi, çaprazlı çerçeve, perdeli çerçeve, eğik kolonlu çerçeve ve diğer yapılar için çelik tasarımında kullanılabilir.

3.1.2. Tasarım dayanım hesabı

GA yönteminde; elemanların, bağlantıların, ve yapının bütünün stabilite tasarım dayanım hesabı için ÇYTHYE-2016 Bölüm 7-Bölüm 14 dahil olmak üzere aralıktaki tüm bölümlerde yer alan kurallar kabul edilmektedir.

Eleman burkulma boyu katsayısı geçerli bir yaklaşımla daha küçük bir değer alınması kanıtlanmadığı sürece K=1 alınmaktadır. Elemanların burkulma boylarını küçültmek için tasarlanan stabilite bağlantıları ÇYTHYE Bölüm 16 da verilen kurallar çerçevesinde tasarlanmaktadır.

3.1.3. Gerekli dayanımın hesabı

Gerekli dayanım hesaplanırken geometrik ön kusurlar, dayanım ve rijitliklerdeki belirsizlikler ve İkinci mertebe etkiler dikkate alınmalıdır.

3.1.3.1. Geometrik ön kusurların dikkate alınması

Mevcut tez çalışması Bölüm 1.2 de anlatıldığı üzere GA yönteminde geometrik ön kusur doğrudan modelleneceği gibi fiktif yük olarak ta ele alınabilmektedir. Fiktif yük Denklem 1.1 ile hesaplanmaktadır.

Fiktif yükler her kat düzeyinde sisteme etkitilecektir. Bu yükler azaltılmış rijitlikler kullanılarak hesaplanan yer değiştirmelerin birinci mertebe yer değiştirmelere oranı, $B_2 \leq 1.7$ değerine eşit veya küçük olması halinde fiktif yükler sadece düşey yükleri içeren yük kombinasyonlarında hesaba katılması yeterlidir.

Eğer $B_2 > 1.7$ değerinden büyükse tüm kombinasyonlarda Düşey ve yatay yükleri içeren fiktif yüklerin hesaba katılması gerekmektedir. YDKT kombinasyonlarının fiktif yüklerle kullanımı Tablo 3.1 ile gösterilmiştir.

B_2 terimi ÇYTHYE-2016'da göz önüne alınan doğrultuda, azaltılmış rijitlikler kullanılarak hesaplanan yer değiştirmelerin birinci mertebe yer değiştirmelere oranı olarak tanımlanmakta ve birinci mertebe analizde azaltılmış rijitlikler yerine sistem rijitliği dikkate alınacağı belirtilmektedir. AISC 360-16'da ise GA yöntemi kullanıldığında; azaltılmış rijitlikler kullanılarak hesaplanan yer değiştirmelerin, azaltılmış rijitlikler kullanılarak hesaplanan birinci mertebe yer değiştirmelere oranı olarak ifade edilmiştir. Yapılan tez çalışması kapsamında AISC 360-16'da ifade edilen B_2 hesabı kullanılacaktır.

Tablo 3.1. YDKT kombinasyonları

B_2≤1.7(YDKT)	B_2 >1.7(YDKT)
1.4(G+NG)	1.4(G+NG)
1.2(G+NG)+1.6(S+NS)	1.2(G+NG)+1.6(S+NS)
1.2(G+NG)+1.6(Q+NQ)+0.5(S+NS)	1.2(G+NG)+1.6(Q+NQ)+0.5(S+NS)
1.2(G)+1.6(S)+0.8W	1.2(G+NG)+1.6(S+NS)+0.8W
1.2(G)+1(Q)+0.5(S)+1.6(W)	1.2(G+NG)+1(Q+NQ)+0.5(S+NS)+1.6(W)
1.2(G)+1(Q)+0.2(S)+1(E)	1.2(G+NG)+1(Q+NQ)+0.2(S+NS)+1(E)
0.9(G)+1.6(W)	0.9(G+NG)+1.6(W)
0.9(G)+(E)	0.9(G+NG)+(E)

Tablodaki ifadeler aşağıda açıklanmıştır.

G: Sabit yük

NG: Sabit yükün en az 0.002 katı kadar yatay fiktif yük

Q: Hareketli yük

NQ: Hareketli yükün 0.002 katı kadar yatay fiktif yük

S: Kar yükü

NS: Kar yükün en az 0.002 katı kadar yatay fiktif yük

W: Rüzgar yükü

E: Deprem yükü

3.1.3.2. Dayanım ve rijitliklerdeki belirsizlikler

Elemandaki artık gerilmelerin neden olduğu bölgesel akmalar ve dayanım sınır durumlarını aşma, yapı stabilitesini bozucu etkileri oluşturmakta ve yapı rijitliklerinde azalmalara neden olmaktadır. GA yöntemi bu durumları rijitlik azaltması ile göz önüne almaktadır. GA yönteminde elemanların rijitliklerine karar vermek için iki rijitlik azaltması durumu uygulanmaktadır.

- 1. Durum; 0.8EA
- 2. Durum; $0.8\tau_b$EI

Rijitlik azaltmalarının dahi iyi anlaşılabilir olması için ÇYTHYE Bölüm 8.2 ile ifade edilen tasarım basınç kuvvet dayanımını inceleyelim. Tasarım basınç kuvveti

dayanımı, ϕPn(YDKT) veya güvenli basınç kuvveti dayanımı Pn/Ω (GKT) tüm basınç elemanlarında,

$$\phi=0.9\ (YDKT) \quad \Omega=1.67(GKT)$$

olmak üzere, ÇYTHYE-2016 kurallara uygun olarak hesaplanmaktadır.

Narin olmayan enkesit parçalarına sahip elemanların eksenel basınç kuvveti altındaki karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanımı, Pn Denklem 3.1 ile hesaplanmaktadır.

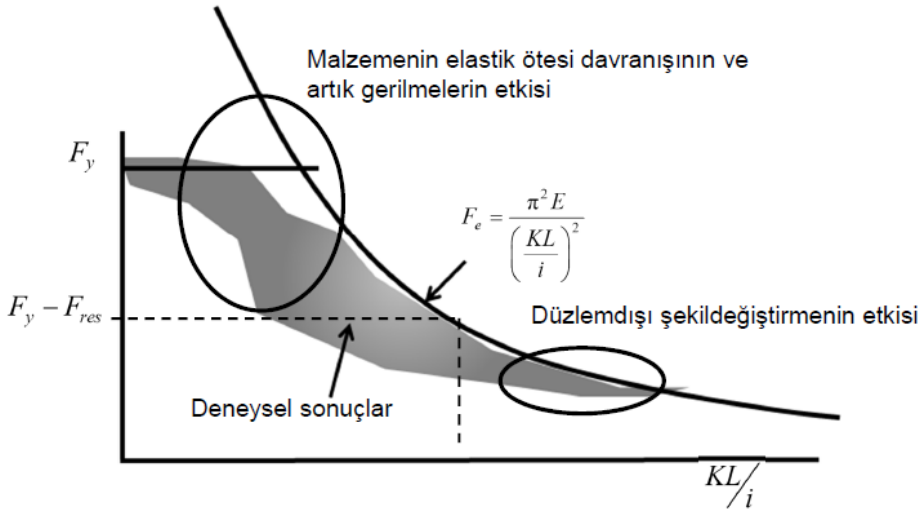
$$P_n = F_{cr}A_g \tag{3.1}$$

Kritik burkulma gerilmesi F_{cr} Denklem 3.2 veya 3.3 ile elde edilir.

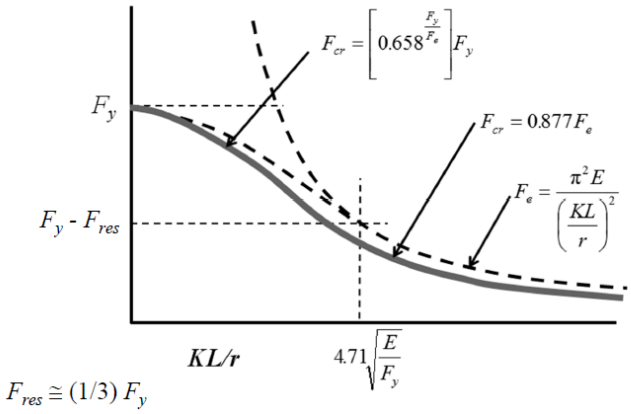
$$\frac{Lc}{i} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{için} \quad F_{cr}=\left[0.658^{\frac{Fy}{Fe}}\right]F_y \tag{3.2}$$

$$\frac{Lc}{i} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{için} \quad F_{cr}=0.877F_y \tag{3.3}$$

Buradaki sınır durumlar incelendiğinde çerçeveyi oluşturan elemanın basınç etkisinde narin olup olmadığı kontrolü sağlanır. Narinlik durumu ($4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$) kolon elemanının basınç altında, sınır durumunu oluşturacak burkulma gerilmesinin cebirsel ifadesini belirlemek için gereklidir. Narinlik durumu elemanın basınç altında elastik bölgede veya elastik olmayan bölgede dayanım sınır durumuna ulaşacağını belirler. Bu durumlar Şekil 3.1 ve Şekil 3.2 ile gösterilmiştir.



Şekil 3.1. Kritik burkulma gerilmesinde etkili olan durumlar (İMO, ÇYTHYE, S. Notları,2016)



Şekil 3.2. Kritik burkulma gerilmesi (İMO, ÇYTHYE, S. Notları,2016)

Yukarıdaki ifadeler aşağıda açıklanmıştır.

A_g: Kayıpsız enkesit alanı

F_e: Elastik burkulma gerilmesi

F_y:Yapısal çelik karateristik akma gerilmesi

F_{cr}:Kritik burkulma gerilmesi

L_c:Burkulma boyu(L_c=KL)

E:Elastisite Modülü(200Gpa)

I:Atalet momenti

1. Durum: Tüm yapı elemanlarının eğilme, kayma ve eksenel rijitlikleri 0.8 katsayısı ile çarpılarak azaltılacaktır.

$$(EA^*=0.8EA) \tag{3.4}$$

Buradaki rijitlik azaltması GA yönteminde stabil kalabilme limit durumunun elastik olarak kontrol edildiği durumu ifade eder. Denklem 3.3'teki narin elemanın kritik burkulma gerilmesi ile karakteristik eksenel basınç kuvveti dayanımı incelendiğinde Denklem 3.5 elde edilir.

$$P_n = \phi F_{cr} A_g (0.9*0.877A_g=0.79A_g) \tag{3.5}$$

Çerçevelerin narin elemanlara sahip olması durumunda rijitliğin 0.8 katsayısı ile çarpımı, tasarım dayanımının elastik stabilite limitinin 0.79 çarpılması ile eşdeğer olduğu ifade edilmektedir.

2. Durum: Eğilme rijitlikleri yapısal stabilite üzerinde etkili olan tüm elemanlarda, basınç kuvveti düzeyine bağlı olarak, eğilme rijitlikleri ayrıca τ_b katsayısı ile çarpılacaktır. Bu durumda eğilme rijitliği için oluşan rijitlik azalma katsayısı Denklem 3.6 şeklini almış olur.

$$EI^*=0.8\tau_b EI \tag{3.6}$$

Denklem 3.6 ile ifade edilen rijitlik azaltması, çerçevelerin narin olmayan elemanlara sahip olması, limit durumlarının elastik olmayan bölgede olması durumunda ve eksenel yük kapasiteleri $\alpha P_r/P_{ns}$ oranına bağlı olarak, eleman eğilme rijitliği $0.8\,\tau_b$ katsayısı ile azaltılacaktır. $0.8\,\tau_b$ katsayısı yüksek eksenel kuvvete maruz elemanın basınç altında elastik olmayan rijitlik kaybını hesaba katan eğilme rijitliğini ifade eder.

τ_b katsayısı Denklem 3.7 ve 3.8 ile belirlenir.

$\alpha P_r/P_{ns} \leq 0.5$ için

$$\tau_b = 1 \tag{3.7}$$

$\alpha P_r/P_{ns} > 0.5$ için

$$\tau_b = 4(\alpha\, P_r/P_{ns})[1-(\alpha\, P_r/P_{ns})] \tag{3.8}$$

α: Katsayı

YDKT için α=1.0

GKT için α=1.6

P_r:YDKT veya GKT yük birleşimleri altında hesaplanan gerekli eksenel basınç kuvveti dayanımı.

P_{ns}:Eleman enkesit basınç kuvveti dayanımı

Narin olmayan elemanlar için P=$F_y A_g$

Narin elemanlar için P=$F_y A_e$

Düşey yüklerin düşey çerçeve, kolon ve perdeler tarafından taşındığı yapı sistemlerinde, τ_b nin 1 den küçük olduğu durumlarda eğilme rijitliğini τ_b ile çarpılarak azaltılmak yerine; geometrik ön kusur yüklerine $0.001\alpha Y_i$ ek fiktif yük uygulanarak tüm düşey ve yatay yük birleşimlerinde hesaba katılmak üzere yük artırımı yapılarak $\tau_b = 1$ alınabilir.

Bu durumda $0.002\alpha Y_i$ ifadesi ile hesaplanan geometrik ön kusurlar, $0.001\alpha Y_i$ ek fiktif yük ile birlikte; Tablo 3.1'de verilen B_2>1.7 durumu için geçerli olan YDKT kombinasyonlarında kullanılacaktır.

GA yöntemi ile yapılan tasarımlarda, yapı stabilitesine katkı sağlaması için yapı çeliğinden farklı bir malzeme kullanılması durumunda, bu elemanlar için daha büyük rijitlik azaltması yapılmalıdır.

Azaltılmış rijitlikler dayanım ve stabilite durumları için kullanılır. Ötelenme, dönme, titreşim ve yapı periyodu gibi kıstasların belirlenmesinde rijitlik azaltması kullanılmaz.

3.1.3.3. İkinci mertebe etkilerin dikkate alınması

GA yönteminde ikinci mertebe etkilerin doğrusal olmayan analiz ile belirlenmesi önerilir. Ancak yaklaşık ikinci mertebe analiz ile ikinci mertebe etkilerin belirlenmesi alternatif bir yöntem olarak sunulmuştur.

GA yönteminin yaklaşık ikinci mertebe analizi ile yapılması durumunda, ikinci mertebe etkileri içeren moment ve eksenel kuvvet değerleri sırasıyla 2.1 ve 2.2 denklemleri ile hesaplanacaktır. P-δ etkisini hesaba katan B_1 katsayısı hesabı Denklem 2.3 ile yapılacaktır. Denklem 2.3'teki kritik burkulma dayanımı ise Denklem 2.4 ile hesaplanacaktır. Denklem 2.4 ifadesindeki K_1 değeri elemanın uç noktalarının yanal yer değiştirme yapmadığı varsayımı altındaki burkulma boyu katsayısını ifade eder. Daha küçük bir değer alınabileceği analiz ile kanıtlanmadığı sürece burkulma boyu katsayısı K_1 =1 olarak alınacaktır. Denklem 2.4'deki EI^* ifadesi GA yöntemiyle 3.1.3.2 bölümüyle açıklanan dayanım ve rijitliklerdeki belirsizlikleri göz önüne alan azaltılmış rijitliği ifade eder. Azaltılmış rijitlik ise Denklem 3.4 veya 3.6 ile dikkate alınacaktır. P-Δ etkisini içeren B_2 katsayısı hesabı Denklem 2.6 ile hesaplanacaktır. Bu katsayı hesabında kullanılacak olan birinci mertebe kat ötelemesi, Δ_H elemanların azaltılmış rijitlikleri Denklem 3.4 veya 3.6 ile dikkate alınarak bulunacaktır.

3.2. Burkulma Boyu (Etkin Uzunluk) Yöntemi

Burkulma boyu(BB) yöntemi ilk olarak AISC ile 1961 yılında tanıtılan ve yarım yüzyılı aşkın süredir kullanılmaya devam eden çelik tasarım yöntemlerindendir. GA

yöntemine alternatif olarak BB yöntemi, sınır durumlar içerisinde, burkulma boyu katsayısı K kullanılarak uygulanabilir.

3.2.1. Uygulama sınırı

Aşağıdaki sınırlar içerisinde BB yöntemi GA yöntemi yerine kullanılabilir.

a) Düşey yüklerin düşey çerçeveler, çaprazlı çerçeveler ve perdeli çerçeveler tarafından taşındığı yapı sistemlerinde uygulanabilir.

b) YDKT yük kombinasyonları veya GKT kombinasyonlarının 1.6 kat arttırılmış hali için hesaplanan ikinci mertebe göreli kat ötelemelerinin birinci mertebe kat ötelemelerine oranı "$B_2 \leq 1.5$" ise BB yöntemi kullanılıp uygulanabilir. BB yöntemi yaklaşık ikinci mertebe analizi ile, B_2 katsayısının belirtilen sınır değerden küçük olup olmadığı kontrol edilerek yöntemin uygulanıp uygulanamayacağı belirlenebilir.

3.2.2. Gerekli dayanım hesabı

BB yöntemi ile gerekli dayanım hesabı, geometrik ön kusurlar ve ikinci mertebe etkileri gerekli şekillerde dikkate alınarak hesaplanacaktır. GA yönteminde yapılan rijitlik azaltması BB yönteminde yapılmayacaktır. Rijitlik azaltması yerine burkulma boyu katsayısı, K ile hesap yapılacaktır.

3.2.2.1. Geometrik ön kusurların dikkate alınması

Burkulma boyu yönteminde, Bölüm 1.2'de anlatıldığı gibi, Geometrik ön kusurlar doğrudan modellenebileceği gibi fiktif yük olarak ta ele alınabilir. Fiktif yük olarak ele alındığında, YDKT ve GKT yöntemleri için oluşturulmuş kombinasyonlardan sadece düşey yüklerin dikkate alındığı kombinasyonlarda kullanılacaktır. Deprem, rüzgar vb. gibi yatay yüklerin olduğu kombinasyonlarda fiktif yük kullanılmayacaktır. Fiktif yük Denklem 1.1 ile hesaplanacaktır.

ÇYTYHE gereği etkin boy yöntemi kullanılarak hesaplanan ikici mertebe yer değiştirmelerin birinci mertebe yer değiştirmelere oranını veren B_2 katsayısının 1.7 değerine eşit veya küçük olması durumunda fiktif yüklerin sadece düşey yükleri içeren kombinasyonlarında kullanılması yeterlidir. Etkin boy yöntemi uygulanabilirlik şartı gereği $B_2 \leq 1.5$ olduğundan yatay yükleri içeren kombinasyonlarda fiktif yük kullanımına gerek yoktur.

3.2.2.2. Dayanım ve rijitliklerdeki belirsizliklerin dikkate alınması

Dayanım ve rijitliklerdeki belirsizliklerin dikkate alınması konusunda GA yönteminde yapılan rijitlik azaltması yerine; BB yönteminde burkulma boyu katsayısı K kullanılarak, gerekli dayanım ve rijitliğin burkulma boyu katsayısının K≥1 durumu ile sağlandığı varsayılmaktadır.

3.2.3. İkinci mertebe etkileri

BB yönteminde ikinci mertebe etkilerin doğrusal olmayan analiz ile belirlenmesi önerilir. Ancak yaklaşık ikinci mertebe analiz ile ikinci mertebe etkilerin belirlenmesi alternatif bir yöntem olarak sunulmuştur.

BB yönteminin yaklaşık ikinci mertebe analiz ile yapılması durumunda ikinci mertebe etkileri içeren moment ve eksenel kuvvet değerleri sırasıyla Denklem 2.1 ve 2.2 ile hesaplanacaktır. P-δ etkisini hesaba katan B_1 katsayısı hesabı Denklem 2.3 ile yapılacaktır. Denklemin 2.3'deki kritik burkulma dayanımı ise Denklem 2.4 ile hesaplanacaktır. Denklem 2.4 ifadesindeki EI^* değeri azaltılmamış rijitlik(EA ve EI) olarak alınacaktır. K_1 ifadesi elemanın uç noktalarının yanal yer değiştirme yapmadığı varsayımı altındaki burkulma boyu katsayısını ifade eder. K_1 katsayısıın 1 den daha küçük bir değer olduğu, geçerli bir yaklaşımla kanıtlanmadığı sürece K_1=1 olarak alınacaktır. Elemanın bir uç noktasının yanal yer değiştirme yapabildiği durumda, yani K_1>1 olması halinde de bu kabul geçerlidir.

P-Δ etkisini içeren B_2 katsayısı hesabı denklem 2.6 ile hesaplanacaktır. B_2 katsayı hesabında kullanılacak olan birinci mertebe kat ötelemesi Δ_H , elemanların burkulma boyu katsayıları K değerleri dikkate alınarak bulunacaktır.

3.2.4. Tasarım dayanım hesabı

GA analiz yöntemine alternatif olarak sunulan BB yöntemi ile tasarım yapılması durumunda, BB yönteminde; elemanların, bağlantıların, ve yapının bütününün stabilite tasarım dayanım hesabı için, ÇYTHYE-2016 Bölüm 7-Bölüm 14 dahil olmak üzere aralıktaki tüm bölümlerde yer alan kurallar kabul edilmektedir.

3.2.5. Burkulma boyu katsayısı(K)

Burkulma boyu katsayısı, K ile yapılan tasarımlarda mevcut dayanımı hesaplamak için eleman burkulma boyu(etkin uzunluğu) dikkate alınarak hesap yapılır. K>1 olması durumu için eleman etkin uzunluğu olarak efektif uzunluğun kullanılmasıyla,

plastisitenin eleman kesiti ve boyunca yayılmasının hesaba katıldığı varsayılır. Bu sebeple analizde rijitlik azaltmasına gerek yoktur.

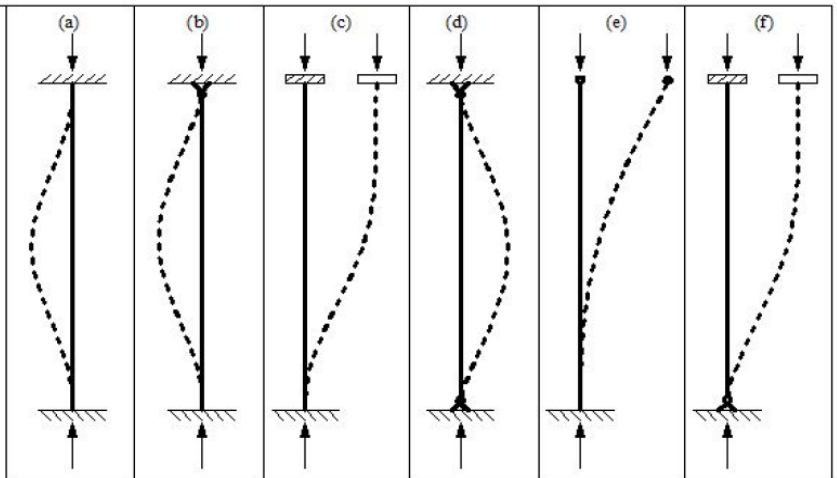
Etkin uzunluk L_c=KL, elastik veya elastik olmayan kolon burkulması için; eşdeğer kolon burkulma gerilmesi F_e=$\pi^2 E/(L_c/r)^2$, eksenel basınç dayanımı P_c , geometrik ön kusurlar ve gerilme dağılımının burkulma davranışı üzerine etkilerini ampirik bir sütün eğrisi aracılığıyla hesaba katmak için kullanılır.

Enkesitin taşıyabileceği eksenel basınç dayanımı P_n, eğilme dayanımı M_n ve ikinci derece etkileri ile birleştiğinde kiriş-kolon etkileşim denklemleriyle gerçek taşıma kapasitesi P_r ve M_r bulunmuş olur.

Burkulma boyu katsayısı K hesabı için literatürde birçok yöntem bulunmaktadır.(Kavanagh,1962; Johnston, 1976; LeMessurier,1977; ASCE, 1997; White ve Hajjar, 1997) Bunlar Tablo3.2'de gösterildiği gibi tek kolonların basit mesnet şartlarının idealize edilmiş hallerinden, farklı yükleme durumları altındaki Çerçeveler, plaklar vd. yapı elemanlarındaki burkulma boyu analizlerine yöneldikçe karmaşıklaşır. Düzenli çerçeve istem yapılarda yapı elemanlarının K burkulma boyu katsayısı kolayca tahmin edilebilir ya da hesaplanabilir. Ancak düzenli bir çerçeve sisteme sahip olmayan yapı türlerinde K katsayısı tespiti karmaşıklaşır ve hesaplar bazı kabuller ve idealleştirmeler ile yapılabilmektedir.

Mesnet şartlarına ve basit idealleştirmelere dayalı Tablo 3.2' de (a), (b) ve (d) ile gösterilen elemanlar yanal ötelenmesi çeşitli yöntemlerle önlenmiş elemanları, (c), (e), (f) ile gösterilen elemanlar yanal ötelenmesi önlenmemiş elemanları belirtmektedir. Mesnetlerde belirtilen şartlar tam anlamıyla gerçekleşmeyeceğinden tavsiye edilen burkulma boyları teorik boylardan büyük olarak belirtilmiştir. Tek katlı tek açıklıklı basit bir yapı sistemi için tanımlanan bu durumlar da K katsayısı kolaylıkla belirlenebilir. Farklı durumlarda kesin K katsayısını belirlemek için kabul edilen yöntemler kullanılmalıdır.

Tablo 3.2. Burkulma boyu katsayısı, K için yaklaşık değerler(Durmaz, 2015)

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Kesikli çizgilerle basınç çubuğunun burkulma şekli gösterilmiştir.						
Teorik burkulma boyu	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Tavsiye edilen burkulma boyu	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0
Düğüm Noktası Koşulları	Dönme ve ötelenme önlenmiş Dönme serbest, ötelenme önlenmiş Dönme önlenmiş, ötelenme serbest Dönme ve ötelenme serbest					

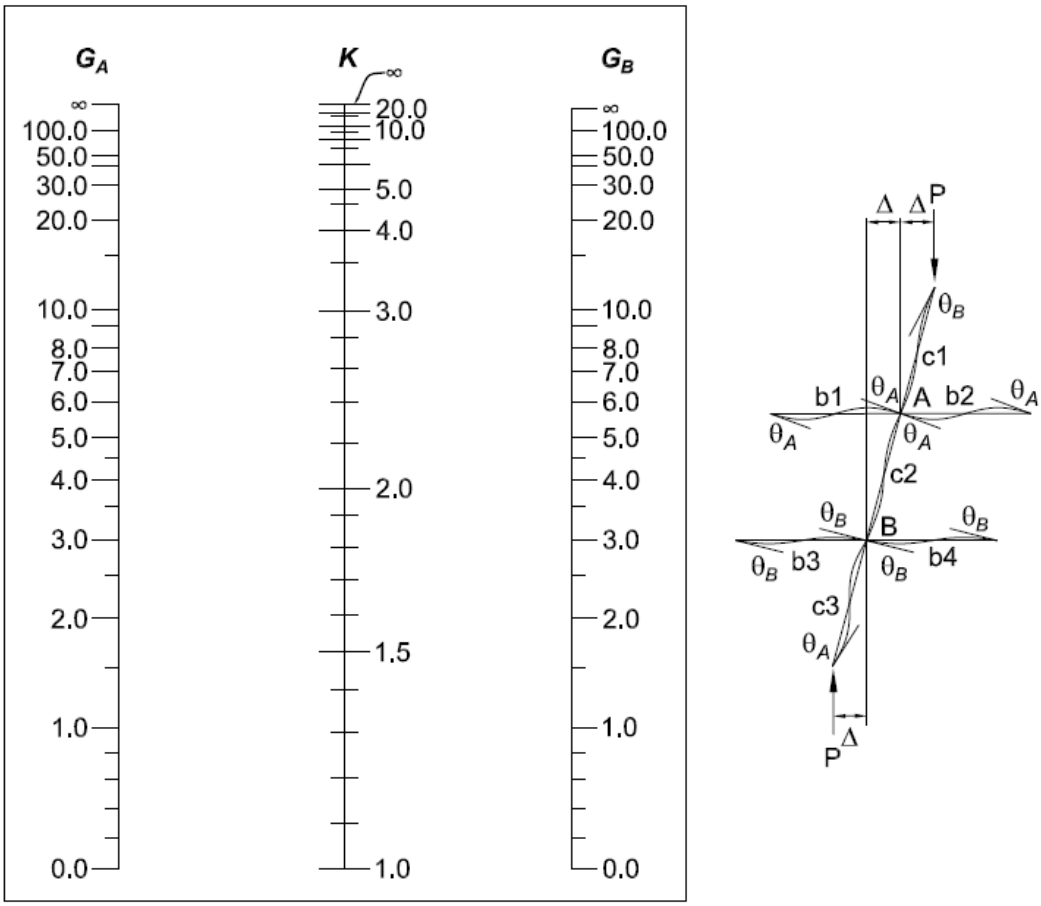
Burkulma boyu katsayısı K yı belirlemek için en yaygın olarak kullanılan yöntem hizalama nomogramları ve denklemleridir.(Kavanagh, 1962) Bu nomogramlar gerçek yapılarda tamamı nadiren bulunan idealleştirilmiş koşulların varsayımına dayanmaktadır. Bu varsayımlar:

1. Davranış tamamen elastiktir.
2. Tüm elemanlar aynı kesite sahiptir.
3. Tüm birleşimler rijittir.
4. Yanal hareketi önlenmiş çerçevelerdeki(çaprazlı çerçeve) kolonlar için, oluşan burkulma tek eğriliklidir.
5. Yanal hareketi önlenmemiş çerçevedeki(moment çerçevesi) kolonlar için, oluşan burkulma çift eğriliklidir.
6. Tüm kolonların rijitlik parametresi L$\sqrt{P/EI}$ birbirine eşittir.
7. Düğüm noktasındaki mesnetlenme şartı, düğüm noktasını alt ve üstündeki kolonlara kolonların EI/L değerleri oranına(rödarları) göre dağıtılır.
8. Tüm kolonlar aynı anda burkulur.
9. Kirişlerde dikkate alınacak bir düzeyde eksenel kuvvet yoktur.
10. Kayma deformasyonları ihmal edilmiştir.

Hizalama nomogramları(Kavanagh, 1962) yanal yer değiştirmesi önlenmiş ve önlenmemiş olarak ikiye ayrılır.

3.2.5.1. Yanal yer değiştirmesi önlenmemiş çerçeveler

Yanal yer değiştirmesi önlenmemiş çerçevelerin stabilitesi, rijit bağlantılı kirişler ve kolonların eğilme rijitliğine bağlıdır. Elemanların boyutlarına ve sistem rijitliğine göre kayma şekil değiştirmelerinden kaynaklanan rijitlik azaltması göz önüne alınması gerekebilir. Bu rijitlik azaltması eleman boyu L yerine, etkin boy KL kullanılmasıyla sağlanır. Bu nedenle yanal yer değiştirmesi önlenmemiş sistemlerde K katsayısı 1 den büyüktür.



Şekil 3.3. Yanal yerdeğiştimesi önlenmemiş sistemlerde burkulma boyu katsayısı, K Nomogramı

Nomogramlarda ve nomogramları ifade eden nomogram denklemlerinde kullanılan Ga ve Gb büyüklükleri kolon üst ve kolon alt uçlarındaki düğüm noktalarının eğilme rijitliklerini ifade etmektedir. Bu düğüm noktalarında birleşen kolon ve kiriş

elemanlarının eğilme rijitlikleri toplamlarının oranı olarak Denklem 3.9 ile hesaplanır.

$$G = \frac{\sum(E_c I_c / L_c)}{\sum(E_g I_g / L_g)} \tag{3.9}$$

Buradaki terimler aşağıda açıklanmıştır.

$E_c I_c$: Kolon enkesiti eğilme rijitliği

L_c: Kolon boyu

$E_g I_g$: Kiriş enkesiti eğilmerijitliği

L_g: Kiriş boyu

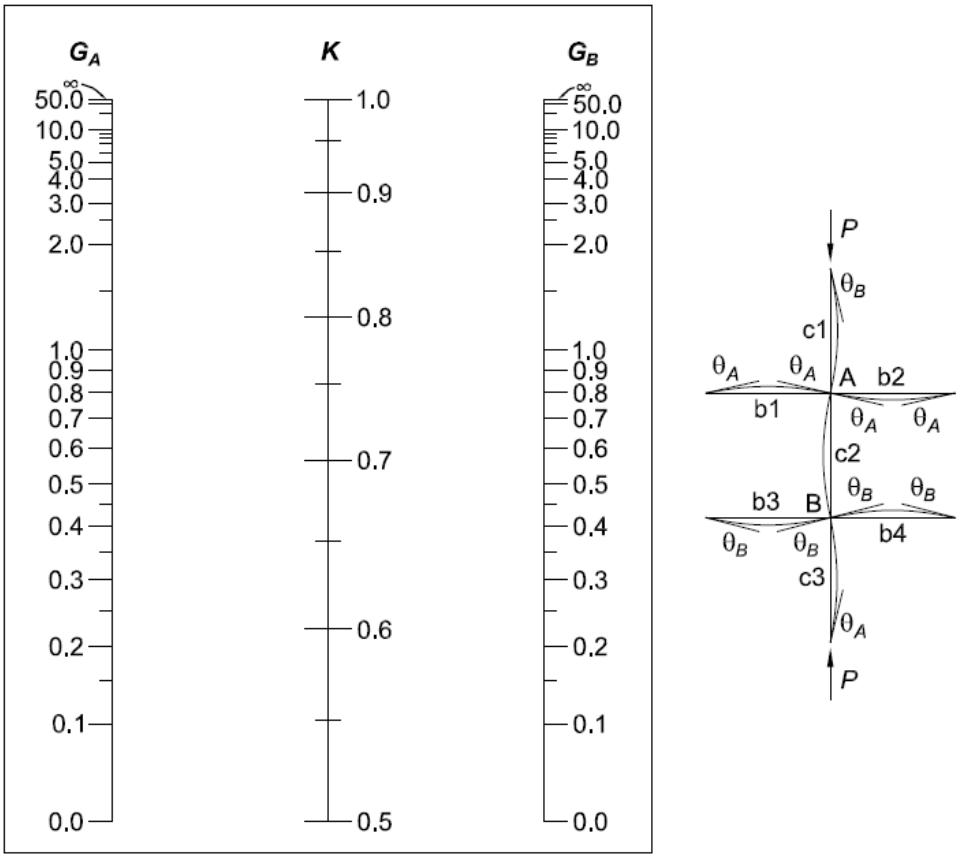
Σ sembolü burkulma boyunun hesaplanacağı düzlemde, incelenen düğüm noktasındaki rijit bağlanmış kolonların veya kirişlerin toplamını ifade eder. Nomogramlardaki A ve B indislerinin üst veya alt uç olması, nomogramların simetrik olmasından dolayı K katsayısında fark oluşturmaz.

Yanal yer değiştirmesi önlenmemiş moment aktaran çerçeveler ve benzeri sistemlerde burkulma boyu katsayısı K, kolonun üst ve alt uçlarında Denklem 3.9 ile belirlenen G_A ve G_B büyüklüklerine bağlı olarak Denklem 3.10 ile hesaplanabilir veya Şekil 3.3 ile gösterilen nomogram kullanılarak belirlenebilir.

$$K = \sqrt{\frac{G_A(1.6G_B+4.0)+(4G_B+7.5)}{G_A+G_B+7.5}} \tag{3.10}$$

3.2.5.2. Yanal yer değiştirmesi önlenmiş çerçeveler

Yanal Yer değiştirmesi önlenmiş çerçevelerin stabilitesi, rijit bağlantılı kirişler ve kolonların eğilme rijitliğine yüksek oranda bağlı değildir. Sistem stabilitesi perde veya çaprazlar tarafından sağlandığından, yapı stabilitesinden kaynaklı olarak elemanların eğilme rijitliklerinde büyük bir etki oluşturmaz. Ancak elemanların burkulma boyları elemanın dayanım sınırlarını da belirlediğinden daha küçük bir değer kullanılması geçerli bir yaklaşımla veya analiz ile kanıtlanmadığı sürece eleman burkulma boyları K=1 olarak alınacaktır. K katsayısının geçerli bir yaklaşımla daha küçük bir değer alınabileceği kanıtlandığında Şekil 3.4'de sunulan nomogram kullanılabilir. Bu sistemlerde yapı stabilitesini sağlayan bağlantılar ÇYTHYE Bölüm 16 ile sağlanacaktır.



Şekil 3.4. Yanal yer değiştirmesi önlenmiş sistemlerde burkulma boyu katsayısı, K nomogramı

Nomogramlarda ve nomogramları ifade eden nomogram denklemlerinde kullanılacak olan G_A ve G_B büyüklükleri 3.2.3.2 de anlatıldığı gibi hesaplanır.

Yanal yer değiştirmesi önlenmiş çerçeveler ve benzeri sistemlerde burkulma boyu katsayısı, K kolonun üst ve alt uçlarında denklem 3.9 ile belirlenen G_A ve G_B büyüklüklerine bağlı olarak denklem 3.11 ile hesaplanabilir veya Şekil 3.4 ile gösterilen nomogram kullanılarak belirlenebilir.

$$K = \frac{3G_AG_B+1.4(G_A+G_B)+0.64}{3G_AG_B+2.0(G_A+G_B)+1.28} \tag{3.11}$$

Ga ve Gb değerlerinin denklemle hesabında, aynı düğüm noktasında farklı malzemeden yapılmış yapı elemanlarının birleşiminin olabileceği göz önüne alınarak, denklemlerde elastisite modülü E de kullanılmıştır.

3.2.5.3. Burkulma boyu katsayısı(K) hesabı için yapılan düzenlemeler

Hizalama nomogramları ve denklemlerinde(Kavanagh, 1962) yapılan kabuller ve idealleştirme koşullarının gerçek yapı sistemlerine uygulanabilmesi için bazı düzenlemeler yapılması gerekmektedir.

G_A ve $G_B$büyüklüklerinin hesabında, kolonların ve kirişlerin sınır koşullarına bağlı olarak, yapılan düzenlemeler:

a) Temellere rijit olarak bağlanmayan kolonlarda, gerçek bir mafsallı bağlantı olmadığı sürece, pratik uygulamalar bakımından G=10 olarak alınabilir. Kolonun temele bağlantısının rijit olması halinde, temel dönmesinin sıfıra eşit olduğu kanıtlanmadığı sürece, G=1 olarak alınabilir.

b) Yanal yer değiştirmenin önlendiği çerçeve kirişlerinde, kiriş $E_g I_g / L_g$ eğilme rijitliği katsayı ile çarpılarak büyütülür. Kirişin diğer ucu ankastre olarak mesnetlenmesi halinde katsayının değeri 2, diğer ucunun mafsallı olarak mesnetlenmesi halinde ise 1.5 olarak alınır.

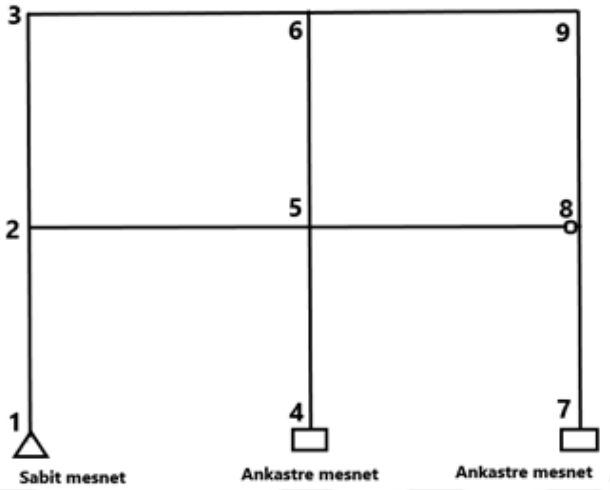
c) Yanal yer değiştirmesinin önlenmediği çerçeve kirişlerinde, kiriş $E_g I_g / L_g$ eğilme rijitliği katsayı ile çarpılarak azaltılır. Kirişin diğer ucu ankastre olarak mesnetlenmesi halinde katsayı değeri 2/3, diğer ucunun mafsallı olarak mesnetlenmesi halinde ise 0.5 olarak alınır.

d) Nomogramlardaki önemli varsayımlardan biri birleşimlerin rijit olduğu kabulüdür. İncelenen düğüm noktasındaki Kirişin kolona birleşimi moment aktaran birleşim değilse, kolon uç noktası rijitliği hesaplanırken kiriş rijitliği dikkate alınmaz.

Moment aktaran birleşimli çerçevede K değerlerinin hesaplanması bir örnek üzerinden aşağıda sunulmuştur;

Şekil 3.5'te gösterilen moment aktaran çerçevede 1-2 ve 4-5 kolonlarının burkulma boyu katsayıları K, Tablo 3.3' te hesaplanmıştır. Tüm kirişlerin atalet momentlerinin kolon atalet momentlerinin iki katı olduğu, tüm kolon ve kirişlerin uzunluklarının L kadar olduğu, 1 numaralı düğüm noktasını dönmesinin serbest bırakılıp yatay ötelemesinin tutulu olduğu, 4 ve 7 numaralı düğüm noktalarında kolonların alt uçlarının ankastre bağlı olduğu, 8 numaralı düğüm noktasında kirişin kolon ile bağlantısının moment aktarmayan birleşim olduğu bir çerçeve sistem dikkate

alınarak, 1-2 ve 4-5 kolonlarının burkulma boyu katsayıları K nın hesabı anlatılmıştır.



Şekil 3.5. Model çerçeve detayı

Tablo 3.3. Çerçeve K hesabı

1-2 Kolonu	4-5 Kolonu
G_A:2 ve G_B:1 numaralı düğüm noktalarını ifade eder.	G_A:5 ve G_B:4 numaralı düğüm noktalarını ifade eder.
$G_A = \frac{\sum(E_c I_c/L_c)}{\sum(E_g I_g/L_g)} = \frac{EI/L+EI/L}{(2/3)2EI/L}$	$G_A = \frac{\sum(E_c I_c/L_c)}{\sum(E_g I_g/L_g)} = \frac{EI/L+EI/L}{\left(\frac{2}{3}\right)\frac{2EI}{L}+0.5\left(\frac{2EI}{L}\right)}$
$= \frac{2EI/L}{\frac{4EI}{3L}} = 1.5$	$= \frac{2EI/L}{\frac{7EI}{3L}} = 0.85$
G_B= 10 olarak alınır.	G_B= 1 olarak alınır.
$K_{12} = \sqrt{\frac{G_A(1.6G_B+4.0)+(4G_B+7.5)}{G_A+G_B+7.5}}$	$K_{45} = \sqrt{\frac{G_A(1.6G_B+4.0)+(4G_B+7.5)}{G_A+G_B+7.5}}$
$K_{12} = \sqrt{\frac{1.5(1.6*10+4.0)+(4*10+7.5)}{1.5+10+7.5}}$	$K_{45} = \sqrt{\frac{0.67(1.6*1+4.0)+(4*1+7.5)}{0.67+1+7.5}}$
K_{12}=2.02	K_{45}=1.32

3.2.5.4. Diğer düzenlemeler

ÇYTHYE de K burkulma boyu katsayısı hesap kabulleri ve açıklamalarına ilave olarak AISC-360-16 yönetmeliğinde sunulan, aşağıdaki düzenlemeler de yapılabilir.

Kirişlerde düzenlenmiş kiriş boyu, L'_g kullanımı

Yanal ötelemesi önlenmiş sistemlerinde, farklı uç koşullarına sahip kirişlerin gerçek kiriş boyları yerine düzenlenmiş kiriş boyu L'_g değeri kullanılmalıdır. düzenlenmiş kiriş boyu L'_g değeri denklem 3.12 ile hesaplanabilir;

$$L'_g = L_g\left(2 - \frac{M_F}{M_N}\right) \tag{3.12}$$

AISC-360-16 yönetmeliğinde dikkate alınan bu denklemde;

M_F:Dikkate alınan düğüm noktasından uzakta bulunan uçtaki moment değeri

M_N:Dikkate alınan düğüm nokasındaki moment değeri

olarak tanımlanmaktadır.

$M_F$ve M_N değerleri birinci merebe analiz ile elde edilir. Kiriş tek eğrilikli ise M_F/M_N oranı pozitif, çift eğrilikli ise M_F/M_N oranı negatif olarak alınarak hesaba dahil edilir. Eğer M_F/M_N>2 ise sonuç negatif çıkacağından ve L'_g değeri negatif değer olması durumunda, G değerini de negatif yapacağından K değeri nomogramlardan hesaplanamaz. Bunun için nomogram denklemleri Denklem (3.10) ve (3.11) kullanılarak çözüme gidilmelidir.

Kolonların elastik olmaması durumu

Yanal yer değiştirmesi önlenmiş ve önlenmemiş sistemler için, G_A ve G_B hesabında, kullanılan Denklem 3.9'daki tüm kolon rijilik E_cI_c değerleri $\tau_b$katsayısı ile çarpılarak " $\tau_b(E_cI_c)$" değeri olarak alınır.

Pandül Kolonlar

Pandül kolonlar düğüm noktasında moment aktarımı bulunmayan sadece eksenel yük taşıyan basınç elemanlarıdır. Bu tür basınç elemanlarının tasarımı için K katsayısı 1 alınabilir.Ancak bu kolonlara gelen düşey yüklerin, P-Δ etkilerinde ve sistemin yatayda stabilitesini sağlayan yatay yük taşıyıcı sisteminde göz önüne alınması gerekir.

Yapı sisteminde her bir kolon moment çerçevesinin bir parçasıysa ve her kolon kendi eksenel yükünü taşıyacak şekilde tasarlanmışsa, kolonun yanal rijitliğe veya kat burkulma yüküne katkısı, taşıdığı eksenel yük P ve P-Δ etkilerinden oluşacak moment ile dayanım sınır durumuna gelecektir. Bu durum tüm kolonlarda aynı anda

oluşacak ve kattaki tüm kolonlar aynı anda burkulacaktır. Bu idealize edilmiş koşulda, kattaki kolonlar arasında etkileşim yoktur. Kolonun kararsızlığı ve çerçeve kararsızlığı aynı anda meydana geldiği kabul edilir. Ancak tipik çerçeve etkileşimde bu idealleştirme yapılamaz ve gerçek çerçeve davranışında sistem etkileri yeniden dağılım yapar. Bu dağılım yatay kirişler veya diyaframlar tarafından sağlanır.

Yapının eğilme rijitliğine çok az katkısı olan veya hiç bir katkısı olmayan kolonlara pandül kolon denir. Pandül kolonlar K=1 olarak tasarlanabilir. Pandül kolonlara etki eden eksenel kuvvetler taşıyıcı sistemin deplasmanına etki edeceği için P-Δ etkilerinin hesabında dikkate alınmalıdırlar. Pandül kolonlardan gelecek etkiler taşıyıcı sistemin diğer kolonlarına yeniden dağıtılarak, K ve F_{cr} değerlerinin belirlenmesinde göz önüne alınırlar. Bu tür yapılarda yanal kat stabilite katsayısı K_2 hesaba katılır.

3.2.6. Kat stabilitesi için K katsayısı

AISC yönetmeliklerinde kat stabilitesini değerlendirmek için iki yaklaşım sunulmuştur;

- Kat Rijitliği yaklaşımı(LeMessurier, 1976, 197)
- Kat Burkulması yaklaşımı(Yura, 1971).

Yanal kat burkulmasının gerçekleşebileceği yapı sistemlerinde kolonun burkulma boyu katsayısı K_2olarak ifade edilir. K_2 değeri denklem 3.13 ve 3.16 ile elde edilebilir. Kat rijitliği yaklaşımında hesaplanan K_2, K yerine doğrudan kullanılabilir. Ancak kat burkulması yaklaşımında yapılan hesapla bulunan K_2 değerinin, K yerine kullanılması uygun değildir. Ayrıca kat burkulması yaklaşımıyla hesaplanan K_2 değeri ile belirlenen P_c değeri, yanal yer değiştirmesi önlenmiş sistemin burkulmasına dayanarak belirlenen P_c değerinden büyük olamaz.

3.2.6.1. Kat rijitliği yaklaşımı

Kat rijitliği yaklaşımı için, her bir kolon için ayrı olarak hesaplanacak olan K_2 3.13 denkleminden hesaplanır.

$$K_2 = \sqrt{\frac{P_{kat}}{R_M P_r}\left(\frac{\pi^2 EI}{L^2}\right)\left(\frac{\Delta_H}{\sum HL}\right)} \geq \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{L^2}\left(\frac{\Delta_H}{1.7HL}\right)} \tag{3.13}$$

P-δ etkilerinin kolonların burkulma katsayılarına etkisini hesaba katmak için R_M katsayısı kullanılır. R_M katsayısı, B_2 arttırma katsayısı hesabında açıklandığı üzere Denklem 2.8 ile hesaplanır. Denklem 2.8 denklem 3.14 olarak tekrar sunulmuştur

$$R_M = 1 - 0.15(P_{mf}/P_{kat}) \tag{3.14}$$

Taşıyıcı çerçeve sisteminde yanal rijitliğe katkısı az olan kolonlarda, K_2 eşitsizliğinin sol tarafı 1'den küçük bir değer alabilir ancak eşitsizliğin sağ tarafı 1 den küçük bir değer almaz. Buradaki eşitsizliğin sol tarafı yanal kat burkulması olması durumunu, sağ tarafı ise yanal kat burkulmasının olmadığı, eleman bazında burkulmaların gerçekleştiği durumu dikkate almaktadır . H yanal kuvvetlerden oluşan kolonun kesme kuvvetini ve Δ_H ise bu kuvvetten oluşan deplasmanı ifade eder. H kuvveti yanal yüklerin bulunduğu birinci mertebe analizi ile bulunur. Denklem 3.13 ve 3.15 deki P_{kat}kattaki tüm kolonlar üzerinde bulunan düşey yükü(pandül kolonlar dahil), $P_r$sadece hesap yapılan kolon üzerindeki düşey yükü ifade etmektedir. Kolon burkulma yükü P_{e2} denklem 3.15 ile hesaplanır.

$$P_{e2} = \left(\frac{HL}{\Delta_H}\right)\frac{P_r}{P_{kat}} R_M \leq 1.7 H_{col} L/\Delta_H \tag{3.15}$$

Denklem 3.15 eşitsizliği ile hesaplanan değer, $\pi^2 EI/L^2$ ifadesinden büyük olabilir ancak eşitsizliği sağ tarafından büyük olamaz.

3.2.6.2. Kat burkulması yaklaşımı

Kat burkulması yaklaşımında, her bir kolon için ayrı olarak hesaplanacak olan K_2 katsayısı denklem 3.16 ile hesaplanır.

$$K_2 = \sqrt{\frac{\frac{\pi^2 EI}{L^2}}{P_r}\left[\frac{P_{kat}}{\sum\frac{\pi^2 EI}{(K_{n2}L)^2}}\right]} \geq \sqrt{\frac{5}{8}} K_{n2} \tag{3.16}$$

Burada K_{n2} değeri; yanal yerdeğiştirmesi önlenmemiş çerçeve sistem nomogramı (Şekil 3.3) ile veya denklem 3.10 ile belirlenir. K_{n2} değeri 1.0'dan küçük olabilir. Denklem 3.16 nın sağ tarafındaki değer her zaman sol taraftaki değere kıyasla minimum değerdir. Kolon burkulma yükü P_{e2} , denklem 3.17 ile bulunur.

$$P_{e2} = \left(\frac{P_r}{P_{kat}}\right)\sum\frac{\pi^2 EI}{(K_{n2}L)^2} \leq 1.6\frac{\pi^2 EI}{(K_{n2}L)^2} \tag{3.17}$$

3.16 ve 3.17 denklemlerindeki P_{kat} kattaki tüm kolonlar üzerinde bulunan düşey yükü(pandül kolonlar dahil), P_r sadece hesap yapılan kolon üzerindeki düşey yük

olarak dikkate alınması gereklidir. Denklem 3.17 ile hesaplanan değer, $\pi^2 EI/L^2$ ifadesinden büyük olabilir ancak denklemin sağ tarafından büyük olamaz.

3.3. Genel Analiz ve Burkulma Boyu Yöntemleri Özet Tabloları

Stabilite analiz yöntemleri olarak adlandırılan ve yukarıdaki bölümlerde detaylı olarak açıklanan;

- Doğrusal Olmayan Analiz İle Genel Analiz
- Yaklaşık İkinci Mertebe Analizi İle Genel Analiz
- Doğrusal Olmayan Analiz İle Burkulma Boyu
- Yaklaşık İkinci Mertebe Analizi İle Burkulma Boyu

yöntemleridir.

Bu yöntemler aşağıda sırasıyla Tablo 3.4, Tablo 3.5 ve Tablo 3.6'da özetlenerek sunulmuştur.

Tablo 3.4. Doğrusal olmayan analiz ile Genel Analiz yöntemi

Genel Analiz Yöntemi		
Analiz Türü	Doğrusal olmayan analiz(Nonlinear)	Doğrusal olmayan analiz(Nonlinear)
Rijitlik	Sabit rijitlik azaltma katsayısı 0.8EA-0.8EI	Değişken rijitlik azaltma katsayısı 0.8EA-0.8τ_bEI
Uygulama sınırı	Sınırsız	Sınırsız
Rijitlik dikkate alınması	$\alpha P_r/P_{ns} \leq 0.5$ durumu $\tau_b = 1$ veya Tüm kombinasyonlarda 0.003αY_i fiktif yük uygulanması	$\alpha P_r/P_{ns} \geq 0.5$ durumu için $\tau_b = 4(\alpha P_r/P_{ns})[1 - ((\alpha P_r/P_{ns}))]$
Yöntem Esasları	B_1 ve B_2 katsayı olarak kullanılmıyor. K=1 alınır. $\alpha P_r/P_{ns} \leq 0.5$ durumu için: B_2≤1.7 ise fiktif yükler sadece düşey yüklerde kullanılacak aksi halde tüm kombinasyonlarda kullanılacak.	B_1 ve B_2 katsayı olarak kullanılmıyor. K=1 alınır. B_2≤1.7 ise fiktif yükler sadece düşey yüklerde kullanılacak aksi halde tüm kombinasyonlarda kullanılacak.

Tablo 3.5. Yaklaşık ikinci mertebe analizi ile Genel Analiz Yöntemi

Genel Analiz Yöntemi		
Analiz Türü	Yaklaşık ikinci mertebe analiz	Yaklaşık ikinci mertebe analiz
Rijitlik	Sabit rijitlik azaltma katsayısı 0.8EA-0.8EI	Değişken rijitlik azaltma katsayısı 0.8EA-0.8τ_bEI
Uygulama sınırı	Düşey yüklerin düşey çerçeveler, kolonlar ve perdeler tarafından taşındığı yapılar.	Düşey yüklerin düşey çerçeveler, kolonlar ve perdeler tarafından taşındığı yapılar.
Rijitliğin dikkate alınması	$\alpha P_r/P_{ns} \leq 0.5$ durumu $\tau_b = 1$ veya Tüm kombinasyonlarda 0.003αY_i fiktif yük uygulanması	$\alpha P_r/P_{ns} \geq 0.5$ durumu için $\tau_b = 4(\alpha P_r/P_{ns})[1 - ((\alpha P_r/P_{ns}))]$
Yöntem Esasları	B_1 katsayısı 2.3 denkleminden, B_2 katsayısı 2.6 denkleminden hesaplanır. B_1 ve B_2 katsayı hesabında azaltılmış rijitlik kullanılarak, K= 1 alınarak hesaplanır. Birinci mertebe analizinden elde edilen değerler 2.1 ve 2.2 denklemlerinde yerine yazılarak ikinci mertebe etkileri bulunur. $\alpha P_r/P_{ns} \leq 0.5$ durumu için: B_2≤1.7 ise fiktif yükler sadece düşey yüklerde kullanılacak aksi halde tüm kombinasyonlarda kullanılacak.	B_1 katsayısı 2.3 denkleminden, B_2 katsayısı 2.6 denkleminden hesaplanır. B_1 ve B_2 katsayı hesabında azaltılmış rijitlik kullanılarak, K= 1 alınrak hesaplanır. Birinci mertebe analizinden elde edilen değerler 2.1 ve 2.2 denklemlerinde yerine yazılarak ikinci mertebe etkileri bulunur. B_2≤1.7 ise fiktif yükler sadece düşey yüklerde kullanılacak aksi halde tüm kombinasyonlarda kullanılacak.

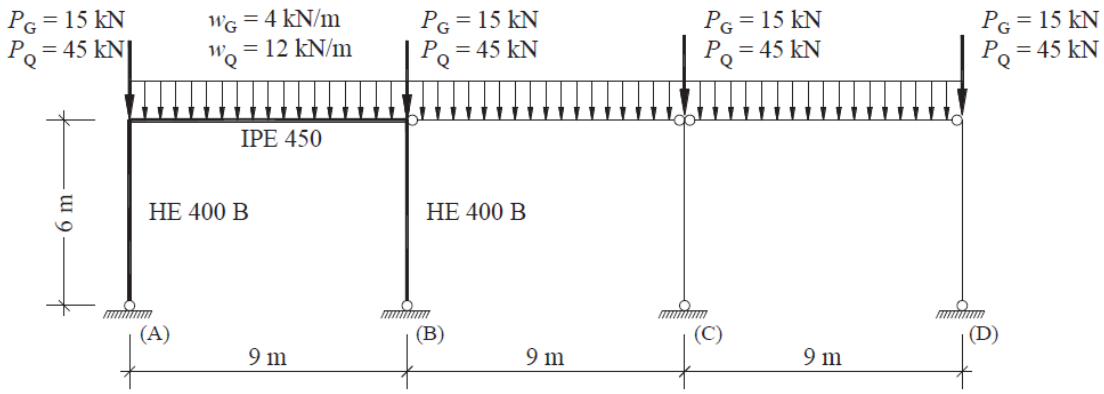
Tablo 3.6. Doğrusal olmayan analiz ve yaklaşık ikinci mertebe analizi ile Burkulma Boyu yöntemi

Burkulma Boyu Yöntemi		
Analiz Türü	Doğrusal olmayan analiz(Nonlinear)	Yaklaşık ikinci mertebe analizi
Uygulama sınırı	1)Düşey yüklerin düşey çerçeveler, kolonlar ve perdeler tarafından taşındığı yapılar. 2) $B_2 \leq 1.5$	1)Düşey yüklerin düşey çerçeveler, kolonlar ve perdeler tarafından taşındığı yapılar. 2) $B_2 \leq 1.5$
Geometrik ön kusurların dikkate alınması	$N_i = 0.002\alpha Y_i$ fiktif yükleri sadece düşey yükleri içeren kombinasyonlarda kullanılacak.(Tablo3.1)	$N_i = 0.002\alpha Y_i$ fiktif yükleri sadece düşey yükleri içeren kombinasyonlarda kullanılacak.(Tablo 3.1)
Rijitliğin dikkate alınması	GA yönteminde uygulanan rijitlik azaltması yerine burkulma boyu katsayısı kullanılarak dayanımların azaltılması ile göz önüne alındığı varsayılır.	GA yönteminde uygulanan rijitlik azaltması yerine burkulma boyu katsayısı kullanılarak dayanımların azaltılması ile göz önüne alındığı varsayılır.
Yöntem Esasları	B_1 ve B_2 katsayı olarak kullanılmıyor. K≥1 alınarak analiz yapılır.	B_1 katsayısı 2.3 denkleminden, B_2 katsayısı 2.6 denkleminden hesaplanır. B_1 ve B_2 katsayı hesabında azaltılmamış rijitlik kullanılarak, K≥1 alınarak hesaplanır. Birinci mertebe analizinden elde edilen değerler 2.1 ve 2.2 denklemlerinde yerine yazılarak ikinci mertebe etkileri bulunur.

3.4. Çerçeve Örneği

Bu bölümde ÇYTHYE-2016 yönetmeliğinde Stabilite analiz yöntemleri olarak verilen ve bölüm 3.3 başlığı altında özetle sunulan tüm stabilite analiz yöntemlerinin uygulaması bir çerçeve sistem üzerinde anlatılmıştır. Örnek olarak ÇYTHYE-2016 yönetmeliği uygulama kılavuzunda stabilite tasarımı anlatımında kullanılan çerçeve sistem dikkate alınmıştır. X-Z düzleminde geometrisi ve servis yükleri aşağıda verilen çerçeve sistemin Burkulma Boyu ve Genel Analiz yöntemlerine göre gerekli dayanımlarının belirlenmesi yapılacaktır. Çerçeve elemanları düzlemde kuvvetli eksenleri etrafında çalıştırılmıştır. A ve B akslarındaki kolonları birbirine bağlayan kirişin ankastre, diğer kirişler mafsallı olarak bağlanmıştır. Tüm kolonlar sabit mesnet olarak temele mesnetlenmiştir. Aks isimleri kolon isimleri olarak ifade edilecektir. Öncelikle YDKT ve GKT yüklemelerine göre birinci mertebe analiz yapılacaktır. Sonrasında her iki stabilite analiz yöntemi için(GA ve BB) yaklaşık ikinci mertebe analiz yapılarak sonuçlar bulunacak ve doğrusal olmayan analiz sonuçlarıyla karşılaştırılacaktır. Analizlerde çerçeve öz ağırlığı ihmal edilmiştir. Çerçeve sistemin oluşturulduğu çeliğin akma gerilmesi $F_y = 275\ N/mm^2$ olarak kabul edilmiştir.

Her iki yöntem için hesap yapılabilmesi için, BB yönteminde yatay yüklerin bulunduğu kombinasyonlarda fiktif yük hesaba katılmadığından ve fiktif yüklerin dikkate alınabileceği elverişsiz yükleme durumlarını oluşturacak kombinasyonlarına göre hesap yapılacaktır. (YDKT:1.2G+1.6Q ve GKT: G+Q)



Şekil 3.6. Çerçeve sistemi ve yük durumları gösterimi

3.4.1. Burkulma boyu yöntemiyle tasarımın yapılması

Burkulma Boyu yöntemine göre sınır durumların incelenmesi:

a) BB yönteminin ilk sınır şartı olan "düşey yükler düşey çerçeveler tarafından taşınmalı" şartını sağlar.

b) $B_2 \leq 1.5$ olduğu varsayılmıştır ve hesap sonunda kontrol edilecektir.

Çerçeve elemanlarının kesit özellikleri Tablo 3.7'de verilmiştir.

Tablo 3.7. Çerçeve elemanları kesit özellikleri

Kesit Özellikleri	HE400B(Kolon)	IPE450(Kiriş)
A_g:Kayıpsız enkesit alanı mm^2	19800	9880
h:etkin kesit yüksekliği mm	298	378.8
b_f:Başlık genişliği mm	300	300
t_w:Gövde kanlığı mm	13.5	9.4
t_f:Başlık kalınlığı mm	24	14.6
i_x:atalet yarıçapı mm	170.8	184.8
i_y:atalet yarıçapı mm	74	41.2
I_x:Atalet momenti mm^4	57680(10^4)	33740(10^4)
I_y:Atalet momenti mm^4	10820(10^4)	1676(10^4)
W_{px}:Plastik mukavemet momenti mm^3	3231(10^3)	1702(10^3)
W_{ex}:Elastik mukavemet momenti mm^3	2884(10^3)	1500(10^3)
J: Burulma sabiti mm^4	355(10^4)	66.87(10^4)
C_w: Çarpılma sabiti mm^6	3817152(10^6)	791005(10^6)

K katsayısı, çerçeve sistemin yatay ötelemesi tutulu olmadığı için, Şekil 3.3. nomogramı kullanılarak ve bölüm 3.2.4.3'deki varsayımlar dikkate alınarak hesaplanacaktır. Hesap detayları Tablo 3.8'de sunulmuştur.

Tablo 3.8. Çerçeve örneği K katsayısı hesabı

A Kolonu	B Kolonu
G_A:Kolon üst, G_B:Kolon alt düğüm noktalarını ifade eder. $G_A = \frac{\sum(E_c I_c/L_c)}{\sum(E_g I_g/L_g)}$ E sabit olarak alınacaktır. Kiriş rijitliği 2/3(0.67) ile azaltılacaktır. $G_A = \frac{57680*10^4/6000}{0.67*33740*10^4/9000} = 3.85$ G_B= 10 olarak alınır. $K_A = \sqrt{\frac{G_A(1.6G_B+4.0)+(4G_B+7.5)}{G_A+G_B+7.5}}$ $= \sqrt{\frac{3.85(1.6*10+4.0)+(4*10+7.5)}{3.85+10+7.5}}$ K_A=2.41	G_A:Kolon üst, G_B:Kolon alt düğüm noktalarını ifade eder. $G_A = \frac{\sum(E_c I_c/L_c)}{\sum(E_g I_g/L_g)}$ E sabit olarak alınacaktır. Kiriş rijitliği 2/3(0.67) ile azaltılacaktır. $G_A = \frac{57680*10^4/6000}{0.67*33740*10^4/9000} = 3.85$ G_B= 10 olarak alınır. $K_B = \sqrt{\frac{G_A(1.6G_B+4.0)+(4G_B+7.5)}{G_A+G_B+7.5}}$ $= \sqrt{\frac{3.85(1.6*10+4.0)+(4*10+7.5)}{3.85+10+7.5}}$ K_B=2.41

GKT ve YDKT yükleme durumlarından elemanlara gelen yük değerlerinin hesabı ve stabilite tasarımları yapılacaktır. Stabilite tasarımında geometrik ön kusurların dikkate alınmasında fiktif yük prensibi uygulanacaktır. BB yöntemi ile stabilite tasarımı yapıldığı durumlarda geometrik ön kusurların fiktif yük olarak dikkate alınması durumunda yatay yüklerin bulunmadığı kombinasyonlar dikkate alınmaktadır. Bu nedenle YDKT ve GKT yükleme durumları (kombinasyonlar) için elverişsiz durumu düşey yükler oluşturacaktır. YDKT ve GKT yük durumlarından elemanlara gelen yükler ve fiktif yük hesabı Tablo 3.9'da gösterilmiştir.

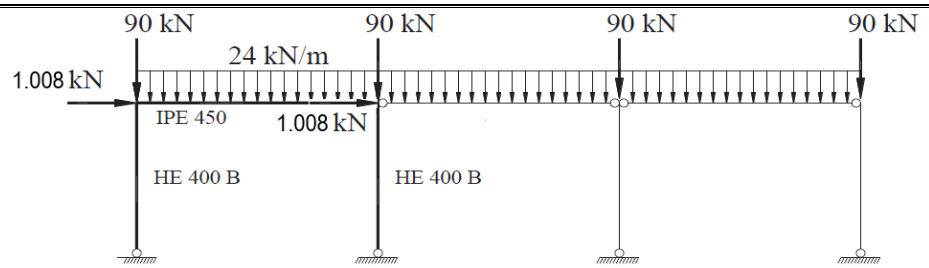
Tablo 3.9. YDKT ve GKT yükleme durumları için elemanlara gelen yüklerin belirlenmesi

YDKT	GKT
$w_u = 1.2w_g + 1.6w_q$ =1.2(4)+1.6(12)=24kN/m	w_a=$w_g + w_q$ =4+12=16kN/m
$P_u = 1.2P_g + 1.6P_q$ =1.2(15)+1.6(45)=90kN	$P_a = P_g + P_q$ =15+45=60kN
Bu yükler, sistem analizinde kullanılmak üzere, YDKT için α =1 katsayısı ile, GKT yüklemesi için α =1.6 katsayısı ile çarpılacaktır.	
α=1 w_u=1(24)=24kN/m P_u=1(90)=90 kN	α=1.6 w_a=1.6(16)=25.6kN/m $P_a = 1.6(60) = 96kN$
Geometrik önkusurların stabiliteye etkileri fiktif kuvvetler kullanılarak hesaba katılacaktır. N_i=0.002αY_i Sistemin düğüm noktalarının konumundaki geometrik ön kusurları temsil den yatay fiktif yükler, YDKT ve GKT yük birleşimleri için ayrı ayrı olmak üzere, hesaplanacaktır.	
α=1 $Y_i = 24(3)(9) + 90(4) = 1008kN$ $N_i = 0.002(1)(1008) = 2.016$	α=1.6 $Y_i = 16(3)(9) + 60(4) = 672kN$ $N_i = 0.002(1.6)(672) = 2.150kN$
Bulunan fiktif yük değerlerini yatayda taşıyıcı olan A ve B kolonları taşıyacaktır. A ve B kolon rijitlikleri eşdeğer olduğundan fiktif yükler ikiye bölünerek elemanlara yüklenebilir.	

YDKT yüklemesinden oluşan birinci mertebe analiz sonuçları Tablo 3.10'da gösterilmiştir.

Tablo 3.10. Birinci mertebe YDKT yüklemesi analiz sonuçları

YDKT



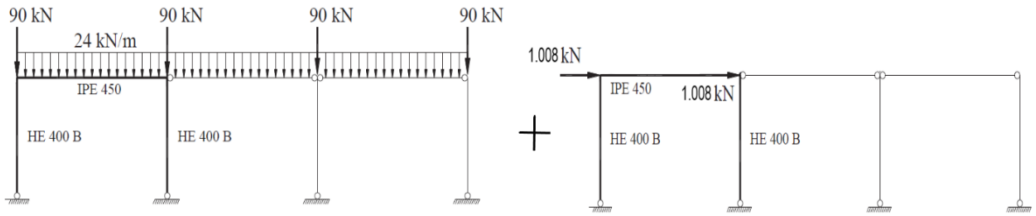
Çerçeve sistemi YDKT yüklemesi görünümü

Yatay taşıyıcı çerçeve sistemi oluşturan kolon elemanları A ve B kolonlarıdır. Bu nedenle stabilite tasarımında A ve B elemanları incelenecektir. Elemanların moment değerlerindeki işaretler, pozitif veya negatif moment oluştuğunu, eksenel kuvvetlerde ki işaretler negatif(-) basıncı(B); pozitif(+) işaret çekmeyi(Ç) ifade eder.

Birinci mertebe analiz sonuçları

	A Kolonu	B Kolonu
Üst uç moment(kNm)	121.82	-133.92
Alt uç moment(kNm)	0	0
Eksenel Kuvvet(kN)	-196.66(B)	-307.34(B)
Kesme(kN)	-20.3	22.32
Üst uç deplasman(mm)	1.556	1.467

Yaklaşık ikinci mertebe analiz yöntemi ile tasarımda çerçeve sistemi düşey yükler altında yer değiştirme yapmadığı varsayımı ile iki yükleme durumuna ayrılacaktır. Sadece düşey yüklerin etkidiği ve sadece yatay yüklerin etkidiği sistem olmak üzere;



YDKT yüklemesi çerçeve sistemi ayırımı

Düşey ve yatay yüklemelerden SAP2000 programıyla elde edilen birinci mertebe analiz sonuçları(YDKT)

Sadece düşey yüklerden oluşan sonuçlar	Sadece fiktif yüklerden oluşan sonuçlar
A Kolunu Moment: 127.87kNm(üst uç)	A Kolunu Moment: -6.05kNm(üst uç)
B Kolunu Moment: -127.87kNm(üst uç)	B Kolunu Moment: -6.05kNm(üst uç)
A Kolonu eksenel: -198kN(B)	A Kolonu eksenel: 1.34kN(Ç)
B Kolonu eksenel: -306kN(B)	B Kolonu eksenel: -1.34kN(B)

3.4.1.1. YDKT yüklemesi durumunda yaklaşık ikinci mertebe etkilerin belirlenmesi

Yaklaşık ikinci mertebe etkilerin belirlenebilmesi için;

M_r=B_1M_{nt} +B_2M_{lt} ve P_r=P_{nt} +B_2P_{lt}

denklemlerindeki B_1 ve B_2 katsayılarını belirlenmesi gerekir. YDKT yüklemesi için katsayıların hesabı Tablo 3.11 de gösterilmiştir.

Tablo 3.11. YDKT yüklemesi B katsayıları hesabı

B_1	B_2
$B_1 = \dfrac{C_m}{1-\dfrac{\alpha P_r}{P_{el}}} \geq 1$	$B_2 = \dfrac{1}{1-\dfrac{\alpha P_{kat}}{P_{e,kat}}} \geq 1$
Sistemin yatayda yer değiştirmediği durum(sadece düşey yüklerden oluşan etkiler) incelendiğinden C_m katsayısı aşağıdaki gibi hesaplanır. C_m=0.6-0.4(M_1/ M_2) C_m=0.6-0.4(0/121.82)=0.6 olarak bulunur ancak eğilme düzleminde mesnetler arasında yanal yüklerin etkidiği elemanlarda C_m=1 alınması önerilmektedir.Güvenli bölgede kalınarak C_m=1 alınabilir. $P_e = \dfrac{\pi^2 EI}{(K_1L)^2} = \dfrac{\pi^2 200000(57680)(10^4)}{(1(6000))^2}$ P_e=31626.6kN P_e:Eleman uç noktalarının yanal yerdeğiştirme yapmadığı varsayımı altında hesaplanan düzlemdeki elastik burkulma burkulma yükü olduğundan K_1 katsayısı Şekil 3.4 ile gösterilen nomogramdan hesaplanmalı ancak yönetmelik gereği burkulma analizi ile kanıtlanmadıkça K < 1 alınması uygun değildir. Bu nedenle K_1=1 alınacaktır. B kolonu için: P_r=P_{nt} + P_{lt}=(-306)+(-1.34)=-307.34kN $B_1 = \dfrac{1}{1-\dfrac{307.34}{31626.6}} = 1.010 > 1$ A Kolonu için: P_r=P_{nt} + P_{lt}=(-198)+(1.34)=-196.66kN $B_1 = \dfrac{1}{1-\dfrac{196.66}{31626.6}} = 1.006 > 1$	P_{kat}, P_{mf}: Gelen düşey yükleri ifade ettiğinden sadece düşey yüklerin olduğu yüklemeden alınmıştır.(Düşey ve yatay yüklerin bulunduğu sistemden alınsa da R_M sonucu değişmez.) Δ_H: Düşey ve yatay yüklerin bulunduğu yüklemeden alınmıştır. Deplasmanı en büyük olan, A kolonu deplasmanı kullanılmıştır. Tüm sistem için aynı B_2 katsayısı kullanılacaktır. P_{kat}=1008kN $R_M = 1 - 0.15(P_{mf}/P_{kat})$ $R_M = 1 - 0.15\left(\dfrac{198+306}{1008}\right)$ R_M=0.925 $P_{e,kat} = R_M \dfrac{HL}{\Delta_H}$ $P_{e,kat} = 0.925\dfrac{2.016(6000)}{1.556}$ $P_{e,kat}$=7190.7 kN $B_2 = \dfrac{1}{1-\dfrac{1008}{7190.7}} = 1.163$ B_2=1.163<1.5 olduğundan burkulma boyu yöntemi uygulanabilir.

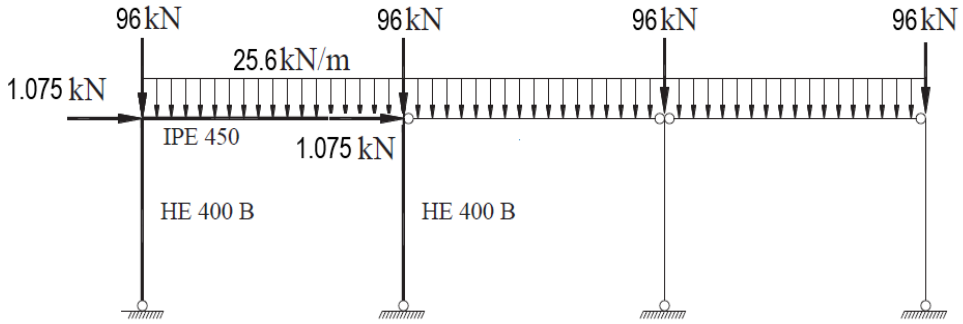
İkinci mertebe etkilerini de içeren iç kuvvetlerin hesabı Tablo 3.12 ile gösterilmiştir.

Tablo 3.12. YDKT yüklemesi ikinci mertebe değerlerinin belirlenmesi

M_{rA}=B_1M_{nt} +B_2M_{lt}	P_{rA}=P_{nt} +B_2P_{lt}
M_{rA}=1.006(127.87)+1.163(-6.05)	P_{rA}=-198+1.163(-1.34)
M_{rA}=121.6kNm	P_{rA}=-196.44kN
M_{rB}=B_1M_{nt} +B_2M_{lt}	P_{rB}=P_{nt} +B_2P_{lt}
M_{rB}=1.01(-127.87)+1.163(-6.05)	P_{rB}=-306+1.163(-1.34)
M_{rB}=-136.18kNm	P_{rB}=-307.56kN

GKT yüklemesinden oluşan birinci mertebe analiz sonuçları Tablo 3.13'te gösterilmiştir.

Tablo 3.13. Birinci mertebe GKT yüklemesi analiz sonuçları

GKT


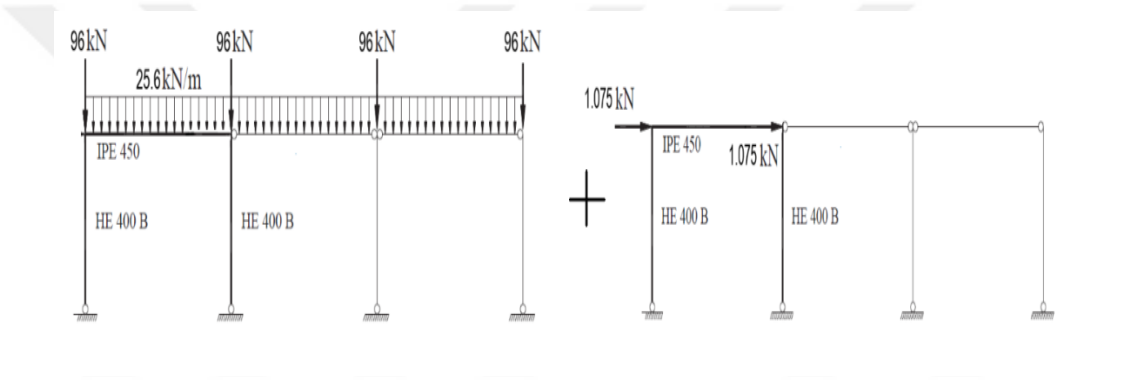
Çerçeve GKT yüklemesi görünümü

Yatay taşıyıcı çerçeve sistemi oluşturan kolon elemanları A ve B kolonlarıdır. Bu nedenle stabilite tasarımında A ve B elemanları incelenecektir. Elemanların moment değerlerindeki işaretler pozitif veya negatif moment oluşturduğunu, eksenel kuvvetlerde ki işaretler negatif(-), basıncı(B); pozitif(+) işaret çekmeyi(Ç) ifade eder. GKT yönteminde α=1.6 kat yüklemelerinden oluşan değerler ve değerlerin α=1.6 katsayısına bölünmesiyle gerçek değerlerin bulunması gösterilmiştir.

Tablo 3.13. (Devam) Birinci mertebe GKT yüklemesi analiz sonuçları

GKT yüklemesi birinci mertebe değerleri

	A Kolonu	B Kolonu	A/1.6	B/1.6
Üst uç moment(kNm)	129.94	-142.85	81.21	-89.28
Alt uç moment(kNm)	0	0	0	0
Eksenel Kuvvet(kN)	-209.77	-327.83	-131.11	-204.89
Kesme(kN)	-21.66	23.81	-13.54	14.88
Üst uç deplasman(mm)	1.66	1.564	1.04	0.98



GKT yüklemesi çerçeve sistemi ayrımı

Düşey ve yatay yüklemelerden SAP2000 programıyla elde edilen birinci mertebe analiz sonuçları(GKT)	
Sadece düşey yüklerden oluşan değerler	Sadece yatay yüklerden oluşan değerler
M_A:136.39kNm(136.39/1.6=85.24) M_B:-136.9kNm(136.39/1.6=-85.24) P_A:-211.2kN(211.2/1.6=-132)(B) P_B: -326.4kN(326.4/1.6=-204)(B)	M_A:- 6.45 kNm(6.45/1.6=-4.03) M_B:-6.45kNm(6.45/1.6=-4.03) P_A: 1.43 kN(1.43/1.6=0.89) (Ç) P_B: -1.43 kN(1.43/1.6=-0.89)(B)

3.4.1.2. GKT yüklemesi durumunda yaklaşık ikinci mertebe etkilerin belirlenmesi

Yaklaşık ikinci mertebe etkilerin belirlenebilmesi için;

$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$

$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$

denklemlerindeki B_1 ve B_2 katsayılarını belirlenmesi gerekir. GKT yüklemesi için katsayıların hesabı Tablo 3.14 ile gösterilmiştir.

Tablo 3.14. GKT yüklemesi B katsayılarının hesabı

B_1	B_2
$B_1 = \dfrac{C_m}{1-\dfrac{\alpha P_r}{P_{el}}} \geq 1$	$B_2 = \dfrac{1}{1-\dfrac{\alpha P_{kat}}{P_{e,kat}}} \geq 1$
Sistemin yatayda yer değiştirmediği durum(sadece düşey yüklerden oluşan etkiler) incelendiğinden C_m katsayısı aşağıdaki gibi hesaplanır. C_m=0.6-0.4(M_1/ M_2) C_m=0.6-0.4(0/89.28)=0.6 olarak bulunur ancak eğilme düzleminde mesnetler arasında yanal yüklerin etkidiği elemanlarda C_m=1 alınması önerilmektedir. Güvenli bölgede kalınarak C_m=1 alınabilir. $P_e = \dfrac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \dfrac{\pi^2 200000(57680)(10^{4)}}{(1(6000))^2}$ P_e=31626.6kN P_e:Eleman uç noktalarının yanal yerdeğiştirme yapmadığı varsayımı altında hesaplanan düzlemdeki elastik burkulma burkulma yükü olduğundan K_1 katsayısı Şekil 3.4 ile gösterilen nomogramdan hesaplanmalı ancak yönetmelik gereği burkulma analizi ile kanıtlanmadıkça $K < 1$ alınması uygun değildir. K_1=1 B kolonu: P_r=$P_{nt} + P_{lt}$=(-326.4)+(-1.43) =-327.83kN $B_1 = \dfrac{1}{1-\dfrac{327.83}{31626.6}} = 1.010 > 1$ A Kolunu: P_r=$P_{nt} + P_{lt}$=(-211)+(1.43)=-209.57kN $B_1 = \dfrac{1}{1-\dfrac{209.57}{31626.6}} 1.007 > 1$	P_{kat}, P_{mf}: Gelen düşey yükleri ifade ettiğinden Sadece düşey yüklerin olduğu yüklemeden alınmıştır.(Düşey ve yatay yüklerin bulunduğu sistemden alınsa da R_M sonucu değişmez.) Δ_H: Düşey ve yatay yüklerin bulunduğu yüklemeden alınmıştır. Deplasmanı en büyük olan A kolon deplasmanı kullanılmıştır. Tüm sistem için aynı B_2 katsayısı kullanılacaktır. αP_{kat}=1.6(672)=1075.2 kN $R_M = 1 - 0.15(P_{mf}/P_{kat})$ $R_M = 1 - 0.15\left(\dfrac{132+204}{672}\right)$ R_M=0.925 $P_{e,kat} = R_M \dfrac{HL}{\Delta_H}$ $P_{e,kat} = 0.925\dfrac{2.15(6000)}{(1.66/1.6)}$ $P_{e,kat}$=11501.2 kN $B_2 = \dfrac{1}{1-\dfrac{1075.2}{11501.2}} = 1.103$ B_2=1.103<1.5 olduğundan burkulma boyu yöntemi uygulanabilir.

İkinci mertebe etkilerini içeren iç kuvvetlerin hesabı Tablo 3.15 ile gösterilmiştir.

Tablo 3.15. GKT yüklemesi ikinci mertebe değerlerinin belirlenmesi

M_{rA}=B_1M_{nt} +B_2M_{lt}	P_{rA}=P_{nt} +B_2P_{lt}
M_{rA}=1.007(85.24)+1.103(-4.03)	P_{rA}=(-132)+1.103(0.89)
M_{rA}=81.39kNm	P_{rA}=-131.02kN
M_{rB}==B_1M_{nt} +B_2M_{lt}	P_{rB}=P_{nt} +B_2P_{lt}
M_{rB}=1.01(-85.24)+1.103(-4.03)	P_{rB}=(-204)+1.103(-0.89)
M_{rB}=-90.53kNm	P_{rB}=-204.98kN

3.4.1.3. Burkulma boyu yöntemi ile ÇYTHYE'ye göre kolonların tasarımı

C ve D kolonları ile B-C ve C-D aksları arasındaki kirişler iki ucu mafsallı elemanlar olduğundan sistem stabilitesine katkıları bulunmamaktadır(pandül kolonlar). Bu nedenle, C ve D kolonlarının kesit hesapları, eksenel kuvvetlerine bağlı olarak ve K=1 alınarak yapılır. A ve B kolonlarının tasarımı için belirlenen K=2.41 katsayısı kullanılacaktır. HE400B enkesitine sahip A ve B kolonları için tasarım yapılacaktır. C ve D kolonlarının stabiliteye katkısı olmadığından tasarımları yapılmayacaktır.

HE4000B enkesitli elemanın karakteristik basınç kuvveti dayanımının belirlenmesi:

ÇYTHYE-2016 yönetmeliği bölüm 5.4 uyarınca, Yerel burkulma sınır durumu için enkesit sınıflandırılması:

Başlık parçası(ÇYTHYE Tablo 5.1, Durum 1)

$$\lambda=\frac{b}{t}=\frac{b_f}{2t_f}=\frac{300}{2(24)}=6.25\leq\lambda_r=0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}=0.56\sqrt{\frac{200000}{275}}=15.1$$

Gövde parçası (ÇYTHYE Tablo 5.1A, Durum 5)

$$\lambda=\frac{h}{t_w}=\frac{298}{13.5}=22.07\leq\lambda_r=1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}=1.49\sqrt{\frac{200000}{275}}=40.18$$

Yerel burkulma sınır durumuna göre enkesit, başlık ve gövde parçalarının genişlik/kalınlık oranları ÇYTHYE Tablo 5.1A da verilen λ_r sınır değerini aşmadığından narin olmayan enkesit olarak değerlendirilir.

ÇYTHYE Bölüm 8.2.1 uyarınca, eleman eksenel basınç kuvveti dayanımını, x (güçlü eksen) ve y asal eksenleri(zayıf eksen) etrafında eğilmeli burkulma sınır durumları esas alınarak hesaplanan dayanımların küçüğü belirleyecektir.

Eğilmeli burkulma sınır durumunda asal eksenlere göre eleman burkulma boyları

L_{cx}=$K_x L_x$=2.41(6000)=14460

L_{cy}=$K_y L_y$=1(6000)=6000

Narinlik oranları,

$\frac{L_{cx}}{i_x} = \frac{14460}{170.8} = 84.66 \leq 200$

$\frac{L_{cy}}{i_y} = \frac{6000}{74} = 81 \leq 200$

ÇYTHYE Bölüm 8.1.1 uyarınca, narinlik oranları $L_c/i \leq 200$ koşulunu sağlamaktadır.

Eğilmeli burkulma sınır durumunda karakteristik basınç kuvveti dayanımı, P_n,

$(L_c/i)_{maks} = \left(\frac{L_{cx}}{i_x}; \frac{L_{cy}}{i_y}\right) maks = (84.66; 81)_{maks} = 84.66$

olduğundan, elemanın eksenel basınç kuvveti dayanımını, x- asal eksenindeki K katsayısı nedeniyle eğilmeli burkulma sınır durumu belirleyecektir. Eğilmeli burkulma sınır durumunda kritik burkulma gerilmesi F_{cr} için elastik burkulma gerilmesi, F_e;

$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cx}}{i_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 (200000)}{(84.66)^2} = 275.41\ N/mm^2$

ÇYTHYE Bölüm 8.2 uyarınca,

$84.66 \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\sqrt{\frac{200000}{275}} = 127.02$

olduğundan,

$F_{cr} = \left[(0.658)^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y = \left[(0.658)^{\frac{275}{275.41}}\right] 275 = 181.06\ N/mm^2$

Karakteristik basınç kuvveti dayanımı, P_n

$P_n = F_{cr} A_g = 181.06(19800) = 3585 kN$

HE4000B enkesitli elemanın karakteristik eğilme momenti dayanımının belirlenmesi:

HE400B karakteristik eğilme momenti dayanımının x-ekseni(güçlü ekseni) etrafında eğilme durumunda belirlenmesi, ÇYTHYE bölüm 5.4 uyarınca, yerel burkulma sınır durumu için enkesit sınıflandırılması:

Başlık parçası (ÇYTHYE Tablo5.1.B, Durum10)

$$\lambda=\frac{b}{t}=\frac{b_f}{2t_f}=\frac{300}{2(24)}=6.25\leq\lambda_p=0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}=0.38\sqrt{\frac{200000}{275}}=10.25$$

Gövde parçası (ÇYTHYE Tablo 5.1A, Durum 5)

$$\lambda=\frac{h}{t_w}=\frac{298}{13.5}=22.07\leq\lambda_p=3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}=3.76\sqrt{\frac{200000}{275}}=101.40$$

Yerel burkulma sınır durumuna göre enkesitin başlık ve gövde parçalarının genişlik/kalınlık oranları ÇYTHYE Tablo 5.1B de verilen λ_r sınır değerini aşmadığından, enkesit kompakt olarak değerlendirilir.

Bu durumda, kuvvetli asal ekseni etrafında eğilme etkisindeki, çift simetrili I-enkesitli elemanın karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n ÇYTHYE bölüm 9.2 uyarınca belirlenecektir.

Akma sınır durumunda karakteristik eğilme momenti dayanımı, M_n

M_n=M_p=F_yW_{px}=275(3231)10^{-3}=888.53 kNm

Yanal burulmalı burkulma sınır durumunda karakteristik eğilme dayanımı, M_n

HE400B başlığının yanal burulmalı burkulmaya karşı desteklenmeyen uzunluğu, L_b=6000mm olarak belirlenir.

$$L_p=1.76i_y\sqrt{\frac{E}{F_y}}=1.76(74)\sqrt{\frac{200000}{275}}=3559mm<L_b=6000mm$$

C=1.0

$$i_{ts}=\frac{b_f}{\sqrt{12\left(1+\frac{1}{6}\frac{ht_w}{b_ft_f}\right)}}=\frac{300}{\sqrt{12\left(1+\frac{1}{6}\frac{298(13.5)}{300(24)}\right)}}=82.83\,mm$$

$$h_o=d-t_f=400-24=376\,mm$$

Değerleri ile elastik olmayan yanal burkulma sınır uzunluk değeri L_r hesaplanır.

$$L_r = 1.95 i_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{W_{ex}h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{W_{ex}h_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}}$$

$$= 1.95(82.83)\frac{200000}{0.7(275)} \sqrt{\frac{355(10^4)}{2884(10^3)(376)} + \sqrt{\left(\frac{355(10^4)}{2884(10^3)(376)}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7(275)}{200000}\right)^2}}$$

=14430 mm

$$L_p = 3559mm < L_b = 6000mm < L_r = 14430mm$$

olduğundan, karakteristik eğilme momenti dayanımı M_n, ÇYTHYE bölüm 9.2.2 uyarınca belirlenir.

Yanal stabilite bağlantısı ile desteklenen noktalar arasındaki eleman uzunluğu L_b=6000mm, boyunca eğilme momenti M_{maks}, M_A, M_B ve $M_C$momentleri ile ÇYTHYE bölüm 9.1(c) uyarınca, moment düzeltme katsayısı, C_b belirlenir.

$$C_b = \frac{12.5M_{maks}}{2.5M_{maks} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

Kolon moment dağılımı üçgen moment diyagramı oluşturduğundan momentleri ifade eden değerler, en büyük momentin (M_{maks}) oranı şeklinde yazılmıştır.

$$C_b = \frac{12.5(1)}{2.5(1) + 3(0.25) + 4(0.5) + 3(0.75)} = 1.667$$

$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - 0.7F_yW_{ex})\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \leq M_p$$

$$M_n = 1.667\left[888.53 - (888.53 - 0.7(275)2884(10^{-3})\left(\frac{6000 - 3559}{14430 - 6000}\right)\right]$$

M_n=1213.2 kNm ≤ M_p=888.53kNm

olduğundan, yanal burulmalı burkulma sınır durumunda karakteristik moment dağılımı, M_n

$M_n = M_p$ =888.53 kNm

ÇYTHYE bölüm 9.2 uyarınca, en küçük eğilme momenti dayanımı M_n, akma sınır durumunda elde edildiğinden, dayanım hesabında bu sınır durum belirleyicidir.

YDKT ve GKT yöntemleri için kolonların dayanım sınır durumları Tablo 3.16'da hesaplanmıştır.

Tablo 3.16. Burkulma boyu yöntemi kolon tasarımı

YDKT	GKT
Kolonun tasarım basınç kuvveti dayanımı: $P_d = \phi_c P_n = 0.90(3585) = 3226.5\ kN$	Kolonun tasarım basınç kuvveti dayanımı: $P_d = P_n/\Omega_c = 3585/1.67 = 2146.7kN$
Kolonun tasarım eğilme momenti dayanımı: $M_d = \phi_c M_n$=0.9(888.53)=799.68kNm	Kolonun tasarım eğilme momenti dayanımı: $M_d = M_n/\Omega_c$=888.53/1.67=532kNm

3.4.1.4. Bileşik etkilerin dikkate alınması

A ve B kolonlarının bileşik etkilerinin dikkate alınması ÇYTHYE Bölüm 11.1'e göre Tablo 3.17 ve Tablo 3.18 ile gösterilmiştir.

Tablo 3.17. A Kolonu için YDKT ve GKT yüklemesi kapasite oranı

YDKT	GKT
P_r/P_c=(196.44/3326.5)=0.06<0.2 olduğundan ÇYTHYE 11.1b denklemi kullanılacaktır.	P_r/P_d=(130.96/2146.7)=0.06<0.2 olduğundan ÇYTHYE 11.1b denklemi kullanılacaktır.
$Kapasite\ Oranı: \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right)$, M_{ry}=0 $K.O.: \frac{196.44}{2(3326.5)} + \left(\frac{121.6}{799.68}\right)$ K.O.=0.03+0.152=0.182	$Kapasite\ Oranı: \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right)$, M_{ry}=0 $K.O.: \frac{131.02}{2(2146.7)} + \left(\frac{81.39}{532}\right)$ K.O.=0.031+0.153=0.184
0.182<1 için oran sağlanır.	0.184<1 için oran sağlanır.

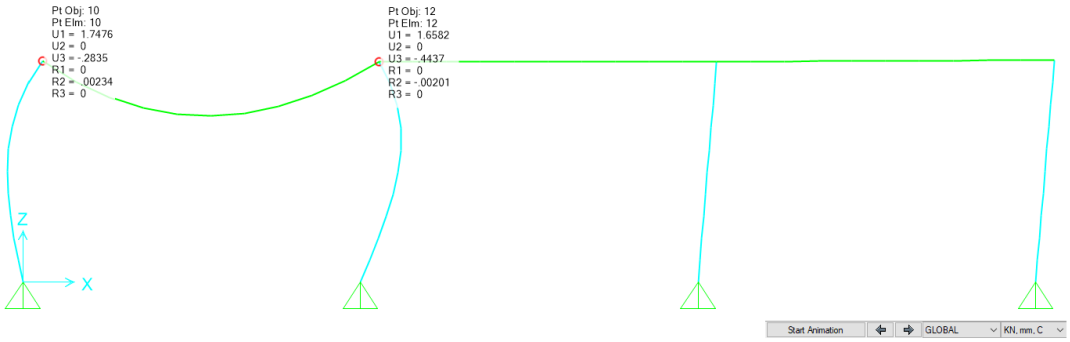
Tablo 3.18. B Kolonu için YDKT ve GKT yüklemesi kapasite oranı

YDKT	GKT
P_r/P_c=(307.56/3326.5)=0.09<0.2 olduğundan ÇYTHYE 11.1b denklemi kullanılacaktır.	P_r/P_d=(205.04/2146.7)=0.10<0.2 olduğundan ÇYTHYE 11.1b denklemi kullanılacaktır.
$Kapasite\ Oranı: \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right)$, M_{ry}=0 $K.O.: \frac{307.56}{2(3326.5)} + \left(\frac{136.18}{799.68}\right)$ K.O.=0.05+0.170=0.22	$Kapasite\ Oranı: \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right)$, M_{ry}=0 $K.O.: \frac{204.98}{2(2146.7)} + \left(\frac{90.53}{532}\right)$ K.O.=0.05+0.170=0.22
0.22<1 için oran sağlanır.	0.22<1 için oran sağlanır.

3.4.1.5. Sap2000 doğrusal olmayan analiz sonuçları

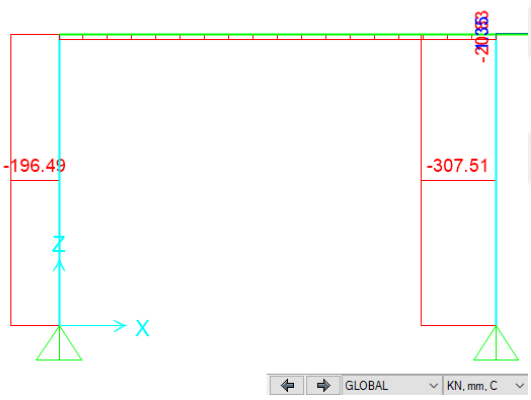
Programa eleman öz kütleleri dahil edilmemiştir. Hesaplanan Burkulma boyu katsayısı K=2.41 olarak programa elle girilmiştir. YDKT ve GKT yöntemleri için sap2000 sonuçları Tablo 3.19 ve Tablo 3.20 ile gösterilmiştir.

Tablo 3.19. Burkulma Boyu yöntemi YDKT yüklemesi doğrusal olmayan analizi sonuçları

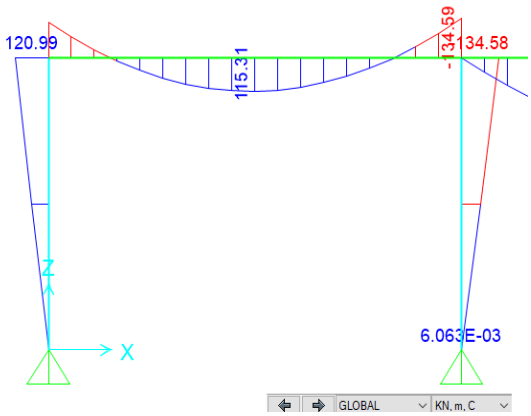


Burkulma boyu YDKT yüklemesi ikinci mertebe analizi sistem deplasmanı

B_2=Δ_2/Δ_1=1.748/1.556=1.12



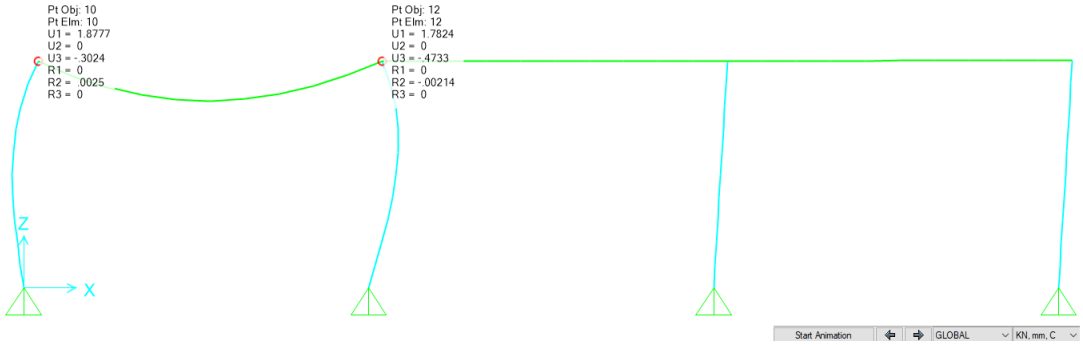
YDKT ikinci mertebe eksenel kuvvet



YDKT ikinci mertebe moment

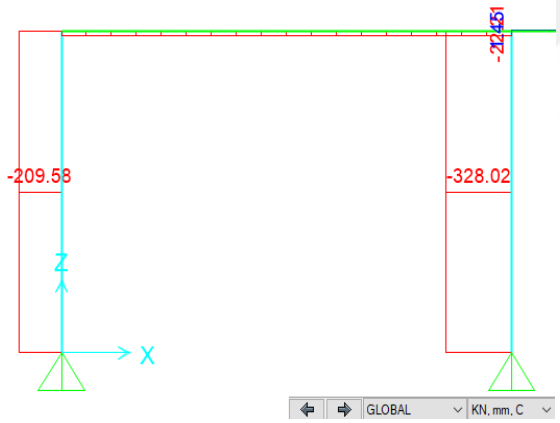
P_{rA}= -196.49kN	M_{rA}= 120.99kNm
P_{rB}= -307.51kN	M_{rB}= -134.58kNm

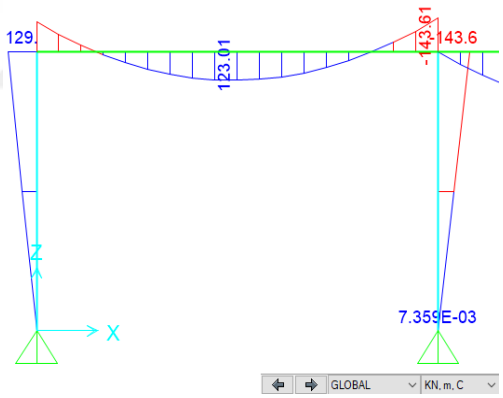
Tablo 3.20. Burkulma Boyu yöntemi GKT yüklemesi doğrusal olmayan analizi sonuçları



Burkulma boyu GKT yüklemesi ikinci mertebe analizi sistem deplasmanı

B_2=Δ_2/Δ_1=1.878/1.660=1.13





GKT ikinci mertebe eksenel kuvvet

GKT ikinci mertebe moment

P_{rA}= -209.58/1.6= -130.99kN

P_{rB}= -328.02/1.6= -205.01kN

M_{rA}= 129/1.6= 80.63kNm

M_{rB}= -143.6/1.6= -89.75kNm

Tablo 3.21 ile yaklaşık ikinci mertebe analizi ve nonlinear analiz sonuçları özetlenmiştir.

Tablo 3.21. Burkulma Boyu yöntemi yaklaşık ikinci mertebe ile doğrusal olmayan analiz sonuçlarının karşılaştırması.

	BB Yöntemi Yaklaşık İkinci Mertebe Analizi		BB Yöntemi Doğrusal Olmayan Analizi(Sap2000)	
	YDKT	GKT	YDKT	GKT
P_{rA}(kN)	-196.44	-131.02	-196.49	-130.99
P_{rB}(kN)	-307.56	-204.98	-307.51	-205.01
M_{rA}(kNm)	121.6	81.39	120.99	80.63
M_{rB}(kNm)	-136.18	-90.53	-134.58	-89.75
Δ	Δ_1=1.556	Δ_1=1.66	Δ_2=1.748	Δ_2=1.878
(B_2) Δ_2/Δ_1(mm)	B_2=1.163 (Denklem hesabı B_2)	B_2=1.103 (Denklem hesabı B_2)	Δ_2/Δ_1=1.748/1.556 Oran hesabı(B_2) =1.12	Δ_2/Δ_1=1.878/1.66 Oran hesabı(B_2) =1.13

GKT yük kombinasyonları ile tasarımda 1.6 kat yüklemelerden oluşan değerler tekrardan 1.6 ile bölünerek gösterilmiştir ancak deplasman değerlerinde orandan oluşacak fark olmadığından bölünmeden aynen kullanılmıştır. Yaklaşık ikinci mertebe analizinde B_1 ve B_2 katsayıları ile işlem yapıldığından katsayılar denklemlerden elde edilir. Doğrusal olmayan analizde şekil değiştirmeler dikkate alındığından B_1'in hesaplanmasına ihtiyaç yoktur, B_2 katsayısı ise oran (ikinci mertebe deplasmanı/ birinci mertebe deplasmanı) ile bulunur.

3.4.2. Genel analiz yöntemiyle tasarımın yapılması

YDKT ve GKT yük birleşimleri altındaki sistemlerin GA yöntemiyle stabilite tasarımında, doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin etkisini yaklaşık olarak dikkate almak üzere, eleman rijitlikleri azaltılması gerekmektedir. Kolon eksenel değerlerinin eksenel kapasitelerine oranının $\alpha P_r/P_{ns} \leq 0.5$ koşulunun sağladığı varsayılmıştır. Elemanların eğilme, kesme ve eksenel rijitlikleri 0.8 katsayısı ile çarpılarak azaltılmıştır. Analiz sonunda varsayılan koşulun sağlayıp sağlamadığı kontrol edilecektir.

Burkulma boyu yönteminde yapılan yaklaşık ikinci mertebe analizi ile genel analiz yöntemiyle yaklaşık ikinci mertebe analizi arasında rijitlik azalması farkı olduğundan yükleme durumlarından oluşan eksenel, kesme ve eğilme momenti değerlerinde kayda değer bir değişim olmayacaktır. Sadece deplasman değerlerinin sonuçları değişecektir. Bu sebeple BB yönteminde bulunan iç kuvvetler ve rijitliği azaltılmış sistem deplasmanı Tablo 3.22'de verilmiştir. Yaklaşık ikinci mertebe analizi için yapılan sistem yükleme durumları ayrımı Tablo 3.23 ve Tablo 3.24 ile sunulmuştur.

Tablo 3.22. Genel analiz yöntemi YDKT ve GKT yüklemeleri birinci mertebe analizi

	YDKT		GKT			
	A Kolonu	B Kolonu	A Kolonu	B Kolonu	A/1.6	B/1.6
$M_{üst}$(kNm)	121.82	-133.92	129.94	-142.85	81.21	-89.28
M_{alt}(kNm)	0	0	0	0	0	0
P (kN)	-196.66(B)	-307.34(B)	-209.77	-327.83	-131.11	-204.89
V (kN)	-20.3	22.32	-21.66	23.81	-13.54	14.88
Δ (mm)	1.936	1.824	2.065	1.945	1.291	1.216

Tablo 3.23. Genel analiz yöntemi YDKT yüklemesi için sistem ayırımı

Düşey ve yatay yüklemelerden SAP2000 programıyla elde edilen birinci mertebe analiz sonuçları(YDKT)	
Sadece düşey yüklerden oluşan sonuçlar	Sadece fiktif yüklerden oluşan sonuçlar
A Kolunu Moment: 127.87kNm(üst uç)	A Kolunu Moment: -6.05kNm(üst uç)
B Kolunu Moment: -127.87kNm(üst uç)	B Kolunu Moment: -6.05kNm(üst uç)
A Kolonu eksenel: -198kN(B)	A Kolonu eksenel: 1.34kN(Ç)
B Kolonu eksenel: -306kN(B)	B Kolonu eksenel: -1.34kN(B)

Tablo 3.24. GKT yüklemesi için sistem ayırımı

Düşey ve yatay yüklemelerden SAP2000 programıyla elde edilen birinci mertebe analiz sonuçları(GKT)	
Sadece düşey yüklerden oluşan değerler	Sadece yatay yüklerden oluşan değerler
M_A:136.39kNm(136.39/1.6=85.24)	M_A:- 6.45 kNm(6.45/1.6=-4.03)
M_B:-136.9kNm(136.39/1.6=-85.24)	M_B:-6.45kNm(6.45/1.6=-4.03)
P_A:-211.2kN(211.2/1.6=-132)(B)	P_A: 1.43 kN(1.43/1.6=0.89) (Ç)
P_B: -326.4kN(326.4/1.6=-204)(B)	P_B: -1.43 kN(1.43/1.6=-0.89)(B)

3.4.2.1. YDKT yüklemesi durumunda yaklaşık ikinci mertebe etkilerin belirlenmesi

Yaklaşık ikinci mertebe etkilerin belirlenebilmesi için;

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

denklemlerindeki B_1 ve B_2 katsayılarını belirlenmesi gerekir. YDKT yüklemesi için katsayıların hesabı Tablo 3.25 ile gösterilmiştir.

Tablo 3.25. Genel Analiz Yöntemi YDKT yüklemesi B katsayıları hesabı

B_1	B_2
$B_1 = \dfrac{C_m}{1 - \dfrac{\alpha P_r}{P_{el}}} \geq 1$	$B_2 = \dfrac{1}{1 - \dfrac{\alpha P_{kat}}{P_{e,kat}}} \geq 1$
Sistemin yatayda yer değiştirmediği durum(sadece düşey yüklerden oluşan etkiler) incelendiğinden C_m katsayısı aşağıdaki gibi hesaplanır. C_m=0.6-0.4(M_1/ M_2) C_m=0.6-0.4(0/121.82)=0.6 Olarak bulunur ancak eğilme düzleminde mesnetler arasında yanal yüklerin etkidiği elemanlarda C_m=1 alması önerilmektedir. Güvenli bölgede kalınarak C_m=1 alınabilir. $P_e = \dfrac{\pi^2 0.8EI}{(K_1 L)^2}$ $= \dfrac{\pi^2 (0.8)200000(57680)(10^4)}{(1(6000))^2}$ P_e=25301.3kN B kolonu için: P_r=$P_{nt} + P_{lt}$=(-306)+(-1.34)=-307.34kN $B_1 = \dfrac{1}{1 - \dfrac{307.34}{25301.3}} = 1.012 > 1$ A Kolonu için: P_r=$P_{nt} + P_{lt}$=(-198)+(1.34)=-196.66kN $B_1 = \dfrac{1}{1 - \dfrac{196.66}{25301.3}} = 1.008 > 1$	P_{kat}, P_{mf}: Gelen düşey yükleri ifade ettiğinden Sadece düşey yüklerin olduğu yüklemeden alınmıştır.(Düşey ve yatay yüklerin bulunduğu sistemden alınsa da sonuç değişmez.) Δ_H: Düşey ve yatay yüklerin bulunduğu yüklemeden alınmıştır. (GA yöntemi; AISC 360-16'ya uygun olarak rijitlikleri azaltılmış sistem deplasmanı olarak alınmıştır.) Deplasmanı en büyük olan A kolon deplasmanı kullanılmıştır. Tüm sistem için aynı B_2 katsayısı kullanılacaktır. P_{kat}=1008kN $R_M = 1 - 0.15(P_{mf}/P_{kat})$ $R_M = 1 - 0.15\left(\dfrac{198 + 306}{1008}\right)$ R_M=0.925 $P_{e,kat} = R_M \dfrac{HL}{\Delta_H}$ $P_{e,kat} = 0.925 \dfrac{2.016(6000)}{1.936}$ $P_{e,kat}$=5779.3 kN $B_2 = \dfrac{1}{1 - \dfrac{1008}{5779.3}} = 1.211 > 1$

İkinci mertebe etkilerini içeren iç kuvvetlerin hesabı Tablo 3.26 ile gösterilmiştir.

Tablo 3.26. Genel analiz yöntemi YDKT yüklemesi ikinci mertebe değerlerinin belirlenmesi

M_{rA}=B_1M_{nt} +B_2M_{lt} M_{rA}=1.008(127.87)+1.211(-6.05) M_{rA}=121.54kNm	P_{rA}=P_{nt} +B_2P_{lt} P_{rA}=-198+1.211(1.34) P_{rA}=-196.38kN
M_{rB}=B_1M_{nt} +B_2M_{lt} M_{rB}=1.012(-127.87)+1.211(-6.05) M_{rB}=-136.73kNm	P_{rB}=P_{nt} +B_2P_{lt} P_{rB}=-306+1.211(-1.34) P_{rB}=-307.62kN

3.4.2.2. GKT yüklemesi durumunda yaklaşık ikinci mertebe etkilerin belirlenmesi

Yaklaşık ikinci mertebe etkilerin belirlenebilmesi için;

$$M_r=B_1M_{nt} +B_2M_{lt}$$

$$P_r=P_{nt} +B_2P_{lt}$$

denklemlerindeki B_1 ve B_2 katsayılarını belirlenmesi gerekir. YDKT yüklemesi için katsayıların hesabı Tablo 3.27'de gösterilmiştir.

Tablo 3.27. Genel analiz yöntemi GKT yüklemesi B katsayılarının hesabı

B_1	B_2
$B_1 = \frac{C_m}{1-\frac{\alpha P_r}{P_{el}}} \geq 1$	$B_2 = \frac{1}{1-\frac{\alpha P_{kat}}{P_{e,kat}}} \geq 1$
Sistemin yatayda yer değiştirmediği durum(sadece düşey yüklerden oluşan etkiler) incelendiğinden C_m katsayısı aşağıdaki gibi hesaplanır. C_m=0.6-0.4(M_1/ M_2) C_m=0.6-0.4(0/89.28)=0.6 olarak bulunur ancak eğilme düzleminde mesnetler arasında yanal yüklerin etkidiği elemanlarda C_m=1 alınarak güvenli bölgede kalınabilir. $P_e = \frac{\pi^2 0.8EI}{(K_1L)^2} = \frac{\pi^2(0.8)200000(57680)(10^{4)}}{(1(6000))^2}$ P_e=25301.3kN B kolonu: P_r=$P_{nt} + P_{lt}$=(-326.4)+(-1.43) =-327.83kN $B_1 = \frac{1}{1-\frac{327.83}{25301.3}} = 1.013 > 1$ A Kolunu: P_r=$P_{nt} + P_{lt}$=(-211)+(1.43)=-209.57kN $B_1 = \frac{1}{1-\frac{209.57}{25301.3}} = 1.008 > 1$	P_{kat}, P_{mf}: Gelen düşey yükleri ifade ettiğinden Sadece düşey yüklerin olduğu yüklemeden alınmıştır.(Düşey ve yatay yüklerin bulunduğu sistemden alınsada sonuç değişmez.) Δ_H: Düşey ve yatay yüklerin bulunduğu yüklemeden alınmıştır. (GA yöntemi; AISC 360-16'ya uygun olarak rijitlikleri azaltılmış sistem deplasmanı olarak alınmıştır.) Deplasmanı en büyük olan A kolon deplasmanı kullanılmıştır. Tüm sistem için aynı B_2 katsayısı kullanılacaktır. αP_{kat}=1.6(672)=1075.2 kN $R_M = 1 - 0.15(P_{mf}/P_{kat})$ $R_M = 1 - 0.15\left(\frac{132+204}{672}\right)$ R_M=0.925 $P_{e,kat} = R_M \frac{HL}{\Delta_H}$ $P_{e,kat} = 0.925\frac{2.15(6000)}{2.065/1.6}$ $P_{e,kat}$=9245.5 kN $B_2 = \frac{1}{1-\frac{1075.2}{9245.5}} = 1.132$ B_2=1.132>1

İkinci mertebe etkilerini içeren iç kuvvetlerin hesabı Tablo 3.28 ile gösterilmiştir.

Tablo 3.28. Genel analiz yöntemi GKT yüklemesi ikinci mertebe değerlerin belirlenmesi

M_{rA}=B_1M_{nt} +B_2M_{lt} M_{rA}=1.008(85.24)+1.132(-4.03) M_{rA}=81.36kNm	P_{rA}=P_{nt} +B_2P_{lt} P_{rA}=(-132)+1.132(0.89) P_{rA}=-130.99kN
M_{rB}==B_1M_{nt} +B_2M_{lt} M_{rB}=1.013(-85.24)+1.132(-4.03) M_{rB}=-90.91kNm	P_{rB}=P_{nt} +B_2P_{lt} P_{rB}=(-204)+1.132(-0.89) P_{rB}=-205.01kN

3.4.2.3. Genel analiz yöntemi ile ÇYTHYE'ye göre kolon tasarımı

HE4000B enkesitli elemanın karakteristik basınç kuvveti dayanımının belirlenmesi:

Burkulma boyu yönteminde HE400B için yerel burkulma sınır durumları incelenmiş ve tüm enkesit parçaları narin olmayan enkesit çıkmıştır.

ÇYTHYE Bölüm 8.2.1 uyarınca, eleman eksenel basınç kuvveti dayanımını, x(güçlü eksen) ve y asal eksenleri(zayıf eksen) etrafında eğilmeli burkulma sınır durumları esas alınarak hesaplanan dayanımlarının küçüğü belirleyecektir.

Eğilmeli burkulma sınır durumunda asal eksenlere göre eleman burkulma boyları

$$L_{cx}=K_xL_x=1(6000)=6000$$

$$L_{cy}=K_yL_y=1(6000)=6000$$

Narinlik oranları,

$$\frac{L_{cx}}{i_x}=\frac{6000}{170.8}=35.12\leq 200$$

$$\frac{L_{cy}}{i_y}=\frac{6000}{74}=81\leq 200$$

ÇYTHYE Bölüm 8.1.1 uyarınca, narinlik oranları $L_c/i \leq 200$ koşulunu sağlamaktadır.

Eğilmeli burkulma sınır durumunda karakteristik basınç kuvveti dayanımı, P_n,

$(L_c/i)_{maks}$= $\left(\frac{L_{cx}}{i_x};\frac{L_{cy}}{i_y}\right)maks$ = $(35.12;81)_{maks}$ = 81

Olduğundan, elemanın eksenel basınç kuvveti dayanımını, y asal eksenindeki atalet yarıçapı i_y üzerinden belirlenecektir. Eğilmeli burkulma sınır durumunda kritik burkulma gerilmesi, F_{cr} için elastik burkulma gerilmesi, F_e,

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cx}}{i_y}\right)^2} = \frac{\pi^2(200000)}{(81)^2} = 300.86\ N/mm^2$$

ÇYTHYE Bölüm 8.2 uyarınca,

$$81 \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\sqrt{\frac{200000}{275}} = 127.02$$

olduğundan,

$$F_{cr} = \left[(0.658)^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y = \left[(0.658)^{\frac{275}{300.86}}\right] 275 = 187.58\ N/mm^2$$

Karakteristik basınç kuvveti dayanımı, P_n

$$P_n = F_{cr} A_g = 187.58(19800) = 3714kN$$

HE4000B enkesitli elemanın karakteristik eğilme momenti dayanımının belirlenmesi

HE400B eğilme momenti dayanımı BB yönteminde hesaplandığı üzere; en elverişsiz olarak $M_n = M_p$ =888.53 kNm bulunacaktır.

Tablo 3.29. Genel analiz yöntemi kolon tasarımı

YDKT	GKT
Kolonun tasarım basınç kuvveti dayanımı: $P_d = \phi_c P_n = 0.90(3714) = 3342.6\ kN$	Kolonun tasarım basınç kuvveti dayanımı: $P_d = P_n/\Omega_c = 3714/1.67 = 2224kN$
Kolonun tasarım eğilme momenti dayanımı: $M_d = \phi_c M_n$=0.9(888.53)=799.68kNm	Kolonun tasarım eğilme momenti dayanımı: $M_d = M_n/\Omega_c$ =888.53/1.67=532kNm

3.4.2.4. Bileşik etkilerin dikkate alınması

A ve B kolonlarının bileşik etkilerinin dikkate alınması ÇYTHYE 11.1'e göre Tablo3.30 ve Tablo 3.31 ile gösterilmiştir.

Tablo 3.30. A kolonu için YDKT ve GKT yüklemesi kapasite oranı

YDKT	GKT
$\alpha P_r/P_{ns}$ ≤0.5 için eğilme rijitliği azaltma katsayısı τ_b'nin belirlenmesi P_{ns}=$F_y A_g$=275(19780)=5439.5kN 1(196.38)/5439.5=0.036 ≤0.5 τ_b=1 yapılan eğilme rijitliği(0.8EI) azaltması varsayımı doğrudur. P_r/P_c=(196.38/3342.6)=0.06<0.2 olduğundan ÇYTHYE 11.1b denklemi kullanılacaktır.	P_r/P_{ns} ≤0.5 için rijitlik azaltma katsayısı τ_b'nin belirlenmesi P_{ns}=$F_y A_g$=275(19780)=5439.5kN 1.6(130.99)/5439.5=0.039 ≤0.5 τ_b=1 yapılan eğilme rijitliği(0.8EI) azaltması varsayımı doğrudur. P_r/P_d=(130.99/2224)=0.06<0.2 olduğundan ÇYTHYE 11.1b denklemi kullanılacaktır.
$Kapasite\ Oranı: \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right)$ M_{ry}=0 $K.O.: \frac{196.38}{2(3342.6)} + \left(\frac{121.54}{799.68}\right)$ K.O.=0.029+0.152=0.181	$Kapasite\ Oranı: \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right)$ M_{ry}=0 $K.O.: \frac{130.99}{2(2224)} + \left(\frac{81.36}{532}\right)$ K.O.=0.029+0.153=0.182
0.181<1 için oran sağlanır.	0.182<1 için oran sağlanır.

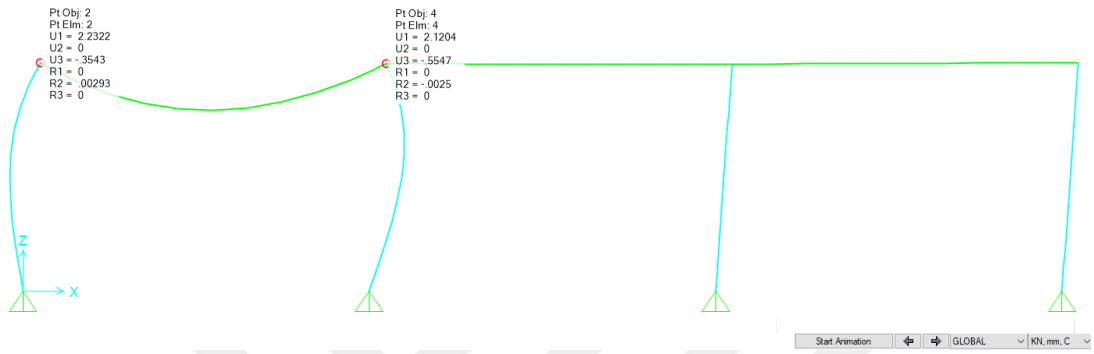
Tablo 3.31. B kolonu için YDKT ve GKT yüklemesi kapasite oranı

YDKT	GKT
$\alpha P_r/P_{ns}$ ≤0.5 için rijitlik azaltma katsayısı τ_b'nin belirlenmesi P_{ns}=$F_y A_g$=275(19780)=5439.5kN 1(307.62)/5439.5=0.057 ≤0.5 τ_b=1 yapılan eğilme rijitliği(0.8EI) azaltması varsayımı doğrudur. P_r/P_c=(307.62/3342.6)=0.09<0.2 olduğundan ÇYTHYE 11.1b denklemi kullanılacaktır.	P_r/P_{ns} ≤0.5 için rijitlik azaltma katsayısı τ_b'nin belirlenmesi P_{ns}=$F_y A_g$=275(19780)=5439.5kN 1.6(205.01)/5439.5=0.06 ≤0.5 τ_b=1 yapılan eğilme rijitliği(0.8EI) azaltması varsayımı doğrudur. P_r/P_d=(205.01/2224)=0.09<0.2 olduğundan ÇYTHYE 11.1b denklemi kullanılacaktır.
$Kapasite\ Oranı: \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right)$ M_{ry}=0 $K.O.: \frac{307.62}{2(3342.6)} + \left(\frac{136.73}{799.68}\right)$ K.O.=0.046+0.171=0.217	$Kapasite\ Oranı: \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right)$ M_{ry}=0 $K.O.: \frac{205.01}{2(2224)} + \left(\frac{90.91}{532}\right)$ K.O.=0.046+0.171=0.217
0.217<1 için oran sağlanır.	0.217<1 için oran sağlanır.

3.4.2.5. Sap2000 doğrusal olmayan analiz sonuçları

Programa eleman öz kütleleri dahil edilmemiştir. Steel design menüsünden rijitlik ayarlamaları yapılmıştır. Genel analiz yöntemiyle çözülen, YDKT ve GKT yüklemelerinin sonuçları Tablo 3.32 ve Tablo 3.33 ile gösterilmiştir.

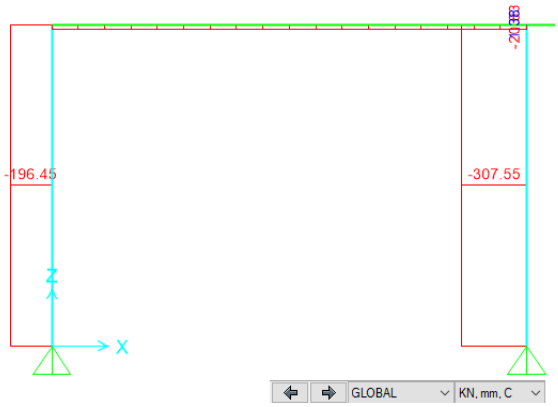
Tablo 3.32. Genel analiz YDKT yüklemesi doğrusal olmayan analiz sonuçları (Sap2000)



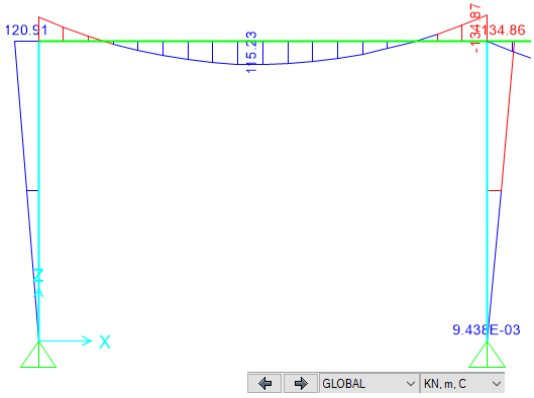
Genel analiz YDKT yüklemesi ikinci mertebe analizi sistem deplasmanı

B_2=Δ_2/Δ_1=2.232/1.936=1.153

*:1.936 değeri YDKT yükleme durumunda rijitlikleri 0.8 ile azaltılmış birinci mertebe sistem deplasmanıdır.



YDKT ikinci mertebe eksenel kuvvet



YDKT ikinci mertebe moment

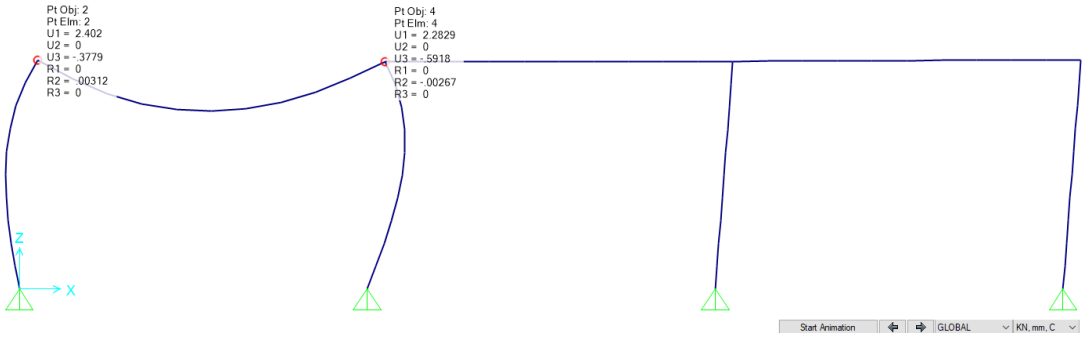
P_{rA}= -196.45kN

P_{rB}= -307.55kN

M_{rA}= 120.91kNm

M_{rB}= -134.86kNm

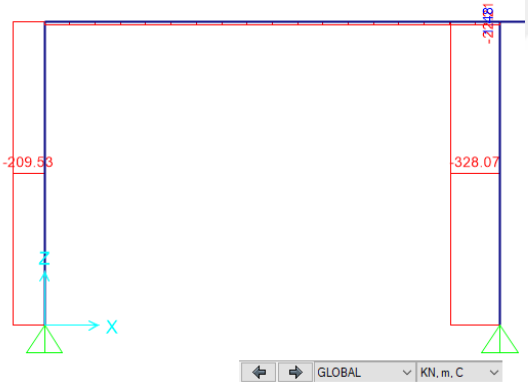
Tablo 3.33. Genel Analiz yöntemi GKT yüklemesi doğrusal olmayan analizi sonuçları (Sap2000)



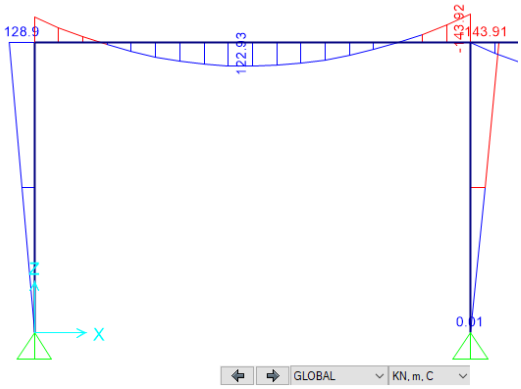
Genel analiz GKT yüklemesi ikinci mertebe analizi sistem deplasmanı

B_2=Δ_2/Δ_1=2.402/2.065=1.163*

*:2.065 değeri GKT yükleme durumunda rijitlikleri 0.8 ile azaltılmış birinci mertebe sistem deplasmanıdır.



GKT ikinci mertebe eksenel kuvvet



GKT ikinci mertebe moment

P_{rA}= -209.53/1.6= -130.96kN	M_{rA}=128.9/1.6= 80.56kNm
P_{rB}= -328.07/1.6= -205.04kN	M_{rB}= -143.9/1.6= -89.94kNm

GA yöntemi analiz sonuçları Tablo 3.36 ile özetlenmiştir. GKT yük kombinasyonları ile tasarımda 1.6 kat yüklemelerden oluşan değerler tekrardan 1.6 ile bölünerek gösterilmiştir. Yaklaşık ikinci mertebe analizinde B_1 ve B_2 katsayıları ile işlem yapıldığından katsayılar denklemlerden elde edilir. Doğrusal olmayan analizde şekil

değiştirmeler dikkate alındığından B_1'in hesaplanmasına ihtiyaç yoktur, B_2 katsayısı ise oran(ikinci mertebe/ birinci mertebe) ile bulunur. Tablo 3.34'te normal birinci mertebe analiz, yaklaşık İkinci mertebe analiz(YİMA) ve geometrik doğrusal olmayan analiz(Nonlinear) değerleri sunulmuştur. Bulgular ve irdeleme için BB yöntemi sonuçları da aynı şekilde Tablo 3.35'te özetlenmiştir.

Tablo 3.34. Genel Analiz yöntemi yaklaşık ikinci mertebe ile doğrusal olmayan analiz sonuçlarının karşılaştırması.

	YDKT			GKT		
	1.mertebe	GA YİMA	GA Nonlinear	1.mertebe	GA YİMA	GA Nonlinear
P_{rA}(kN)	-196.66	-196.38	-196.45	-131.11	-130.99	-130.96
P_{rB}(kN)	-307.34	-307.62	-307.55	-204.89	-205.01	-205.04
M_{rA}(kNm)	121.82	121.54	120.91	81.21	81.36	80.56
M_{rB}(kNm)	-133.92	-136.73	-134.86	-89.28	-90.91	-89.94
Δ	1.936	Δ_1=1.936	Δ_2=2.232	2.065	Δ_1=2.065	Δ_2=2.402
(B_2) Δ_2/Δ_1(mm)		B_2=1.211 (Denklem hesabı B_2)	Δ_2/Δ_1= 2.232/1.936 Oran hesabı(B_2) =1.153		B_2=1.132 (Denklem hesabı B_2)	Δ_2/Δ_1=2.402/2.065 Oran hesabı(B_2) =1.163

Tablo 3.35. Burkulma Boyu yöntemi yaklaşık ikinci mertebe ile doğrusal olmayan analiz sonuçlarının karşılaştırması

	YDKT			GKT		
	1.mertebe	BB YİMA	BB Nonlinear	1.mertebe	BB YİMA	BB Nonlinear
P_{rA}(kN)	-196.66	-196.44	-196.49	-131.11	-131.02	-130.99
P_{rB}(kN)	-307.34	-307.56	-307.51	-204.89	-204.98	-205.01
M_{rA}(kNm)	121.82	121.6	120.99	81.21	81.39	80.63
M_{rB}(kNm)	-133.92	-136.18	-134.58	-89.28	-90.53	-89.75
Δ	1.556	Δ_1=1.556	Δ_2=1.748	1.66	Δ_1=1.66	Δ_2=1.878
(B_2) Δ_2/Δ_1(mm)		B_2=1.163 (Denklem hesabı B_2)	Δ_2/Δ_1=1.748 /1.556 Oran hesabı(B_2) =1.12		B_2=1.103 (Denklem hesabı B_2)	Δ_2/Δ_1=1.878/1.66 Oran hesabı(B_2) =1.13

3.4.3. Bulgular ve irdelemeler

Çerçeve sisteminin tüm yöntemler ile stabilite analizinin yapılabilmesi için stabilite tasarım yöntemlerinin sınır koşullarını sağlaması gereklidir. Yöntemlerin sınır koşullarına göre, sistem üzerinde geometrik ön kusur etkilerinin dikkate alınabilmesi için, yatay yüklerin (deprem, rüzgar vb.) bulunmadığı yük kombinasyonları dikkate alınması gerekmektedir. Böylece geometrik ön kusurlar, sisteme yatay olarak etkitilecek fiktif yük ile tanımlanabilmektedir. Fiktif yüklerin sistem için düşük değerli bir yatay yük olduğu söylenebilir. Geometrik ön kusurların dikkate alınması durumunun irdelenmesi için gereklidir.

Çerçeve sistemde, hem yatay hem de düşey yükleri de taşıyan kolonların (A ve B aks kolonları) tüm yöntemlerle stabilite tasarımı yapıldıktan sonra birinci mertebe analiz sonuçları ile irdelediğimizde; A kolonu için birinci mertebe sonuçlarının stabilite tasarım sonuçlarından daha büyük iç kuvvetlere sahip olduğu görülmektedir. B kolonu için bu durumun aksine stabilite tasarımı iç kuvvet değerleri birinci mertebe değerlerinden daha büyüktür. Her iki kolon da düşey, yatay ve ikinci mertebe etkilerin kolon iç kuvvetlerinde etkin olduğu gözlenmiştir. Düşey ve yatay yükler açısından irdelendiğinde düşey yükler etkisi ile A kolonunda eksenel basınç kuvveti ve pozitif yönde moment oluşmaktadır, yatay yüklerden ise eksenel çekme kuvveti ve negatif moment değerleri oluşmaktadır. İkinci mertebe etkileri incelendiğinde ise, düşey yüklerden oluşan iç kuvvetlere ters işaretli olacak şekilde etki etmiştir. Bu nedenle ikinci mertebe etkileri, A kolonunu düşey yüklerden oluşan iç kuvvet değerlerinin ters yönlüsü (zıt işaretlisi) olduğundan stabilite tasarımı sonuçları daha düşük iç kuvvet değerleri ile sonuçlanmıştır. B kolonu için bu durum tam tersi olarak iç kuvvet değerleri stabilite tasarımında daha büyüktür. Fiktif yük uygulama yönü tam tersi olması durumu düşünüldüğünde yukarıdaki sonuçların tam tersi olacağı tahmin edilebilir. İç kuvvet değerleri yöntemler içerisinde irdelenmeye devam edildiğinde moment değerlerinin eksenel değerlerden daha fazla etkilendiği görülmüştür. Bu da ikinci mertebe etkilerin daha çok moment değerleri üzerinde etkili olduğunu göstermektedir.

Stabilite tasarımında kullanılan GA ve BB yöntemlerinin hesap detayları incelendiğinde, BB yöntemi eleman tasarım basınç kuvveti dayanımını, K katsayısı ile azaltmayı hedeflemektedir. Bu nedenle elemanda oluşacak kapasite oranı, azaltılmış eksenel kuvvet dayanımı ile dikkate alınmaktadır. GA yönteminde

elamanın tasarım dayanımlarında değişiklik yapmadan, eleman rijitliklerini azaltarak elemanın ve sistemin şekil değiştirmeleri dikkate alınmaktadır.

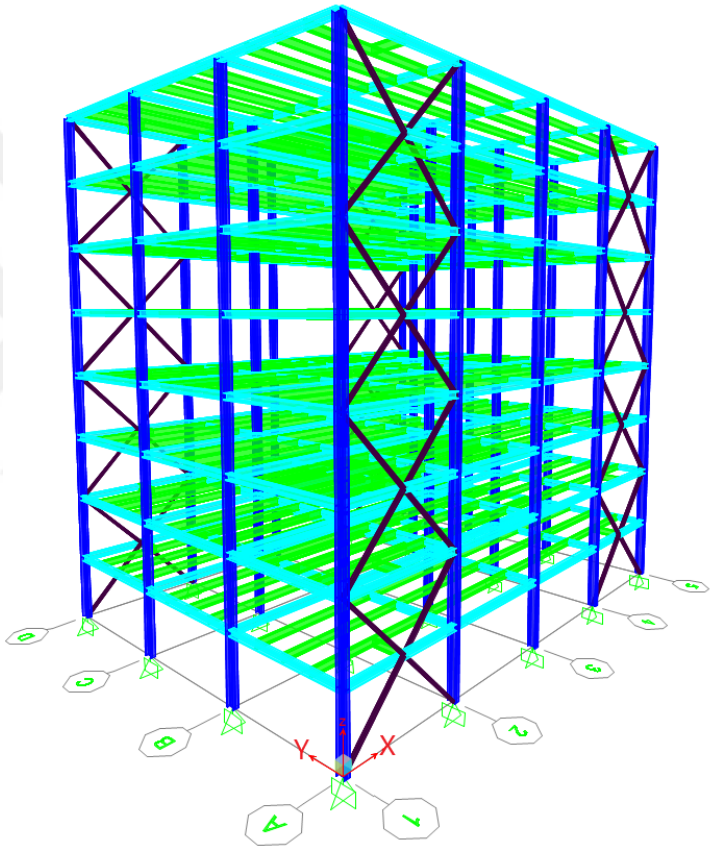
Deplasman değerleri incelendiğinde, BB-YİMA yöntemi birinci mertebe analizi ile aynı deplasman değerlerine sahip olduğu görülmektedir. BB yönteminde kullanılan burkulma boyu katsayısı K, sistem deplasmanlarına etki etmediği anlaşılmaktadır. GA yöntemlerinde ise yapılan rijitlik azaltmaları nedeniyle birinci mertebe deplasman değerlerinden daha yüksek değerler elde edilmiştir. Daha fazla deplasman değeri daha etkin ikinci mertebe etkilerine ve stabilite bozucu faktörlere neden olabilmektedir. Rijilik azaltması yönünden oluşan daha fazla deplasman değeri yapı stabilitesini daha iyi irdeleme olanağı sağlamaktadır.

Geometri değişimi bakımından doğrusal olmayan analiz (Nonlinear) yönetmelik tarafından kullanılması önerilen yöntem olması sebebi ile gerçek davranışa yakın sonuçlar verdiği göz önüne alınabilir. Doğrusal olmayan analiz ile yaklaşık ikinci mertebe analiz sonuçlarında iç kuvvet değerleri karşılaştırıldığında, eksenel kuvvet değerlerinde birbirine yakın sonuçlar görülmüştür. Moment değerlerinde ise yaklaşık ikinci mertebe analizin doğrusal olmayan analiz değerlerinden daha yüksek moment değerleri verdiği görülmektedir.

YDKT ve GKT yöntemleri incelendiğinde, stabilite tasarımı faktörlerinden olan ikinci mertebe etkileri düşey yüklerden etkilenmektedir. Bu nedenle ÇYTHYE-2016 da GKT yükleme durumları için 1.6 katsayısı ile yükleri arttırma uygulanmaktadır. YDKT yöntemi gelen yükleri arttırmaya yönelik yük durumları oluşturduğundan tasarım mantığında daha uygun yöntem olduğu söylenebilir.

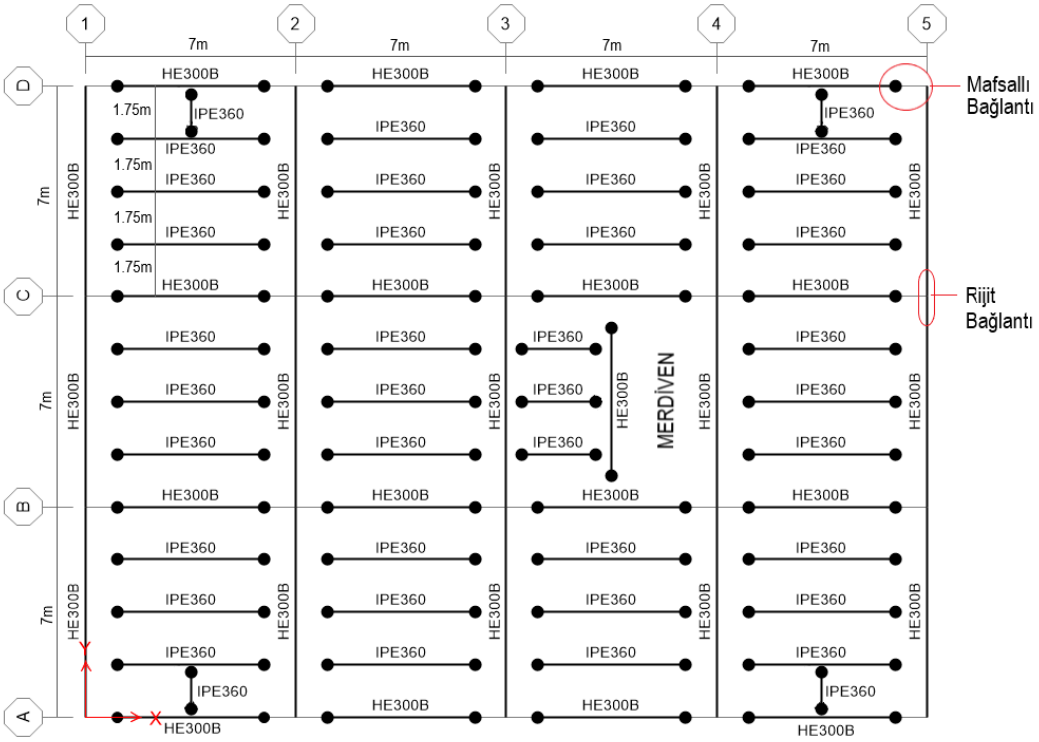
4. YAPILAN ÇALIŞMA

TBDY-2018 yönetmeliği koşulları yerine getirilerek ÇYHTYE-2016 yönetmeliğine göre boyutlandırılmış olan sekiz katlı çelik yapı sistemi, stabilite tasarımları dört farklı yönteme göre SAP2000 v22.2.0 programı ile yapılmıştır. Sekiz katlı yapının görseli Şekil 4.1'de sunulmuştur.

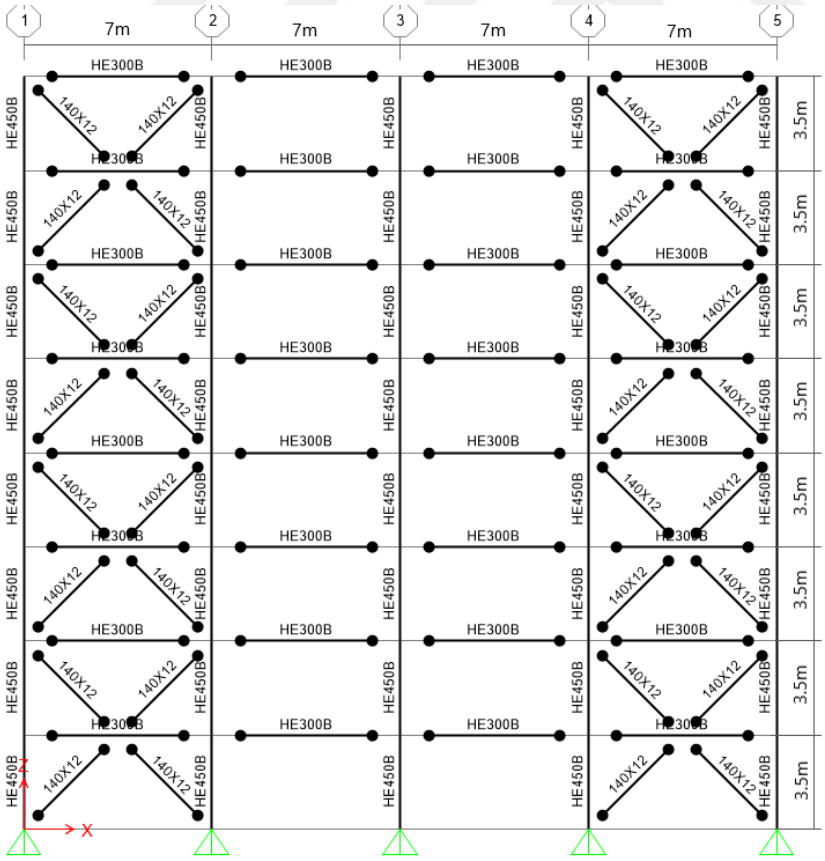


Şekil 4.1. Genel sistem görünüşü

Yapının x ekseni doğrultusunda, mafsallı süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çerçeve ve y ekseni doğrultusunda süneklik düzeyi yüksek moment aktaran çerçeveden oluşmaktadır. Tüm kolonların (HE450B) güçlü yönü y ekseni doğrultusunda ve y ekseni yatay taşıyıcı sistemini, x ekseni doğrultusunda çapraz elemanlar (Kutu140*140*12mm) yatayda taşıyıcı sistemi oluşturmaktadır. Kat sistem planı ve sistem enkesiti görünümleri Şekil 4.2 ve Şekil 4.3 ile gösterilmiştir.



Şekil 4.2. Normal kat sistem planı



Şekil 4.3. Tipik sistem enkesiti (A ve B aksı çerçevesi)

İşyeri olarak inşa edilmesi düşünülen binanın coğrafi konumu, İstanbul/Avcılar bölgesi içinde olmak üzere, enlem ve boylam değerleri sırasıyla 40.9935 ve 28.7029 olarak belirlenmiştir. Binanın ZC zemin sınıfı üzerinde inşa edileceği varsayılmıştır.

Kat döşemeleri, çelik kirişlere mesnetlenen ve trapez sac levhalar üzerindeki dökme betonarme döşeme sisteminden meydana gelmektedir. Betonarme döşemenin çelik kirişlere bağlantısı için, boyutları ve yerleşimi konstrüktif olarak seçilen başlıklı çelik ankrajlardan yararlanılacağı ve döşeme sisteminin düzlem içinde rijit bir diyafram oluşturacağı varsayılmıştır. Analizi yapılacak olan yapıya her kat düzeyine farklı rijit diyafram tanımlanmıştır.

1.75m aralıklarla teşkil edilen ikincil ana kirişler (IPE360), ana kirişlere (HE300B) mafsallı olarak bağlanmaktadır. X doğrultusu akslarındaki (A,B,C ve D) ana çerçeve kirişlerinin (HE300B), kolonlara (HE450B) bağlantısı da mafsallı olarak bağlanmaktadır. Y doğrultusu akslarındaki (1,2,3,4 ve 5) ana çerçeve kirişlerinin kolonlara bağlantısı moment aktaran rijit bağlantıdır.

4.1. Çelik Yapının ÇYHTYE Yönetmeliğine Göre Tasarımı

Çelik yapının taşıyıcı sistemi elemanları Sap2000 programıyla tasarımı yapılmış ve kesit profilleri Tablo 4.1'de listelenmiştir.

Tablo 4.1. Taşıyıcı sistem elemanları ve özellikleri

Taşıyıcı Sistem Elemanı	Profil	Malzeme
Kolonlar	HE450B	S355
Ana kirişler	HE300B	S275
İkincil ara kirişler	IPE360	S275
Çaprazlar	Kutu140*140*12	S275

4.1.1. Yükler

4.1.1.1. Düşey yükler

Hareketli yükün seçiminde TS-498, kar ve rüzgar yükünün belirlenmesinde sırasıyla TS-EN-1991-3, TS-EN-1991-4 standartları kullanılmıştır. Yapı elemanları öz ağırlıkları SAP 2000’de program tarafından (Dead yükü olarak) alınmıştır.

Çatı döşemesi

Kaplama……..$0.5 kN/m^2$

İzolasyon ……0.4kN/m^2

Trapez saç+betonarme döşeme……..2.1kN/m^2

Asma tavan+tesisat……0.5kN/m^2

G=3.5kN/m^2

Hareketli yük……..…Q=2.0kN/m^2

Kar yükü…….....S=1.3kN/m^2

Parapet yükü……...G=2.0 kN/m

Not: Kar yükü TS EN 1-3'e uygun olarak 80cm kalınlığında belirlenmiştir. Karın birim hacim ağırlığı 2.0kN/m^{2}olmak üzere, üniform yayılı yük olarak etkiyen çatı kar yükü 0.8x(2.0kN/m^{2}x0.8m)= 1.3kN/m^2 şeklinde hesaplanmıştır. Parapet sadece çatı planı, yapı kenar ana kirişleri üzerinde bulunmaktadır.

Çatı katı kirişleri yüklemeleri Tablo 4.2 ile gösterilmiştir.

Tablo 4.2. Çatı katı kiriş yüklemeleri

	Tam Yükleme Hali (Orta Kirişler)	Yarım Yükleme Hali (Kenar Kirişler)
Eleman aralığı	1.75m	0.875m
G	6.125kN/m	3.063 kN/m
Q	3.5 kN/m	1.75 kN/m
S	2.275 kN/m	1.138 kN/m

*Parapet yükleri ayrıca programda kenar kiriş elemanlarına G=2kN/m olarak girilmiştir.

Normal kat döşemesi

Kaplama……..0.5kN/m^2

Bölme duvarları…..……1kN/m^2

Trapez saç+betonarme döşeme……..2.1kN/m^2

Asma tavan+tesisat……0.5kN/m^2

G=4.1kN/m^2

Hareketli yük……..…Q=2.0kN/m^2

Dış duvar yükü...…….....G=3kN/m

Not: Dış duvar yükü, SAP2000'de kenar çerçevedeki kirişlere sabit yük olarak girilmiştir.

Normal kat kirişleri yükleme durumları Tablo 4.3 ile gösterilmiştir.

Tablo 4.3. Normal kat kiriş yüklemeleri

	Tam Yükleme Hali (Orta Kirişler)	Yarım Yükleme Hali (Kenar Kirişler)
Eleman aralığı	1.75m	0.875m
G	7.175kN/m	3.588 kN/m
Q	3.5 kN/m	1.75 kN/m

*Dış duvar yükleri ayrıca programda kenar kiriş elemanlarına G=3kN/m olarak girilmiştir.

4.1.1.2. Deprem yükleri

Deprem yüklerinin belirlenmesi için gerekli parametreler aşağıdaki başlıklar altında belirtilmiştir. Parametrelere göre deprem hesabı yapılmıştır.

Bina kullanım sınıfı (BKS) ve bina önem katsayısı (I):

Binanın işyeri olarak hizmet vermesi öngörülmektedir. Bu durumda TBDY'ye göre bina kullanım sınıfı, BKS=3 ve bina önem katsayısı, I=1 olarak bulunur.

Deprem tasarım sınıfı (DTS):

Türkiye deprem tehlike haritaları kapsamında, deprem tasarım sınıfı (DTS)'nin belirlenebilmesi amacıyla DD-2 deprem yer hareketi düzeyinde elde edilen parametreler aşağıda verilmiştir.

Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı, $S_S = 1.211$

1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı, $S_1 = 0.328$

Yerel zemin etki katsayıları, $F_s = 1.2$ ve $F_1 = 1.5$

Bu durum da tasarım spektral ivme katsayıları S_{DS} ve S_{D1}

$S_{DS} = S_s F_s = 1.211(1.2) = 1.4532$

$S_{D1} = S_1 F_1 = 0.328(1.5) = 0.492$

olarak elde edilir. Bu durumda binanın deprem tasarım sınıfı (DTS), bina kullanım sınıfı BKS=3 olmak üzere ve DD-2 için tanımlanan S_{DS}'nin 0.75'den büyük olması nedeniyle DTS=1 olarak belirlenmiştir.

Bina yükseklik sınıfı:

Binanın, bina tabanından itibaren ölçülen yüksekliği, H_N=3.5(8)=28m olarak hesaplanmaktadır. Bu durumda DTS=1 için bina yükseklik sınıfı, BYS=5 olmaktadır.

Bina performans hedefi:

TBDY Tablo 3.4(a)' ya göre deprem tasarım sınıfı DTS=1 ve deprem yer hareketi düzeyi DD-2 için, yeni yapılacak çelik yapının performans hedefi; normal performans hedefi, kontrollü hasar (KH) ve değerlendirme/tasarım yaklaşımı, dayanıma göre tasarım (DGT) yaklaşımı olarak belirlenmektedir.

Düzensizliklerin kontrolü:

Bina kat planlarında; döşeme süreksizlikleri, çıkıntıları ve dengesiz boşlukların bulunmaması nedeni ile planda düzensizlik durumları oluşturmamaktadır. Bina taşıyıcı sisteminde; her kat aynı yüksekliğe sahip olması, tüm katlarda aynı kesitlerin kullanılması ve düşeyde süreksizliğin bulunmaması nedenleri ile düşeyde düzensizlik durumları bulunmamaktadır.

Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabilirliğinin kontrolü:

TBDY Tablo 4.4 ile belirtilen DTS=1 ve BYS=5 olan yapılarda eşdeğer deprem yükü yöntemi uygulanabilirdir.

Binanın hakim titreşim periyodunun belirlenmesi:

Binanın hakim titreşim periyodu SAP2000 programı, modal analiz ile belirlenecektir. Sap2000 periyot değerleri Şekil 4.4 ile gösterilmiştir.

Modal Participating Mass Ratios

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitles
MODAL	Mode	1	1.932573	5.895E-16	0.79124	2.8
MODAL	Mode	2	0.96587	0.73381	6.761E-15	2
MODAL	Mode	3	0.898603	2.479E-10	1.194E-05	
MODAL	Mode	4	0.60001	2.37E-16	0.10473	5.61

Şekil 4.4. Sap2000 X ve Y doğrultusu periyot değerleri

Yapının çaprazlı olduğu doğrultuda (X) periyodu 0.966sn, moment aktaran çerçeve doğrultusunda (Y) periyodu 1.933sn olarak bulunmuştur.

TBDY bölüm 4.7.3.2 ile belirtilen yapı doğrultu periyot değerleri, ampirik periyot değerinin 1.4 katını geçmeyecektir. Bu şart çerçevesince;

Ampirik periyot T_{pA} ve $C_t = 0.08$ olmak üzere aşağıdaki gibi hesaplanır.

$T_{pA} = 1.4C_tH_N^{3/4}$=1.4(0.08)$28^{3/4}$=1.363sn

Bu durumda periyot değerleri x doğrultusunda 0.966sn, y doğrultusunda 1.363sn olarak dikkate alınacaktır.

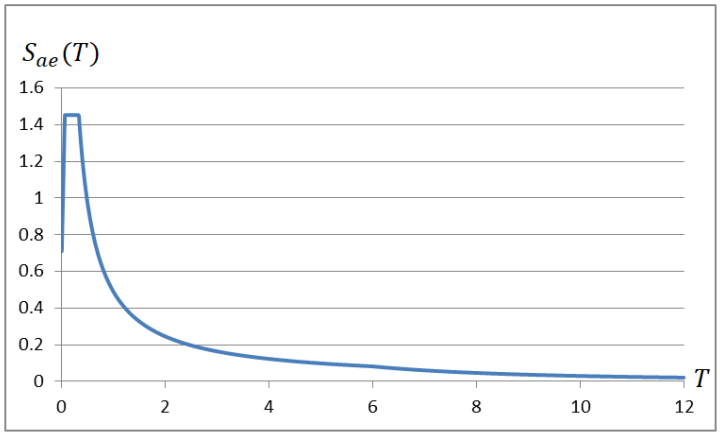
Yatay elastik tasarım spektrumu:

TBDY Tablo 4.1'e göre, izin verilen bina yükseklik sınıfına uygun olarak (BYS=5); deprem etkilerinin x doğrultusunda süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı çelik çerçeveler tarafından karşılandığı bina için taşıyıcı sistem davranış katsayısı, R=5 ve dayanım fazlalığı katsayısı, D=2 olarak, y doğrultusunda ise süneklik düzeyi yüksek çelik çerçevelerle karşılandığı binalar için R=8 ve D=3 olarak verilmiştir. Bu durumda yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyotları T_A ve T_B aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$T_A = 0.2\frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.2\frac{0.462}{1.453} = 0.064sn$$

$$T_B = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.462}{1.453} = 0.32sn$$

olarak bulunur. Şekil 4.5'te yatay elastik tasarım spektrumu gösterilmiştir.



Şekil 4.5. Sae(T)-Periyot grafiği

X doğrultusu için azaltılmış tasarım spektrumu($S_{aR}(T)$):

X doğrultusu için $T_p(x)$=0.966sn alınarak hesaplamalar yapılacaktır.

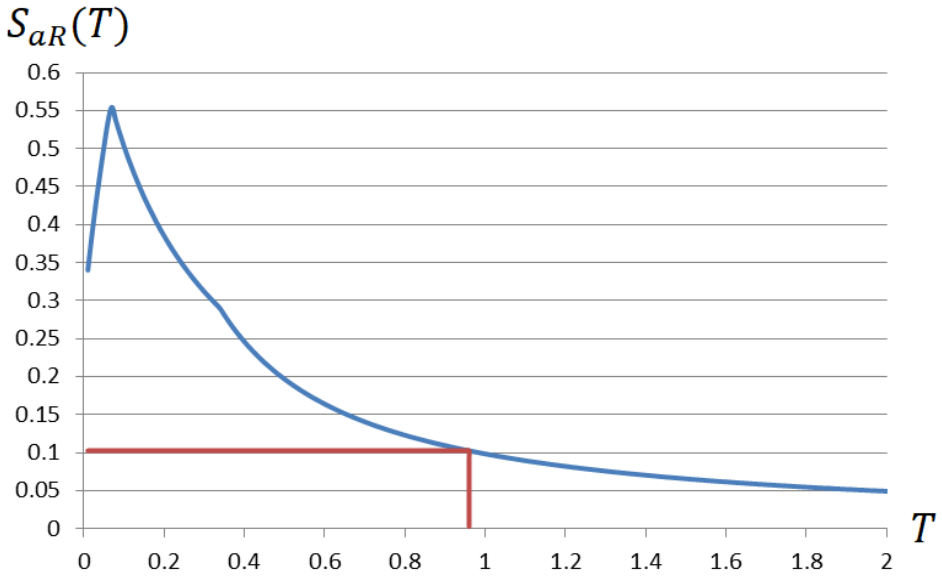
$$S_{ae}\left(T_p(x)\right) = \frac{S_{D1}}{T_p(x)} = \frac{0.492}{0.966} = 0.510$$

Deprem yükü azaltma katsayısı, $R_a(T)$, $T_p(x)$=0.966sn alınarak hesaplanacaktır. $T_p(x) > T_B = 0.32$ olduğundan,

$$R_a(0.966sn) = \frac{R^x}{I} = \frac{5}{1} = 5$$

$$S_{aR}(0.966\text{sn}) = \frac{S_{ae}(0.966\text{sn})}{R_a(0.966\text{sn})} = \frac{0.510}{5} = 0.102$$

olarak bulunur. Şekil 4.6'da x doğrultusu için azaltılmış tasarım spektrumu gösterilmiştir.



Şekil 4.6. X doğrultusu için azaltılmış tasarım spektrumu

Y doğrultusu için azaltılmış tasarım spektrumu($S_{aR}(T)$):

Y doğrultusu için $T_p(y)$=1.363sn alınarak hesaplamalar yapılacaktır.

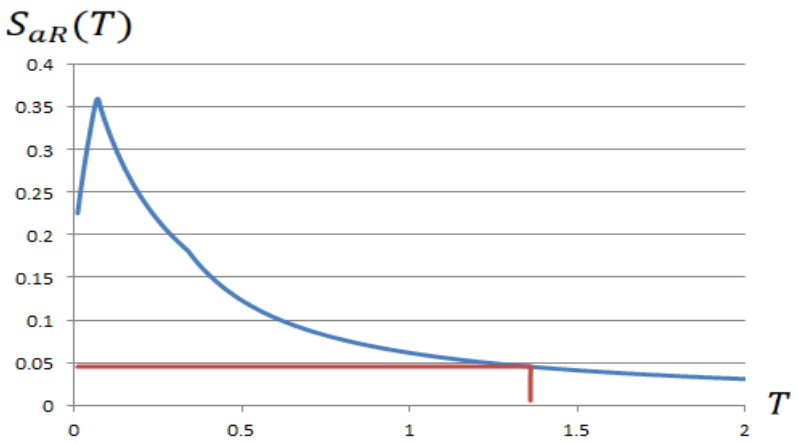
$$S_{ae}\left(T_p(y)\right) = \frac{S_{D1}}{T_p(y)} = \frac{0.492}{1.363} = 0.361$$

Deprem yükü azaltma katsayısı, $R_a(T)$, $T_p(y)$=1.363sn alınarak hesaplanacaktır. $T_p(y) > T_B = 0.32$ olduğundan,

$$R_a(1.363sn) = \frac{R^y}{I} = \frac{8}{1} = 8$$

$$S_{aR}(1.363\text{sn}) = \frac{S_{ae}(1.363sn)}{R_a(1.363\text{sn})} = \frac{0.361}{8} = 0.045$$

olarak bulunur. Şekil 4.7'de y doğrultusu için azaltılmış tasarım spektrumu gösterilmiştir.



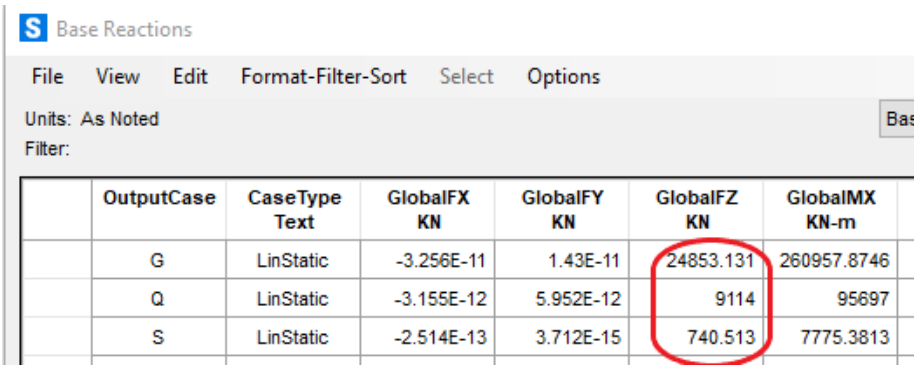
Şekil 4.7. Y doğrultusu için azaltılmış tasarım spektrumu

Toplam yatay eşdeğer deprem yükü hesabı aşağıda ifade edilmiştir.

TBDY 4.7.1'e göre, göz önüne alınan deprem doğrultusunda binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti) V_{tE}, TBDY Denklem 4.19 ile belirlenecektir.

$$V_{tE} = m_t S_{aR} \geq 0.04 m_t I S_{DS}$$

Kütle katılımı m_t=G+0.3Q+0.3S olarak alınacaktır. Sap2000 programına girilen düşey yükler sonucunda elde edilen değerler Şekil 4.8'de gösterilmiştir.



OutputCase	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m
G	LinStatic	-3.256E-11	1.43E-11	24853.131	260957.8746
Q	LinStatic	-3.155E-12	5.952E-12	9114	95697
S	LinStatic	-2.514E-13	3.712E-15	740.513	7775.3813

Şekil 4.8. Sap2000 toplam düşey yükler

m_t=24853.131+0.3(9114)+0.3(740.513)=27809.4kN olarak bulunur.

X doğrultusu toplam eşdeğer deprem yükü, $V_{tE}(x)$

$V_{tE}(x) = m_t S_{aR}(x) \geq 0.04 m_t I S_{DS}$

$V_{tE}(x) = 27809.4(0.102) \geq 0.04(27809.4)1(1.453)$

$V_{tE}(x) = 2836.6kN \geq 1616.3kN$

$V_{tE}(x) = 2836.6kN$ olarak bulunmuştur.

Y doğrultusu toplam eşdeğer deprem yükü, $V_{tE}(y)$

$V_{tE}(y) = m_t S_{aR}(y) \geq 0.04 m_t I S_{DS}$

$V_{tE}(y) = 27809.4(0.045) \geq 0.04(27809.4)1(1.453)$

$V_{tE}(y) = 1251.4kN \geq 1616.3kN \quad \times$

$V_{tE}(y) = 1616.3kN$ olarak bulunmuştur.

Düşey deprem etkisi

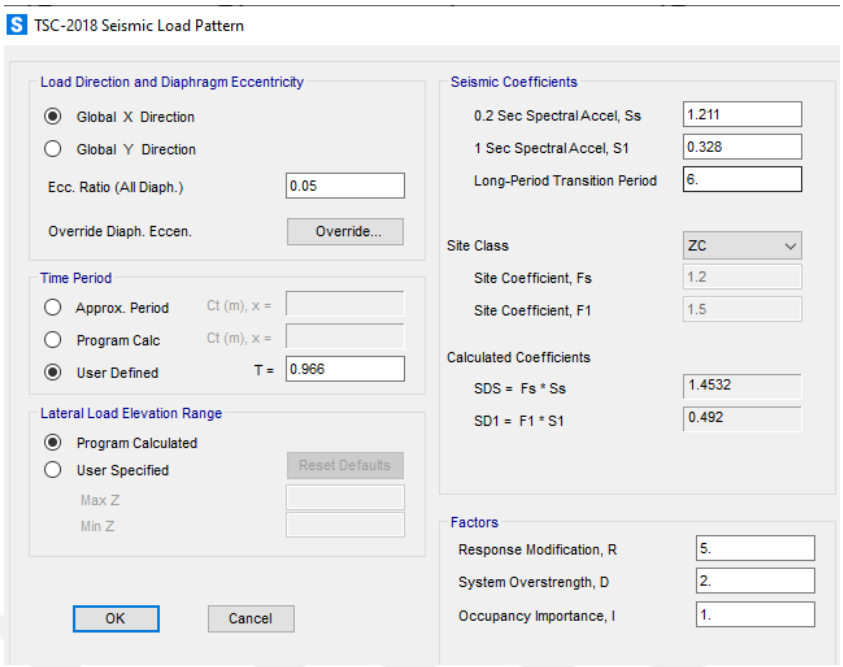
TBDY Bölüm 4.4.3'e göre düşey deprem etkisinin de deprem hesabında dikkate alınması gerekmektedir. Bu bina için düşey deprem etkisi, TBDY 4.4.3.2'ye uygun olarak, aşağıdaki denklem ile yaklaşık olarak dikkate alınacaktır.

$E_z = (2/3) S_{DS} G$

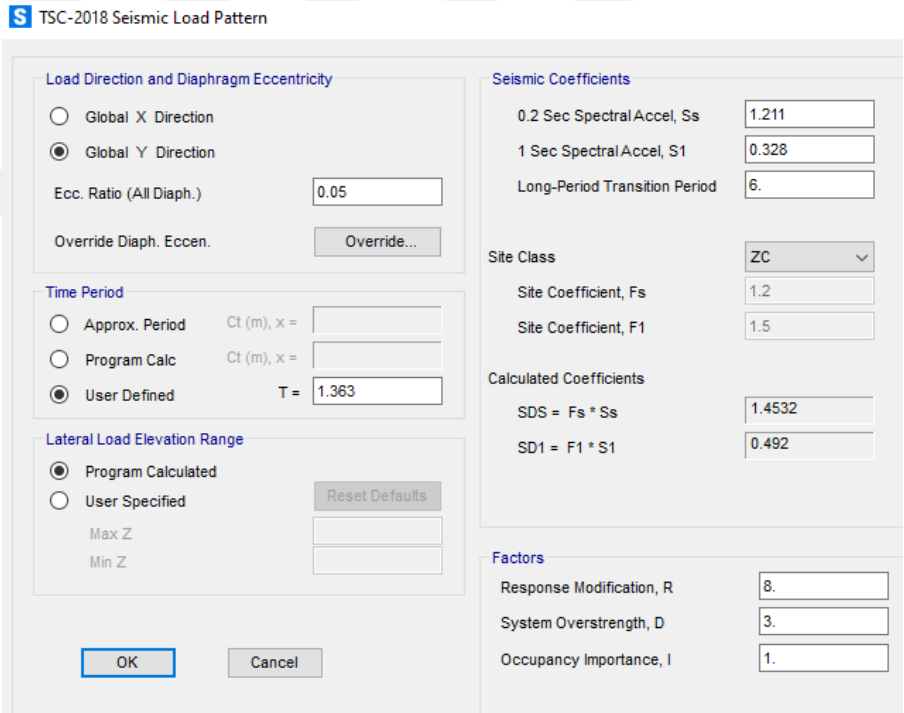
$E_z = (2/3)1.453G$=0.97G=26938kN

SAP2000 eşdeğer deprem yükü kontrolü

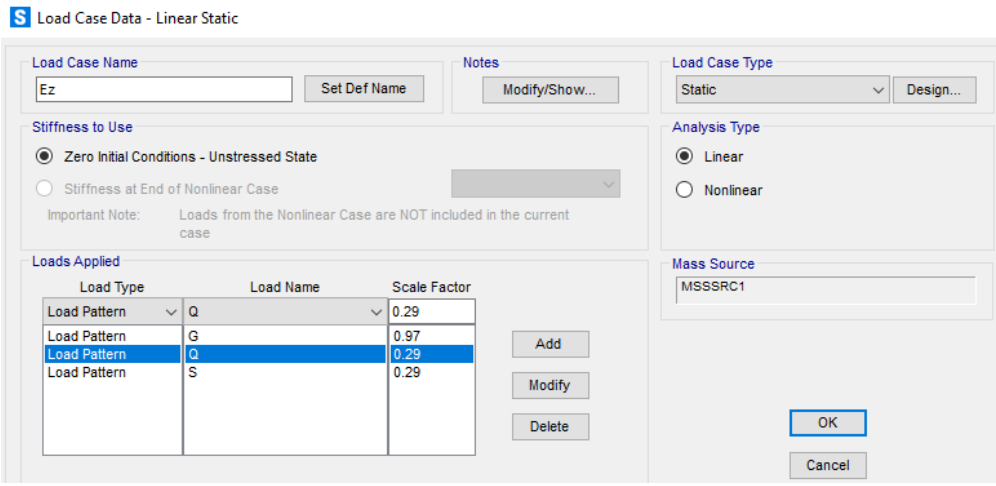
Deprem verilerinin Sap2000'e tanımlanması Şekil 4.9, Şekil 4.10 ve Şekil 4.11'de gösterilmiştir.



Şekil 4.9. Sap2000 x doğrultusu deprem verileri

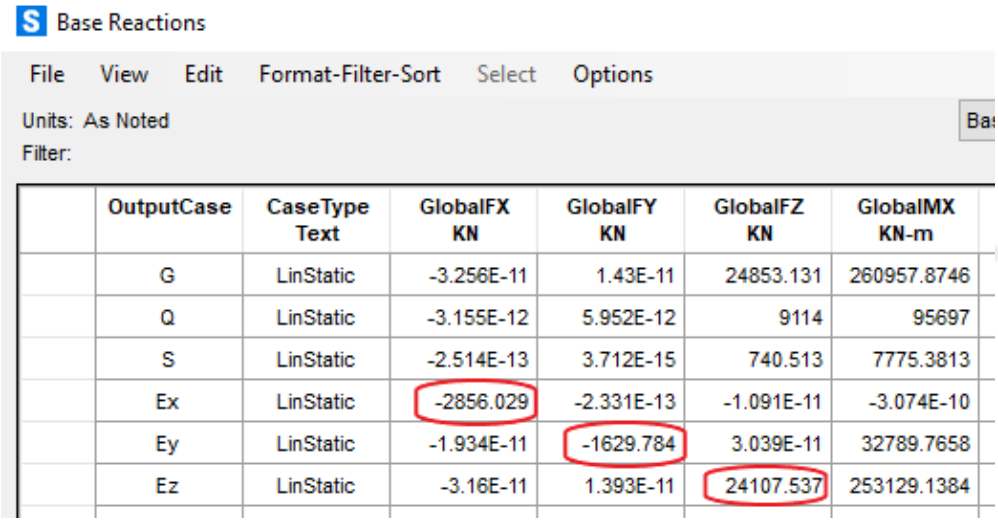


Şekil 4.10. Sap2000 y doğrultusu deprem verileri



Şekil 4.11. Sap2000 düşey doğrultu deprem yükü

Yapı sisteminin Sap2000 ile analiz sonrası bulunan eşdeğer deprem yükü; taban kesme kuvvetleri Şekil 4.12'de sunulmuştur.



Base Reactions

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

OutputCase	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m
G	LinStatic	-3.256E-11	1.43E-11	24853.131	260957.8746
Q	LinStatic	-3.155E-12	5.952E-12	9114	95697
S	LinStatic	-2.514E-13	3.712E-15	740.513	7775.3813
Ex	LinStatic	-2856.029	-2.331E-13	-1.091E-11	-3.074E-10
Ey	LinStatic	-1.934E-11	-1629.784	3.039E-11	32789.7658
Ez	LinStatic	-3.16E-11	1.393E-11	24107.537	253129.1384

Şekil 4.12. Sap2000 deprem yükleri

Sap2000 sonuçları ile TBDY göre hesaplanan taban kesme kuvvetleri yakın sonuçlar verdiğinden deprem hesabı doğrudur.

4.1.1.3. Rüzgar yükü

TS EN 1991-1-4'e göre yapı yüzey alanına bağlı olarak gelecek rüzgar yükü aşağıdaki şekilde alınmıştır.

$$w = q(z)(c_{pnet})A_{ref} = 0.66(1.3)A_{ref} = 0.858(A_{ref})kN/m^2$$

Yapı yüzey alanına(A_{ref}), gelecek olan kuvvet diyafram oluşturan kat döşemelerine etkitilecektir. Diyaframa gelen rüzgar yükleri Tablo 4.4 ile gösterilmiştir.

Tablo 4.4. Yapı yüzey genişliğine göre yüzeye dik gelen rüzgar kuvvetleri

Döşeme	Yüksekli k(m)	28m Genişliğindeki Yüzeye Etkiyen Rüzgar kuvveti(kN)	21m Genişliğindeki Yüzeye Etkiyen Rüzgar kuvveti(kN)
8.Kat	1.75	1.75(28)0.858=42.04	1.75(21)0.858=31.53
7.Kat	3.5	3.5(28)0.858=84.08	3.5(21)0.858=63.06
6.Kat	3.5	84.08	63.06
5.Kat	3.5	84.08	63.06
4.Kat	3.5	84.08	63.06
3.Kat	3.5	84.08	63.06
2.Kat	3.5	84.08	63.06
1.Kat	3.5	84.08	63.06
Toplam		630.6	492.95

Bu sistem için elverişsiz tesirlerin deprem yüklemesinden gelmesi beklenmektedir. Rüzgar yükleri en elverişsiz etkileri oluşturmayacağı öngörülmektedir.

4.1.2. Yük kombinasyonları

Yük kombinasyonu olarak YDKT yöntemi kullanılacaktır. YDKT kombinasyonları aşağıda verilmiştir.

1.4G

1.2G+1.6S

1.2G+1.6Q+0.5S

1.2G+1.6S+Q

1.2G+1.6S+0.8Wx

1.2G+1.6S+0.8Wy

1.2G+Q+0.5S+1.6Wx

1.2G+Q+0.5S+1.6Wy

1.2G+Q+0.2S+Ex+0.3Ey+0.3Ez

1.2G+Q+0.2S+Ex-0.3Ey+0.3Ez

1.2G+Q+0.2S-Ex+0.3Ey+0.3Ez

1.2G+Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez

1.2G+Q+0.2S+0.3Ex+Ey+0.3Ez

1.2G+Q+0.2S+0.3Ex-Ey+0.3Ez

1.2G+Q+0.2S-0.3Ex+Ey+0.3Ez

1.2G+Q+0.2S-0.3Ex-Ey+0.3Ez

0.9G+Ex+0.3Ey-0.3Ez

0.9G+Ex-0.3Ey-0.3Ez

0.9G-Ex+0.3Ey-0.3Ez

0.9G-Ex-0.3Ey-0.3Ez

0.9G+0.3Ex+Ey-0.3Ez

0.9G+0.3Ex-Ey-0.3Ez

0.9G-0.3Ex+Ey-0.3Ez

0.9G-0.3Ex-Ey-0.3Ez

0.9G+1.6Wx

0.9G+1.6Wy

Yukarıdaki ifadeler aşağıda açıklanmıştır.

G: Sabit yük + sistem öz kütlesi

Q: Hareketli yük

S: Kar yükü

W: Rüzgar yükü

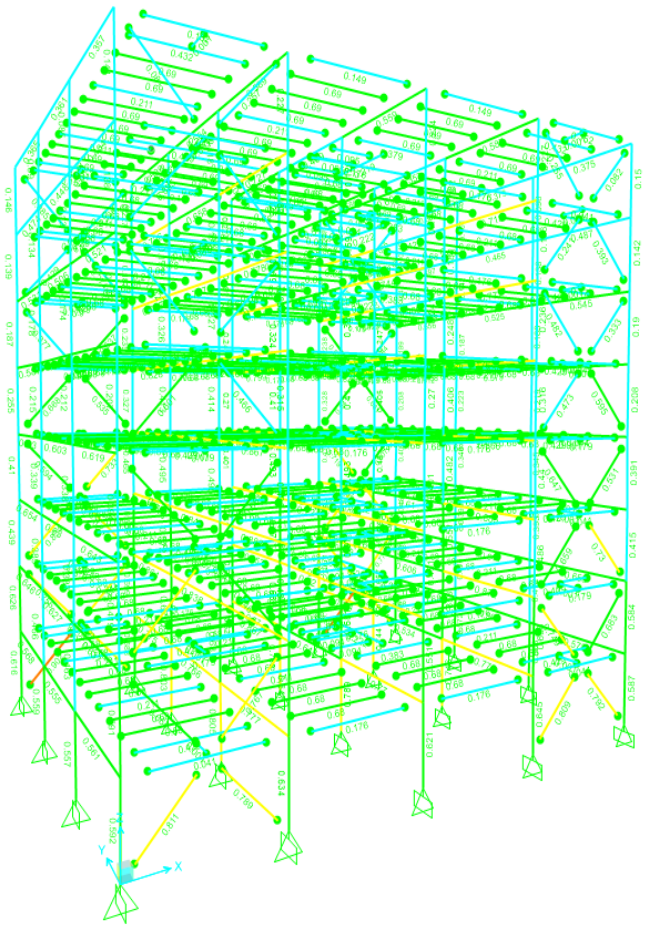
Ex: X doğrultusu deprem yükü

Ey: Y doğrultusu deprem yükü

Ez: Düşey deprem yükü

4.1.3. Çelik yapının birinci mertebe analiz sonuçları

Binanın üç boyutlu kapasite oranları ve zemin kat eleman kapasite listesi sırasıyla Şekil 4.13 ve Şekil 4.14 ile gösterilmiştir.



Şekil 4.13. Birinci mertebe kesit kapasite oranları genel görünüşü

Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-16

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

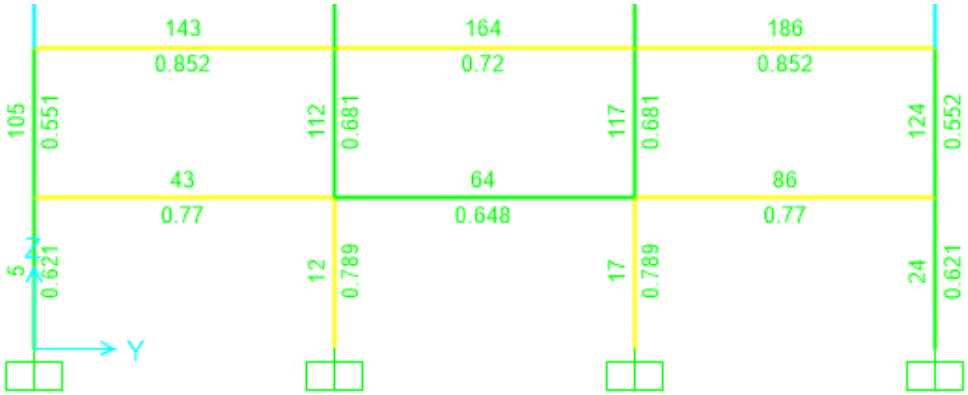
Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-16

Frame Text	DesignSect Text	DesignType Text	Combo Text	Pr KN	MrMajor KN-m	TotalRatio Unitless
12	HE450B	Column	1.2G+1Q+0.2S+0.3Ex+1Ey+0.3Ez	-3405.156	298.6531	0.789024
17	HE450B	Column	1.2G+1Q+0.2S-0.3Ex-1Ey+0.3Ez	-3405.156	-298.653	0.789024
24	HE450B	Column	1.2G+1Q+0.2S+0.3Ex+1Ey+0.3Ez	-2376.619	309.4689	0.621281
6	HE450B	Column	1.2G+1Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez	-3316.846	-114.3699	0.645219
13	HE450B	Column	1.2G+1Q+0.2S-0.3Ex+1Ey+0.3Ez	-3093.868	313.4789	0.746327
18	HE450B	Column	1.2G+1Q+0.2S-0.3Ex-1Ey+0.3Ez	-3095.937	-309.8556	0.744149
25	HE450B	Column	1.2G+1Q+0.2S-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-3589.545	125.6879	0.699604
9	HE450B	Column	1.2G+1Q+0.2S+Ex-0.3Ey+0.3Ez	-2963.949	-116.7209	0.586715
14	HE450B	Column	1.2G+1Q+0.2S+0.3Ex-1Ey+0.3Ez	-2099.247	-301.0439	0.56812
19	HE450B	Column	1.2G+1Q+0.2S+0.3Ex-1Ey+0.3Ez	-2117.484	-302.3427	0.572136
28	HE450B	Column	1.2G+1Q+0.2S+Ex+0.3Ey+0.3Ez	-3199.92	93.6457	0.610811
2	TUBO140X140X12	Brace	1.2G+1Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez	-717.393	1.527	0.810976
3	TUBO140X140X12	Brace	1.2G+1Q+0.2S+Ex-0.3Ey+0.3Ez	-697.395	1.527	0.788887
7	TUBO140X140X12	Brace	1.2G+1Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez	-715.378	1.527	0.80875
8	TUBO140X140X12	Brace	1.2G+1Q+0.2S+Ex-0.3Ey+0.3Ez	-700.253	1.527	0.792043

Şekil 4.14. Birinci kat birinci mertebe kapasite oranları listesi

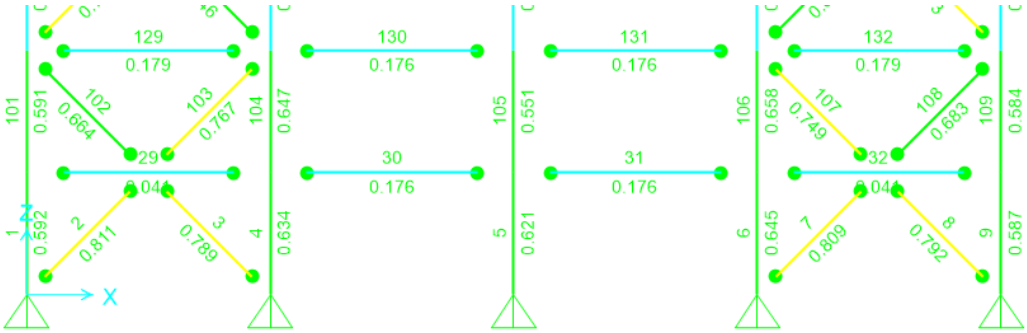
Zemin kat 3/B aksı (12numaralı) kolonu ve zemin kat 4/A aksında bulunan (7 numaralı) çapraz elemanı incelenecektir. Bu elemanlar en yüksek kapasite oranlarına sahip değildir. Stabilite sonuçları ile karşılaştırma yapılabilmesi adına seçilen kolon ve çapraz elemanlarıdır.

12 numaralı kolon elemanı 1.2G+Q+0.2S+0.3Ex+Ey+0.3Ez kombinasyonu ile en elverişsiz kesit tesirlerine ulaşmıştır. Görseli Şekil 4.15'te sunulmuştur.



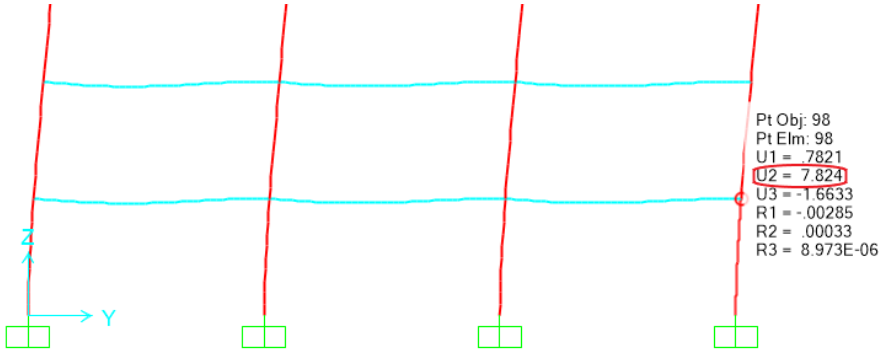
Şekil 4.15. 3 aksı birinci mertebe kapasite oranları

7 numaralı çapraz elemanı 1.2G+Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez ile en elverişsiz kesit tesirlerine ulaşmıştır. Görseli Şekil 4.16'da sunulmuştur.



Şekil 4.16. A aksı birinci mertebe kapasite oranları

Yapı sistemi incelendiğinde x doğrultusunda çaprazlar olması nedeniyle en elverişsiz deplasman değerleri y yönünde oluşmuştur. Y doğrultusunda en elverişsiz kesit tesirlerini oluşturan 1.2G+Q+0.2S+0.3Ex+Ey+0.3Ez kombinasyonudur. Bu kombinasyonda oluşan en elverişsiz deplasman değeri 5 aksında 7.82mm olarak elde edilmiştir. Şekil 4.17'de oluşan deplasman gösterilmiştir. X doğrultusunda en elverişsiz deplasman değerini 1.2G+Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez kombinasyonu 3.11mm olarak oluşturmuştur.



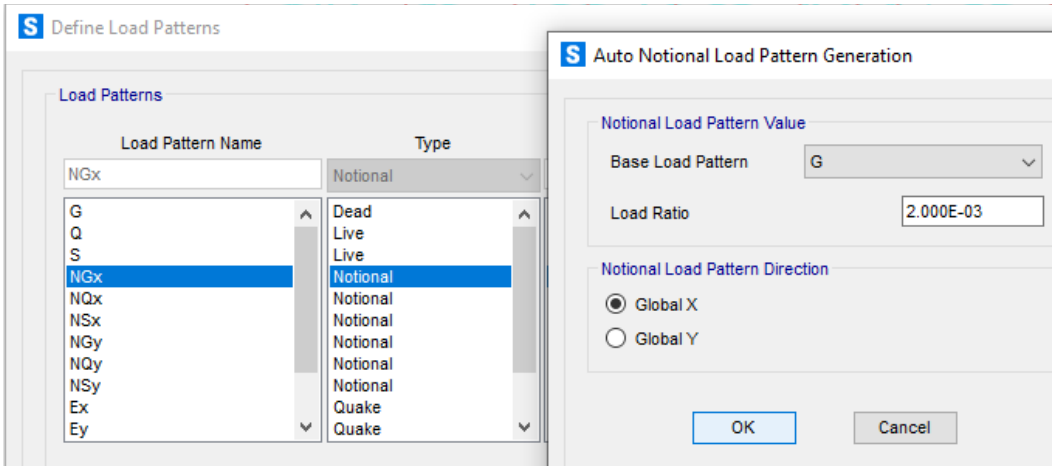
Şekil 4.17. 5 aksı birinci mertebe deplasman değeri

4.2. Çelik Yapının ÇYHTYE Yönetmeliğine Göre Stabilite Tasarımı

Stabilite tasarımda tüm yöntemler için kullanılacak olan detaylar aşağıda sunulmuştur.

4.2.1. Geometrik ön kusurların dikkate alınması

Geometrik ön kusurlar fiktif yük olarak ele alınacaktır. Fiktif yükler sap2000 programı ile otomatik notional olacak şekilde Şekil 4.18 ile gösterildiği gibi dikkate alınacaktır.



Şekil 4.18. Sap2000 fiktif yük

4.2.1.1. Yük kombinasyonları

Yük kombinasyonları $B_2 \leq 1.7$ olması kabulü ile fiktif yükler sadece düşey yükleri içeren YDKT kombinasyonlarında kullanılacaktır.

1.4(G+NGx)

1.4(G+NGy)

1.2(G+NGx)+1.6(S+NSx)

1.2(G+NGy)+1.6(S+NSy)

1.2(G+NGx)+1.6(Q+NQx)+0.5(S+NSx)

1.2(G+NGy)+1.6(Q+NQy)+0.5(S+NSy)

1.2(G+NGx)+1.6(S+NSx)+1(Q+NQx)

1.2(G+NGy)+1.6(S+NSy)+1(Q+NQy)

1.2G+1.6S+0.8Wx

1.2G+1.6S+0.8Wy

1.2G+Q+0.5S+1.6Wx

1.2G+Q+0.5S+1.6Wy

1.2G+Q+0.2S+Ex+0.3Ey+0.3Ez

1.2G+Q+0.2S+Ex-0.3Ey+0.3Ez

1.2G+Q+0.2S-Ex+0.3Ey+0.3Ez

1.2G+Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez

1.2G+Q+0.2S+0.3Ex+Ey+0.3Ez

1.2G+Q+0.2S+0.3Ex-Ey+0.3Ez

1.2G+Q+0.2S-0.3Ex+Ey+0.3Ez

1.2G+Q+0.2S-0.3Ex-Ey+0.3Ez

0.9G+Ex+0.3Ey-0.3Ez

0.9G+Ex-0.3Ey-0.3Ez

0.9G-Ex+0.3Ey-0.3Ez

0.9G-Ex-0.3Ey-0.3Ez

0.9G+0.3Ex+Ey-0.3Ez

0.9G+0.3Ex-Ey-0.3Ez

0.9G-0.3Ex+Ey-0.3Ez

0.9G-0.3Ex-Ey-0.3Ez

0.9G+1.6Wx

0.9G+1.6Wy

Yukarıdaki ifadeler aşağıda açıklanmıştır.

G: Sabit yük + sistem öz kütlesi

NGx: X yönü G yükünün fiktifi

NGy: Y yönü G yükünün fiktifi

Q: Hareketli yük

NQx: X yönü Q yükünün fiktifi

NQy: Y yönü Q yükünün fiktifi

S: Kar yükü

NSx: X yönü S yükünün fiktifi

NSy: Y yönü S yükünün fiktifi

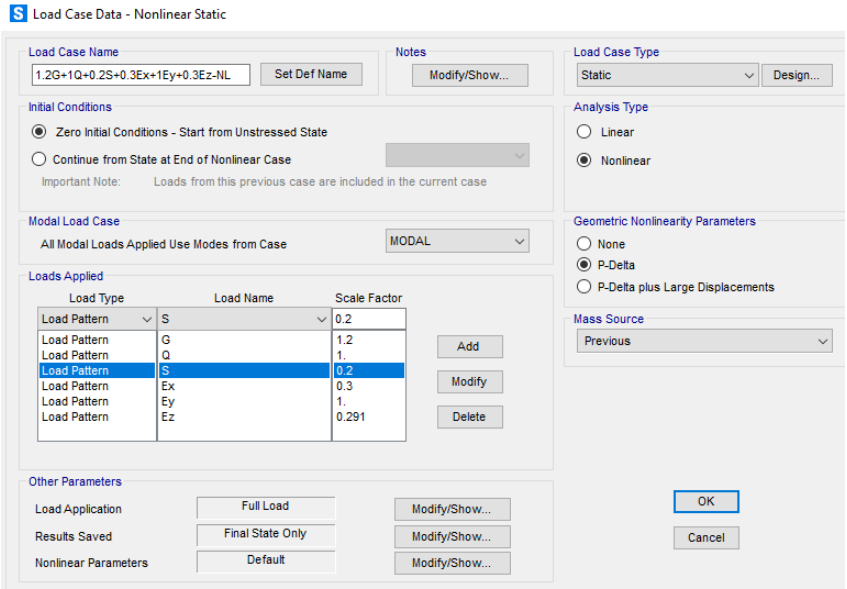
W: Rüzgar yükü

Ex: X ekseni deprem yükü

Ey: Y ekseni deprem yükü

Ez: Düşey deprem yükü

Yaklaşık ikinci mertebe analizlerinde yukarıdaki yük kombinasyonları sap2000 programında kombinasyonlar bölümünde ele alınırken, doğrusal olmayan analizlerde (Nonlinear) yük durumları olarak ele alınacaktır. Nonlinear yük durumu için bir örnek Şekil 4.19 ile gösterilmiştir.



Şekil 4.19. Sap2000 nonlinear yük durumu

Bina periyodunun dikkate alınması: Bina periyodu modal analiz ile hesaplandıktan sonra kullanıcı tarafından doğrultulara göre bulunan hakim titreşim periyotlarının programa tanımlanması (Şekil 4.9 ve Şekil 4.10'da olduğu gibi) gerekmektedir. Genel analiz yöntemi ile doğrusal olmayan analizi, Genel analiz yöntemi ile yaklaşık ikinci mertebe analizi ve Burkulma boyu yöntemi ile doğrusal olmayan analiz kullanılarak tasarım yapılırken periyotların programa tanımlanması deprem yüklerinin doğru alınması için önemli bir etkendir.

4.3. Çelik Yapının Genel Analiz Yöntemi Doğrusal Olmayan Analiz (Nonlinear) ile Tasarımı

Genel analiz yöntemi Sap2000 ayarları Şekil 4.20 ile gösterilmiştir. Sap2000 programı rijitliklerin azaltmasını gelen eksenel yük durumuna (0.8EA veya 0.8τEI) göre ayarlayabildiğinden program tarafından uygulanacaktır.

Steel Frame Design Preferences for AISC 360-16

	Item	Value
1	Design Code	AISC 360-16
2	Multi-Response Case Design	Envelopes
3	Framing Type	SMF
4	Seismic Design Category	D
5	Importance Factor	1.
6	Design System Rho	1.
7	Design System Sds	0.5
8	Design System R	8.
9	Design System Omega0	3.
10	Design System Cd	5.5
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
15	Phi(Bending)	0.9
16	Phi(Compression)	0.9
17	Phi(Tension Yielding)	0.9

Şekil 4.20. GA yöntemi Sap2000 Nonlinear ayarı

4.3.1. Genel analiz yöntemi doğrusal olmayan analiz sonuçları

Zemin kat eleman kapasite listesi Şekil 4.21'de, Y doğrultusu en büyük deplasmana sahip aks sistemi Şekil 4.22'de gösterilmiştir. X doğrultusu en büyük deplasnman değeri 3.96mm olarak bulunmuştur.

Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-16

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

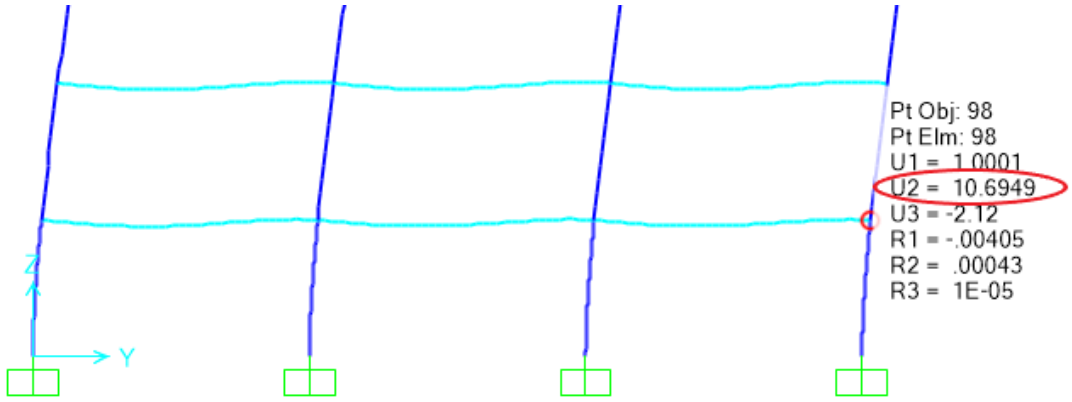
Units: As Noted

Filter:

Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-16

Frame Text	DesignSect Text	Combo Text	Location m	Pr KN	MrMajor KN-m	TotalRatio Unitless
12	HE450B	1.2G+1Q+0.2S+0.3Ex+1Ey+0.3Ez	0	-3404.062	325.8342	0.807828
17	HE450B	1.2G+1Q+0.2S+0.3Ex-1Ey+0.3Ez	0	-3404.062	-325.8415	0.807833
24	HE450B	1.2G+1Q+0.2S+0.3Ex+1Ey+0.3Ez	0	-2406.487	336.3784	0.645172
6	HE450B	1.2G+1Q+0.2S-0.3Ex-1Ey+0.3Ez	0	-2534.864	-338.6256	0.668622
13	HE450B	1.2G+1Q+0.2S-0.3Ex+1Ey+0.3Ez	0	-3093.421	341.8677	0.766086
18	HE450B	1.2G+1Q+0.2S-0.3Ex-1Ey+0.3Ez	0	-3095.558	-338.1946	0.763884
25	HE450B	1.2G+1Q+0.2S-Ex+0.3Ey+0.3Ez	0	-3646.199	135.1919	0.7159
9	HE450B	1.2G+1Q+0.2S+Ex-0.3Ey+0.3Ez	0	-3014.414	-125.3401	0.601338
14	HE450B	1.2G+1Q+0.2S+0.3Ex-1Ey+0.3Ez	0	-2098.856	-329.5591	0.587976
19	HE450B	1.2G+1Q+0.2S+0.3Ex-1Ey+0.3Ez	0	-2117.434	-330.903	0.592082
28	HE450B	1.2G+1Q+0.2S+Ex+0.3Ey+0.3Ez	0	-3255.456	101.7152	0.625914
2	TUBO140X140X12	1.2G+1Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez	2.47487	-727.483	3.7237	0.848904
3	TUBO140X140X12	1.2G+1Q+0.2S+Ex-0.3Ey+0.3Ez	2.47487	-707.255	4.0856	0.830961
7	TUBO140X140X12	1.2G+1Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez	2.47487	-725.33	3.7124	0.846384
8	TUBO140X140X12	1.2G+1Q+0.2S+Ex-0.3Ey+0.3Ez	2.47487	-710.208	4.1093	0.834519

Şekil 4.21. Birinci kat ikinci mertebe kapasite oranları listesi (GA)



Şekil 4.22. 5 aksı ikinci mertebe deplasman değeri (GA)

Analiz sonuçlarına göre hiçbir taşıyıcı elemanın P_r/P_{ns} oranı 0.5'den büyük değildir. Eğilme rijitliği de normal rijitlikler gibi 0.8 katsayısı ile program tarafından azaltılmıştır. 2 ve 7 numaralı yapı elemanlarının sap2000 program dizayn sonuçları Ek B bölümünde sunulmuştur.

4.4. Çelik Yapının Genel Analiz Yöntemi Yaklaşık İkinci Mertebe Analiz ile Tasarımı

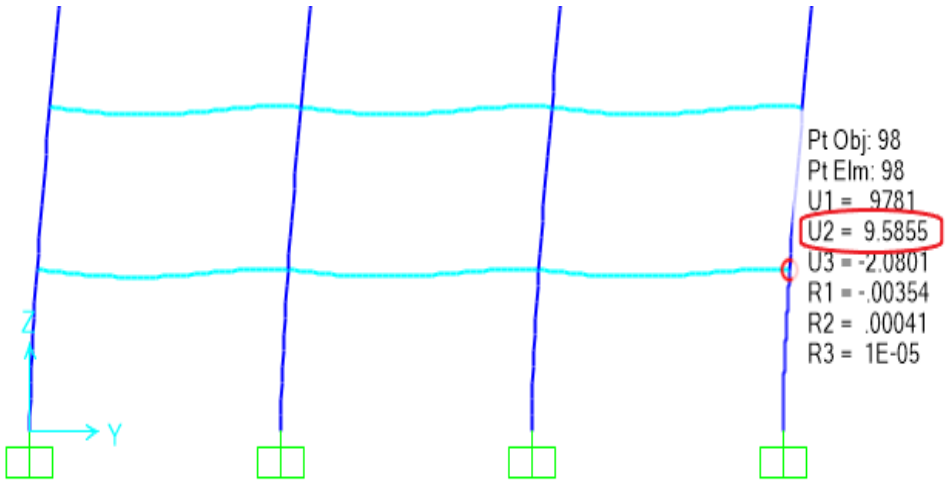
Sap2000 programı rijitliklerin azaltmasını, gelen eksenel yük durumuna (0.8EA veya 0.8τEI) göre ayarlayabildiğinden program tarafından uygulanacaktır. Yaklaşık ikinci mertebe analizi için gerekli olan B_1 katsayısı hesabı program tarafından yapılmaktadır. Ancak B_2 katsayısı hesabı programa kullanıcı tarafından girilmesi gerekmektedir. Bu nedenle B_2 katsayısı hesaplanıp programa girilecektir. GA yöntemiyle yaklaşık ikinci mertebe analiz ayarları Şekil 4.23'te gösterilmiştir.

Steel Frame Design Preferences for AISC 360-16

	Item	Value
1	Design Code	AISC 360-16
2	Multi-Response Case Design	Envelopes
3	Framing Type	SMF
4	Seismic Design Category	D
5	Importance Factor	1.
6	Design System Rho	1.
7	Design System Sds	0.5
8	Design System R	8.
9	Design System Omega0	3.
10	Design System Cd	5.5
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	Amplified 1st Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
15	Phi(Bending)	0.9
16	Phi(Compression)	0.9
17	Phi(Tension-Yielding)	0.9

Şekil 4.23. GA yöntemi Sap2000 yaklaşık ikinci mertebe analiz ayarı

Y doğrultusunda en büyük deplasman değeri oluşan aks sistemi Şekil 4.24 ile gösterilmiştir.



Şekil 4.24. 5 aksı yaklaşık ikinci mertebe deplasman değeri (GA)

Deplasman sonuçları x yönü için; 3.8mm (1.2G+Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez), y yönü için 9.59mm (1.2G+Q+0.2S+0.3Ex+Ey+0.3Ez) olarak bulunuştur.

Yaklaşık ikinci mertebe analiz yönteminde kullanılacak olan B_2 katsayısı, rijitlikleri azaltılmış sistemin birinci mertebe analiz değerleri ile hesabı yapılacaktır. X ve Y doğrultuları için B_2 katsayısı hesabı Tablo 4.5 ile gösterilmiştir. Y doğrultusu moment aktaran çerçeve sistemi için en elverişsiz yükleme 1.2G+Q+0.2S+0.3Ex+Ey+0.3Ez kombinasyonudur. X doğrultusu çaprazlı çerçeve sistemi için en elverişsiz yükleme 1.2G+Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez kombinasyonudur. Bu kombinasyon değerleriyle B_2 hesabı Denklem 2.6 ile yapılacaktır.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{kat}}{P_{e,kat}}}; \quad P_{e,kat} = R_M \frac{HL}{\Delta_H}; \quad R_M = 1 - 0.15\left(P_{mf}/P_{kat}\right)$$

Tablo 4.5. GA yöntemi yaklaşık ikinci mertebe analizi B_2hesabı

X doğrultusu	Y doğrultusu
1.2G+Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez	1.2G+Q+0.2S+0.3Ex+Ey+0.3Ez
X doğrultusunda yatayda taşıyıcı çapraz elemanları olduğundan $P_{mf} = 0$'dır. $R_M = 1 - 0.15(0) = 1$ Y yönü kat kesme kuvveti(H)=Ex=2856.03kN L=3500mm $\Delta_H = 3.8mm$ $P_{e,kat} = 1\dfrac{2856.03(3500)}{3.8}$ $= 2630526.3kN$ P_{kat}=1.2G+Q+0.2S+0.3Ez =1.2(24853.13)+9114+0.2(740.51)+ 0.3(24107.54) P_{kat}=46318kN $B_2 = \dfrac{1}{1 - \dfrac{1(46318)}{2630526.3}} = 1.018$	Y doğrultusunda tüm kolonlar yatayda taşıyıcı olduğundan $P_{mf} = P_{kat}$'dir. $R_M = 1 - 0.15(1) = 0.85$ Y yönü kat kesme kuvveti(H)=Ey=1629.78kN L=3500mm $\Delta_H = 9.59mm$ $P_{e,kat} = 0.85\dfrac{1629.8(3500)}{9.59}$ $= 505588.7kN$ P_{kat}=1.2G+Q+0.2S+0.3Ez =1.2(24853.13)+9114+0.2(740.51)+0.3 (24107.54) P_{kat}=46318kN $B_2 = \dfrac{1}{1 - \dfrac{1(46318)}{505588.7}} = 1.101$

4.4.1. Programa yaklaşık ikinci mertebe analizi için girilen veriler (GA)

Yaklaşık ikinci mertebe analizleri sonuçlarının doğru olabilmesi için programa tanımlanması gereken bazı değerler vardır. Tüm kolonlara kuvvetli olduğu yönde B_1 katsayısı hesabı için C_m katsayısı 1, B_2 katsayısı 1.101 olarak tanımlanmıştır. Çapraz elemanı için C_m katsayısı programa hesaplatılıp, B_2 katsayısı 1.018 olarak tanımlanmıştır.

4.4.2. Genel analiz yöntemi yaklaşık ikinci mertebe analizi sonuçları

Sap2000 programı yaklaşık ikinci mertebe analiz sonuçlarını birinci mertebe analiz değerlerini B_1 ve B_2 katsayıları ile artırarak bulmaktadır. Kapasite sonuçları Tablo 4.6'da verilmiştir. Kapasite detayları EK B bölümünde sunulmuştur.

Tablo 4.6. GA yaklaşık ikinci mertebe analiz sonuçları

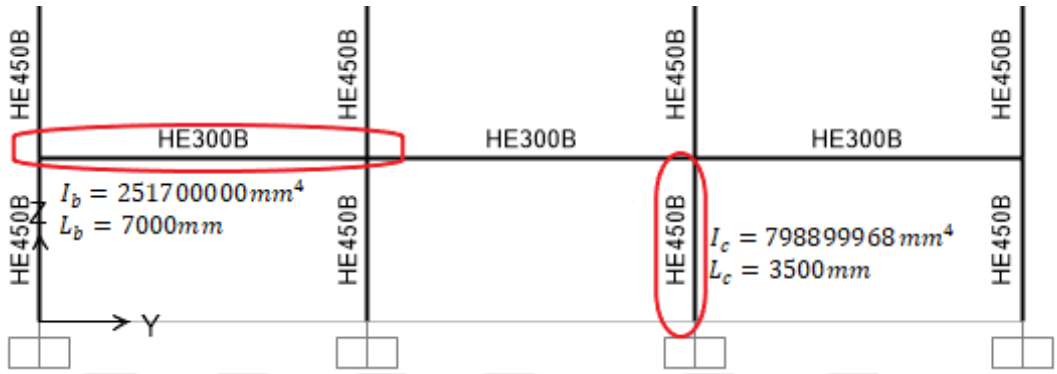
	7 Numaralı Çapraz	12 Numaralı Kolon
M_r	3.258kNm	328.038kNm
P_r	-724.441kN	-3403.923kN
Kapasite Oranı	0.840	0.809

4.5. Çelik Yapının Burkulma Boyu Yöntemi Doğrusal Olmayan Analiz (Nonlinear) ile Tasarımı

4.5.1. K katsayıları hesabı

Kolonların mafsallı olarak çalıştığı x doğrultusu için ve çapraz elemanları için K katsayısı 1 olarak alınacaktır. Zemin kat ve normal kat kolonları moment aktaran yönleri için yapılan K katsayısı hesabı Tablo 4.7 ile sunulmuştur. K katsayısı değerleri yanal yer değiştirmesi önlenmemiş sistemler için Denklem 3.10 ile hesaplanacaktır. Bölüm 3.2.4.3 de sunulan düzenlemeler yapılmıştır.

Tablo 4.7. Burkulma boyu katsayısı, K hesabı



Y doğrultusu kolon ve kirişleri

Zemin kat aks ortası kolonları	Zemin kat aks kenar kolonları
G_A:Kolon üst; G_B:Kolon alt düğüm noktalarını ifade eder.	G_A:Kolon üst; G_B:Kolon alt düğüm noktalarını ifade eder.
G= $\frac{\Sigma(E_c I_c/L_c)}{\Sigma(E_g I_g/L_g)}$	G= $\frac{\Sigma(E_c I_c/L_c)}{\Sigma(E_g I_g/L_g)}$
Kiriş rijitliği 2/3(0.67) ile azaltılacaktır.	Kiriş rijitliği 2/3(0.67) ile azaltılacaktır.
$G_A = \frac{2(798899968/3500)}{2*(0.67*251700000/7000)}$ = 9.47	$G_A = \frac{2(798899968/3500)}{0.67*(251700000/7000)}$ = 18.94
G_B= 1 olarak alınır.	G_B= 1 olarak alınır.
$K_{orta} = \sqrt{\frac{G_A(1.6G_B+4.0)+(4G_B+7.5)}{G_A+G_B+7.5}}$ $= \sqrt{\frac{9.47(1.6*1+4.0)+(4*1+7.5)}{9.47+1+7.5}}$	$K_{kenar} = \sqrt{\frac{G_A(1.6G_B+4.0)+(4G_B+7.5)}{G_A+G_B+7.5}}$ $= \sqrt{\frac{18.94(1.6*1+4.0)+(4*1+7.5)}{18.94+1+7.5}}$
K_{orta}=1.90	K_{kenar}=2.07

Tablo 4.7. (Devamı) Burkulma boyu katsayısı, K hesabı

Normal kat aks orta kolonları G_A:Kolon üst; G_B:Kolon alt düğüm noktalarını ifade eder. G= $\frac{\Sigma(E_c I_c/L_c)}{\Sigma(E_g I_g/L_g)}$ Kiriş rijitliği 2/3(0.67) ile azaltılacaktır. $G_A = \frac{2(798899968/3500)}{2*(0.67*251700000/7000)}$ = 9.47 $G_B = \frac{2(798899968/3500)}{2*(0.67*251700000/7000)}$= 9.47 $K_{orta} = \sqrt{\frac{G_A(1.6G_B+4.0)+(4G_B+7.5)}{G_A+G_B+7.5}}$ $= \sqrt{\frac{9.47(1.6*9.47+4.0)+(4*9.47+7.5)}{9.47+9.47+7.5}}$ K_{orta}=2.92	Normal kat aks kenar kolonları G_A:Kolon üst; G_B:Kolon alt düğüm noktalarını ifade eder. G= $\frac{\Sigma(E_c I_c/L_c)}{\Sigma(E_g I_g/L_g)}$ Kiriş rijitliği 2/3(0.67) ile azaltılacaktır. $G_A = \frac{2(798899968/3500)}{0.67*(251700000/7000)}$ = 18.94 $G_B = \frac{2(798899968/3500)}{0.67*(251700000/7000)}$ = 18.94 $K_{kenar} = \sqrt{\frac{G_A(1.6G_B+4.0)+(4G_B+7.5)}{G_A+G_B+7.5}}$ $= \sqrt{\frac{18.94(1.6*18.94+4.0)+(4*18.94+7.5)}{18.94+18.94+7.5}}$ K_{kenar}=4.02

Burkulma boyu yöntemi Sap2000 ayarları Şekil 4.25 ile gösterilmiştir. Tablo 4.7'de hesaplanan K katsayıları Sap2000 programına tanımlanmıştır.

1	Design Code	AISC 360-16
2	Multi-Response Case Design	Envelopes
3	Framing Type	SMF
4	Seismic Design Category	D
5	Importance Factor	1.
6	Design System Rho	1.
7	Design System Sds	0.5
8	Design System R	8.
9	Design System Omega0	3.
10	Design System Cd	5.5
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Effective Length
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	No Modification
15	Phi(Bending)	0.9
16	Phi(Compression)	0.9

Şekil 4.25. BB yöntemi Sap2000 nonlinear ayarı

4.5.2. Burkulma boyu yöntemi doğrusal olmayan analiz sonuçları

Zemin kat eleman kapasite listesi Şekil 4.26'da, Y doğrultusu en büyük deplasmana sahip aks sistemi Şekil 4.27'de gösterilmiştir. X doğrultusunda en büyük deplasman değeri 3.16 mm olarak bulunmuştur.

Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-16

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

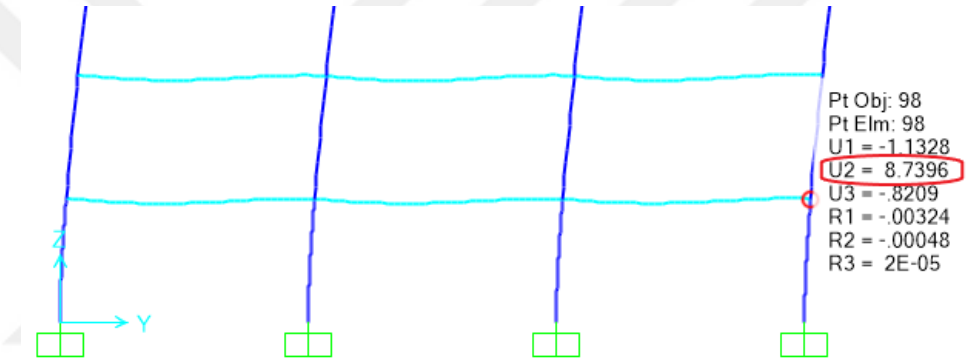
Units: As Noted

Filter:

Steel Design 2 - PMM Details - AISC 360-16

Frame Text	DesignSect Text	Combo Text	Location m	Pr KN	MrMajor KN-m	TotalRatio Unitless
12	HE450B	1.2G+1Q+0.2S+0.3Ex+1Ey+0.3Ez	0	-3405.641	320.3847	0.80429
17	HE450B	1.2G+1Q+0.2S+0.3Ex-1Ey+0.3Ez	0	-3405.641	-320.3903	0.804294
24	HE450B	1.2G+1Q+0.2S+0.3Ex+1Ey+0.3Ez	0	-2399.323	330.6224	0.63993
6	HE450B	1.2G+1Q+0.2S-0.3Ex-1Ey+0.3Ez	0	-2526.257	-332.8733	0.663136
13	HE450B	1.2G+1Q+0.2S-0.3Ex+1Ey+0.3Ez	0	-3094.64	335.7211	0.761999
18	HE450B	1.2G+1Q+0.2S-0.3Ex-1Ey+0.3Ez	0	-3096.75	-332.1019	0.75983
25	HE450B	1.2G+1Q+0.2S-Ex+0.3Ey+0.3Ez	0	-3635.448	132.1246	0.711925
9	HE450B	1.2G+1Q+0.2S+Ex-0.3Ey+0.3Ez	0	-3003.766	-122.9686	0.597866
14	HE450B	1.2G+1Q+0.2S+0.3Ex-1Ey+0.3Ez	0	-2098.987	-324.0085	0.58412
19	HE450B	1.2G+1Q+0.2S+0.3Ex-1Ey+0.3Ez	0	-2118.352	-325.3156	0.588334
28	HE450B	1.2G+1Q+0.2S+Ex+0.3Ey+0.3Ez	0	-3244.823	99.728	0.622713
2	TUBO140X140X12	1.2G+1Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez	2.47487	-725.307	2.7911	0.835144
3	TUBO140X140X12	1.2G+1Q+0.2S+Ex-0.3Ey+0.3Ez	2.47487	-705.079	2.7435	0.812218
7	TUBO140X140X12	1.2G+1Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez	2.47487	-723.226	2.7862	0.832783
8	TUBO140X140X12	1.2G+1Q+0.2S+Ex-0.3Ey+0.3Ez	2.47487	-708.015	2.7504	0.815548

Şekil 4.26. Birinci kat ikinci mertebe kapasite oranları listesi (BB)



Şekil 4.27. 5 aksı ikinci mertebe deplasman değeri (BB)

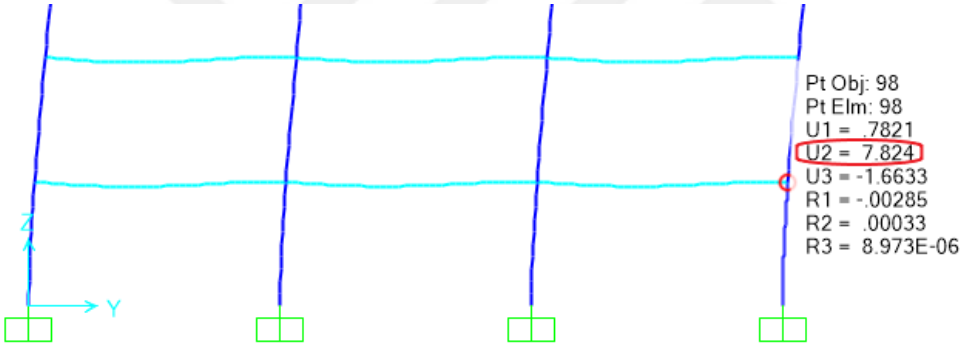
4.6. Çelik Yapının Burkulma Boyu Yöntemi Yaklaşık İkinci Mertebe Analiz ile Tasarımı

Burkulma boyu yöntemi için uygulanması gereken K katsayı değerleri Tablo 4.7 ile gösterilmişti. Yaklaşık ikinci mertebe analizi için gerekli olan B_1 katsayısı hesabı program tarafından yapılmaktadır. Ancak B_2 katsayısı hesabı programa kullanıcı tarafından girilmesi gerekmektedir. Bu nedenle B_2 katsayısı hesaplanıp programa girilecektir. BB yöntemiyle yaklaşık ikinci mertebe analiz ayarları Şekil 4.28'de gösterilmiştir.

Steel Frame Design Preferences for AISC 360-16

	Item	Value
1	Design Code	AISC 360-16
2	Multi-Response Case Design	Envelopes
3	Framing Type	SMF
4	Seismic Design Category	D
5	Importance Factor	1.
6	Design System Rho	1.
7	Design System Sds	0.5
8	Design System R	8.
9	Design System Omega0	3.
10	Design System Cd	5.5
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Effective Length
13	Second Order Method	Amplified 1st Order
14	Stiffness Reduction Method	No Modification
15	Phi(Bending)	0.9
16	Phi(Compression)	0.9

Şekil 4.28. BB yöntemi Sap2000 yaklaşık ikinci mertebe analiz ayarı



Şekil 4.29. 5 aksı yaklaşık ikinci mertebe deplasman değeri (BB)

Deplasman sonuçları x yönü için 3.11mm (1.2G+Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez), y yönü için 7.82mm (1.2G+Q+0.2S+0.3Ex+Ey+0.3Ez) olarak bulunuştur. Y yönü deplasman değeri Şekil 4.29 ile gösterilmiştir.

Yaklaşık ikinci mertebe analiz yönteminde kullanılacak olan B_2 katsayısı, birinci mertebe analiz değerleri ile hesabı yapılacaktır. X ve Y doğrultuları için B_2 katsayısı hesabı Tablo 4.8 ile gösterilmiştir. Y doğrultusu moment aktaran çerçeve sistemi için en elverişsiz yükleme 1.2G+Q+0.2S+0.3Ex+Ey+0.3Ez kombinasyonudur. X doğrultusu çaprazlı çerçeve sistemi için en elverişsiz yükleme 1.2G+Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez kombinasyonudur. Bu kombinasyon değerleriyle B_2 hesabı Denklem 2.6 ile yapılacaktır.

Tablo 4.8. BB yöntemi yaklaşık ikinci mertbe analizi B_2 hesabı

X doğrultusu	Y doğrultusu
1.2G+Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez	1.2G+Q+0.2S+0.3Ex+Ey+0.3Ez
X doğrultusunda yatayda taşıyıcı çapraz elemanları olduğundan $P_{mf} = 0$'dır. $R_M = 1 - 0.15(0) = 1$ Y yönü kat kesme kuvveti(H)=Ex=2856.03kN L=3500mm $\Delta_H = 3.11mm$ $P_{e,kat} = 1\dfrac{2856.03(3500)}{3.11}$ $= 3214181.7kN$ P_{kat}=1.2G+Q+0.2S+0.3Ez =1.2(24853.13)+9114+0.2(740.51)+0.3(24107.54) P_{kat}=46318kN $B_{2x} = \dfrac{1}{1 - \dfrac{1(46318)}{3214181.7}} = 1.015$	Y doğrultusunda tüm kolonlar yatayda taşıyıcı olduğundan $P_{mf} = P_{kat}$'dir. $R_M = 1 - 0.15(1) = 0.85$ Y yönü kat kesme kuvveti(H)=Ey=1629.78kN L=3500mm $\Delta_H = 7.82mm$ $P_{e,kat} = 0.85\dfrac{1629.8(3500)}{7.82}$ $= 620032.6kN$ P_{kat}=1.2G+Q+0.2S+0.3Ez=1.2(24853.13)+9114+0.2(740.51)+0.3(24107.54) P_{kat}=46318kN $B_{2y} = \dfrac{1}{1 - \dfrac{1(46318)}{620032.6}} = 1.081$

4.6.1. Programa yaklaşık ikinci mertebe analizi için girilen veriler

Yaklaşık ikinci mertebe analizleri sonuçlarının doğru alınabilmesi için programa tanımlanması gereken bazı değerler vardır. Tüm kolonlara kuvvetli olduğu yönde B_1 katsayısının hesabı için C_m=1; B_2 katsayısı 1.081 olarak tanımlanmıştır. Çapraz elemanı için C_m katsayısı programa hesaplatılıp, B_2 katsayısı 1.015 olarak tanımlanmıştır. BB yöntemi için hesaplanan burkulma boyu katsayıları Sap2000'de zemin kat kolonlarına K=1.9; diğer katlara K=2.92 olarak tanımlanmıştır. Sap2000 de zemin kat kolonlarına tanımlanan değerler Şekil 4.30'da, zemin kat çapraz elemanına tanımlanan değerler Şekil 4.31'de gösterilmiştir.

Steel Frame Design Overwrites for AISC 360-16

	Item	Value
23	Effective Length Factor (K1 Minor)	1.
24	Effective Length Factor (K2 Major)	1.9
25	Effective Length Factor (K2 Minor)	Program Determined
26	Effective Length Factor (K LTB)	Program Determined
27	Moment Coefficient (Cm Major)	1.
28	Moment Coefficient (Cm Minor)	Program Determined
29	Bending Coefficient (Cb)	Program Determined
30	NonSway Moment Factor (B1 Major)	Program Determined
31	NonSway Moment Factor (B1 Minor)	Program Determined
32	Sway Moment Factor (B2 Major)	1.081
33	Sway Moment Factor (B2 Minor)	Program Determined

Şekil 4.30. B/3(12 numaralı) zemin kat kolonu Sap2000 girdisi

29	Bending Coefficient (Cb)	Program Determined
30	NonSway Moment Factor (B1 Major)	Program Determined
31	NonSway Moment Factor (B1 Minor)	Program Determined
32	Sway Moment Factor (B2 Major)	1.015
33	Sway Moment Factor (B2 Minor)	1.015
34	Reduce HSS Thickness?	No
35	HSS Welding Type	Program Determined
36	Yield stress, Fy	Program Determined

Şekil 4.31. A/4 (7 numaralı) zemin kat çaprazı Sap2000 girdisi

4.6.2. Burkulma boyu yöntemi yaklaşık ikinci mertebe analiz sonuçları

Sap2000 yaklaşık ikinci mertebe analiz sonuçları birinci mertebe analiz değerlerini B_1 ve B_2 katsayıları ile artırarak bulduğu için dizayn sonuçlarında birinci mertebe değerleri gözükmektedir bu nedenle analiz kapasite sonuçları Tablo 4.9'da verilmiştir. Detayları EK B bölümünde sunulmuştur.

Tablo 4.9. BB yaklaşık ikinci mertebe analiz sonuçları

	7 Numaralı Çapraz	12 Numaralı Kolon
M_r	3.249kNm	322.352kNm
P_r	-722.69kN	-3405.536kN
Kapasite Oranı	0.838	0.806

Tüm yöntemlerin sonuçları tablolar ile özetlenmiştir. Seçilen kolon elemanı (12 numaralı) ve çapraz elemanı (7 numaralı) için en elverişsiz sonuçları oluşturan yükleme durumları sırasıyla 1.2G+Q+0.2S+0.3Ex+Ey+0.3Ez ve 1.2G+Q+0.2S-Ex-

0.3Ey+0.3Ez yükleme durumlarıdır. 12 numaralı kolon elemanı ve 7 numaralı çapraz elemanı için Tablo 4.10'da analiz sonuçları özetlenmiştir.

4.7. Bulgular ve İrdelemeler

Yapılan çalışmadan elde edilen veriler Tablo 4.10 ile sunulmuştur.

Tablo 4.10. Stabilite tasarım-analiz yöntemlerinde kullanılan değişken değerler ve sonuçları

Eleman ve doğrultu	Yöntemler	K	B_1	B_2	EA-EI	P_r (kN)	M_r (kNm)	P_d (kN)	M_d (kNm)	Δ (mm)	K.O.
12 Numaralı Kolon (Y)	1. Mertebe	1	-	-	1	3405.2	298.65	5867.3	1272.2	7.82	0.789
	BB-YİMA	1.9	1.027	1.081	1	3405.5	322.35	5867.3	1272.2	7.82	0.806
	BB-Nonlineer	1.9	-	1.12	1	3405.6	320.39	5867.3	1272.2	8.74	0.804
	GA-YİMA	1	1.027	1.101	0.8	3403.9	328.04	5867.3	1272.2	9.59	0.809
	GA-Nonlineer	1	-	1.11	0.8	3404.1	325.83	5867.3	1272.2	10.69	0.808
7 Numaralı Çapraz (X)	1. Mertebe	1	-	-	1	715.38	1.53	905.3	73.2	3.11	0.809
	BB-YİMA	1	2.128	1.015	1	722.69	3.25	905.3	73.2	3.11	0.838
	BB-Nonlineer	1	-	1.016	1	723.23	2.79	905.3	73.2	3.16	0.833
	GA-YİMA	1	2.133	1.018	0.8	724.44	3.26	905.3	73.2	3.8	0.840
	GA-Nonlineer	1	-	1.042	0.8	725.33	3.71	905.3	73.2	3.96	0.846

Tabloda, K:Burkulma boyu katsayısı, B_1: P-δ Etkilerini içeren katsayı (YİMA), B_2: YİMA için P-Δ Etkilerini içeren katsayı; Nonlineer için Stabilite tasarım yöntemlerine göre rijitlikleri azaltılmış veya azaltılmamış sistemin, ikinci mertebe kat ötelemelerinin birinci mertebe kat ötelemelerine oranı, EA-EI: Eksenel, kayma ve eğilme rijitlikleri, P_r: yüklerden oluşan eksenel kuvvet, M_r: Yüklerden oluşan Moment, P_d: Tasarım eksenel kuvvet dayanımı, M_d: Tasarım moment kuvvet dayanımı, Δ: Zemin kat sistem elverişsiz deplasmanı, K:O: Kapasite oranı, BB-YİMA: Burkulma Boyu yöntemi ile Yaklaşık İkinci Mertebe Analizi, BB-Nonlineer: Burkulma Boyu yöntemi ile Doğrusal Olmayan Analizi, GA-YİMA: Genel Analiz yöntemi ile Yaklaşık İkinci Mertebe Analizi, GA-Nonlineer: Genel Analiz yöntemi ile Doğrusal Olmayan Analizi ifade etmektedir.

Aşağıdaki irdeleme yapı planı orta bölgesinde bulunan, düşey yükler açısından kritik yük değerine sahip 12 numaralı (3/B aksı) kolon elemanı üzerinden yapılmıştır. Kolonun güçlü ekseni bina global eksen takımındaki Y ekseni doğrultusuna dik olduğu için, kolon global Y ekseni doğrultusundaki analiz sonuçlarına göre değerlendirmeler aşağıda sunulmuştur. 12 numaralı kolon elemanı için birinci mertebe ve stabilite tasarım yöntemlerinin analiz sonuçları Tablo 4.10 ile gösterilmiştir.

İç kuvvetlere göre değerlendirme yapıldığında, kolon eksenel kuvvet değerleri birinci mertebe değerlerine nispeten değişiklik göstermemiştir. Eksenel kuvvetteki değişimin olmamasının nedeni; yapı planı orta aks kolonu olmasından kaynaklanmaktadır. Moment değerleri incelendiğinde birinci mertebe analiz yöntemi sonuçlarına göre %7-10 oranlarında artışlar görülmüştür. Moment değerleri doğrusal ve doğrusal olmayan analize göre incelendiğinde, en yüksek değerlerin yaklaşık ikinci mertebe analizinde (YİMA) olduğu görülmektedir. Nonlinear analizin yapılamadığı yapılar için, YİMA nın kullanımı çerçeve sistemlerin tasarımı için avantaj sağlamaktadır. GA ve BB yöntemleri açısında sonuçlar incelendiğinde, GA yöntemi kullanılarak elde edilen moment değerleri BB yöntemi kullanılarak elde edilen moment değerlerinden daha büyük çıktığı gözlenmektedir.

Deplasman değerleri incelendiğinde en yüksek değerlerin GA yöntemlerinde olduğu görülmektedir. GA yönteminin deplasman değerlerinin büyük olması, eleman rijitliklerini azaltmasından kaynaklanmaktadır. Deplasmanı artan sistemin ikinci mertebe etkileri ile moment değerleri daha fazla artış göstermiştir. Bu nedenle GA yöntemi ikinci mertebe etkilerini BB yönteminden daha iyi irdeleme şansı tanımaktadır.

Yapılan çalışmada BB yöntemi için kullanılan K katsayısı değerleri normal katlarda tasarım eksenel kuvvet kapasitelerinde azaltma yaparken, zemin kat kolonlarında azaltma yapılmadığı gözlenmiştir. Bu durumun sebebi zemin kat burkulma boyu katsayılarının daha küçük değerlere sahip olmasından kaynaklanmıştır. Bu durum BB yöntemine dezavantaj sağlamıştır.

Yapılan analizler sonucunda eleman kapasite oranları incelendiğinde, stabilite tasarım yöntemleri kapasite oranlarının birbirine yakın değerlerde olduğu görülmektedir. Stabilite tasarım yöntemleri birinci mertebe kapasite oranından %2

civarında daha yüksek oranlar elde etmiştir. Kapasite oranındaki bu artışa moment değerlerindeki artış neden olmaktadır. Moment değerlerindeki artışa etki eden en önemli faktörün ikinci mertebe etkileri olduğu söylenebilir.

Aşağıdaki irdeleme yapı planı kenar kesiminde bulunan, 7 numaralı (4/A aksı) çapraz elemanı üzerinden yapılmıştır. Çapraz elemanı bina global eksen takımında X ekseni doğrultusunda çalıştığından, X ekseni doğrultusundaki analiz sonuçlarına göre değerlendirmeler aşağıda sunulmuştur. Çapraz elemanının birinci mertebe ve stabilite tasarım yöntemlerinin sonuçları Tablo 4.10 da gösterilmiştir.

Çapraz elemanı iç kuvvetler incelendiğinde, Stabilite tasarım yöntemleri eksenel ve moment değerleri birinci mertebe analizine göre yapı elemanını etkileyecek artışlar görülmektedir. Eksenel ve moment değerleri birinci mertebe analizinden artış oranları yöntemlere göre değerlendirildiğinde, Eksenel kuvvet değerleri %1-2, moment değerleri incelendiğinde %82-143 oranları arasında artışlar görülmüştür. Eksenel kuvvet değeri çapraz elemanı olarak çok fazla etken oluşturmayacak olup moment değeri elemanın kapasite oranında ciddi artışlara neden olmuştur. Bu artış oran olarak büyük gözükmektedir ancak çok büyük değer artışları değildir. Çapraz elemanları eksenel eleman olarak tasarlandıkları için moment kapasiteleri çok düşük değerlerdedir. Eleman etkileşim denklemlerinde, moment kapasite oranından dolayı kapasitelerinde %3-5 oranları arasında artışına neden olmaktadır.

5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bina türü yapılar için yapı taşıyıcı sistemi seçimi en önemli faktördür. Seçilen taşıyıcı sistem yapının sadece düşey yükler altında güvenli olmasını değil, deprem etkisi altında ayakta kalmasını sağlayacaktır. Yapılan mühendislik hesapları, hesaplarda yapılan varsayımlar ve kabuller, yapının gerçek davranışına yaklaşık sonuçları sağlamaya çalışmaktadır. Bu nedenle yapı taşıyıcı sistemi, elverişsiz koşullar altında stabitesini (kararlılığını) koruyabilmelidir. Yapı stabitesini etkileyen elemanların ve sistemin şekil değiştirmeleri, şekil değiştirmelerden oluşan deplasmanlar ve ikinci mertebe etkiler, başlangıç kusurları, artık gerilmeler ile dayanım ve rijitliklerdeki belirsizliklerin dikkate alınması gerekmektedir. Türkiye çelik yönetmeliği (ÇYTHYE-2016) çerçevesince bu durumlar dört farklı yöntem ile dikkate alınarak stabilite tasarım çalışması yapılmıştır. Çalışmanın amacı bu dört yöntemin çalışma metotlarını, avantaj ve dezavantajlarını irdelemek ve incelemektir. Yapılan çalışma sonucunda aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

Doğrusal olmayan analiz sonuçlarının gerçek davranışa yakın sonuçlar verdiği kabul edilerek, kolon elemanları için yaklaşık ikinci mertebe analizi ile doğrusal olmayan analiz eleman kapasite oran sonuçları karşılaştırıldığında sonuçların birbirine yakın değerler sergilediği söylenebilir. Sonuçları iç kuvvetler açısından irdelediğinde, eksenel kuvvet değerlerinin her iki yöntemde de birbirine yakın değerlere ulaştığı görülür. Ancak moment değerleri karşılaştırıldığında yaklaşık ikinci mertebe analiz sonuçlarının doğrusal olmayan analiz sonuçlarından %1 ile %5 arasında değişen oranda daha yüksek değerlere ulaştığı söylenebilir. Bu durum yaklaşık ikinci mertebe analizi ile yapılan stabilite tasarımında daha güvenli bölgede kalındığını göstermektedir. Dezavantaj gibi gözüken bu durum, stabilite tasarımında yaklaşık ikinci mertebe analizi ile tasarım mühendislerinin yaygın olarak kullandığı spektrum (mod birleştirme) yöntemi kullanımına olanak sağlamaktadır.

Burkulma boyu yönteminde kullanılan burkulma boyu katsayısı K, yapı deplasmanını etkilememektedir. Genel analiz yöntemi rijitliklerdeki azaltma sebebiyle, tasarımı yapılan yapının deplasman ve oluşabilecek ikinci mertebe etkileri

ile sınır değerlerini zorlamaya yönelik çalışmaktadır. Böylesi bir zorlama tasarımcı için yapı stabilitesini daha iyi irdeleme şansı tanımaktadır.

Çelik yapılarda kullanılan kolon elemanları genellikle bir yönü diğer yönünden daha güçlü atalete sahiptir. Bu nedenle genellikle güçlü yönde moment aktaran, zayıf yönde ise mafsallı olarak tasarlanırlar. Stabilite tasarımı için kullanılan Burkulma Boyu yöntemi, K katsayısı ile tasarım yapmaktadır. Burkulma boyu katsayısı K, elemanın eğilmeli burkulma durumu için, elemanın eksen narinlik oranları ile sınır durumu oluşturacak yönü tayin etmektedir. Bu tayinde elemanın güçlü yönündeki narinlik oranının zayıf yönündeki narinlik oranını geçmesi, yöntemin dayanım ve rijitliklerdeki belirsizliklerin dikkate alması için önem arz eder. Burkulma boyu yönteminde olumsuz iki durum ile karşılaşılabilir. Birinci durum güçlü eksenin zayıf eksen narinlik oranını geçememesi ile elemanın basınç kuvveti dayanımında azaltma yapılamaması durumudur. Bu durum üç boyutlu bina tasarımında karşılaşılan durumdur. İkinci durumda burkulma boyu katsayısı K ile büyük narinlik oranlarının elde edilmesi durumudur. Elemanın basınç kuvveti dayanımı çok fazla azaltılarak stabilite tasarımında aşırı güvenli bölgede kalınma durumlarını oluşturabilir.

Burkulma boyu yöntemi için K katsayısının hesabının tartışma konusu olması ve bu nedenle standartlar tarafından net bir K katsayısı hesabı önerilmiyor olması, yöntem için en büyük dezavantajdır. Genel analiz yönteminde böyle bir durum söz konusu olmadığından hesabındaki netlik ve uygulanabilirlik sınır durumlarından dolayı GA yöntemi daha avantajlı durumdadır.

Yapılan çalışmalar neticesinde eksenel ve moment değerleri incelenecek olursa Burkulma Boyu ve Genel Analiz yöntemleri farklı iç kuvvet değerlerini irdelemektedir. BB yönteminde eksenel kuvvet, GA yönteminde moment değeri üzerinde durmaktadır. Ancak eleman kapasite sonuçlarını gösteren, eğilme ve basınç altındaki bileşik etkiler denklemleri sonuçları birbirine yakın çıkmaktadır.

Genel analiz yöntemi ile yaklaşık ikinci mertebe analiz yöntemleri bir arada kullanılarak yapılan stabilite tasarımında, B_2 katsayısı hesabı yapılırken AISC 360-16'da ifade edilen rijitliği azaltılmış sistem deplasmanı kullanılması önerilir.

Bundan sonraki stabilite tasarım çalışmaları için aşağıdaki öneriler dikkate alınabilir.

- Yapı sistemi ile ilgili olarak, yüksek katlı yapı türleri, planında düzensizliğin bulunduğu yapı çeşitleri, katlar arası rijitlik farklı bulunan yapılar veya taşıyıcı sistemi karmaşık olan eğik taşıyıcı sistemler ile ilgili çalışmalar yapılabilir.
- Deprem hesap yöntemi olarak eşdeğer deprem yükünden farklı mod toplama veya mod birleştirme yöntemleri kullanılabilir.
- Malzeme bakımından elastik olmayan analiz ile stabilite tasarımı incelenebilir.

Genel analiz yöntemi ile yaklaşık ikinci mertebe analiz yöntemleri bir arada kullanılarak yapılan stabilite tasarımında, B_2 katsayısı hesabı yapılırken AISC 360-16 A.8'de ifade edilen rijitliği azaltılmış sistem deplasmanı kullanılması önerilir. Tez içerisinde yapılan YİMA B_2 katsayısı hesapları bu doğrultuda yapılmıştır.

KAYNAKLAR

AISC 360-10**, (**2010). An American National Standart Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago.

AISC 360-10**, (**2016). An American National Standart Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago.

AISC Committee, (2013). Stability Design Guide of Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, USA

AISC Committee, (2019). Design Examples V15.1, American Institute of Steel Construction, USA

Akbas, B., İleri Çelik Yapılar Ders Notları, GYTE, 2013

Alıcıoğlu, M. B. (2020). Düzlem çelik çerçevelerde ikinci mertebe etkilerinin nümerik olarak incelenmesi. Uludağ Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Dergisi, 25(3), 1223-1238.

ASCE (1997), Effective Length and Notional Load Approaches for Assessing Frame Stability: Implications for American Steel Design, Task Committee on Effective Length, American Society of Civil Engineers, New York, NY.

Bektaş, Ş. (2012). A Comparative study on direct analysis method and effective length method in one-story semi-rigid frames (Master's thesis, Middle East Technical University).

Birnstiel, C. and Iffland, J.S.B. (1980), “Factors Influencing Frame Stability,” Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 106, No. 2, pp. 491–504.

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

Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Esaslar, Çevre Şehircilik Bakanlığı, Ankara, 2017

Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik Hakkında Uygulama Kılavuzu, Çevre Şehircilik Bakanlığı, Ankara, 2017

Durmaz, M. G. (2015). Çelik Yapılarda Stabilite Analizi Yaklaşımlarının Değerlendirilmesi (Doctoral dissertation, Fen Bilimleri Enstitüsü).

Günaydın, A. Çerçeve Sistemlerin Stabilite Analizi için Yaklaşık bir Yöntem.

Kavanagh, T.C. (1962), “Effective Length of Framed Columns,” Transactions, Part II, ASCE, Vol. 127, pp. 81–101.

LeMessurier, W.J. (1977), “A Practical Method of Second Order Analysis, Part 2—Rigid Frames,” Engineering Journal, AISC, Vol. 14, No. 2, pp. 49–67.

McGuire, W. (1992), “Computer-Aided Analysis,” Constructional Steel Design: An Inter - national Guide, P.J. Dowling, J.E. Harding and R. Bjorhovde (eds.), Elsevier, New York, NY, pp. 915–932.

McGuire, W., Gallagher, R.H. and Ziemian, R.D. (2000), Matrix Structural Analysis, 2nd Ed., John Wiley & Sons Inc., New York, NY.

McGuire, W., Gallagher, R.H. and Ziemian, R.D. (2000), Matrix Structural Analysis, 2nd Ed., John Wiley & Sons Inc., New York, NY.

Surovek, A. E., & Ziemian, R. D. (2005). The direct analysis method: Bridging the gap from linear elastic analysis to advanced analysis in steel frame design. In Structures Congress 2005: Metropolis and Beyond (pp. 1-11).

Tasarım, Ç. Y. (2017). Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik Hakkında Uygulama Kılavuzu. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, Ankara

Tasarım, Ç. Y. Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik,(2016).TC Resmi Gazete, 29614(4)

TBDY-2018 Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018)

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018) Eğitim Elkitabı

Türkiye Cumhuriyeti İnşaat Mühendisliği Odası, Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esasları Yönetmeliği Semineri, Kasım 2016

White, D. W., Surovek, A. E., Alemdar, B. N., Chang, C. J., Kim, Y. D., & Kuchenbecker, G. H. (2006). Stability analysis and design of steel building frames using the 2005 AISC specification. Steel Structures, 6(2), 71-91.

White, D. W., Surovek, A. E., Alemdar, B. N., Chang, C. J., Kim, Y. D., & Kuchenbecker, G. H. (2006). Stability analysis and design of steel building frames using the 2005 AISC specification. Steel Structures, 6(2), 71-91.

White, D.W. and Chen, W.F. (ed.) (1993), Plastic Hinge Based Methods for Advanced Analy - sis and Design of Steel Frames: An Assessment of State-of-the-Art, SSRC, Bethlehem, PA.

White, D.W. and Hajjar, J.F. (1997), “Design of Steel Frames without Consideration of Effective Length,” Engineering Structures, Elsevier, Vol. 19, No. 10, pp. 797–810.

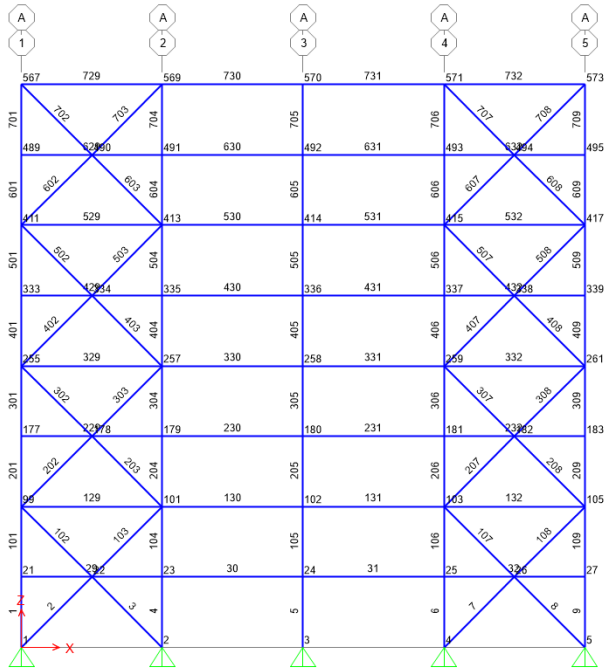
Ziemian, R.D. (ed.) (2010), Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 6th Ed., John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ.

EKLER

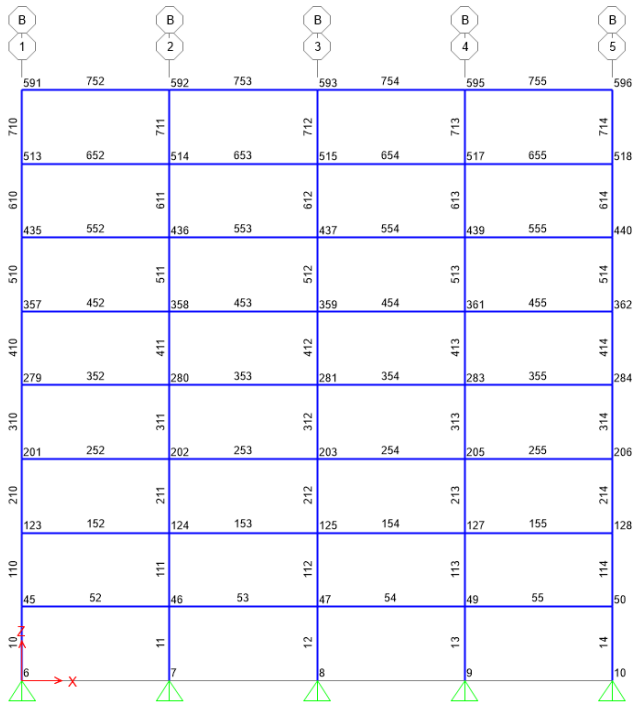
EK A. SAP2000 Çelik Yapı Eleman ve Düğüm Noktaları Numaraları

EK B. Yapılan Çalışma Sap2000 Dizayn Sonuçları

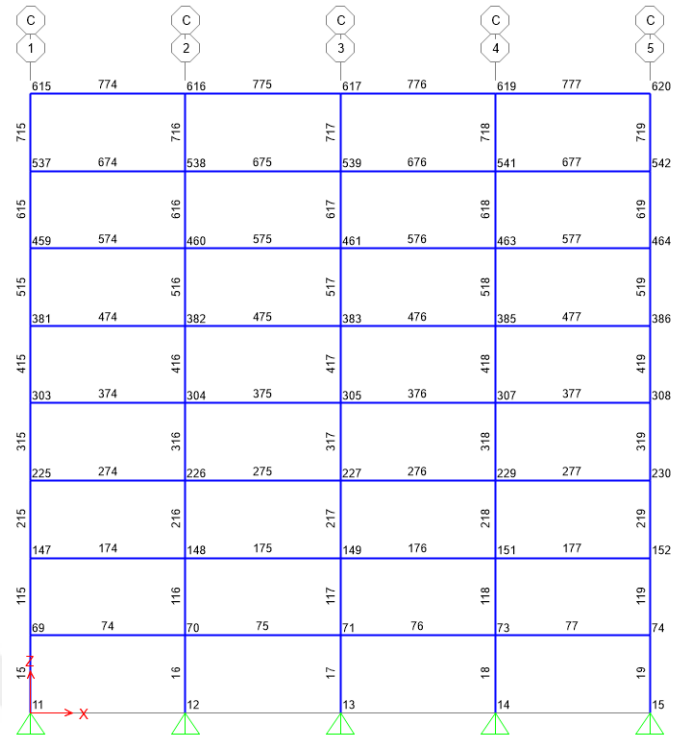
EK A SAP2000 Çelik Yapı Eleman ve Düğüm Noktaları Numaraları



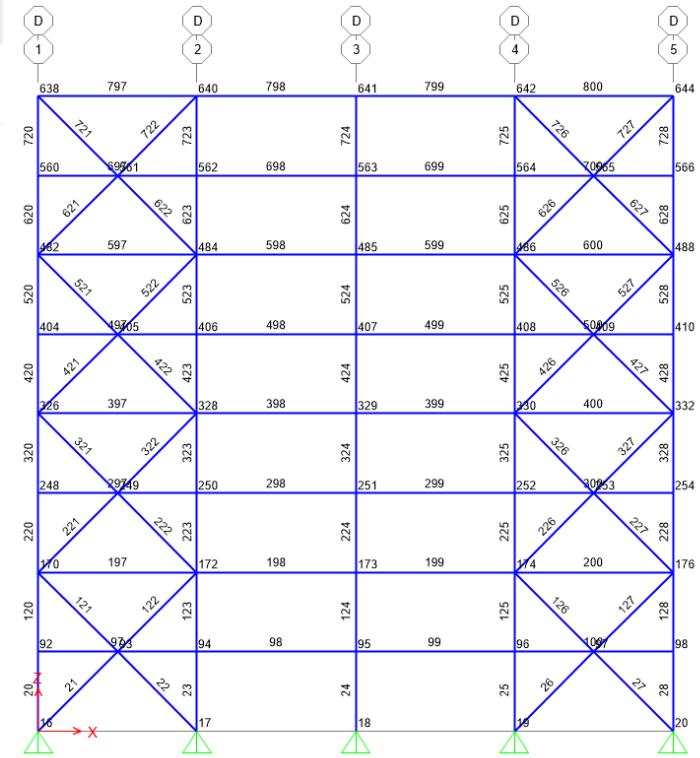
Şekil A. 1. Sap2000 A aksı eleman ve düğüm noktaları numaraları



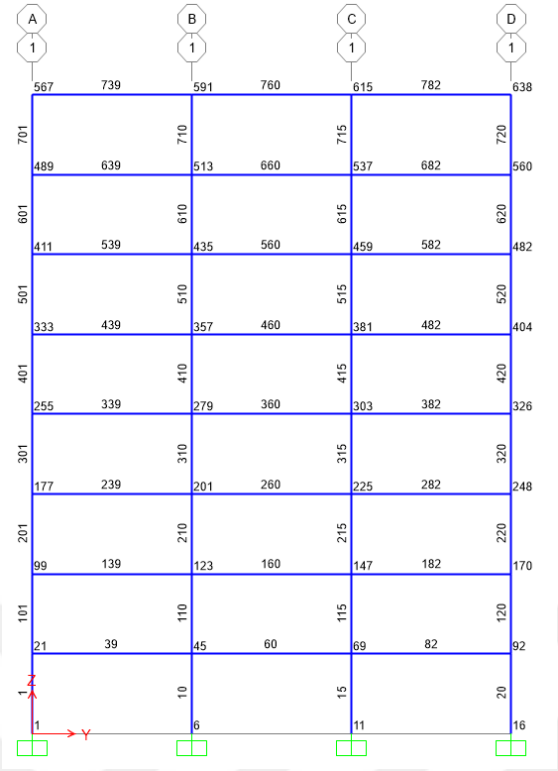
Şekil A.2. Sap2000 A aksı eleman ve düğüm noktaları numaraları



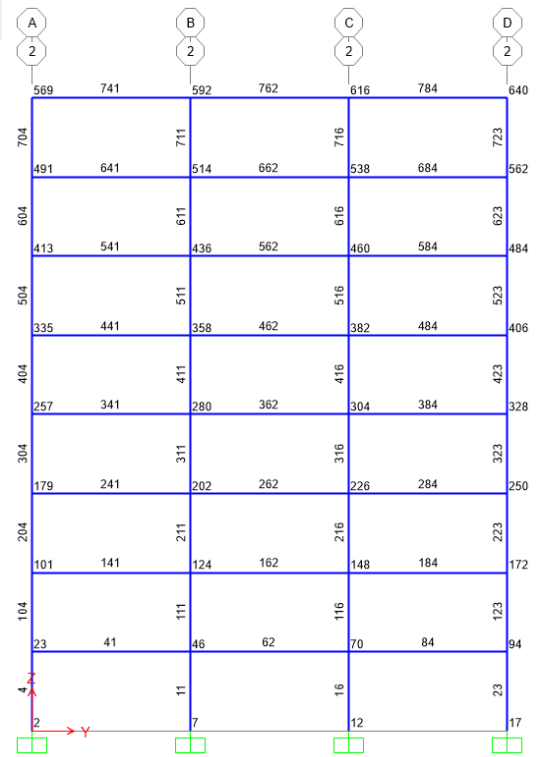
Şekil A.3. Sap2000 C aksı eleman ve düğüm noktaları numaraları



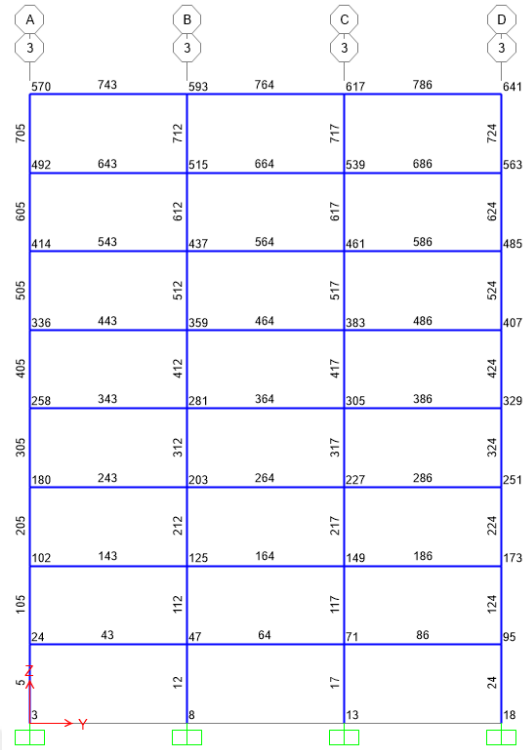
Şekil A.4. Sap2000 D aksı eleman ve düğüm noktaları numaraları



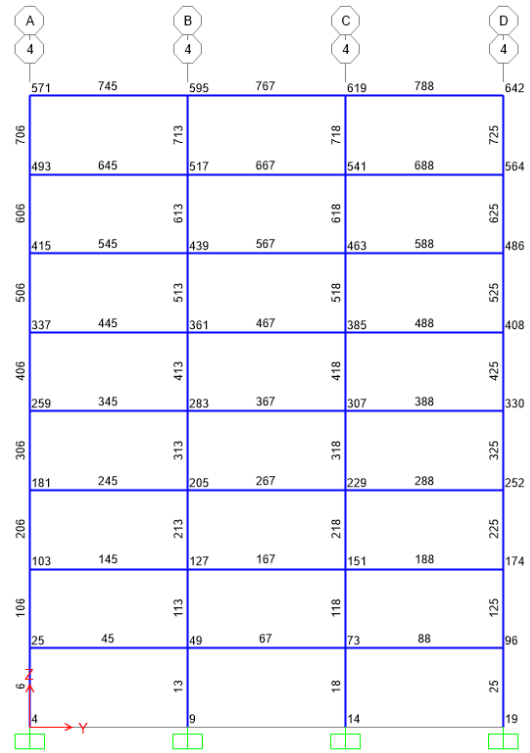
Şekil A.5. Sap2000 1 aksı eleman ve düğüm noktaları numaraları



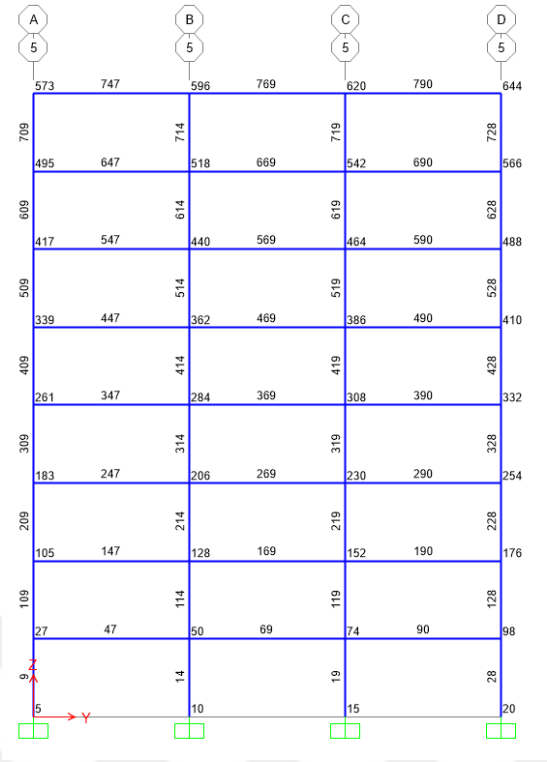
Şekil A.6. Sap2000 2 aksı eleman ve düğüm noktaları numaraları



Şekil A.7. Sap2000 3 aksı eleman ve düğüm noktaları numaraları



Şekil A.8. Sap2000 4 aksı eleman ve düğüm noktaları numaraları



Şekil A.9. Sap2000 5 aksı eleman ve düğüm noktaları numaraları

EK B: Yapılan Çalışma Sap2000 Dizayn Sonuçları

```
Units KN, m, C

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK     (Summary for Combo and Station)
Units  :  KN, m, C

Frame :  12        X Mid:  14.        Combo:  1.2G+1Q+0.2S+0.3Design Type:  Column
Length:  3.5       Y Mid:  7.         Shape:  HE450B          Frame Type:  SMF
Loc   :  0.        Z Mid:  1.75       Class:  Seismic HD      Princpl Rot: 0. degrees

Provision: LRFD    Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=0.95     2nd Order: Amplified 1st Order      Reduction: Tau-b Variable
AlphaPr/Py=0.44    AlphaPr/Pe=0.18    Tau_b=1.         EA factor=0.8     EI factor=0.8

PhiB=0.9           PhiC=0.9           PhiTY=0.9        PhiTF=0.75
PhiS=0.9           PhiS-RI=1.         PhiST=0.9

A=0.022            I33=7.989E-04      r33=0.191        S33=0.004         Av3=0.013
J=4.480E-06        I22=1.172E-04      r22=0.073        S22=7.813E-04     Av2=0.006
E=200000000.       Fy=355000.         Ry=1.1           z33=0.004         Cw=5.267E-06
RLLF=1.            Fu=510000.                          z22=0.001


STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 1.2G+1Q+0.2S+0.3Ex+1Ey+0.3Ez)
    Location              Pu        Mu33        Mu22         Vu2         Vu3          Tu
    0.            -3403.499     298.589          0.     100.212       0.693       0.001

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO    (H1-1a)
    D/C Ratio:     0.809 = 0.58 + 0.229 + 0.
                     = (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)

COMPACTNESS
    Slenderness       Lambda   Lambda_hd   Lambda_md    Lambda_p    Lambda_r    Lambda_s Compactness
    Major/Flange       5.769       7.242       9.052        9.02      23.736                Seismic HD
         /Web         24.571      44.525      48.921      89.246     135.293     225.352  Seismic HD
    Minor/Flange       5.769       7.242       9.052        9.02      23.736                Seismic HD
         /Web         24.571      44.525      48.921      89.246     135.293     225.352  Seismic HD
    Axial/Flange       5.769                                          13.292                Seismic HD
         /Web         24.571                                          35.366                Seismic HD

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN    (H1-1a)
    Factor                L          K1          K2          B1          B2          Cm
    Major Bending         1.          1.          1.       1.027       1.101          1.
    Minor Bending         1.          1.          1.          1.          1.         0.6

                       Lltb        Kltb          Cb
    LTB                   1.          1.       1.886

                         Pu     phi*Pnc     phi*Pnt
                      Force    Capacity    Capacity
    Axial          -3403.923    5867.293      6965.1

                         Mu      phi*Mn      phi*Mn      phi*Mn
                     Moment    Capacity      No LTB        Cb=1
    Major Moment    328.038    1272.249    1272.249    1246.787
    Minor Moment         0.     382.761
```

Şekil B.1. GA yaklaşık ikinci mertebe 12 numaralı kolon dizayn sonuç detayı

```
Units KN, m, C

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK     (Summary for Combo and Station)
Units  :  KN, m, C

Frame :  7         X Mid:  22.75      Combo:  1.2G+1Q+0.2S-Ex-Design Type:  Brace
Length:  4.95      Y Mid:  0.         Shape:  TUBO140X140X12  Frame Type:  SMF
Loc   :  2.475     Z Mid:  1.75       Class:  Seismic HD      Princpl Rot: 0. degrees

Provision: LRFD    Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=0.95     2nd Order: Amplified 1st Order      Reduction: Tau-b Variable
AlphaPr/Py=0.429   AlphaPr/Pe=0.531   Tau_b=1.         EA factor=0.8     EI factor=0.8

PhiB=0.9           PhiC=0.9           PhiTY=0.9        PhiTF=0.75
PhiS=0.9           PhiS-RI=1.         PhiST=0.9

A=0.006            I33=1.692E-05      r33=0.052        S33=2.418E-04     Av3=0.003
J=2.517E-05        I22=1.692E-05      r22=0.052        S22=2.418E-04     Av2=0.003
E=200000000.       Fy=275000.         Ry=1.1           z33=2.958E-04
RLLF=1.            Fu=430000.                          z22=2.958E-04

HSS Welding: ERW   Reduce HSS Thickness? No


STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 1.2G+1Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez)
    Location              Pu        Mu33        Mu22         Vu2         Vu3          Tu
    2.475          -715.664       1.527          0.          0.          0.          0.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO    (H1-1a)
    D/C Ratio:     0.84 = 0.8 + 0.04 + 0.
                     = (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)

COMPACTNESS
    Slenderness       Lambda   Lambda_hd   Lambda_md    Lambda_p    Lambda_r    Lambda_s Compactness
    Major/Flange       9.667      16.713      19.542      30.204      40.182                Seismic HD
         /Web          9.667      50.842      55.954      65.263     153.718                Seismic HD
    Minor/Flange       9.667      50.842      55.954      65.263     153.718                Seismic HD
         /Web          9.667      16.713      19.542      30.204      40.182                Seismic HD
    Axial/Flange       9.667                                          40.182                Seismic HD
         /Web          9.667                                          40.182                Seismic HD

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN    (H1-1a)
    Factor                L          K1          K2          B1          B2          Cm
    Major Bending         1.          1.          1.       2.133       1.018          1.
    Minor Bending         1.          1.          1.       2.133       1.018          1.

                       Lltb        Kltb          Cb
    LTB                   1.          1.       1.316

                         Pu     phi*Pnc     phi*Pnt
                      Force    Capacity    Capacity
    Axial          -724.441     905.302     1520.64

                         Mu      phi*Mn      phi*Mn      phi*Mn
                     Moment    Capacity      No LTB        Cb=1
    Major Moment      3.258      73.205      73.205      73.205
    Minor Moment         0.      73.205
```

Şekil B.2. GA yaklaşık ikinci mertebe 7 numaralı çapraz dizayn sonuç detayı

```
Units KN, m, C

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK    (Summary for Combo and Station)
Units  :  KN, m, C

Frame :  12        X Mid:  14.        Combo:  1.2G+1Q+0.2S+0.3Design Type:  Column
Length:  3.5       Y Mid:  7.         Shape:  HE450B          Frame Type:  SMF
Loc   :  0.        Z Mid:  1.75       Class:  Seismic HD      Princpl Rot: 0. degrees

Provision: LRFD    Analysis: Effective Length
D/C Limit=0.95     2nd Order: Amplified 1st Order

PhiB=0.9           PhiC=0.9           PhiTY=0.9          PhiTF=0.75
PhiS=0.9           PhiS-RI=1.         PhiST=0.9

A=0.022            I33=7.989E-04      r33=0.191          S33=0.004          Av3=0.013
J=4.480E-06        I22=1.172E-04      r22=0.073          S22=7.813E-04      Av2=0.006
E=200000000.       Fy=355000.         Ry=1.1             z33=0.004          Cw=5.267E-06
RLLF=1.            Fu=510000.                            z22=0.001


STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 1.2G+1Q+0.2S+0.3Ex+1Ey+0.3Ez)
    Location              Pu         Mu33         Mu22          Vu2          Vu3           Tu
    0.            -3405.156      298.653           0.      100.002        0.692    8.835E-04

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO    (H1-1a)
    D/C Ratio:     0.806 = 0.58 + 0.225 + 0.
                       = (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)

COMPACTNESS
    Slenderness       Lambda   Lambda_hd   Lambda_md    Lambda_p    Lambda_r    Lambda_s Compactness
    Major/Flange       5.769       7.242       9.052        9.02      23.736                Seismic HD
         /Web         24.571      44.521      48.915      89.246     135.293     225.352  Seismic HD
    Minor/Flange       5.769       7.242       9.052        9.02      23.736                Seismic HD
         /Web         24.571      44.521      48.915      89.246     135.293     225.352  Seismic HD
    Axial/Flange       5.769                                          13.292                Seismic HD
         /Web         24.571                                          35.366                Seismic HD

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN    (H1-1a)
    Factor                L          K1          K2          B1          B2          Cm
    Major Bending         1.          1.         1.9       1.027       1.081          1.
    Minor Bending         1.          1.          1.          1.          1.        0.6

                       Lltb        Kltb          Cb
    LTB                   1.          1.       1.882

                         Pu     phi*Pnc     phi*Pnt
                      Force    Capacity    Capacity
    Axial          -3405.536    5867.293      6965.1

                         Mu      phi*Mn      phi*Mn      phi*Mn
                     Moment    Capacity      No LTB        Cb=1
    Major Moment    322.352    1272.249    1272.249    1246.787
    Minor Moment         0.     382.761
```

Şekil B.3. BB yaklaşık ikinci mertebe 12 numaralı kolon dizayn sonuç detayı

```
Units KN, m, C

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK    (Summary for Combo and Station)
Units  :  KN, m, C

Frame :  7         X Mid:  22.75      Combo:  1.2G+1Q+0.2S-Ex-Design Type:  Brace
Length:  4.95      Y Mid:  0.         Shape:  TUBO140X140X12  Frame Type:  SMF
Loc   :  2.475     Z Mid:  1.75       Class:  Seismic HD      Princpl Rot: 0. degrees

Provision: LRFD    Analysis: Effective Length
D/C Limit=0.95     2nd Order: Amplified 1st Order

PhiB=0.9           PhiC=0.9           PhiTY=0.9          PhiTF=0.75
PhiS=0.9           PhiS-RI=1.         PhiST=0.9

A=0.006            I33=1.692E-05      r33=0.052          S33=2.418E-04      Av3=0.003
J=2.517E-05        I22=1.692E-05      r22=0.052          S22=2.418E-04      Av2=0.003
E=200000000.       Fy=275000.         Ry=1.1             z33=2.958E-04
RLLF=1.            Fu=430000.                            z22=2.958E-04

HSS Welding: ERW   Reduce HSS Thickness? No


STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 1.2G+1Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez)
    Location              Pu         Mu33         Mu22          Vu2          Vu3           Tu
    2.475          -715.378        1.527           0.           0.           0.           0.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO    (H1-1a)
    D/C Ratio:     0.838 = 0.798 + 0.039 + 0.
                       = (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)

COMPACTNESS
    Slenderness       Lambda   Lambda_hd   Lambda_md    Lambda_p    Lambda_r    Lambda_s Compactness
    Major/Flange       9.667      16.713      19.542      30.204      40.182                Seismic HD
         /Web          9.667      50.865      55.989      65.263     153.718                Seismic HD
    Minor/Flange       9.667      50.865      55.989      65.263     153.718                Seismic HD
         /Web          9.667      16.713      19.542      30.204      40.182                Seismic HD
    Axial/Flange       9.667                                          40.182                Seismic HD
         /Web          9.667                                          40.182                Seismic HD

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN    (H1-1a)
    Factor                L          K1          K2          B1          B2          Cm
    Major Bending         1.          1.          1.       2.128       1.015          1.
    Minor Bending         1.          1.          1.       2.128       1.015          1.

                       Lltb        Kltb          Cb
    LTB                   1.          1.       1.316

                         Pu     phi*Pnc     phi*Pnt
                      Force    Capacity    Capacity
    Axial            -722.69     905.302      1520.64

                         Mu      phi*Mn      phi*Mn      phi*Mn
                     Moment    Capacity      No LTB        Cb=1
    Major Moment      3.249      73.205      73.205      73.205
    Minor Moment         0.      73.205
```

Şekil B.4. BB yaklaşık ikinci mertebe 7 numaralı çapraz dizayn sonuç detayı

```
Units  KN, m, C

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK    (Summary for Combo and Station)
Units  :  KN, m, C

Frame :  12        X Mid:  14.        Combo:  1.2G+1Q+0.2S+0.3Design Type:  Column
Length:  3.5       Y Mid:  7.         Shape:  HE450B          Frame Type:  SMF
Loc   :  0.        Z Mid:  1.75       Class:  Compact         Princpl Rot: 0. degrees

Provision: LRFD    Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=0.95     2nd Order: General 2nd Order        Reduction: Tau-b Variable
AlphaPr/Py=0.44    AlphaPr/Pe=0.18    Tau_b=1.         EA factor=0.8     EI factor=0.8

PhiB=0.9           PhiC=0.9           PhiTY=0.9        PhiTF=0.75
PhiS=0.9           PhiS-RI=1.         PhiST=0.9

A=0.022            I33=7.989E-04      r33=0.191        S33=0.004         Av3=0.013
J=4.480E-06        I22=1.172E-04      r22=0.073        S22=7.813E-04     Av2=0.006
E=200000000.       Fy=355000.         Ry=1.1           z33=0.004         Cw=5.267E-06
RLLF=1.            Fu=510000.                          z22=0.001


STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 1.2G+1Q+0.2S+0.3Ex+1Ey+0.3Ez)
    Location              Pu        Mu33        Mu22         Vu2         Vu3          Tu
    0.            -3404.062     325.834   1.335E-06      98.055       1.748       0.001

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO    (H1-1a)
    D/C Ratio:     0.808 = 0.58 + 0.228 + 0.
                     = (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)

COMPACTNESS
    Slenderness       Lambda    Lambda_p    Lambda_r    Lambda_s Compactness
    Major/Flange       5.769        9.02      23.736                Compact
        /Web          24.571      89.246     135.293     225.352    Compact
    Minor/Flange       5.769        9.02      23.736                Compact
        /Web          24.571      89.246     135.293     225.352    Compact
    Axial/Flange       5.769                  13.292                Compact
        /Web          24.571                  35.366                Compact

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN    (H1-1a)
    Factor                 L          K1          K2          B1          B2          Cm
    Major Bending         1.          1.          1.          1.          1.       0.535
    Minor Bending         1.          1.          1.          1.          1.         0.6

                        Lltb        Kltb          Cb
    LTB                   1.          1.       1.829

                          Pu     phi*Pnc     phi*Pnt
                       Force    Capacity    Capacity
    Axial          -3404.062    5867.293      6965.1

                          Mu      phi*Mn      phi*Mn      phi*Mn
                      Moment    Capacity      No LTB        Cb=1
    Major Moment     325.834    1272.249    1272.249    1246.787
    Minor Moment   1.335E-06     382.761
```

Şekil B.4. GA Nonlinear 12 numaralı kolon dizayn sonuç detayı

```
Units  KN, m, C

AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK    (Summary for Combo and Station)
Units  :  KN, m, C

Frame :  7         X Mid:  22.75      Combo:  1.2G+1Q+0.2S-Ex-Design Type:  Brace
Length:  4.95      Y Mid:  0.         Shape:  TUBO140X140X12  Frame Type:  SMF
Loc   :  2.475     Z Mid:  1.75       Class:  Compact         Princpl Rot: 0. degrees

Provision: LRFD    Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=0.95     2nd Order: General 2nd Order        Reduction: Tau-b Variable
AlphaPr/Py=0.429   AlphaPr/Pe=0.532   Tau_b=1.         EA factor=0.8     EI factor=0.8

PhiB=0.9           PhiC=0.9           PhiTY=0.9        PhiTF=0.75
PhiS=0.9           PhiS-RI=1.         PhiST=0.9

A=0.006            I33=1.692E-05      r33=0.052        S33=2.418E-04     Av3=0.003
J=2.517E-05        I22=1.692E-05      r22=0.052        S22=2.418E-04     Av2=0.003
E=200000000.       Fy=275000.         Ry=1.1           z33=2.958E-04
RLLF=1.            Fu=430000.                          z22=2.958E-04

HSS Welding: ERW   Reduce HSS Thickness? No


STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 1.2G+1Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez)
    Location              Pu        Mu33        Mu22         Vu2         Vu3          Tu
    2.475           -725.33       3.712      -0.009      -0.182      -0.428          0.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO    (H1-1a)
    D/C Ratio:     0.846 = 0.801 + 0.045 + 0.
                     = (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)

COMPACTNESS
    Slenderness       Lambda    Lambda_p    Lambda_r    Lambda_s Compactness
    Major/Flange       9.667      30.204      40.182                Compact
        /Web           9.667      65.263     153.718                Compact
    Minor/Flange       9.667      65.263     153.718                Compact
        /Web           9.667      30.204      40.182                Compact
    Axial/Flange       9.667                  40.182                Compact
        /Web           9.667                  40.182                Compact

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN    (H1-1a)
    Factor                 L          K1          K2          B1          B2          Cm
    Major Bending         1.          1.          1.          1.          1.          1.
    Minor Bending         1.          1.          1.          1.          1.          1.

                        Lltb        Kltb          Cb
    LTB                   1.          1.       1.153

                          Pu     phi*Pnc     phi*Pnt
                       Force    Capacity    Capacity
    Axial           -725.33     905.302     1520.64

                          Mu      phi*Mn      phi*Mn      phi*Mn
                      Moment    Capacity      No LTB        Cb=1
    Major Moment       3.712      73.205      73.205      73.205
    Minor Moment      -0.009      73.205
```

Şekil B.5. GA Nonlinear 7 numaralı çapraz dizayn sonuç detayı

Units KN, m, C

```
AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK     (Summary for Combo and Station)
Units  :  KN, m, C

Frame :  12        X Mid:  14.        Combo:  1.2G+1Q+0.2S+0.3Design Type:  Column
Length:  3.5       Y Mid:  7.         Shape:  HE450B          Frame Type:  SMF
Loc   :  0.        Z Mid:  1.75       Class:  Compact         Princpl Rot: 0. degrees

Provision: LRFD    Analysis: Effective Length
D/C Limit=0.95     2nd Order: General 2nd Order

PhiB=0.9           PhiC=0.9           PhiTY=0.9          PhiTF=0.75
PhiS=0.9           PhiS-RI=1.         PhiST=0.9

A=0.022            I33=7.989E-04      r33=0.191          S33=0.004          Av3=0.013
J=4.480E-06        I22=1.172E-04      r22=0.073          S22=7.813E-04      Av2=0.006
E=200000000.       Fy=355000.         Ry=1.1             z33=0.004          Cw=5.267E-06
RLLF=1.            Fu=510000.                            z22=0.001


STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 1.2G+1Q+0.2S+0.3Ex+1Ey+0.3Ez)
    Location              Pu        Mu33        Mu22         Vu2         Vu3          Tu
    0.            -3405.641     320.385   3.778E-06      98.304       1.532   8.656E-04

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (H1-1a)
    D/C Ratio:    0.804 = 0.58 + 0.224 + 0.
                        = (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)

COMPACTNESS
    Slenderness       Lambda    Lambda_p    Lambda_r    Lambda_s Compactness
    Major/Flange       5.769        9.02      23.736                Compact
         /Web         24.571      89.246     135.293     225.352    Compact
    Minor/Flange       5.769        9.02      23.736                Compact
         /Web         24.571      89.246     135.293     225.352    Compact
    Axial/Flange       5.769                  13.292                Compact
         /Web         24.571                  35.366                Compact

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1a)
    Factor                 L          K1          K2          B1          B2          Cm
    Major Bending         1.          1.         1.9          1.          1.       0.535
    Minor Bending         1.          1.          1.          1.          1.         0.6

                        Lltb        Kltb          Cb
    LTB                   1.          1.       1.837

                          Pu     phi*Pnc     phi*Pnt
                       Force    Capacity    Capacity
    Axial          -3405.641    5867.293      6965.1

                          Mu      phi*Mn      phi*Mn      phi*Mn
                      Moment    Capacity     No LTB       Cb=1
    Major Moment     320.385    1272.249    1272.249    1246.787
    Minor Moment   3.778E-06     382.761
```

Şekil B.6. BB Nonlinear 12 numaralı kolon dizayn sonuç detayı

Units KN, m, C

```
AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK     (Summary for Combo and Station)
Units  :  KN, m, C

Frame :  7         X Mid:  22.75      Combo:  1.2G+1Q+0.2S-Ex-Design Type:  Brace
Length:  4.95      Y Mid:  0.         Shape:  TUBO140X140X12  Frame Type:  SMF
Loc   :  2.475     Z Mid:  1.75       Class:  Compact         Princpl Rot: 0. degrees

Provision: LRFD    Analysis: Effective Length
D/C Limit=0.95     2nd Order: General 2nd Order

PhiB=0.9           PhiC=0.9           PhiTY=0.9          PhiTF=0.75
PhiS=0.9           PhiS-RI=1.         PhiST=0.9

A=0.006            I33=1.692E-05      r33=0.052          S33=2.418E-04      Av3=0.003
J=2.517E-05        I22=1.692E-05      r22=0.052          S22=2.418E-04      Av2=0.003
E=200000000.       Fy=275000.         Ry=1.1             z33=2.958E-04
RLLF=1.            Fu=430000.                            z22=2.958E-04

HSS Welding: ERW   Reduce HSS Thickness? No


STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo 1.2G+1Q+0.2S-Ex-0.3Ey+0.3Ez)
    Location              Pu        Mu33        Mu22         Vu2         Vu3          Tu
    2.475          -723.226       2.786      -0.006      -0.144       -0.34          0.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (H1-1a)
    D/C Ratio:    0.833 = 0.799 + 0.034 + 0.
                        = (Pr/Pc) + (8/9)(Mr33/Mc33) + (8/9)(Mr22/Mc22)

COMPACTNESS
    Slenderness       Lambda    Lambda_p    Lambda_r    Lambda_s Compactness
    Major/Flange       9.667       30.204      40.182                Compact
         /Web          9.667       65.263     153.718                Compact
    Minor/Flange       9.667       65.263     153.718                Compact
         /Web          9.667       30.204      40.182                Compact
    Axial/Flange       9.667                   40.182                Compact
         /Web          9.667                   40.182                Compact

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1a)
    Factor                 L          K1          K2          B1          B2          Cm
    Major Bending         1.          1.          1.          1.          1.          1.
    Minor Bending         1.          1.          1.          1.          1.          1.

                        Lltb        Kltb          Cb
    LTB                   1.          1.       1.149

                          Pu     phi*Pnc     phi*Pnt
                       Force    Capacity    Capacity
    Axial          -723.226     905.302      1520.64

                          Mu      phi*Mn      phi*Mn      phi*Mn
                      Moment    Capacity     No LTB       Cb=1
    Major Moment       2.786      73.205      73.205      73.205
    Minor Moment      -0.006      73.205

                          Tu          Tn      phi*Tn
```

Şekil B.7. BB Nonlinear 7 numaralı çapraz dizayn sonuç detayı

ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : İsmail KUL

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans :** 2019, Sakarya Üniversitesi,Teknoloji Fakültesi, İnşaat Mühendisliği
- **Yükseklisans :**Devam Ediyor, Sakarya Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Bilim Dalı

MESLEKİ DENEYİM :

- 2021 yılında Düzce Yiğitler Çelik Yapı firmasında İnşaat Mühendisi olarak çalıştı.

TEZDEN TÜRETİLEN MAKALE:

- Çelik Yapılarda Stabilite Tasarım Yöntemlerinin Değerlendirilmesi (Uluslararası Hakemli Mühendislik ve Fen Bilimleri Dergisi Sayı 18)