İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇELİK YAPILARDA STABİLİTE ANALİZİ YAKLAŞIMLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Mehmet Gökhan DURMAZ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

OCAK 2015

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇELİK YAPILARDA STABİLİTE ANALİZİ YAKLAŞIMLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Mehmet Gökhan DURMAZ
(501081048)

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Cavidan YORGUN

OCAK 2015

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501081048 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi **Mehmet Gökhan DURMAZ,** ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı **"ÇELİK YAPILARDA STABİLİTE ANALİZİ YAKLAŞIMLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ"** başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı :	**Prof. Dr. Cavidan YORGUN** İstanbul Teknik Üniversitesi	.....
Jüri Üyeleri :	**Prof. Dr. Güliz BAYRAMOĞLU** İstanbul Teknik Üniversitesi	.....
	Doç. Dr. Zehra Canan GİRGİN Yıldız Teknik Üniversitesi	.....

Teslim Tarihi : **15 Aralık 2014**
Savunma Tarihi : **20 Ocak 2015**

Eşim Duygu'ya ve doğacak bebeğimize,

ÖNSÖZ

İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı Mühendisliği yüksek lisans programı çerçevesinde hazırlanan bu yüksek lisans tezinde; son yıllarda hızla ilerleyen bilgisayar teknolojilerine paralel olarak gelişen çelik yapılarda stabilite analizi yaklaşımları ve tasarım yöntemleri AISC (*American Institute of Steel Construction*) standartlarına göre incelenmiş ve değerlendirilmiştir. Çalışmalarım sırasında fikir ve tecrübelerinden yararlandığım tez danışman hocam Sayın Prof.Dr. Cavidan Yorgun'a, sevgilerini ve desteklerini hiç esirgemeyen aileme en içten dileklerimle teşekkürlerimi ve saygılarımı sunarım.

Ocak 2015

Mehmet Gökhan Durmaz
(İnş. Müh.)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ ..... **vii**
İÇİNDEKİLER ..... **ix**
KISALTMALAR ..... **xi**
SEMBOL LİSTESİ ..... **xiii**
ÇİZELGE LİSTESİ ..... **xix**
ŞEKİL LİSTESİ ..... **xxi**
ÖZET ..... **xxiii**
SUMMARY ..... **xxv**
1. GİRİŞ **1**
1.1 AISC Standartlarında Etkileşim İfadelerinin Gelişimi 5
2. STABİLİTE ANALİZİ YAKLAŞIMLARI **13**
2.1 EC 3 Standardında Stabilite Analizi Yaklaşımı 13
2.1.1 Çerçeve sistemlerde ikinci mertebe etkiler 16
2.1.2 Çaprazlı sistemlerde ikinci mertebe etkiler 20
2.1.3 Elemanlarda ikinci mertebe etkiler 21
3. AISC 360-10'da STABİLİTE ANALİZİ YÖNTEMLERİ **23**
3.1 Yaklaşık İkinci Mertebe Analizi 23
3.1.1 P-δ etkileri için kullanılan B_1 katsayısı 26
3.1.1.1 C_m katsayısı ve etkili uzunluk katsayısı K 28
3.1.2 P-Δ etkileri için kullanılan B_2 katsayısı 31
3.2 Doğrudan Analiz Yöntemi 38
3.2.1 Gerekli dayanımların hesabı 38
3.2.1.1 Analizde sağlaması gereken koşullar 39
3.2.1.2 Başlangıç kusurlarının analize dahil edilmesi 42
3.2.1.3 Rijitliğin düzenlenmesi 44
3.2.2 Tasarım dayanımların hesabı 45
3.3 Etkili Uzunluk Yöntemi 50
3.3.1 Etkili uzunluk yönteminin kullanım şartları 50
3.3.2 Gerekli dayanımların hesabı 50
3.3.3 Tasarım dayanımların hesabı 50
3.3.3.1 Etkili uzunluk katsayısı 51
3.3.3.2 Etkili uzunluk katsayısı hesabı için yapılan düzenlemeler 55
3.3.3.3 Kat stabilitesi için etkili uzunluk katsayısı 60
3.4 Stabilite Analizi Yöntemlerinin Karşılaştırılması 67
4. ÇELİK ÇERÇEVELİ ÇELİK BİNANIN TASARIMI **71**
4.1 Çelik Binanın TS 648 (AISC-ASD 89) Standardına göre Tasarımı 73
4.1.1 Yükler 73
4.1.1.1 Düşey yükler 73
4.1.1.2 Deprem yükleri 75
4.1.1.3 Rüzgar yükleri 85
4.1.2 Yük kombinasyonları 85

4.1.3 Kolonların tasarımı 86
4.1.3.1 HE550 B kesit özellikleri 87
4.1.3.2 SAP 2000'de yapılan analiz sonucu bulunan iç kuvvetler 87
4.1.3.3 Enkesit koşullarının kontrolü 88
4.1.3.4 Basınç ve bileşik eğilme etkisindeki kolon tahkiki 88
4.2 Çelik Binanın Doğrudan Analiz Yöntemine Göre Tasarımı 91
4.2.1 Yük kombinasyonları 92
4.2.2 Kolonların tasarımı 94
4.2.2.1 HE550 B kesit özellikleri 95
4.2.2.2 SAP 2000'de yapılan analiz sonucu bulunan birinci mertebe iç kuvvetler 95
4.2.2.3 Nominal basınç dayanımı P_n değerinin hesaplanması 96
4.2.2.4 Nominal eğilme dayanımı M_n değerlerinin hesaplanması 97
4.2.2.5 İkinci mertebe kuvvet ve moment değerlerinin hesaplanması 98
4.2.2.6 İkinci mertebe değerlerine göre kolon tahkiki 106
4.3 Çelik Binanın Etkili Uzunluk Yöntemine Göre Tasarımı 106
4.3.1 Yük kombinasyonları 107
4.3.2 Kolonların Tasarımı 107
4.3.2.1 HE550 B kesit özellikleri 108
4.3.2.2 SAP 2000'de yapılan analiz sonucu bulunan birinci mertebe iç kuvvetler 108
4.3.2.3 Nominal basınç dayanımı P_n değerinin hesaplanması 108
4.3.2.4 Nominal eğilme dayanımı M_n değerlerinin hesaplanması 108
4.3.2.5 İkinci mertebe kuvvet ve moment değerlerinin hesaplanması 108
4.3.2.6 İkinci mertebe değerlerine göre kolon tahkiki 113
4.4 Çelik Binanın SAP2000 ile Doğrusal Olmayan Analizi ve Tasarımı 113
4.5 Tasarım Sonuçlarının Karşılaştırılması 116
5. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME 119
KAYNAKLAR 121
EKLER 123
ÖZGEÇMİŞ 131

KISALTMALAR

AISC	**:** American Institute of Steel Construction
ASCE	**:** American Society of Civil Engineers
ASD	**:** Allowable Stress Design
DAM	**:** Direct Analysis Method
DBYBHY	**:** Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
EC3	**:** Eurocode 3
ELM	**:** Effective Length Method
LRFD	**:** Load and Resistance Factor Design
SAP 2000	**:** Structural Analysis Program
TS 498	**:** Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri
TS 648	**:** Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları

SEMBOL LİSTESİ

A	**:** Profilin enkesit alanı
$A(T)$	**:** Spektral ivme katsayısı
A_0	**:** Etkin yer ivmesi katsayısı
A_g	**:** Profilin brüt enkesit alanı
B_1	**:** Eğilme ve basınç etkisindeki her elemanın her bir eğilme yönünde *P*-δ etkisini dikkate almak için kullanılan büyütme katkısı
B_2	**:** Yapının her katı ve her bir ötelenme yönünde *P*-Δ etkisini dikkate almak için kullanılan büyütme katkısı
b	**:** Profil başlık genişliği
C_b	**:** Moment değişiminin burkulma üzerindeki etkisini belirleyen katsayı
C_m	**:** Yanal ötelenme önlenmiş çerçeve sistemini olmasını varsayan (yanal ötelenme etkilerin hesaba katılmasını sağlayan) katsayı
D	**:** Nominal sabit yükler
d	**:** Net profil yüksekliği
d_{fi}	**:** Binanın i. katında F_{fi} fiktif yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
E	**:** Çeliğin elastisite modülü
E_c	**:** Kolonun elastisite modülü
E_g	**:** Kirişin elastisite modülü
E_{XP}, E_{XN}	**:** X doğrultusunda kat kütle merkezinin, bu doğrultuya dik doğrultudaki bina genişliğinin ± 5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanan deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetler
E_{YP}, E_{YN}	**:** Y doğrultusunda kat kütle merkezinin, bu doğrultuya dik doğrultudaki bina genişliğinin ± 5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanan deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetler
F	**:** Güvenlik gerilmesi
F_a	**:** Eksenel kuvvet için güvenlik gerilmesi
F_{ca}	**:** Basınç veya çekme güvenlik gerilmesi
F_{cbw}	**:** Eğilme güvenlik gerilmesi (kuvvetli asal eksen)
F_{cbz}	**:** Eğilme güvenlik gerilmesi (zayıf asal eksen)
F_{cr}	**:** Kritik gerilme
F_{cr}	**:** Başlangıçtaki elastik rijitliği gözönüne alan kritik elastik burkulma yükü
F_b	**:** Eğilme momenti için güvenlik gerilmesi
F_b	**:** Profilin başlık alanı
F_e	**:** Elastik burkulma gerilmesi
F_{ed}	**:** Yapıdaki tasarım yükü
F_{fi}	**:** Birinci doğal titreşim periyodu hesabında i. kata etkiyen fiktif yük
F_e'	**:** Elastik burkulma gerilmesi
$F_{ix, iy}$	**:** Eşdeğer deprem yükleri
F_y	**:** Karakteristik minimum akma gerilmesi
f	**:** İşletme yükleri altında belirlenen gerekli gerilme
f_a	**:** Birinci mertebe analiz ile belirlenmiş eksenel kuvvete ait gerekli eksenel gerilme

f_b : Birinci mertebe analiz ile belirlenmiş eğilme momentine ait gerekli eğilme gerilmesi

$f_{combined}$: Toplam normal gerilme

f_{ra} : Oluşturulan yük kombinasyonları altında hesaplanan eksenel kuvvete ait gerekli eksenel gerilme

f_{rbw} : Oluşturulan yük kombinasyonları altında gözönüne alınan noktada hesaplanan eğilme momentine ait gerekli eğilme gerilmesi (kuvvetli asal eksen)

f_{rbz} : Oluşturulan yük kombinasyonları altında gözönüne alınan noktada hesaplanan eğilme momentine ait gerekli eğilme gerilmesi (zayıf asal eksen)

f_y : Akma gerilmesi

G : *K* değerinin hesaplanması için hazırlanan nomogramlarda kullanılan bir değer

g : Sabit yükler

g_i : Binanın i. katındaki toplam sabit yük

H : Δ_H hesaplamak adına etkitilen yatay yükler sonucu meydana gelen kat kesme kuvveti

H_{ed} : Kat kesme kuvveti

H_i : Binanın i. katının temel üstünden itibaren ölçülen yüksekliği

H_N : Binanın temel üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliği

h : Profilin kesit yüksekliği

h : Kat yüksekliği

h_0 : Profilin alt ve üst başlık ağırlık merkezleri arası uzaklığı

I : Eğilme düzleminde profilin atalet momenti

I : Bina önem katsayısı

I_c : Kolonun atalet momenti

I_g : Kirişin atalet momenti

I_x : Profilin X ekseni atalet momenti

I_y : Profilin Y ekseni atalet momenti

J : Profilin burulma sabiti

K : Eğilme düzlemindeki etkili uzunluk katsayısı

K_1 : Eğilme düzlemindeki etkili uzunluk katsayısı

K_2 : Yanal kat burkulması ile ilişkilendirilmiş etkili uzunluk katsayısı

K_m : Modifiye edilmiş etkili uzunluk katsayısı

K_{n2} : Yanal ötelenme önlenmemiş sistem için hazırlanan nomogramdan alınan *K* değeri

K_x : X yönü etkili uzunluk katsayısı

K_y : Y yönü etkili uzunluk katsayısı

L : Eleman uzunluğu

L : Kat yüksekliği

L : Nominal hareketli yükler

L_b : Tutulu olmayan (mesnetlenmemiş) eleman uzunluğu

L_c : Tutulmamış kolon uzunluğu

L_g : Tutulmamış kiriş uzunluğu

L_g' : Yanal ötelemesi önlenmemiş çerçevelerin farklı uç koşulları olan kirişlerinde gerçek kiriş uzunluğu yerine düzenlenmiş kiriş uzunluğu

L_p : Tüm plastik kapasite için sınırlayıcı yanal mesnetlenmemiş uzunluk

L_r : Elastik olmayan yanal burulmalı burkulma hali için tutulu olmayan (mesnetlenmemiş) uzunluk

M_0 : Yatay yük nedeniyle elemanda oluşan maksimum birinci mertbe momenti

M_1, M_2 : Düğüm noktası uç momentlerin küçüğü ve büyüğü

M_a : Elemanda oluşan maksimum ikinci mertebe eğilme momenti

M_c : Eğilme momenti için tasarım dayanımı

M_{cx} : Eğilme momenti için tasarım dayanımı (kuvvetli asal eksen)

M_{cx} : Yanal burulmalı burkulma ile ilgili eğilme tasarım dayanımı

M_{cy} : Eğilme momenti için tasarım dayanımı (zayıf asal eksen)

M_f : Dikkate alınan düğüm noktasından uzakta bulunan uçtaki moment değeri

M_{Ed} : Kirişteki maksimum moment

M_{lt} : Yanal ötelenme önlenmemiş sistemde LRFD veya ASD yük kombinasyonları kullanılarak yapılan birinci mertebe analizi sonucu bulunan eğilme momenti

M_N : Dikkate alınan düğüm noktasındaki moment değeri

M_n : Nominal eğilme dayanımı

M_{nt} : Yanal ötelenme önlenmiş sistemde LRFD veya ASD yük kombinasyonları kullanılarak yapılan birinci mertebe analizi sonucu bulunan eğilme momenti

M_p : Plastik moment değeri

M_r : LRFD veya ASD yük kombinasyonları altında hesaplanan eğilme momentine ait gerekli eğilme dayanımı

M_r : LRFD veya ASD yük kombinasyonları kullanılarak yapılan analiz sonucu bulunan gerekli ikinci mertebe eğilme momenti

M_{rK} : Kritik kesitteki eğilme momenti için karakteristik dayanım (Örneğin $M_{pl,Rk}$, $M_{el,Rk}$)

M_{rx} : LRFD veya ASD yük kombinasyonları altında hesaplanan eğilme momentine ait gerekli eğilme dayanımı (kuvvetli asal eksen)

M_{ry} : LRFD veya ASD yük kombinasyonları altında hesaplanan eğilme momentine ait gerekli eğilme dayanımı (zayıf asal eksen)

M_u : Elemanda oluşan maksimum ikinci mertebe eğilme momenti

M_x : X doğrultusundaki (kuvvetli asal eksen) moment değeri

M_y : Y doğrultusundaki (zayıf asal eksen) moment değeri

m : Yanal ötelenmeye karşı tutulu eleman sayısı

m_i : Binanın i. katının kütlesi

N : Binanın temel üstünden itibaren toplam kat sayısı

N_{Ed} : Basınç kuvveti tasarım değeri

N_i : i. katta uygulanan fiktif yük

N_{rK} : Kritik kesitteki eksenel kuvvet için karakteristik dayanım (Örneğin $N_{pl,Rk}$)

n : Hareketli yük katılım katsayısı

P : Eksenel kuvvet

P_a : Elemanda oluşan maksimum ikinci mertebe eksenel kuvvet

P_c : Eksenel basınç kuvveti için tasarım dayanımı

P_{c0} : Eksenel kuvvet için düzlem dışı tasarım dayanımı

P_{e1} : Yanal ötelenme önlenmiş sistemde kritik elastik burkulma dayanımı

$P_{e,\ story}$: Göz önüne alınan ötelenme yönünde her kat için kritik elastik burkulma dayanımı

P_{lt} : Yanal ötelenme önlenmemiş sistemde LRFD veya ASD yük kombinasyonları kullanılarak yapılan birinci mertebe analizi sonucu bulunan eksenel kuvvet

P_{mf} : Göz önüne alınan ötelenme yönünde moment aktaran sistemin parçası olan kat kolonlarına gelen toplam düşey yük

P_n : Nominal eksenel dayanım

P_{nt} : Yanal ötelenme önlenmiş sistemde LRFD veya ASD yük kombinasyonları kullanılarak yapılan birinci mertebe analizi sonucu bulunan eksenel kuvvet

P_r : LRFD veya ASD yük kombinasyonları altında hesaplanan eksenel kuvvete ait gerekli eksenel dayanım

P_r : LRFD veya ASD yük kombinasyonları kullanılarak yapılan analiz sonucu bulunan gerekli ikinci mertebe eksenel kuvvet

P_{story} : LRFD veya ASD yük kombinasyonları kullanılarak yapılan analiz sonucu bulunan kata gelen toplam düşey yük

P_u : Elemanda oluşan maksimum ikinci mertebe eksenel kuvvet

P_y : Eksenel akma dayanımı

Q : Kirişteki eksenel kuvvet

Q_{cr} : $K = 1$ olmasını varsayarak hesaplanan kiriş burkulma yükü

q_i : Binanın i. katındaki toplam hareketli yük

R : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı

R_a : Deprem yükü azaltma katsayısı

R_a : ASD yük kombinasyonları altında hesaplanan gerekli dayanım

R_M : P-Δ üzerinde P-δ etkisini hesaba katan katsayı

R_n : AISC 360 veya AISC 341 standartlarına göre belirlenmiş nominal dayanım

R_u : LRFD yük kombinasyonları altında hesaplanan gerekli dayanım

r : Profilin atalet yarıçapı

r_{ts} : Profilin etkili atalet yarıçapı

r_x : Profilin X ekseni atalet yarıçapı

r_y : Profilin Y ekseni atalet yarıçapı

S_x : Profilin X ekseni kesit modülü (mukavemet momenti)

S_y : Profilin Y ekseni kesit modülü (mukavemet momenti)

s_{kx} : K_x katsayısı yardımı ile hesaplanan burkulma boyu

s_{ky} : K_y katsayısı yardımı ile hesaplanan burkulma boyu

T_1 : Binanın birinci doğal titreşim periyodu

T_A, T_B : spektrum karakteristik periyotları

t_f : Profil başlık kalınlığı

t_w : Profil gövde kalınlığı

V_{ed} : Kattaki toplam düşey yük

V_t : Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminde gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü, (taban kesme kuvveti)

W : Nominal rüzgar yükleri

W : Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı

w_i : Binanın i. katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı

Y_i : i. katta uygulanan düşey yük

Z_x : Profilin X ekseni plastik kesit modülü (plastik mukavemet momenti)

Z_y : Profilin Y ekseni plastik kesit modülü (plastik mukavemet momenti)
σ_B : Yalnız burkulma halinde basınç emniyet gerilmesi
σ_b : Yanal eğilme momenti altında hesaplanan gerilme
σ_{bem} : Kolonun $\lambda_x = s_{kx}/r_x$ ve $\lambda_y = s_{ky}/r_y$ narinliklerinden büyük olanına bağlı olarak, belirlenen basınç emniyet gerilmesi
σ_{eb} : Yalnız basınç kuvveti altında hesaplanan gerilme
σ_{em} : Normal gerilme için emniyet gerilmesi
ΔF_N : Binanın *N.* katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü
Δ_H : Göz önüne alınan ötelenme yönünde yatay yüklerden oluşan birinci mertebe göreli kat ötelemesi
Δ_{1st} : Birinci mertebe maksimum ötelenme
Δ_{2nd} : İkinci mertebe maksimum ötelenme
δ_0 : Yatay yük nedeniyle oluşan maksimum yerdeğiştirme
$\delta_{H, Ed}$: Göreli kat ötelenmesi, her bir kat için yapılan yatay yüklerden kaynaklanan üst katın alt kata göre yaptığı yanal ötelenme değeri
α : Burkulma eğrisine göre belirlenen kusur katsayısı (EC3 Tablo 6.1 ve 6.2)
α_{cr} : İkinci mertebe etkilerinin tasarım yükünde etkili olup olmadığını belirleyen katsayı
α_{cr} : Kritik elastik burkulma yüküne ulaşan elemanlardaki eksenel kuvvet N_{Ed} için büyütme katsayısı
α_h : Kolonlara uygulanan yükseklik azaltma katsayısı
α_m : Kolonların sayısına göre uygulanan azaltma katsayısı
$\alpha_{ult,k}$: Karakteristik dayanım N_{Rk}'ya ulaşan elemanlardaki eksenel kuvvet N_{Ed} için büyütme katsayısı
λ : Yapının göreli narinlik oranı
λ : Kompakt elemanlar için narinlik sınır değeri
λ_p : Kompakt elemanlar için narinlik sınır değeri
λ_r : Kompakt olmayan elemanlar için narinlik sınır değeri
λ_x : X doğrultusu narinlik modülü
λ_y : Y doğrultusu narinlik modülü
χ : Enkesite göre belirlenen burkulma eğrisine ilişkin azaltma katsayısı (EC3 Bölüm 6.3.1)
η_{cr} : Kritik elastik burkulma modu şekli
φ : Dayanım katsayısı
φ : Kat yüksekliğinin *h* olduğu kabul edilerek **(2.5)** ifadesinden elde edilen yanal ötelenme.
φ_b : Eğilme için dayanım katsayısı
φ_c : Basınç çubuklarında dayanım katsayısı
Ω : Güvenlik katsayısı
Ω_b : Eğilme için güvenlik katsayısı
Ω_c : Basınç çubuklarında güvenlik katsayısı
τ_b : Rijitlik azaltma katsayısı

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 1.1 : (1.11) Denklemi parametreleri. 10
Çizelge 2.1 : Elemanlar için e_0/L değerleri. 17
Çizelge 3.1 : Büyütme katsayısı ψ ve C_m. 30
Çizelge 3.2 : Nominal yükler. 33
Çizelge 3.3 : Nominal yüklere ASCE 7-10 yük kombinasyonları uygulanması. 34
Çizelge 3.4 : B_2 katsayısı hesabı. 37
Çizelge 3.5 : İkinci mertebe değerleri. 37
Çizelge 3.6 : Örnek 1 kolon tasarımı. 38
Çizelge 3.7 : Nominal yükler. 46
Çizelge 3.8 : Nominal yüklere ASCE 7-10 yük kombinasyonları uygulanması. 46
Çizelge 3.9 : 12 kolonu için EI* ve Δ_H/L hesabı. 48
Çizelge 3.10 : 12 kolonu için B_2 katsayısı hesabı. 48
Çizelge 3.11 : İkinci mertebe değerleri 49
Çizelge 3.12 : Örnek 2 kolon tasarımı. 49
Çizelge 3.13 : Etkili uzunluk katsayısı (K) için yaklaşık değerler. 53
Çizelge 3.14 : Nominal yüklere ASCE 7-10 yük kombinasyonları uygulanması. 63
Çizelge 3.15 : 12 kolonu için B_2 katsayısı hesabı. 65
Çizelge 3.16 : İkinci mertebe değerleri 65
Çizelge 3.17 : Örnek 3 kolon tasarımı. 66
Çizelge 3.18 : Stabilite analizi yöntemlerinin karşılaştırılması. 68
Çizelge 4.1 : Taşıyıcı sistem elemanların enkesit profilleri. 73
Çizelge 4.2 : Çatı katı kiriş yük değerleri. 74
Çizelge 4.3 : Normal kat kiriş yük değerleri 74
Çizelge 4.4 : Kat ağırlıkları ve kat kütleleri. 76
Çizelge 4.5 : X Doğrultusu denklem 4.1 parametreleri. 78
Çizelge 4.6 : Y Doğrultusu denklem 4.1 parametreleri. 80
Çizelge 4.7 : Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri. 83
Çizelge 4.8 : Yük kombinasyonları. 85
Çizelge 4.9 : Kolon alt ucundaki iç kuvvetler. 87
Çizelge 4.10 : Kolon üst ucundaki moment değerleri. 87
Çizelge 4.11 : LRFD yük kombinasyonları. 92
Çizelge 4.12 : ASD yük kombinasyonları. 93
Çizelge 4.13 : LRFD için kolon alt ucundaki iç kuvvetler. 95
Çizelge 4.14 : LRFD için kolon üst ucundaki moment değerleri. 95
Çizelge 4.15 : ASD için kolon alt ucundaki iç kuvvetler. 96
Çizelge 4.16 : ASD için kolon üst ucundaki moment değerleri. 96
Çizelge 4.17 : LRFD (COMB8) 1. Kat kolonları toplam eksenel kuvvet. 100
Çizelge 4.18 : ASD (COMB8) 1. Kat kolonları toplam eksenel kuvvet. 101
Çizelge 4.19 : LRFD (COMB8) 1. Kat moment aktaran kolonlar $\sum P$. 102
Çizelge 4.20 : ASD (COMB8) 1. Kat moment aktaran kolonlar $\sum P$. 102
Çizelge 4.21 : LRFD ve ASD için 2. mertebe değerlerinin hesaplanması. 103
Çizelge 4.22 : LRFD ve ASD için 2. mertebe değerlerine göre kolon tahkiki 106

Çizelge 4.23 : LRFD ve ASD için 2. mertebe değerlerinin hesaplanması. 110
Çizelge 4.24 : LRFD ve ASD için 2. mertebe değerlerine göre kolon tahkiki 113
Çizelge 4.25 : LRFD ve ASD için ikinci mertebe değerlerine göre kolon tahkiki.. 116
Çizelge 4.26 : Yöntemlere göre iç kuvvetler. 117
Çizelge 4.27 : Yöntemlere göre kapasite oranları..... 117

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : Basitleştirilmiş etkileşim yüzeyi. 3
Şekil 1.2 : Yanal ötelenmesi önlenmiş ve önlenmemiş sistem. 3
Şekil 1.3 : Kolonda ikinci mertebe etkileri. 4
Şekil 1.4 : Eksenel kuvvet ve eğilme momenti etkisindeki kolon tasarımı. 8
Şekil 2.1 : Denklem **(2.2)** parametreleri. 14
Şekil 2.2 : Yanal ötelenme yapan sistemin eşdeğer yerdeğiştirmeleri. 17
Şekil 2.3 : φ cinsinden kat diyaframlarına etkiyen yatay kuvvetler. 18
Şekil 2.4 : İkinci mertebe etkilerin eşdeğer yatay kuvvetlere dönüştürülmesi. 18
Şekil 2.5 : Eşdeğer stabilite kuvvetleri. 21
Şekil 3.1 : Moment büyütme katsayıları. 24
Şekil 3.2 : M_1/M_2 Oranı işareti. 27
Şekil 3.3 : Uç momentler etkisindeki kiriş-kolon elemanlarda C_m. 28
Şekil 3.4 : Uç momentler etkisindeki kiriş-kolon elemanlarda M_r. 29
Şekil 3.5 : Örnek 1 detayları. 33
Şekil 3.6 : *Kiriş-kolon* elemanlarda P-δ ve P-Δ etkileri. 40
Şekil 3.7 : Örnek 2 detayları. 46
Şekil 3.8 : Ötelenme önlenmiş (çaprazlı) sistemler için nomogram. 54
Şekil 3.9 : Ötelenme önlenmemiş (çerçeve) sistemler için nomogram. 55
Şekil 3.10 : Örnek detayları. 58
Şekil 3.11 : Örnek detayları. 59
Şekil 4.1 : Genel sistem görünüşü ve bilgisayar hesap modeli. 71
Şekil 4.2 : Normal kat sistem planı. 72
Şekil 4.3 : Tipik sistem enkesiti (B aksı çerçevesi). 72
Şekil 4.4 : X Doğrultusu fiktif yükler. 77
Şekil 4.5 : X Doğrultusu yatay kat yerdeğiştirmeleri. 78
Şekil 4.6 : Y Doğrultusu fiktif yükler. 79
Şekil 4.7 : Y doğrultusu yatay kat yerdeğiştirmeleri. 79
Şekil 4.8 : SAP 2000 X ve Y Doğrultusu periyot değerleri. 80
Şekil 4.9 : X doğrultusu deprem yükü. 84
Şekil 4.10 : Y Doğrultusu deprem yükü. 84
Şekil 4.11 : SAP 2000 çelik tasarımı. 86
Şekil 4.12 : G Değeri hesabı için düğüm noktasına bağlı eleman değerleri. 89
Şekil 4.13 : HE550 B rijitlik düzenlemesi. 91
Şekil 4.14 : SAP 2000 AISC 360-05 (LRFD) çelik tasarımı. 94
Şekil 4.15 : SAP 2000 AISC 360-05 (ASD) çelik tasarımı. 94
Şekil 4.16 : SAP 2000 LRFD (COMB8) X Doğrultusu yanal ötelenme. 98
Şekil 4.17 : SAP 2000 ASD (COMB8) X Doğrultusu yanal ötelenme. 99
Şekil 4.18 : SAP 2000 LRFD (COMB8) E_x yüklemesi moment grafiği. 99
Şekil 4.19 : SAP 2000 AISC 360-05 (LRFD) çelik tasarımı. 107
Şekil 4.20 : SAP 2000 AISC 360-05 (ASD) çelik tasarımı. 107
Şekil 4.21 : SAP 2000 LRFD (COMB8) X doğrultusu yanal ötelenme. 109

Şekil 4.22 : SAP 2000 ASD (COMB8) X doğrultusu yanal ötelenme. 109
Şekil 4.23 : SAP 2000 LRFD (COMB8) NLSTATIK yüklemesi. 114
Şekil 4.24 : SAP 2000 ASD (COMB8) NLSTATIK yüklemesi. 115
Şekil 4.25 : 2/B Aksı kolonu ikinci mertebe iç kuvvet değerleri (LRFD). 115
Şekil 4.26 : 2/B Aksı kolonu ikinci mertebe iç kuvvet değerleri (ASD). 116

ÇELİK YAPILARDA STABİLİTE ANALİZİ YAKLAŞIMLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

ÖZET

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada son yıllarda hızla gelişen bilgisayar teknolojilerine paralel olarak özellikle dayanım esaslı tasarım felsefelerinin de gelişmesiyle standartlarda yer almaya başlayan stabilite analizi yöntemleri incelenmiştir.

Birinci bölümde stabilite analizinin AISC standartlarına ilk olarak nasıl dahil edildiği ve günümüze kadar olan süreçte nasıl bir yol izlendiği açıklanmıştır. Etkileşim ifadelerinin gelişimi detaylı bir şekilde irdelenmiştir.

İkinci bölümde EC3 Standardında stabilite analizine olan yaklaşım kısaca ele alınmıştır.

Üçüncü bölümde AISC 360-10 Standardında yer alan stabilite analizi yöntemleri, Doğrudan Analiz Yöntemi ve Etkili Uzunluk Yöntemi ayrıntılı bir şekilde ele alınmıştır. Birinci mertebe analiz yöntemi ise sadece bölümün sonunda, yöntemler arasında karşılaştırmanın yapıldığı çizelgede ele alınmıştır. Ayrıca yaklaşık ikinci mertebe analizinin nasıl yapıldığı da bu bölümde anlatılmıştır. Basit örneklerle tez kapsamında açıklanan yöntemlerin nasıl kullanıldığı açıklanmıştır. Örneklerde kullanılan tasarım yaklaşımları ile ilgili bilgiler Ek B'de bulunmaktadır. Yöntemler ile ilgili yapılan karşılaştırmaya ait bir çizelge de bölümün sonunda yer almaktadır.

Dördüncü bölümde beş katlı çelik bir binanın dört farklı yönteme göre stabilite analizi ve kolon tasarımı yapılmıştır. Öncelikle TS 648 (AISC-ASD89) Standardına göre analizi yapılarak en elverişsiz tesirlere sahip kolon için tahkik yapılmıştır. Daha sonra AISC 360-10 Standardına uygun bir şekilde yaklaşık ikinci mertebe analizi kullanılması sonucu elde edilen değerlere göre, Doğrudan Analiz Yöntemi ve Etkili Uzunluk Yöntemine göre kolon tasarımı yenilenmiştir. Yük kombinasyonları ASCE 7-10 Standardına uygun bir şekilde kullanılmıştır. Deprem yüklü kombinasyonlarda DBYBHY-2007'ye uygun bir şekilde her iki doğrultunun da ortak etkisi dikkate alınmıştır. Son olarak da SAP 2000 ile yapılan doğrusal olmayan (nonlineer) analiz sonucu elde edilen ikinci mertebe değerlerine göre kolon tasarımı yapılmıştır. Farklı yöntemler kullanılarak bulunan sonuçlar arasında karşılaştırmaların yapıldığı çizelgeler de bölümün sonunda bulunmaktadır.

Son bölümde ise bulunan sonuçların değerlendirilmesi yapılmıştır. Standartlar ve yöntemler arasındaki benzerlik ve farklılıklar ortaya konmuştur. İkinci mertebe etkilerinin sonuçlara dahil edilmesi durumunda ortaya çıkan farklardan bahsedilmiştir. Seçilen çelik yapının ikinci mertebe etkilerini incelemek adına yeterli olup olmadığı ve çalışmanın amacı vurgulanmıştır.

EVALUATION OF STABILITY ANALYSIS APPROACHES FOR STEEL STRUCTURES

SUMMARY

In this study presented as a master science thesis, methods of stability analysis are addressed because of the development in the design, which is based on resistance, together with the computer technology.

In the first chapter, how to include the stability analysis in AISC and the process of the subject are expressed. Second-order effects, *P-delta* effects, are explained briefly. The development of interaction expressions is examined. Interection expressions, which are used for beams-columns, are addressed according to AISC 360-10.

In the second chapter, the approach of stability analysis in EC3 is explained briefly. How to include the second-order effects is expressed for structural elements, which are considered to contribute to the stability of the structure, moment frames and braced frames.

In the third chapter, the Direct Analysis Method and Effective Length Method according to AISC 360-10 are detailed. In the Direct Analysis Method, how to calculate of required strengths is explained. General analysis requirements are mentioned. While using the Direct Analysis Method to determine required strengths, it is very important to include *P-delta* effects for second-order analysis. How to include both *P*-Δ and *P*-δ effects is described. When some conditions are satisfied, it is permissible to neglect the effect of *P*-δ. If *P*-Δ only analysis is used providing these conditons, some errors can occur because of the negligence. Some error rates for different conditions are mentioned in this method. Consideration of initial imperfections on the stability of the structure is examined. Direct modeling of imperfections or aplication of notional loads are explained. When the Direct Analysis Method is prefered, reduced stiffnesses are used in the analysis. The reason of using reduced stiffness and how to apply the reduced stiffnesses for different conditions is addressed. For calculation of available strengths, what to take the effective length factor, *K*, is explained. The most important advantage of using the Direct Analysis Method, it doesn't need to calculate the effective length factor, *K*.

How to calculate of required strengths for the Effective Length Method is explained. In the analysis for calculation required strengths, the information about initial imperfections and stiffnesses is addressed. It is the most important subject to determine the effective length factor, *K*, in the Effective Length Method. For calculation of available strengths, what to take the effective length factor, *K*, is explained in the Effective Length Method. The table abaout the effective length factor, *K*, for specific frames and loading conditions is addressed. Using aligment charts is the the most common method for determining the effective length factor, *K*. These are addressed for frames with sidesway inhibited (braced frame) and frames with sidesway unhibited (moment frame). There are some assumptions to use these aligment charts. Adjusments for column and girders with differing end conditions are

explained for frames with sidesway inhibited and frames with sidesway unhibited. The effective length for story stability is addressed. Two approaches, which are the story stiffness approach and the story buckling approach, for evaluting story stability are addressed. Additionally an approach produced by Le Messuier is explained in the Effective Length Method.

First-order analysis method is mentioned only in the table, in which is at the end of this chapter. Because of being the kind of the Direct Analysis Method, first-order analysis method isn't presented detailly.

In addition, approximate second-order analysis, as an alternative to a rigorous second-order analysis, is addressed in this chapter. Approximate second-order analysis means that account for second-order effects by amplifying the required strengths indicated by a first-order analysis. How to calculate the multiplier B_1, account for P-δ effects in the analysis, is explained. There are some graphics and table about C_m, which is very important to determine multiplier B_1. How to calculate the multiplier B_2, account for P-Δ effects in the analysis, is explained. R_m, which is the coefficient to account for influence of P-δ on P-Δ, is mentioned for calculation multiplier B_2.

By solving easy examples, the methods are described how to use. There are some comprehensive information in Appendix B about the philosophy of design methods and examples. At the end of this chapter, there is a comparison about methods of stability analysis.

In the forth chapter, steel building is choosen to analyze statically and design. It has been five storeys. 3-D view, axis view and floor plans are addressed for steel building. SAP 2000 is used to analyze the steel building. TS 498 is used for load types. Seismic loads are determined according to DBYBHY-2007.

Four methods are used for stability analysis and design of columns. It is statically analyzed statically and results of the structural analysis are used to design according to the TS-648 (AISC-ASD89). Load combinations are chosen from ASD89. DBYBHY-2007 is took into account for combinations, which are about seismic, to include effects of both directions of the earthquake.

Using the same model, the analysis of the steel building is repeated according to the Direct Analysis Method. Initial imperfections and reduced stiffnesses are used for the same model in the analysis. The same column is designed according to the Direct Analysis Method (AISC 360-10). Load combinations are chosen from ASCE 7-10. DBYBHY-2007 is took into account for combinations, which are about seismic, to include effects of both directions of the earthquake.

Using the same model, analysis of the steel building is repeated according to the Effective Length Method (AISC 360-10). However, nominal stiffnesses are used for the same model in the analysis. The same column is designed according to the Effective Length Method (AISC 360-10). The effective length factor, K, is calculated for required strengths. Load combinations are chosen as the Direct Analysis Method.

The same model, which is used in the Direct Analysis Method, for SAP 2000 nonlineer analysis is realized. Second-order axial forces and bending moments are took from SAP 2000 analysis. Design of the same column is done for second-order effects.

At the end of this chapter, results about design of the column are discussed. There are a table about second-order axial forces and bending moments and a table about capacity ratios for whole stability analysis methods.

In the last chapter, there is an assesment about results. Between codes and methods of design similarly and differences are revealed. While using the second-order effects, change of results that about internal forces and moments are specified. Finally it is emphasized the aim of study.

1. GİRİŞ

Bir çelik yapı taşıyıcı sistemini oluşturan yapı elemanlarının çoğu, genel olarak, eğilme momenti ile birlikte etkiyen eksenel kuvvet etkisi altındadır. Makasların üst başlık elemanları, rijit düğüm noktalı çerçeve elemanları veya dışmerkez yük etkisinde mafsallı bir kolon bu elemanlara örnek verilebilir. Elemanın doğrusal konumunu korumaya yönelik olumlu etkisi nedeniyle eksenel kuvvetin çekme olması durumu, kuvvetin basınç olması durumuna göre nispeten daha az önemli olmaktadır. Kolonun uçları arasında etkiyen enine yükler, kolon yükünün dışmerkezliği veya birleşimler nedeniyle eğilme momenti etkileri ortaya çıkacaktır. İdeal ortamlarda bile bir kolona eksenel kuvvetin tam olarak kesit ağırlık merkezinden etkimesi mümkün olmayabilir. Tasarımda her iki etkinin de ihmal edilemeyecek mertebede olduğu eksenel basınç kuvveti ve eğilme momenti etkisindeki bu elemanlar *kiriş-kolon* elemanlar olarak da tanımlanmaktadır. Bu elemanların davranışı eksenel yüklü kolonların davranışı ile eğilme etkisindeki kiriş davranışı arasındadır.

Narin veya stabilite yetersizlikleri içeren yapılar dışında genel olarak yapı sistemleri işletme yükleri altında doğrusal davranış gösterirler. Yapı sisteminin doğrusal davranışına dayanan analiz yöntemlerinde, malzemenin gerilme-şekil değiştirme bağıntılarının doğrusal elastik ve yerdeğiştirmelerin çok küçük olduğu varsayılır. Ancak, dış etkiler işletme yükü sınırını aştığında yapı taşıma gücü sınırına yaklaşır ve yerdeğiştirmeler ihmal edilemeyecek değerlere ulaşır.

Doğrusal - elastik bölgede, eksenel yük ve eğilme momenti etkileşimi, eksenel kuvvetten dolayı oluşan normal gerilmeler ile eğilme momentinden oluşan normal gerilmeler toplanarak basit süperpozisyon teknikleri ile incelenebilir. Bu durumda, toplam gerilme her bir etkiden oluşan normal gerilmelerin toplamı olarak ifade edilir:

$$f_{toplam} = f_a + f_{bx} + f_{by} \qquad \textbf{(1.1)}$$

Ancak, eğilme ve eksenel yük için gözönüne alınacak güvenlik gerilmesi değerleri farklı olacağından, toplam gerilme için güvenlik gerilmesinin belirlenmesi güçtür.

Bu sebepten, her bir gerilme değerinin güvenlik gerilmesine oranlarının toplamı olarak ifade edilen etkileşim ifadeleri kullanılır. Bu yaklaşım AISC 360-10'da aşağıdaki gibi verilmektedir:

$$\left|\frac{f_{ra}}{F_{ca}}+\frac{f_{rbw}}{F_{cbw}}+\frac{f_{rbz}}{F_{cbz}}\right|\leq 1.0 \qquad \textbf{(1.2)}$$

Bu ifadede,

f_{ra}: Oluşturulan yük kombinasyonları altında gözönüne alınan noktada hesaplanan eksenel kuvvete ait gerekli eksenel gerilme,

F_{ca}: Basınç veya çekme güvenlik gerilmesi,

f_{rbw}, f_{rbz}: Oluşturulan yük kombinasyonları altında gözönüne alınan noktada hesaplanan momente ait gerekli eğilme gerilmesi,

F_{cbw}, F_{cbz}: Eğilme güvenlik gerilmesi,

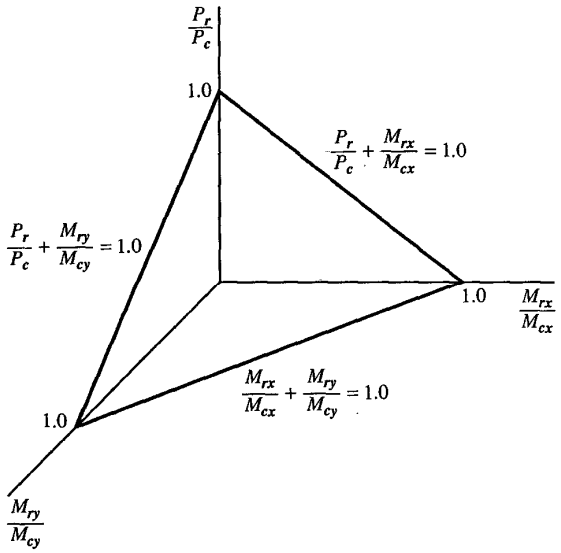
w, z: Sırasıyla, eğilmede kuvvetli asal eksen ve zayıf asal ekseni göstermektedir.

Bu genel etkileşim ifadesi; eksenel kuvvetin basınç veya çekme olması ve eleman enkesitinin simetrik veya simetrik olmaması durumlarında da geçerlidir. Eksenel yük etkisi ve kesit asal eksenlerindeki eğilme momentleri için, yukarıdaki ifade ile elemanın kritik noktalarında elverişsiz gerilmeler değerlendirilir.

Yukarıdaki etkileşim ifadesinde her bir gerilme değeri ilgili enkesit büyüklüğü (enkesit alanı veya mukavemet momenti) ile çarpılarak, gerilme biçimindeki **(1.2)** ifadesi, aşağıdaki biçimde yazılabilir:

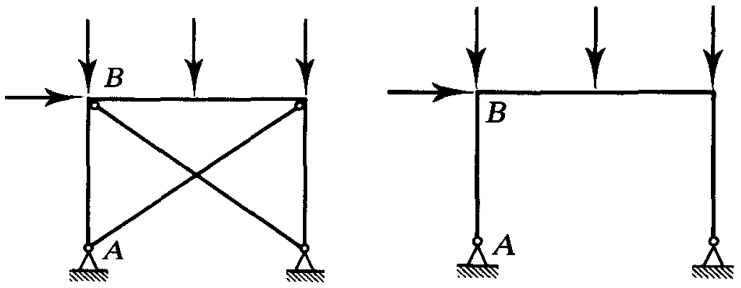
$$\left|\frac{P_r}{P_c}+\frac{M_{rx}}{M_{cx}}+\frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right|\leq 1.0 \qquad \textbf{(1.3)}$$

Elemandaki her bir etkiye karşı gelen, gerekli dayanımın tasarım dayanımlarına oranına dayanan **(1.3)** etkileşim ifadesinde, *P* eksenel basınç kuvveti, *M* eğilme momenti etkileri olmak üzere, *r* gerekli dayanımı ve *c* ise tasarım dayanımını göstermektedir. Herhangi iki etki bileşeni için basitleştirilmiş etkileşim yüzeyleri Şekil 1.1'de görülmektedir.



Şekil 1.1 : Basitleştirilmiş etkileşim yüzeyi.

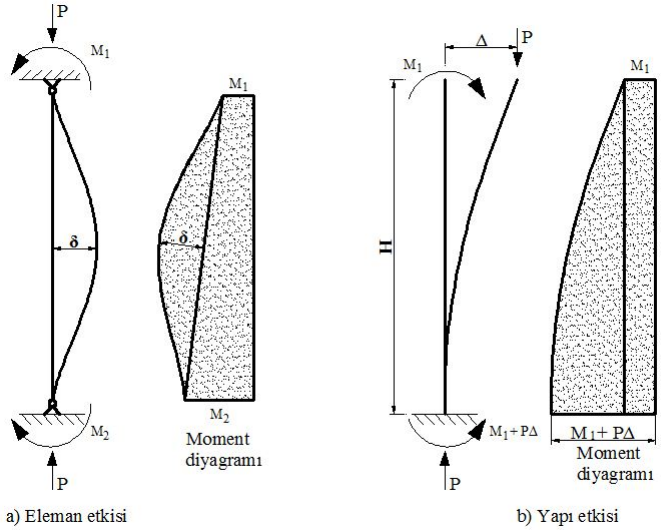
Yapı analizinde kullanılan elastik yöntemler, elemanlarda oluşacak şekil değiştirme ve yerdeğiştirmelerin küçük olduğu varsayımı ile ihmal edilmesine dayanır. Buna göre, yük etkisi altında, yapı sistemi ve elemanın yerdeğiştirme ve şekil değiştirme yapmamış konumunda birinci mertebe analiz ile belirlenmiş eğilme momentleri de *birinci mertebe momentler* olarak tanımlanır. Yapı analizinde en karmaşık etki, yapı sistemi yerdeğiştirme ve eleman şekil değiştirmeleri sonucu olarak, eleman kuvvetleri ve momentlerinde değişiklere neden olan ikinci mertebe etkiler, yani *P-delta* etkileridir. Şekil 1.2'de görüldüğü gibi, diyagonal çelik elemanlar (veya kayma perdeleri) ile eleman uçlarının yanal ötelenmesi önlenebilir. Bu sistemler yanal ötelenmeye karşı *desteklenmiş sistem* olarak da tanımlanır.



Şekil 1.2 : Yanal ötelenmesi önlenmiş ve önlenmemiş sistem.

Eksenel basınç kuvvetiyle beraber eğilme momenti etkisindeki elemanlarda, *P-delta* etkisi iki farklı etki olarak ortaya çıkabilir. Şekil 1.3a'da görüldüğü gibi, uçları yanal ötelenmeye karşı tutulmuş elemanda, sadece etkiyen yanal dış yükler veya uç momentlerinden dolayı, eleman ekseni boyunca ortaya çıkan eğilme şekil

değiştirmesi ve eksenel basınç kuvveti ikinci mertebe moment oluşturur. Elemanın δ kadar yapmış olduğu eğilme şekil değiştirmesinden dolayı *P* eksenel yükü, ağırlık merkezine göre δ dışmerkezliği ile etkiyecektir. Dolayısıyla, δ dışmerkezliğinin oluşturacağı ilave moment, elemandaki mevcut moment değerine eklenir. İlave (δ*P*) değerindeki ikinci mertebe moment kolonun kendi özelliklerine bağlı olduğundan *eleman etkisi* olarak tanımlanır.



Şekil 1.3 : Kolonda ikinci mertebe etkileri.

Eğilme momenti etkisindeki bir kolon, yanal ötelenmesi önlenmemiş bir çerçevenin parçası olduğunda ise, yapının yanal yerdeğiştirmesi kolondaki moment değişimini etkileyecektir. Şekil 1.3b'de görüldüğü gibi, Δ kadar yerdeğiştirme yapan kolon için ilave ikinci mertebe moment (*P*Δ) olacaktır. Burada, kolonun yaptığı göreli ötelenme kattaki diğer tüm elemanların rijitliklerinin bir fonksiyonu olduğundan bu moment *yapı etkisi* olarak tanımlanır.

Eleman etkisi ve/veya yapı etkisi ile oluşan *P-delta* momentleri *ikinci mertebe moment* olarak tanımlanır. Şekil değiştirmelerin etkisini hesaba katabilmek için ilave analiz yapılmalıdır. Bu ilave moment etkisi ve ilave eğilme şekil değiştirmeleri gözönüne alınarak yapılan analiz *ikinci mertebe analiz* olarak tanımlanır. Analizde ikinci mertebe etkileri hesaba katabilmek için bir kaç yaklaşım kullanılır. Bu amaçla, elastik sınır ötesinde elaman davranışını da içeren yapı sisteminin gerçek şekil değiştirmelerini hesaba katarak ikinci mertebe doğrusal olmayan analiz yapılabilir. Bu yaklaşım oldukça karmaşıktır ve genellikle olağan tasarım için gerekli değildir. Diğeri ise, doğrusal olmayan davranışın hesaba katılmadığı, ancak yapı sisteminin

gerçek şekil değiştirmelerinin gözönüne alındığı basitleştirilmiş yaklaşımdır. Geleneksel olarak uygulamada da, birinci mertebe doğrusal analiz sonuçlarının belirlenmiş katsayılar ile çarpılmasıyla yaklaşık olarak ikinci mertebe etkiler hesaba katılmaktadır.

1.1 AISC Standartlarında Etkileşim İfadelerinin Gelişimi

Günümüzde, taşıma sınır durumuna karşı gelen etkileşim denklemlerinin geliştirilmesinde aşağıda tanımlanan önemli koşullar gözönüne alınır:

1. Gerilmelerin süperpozisyonu sadece benzer gerilme tipleri ve elastik bölge içindeki davranış için doğrudur.
2. Elastik bölge dışında sadece şekil değiştirmeler küçük olduğunda uzamaların süperpozisyonu yapılabilir.
3. Yerel burkulma gibi stabilite etkileri veya eleman şekil değiştirmeleri için süperpozisyon yapılmaz.
4. Sistem stabilitesi ve eleman eğilme şekil değiştirmeleri için süperpozisyon yapılmaz.

Etkileşim denklemlerinde; eksenel yük etkisi ile maksimum kolon dayanımı ve kolonun narinliği hesaba katılırken, eğilme momenti etkisi ile yanal mesnet koşulları, yanal yerdeğiştirme koşulları, ikinci mertebe *eleman etkileri* ve ikinci mertebe *yapı etkileri* hesaba katılır.

1961 AISC Standardından beri, analiz ve tasarım yöntemleri yukarıda sıralanan maddeleri gözönüne almaktadır. Ancak, bazı etkiler (eleman kayma şekil değiştirmeleri, birleşim şekil değiştirmeleri gibi...) mühendisin inisiyatifi doğrultusunda göz ardı edilebilir. Çeliğin akması, kalıcı gerilme etkileri ve geometrik kusurların etkisi etkileşim denklemlerinde hesaba katılmaktadır. İstisnalar haricinde analize dahil edilmez. Bazı durumlarda (geometri ve yüklemenin simetrik olduğu durumlar gibi), düşey yükleri içeren yük kombinasyonlarında başlangıç kusurları hesaba katılabilir. Önceki AISC Standartları, *kiriş-kolon* elemanlarında düzlem içi dayanım kontrolünü gözönüne almamıştır. Ancak düzlem dışı dayanım kontrolünde; diyagonal çelik eleman kuvvetleri, kiriş momentleri, birleşim momentleri ve düzlem içi momentler üzerindeki P-Δ_0 etkilerini belirlemek gereklidir.

AISC 1961 ve 1986'ya kadar olan standartlarda, sadece birinci mertebe kuvvet ve momentlerin hesaplanmasına dayanan bir analiz kullanılmıştır. Bu analiz kullanıldığında aşağıdaki etkileşim denklemi ile ikinci mertebe etkileri (*P-delta* etkileri) hesaba katılmıştır:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m}{\left(1 - \frac{f_a}{F_e'}\right)} \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0 \qquad \textbf{(1.4)}$$

Bu ifadede,

$$\frac{C_m}{\left(1 - \frac{f_a}{F_e'}\right)} = AF \qquad \textbf{(1.5)}$$

eğilme gerilmesi f_b değerini büyüterek *P-delta* etkilerinin hesaba katılmasını sağlar. Bu ifadelerde;

C_m: Yanal ötelenme önlenmiş çerçeve sistemini olmasını varsayan katsayı,
f_a: Birinci mertebe analiz ile belirlenmiş eksenel kuvvete ait gerekli eksenel gerilme,
F_a: Eksenel kuvvet için güvenlik gerilmesi,
f_b: Birinci mertebe analiz ile belirlenmiş eğilme momentine ait gerekli eğilme gerilmesi,
F_b: Eğilme momenti için güvenlik gerilmesi,
F_e': Elastik burkulma gerilmesini göstermektedir.

(1.5) ifadesi, ikinci mertebe etkilerinin hesaba katılması için kaba bir yaklaşım sağlar. Eğilme gerilmesi değerini büyütmek için sonraki yıllarda daha iyi yöntemler sunulmuştur (Le Messuier ve diğerleri, 1977). Ancak günümüzde bile **(1.5)** ifadesinin kullanıldığı bazı durumlar mevcuttur. F_e', burkulma gerilmesinin güvenlik katsayısına bölünmesi (23/12 = 1.92) sonucu hesaplanır. Elastik burkulma gerilmesi F_e', aşağıdaki ifadenin kullanılmasıyla belirlenir:

$$F_e' = \frac{12\pi^2 E}{23\left(\frac{KL_b}{r_b}\right)^2} \qquad \textbf{(1.6)}$$

Bu ifadede,

KL_b/r_b: Eğilme düzlemindeki kolon etkili narinlik oranı,

K: Eğilme düzlemindeki etkili uzunluk katsayısı,

E: Çeliğin elastisite modülünü göstermektedir.

Yapı analizi ile ikinci mertebe momentlerinin hesaplanması ilk olarak AISC LRFD (1986) Standardında tanımlanmıştır. *Kiriş-kolon* elemanları için aşağıdaki etkileşim denklemleri kullanılmıştır:

$$\frac{P_u}{\varphi_c P_n} < 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{2\varphi_c P_n} + \frac{M_u}{\varphi_b M_n} \leq 1.0 \qquad \textbf{(1.7a)}$$

Diğer koşula göre şu şekilde olur:

$$\frac{P_u}{\varphi_c P_n} \geq 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{\varphi_c P_n} + \frac{8M_u}{9\varphi_b M_n} \leq 1.0 \qquad \textbf{(1.7b)}$$

Bu ifadelerde,

P_u: Elemanda oluşan maksimum ikinci mertebe eksenel kuvvet,

P_n: Nominal eksenel dayanım,

M_u: Elemanda oluşan maksimum ikinci mertebe eğilme momenti,

M_n: Nominal eğilme dayanımı,

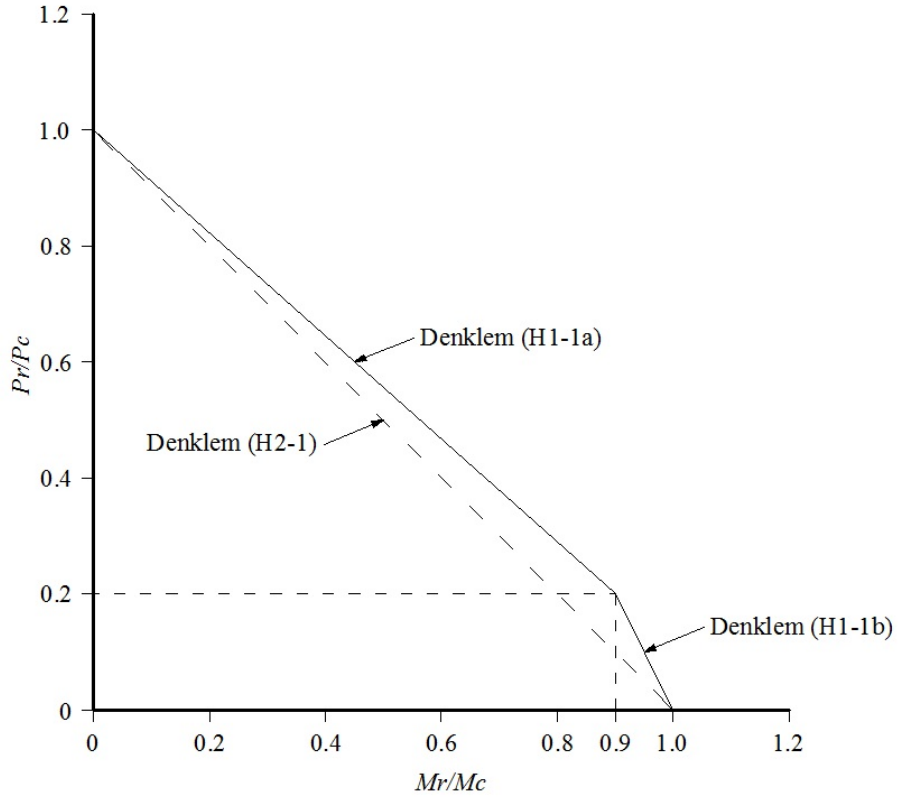
φ_c: Basınç çubuklarında dayanım katsayısı,

φ_b: Eğilme için dayanım katsayısını göstermektedir.

İkinci mertebe eğilme momenti, yük artırma katsayısı ile büyütülmüş yükler kullanılarak yapılan ikinci mertebe doğrusal olmayan analiz sonucu belirlenebilir. Bunun yanı sıra, birinci mertebe moment değerlerinin belirlenmiş katsayılar ile büyütülmesi sonucu ikinci mertebe momentlerin hesaplanmasını sağlayan yöntem sonucu da belirlenebilir. Bu yöntem yaklaşık ikinci mertebe analizidir.

AISC (1961)'den AISC ASD (1989) ve AISC LRFD (1999)'a kadar olan tüm standartlarda, geometrik kusurlar ile kalıcı gerilmelerin etkisi etkileşim denklemlerinde hesaba katılmaktadır (ASD için F_a ve F_b, LRFD için P_n ve M_n). AISC 360-05'e göre Doğrudan Analiz Yöntemi kullanıldığında, bu etkilerin denklemler yerine yapı analizinde hesaba katılması önemli avantajlar getirir. Böylece kesin sonuçlara daha fazla yaklaşılmış olunur.

Birinci mertebe analizi sonuçlarına büyütme katsayıları kullanılması ikinci mertebe analiz için en basit yaklaşımdır. Yapı analizi yanı sıra, elamanlar için kullanılacak tasarım dayanımların belirlenmesi gerekir. Bu nedenden dolayı analiz ile birlikte etkileşim denklemlerine de ihtiyaç vardır ve birbirinden ayrı düşünülemez. Gerekli gerilme değerlerinin [**(1.4)** ifadesindeki f_a ve $f_bC_m/(1\text{-}f_a/F_e')$] veya dayanımların [**(1.7)** ifadesindeki P_u ve M_u] hesabı için analizde yapılan değişiklik, güvenlik gerilmesi [**(1.4)** ifadesindeki F_a] veya nominal dayanımların [**(1.7)** ifadesindeki P_n] hesaplanmasında basitleştirme sağlar. Eğer yapı analizi eleman iç kuvvetlerini belirlemeye yönelik hazırlanmışsa kesit kesit kontrol yapılmalıdır. AISC 360-05 Standardı, AISC-LRFD (1999) Standardında kiriş-kolon elemanlar için kullanılan etkileşim denklemlerini benimsemiştir. Eksenel basınç kuvveti ve eğilme momenti etkisi altındaki tipik bir çerçeve kolonunun tasarımında Şekil 1.4'te gösterildiği gibi iki adet etkileşim ifadesi kullanılır (AISC 360-10, Bölüm H1.1). Bu şekilde, boyutsuz kuvvetler baz alınarak alt sınır eğrisi tanımlanmıştır.



Şekil 1.4 : Eksenel kuvvet ve eğilme momenti etkisindeki kolon tasarımı.

AISC 360-10'da, hem ASD hem LRFD yöntemi için aşağıda verilen ifadeler kullanılmaktadır:

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \;\rightarrow\; \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0 \qquad \textbf{(1.8a)}$$

Diğer koşula göre:

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2 \;\rightarrow\; \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0 \qquad \textbf{(1.8b)}$$

Bu ifadelerde,

P_r: LRFD veya ASD yük kombinasyonları altında hesaplanan eksenel basınç kuvvetine ait gerekli eksenel dayanım,

M_r: LRFD veya ASD yük kombinasyonları altında hesaplanan eğilme momentine ait gerekli eğilme dayanımı,

P_c: Eksenel basınç kuvveti için tasarım dayanımı,

$$P_c = \varphi_c P_n \text{ (LRFD)} \qquad \textbf{(1.9a)}$$

$$P_c = \frac{P_n}{\Omega_c} \text{(ASD)} \qquad \textbf{(1.9b)}$$

M_c: Eğilme momenti için tasarım dayanımı,

$$M_c = \varphi_b M_n \text{ (LRFD)} \qquad \textbf{(1.10a)}$$

$$M_c = \frac{M_n}{\Omega_b} \text{(ASD)} \qquad \textbf{(1.10b)}$$

φ_c: Basınç çubuklarında dayanım katsayısı = 0.90,

φ_b: Eğilme için dayanım katsayısı = 0.90,

Ω_c: Basınç çubuklarında güvenlik katsayısı = 1.67,

Ω_b: Eğilme için güvenlik katsayısı = 1.67,

x, y: Sırasıyla, eğilmede kuvvetli asal eksen ve zayıf asal ekseni göstermektedir.

(1.8a) ve **(1.8b)** ifadeleri p, b_x ve b_y parametreleri kullanılarak daha basit hale getirilmiştir:

Çizelge 1.1 : (1.11) Denklemi parametreleri.

	LRFD	**ASD**
Eksenel Basınç Kuvveti:	$p = \frac{1}{\varphi_c P_n}$	$p = \frac{\Omega_c}{P_n}$
Kuvvetli Asal Eksen Eğilme:	$b_x = \frac{8}{9}\frac{1}{\varphi_b M_{nx}}$	$b_x = \frac{8}{9}\frac{\Omega_b}{M_{nx}}$
Zayıf Asal Eksen Eğilme:	$b_y = \frac{8}{9}\frac{1}{\varphi_b M_{ny}}$	$b_y = \frac{8}{9}\frac{\Omega_b}{M_{ny}}$

Etkileşim ifadeleri, Çizelge 1.1'deki parametreler kullanılarak aşağıdaki gibi sadeleştirilmiştir:

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \;\rightarrow\; pP_r + b_x M_{rx} + b_y M_{ry} \leq 1.0 \qquad \textbf{(1.11a)}$$

Diğer koşula göre:

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2 \;\rightarrow\; \frac{pP_r}{2} + \frac{9}{8}\left(b_x M_{rx} + b_y M_{ry}\right) \qquad \textbf{(1.11b)}$$

ASD için kullanılan 1.6 katsayısı, eğilme dayanımı büyütme katsayısı olarak kullanılan kolon güvenlik katsayısı 1.92 değerinden (AISC ASD, 1989) daha küçüktür. Ancak yanal ötelenmesi önlenmemiş sistemlerde **(1.4)** ve **(1.5)** ifadelerindeki C_m katsayısı 0.85 alınabilir (AISC ASD, 1989, Denklem H1). C_m katsayısı, yanal ötelenme etkilerinin hesaba katılmasını sağlar (Salmon and Johnson, 1996). Buna rağmen ASD moment büyütme katsayısını kullanmak **(1.5)** pek çok uygulamada güvenli tarafta kalmamızı sağlar. Bu durum, belirleyici ikinci mertebe etkilerinin genellikle *yapı etkisi* ile oluşmasından kaynaklanmaktadır. **(1.4)** ifadesi yatay ötelenmesi önlenmiş ve önlenmemiş sistemlerdeki toplam eğilme gerilmelerine ayrım gözetmeksizin uygulanır. AISC LRFD (1999) ve AISC (2005a) Standardındaki büyütme katsayısı yöntemi daha doğrudur, ancak analizin yanal ötelenmesi önlenmiş ve yanal ötelenmesi önlenmemiş sistemler olarak ayrılması gibi ekstra analiz gerektirir. Birinci mertebe analiz sonuçlarının katsayılar ile büyütülmesine dayanan çözüm, dikdörtgen biçimindeki çerçeveler için doğruluk oranı yüksek bir yaklaşım gösterir (Kuchenbecker ve diğerleri, 2004), (White ve

diğerleri, 2005a & b). Bu yaklaşım sayesinde, yukarıda bahsedilen büyütme katsayısı yöntemindeki ekstra analiz gereksiniminden kurtulmuş olunur.

(1.8) ifadesini kullanmak, AISC ASD (1989)'daki *kiriş-kolon* elemanları eksenel yük ve eğilme momenti etkileşim eğrilerini kullanmaya göre daha özgürlükçü bir yaklaşımdır. Ayrıca AISC (2005a); eksenel kuvvet ve kuvvetli asal eksen eğilme momentine maruz, çift eksenli simetrik I kesitli elemanların düzlem dışı eğilmeli burulmalı burkulma dayanımını tanımlayan alternatif bir etkileşim ifadesi sağlar:

$$\frac{P_r}{P_{c0}} + \left(\frac{M_r}{M_{cx}}\right)^2 \leq 1.0 \text{ (AISC 360-05, Denklem H1-2)} \qquad \textbf{(1. 12)}$$

Bu ifadede,

P_{c0}: Eksenel kuvvet için düzlem dışı tasarım dayanımı,
M_{cx}: Yanal burulmalı burkulma ile ilgili eğilme tasarım dayanımını göstermektedir.

(1.8) ifadesi ve bu ifadenin çift eksenli simetrik kompakt I kesitli elemanlar için uygulanabilir olması ile ilgili açıklamalar bulunmaktadır (White ve Kim, 2006).

Bundan sonraki gelişmelerde, *kiriş-kolon* eleman dayanımlarının düzlem içi ve düzlem dışı olarak ayrı ayrı değerlendirilmesi yararlı olacaktır. P_c ve M_c için farklı tanımlamaların yapılabildiği **(1.8)** ifadesini kullanarak veya düzlem içi dayanımı ifade eden **(1.8)** ve düzlem dışı dayanımı ifade eden **(1.11)** ifadeleri kullanarak sağlanabilir. Aşağıdaki maddeleri ihmal ederek **(1.8)** ifadesi ile düzlem içi dayanımı tahmin edebiliriz: (1) M_c değerinin hesaplanmasında farklı düzlem dışı eğilmeli, burulmalı veya eğilmeli-burulmalı burkulma (2) M_c değerinin hesaplanmasında yanal burulmalı burkulma. $P_c = P_{c0}$ ve M_c için verilen nominal dayanımların (AISC 360-10, Bölüm F) **(1.8)** ifadesinde kullanılması ile düzlem dışı dayanım tahmin edilebilir (White ve Kim, 2006).

I kesitli elemanların düzlem içi ve düzlem dışı dayanımlarının kontrolünde **(1.8)** ifadesinin kullanılması gerekir. Ancak büyük eksenel yük ve kuvvetli asal eksen yönü eğilmeye maruz çift yönlü simetrik kompakt I kesitli elemanlar için, düzlem dışı eğilmeli-burulmalı burkulma dayanımın belirlenmesinde **(1.9)** ifadesini kullanmak daha yararlı olabilir. AISC (2005a), düzlem dışı doğrultuda M_{ry}/M_{cy} değerinin 0.05'den daha küçük olduğu durumlarda düzlem dışı momentlerin ihmal edilmesine izin verir. Burada M_{ry} ve M_{cy} ilgilenen doğrultuda gerekli moment ve ona

karşılık gelen dayanımı gösterir. Aksi halde düzlem dışı eğilmeyi içeren **(1.8)** ifadesinin genişletilmiş bir formu kullanılmalıdır.

2. STABİLİTE ANALİZİ YAKLAŞIMLARI

Gelişmiş uluslararası standartlarda stabilite analizi yaklaşımları hakkında bilgi sahibi olabilmek amacıyla, öncelikle bu bölümde EC3 (EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings, 2005) ve bir sonraki bölümde daha detaylı olarak AISC 360-10 (An American Notional Standart Specification for Structural Steel Buildings, 2010) standartları incelenmiştir.

2.1 EC 3 Standardında Stabilite Analizi Yaklaşımı

İkinci mertebe etkilerini dikkate alan *P-delta* analizi EC3 Standardında global analiz olarak isimlendirilmiştir. İç kuvvet ve momentler; yapı sisteminin ve elemanın yerdeğiştirme ve şekil değiştirme yapmamış konumunda yapılan birinci mertebe analiz veya *P-delta* etkilerini hesaba katarak yapılan ikinci mertebe analiz sonucu belirlenir. Aşağıdaki kriterin sağlaması durumunda, birinci mertebe analiz kullanılmasına izin verilir:

$$\text{Elastik analiz için, } \alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$$
$$\text{Plastik analiz için, } \alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \qquad \textbf{(2.1)}$$

Bu ifadede,

α_{cr}: İkinci mertebe etkilerinin tasarım yükünde etkili olup olmadığını belirleyen katsayı,

F_{Ed}: Yapıdaki tasarım yükü,

F_{cr}: Başlangıçtaki elastik rijitliği göz önüne alan kritik elastik burkulma yükünü göstermektedir.

Portal çerçevelerde çatı eğimi yüzeysel [eğimi 1/2(26^o)'den fazla olmayan çatılar yüzeysel olarak kabul edilir] ve kirişlerdeki eksenel kuvvet ihmal edilecek düzeyde ise α_{cr} şu şekilde hesaplanabilir:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}}\right)\left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}}\right) \qquad \textbf{(2.2)}$$

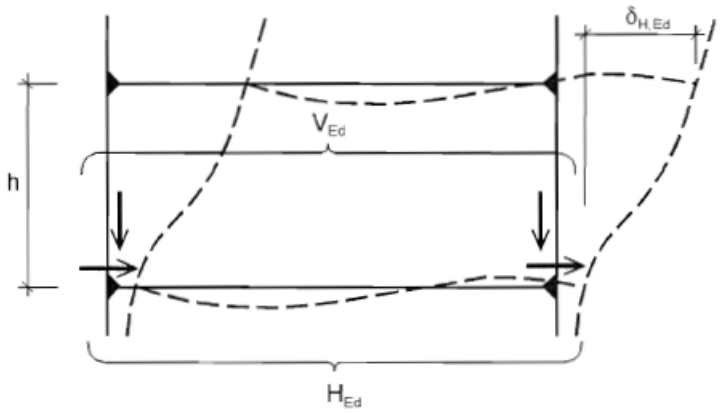
Bu ifadede,

H_{Ed}: Kat kesme kuvveti,

V_{Ed}: Kattaki toplam düşey yük,

$\delta_{H,\,Ed}$: Göreli kat ötelenmesi, her bir kat için yapılan yatay yüklerden kaynaklanan üst katın alt kata göre yaptığı yanal ötelenme değeri,

h: Kat yüksekliğini göstermektedir.



Şekil 2.1 : Denklem **(2.2)** parametreleri.

Kirişlerdeki eksenel kuvvetin önemli mertebede olup olmadığı şu şekilde kontrol edilir:

$$\bar{\lambda} \geq 0.3\sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{Ed}}} \qquad \textbf{(2.313)}$$

Bu ifadede,

N_{Ed}: Basınç kuvveti tasarım değeri,

$\bar{\lambda}$: Yapının göreli narinlik oranı

A: Profilin enkesit alanı,

f_y: Akma dayanımını göstermektedir.

Yukarıda bulunan açıklama ve denklemler ile ikinci mertebe etkilerinin hesaba katılıp katılmaması gerektiğine karar verilir. Eğer dahil edilmesi gerekiyorsa, *P-delta* etkilerinin belirlenmesi ve yapı stabilitesinin buna göre değerlendirilmesi gerekmektedir.

İkinci mertebe etkiler ve şekil değiştirmeler şu şekilde hesaplanabilir:

a) Tamamen yapı analizi ile,

b) Kısmen yapı analizi ile kısmen elemanların ayrı ayrı stabilite kontrolü ile (EC3, Bölüm 6.3),

c) Basit durumlarda her bir eleman için, yapının burkulma moduna uygun bir şekilde bulunan burkulma uzunluğunu (EC3, Bölüm 6.3) kullanarak yapılan stabilite kontolü ile.

Birinci burkulma modunun hakim olduğu çerçevelerde yaklaşık ikinci mertebe analiz kullanılmasına izin verilir.

Yapı analizinde elastik yöntem kullanılması sonucu tasarlanan tek katlı çerçevelerde, düşey yüklerden kaynaklanan ikinci mertebe etkileri aşağıdaki katsayı ile hesaplanabilir **(2.4)**. Bu denklemde α_{cr} belirlenirken, yatay yükler H_{Ed} ve φV_{Ed} (Şekil 1.4) birinci mertebe analizi sonucu bulunur.

$$\frac{1}{1-\frac{1}{\alpha_{cr}}} \qquad \textbf{(2.4)}$$

Bu ifadede $\alpha_{cr} \geq 3$ olduğu varsayılmıştır. $\alpha_{cr} < 3$ olduğu zaman kesin bir ikinci mertebe analizi önerilir.

Çok katlı çerçevelerde aşağıda belirtilen özellikler tüm katlarda aynı olduğunda ikinci mertebe etkilerini hesaplamak için **(2.4)** ifadesi kullanılabilir:

- düşey yüklerin dağılımı
- yatay yüklerin dağılımı
- kat kesme kuvveti ile bağlantılı çerçeve rijitliğinin dağılımı

Elemanların ayrı ayrı stabilite kontrolleri aşağıdaki gibi yapılmalıdır:

a) Elemanlardaki ikinci mertebe etkileri yapı analizinde hesaba katılırsa, elemanların ayrı ayrı stabilite kontrollerinin (EC3, 6.3 Bölümü) yapılmasına gerek yoktur.

b) Elemanlardaki (eğilmeli ve/veya yanal burulmalı burkulma) ikinci mertebe etkileri yapı analizinde tamamen hesaba katılamazsa, elemanların ayrı ayrı stabilite kontrollerinin (EC 3, 6.3 Bölümü) yapılması gerekir. Bu tahkik, yapı analizi sonucu

bulunan moment ve kuvvetlere göre yapılmalıdır. Bu analizde ikinci mertebe etkileri Bölüm 2.1.1'e uygun olarak analize dahil edilmelidir.

Eşdeğer kolon yöntemi (EC3, Bölüm 6.3) kullanıldığında, burkulma uzunluğu değerleri burkulma moduna uygun olmalıdır. Böylece tasarım yükü altında eksenel kuvvetin dağılımı, plastik mafsalın varlığı, eleman ve düğüm noktası rijitliği hesaba katılmış olur. Bu durumda dayanım kontrollerinde kullanılan iç kuvvetler, *P-delta* etkileri hesaba katmadan yapılan birinci mertebe analiz sonucu bulunur.

Giriş bölümünde anlatıldığı gibi, *eleman* ve/veya *yapı etkisi* ile oluşan *P-delta* etkilerine parelel bir şekilde EC 3 Standardında;

a) Çerçeve ve çaprazlı sistemlerde global yerdeğiştirmeler (Δ)
b) Elemanlardaki yerel şekil değiştirmeler (δ) olarak incelenmektedir.

2.1.1 Çerçeve sistemlerde ikinci mertebe etkiler

Simetrik ve simetrik olmayan burkulma şekilleriyle burulmalı burkulmayı içeren düzlem içi ve düzlem dışı burkulma, stabiliteyi daha fazla bozacak doğrultuda hesaba katılmalıdır.

Yanal ötelenmesi önlenmiş ve önlenmemiş sistemin ikinci mertebe etkileri, eşdeğer yerdeğiştirme kullanarak yapı analizine dahil edilir. Yerdeğiştirmeler şu şekilde belirlenir:

a) Yanal ötelenmesi önlenmemiş sistem (Şekil 2.2):

$$\varphi = \varphi_0 \ \alpha_h \ \alpha_m \qquad \textbf{(2.5)}$$

Bu ifadede,

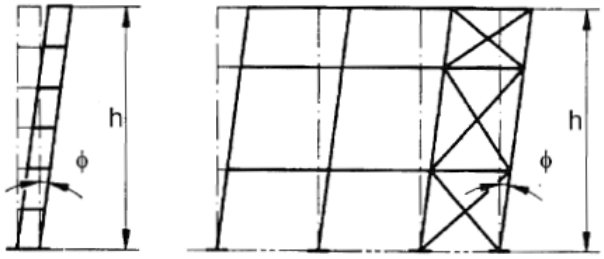
φ_0: İlk değer: $\varphi_0 = 1/200$
α_h: Kolonlara uygulanan yükseklik azaltma katsayısı:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \ \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1 \qquad \textbf{(2.6)}$$

h: kat yüksekliği
α_m: Kolonların sayısına göre uygulanan azaltma katsayısı:

$$\alpha_m = \sqrt{0.5\left(1+\frac{1}{m}\right)} \qquad \textbf{(2.7)}$$

m: %50 oranından az olmayan bir değerde düşey yük N_{Ed} taşıyan kolonların sayısı



Şekil 2.2 : Yanal ötelenme yapan sistemin eşdeğer yerdeğiştirmeleri.

b) Yanal ötelenmesi önlenmiş sistem:

$$e_0 / L \tag{2.8}$$

Bu denklemde kullanılan L değeri eleman uzunluğunu temsil etmektedir. Çizelge 2.1'de e_0/L için önerilen değerler verilmiştir.

Çizelge 2.1 : Elemanlar için e_0/L değerleri.

EC3 Tablo 6.2'ye göre Burkulma Eğrisi	**Elastik analiz için e_0/L Değeri**	**Plastik analiz için e_0/L Değeri**
a_0	1/350	1/300
a	1/300	1/250
b	1/250	1/200
c	1/200	1/150
d	1/150	1/100

Yanal ötelenmesi önlenmemiş yapı çerçevelerinde ikinci mertebe etkileri aşağıdaki denklem sağladığı müddetçe ihmal edilebilir:

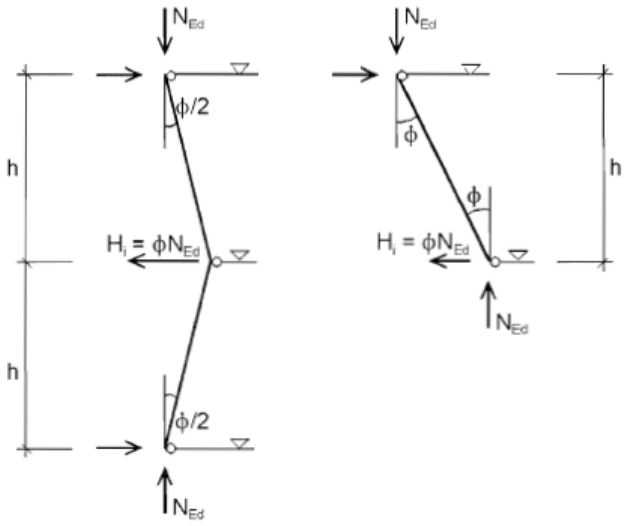
$$H_{Ed} \geq 0.15 V_{Ed} \tag{2.9}$$

Yatay yükler Şekil 2.3'te verilen yerdeğiştirmelerin şekline uygun bir şekilde kat diyaframlarına etkitilmelidir. Burada φ, kat yüksekliğinin h olduğu kabul edilerek **(2.5)** ifadesinden elde edilen yanal ötelenmeyi göstermektedir.

EC3 6.3 Bölümüne uygun olarak kontrol edilen eleman dayanımlarında kullanılan düğüm noktası kuvvet ve moment değerlerinin belirlenmesi için yapılan global

analizde, yanal ötelenmesi önlenmiş sistemin ikinci mertebe etkileri (*P*-δ) ihmal edilebilir. Her bir basınç çubuğunda aşağıdaki koşullar sağlandığı zaman, yanal ötelenmesi önlenmemiş sistemin ikinci mertebe etkileri (*P*-Δ) yanı sıra yanal ötelenmesi önlenmiş sistemin ikinci mertebe etkileri (*P*-δ) de analize dahil edilmelidir **(2.1)**:

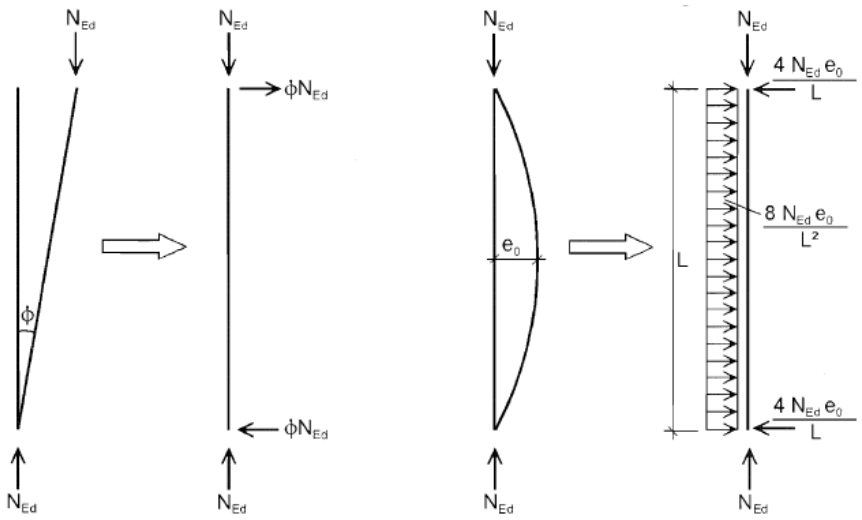
$$\bar{\lambda} > 0.5\sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{Ed}}} \qquad \textbf{(2.10)}$$



Şekil 2.3 : φ cinsinden kat diyaframlarına etkiyen yatay kuvvetler.

Yanal ötelenmesi önlenmiş sistem yerdeğiştirmeleri eleman dayanım kontrollerinde hesaba katılmalıdır.

Yanal Ötelenme Yapan Sistem (*P*-Δ) Yanal Ötelenme Önlenmiş Sistem (*P*-δ)



Şekil 2.4 : İkinci mertebe etkilerin eşdeğer yatay kuvvetlere dönüştürülmesi.

Yanal ötelenmesi önlenmemiş ve önlenmiş sistem ikinci mertebe etkileri her bir kolon için eşdeğer yatay kuvvetler ile değiştirilebilir (Şekil 2.3 ve 2.4).

Yanal ötelenmesi önlenmemiş sistemin yerdeğiştirmelerini belirlemek için uygulanan yatay kuvvetler her iki doğrultuda uygulanmalıdır, ancak genellikle tek doğrultuda uygulamak yeterli olmaktadır. Çok katlı yapı çerçevelerinde her bir kat için kat seviyelerinde bu eşdeğer yatay kuvvetler uygulanmalıdır.

Alternatif olarak kritik elastik burkulma modu η_{cr} şekli tek bir global ve yerel şekildeğiştirme gibi uygulanabilir. Şu şekilde belirlenir:

$$\eta_{init} = e_0 \frac{N_{cr}}{EI\left|\eta_{cr}''\right|_{max}}\eta_{cr} = \frac{e_0}{\bar{\lambda}} \frac{N_{Rk}}{EI\left|\eta_{cr}''\right|_{max}}\eta_{cr} \qquad \textbf{(2.11)}$$

Bu ifadede e_o değeri şu şekilde hesaplanır:

$$\bar{\lambda} > 0.2 \rightarrow e_0 = \alpha\,(\bar{\lambda} - 0.2)\,\frac{M_{Rk}}{N_{Rk}}\frac{1-\frac{\chi\bar{\lambda}^2}{\gamma_{M1}}}{1-\chi\bar{\lambda}^2} \qquad \textbf{(2.12)}$$

Bu ifadede $\bar{\lambda}$ değeri şu şekilde hesaplanır:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} \qquad \textbf{(2.13)}$$

Bu ifadede,

α: Burkulma eğrisine göre belirlenen kusur katsayısı (EC3 Tablo 6.1 ve 6.2),

χ: Enkesite göre belirlenen burkulma eğrisine ilişkin azaltma katsayısı (EC3 Bölüm 6.3.1),

$\alpha_{ult,k}$: Karakteristik dayanım N_{Rk}'ya ulaşan elemanlardaki eksenel kuvvet N_{Ed} için büyütme katsayısı,

α_{cr}: Kritik elastik burkulma yüküne ulaşan elemanlardaki eksenel kuvvet N_{Ed} için büyütme katsayısı,

M_{Rk}: Kritik kesitteki eğilme momenti için karakteristik dayanım (Örneğin $M_{pl,Rk}$, $M_{el,Rk}$),

N_{Rk}: Kritik kesitteki eksenel kuvvet için karakteristik dayanım (Örneğin $N_{pl,Rk}$),

$EI\,\eta''_{cr,max}$: Kritik kesitteki η_{cr}'ten kaynaklanan eğilme momenti,

η_{cr}: Kritik elastik burkulma modu şeklini göstermektedir.

Tasarım yükleriyle yapılan birinci mertebe elastik analizi sonucu bulunan eksenel kuvvet N_{Ed} değerlerine göre $\alpha_{ult,k}$ ve α_{cr} katsayıları hesaplanması gerekir. Bu durumda global elastik hesap, plastik kesit kontrolü aşağıdaki formül ile yapılır:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0 \qquad \textbf{(2.14)}$$

2.1.2 Çaprazlı sistemlerde ikinci mertebe etkiler

Kirişlerin veya basınç elemanların yanal stabilitesinin yeterli olduğu çaprazlı sistemlerde, eşdeğer geometrik yerdeğiştirme ile ikinci mertebe etkisi analize dahil edilir:

$$e_0 = \frac{\alpha_m L}{500} \qquad \textbf{(2.15)}$$

Bu ifadede,

L: Çaprazlı sistem açıklığı
m: Yanal ötelenmeye karşı tutulu elemanların sayısını göstermektedir.

Sonuç olarak yanal ötelenmesi önlenmiş elemanlarda yerdeğiştirme etkileri, eşdeğer denge kuvvetlerine dönüştürülebilir (Şekil 2.5):

$$q_d = \sum N_{ed} 8 \left(\frac{e_0 + \delta_q}{L^2} \right) \qquad \textbf{(2.16)}$$

Bu ifadede,

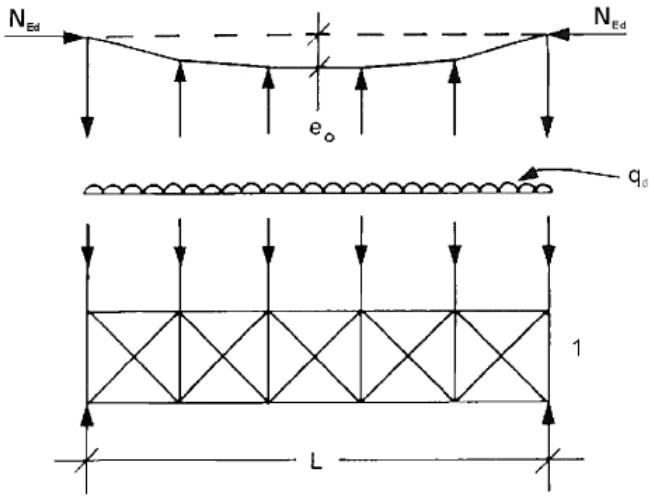
δ_q: Birinci mertebe analizi sonucu hesaplanan dış yüklerden kaynaklanan (q) çaprazlı sitemin düzlem içi yerdeğiştirme değerini (δ_q değeri ikinci mertebe teorisi kullanılırsa 0 olabilir) göstermektedir.

Çaprazlı sistemlerde sabit yüksekliğe sahip kirişin basınç başlığının dengelenmesi gereken N_{Ed} kuvveti şu şekilde türetilir:

$$N_{ed} = \frac{M_{ed}}{h} \qquad \textbf{(2.17)}$$

Bu ifadede,

M_{Ed}: Kirişteki maksimum moment,
h: Kiriş derinliğini (yüksekliği) göstermektedir.



Şekil 2.5 : Eşdeğer stabilite kuvvetleri.

2.1.3 Elemanlarda ikinci mertebe etkiler

Yanal ötelenmesi önlenmiş eleman şekil değiştirmelerin ikinci mertebe etkileri eleman için verilen burkulma dayanımı formülleri ile dahil edilir (EC3 Bölüm 6.3).

İkinci mertebe analizi Bölüm 2.1'e uygun olarak yapıldığında, basınç elemanları şekil değiştirmeleri e_0 Bölüm 2.1.1'e uygun olarak incelenmelidir.

Elemanın yanal burulmalı burkulmasını hesaba katan ikinci mertebe analizi,

$$ke_{0,d} \tag{2.18}$$

olarak kabul edilir. Genelde ilave bir burulma etkilerine gerek olmaz (k = 0.5 önerilmiştir).

3. AISC 360-10'da STABİLİTE ANALİZİ YÖNTEMLERİ

Çelik yapıların tasarımı ve stabilite analizi için literatür ve standartlarda birçok yöntem bulunmaktadır. AISC 360-10 Standardında anlatılan bu yöntemler aşağıda listelenmiştir:

1) Doğrudan Analiz Yöntemi (DAM)
2) Etkili Uzunluk Yöntemi (ELM)
3) Birinci Mertebe Analiz Yöntemi

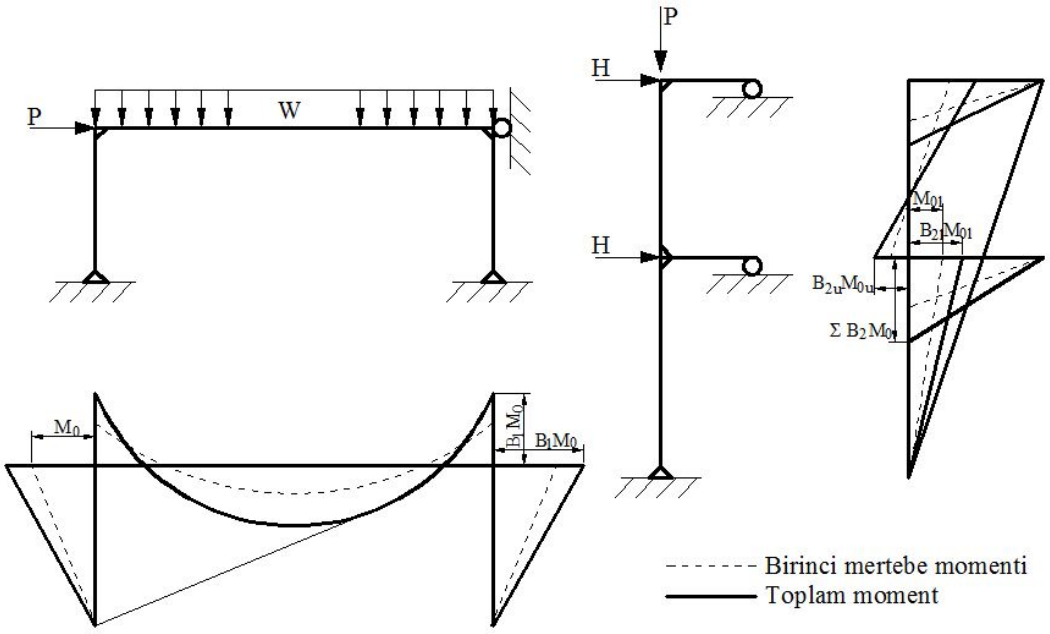
Birinci mertebe analiz yöntemi, Doğrudan Analiz Yönteminin basitleştirilmiş bir uygulamasıdır. White ve Kim (2006), bu yaklaşımları detaylandırır. Bazı yapı türlerinin basitleştirilmiş analiz ve tasarımı için birinci mertebe analiz yöntemi kullanışlı olmasına rağmen, aslında Doğrudan Analiz Yönteminden türetilen bir yaklaşımdır.

Doğrudan Analiz Yöntemi ve Etkili Uzunluk Yöntemi doğrusal olmayan ikinci mertebe analizi yapılmasını gerektirir. Bu analiz, bilgisayar destekli bir analiz programı ile gerçekleştirilebilir. Alternatif bir yöntem olarak ise yaklaşık ikinci mertebe analizi önerilir (AISC 360-10, Bölüm 8.2).

3.1 Yaklaşık İkinci Mertebe Analizi

Bu yöntem B_1-B_2 katsayıları yöntemi olarak bilinir. Birinci mertebe analizi sonucu bulunan birinci mertebe kuvvet ve momentlerine büyütme katsayıları uygulanarak, ikinci mertebe kuvvet ve momentlerin hesaplanması amaçlanır. Genel olarak yanal ötelenmesi önlenmiş sistemlerde B_1, yanal ötelenmesi önlenmemiş sistemlerde B_2 katsayısı kullanılır. Bu bölümdeki asıl yaklaşım, B_2 ve B_1 olarak adlandırılan farklı çarpanlar sayesinde P-Δ ve P-δ etkilerinin ayrı ayrı hasaba katılabilmesidir. Elemanlarda B_1 için çıkan sonuç 1.2 değerinden büyük olduğu zaman eleman iç kuvvetlerinin tam değerleri için doğrusal olmayan ikinci mertebe analiz önerilir. B_1 katsayısı, yanal ötelenmesi önlenmiş sistemlerde basınç elemanlarındaki momentlerin tahmin edilmesi için kullanılır. B_2 katsayısı, tüm elemanlardaki kuvvet

ve momentler üzerinde P-Δ etkilerinin tahmin edilmesi için kullanılır. Bu etkiler aşağıdaki şekillerde grafiksel olarak gösterilir:



Şekil 3.1 : Moment büyütme katsayıları.

Eğilme momenti ve eksenel kuvvet için ikinci mertebe etkiler aşağıdaki ifadeler ile göz önüne alınır:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad \left(\text{AISC360-10, Denklem A-8-1}\right) \tag{3.1}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad \left(\text{AISC360-10, Denklem A-8-2}\right) \tag{3.2}$$

Bu ifadelerde,

B_1: Eğilme ve basınç etkisindeki her elemanın her bir eğilme yönünde P-δ etkisini dikkate almak için kullanılan büyütme katkısı,

B_2: Yapının her katı ve her bir ötelenme yönünde P-Δ etkisini dikkate almak için kullanılan büyütme katkısı,

M_{lt}: Yanal ötelenme önlenmemiş sistemde LRFD veya ASD yük kombinasyonları kullanılarak yapılan birinci mertebe analizi sonucu bulunan eğilme momenti,

M_{nt}: Yanal ötelenme önlenmiş sistemde LRFD veya ASD yük kombinasyonları kullanılarak yapılan birinci mertebe analizi sonucu bulunan eğilme momenti,

P_{lt}: Yanal ötelenme önlenmemiş sistemde LRFD veya ASD yük kombinasyonları kullanılarak yapılan birinci mertebe analizi sonucu bulunan eksenel kuvvet,

P_{nt}: Yanal ötelenme önlenmiş sistemde LRFD veya ASD yük kombinasyonları kullanılarak yapılan birinci mertebe analizi sonucu bulunan eksenel kuvvet,
M_r: LRFD veya ASD yük kombinasyonları kullanılarak yapılan analiz sonucu bulunan gerekli ikinci mertebe eğilme momenti,
P_r: LRFD veya ASD yük kombinasyonları kullanılarak yapılan analiz sonucu bulunan gerekli ikinci mertebe eksenel kuvveti göstermektedir.

Yanal ötelenmesi önlenmiş yapının birinci mertebe eleman kuvvet ve momentleri P_{nt} ve M_{nt}, yanal ötelenmesi önlenmemiş yapının birinci mertebe etkileri P_{lt} ve M_{lt} olarak adlandırılmıştır. Düşey yüklerden kaynaklanan yanal ötelenmenin ihmal edilebilir düzeyde olduğu yapılarda, düşey yükün etkileri P_{nt} ve M_{nt}, yatay yükün etkileri P_{lt} ve M_{lt}'dir. Genel olarak, yanal ötelenmesi önlenmiş yapı analizi sonuçları P_{nt} ve M_{nt}, yatay yüklerin uygulandığı birinci mertebe analizi sonucu oluşan yatay etkiler P_{lt} ve M_{lt}'dir. Denklemlerde belirtildiği gibi; B_1 ve B_2 katsayılarının birinci mertebe analizi sonucu hesaplanan kuvvet ve momentlere uygulanmasından sonraki cebirsel toplamı, ikinci mertebe kuvvet ve moment değerlerini verir **(3.1 ve 3.2)**.

Yatay yükün karşılanması için taşıyıcı sisteme katkı sağlayan tüm elemanlardaki (kiriş, kolon, diyagonal çelik eleman, perde) kuvvet ve momentlere (P_{lt} ve M_{lt}) B_2 katsayısı uygulanabilir. Yatay yük taşıyıcı sisteme katılmayan P_{lt} ve M_{lt} değerleri 0 olacağından, B_2 katsayısının bir etkisi olmayacaktır. B_1 katsayısı sadece basınç elemanlarına uygulanır.

Herhangi bir ötelenme doğrultusu için hesaplanan B_2 katsayısı, katlar arasında önemli ölçüde bir değişim göstermezse, tüm katlarda maksimum değeri kullanmak uygun olcaktır. Böylece tüm yapıda, her bir doğrultu için bir tane olmak üzere sadece iki adet B_2 katsayısı kullanılmış olur. B_2 katsayısının katlar arasında önemli değişim gösterdiği durumlarda, kirişler için hesaplanan katsayılardan en büyüğü alınabilir.

Kolonlardaki birinci mertebe uç momentleri B_1 ve B_2 katsayısı ile büyütüldüğünde, onlara bağlı kirişlerdeki moment ile dengelenmesi gerekir (Şekil 3.1). B_2 katsayısı tüm elemanlara uygulandığı için bir sıkıntı doğurmaz. Her ne kadar B_1 katsayısı sadece basınç elamanlarına uygulanıyor da olsa, ona bağlı elamanlardaki moment değerleri basınç elmanı için hesaplanan B_1 katsayısı ile büyütülerek ikinci mertebe moment değerleri elde edilir (Eğer ki düğüm noktasında birden fazla basınç elemanı varsa büyük olan B_1 katsayısı kullanılır.). Buna alternatif olarak; belirli bir düğüm

noktasında basınç elemanındaki birinci mertebe moment değerleri ile katsayıyla büyütülmüş moment değerleri arasındaki farklılık, basınç elemanına bağlı moment taşıyıcı diğer elemanlarına rijitlikleri oranında dağıtılabilir. Moment dengesi sağlanırken oluşabilecek küçük farklılıklar ihmal edilebilir. Doğrusal olmayan bir ikinci mertebe analizi ile de karmaşık durumların önüne geçilebilir.

3.1.1 P-δ etkileri için kullanılan B_1 katsayısı

B_1 katsayısı, eğilme ve basınca maruz kalan her elemanın her bir eğilme yönünde aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1 \quad \left(\text{AISC360-10, Denklem A-8-3}\right) \tag{3.3}$$

Bu ifadede,

α: 1 (LRFD); 1.6 (ASD),

C_m: Yanal ötelenme önlenmiş çerçeve sistemi olmasını varsayan, değeri aşağıda belirtilen bir katsayı:

a) Yanal ötelenme önlenmiş çerçevelerin, eğilme düzleminde yanal yükü bulunmayan *kiriş-kolon* elemanlar için:

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad \left(\text{AISC360-10, Denklem A-8-4}\right) \tag{3.4}$$

Bu ifadede, M_1 ve M_2 göz önünde tutulan eğilme düzleminde, elemanın uçlarındaki eğilme momentlerinden küçüğü ve büyüğüdür. İki uçtaki eğrilik aksi yönde ise M_1/M_2 pozitif, aynı yönde ise negatif olarak alınacaktır (Şekil 3.2).

b) Yanal ötelenme önlenmemiş çerçevelerin *kiriş-kolon* elemanları için ya analiz sonucu karar verilmeli ya da güvenli tarafta kalınıp her koşulda $C_m = 1$ alınması gerekir.

P_{e1}: Yanal ötelenme önlenmiş sistemde kritik elastik burkulma dayanımını göstermektedir.

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2} \quad (\text{AISC360-10, Denklem A-8-5}) \tag{3.5}$$

Bu ifadede,

EI^*: Analizde kullanılması gereken eğilme rijitliği (Doğrudan Analiz Yöntemi kullanıldığında $EI^* = 0.8\tau_b EI$; τ_b için gerekli açıklama Doğrudan Analiz Yönteminde bulunmaktadır) - (Etkili Uzunluk Yöntemi ve birinci mertebe analiz yöntemi kullanıldığında $EI^* = EI$),

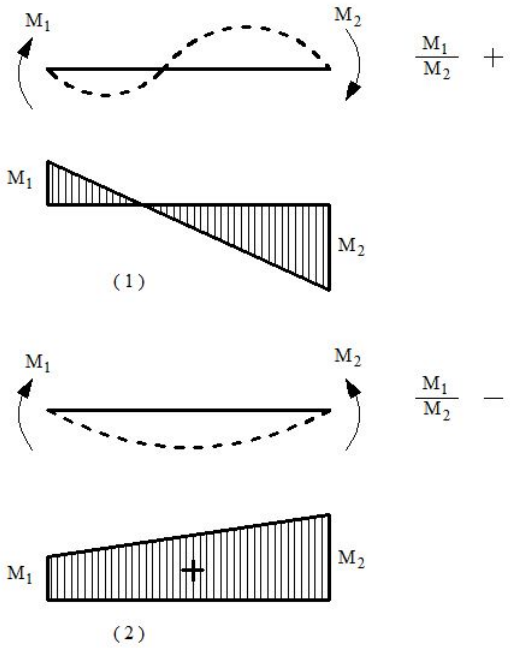
E: Çeliğin elastisite modülü → 20593.965 kN/cm^2

L: Kat yüksekliği,

I: Eğilme düzleminde profilin atalet momenti,

K_1: Eğilme düzlemindeki etkili uzunluk katsayısını göstermektedir. Yanal ötelenme önlenmiş sistemde, yapılan analiz sonucu daha düşük bir değer tespit edilmediği sürece K_1 = 1 alınır.

(3.3) ifadesinde P_r için birinci mertebe ($P_r = P_{nt} + P_{lt}$) değerinin kullanılmasına izin verilir.



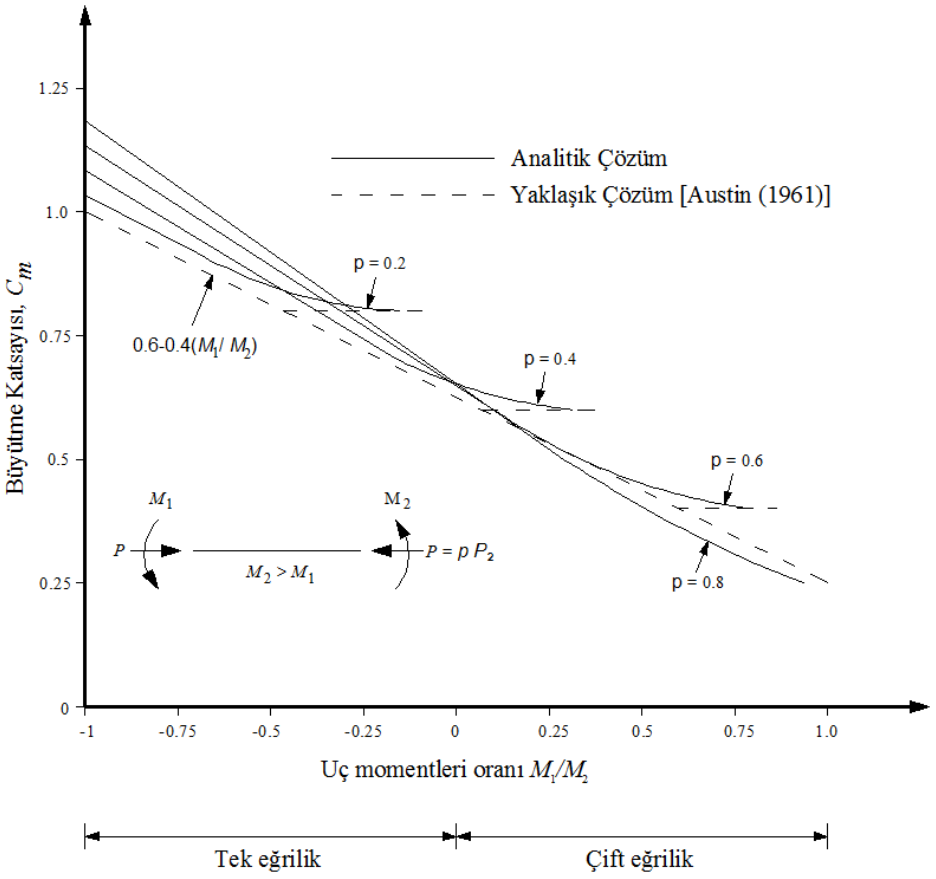
Şekil 3.2 : M_1/M_2 Oranı işareti.

Çaprazlı çerçeve ve moment aktaran birleşimli çerçevelerde, elemanda her iki eksende önemli bir eğilme momenti oluşuyorsa veya AISC 360-10 Standardı Bölüm H1.3 hükümleri kullanılamıyorsa, P_c düzlem gerilmesi göz ardı edilerek maksimum

narinlik oranları ile kontrol edilir. AISC 360-10 Standardı Bölüm H1.3, *kiriş-kolon* elemanları etkileşim ifadeleri için alternatif bir yaklaşm sunar. Bu yaklaşım; ağırlıklı olarak düzlem içersinde eğilmeye maruz kalan elemanlarda, düzlem içi ve düzlem dışı olarak ayrı ayrı stabilite kontrollerinin yapılmasını mümkün kılar. Ancak **(3.5)** ifadesinde belirtildiği gibi, P_{e1} her zaman eğilme düzlemindeki narinlik oranı kullanılarak hesaplanır. Böylece *kiriş-kolon* elemanlarındaki eğilme sadece güçlü eksen etrafında oluştuğunda, büyütülmüş birinci mertebe analiz sonuçları ve etkileşim denklemlerine iki farklı narinlik oranı değeri dahil edilmiş olur.

3.1.1.1 C_m katsayısı ve etkili uzunluk katsayısı K

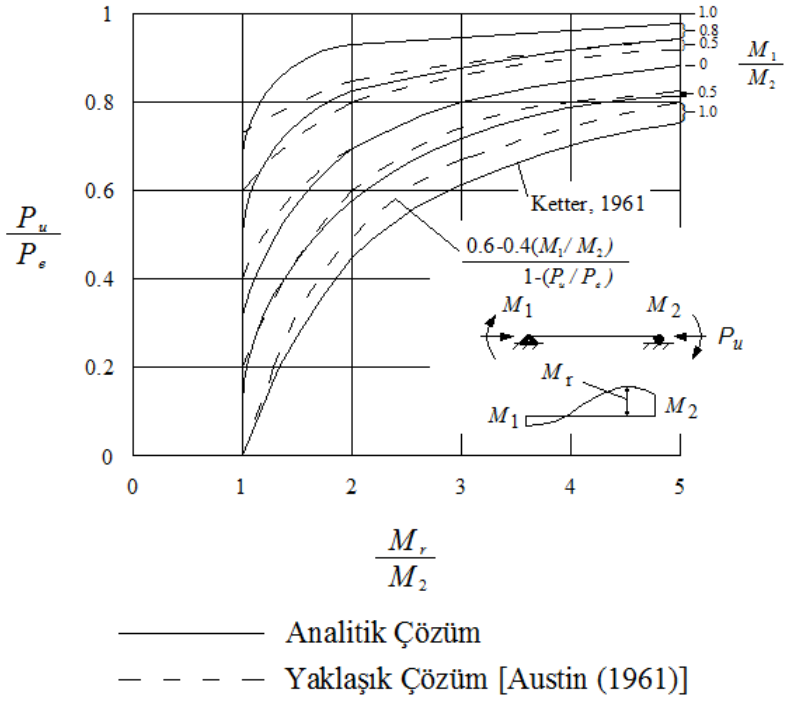
Eleman uçları arasında yatay yük ve düğüm noktaları arasında göreli ötelenme bulunmayan basınç elemanlarında, maksimum ikinci mertebe momentlerini yaklaşık olarak hesaplayabilmek için **(3.3)** ve **(3.4)** ifadeleri kullanılır.



Şekil 3.3 : Uç momentler etkisindeki kiriş-kolon elemanlarda C_m.

Şekil 3.3'te, **(3.4)** ifadesindeki C_m ile *kiriş-kolon* elemanları uç momentleri karşılaştırır. Çeşitli P/P_e değerleri (K = 1 için $P_e = P_{e1}$) için, uç momentleri oranı

M_1/M_2 'ye karşı yaklaşık ve analitik C_m değerleri çizilir. Uç momenti oranı M_1/M_2 'nin çeşitli değerleri için; eksenel yük oranı P/P_e'ye karşı elemandaki M_r ile beraber maksimum ikinci mertebe momente karşılık gelen yaklaşık ve analitik sonuçlar gösterilir (Şekil 3.4).



Şekil 3.4 : Uç momentler etkisindeki kiriş-kolon elemanlarda M_r.

Yanal yükü bulunan *kiriş-kolon* elemanları için ikinci mertebe momentler aşağıdaki değere yaklaşır:

$$C_m = 1 + \psi\left(\frac{\alpha P_r}{P_{e1}}\right) \quad \text{(AISC360-10, Denklem C-A-8-2)} \tag{3.6}$$

Bu ifadede kullanılan ψ parametresi şu şekilde hesaplanmaktadır:

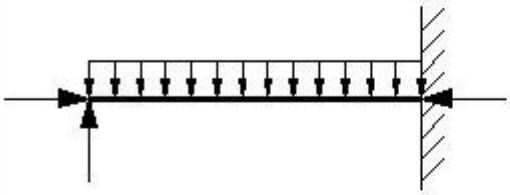
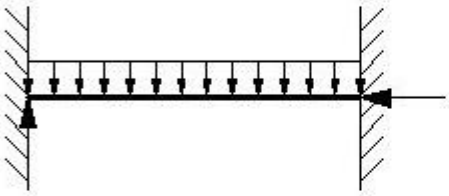
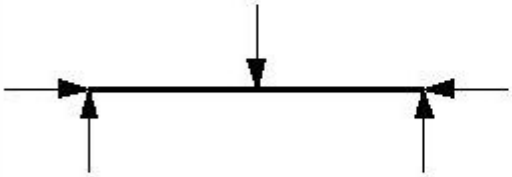
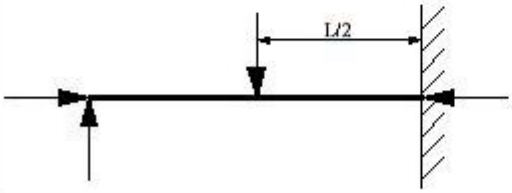
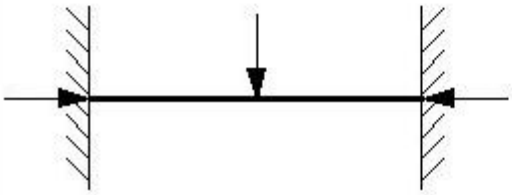
$$\psi = \frac{\pi^2 \delta_0 EI}{M_0 L^2} - 1 \quad \text{(AISC360-10, Denklem C-A-8-3)} \tag{3.7}$$

Bu ifadelerde,

δ_0: Yatay yük nedeniyle oluşan maksimum yerdeğiştirme,

M_0: Yatay yük nedeniyle elemanda oluşan maksimum birinci mertebe momenti göstermektedir.

Çizelge 3.1 : Büyütme katsayısı ψ ve C_m.

DURUM	ψ	C_m
	0	1.0
	-0.4	$1-0.4\frac{\alpha P_r}{P_{el}}$
	-0.4	$1-0.4\frac{\alpha P_r}{P_{el}}$
	-0.2	$1-0.2\frac{\alpha P_r}{P_{el}}$
	-0.3	$1-0.3\frac{\alpha P_r}{P_{el}}$
	-0.2	$1-0.2\frac{\alpha P_r}{P_{el}}$

Yanal ötelenmesi önlenmiş çerçevelerde, Çizelge 3.1'de *kiriş-kolon* elemanlar için her iki sınır koşulu da verilir. Bu C_m değerleri, her zaman elemandaki maksimum moment ile kullanılır. Yanal ötelenmesi önlenmiş çerçevelerde, eleman uç

koşullarına göre bulunan ve P_{e1} hesaplanmasında kullanılan $K < 1$ ise B_1 değeri doğru sonuca en iyi yaklaşımı gösterir.

Yukarıdaki ifadeleri kullanmak yerine yanal yükü bulunan elemanlar için $C_m = 1$ alarak güvenli tarafta kalabiliriz. Yanal ötelenmesi önlenmiş çerçevelerde $C_m = 0.85$ alınması önemli derecede düşük birinci mertebe iç momentlerinin oluşmasına neden olabilir (AISC 360-05, 2005). Bundan dolayı yanal yükü bulunan elemanlarda güvenli tarafta kalmak için $C_m = 1$ alınması önerilir.

Yaklaşık ikinci mertebe analizi yönteminde, kritik elastik burkulma dayanımı (P_{e1}) belirlenmesinde etkili uzunluk katsayısı kullanılır. Bulunan bu P_{e1} değeri de B_1 katsayısının hesabında kullanılır.

B_1 değeri, basınç elemanlarında M_{nt} (yanal ötelenme önlenmiş sistemde birinci mertebe analizinden elde edilen eğilme momenti) ile çarpılarak P-δ etkisini hesaba katmak için kullanılır. Yanal ötelenme önlenmiş sistemlerde ilgili eğilme düzleminde hesaplanır ve analiz tarafından daha düşük bir değer atanmadıkça $K_1 = 1$ alınır.

Yaklaşık ikinci mertebe analizi, çerçeve ve kolonların rijitliğinin bir ölçüsü olarak elastik burkulma yüklerini içerdiğinden dolayı bu kullanım için sadece elastik bir K katsayısı kullanmak uygundur.

3.1.2 P-Δ etkileri için kullanılan B_2 katsayısı

B_2 katsayısı, yapının her katında ve her bir ötelenme yönünde aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e,story}}} \geq 1 \left(\text{AISC360-10, Denklem A-8-6}\right) \qquad \textbf{(3.8)}$$

Bu ifadede,

α: 1 (LRFD); 1.6 (ASD),

P_{story}: LRFD veya ASD yük kombinasyonları kullanılarak yapılan analiz sonucu bulunan kata gelen toplam düşey yük,

$P_{e,story}$: Göz önüne alınan ötelenme yönünde her kat için kritik elastik burkulma dayanımı göstermektedir.

$$P_{e,story} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \quad \left(\text{AISC360-10, Denklem A-8-7}\right) \tag{3.9}$$

Bu ifadede R_M değeri şu şekilde hesaplanır:

$$R_M = 1 - 0.15 \frac{P_{mf}}{P_{story}} \quad \left(\text{AISC360-10, Denklem A-8-8}\right) \tag{3.10}$$

Bu ifadede,

R_M: P-Δ üzerinde P-δ etkisini hesaba katan katsayı,
L: Kat yüksekliği,
P_{mf}: Göz önüne alınan ötelenme yönünde moment aktaran sistemin parçası olan kat kolonlarına gelen toplam düşey yük (Çaprazlı çerçeve sistemi için $P_{mf} = 0$ alınır.),
Δ_H: Göz önüne alınan ötelenme yönünde yatay yüklerden oluşan birinci mertebe göreli kat ötelenmesini (katlar arası yerdeğiştirme, ortalama veya maksimum yerdeğiştirme alınabilir) göstermektedir.

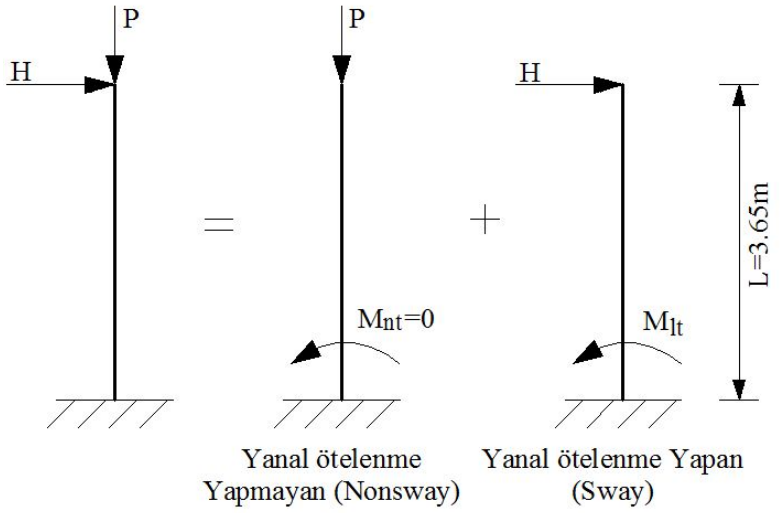
R_m katsayısı, yanal ötelenmesi önlenmemiş sistemde P-δ etkilerinin hesaba katılması için kullanılır. Moment aktaran birleşimli çerçevelerde bu katsayı en düşük 0.85 alınabilir. İncelenen katta moment aktaran birleşimli çerçeve yoksa R_m = 1 alınır. **(3.10)** ifadesi daha hassas bir hesap için kullanılabilir. Farklı yapı analizlerinden gelen ikinci mertebe iç kuvvetleri, yapıdaki toplam eksenel kuvveti baz alan doğrusal olmayan bir davranış olduğundan dolayı süperpoze yoluyla kombine edilemez. Bu nedenle tasarımda göz önüne alınan her bir yük kombinasyonu için ayrı bir analiz yapılmalıdır.

B_2 katsayısı sadece yanal ötelenmesi önlenmemiş sistemlerdeki iç kuvvetlere uygulanır ve katın tamamı için hesaplanır. Önceden belirlenmiş bir değer olan Δ_H/L'ye göre tasarlanmış yapı çerçevelerinde, B_2 katsayısı **(3.9)** ifadesindeki maksimum limit hedefi Δ_H/L kullanılması ile elemanların tasarımı öncesinde bulunabilir. Farklı kategorideki binaların tasarımında ötelenme sınırları ayarlanabilir ve ikinci mertebe eğilme etkileri azaltılabilir. Ancak, stabilite etkilerinin ihmal edilmesine izin vermek için ötelenme sınırları yalnız başına yeterli değildir (LeMessurier, 1977).

Yatay yük taşıyıcı sistemdeki ikinci mertebe etkileri ve B_2 katsayısının belirlenmesinde; $\Delta_{H,}$ sadece incelenen düzlemdeki katlar arası yerdeğiştirmeyi içermez, aynı zamanda kat diyaframındaki ilave yerdeğiştirmeleri veya yatay yük taşıyıcı sisteme katkısı olmayan pandül kolonların esas taşıyıcı kolonlara olan devrilme etkisini de içerir. Maksimum ötelenme veya kolon yüklerine göre ağırlıklı ortalama ötelenme dikkate alınmalıdır.

Örnek 1: Yaklaşık ikinci mertebe analizi

Şekil 3.5'te gösterilen ankastre mesnetli HE450 B kesitli kolonun her iki eksende yanal ötelenmeye karşı tutulmamış boyu 365 cm ve F_y = 35.304 kN/cm^2'dir. Nominal yükler Çizelge 3.2'de verilmiştir. Y ekseni için kolonun alt ve üst noktaları mafsallıdır. ASCE 7-10 yük kombinasyonları kullanarak, seçilen kolon kesitinin yeterli olup olmadığını incelenmiştir.



Şekil 3.5 : Örnek 1 detayları.

Çizelge 3.2 : Nominal yükler.

LRFD	ASD
D = 900.00 kN	D = 900.00 kN
L = 1360.00 kN	L = 1360.00 kN
W = 200.00 kN	W = 200.00 kN

Şekil 3.5'te görüldüğü gibi sistem yanal ötelenme yapan ve yapmayan olarak ikiye ayrılmıştır. Örnek soruda verilen nominal yüklere ASCE 7-10 yük kombinasyonları uygulanması sonucu elde edilen birinci mertebe iç kuvvet değerleri Çizelge 3.3'te gösterilmiştir.

Çizelge 3.3 : Nominal yüklere ASCE 7-10 yük kombinasyonları uygulanması.

LRFD	ASD
$1.2D + 0.5L + 1.0W$	$D + 0.75L + 0.45W$
$P = 1760.00$ kN	$P = 1920.00$ kN
$H = 200.00$ kN	$H = 90.00$ kN

HE450 B kesit özellikleri:

h (kesit yüksekliği) = 45 cm b (başlık genişliği) = 30 cm

t_w (gövde kalınlığı) = 1.40 cm t_f (başlık kalınlığı) = 2.60 cm

d (net yüksekliği) = 34.4 cm h_0 (h-t_f) = 42.40 cm

J (burulma sabiti) = 448 cm^4 A_g (kesit alanı) = 218 cm^2

I_x (atalet momenti) = 79890 cm^4 I_y (atalet momenti) = 11720 cm^4

S_x (muk. momenti) = 3550.67 cm^3 S_y (muk. momenti) = 781.33 cm^3

Z_x (plastik muk. mom.) = 3982 cm^3 Z_y (plastik muk. mom.) = 1198 cm^3

r_x (atalet yarıçapı) = 19.14 cm r_y (atalet yarıçapı) = 7.33 cm

K_x (x yönü etkili uzunluk katsayısı) = 2.1 (Çizelge 3.11'e göre belirlenir)

K_y (y yönü etkili uzunluk katsayısı) = 1.0 (Çizelge 3.11'e göre belirlenir)

Nominal basınç dayanımı P_n değerinin hesaplanması:

Nominal basınç dayanımı P_n'yi belirlemeden önce HE450 B kesidinin narin olup olmadığını incelemek gerekir **(B 1.4 ve B 1.5)**:

$$\frac{E}{F_y} = \frac{20593.965}{35.304} = 583.33 \text{ ve } \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \sqrt{583.33} = 24.1522$$

Durum 1 (Başlık için) : $\frac{b}{2t_f} = \frac{30}{2\text{x}2.6} = 5.77 < \lambda_r = 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13.53$

Durum 5 (Gövde için) : $\frac{d}{t_w} = \frac{34.4}{1.4} = 24.57 < \lambda_r = 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.99$

Eksenel yük altında HE450 B kesidi, hem başlık hem de gövde için narin bir eleman değildir. Buna göre nominal basınç dayanımı P_n hesaplanmıştır **(B 1.6, B 1.7, B 1.8)**:

$$\frac{K_x L}{r_x} = \frac{2.1 \text{ x } 365}{19.14} = 40 < \frac{K_y L}{r_y} = \frac{1 \text{ x } 365}{7.33} = 49.78 \rightarrow \text{ y doğrultusu belirleyicidir.}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (20593.965)}{49.78^2} = 82.02 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{KL}{r} = 49.78 < 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\text{x}24.1522 = 113.76 \text{ olduğu için } F_{cr} \text{ değeri:}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y = \left[0.658^{\frac{35.304}{82.02}}\right] 35.304 = 29.48 \text{ kN / cm}^2$$

$$\rightarrow P_n = F_{cr} A_g = 29.48 \text{ x } 218 = 6427.45 \text{ kN}$$

Nominal eğilme dayanımı M_n değerinin hesaplanması:

Nominal eğilme dayanımı M_n'yi belirlemeden önce, HE450 B kesidinin narinliğini incelemek gerekir **(B 1.9 ve B 1.10)**:

Durum 10 (Başlık için) : $\frac{b}{2t_f} = \frac{30}{2\text{x}2.6} = 5.77 < \lambda_r = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.18$

Durum 15 (Gövde için) : $\frac{d}{t_w} = \frac{34.4}{1.4} = 24.57 < \lambda_r = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.81$

Eğilme momenti altında HE450 B kesidi, hem başlık hem de gövde için kompakt bir elemandır. Buna göre nominal eğilme dayanımı M_n bulunmuştur **(B 1.11-12-13)**:

Akma (plastik moment) limit durumu;

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 35.304 \text{ x } 3982 = 140580.5 \text{ kNcm} = 1405.8 \text{ kNm}$$

Yanal burulmalı burkulma limit durumu;

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76\text{x}7.33\text{x}24.1522 = 311.68 \text{ cm}$$

$$r_{ts} = \frac{b}{\sqrt{12\left(1 + \frac{1}{6}\frac{dt_w}{bt_f}\right)}} = \frac{30}{\sqrt{12\left(1 + \frac{34.4\text{x}1.4}{6\text{x}30\text{x}2.6}\right)}} = 8.25 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y}\sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0}+\sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2+6.76\left(0.7\frac{F_y}{E}\right)^2}}$$

$$=1.95\text{x}8.25\text{x}\frac{583.33}{0.7}\sqrt{\frac{448\text{x}1}{3550.67\text{x}42.4}+\sqrt{\left(\frac{448\text{x}1}{3550.67\text{x}42.4}\right)^2+6.76\left(\frac{0.7}{583.33}\right)^2}}$$

$$=1143.93\,\text{cm}$$

$L_p = 311.68\text{cm} < L_b = 365.00\text{cm} < L_r = 1143.93$ cm olduğu için ($C_b = 1$ alınırsa);

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

$$= 140580\text{-}\left(140580\text{-}0.7\text{x}35.304\text{x}3550.67\right)\frac{365-311.68}{1143.93-311.68} = 137195\ \text{kNcm}$$

Bulunan M_n değerlerinden küçük olan seçilir → $M_n = 1371.95$ kNm

Şekil 3.5'te görüldüğü gibi sistem yanal ötelenme yapan ve yapmayan olarak ikiye ayrılmıştır.

Yatay ötelenme önlenmiş sistem:

P_{nt}: Birinci mertebe analizinden elde edilen eksenel kuvvet → $P_{nt} = P$

M_{nt}: Birinci mertebe analizinden elde edilen eğilme momenti → $M_{nt} = 0$ → B_1 katsayısının hesaplanmasına gerek yoktur.

P_{story} : Kata gelen toplam düşey yük → $P_{story} = P_{nt} = P$

P_{mf} : Göz önüne alınan ötelenme yönünde moment aktaran sistemin parçası olan kat kolonlarına gelen toplam düşey yük → $P_{mf} = P_{nt} = P$

Yanal ötelenme önlenmemiş sistem:

P_{lt}: Birinci mertebe analizinden elde edilen eksenel kuvvet → $P_{lt} = 0$

M_{lt}: Birinci mertebe analizinden elde edilen eğilme momenti → $M_{lt} = 12H$

Çizelge 3.4'te B_2 katsayısı hesabı ile ilgili yapılan işlemler bulunmaktadır.

B_2 katsayısı hesabı yapıldıktan sonra ikinci mertebe eksenel basınç kuvveti ve eğilme momenti değerleri hesaplanmıştır:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = B_2 M_{lt} \quad \textbf{(3.1)}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} = B_2 P_{lt} \quad \textbf{(3.2)}$$

Çizelge 3.4 : B_2 katsayısı hesabı.

LRFD	**ASD**
$\alpha = 1$	$\alpha = 1.6$
$\frac{\Delta_H}{L} = \left(\frac{HL^3}{3EI}\frac{1}{L}\right) = \frac{HL^2}{3EI}$	$\frac{\Delta_H}{L} = \left(\frac{HL^3}{3EI}\frac{1}{L}\right) = \frac{HL^2}{3EI}$
$= \frac{200\text{x}365^2}{3\text{x}20593.965\text{x}79890} = 0.0054$	$= \frac{90\text{x}365^2}{3\text{x}20593.965\text{x}79890} = 0.00243$
$P_{story} = P_{mf} = P_{nt} = 1760$ kN	$P_{story} = P_{mf} = P_{nt} = 1920$ kN
$R_M = 1 - 0.15\left(\frac{P_{mf}}{P_{story}}\right) = 0.85$ **(3.10)**	$R_M = 1 - 0.15\left(\frac{P_{mf}}{P_{story}}\right) = 0.85$ **(3.10)**
$P_{e,story} = R_m \frac{HL}{\Delta_H} = 0.85\frac{200}{0.0054}$ **(3.9)**	$P_{e,story} = R_m \frac{HL}{\Delta_H} = 0.85\frac{90}{0.00243}$ **(3.9)**
$= 31481.48$ kN	$= 31481.48$ kN
$B_2 = \frac{1}{1-\frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}} = \frac{1}{1-\frac{1\text{x}1760}{31481.48}}$	$B_2 = \frac{1}{1-\frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}} = \frac{1}{1-\frac{1.6\text{ x }1920}{31481.48}}$
$= 1.059$ **(3.8)**	$= 1.108$ **(3.8)**

(3.1) ve **(3.2)** ifadelerine uygun bir şekilde hesaplanan ikinci mertebe değerleri Çizelge 3.5'te hesaplanmıştır:

Çizelge 3.5 : İkinci mertebe değerleri.

LRFD	**ASD**
$M_u = B_2 M_{lt} = 1.059$ x 365 x 200	$M_a = B_2 M_{lt} = 1.108$ x 365 x 90
$= 77307$ kNcm $= 773.07$ kNm	$= 36397.8$ kNcm $= 363.98$kNm
$P_u = P_{nt} = 1760$ kN	$P_a = P_{nt} = 1920$ kN

Birinci mertebe iç kuvvet ve moment değerlerine B_2 katsayısı uygulanması sonucu ikinci mertebe iç kuvvet ve moment değerleri hesaplanmıştır. Çizelge 3.6'da ikinci mertebe eksenel basınç kuvveti ve eğilme momenti etkisindeki kolon tasarımı bulunmaktadır:

Çizelge 3.6 : Örnek 1 kolon tasarımı.

LRFD	ASD
$p = \dfrac{1}{\varphi_c P_n}$ $= \dfrac{1}{0.9\text{x}6427.45} = 0.000173\,(\text{kN})^{-1}$	$p = \dfrac{\Omega_c}{P_n}$ $= \dfrac{1.67}{6427.45} = 0.00026\,(\text{kN})^{-1}$
$b_x = \dfrac{8}{9}\dfrac{1}{\varphi_b M_{nx}}$ $= \dfrac{8}{9\text{x}0.9\text{x}1371.95} = 0.00072\,(\text{kNm})^{-1}$	$b_x = \dfrac{8}{9}\dfrac{\Omega_b}{M_{nx}}$ $= \dfrac{8\text{x}1.67}{9\text{x}1371.95} = 0.00108\,(\text{kNm})^{-1}$
$M_{uy} = 0 \rightarrow b_y$ hesaplamaya gerek yoktur.	$M_{ay} = 0 \rightarrow b_y$ hesaplamaya gerek yoktur.
$\dfrac{P_u}{\varphi_c P_n} = pP_u = 0.000173\text{x}1760$ $= 0.305 > 0.2$ olduğu için	$\dfrac{\Omega_c P_a}{P_n} = pP_a = 0.00026\text{x}1920$ $= 0.492 > 0.2$ olduğu için
$pP_u + b_x M_{ux} + b_y M_{uy} \le 1.0$ $= 0.305 + 0.00072\text{x}773.07$ **(1.11a)** $= 0.305 + 0.556$ $= 0.861 < 1.00 \rightarrow$ Kesit yeterlidir.	$pP_a + b_x M_{ax} + b_y M_{ay} \le 1.0$ $= 0.492 + 0.00108\text{x}363.98$ **(1.11a)** $= 0.492 + 0.393$ $= 0.885 < 1.00 \rightarrow$ Kesit yeterlidir.

3.2 Doğrudan Analiz Yöntemi

Tüm yapılarda kullanılmasına izin verilen stabilite analiz yöntemidir. *P*-Δ ve *P*-δ etkilerini hesaba katan doğrusal olmayan ikinci mertebe analizi yapılabileceği gibi, yaklaşık ikinci mertebe analizi de kullanılabilir.

3.2.1 Gerekli dayanımların hesabı

3.2.1.1 Bölümüne uygun yapılan bir analiz sonucu yapı elemanları gerekli dayanımlarını belirlemek gerekir. 3.2.1.2 Bölümüne uygun başlangıç kusurlarını ve 3.2.1.3 Bölümüne uygun rijitlik düzenlemesini hesaba katan bir analiz olmalıdır.

Yapı analizinde rijitlik düzenlemesini ve geometrik kusurları etkisini doğrudan dahil etmek, yapıdaki yük etkilerinin daha doğru belirlenmesini sağlar. Kolonlarda tasarım aşamasında $K = 1$ değerinin kullanılmasına izin verilir. Bu durum, çelik çerçeve ve kombine sistemlerin tasarımında önemli bir kolaylık sağlar.

3.2.1.1 Analizde sağlaması gereken koşullar

Doğrudan Analiz Yöntemi ile tasarım yapmadan önce yapılan analizde, aşağıdaki şartların sağlanması gerekir:

1) Eğilme, kayma ve eksenel eleman şekil değiştirmeleri ile yapı ötelenmesi artıran diğer tüm eleman ve birleşim yerdeğiştirmeleri analizde dikkate alınmalıdır.

   Ancak şunu da belirtmek gerekir ki, muhtemel etkilerin rasyonel bir değerlendirmesi yapıldıktan sonra bazı yerdeğiştirmeler ihmal edilebilir. Örneğin, herhangi bir ofis binasında kompozit döşeme varsa düzlem içi şekil değiştirmeleri genellikle ihmal edilebilir, ancak büyük bir depoda soğuk şekillendirilmiş çelik çatı ile geniş açıklıklı yatay yük taşıyıcı elemanlarda genellikle ihmal edilmez. Diğer bir örnek olarak, az katlı çerçeve türü taşıyıcı sistem kolon ve kirişlerinde kayma şekil değiştirmeleri ihmal edilebilir, ancak çok katlı çerçeve-tüp sistemlerde bu doğru olmayacaktır.

   Bölüm 3.2.1.3'te belirtildiği gibi yapı stabilitesine katkı sağlayan tüm rijitliklerde azaltma yapılmalıdır.

2) Aşağıdaki koşullar sağlanması şartıyla yapıda *P*-δ etkisinin ihmal edilmesine izin verilir. Bunun dışında, *P*-Δ ve *P*-δ etkilerini hesaba katan bir ikinci mertebe analiz olmalıdır.

a) Perdeli veya çerçeve sistemlerde yapıda öncelikle, kolonlar düşey yüklerin taşınması adına yeterli olmalıdır.

b) Tüm yapıda, ikinci mertebe maksimum ötelenmenin, birinci mertebe maksimum ötelenmeye oranı 1.7'ye eşit veya 1.7'den küçük olmalıdır:

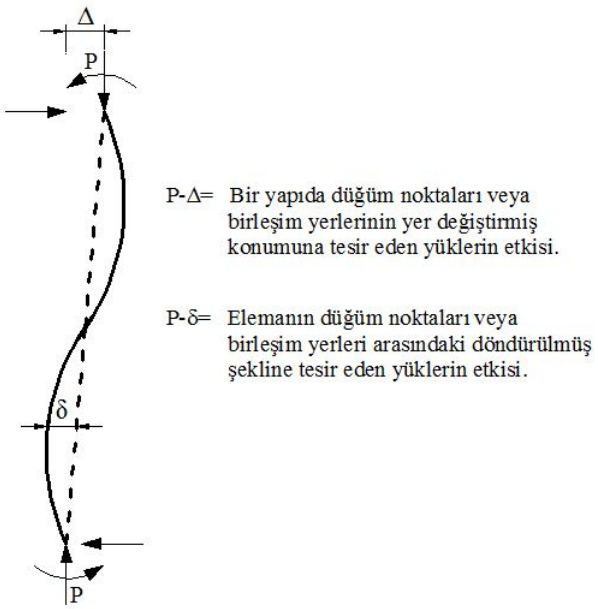
$\rightarrow \Delta_{2nd} / \Delta_{1st} = B_2 \leq 1.7$ (3.2.1.3 Bölümünde belirtildiği gibi rijitlik düzenlemesi yapılmış sistemde, LRFD yük kombinasyonları veya 1.6 ile çarpılmış ASD yük kombinasyonları için)

c) İncelenen ötelenme doğrultusunda, yapıdaki toplam düşey yükün üçte birinden daha fazlası, moment aktaran birleşimli çerçeve sistemin parçası olan kolonlar tarafından taşınmalıdır.

3) Analiz, tüm düşey yükleri ve uygulanan yüklerden yapı stabilitesini etkileyecek diğer yükleri içermelidir. Yatay yük taşıyıcı sistemin bir parçası olmayan diğer elemanlar ve pandül kolonlardaki tüm düşey yükleri de içermelidir.

İkinci mertebe etkilerinin irdelenmesi

P-Δ ve *P*-δ etkilerini hesaba katarak yapılan ikinci mertebe analizi sonucu iç kuvvet değerleri belirlenmesi amaçlanır (Şekil 3.6.). Bir yapıda düğüm noktaları veya birleşim yerlerinin yerdeğiştirmiş konumuna tesir eden yüklerin etkisi *P*-Δ etkileridir. Elemanın düğüm noktaları veya birleşim yerleri arasındaki döndürülmüş şekline (eğilme şekil değiştirmesi) tesir eden yüklerin etkisi *P*-δ etkileridir.



Şekil 3.6 : *Kiriş-kolon* elemanlarda P-δ ve P-Δ etkileri.

Kesin bir ikinci mertebe analizi demek tüm ikinci mertebe etkilerin modellenmesi demektir. Diferansiyel denklemin çözümü ya stabilite fonksiyonları ya da bu etkilerin modellenebildiği bilgisayar destekli analiz programı sayesinde yapılır. Hepsi olmasa da bazı modern bilgisayar programları, doğrusal olmayan ikinci mertebe analizi için yeterlidir. Ancak, bunun kullanıcı tarafından doğrulanması gerekir. Bunun yanı sıra B_1 ve B_2 katsayılarını kullanmaya dayanan yaklaşık ikinci mertebe analizi de tercih edilebilir.

P-δ etkilerinin ihmal edilmesi

Yaygın olarak, *P*-δ etkileri hesaba katılmayıp, sadece *P*-Δ etkilerini içeren bir yaklaşık ikinci mertebe analizi tercih edilir. Bu analiz türü *P*-Δ analizi olarak tanımlanır. *P*-δ etkilerinin önemli olduğu durumlarda yaklaşık yöntemlerde hatalar oluşmaya başlar. Ancak bu durum *P*-δ momentleri etkisi kesinlikle hesaba katılacak anlamına gelmez. Bu hatalar, bilgisayar destekli ikinci mertebe analiz programı veya

B_1 ve B_2 katsayıları ile ortaya çıkabilir. Örnek olarak, **(3.9)** ifadesindeki R_m parametresi, tüm ötelenme (Δ) ve ona karşılık gelen moment değerlerinde P-δ etkilerini tahmin etmeye yarayan düzeltme katsayısıdır. Düzenli dikdörtgen çerçeve sistemler için, P-Δ analizi, **(3.8)** ifadesindeki $R_m = 1$ değeri alınarak hesaplanan B_2 katsayısının kullanılmasına eşdeğerdir. Sonuç olarak, bu tür analiz yöntemlerinin kullanılması P-δ etkilerinin ihmal edilmesini sağlar.

Moment aktaran birleşimli çerçeve sistemine dahil kolonlara gelen eksenel yükün toplam düşey yükün 1/3 ünden fazla olmadığı ve ikinci mertebe maksimum ötelenmenin birinci mertebe maksimum ötelenmeye oranı 1.7'den küçük olduğu durumlarda, 3.2.1.1(2) Bölümünde gösterildiği gibi sadece P-Δ analizinin yapılmasına izin verilir. Diğer bir şart ise R_m değerinin 0.95'e eşit veya 0.95'den büyük olmasıdır. Bu şartlar sağlandığı zaman, sadece P-Δ analizinin seçiminden kaynaklanan hata %3 değerinden az olacaktır. Ancak, bir veya daha fazla elemanda P-δ etkilerinin büyük olması ($B_1 \geq 1.2$), yanal ötelenmesi önlenmiş çerçevelerdeki elemanlarda daha büyük hataların çıkmasına neden olabilir.

Zemine basit mesnetlenmiş kolonlarda:

$\alpha P_r/P_{eL} \leq 0.05 \rightarrow$ sadece P-Δ analizinin yapılmasından kaynaklanan hata oranı ikinci mertebe momentlerde %3 ve yerdeğiştirme değerlerinde %5 değerinden genellikle küçük çıkar.

α: 1 (LRFD); 1,6 (ASD)
P_{eL}: Analizde nominal rijitlikler kullanılır $\rightarrow \pi^2 EI/L^2$
P_{eL}: Analizde rijitlik düzenlemesi yapılarak $0.8\tau_b$ kullanılır $\rightarrow 0.8\tau_b\pi^2 EI/L^2$
τ_b : Rijitlik azaltma katsayısını göstermektedir (Bölüm 3.2.1.3).

Her iki uç düğüm noktasında, analizde nominal rijitlik kullanılırsa $1.5EI/L$, rijitlik düzenlemesi yapılarak $0.8\tau_b$ kullanılırsa $1.5(0.8\tau_b EI/L)$ değerinden az olmayacak dönme rijitliğine sahip yanal ötelenmesi önlenmemiş kolonlarda:

$\alpha P_r/P_{eL} \leq 0.012 \rightarrow$ sadece P-Δ analizinin yapılmasından kaynaklanan hata oranı ikinci mertebe momentlerde %3 ve yerdeğiştirme değerlerinde %5 değerinden genellikle küçük çıkar.

Ağırlıklı olarak yanal ötelenmesi önlenmiş uç koşullarına sahip elemanlarda:

$\alpha P_r/P_{eL} \leq 0.05 \rightarrow$ sadece P-Δ analizinin yapılmasından kaynaklanan hata oranı ikinci mertebe momentlerde %3 ve yerdeğiştirme değerlerinde %5 değerinden genellikle küçük çıkar.

Yukarıda belirtilen kısıtlamalar esas alınarak sadece P-Δ analizi kullanılırken, gerekli yerlerde analiz sonuçlarına P-δ etkilerini hesaba katabilmek için moment değerlerinin bir katsayı ile büyütülmesi gerekir. Bunu gerçekleştirmenin bir yolu B_1 katsayısının kullanılmasıdır.

Kaehler (2010), yukarıdaki limitlerin aşılması durumunda, elemanların ikinci mertebe momentlerinin hesaplanabilmesi için daha fazla öneriler sunar. Bunun dışında P-Δ ve P-δ etkilerinin her ikisinin de dahil edildiği ikinci mertebe analizi kullanılmasına rehberlik eder.

Daha önce belirtildiği gibi bilgisayar programı ile yapılan ikinci mertebe analizi sonuçlarının, çeşitli karakteristik yüklemeler altında, bilinen çözümler ile karşılaştırma yapılarak doğruluğunun kontrol edilmesi gerekir. Chen ve Lui (1987) ile McGuire ve diğerleri, bununla ilgili birtakım örnekler barındırır. Buna ilaveten sabit enkesitli elemanlardan oluşan çerçevelerin ikinci mertebe analizi sonuçları ile karşılaştırabileceğimiz 5 adet benchmark problemi bulunmaktadır (Kaehler ve diğerleri, 2010). Ayrıca, değişken enkesitli elemanların ikinci mertebe analizi sonuçları da benchmark ile karşılaştırılabilir.

3.2.1.2 Başlangıç kusurlarının analize dahil edilmesi

Modern stabilite tasarım hükümleri şu önermeye dayandırılır: Eleman kuvvetleri, denge durumunun deforme olmuş yapı geometrisi üzerinde sağlanmasını esas alan ikinci mertebe analizi ile hesaplanır. İmalattan kaynaklanan hata payları ve yapım aşamasında elemanın ekseninden kayması durumları, yapıdaki başlangıç kusurları olarak düşünülür ve stabiliteyi bozan etkiler oluşturur.

Başlangıç kusurlarının yapı stabilitesi üzerindeki etkisi, kusurların analizde doğrudan modellenmesi şeklinde veya fiktif yük uygulanması sonucu hesaba katılmalıdır.

Kusurların doğrudan dahil edilmesi

Yapı analizinde başlangıç kusurları etkisini açıklamak için, kusurların doğrudan dahil edilmesine izin verilir. Yapı analizinin, eleman enkesit noktalarının yer değiştirme yapmış konumuna göre yapılması gerekir. Başlangıç kusurlarının

büyüklüğü tasarımda göz önüne alınan maksimum değer kadar olabilir. Başlangıç kusurları şeklinin, stabiliteyi bozacak en büyük etkiyi sağlayacak şekilde seçilmiş olması gerekir.

Fiktif yük kullanarak dahil edilmesi

Öncelikle düşey yükler altında yeterli olan yapı analizinde, bu bölümün şartlarına uygun olarak başlangıç kusurlarının etkisini belirtmek için, fiktif yükün kullanılmasına izin verilir. Fiktif yük, yapı geometrisi esas alınarak yapı modeline uygulanmalıdır.

1) Fiktif yük, yatay yük olarak tüm katlara uygulanabilir. Aşağıda gösterilen 4. madde hariç, tüm yük kombinasyonlarında diğer yatay yüklere ilave olarak etkitilebilir. Fiktif yükün büyüklüğü şöyle olmalıdır:

$$N_i = 0.002\mathrm{a}Y_i \qquad \textbf{(3.11)}$$

Bu ifadede,

N_i: i. katta uygulanan fiktif yük,

α: 1 (LRFD); 1.6 (ASD),

Y_i: i. katta uygulanan düşey yükü göstermektedir.

2) Herhangi bir kattaki fiktif yük, N_i, kattaki düşey yüke benzer davranış göstererek tüm kata dağıtılır. Fiktif yük, N_i, stabiliteyi daha fazla bozacağı düşünülen doğrultuda uygulanabilir.

3) Başlangıç kusurları $L/500$ oranından farklı olduğunda fiktif yük katsayısının oransal olarak ayarlanmasına izin verilir.

4) Tüm yapıda, ikinci mertebe maksimum ötelenmenin, birinci mertebe maksimum ötelenmeye oranı 1.7'ye eşit veya 1.7'den küçük olduğunda (3.2.1.3 Bölümünde belirtildiği gibi rijitlik düzenlenmesi yapılmış sistemde, LRFD yük kombinasyonları veya 1.6 ile çarpılmış ASD yük kombinasyonları için), diğer yatay yükleri içeren kombinasyonlarda değil de düşey yükleri içeren yük kombinasyonlarında fiktif yükün (N_i) uygulanmasına izin verilir.

3.2.1.3 Rijitliğin düzenlenmesi

Elemanlardaki kalıcı gerilmelerle etkisi artan kısmi akma gerilmeleri, yapının rijitliğinin azalmasına neden olur ve bu etkiler stabiliteyi bozmaktadır. Elemanların gerekli dayanımlarına karar vermek için yapılan yapı analizinde, aşağıda açıklandığı gibi azaltılmış rijitlikler kullanılır:

1) Yapı stabilitesine katkı sağlayan tüm rijitlikler 0.80 ile çarpılır. Yapı rijitliğinin tamamına azaltma katsayısının uygulanmasına izin verilir.

Azaltılmış rijitlikler ($EI^* = 0.8\tau_b EI$ ve $EA^* = 0.8EA$), Doğrudan Analiz Yönteminde iki nedenden dolayı kullanılır. İlk olarak; limit durumların elastik stabilite ile kontrol edildiği durumlarda, narin elemanlara sahip çerçevelerde rijitliğin 0.8 katsayısı ile çarpımı, tasarım dayanımın elastik stabilite limitinin 0.8 ile çarpılmasına eşit olduğu sonucunu doğurur. Bu katsayı yaklaşık olarak aşağıdaki **(3.12)** ifadesinde belirtilen güvenlik marjına eşdeğerdir.

$$\varphi P_n = 0.9\left(0.877P_e\right) = 0.79P_e \left(\text{AISC 360-10, Denklem E3-3}\right) \qquad \textbf{(3.12)}$$

İkinci olarak; narin olmayan kolonlara sahip çerçevelerde, elemanlar tasarım dayanımlarına ulaşmadan önce oluşan elastik olmayan yumuşamayı hesaba katmak için $0.8\tau_b$ katsayısı ile rijitlik azaltılır. τ_b katsayı, yüksek basınç yüklerine maruz kolonların rijitlik kaybını hesaba katan elastik olmayan rijitlik azaltma katsayısı **(3.13)** ifadesi ile benzerlik gösterir.

$$\frac{\alpha P_r}{P_y} > 0.5 \qquad \textbf{(3.13)}$$

0.8 katsayısı eğilme ve basınç yükleri altında ilave yumuşamayı hesaba katmak içindir. Narin ve narin olmayan kolonların her ikisi için de azaltma katsayısı $0.8\tau_b$ birbirine yakın derecede etki eder.

Azaltılmış rijitlikler sadece dayanım ve stabilite limit durumları kontrolleri için analizlerde kullanılır. Ötelenme, dönme, titreşim ve yapı periyodu gibi kriterlerin belirlenmesi esnasında rijitliklerde azaltma yapılmaz.

2) Yapı stabilitesine katkı sağlayan tüm eğilme rijitliklerine ilave katsayı τ_b uygulanır:

a) $\frac{\alpha P_r}{P_y} \leq 0.5$ ise,

$$\tau_b = 1 \tag{3.14a}$$

b) $\frac{\alpha P_r}{P_y} > 0.5$ ise,

$$\tau_b = 4\left(\frac{\alpha P_r}{P_y}\right)\left[1-\left(\frac{\alpha P_r}{P_y}\right)\right] \tag{3.14b}$$

Bu ifadelerde,

α: 1 (LRFD); 1.6 (ASD),

P_y: Eksenel akma dayanımını göstermektedir.

$$P_y = F_y A_g \tag{3.15}$$

3) Mevcut yatay yüklerin aşağıda tanımlanan ilave fiktif yük ile artırılması şartıyla, $\frac{\alpha P_r}{P_y} > 0.5 \rightarrow \tau_b = 1$ alınabilir:

$$N_i = 0.001 Y_i \tag{3.16}$$

4) Yapı çeliğinden başka malzemelerden oluşmuş elemanlar yapı stabilitesine katkı sağlaması için göz önünde bulundurulduğunda, bu elemanlara daha büyük rijitlik azaltmaları uygulanması gerekir.

3.2.2 Tasarım dayanımların hesabı

Başlangıç kusurları ve elastik olmayan davranışın analizde hesaba katılmasına izin verilmesinden dolayı, elemanların gerekli dayanımları hesabında stabilite etkileri dahil edilir. Böylece elemanların tasarım dayanımlarına karar verirken:

K = 1 değeri kullanılır.

Örnek 2: Doğrudan analiz yöntemi

Şekil 3.7'de gösterilen çerçeve Doğrudan Analiz Yöntemi kullanarak analiz edilmiştir. Tüm elemanlar HE450 B kesitli ve F_y = 35.304 kN/cm^2'dir. Çerçevenin

kendi ağırlığı ihmal edilebilir. Her iki eksen için de kolonlar arasında herhangi bir çapraz elemanı yoktur. Nominal yükler Çizelge 3.7'de verilmiştir. Gösterilen yük kombinasyonlarını kullanarak 12 kolonunun ikinci mertebe etkilerine göre yeterli olup olmadığı incelenmiştir. 12 kolonu X ekseni için üst noktasından, Y ekseni için hem üst hem alt noktasından mafsallı olarak düşünülmüştür.

Çizelge 3.7 : Nominal yükler.

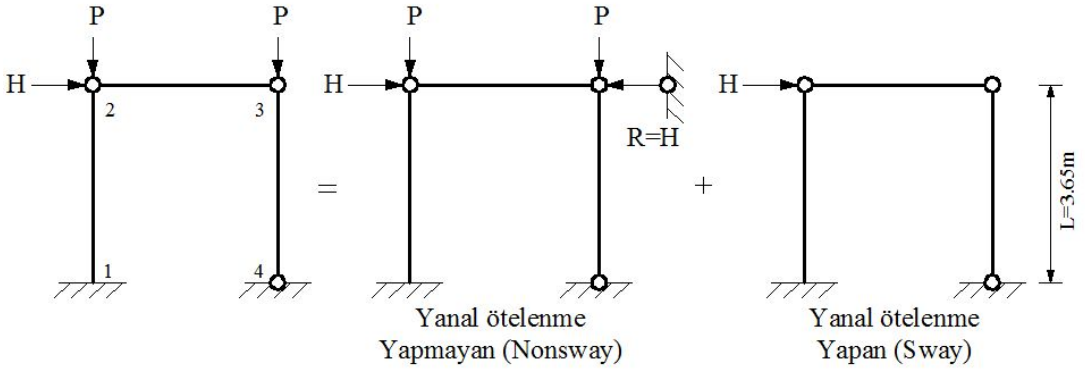
LRFD	ASD
D = 900.00 kN	D = 900.00 kN
L = 1360.00 kN	L = 1360.00 kN
W = 200.00 kN	W = 200.00 kN

Örnek soruda verilen nominal yüklere ASCE 7-10 yük kombinasyonları uygulanması sonucu elde edilen birinci mertebe iç kuvvet değerleri Çizelge 3.8'de gösterilmiştir.

Çizelge 3.8 : Nominal yüklere ASCE 7-10 yük kombinasyonları uygulanması.

LRFD	ASD
$1.2D + 0.5L + 1.0W$	$D + 0.75L + 0.45W$
P = 1760.00 kN	P = 1920.00 kN
H = 200.00 kN	H = 90.00 kN

Şekil 3.7'de görüldüğü gibi sistem yanal ötelenme yapan ve yapmayan olarak ikiye ayrılmıştır:



Şekil 3.7 : Örnek 2 detayları.

HE450 B kesit özellikleri:

Örnek 1'de verilmiştir. Ancak, Doğrudan Analiz Yöntemi kullanıldığı zaman her iki doğrultu için etkili uzunluk katsayısı:

K_x (x yönü etkili uzunluk katsayısı) = 1.0

K_y (y yönü etkili uzunluk katsayısı) = 1.0 alınır.

Nominal basınç dayanımı P_n değerinin hesaplanması:

Eksenel yük altında HE450 B kesidinin, hem başlık hem de gövde için narin bir eleman olmadığı Örnek 1'de gösterildi.

$$\frac{K_x L}{r_x} = \frac{1 \text{ x } 365}{19.14} = 19.07 < \frac{K_y L}{r_y} = \frac{1 \text{ x } 365}{7.33} = 49.78 \rightarrow \text{ y doğrultusu belirleyicidir.}$$

Bundan dolayı P_n değeri Örnek 1'de hesaplandığı gibi bulunur:

$$P_n = 6427.45 \text{ kN}$$

Nominal eğilme dayanımı M_n değerinin hesaplanması:

Eğilme momenti altında HE450 B kesidinin, hem başlık hem de gövde için kompakt bir eleman olduğu Örnek 1'de gösterildi. Bununla birlikte nominal eğilme dayanımı M_n hesabı yapıldı. Bulunan M_n değerlerinden küçük olan seçildi:

$$M_n = 1371.95 \text{ kNm}$$

3.2.1.2 Bölümünde anlatılan **(3.16)** ifadesine uygun olarak fiktif yük hesaplanır. Bu ifadede; Y_i, toplam düşey yük olarak $Y_i = 2P$ alınır. İlk etapta $B_2 < 1.7$ olduğunu varsayarak, fiktif yük uygulanan yatay yüklere ilave edilmemiştir.

Şekil 3.7'de görüldüğü gibi sistemi yatay ötelelenme yapan ve yapmayan olarak ikiye ayrılmıştır ve 12 kolonu için gerekli değerler bulunmuştur.

Yanal ötelenme önlenmiş sistem:

P_{nt}: Birinci mertebe analizinden elde edilen eksenel kuvvet $\rightarrow P_{nt} = P$

M_{nt}: Birinci mertebe analizinden elde edilen eğilme momenti $\rightarrow M_{nt} = 0 \rightarrow B_1$ katsayısının hesaplanmasına gerek yoktur.

P_{story} : Kata gelen toplam düşey yük $\rightarrow P_{story} = P + P = 2P$

P_{mf} : Göz önüne alınan ötelenme yönünde moment aktaran sistemin parçası olan kat kolonlarına gelen toplam düşey yük $\rightarrow P_{mf} = P$

Yanal ötelenme önlenmemiş sistem:

P_{lt}: Birinci mertebe analizinden elde edilen eksenel kuvvet $\rightarrow P_{lt} = 0$

M_{lt}: Birinci mertebe analizinden elde edilen eğilme momenti → $M_{lt} = 12H$

Akma dayanımı : $P_y = F_y A_g =$ 35.304 x 218 = 7696.27 kN bulunur.

Çizelge 3.9 : 12 kolonu için EI* ve Δ_H/L hesabı.

LRFD	**ASD**
$\alpha = 1$, $P_{lt} = 0$ olduğu için $P_r = P_{nt} = P$	$\alpha = 1.6$, $P_{lt} = 0$ olduğu için $P_r = P_{nt} = P$
$\frac{\alpha P_r}{P_y} = \frac{1760}{7696.27} = 0.23 < 0.5 \rightarrow \tau_b = 1$	$\frac{\alpha P_r}{P_y} = \frac{1.6\text{x}1920}{7696.27} = 0.40 < 0.5 \rightarrow \tau_b = 1$
$EI^* = 0.8\tau_b EI = 0.8\text{x}1\text{x}20593.965\text{x}79890$ $= 1316201491\,\text{kNcm}^2$	$EI^* = 0.8\tau_b EI = 0.8\text{x}1\text{x}20593.965\text{x}79890$ $= 1316201491\,\text{kNcm}^2$
$\frac{\Delta_H}{L} = \left(\frac{HL^3}{3EI^*}\frac{1}{L}\right) = \frac{HL^2}{3EI^*}$ $= \frac{200\text{x}365^2}{3\text{x}1316201491} = 0.006748$	$\frac{\Delta_H}{L} = \left(\frac{HL^3}{3EI^*}\frac{1}{L}\right) = \frac{HL^2}{3EI^*}$ $= \frac{90\text{x}365^2}{3\text{x}1316201491} = 0.0030366$

12 kolonu için *EI** ve Δ_H/L hesabı Çizelge 3.9'da, B_2 katsayısı hesabı ile ilgili yapılan hesaplamalar Çizelge 3.10'da bulunmaktadır.

Çizelge 3.10 : 12 kolonu için B_2 katsayısı hesabı.

LRFD	**ASD**
$P_{story} = 2P = 1760 + 1760 = 3520$ kN	$P_{story} = 2P = 1920 + 1920 = 3840$ kN
$P_{mf} = P = 1760$ kN	$P_{mf} = P = 1920$ kN
$R_M = 1 - 0.15\left(\frac{P_{mf}}{P_{story}}\right)$ $= 1 - \frac{0.15}{2} = 0.925$ **(3.10)**	$R_M = 1 - 0.15\left(\frac{P_{mf}}{P_{story}}\right)$ $= 1 - \frac{0.15}{2} = 0.925$ **(3.10)**
$P_{estory} = R_m \frac{HL}{\Delta_H} = 0.925\frac{200}{0.006748}$ **(3.9)** $= 27415.53$ kN	$P_{estory} = R_m \frac{HL}{\Delta_H} = 0.925\frac{90}{0.0030366}$ **(3.9)** $= 27415.53$ kN
$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}} = \frac{1}{1 - \frac{1\text{x}3520}{27415.53}} = 1.147$ **(3.8)**	$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}} = \frac{1}{1 - \frac{1.6\text{x}3840}{27415.53}} = 1.288$ **(3.8)**

İkinci mertebe değerleri Çizelge 3.11'de hesaplanmıştır:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = B_2 M_{lt} \quad \textbf{(3.1)}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} = B_2 P_{lt} \quad \textbf{(3.2)}$$

Çizelge 3.11 : İkinci mertebe değerleri.

LRFD	**ASD**
$M_u = B_2 M_{lt}$ = 1.147 x 365 x 200 = 83731 kNcm = 837.31 kNm $P_u = P_{nt}$ = 1760 kN	$M_a = B_2 M_{lt}$ = 1.2828 x 365 x 90 = 42310.8 kNcm = 423.11 kNm $P_a = P_{nt}$ = 1920 kN

Birinci mertebe iç kuvvet ve moment değerlerine B_2 katsayısı uygulanması sonucu ikinci mertebe iç kuvvet ve moment değerleri hesaplanmıştır. Çizelge 3.12'de ikinci mertebe eksenel basınç kuvveti ve eğilme momenti etkisindeki 12 kolon tasarımı bulunmaktadır:

Çizelge 3.12 : Örnek 2 kolon tasarımı.

LRFD	**ASD**
$p = \dfrac{1}{\varphi_c P_n}$ $= \dfrac{1}{0.9 \text{x} 6427.45} = 0.000173\ (\text{kN})^{-1}$	$p = \dfrac{\Omega_c}{P_n}$ $= \dfrac{1.67}{6427.45} = 0.00026\ (\text{kN})^{-1}$
$b_x = \dfrac{8}{9}\dfrac{1}{\varphi_b M_{nx}}$ $= \dfrac{8}{9 \text{x} 0.9 \text{x} 1371.95} = 0.00072\ (\text{kNm})^{-1}$	$b_x = \dfrac{8}{9}\dfrac{\Omega_b}{M_{nx}}$ $= \dfrac{8 \text{x} 1.67}{9 \text{x} 1371.95} = 0.00108\ (\text{kNm})^{-1}$
$M_{uy} = 0 \rightarrow b_y$ hesaplamaya gerek yoktur.	$M_{ay} = 0 \rightarrow b_y$ hesaplamaya gerek yoktur.
$\dfrac{P_u}{\varphi_c P_n} = pP_u = 0.000173 \text{x} 1760$ $= 0.305 > 0.2$ olduğu için	$\dfrac{\Omega_c P_a}{P_n} = pP_a = 0.00026 \text{x} 1920$ $= 0.492 > 0.2$ olduğu için
$pP_u + b_x M_{ux} + b_y M_{uy} \le 1.0$ $= 0.305 + 0.00072 \text{x} 837.31$ **(1.11a)** $= 0.305 + 0.603$ $= 0.908 < 1.00 \rightarrow$ Kesit yeterlidir.	$pP_a + b_x M_{ax} + b_y M_{ay} \le 1.0$ $= 0.492 + 0.00108 \text{x} 423.11$ **(1.11a)** $= 0.492 + 0.457$ $= 0.949 < 1.00 \rightarrow$ Kesit yeterlidir.

3.3 Etkili Uzunluk Yöntemi

Etkili Uzunluk Yöntemi, 3.3.1 Bölümündeki şartları sağladığı müddetçe Doğrudan Analiz Yöntemine alternatif bir yöntem olarak tercih edilebilir. Doğrusal olmayan ikinci mertebe analizi yapılması gerekir. Buna karşılık yaklaşık ikinci mertebe analizi de kullanılabilir.

3.3.1 Etkili uzunluk yönteminin kullanım şartları

Doğrudan Analiz Yöntemi tüm yapılarda herhangi bir şart aranmaksızın kullanılabildiği gibi, Etkili Uzunluk Yöntemi aşağıdaki şartların sağlaması durumunda kullanılabilmektedir:

1) Yapıda öncelikle, düşey elemanlar düşey yüklerin taşınması adına yeterli olmalıdır.
2) Tüm yapıda, ikinci mertebe maksimum ötelenmenin birinci mertebe maksimum ötelenmeye oranı 1.5'e eşit veya 1.5'den küçük olmalıdır. (LRFD veya 1.6 ile çarpılmış ASD yük kombinasyonları için)

Not: Bölüm 3.1.2'de nasıl hesaplanacağı gösterilen B_2 katsayısı esas alınabilir:

$\rightarrow$ ($\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} = B_2 \leq 1.5$) Bu oranın 1.5 değerinden fazla olması durumunda doğrusal olmayan ikinci mertebe analizi yapılmalıdır.

3.3.2 Gerekli dayanımların hesabı

Elemanların gerekli dayanımları, 3.2.1.1 Bölümünde istenilen şartlara uygun olarak yapılan analizden hesaplanır. Ancak, 3.2.1.3 Bölümünde gösterilen rijitlik azaltması uygulanmaz. Yapı çeliği elemanların tamamında nominal rijitlikler (EI ve EA) kullanılır. Fiktif yükler, 3.2.1.2 Bölümüne uygun olarak analizde uygulanır.

Bölüm 3.2.1.2'de belirtilen şartlar her zaman sağlandığından, fiktif yük sadece düşey yük içeren yük kombinasyonlarında uygulanabilir.

3.3.3 Tasarım dayanımların hesabı

Etkili uzunluk katsayısı, K, kullanarak elemanların tasarım dayanımları belirlenir. Eksenel basınç kuvveti etkisindeki elemanların etkili uzunluk katsayısı, K, aşağıda belirtildiği gibi alınabilir:

a) Çaprazlı çerçeve elemanlarında, yapının yanal rijitliğine katkı sağlamayan kolonlarda K = 1 alınabilir. Bunların yanı sıra aşağıdaki istisnai durum oluştuğunda:

Tüm katlarda ikinci mertebe maksimum ötelenmenin birinci mertebe maksimum ötelenmeye oranı 1.1 değerine eşit veya 1.1 değerinden küçükse, tüm kolonların tasarımında K = 1 kullanılmasına izin verilir.

$\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} = B_2 < 1.1$ (LRFD veya 1.6 ile çarpılmış ASD yük kombinasyonları için)

b) Çerçeve sistemlerde ve yatay yüklere karşı yanal stabilite ve dayanıma katılması için kolonların eğilme rijitliklerinin dikkate alındığı diğer yapı sistemlerinde, kolonların etkili uzunluk katsayısı, K, veya elastik burkulma gerilmesi, F_e, değerine, yanal burkulma analizi yapılarak karar verilmesi gerekir.

Etkili uzunluk katsayısı ile ilgili detaylı açıklamalar 3.3.3.1 ve 3.3.3.2 Bölümlerinde bulunmaktadır.

3.3.3.1 Etkili uzunluk katsayısı

Etkili Uzunluk Yönteminin en önemli noktası etkili uzunluk katsayısının doğru bir şekilde belirlenebilmesidir. Etkili uzunluk katsayısı, birbirinden farklı koşullar için aşağıda incelenmiştir.

Çaprazlı çerçevelerde etkili uzunluk katsayısının incelenmesi

Genel olarak çaprazlı çerçeveler, sistemdeki ikincil momentlerin ihmal edildiğini varsayarak mafsal bağlantılı düşey konsol makas gibi idealize edilirler. Yapı analiziyle daha düşük bir değer alınabileceği gösterilmedikçe, çaprazlı çerçeve elemanlarında K = 1 alınır.

Çaprazlı çerçevelerde P_n hesabı için K < 1 kullanılırsa, çaprazlı sistem stabilitesinde ilave hesaplar ve kirişlerdeki ikinci mertebe momentlerine etkisi göz önünde bulundurulmalıdır. K < 1 olmasına dayalı tasarlanan kirişlerdeki ikinci mertebe momentlerin hesaplanması için genellikle doğrusal olmayan ikinci mertebe analizi gerekmektedir. Bundan dolayı K = 1 alınması önerilir.

Moment çerçevelerinde etkili uzunluk katsayısının incelenmesi

Moment çerçeveleri taşıma gücü öncelikle kolon ve kirişlerin eğilme rijitliğine bağlıdır. Eleman boyutları küçük ve/veya elemanlar ağır olduğunda, kayma şekil

değiştirmelerinden kaynaklanan rijitlik azalmasının göz önünde bulundurulması gerekebilir.

Yapı rijitliğinin yüksek olmasından kaynaklanan özel durumlar haricinde, *kiriş-kolon* elemanları tasarımında gerçek eleman boyu, *L*, yerine etkili uzunluk, *KL*, kullanılması gerekir. Rijit yapılarda bu katsayının kullanılması, ilgili düzlemdeki *kiriş-kolon* elmanları tasarımında %6 oranında hata oluşmasına neden olur. Yanal ötelenme katsayısı büyük olduğunda *K* değerinin hesaplanması gerekir.

K katsayısının hesaplanması için pek çok yöntem önerilmektedir (Kavanagh, 1962; Johnston, 1976; Le Messuier, 1977; ASCE Task Committee on Effective Length, 1977; White and Hajjar, 1997b). Mesnet şartlarına göre hazırlanmış Çizelge 3.13'te gösterildiği gibi basit bir idealleştirme yapılabilir. Bu çizelgede (a), (b) ve (d) seçenekleri yanal ötelenmesi önlenmiş sistemlerdeki kolonlar; (c), (e) ve (f) seçenekleri ise yanal ötelenmesi önlenmemiş sistemlerdeki kolonlar içindir. Mesnetlerde belirtilen şekiller tam anlamıyla gerçekleşemeyeceğinden, tavsiye edilen burkulma boyları teorik boylardan fazla tutulmuştur Böyle durumlarda *K* katsayısı kolaylıkla tahmin edilebilir. Oluşabilecek farklı durumlarda ise kesin bir *K* değerinin belirlenmesi için, el ile hesaplamalar yaparak analize aktarmak gerekebilir.

K katsayısı, Şekil 3.8'de gösterildiği gibi yanal ötelenmesi önlenmiş ve Şekil 3.9'da gösterildiği gibi yanal ötelenmesi önlenmemiş sistemler olmak üzere iki kısımda incelenir. *K* değerini belirlemek için bu nomogramlarda kullanılabilir. *K* değerini belirlemek için kullanılan nomogramlar şu varsayımlara dayanır:

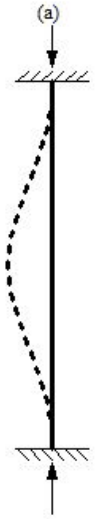
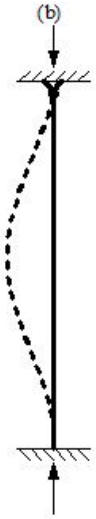
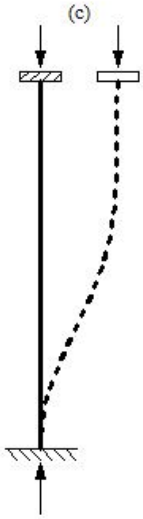
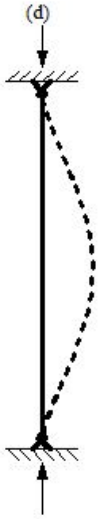
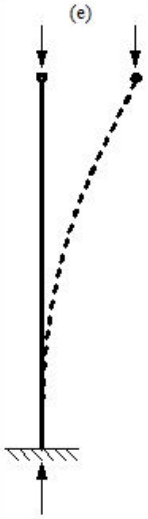
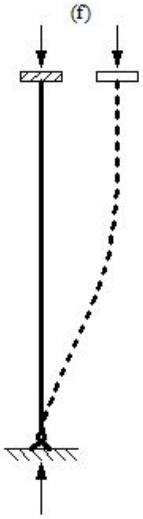
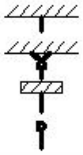
1) Davranış tamamıyla elastiktir.
2) Tüm elemanlar sabit kesitlidir.
3) Tüm düğüm noktaları rijittir.
4) Yanal ötelenmesi önlenmiş sistem kolonlarında, uç noktaları momentleri farklı yönde ve birbirine eşittir. Bundan dolayı tek yönlü eğrilik oluşturur (tek eğrilikli eğilme).
5) Yanal ötelenmesi önlenmemiş sistem kolonlarında, uç noktaları momentleri aynı yönde ve birbirine eşittir. Bundan dolayı ters yönlü çift eğrilik oluşturur (çift eğrilikli eğilme).
6) Bütün kolonlardaki rijitlik parametresi $L\sqrt{P/EI}$ birbirine eşittir.

7) Düğüm noktası mesnet şartları, düğüm noktasının altındaki ve üstündeki kolonlara kolonların *EI/L* değerleri oranına göre dağıtılır.

8) Bütün kolonlar aynı anda burkulur.

9) Kirişlerde kayda değer bir eksenel basınç kuvveti yoktur.

Çizelge 3.13 : Etkili uzunluk katsayısı (K) için yaklaşık değerler.

	(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					

Yanal ötelenmesi önlenmiş çerçeveler için Şekil 3.8'de gösterilen nomogram aşağıdaki ifadeye dayanır:

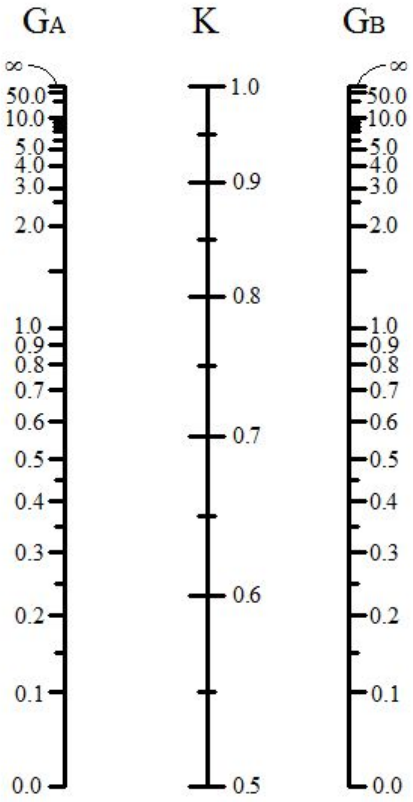
$$\frac{G_A G_B}{4}\left(\frac{\pi}{K}\right)^2 + \frac{G_A + G_B}{2}\left(1 - \frac{\frac{\pi}{K}}{\tan\left(\frac{\pi}{K}\right)}\right) + \frac{2\tan\left(\frac{\pi}{2K}\right)}{\left(\frac{\pi}{K}\right)} - 1 = 0 \qquad \textbf{(3.17)}$$

Yanal ötelenmesi önlenmemiş sistemler için Şekil 3.9'da gösterilen nomogram aşağıdaki ifadeye dayanır:

$$\frac{G_A G_B \left(\frac{\pi}{K}\right)^2 - 36}{6\left(G_A + G_B\right)} - \frac{\left(\frac{\pi}{K}\right)}{\tan\left(\frac{\pi}{K}\right)} = 0 \qquad \textbf{(3.18)}$$

Bu ifadede kullanılan G parametresi **(3.19)** ifadesi ile hesaplanır:

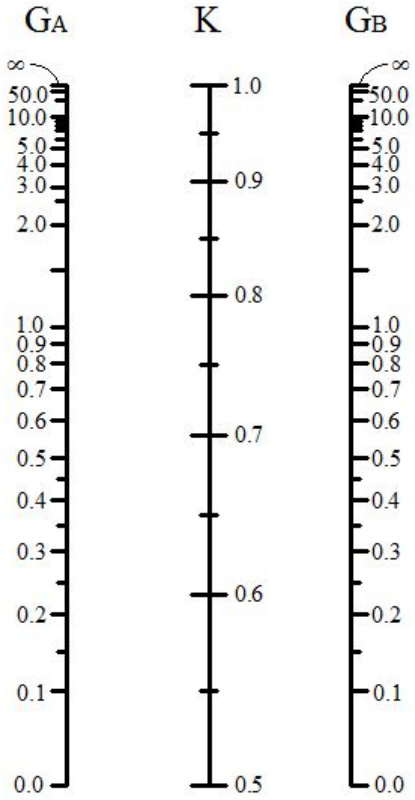
$$G = \frac{\sum\left(\frac{E_c I_c}{L_c}\right)}{\sum\left(\frac{E_g I_g}{L_g}\right)} = \frac{\sum\left(\frac{EI}{L}\right)_c}{\sum\left(\frac{EI}{L}\right)_g} \qquad \textbf{(3.19)}$$



Şekil 3.8 : Ötelenme önlenmiş (çaprazlı) sistemler için nomogram.

A ve B indisleri, incelenen kolon uçlarındaki düğüm noktalarını tanımlar. $\sum$ sembolü, burkulma boyunun hesaplanacağı düzlemde, incelenen düğüm noktasına rijit bağlanmış kolonu bulunan elemanların toplamını gösterir. E_c; kolonun elastisite modülü, I_c; kolonun atalet momenti, L_c; tutulmamış kolon uzunluğu olarak tanımlanır. E_g; kirişin elastisite modülü, I_g; kirişin atalet momenti, L_g; tutulmamış kiriş uzunluğu olarak tanımlanır. I_c ve I_g için göz önüne alınan burkulma düzlemine

dik eksenler alınır. G parametresinin hesaplanmasında uygun bir rijitlik, EI, kullanıldığı zaman nomogramlar farklı malzemeler için de geçerlidir.



Şekil 3.9 : Ötelenme önlenmemiş (çerçeve) sistemler için nomogram.

3.3.3.2 Etkili uzunluk katsayısı hesabı için yapılan düzenlemeler

Nomogramlar yukarıda açıklanan varsayımlara dayanarak hazırlanmıştır. Bu nedenden dolayı bazı düzenlemeler yapılması gerekmektedir.

Farklı uç koşulları olan kolonlar için düzenlemeler

Temele rijit olmayan birleşim ile mesnetlenmiş kolon için G değeri teorik olarak ∞ alınır. Ancak, uygulamada temele sürtünmesiz tamamıyla dönebilir bir mafsalla bağlı ise $G = 10$ alınır. Analiz tarafından daha düşük bir değer atanmadıkça, temele rijit bağlanan kolon için $G = 1$ alınır.

Farklı uç koşulları olan kirişler için düzenlemeler

Yanal ötelenmesi önlenmiş sistemlerde farklı uç koşulları olan kirişler için şu düzenlemeler yapılır:

(a) Kirişin dikkate alınan düğüm noktasından uzaktaki diğer ucu rijit olan elemanın $(EI/L)_g$ değeri 2 ile çarpılır.

(b) Kirişin dikkate alınan düğüm noktasından uzaktaki diğer ucunda mafsallı olan elemanın $(EI/L)_g$ değeri 1/2 ile çarpılır.

Yanal ötelemesi önlenmemiş sistemlerin farklı uç koşulları olan kirişlerinde gerçek kiriş uzunluğu yerine düzenlenmiş kiriş uzunluğu L_g' değeri kullanılmalıdır:

$$L_g' = L_g\left(2 - \frac{M_F}{M_N}\right) \qquad \textbf{(3.20)}$$

M_F; dikkate alınan düğüm noktasından uzakta bulunan uçtaki moment değeri, M_N; dikkate alınan düğüm noktasındaki moment değeridir. Bu değerlere birinci mertebe analizi sonucu ulaşılır. İki baştaki eğrilik aksi yönde (çift eğrilikli eğilme) ise M_F/M_N pozitif olur.

Eğer $M_F/M_N > 2 \rightarrow L_g$ negatif olur. L_g değerinin negatif olması G değerinin negatif olması anlamına gelir. Bu tür durumlarda nomogram için verilen denklemin kullanılması gerekir.

Yanal ötelenmesi önlenmemiş sistemlerde farklı uç koşulları olan kirişler için şu düzenlemeler yapılır:

(a) Kirişin dikkate alınan düğüm noktasından uzaktaki diğer ucu rijit olan elemanın $(EI/L)_g$ değeri 2/3 ile çarpılır.

(b) Kirişin dikkate alınan düğüm noktasından uzaktaki diğer ucunda mafsallı olan elemanın $(EI/L)_g$ değeri 1/2 ile çarpılır.

İhmal edilemeyeck düzeyde eksenel yüke sahip kirişler için düzenlenmeler

Yanal öteleme önlenmiş ve önlenmemiş her iki sistem için, $(EI/L)_g$ değeri $(1\text{-}Q/Q_{cr})$ ile çarpılır. Burada:

Q: kirişteki eksenel kuvveti,

Q_{cr}: $K = 1$ olmasını varsayarak hesaplanan kiriş burkulma yükünü göstermektedir.

Kolonların elastik olmama durumu için düzenleme

Yanal öteleme önlenmiş ve önlenmemiş her iki sistem için, G_A ve G_B denklemlerindeki tüm kolonlarda E_cI_c değeri $\tau_b(E_cI_c)$ değeri ile değiştirilir.

Birleşim türüne göre düzenleme

Nomogramın gelişmesindeki en önemli varsayım birleşim noktalarının rijit kabulüne dayanmasıdır. Kirişin dikkate alınan düğüm noktasından uzaktaki diğer ucunda mafsallı olan eleman ile ilgili bir düzenleme yapılması gerektiği yukarıda belirtildi. Göz önüne alınan kolonda kiriş birleşimi yalnızca kesme birleşimi ise (moment aktarmıyorsa), kolonun mesnetlenmesine katılmaz ve **(3.19)** ifadesindeki $\sum(EI/L)_g$ teriminde göz önüne alınmaz. Bu durumda katkısı 0 olur. Sadece rijit birleşimler (moment aktaran birleşimler) **(3.19)** ifadesinde G değerinin belirlenmesinde doğrudan kullanılabilir.

Pandül kolonlar için düzenleme

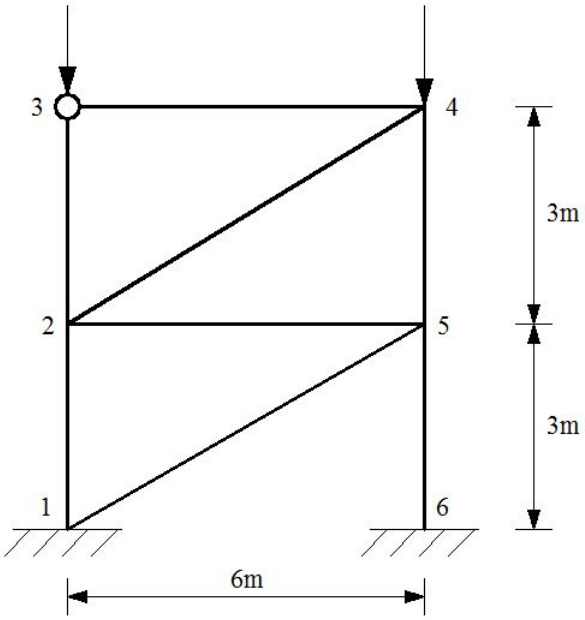
Sadece düşey yük taşıyan kolonlar, uç noktaları mafsallı kolon gibi düşünülüp $K = 1$ alınabilir. Ancak, bu tür kolonlarda düşey yükten gelen P-Δ etkileri ve yatay yük taşıyıcı sisteme aktarılan düşey yükün hesaba katılması gerekir.

Bir kattaki moment aktaran birleşimli çerçevenin parçası olan her bir kolon, kendi payına düşen eksenel yük (P) ve P-Δ momentini taşımak için tasarlanırsa, tüm kolonlar aynı anda burkulur. P-Δ momentini belirlerken, kolonlara gelen eksenel yüke oranlanarak hesaplanan kat burkulma yüküne veya yanal rijitliğe katkısı dikkate alınır. İdealize edilmiş bu şartlar altında, bir kattaki kolonlar arasında etkileşim yoktur ve kolon ile çerçeve stabilitesinin bozulması aynı anda olur. Tipik çerçeve ve gerçek sistemler, idealize edilmiş bu şartları sağlamıyor olmasına rağmen, kattaki yatay yükü karşılayan elemanlara rijitliklerine oransal olarak P-Δ etkilerini yeniden dağıtır. Bu yeniden dağıtım kat diyaframları veya yatay makaslar gibi elemanlar kullanılarak sağlanabilir.

Yapının rijitliğine hemen hemen hiç katkı sağlamayan kolonları içeren binada, bu tür kolonlar *pandül kolon* olarak adlandırılır. Bu kolonlar $K = 1$ değeri kullanılarak tasarlanabilir. Ancak yatay yük taşıyıcı sistem elemanları, bu tür kolonlardan gelen yükten kaynaklanan P-Δ etkilerini karşılayabilecek bir şekilde tasarlanmalıdır. Bu etkiler kattaki yatay yük taşıyıcı sisteme ait tüm kolonlar üzerine yeniden dağıtılır ve K ile F_e değerlerinin belirlenmesinde göz önünde bulundurulur. 3.3.3 Bölümünde K_2 ile gösterilen K katsayısı ile bu etkiler hesaba katılmaktadır.

Örnek: Çaprazlı çerçevede K değerinin nomogramla elde edilmesi

Şekil 3.10'da gösterilen çaprazlı çerçevede 45 ve 56 kolonları etkili uzunluk katsayıları belirlenmiştir. Kirişlerin atalet momenti kolonların atalet momentinin 2 katıdır. Çaprazların uç noktaları mafsallı ve kolonların diğer doğrultuları tutulu olarak düşünülmüştür.



Şekil 3.10 : Örnek detayları.

6 nolu düğüm noktası temele rijit bağlandığı için *G* değeri 3.3.3.2 Bölümünde belirtildiği gibi alınır: $G_6 = 1.0$

5 nolu düğüm noktasında **(3.16)** ifadesi uygulanırsa *G* değeri bulunur:

$$G_5 = \frac{\sum\left(\frac{E_c I_c}{L_c}\right)}{\sum\left(\frac{E_g I_g}{L_g}\right)} = \frac{2\text{x}\frac{1}{3}}{\frac{2}{6}} = 2.0$$

Şekil 3.8, çaprazlı sistemler için hazırlanmış nomogramdan etkili uzunluk katsayısı okunur ve *K* değeri bulunur: $K_{56} = 0.82$

4 nolu düğüm noktasında 3 nolu düğüm noktasındaki mafsalı dikkate alarak *G* değeri bulunmuştur:

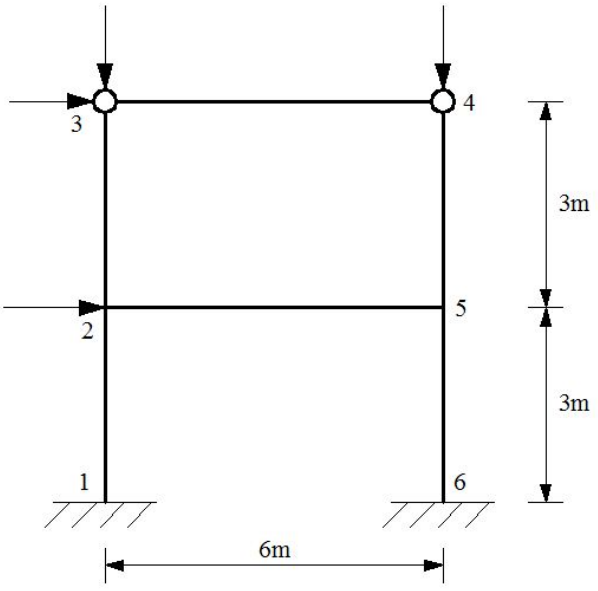
$$G_4 = G_5 = \frac{\sum\left(\frac{E_c I_c}{L_c}\right)}{\sum 1.5\left(\frac{E_g I_g}{L_g}\right)} = \frac{\frac{1}{3}}{1.5\text{x}\frac{2}{6}} = 0.67$$

Şekil 3.8, çaprazlı sistemler için hazırlanmış nomogramdan etkili uzunluk katsayısı okunur ve $K_{45} = 0.78$ bulunur.

Not: Düğüm noktaları rijit, çaprazlı çerçevelerde; kirişlerde tek eğrilikli eğilme olduğu kabul edilir ve nomogram bu kirişlerin rijitliği $2EI/L$ olmasına dayanır. Eğer dikkate alınan düğüm noktasından uzaktaki diğer ucu mafsallı ise rijitliği $3EI/L$ alınır. Bundan dolayı $\Sigma(E_g I_g/L_g)$ değeri hesaplanırken 1.5 ile çarpılır. Eğer dikkate alınan düğüm noktasından uzaktaki diğer ucu rijit ise rijitliği $4EI/L$ alınır. Bundan dolayı $\Sigma(E_g I_g/L_g)$ değeri hesaplanırken 2 ile çarpılır.

Örnek: Moment aktaran birleşimli çerçevede K değerinin nomogramla elde edilmesi

Şekil 3.11'de gösterilen moment aktaran birleşimli çerçevede 45 ve 56 kolonları etkili uzunluk katsayıları belirlenmiştir. Kirişlerin atalet momenti kolonların atalet momentinin 2 katıdır. Çaprazların uç noktaları mafsallı ve kolonların diğer doğrultuları tutulu olarak düşünülmüştür.



Şekil 3.11 : Örnek detayları.

6 nolu düğüm noktası temele rijit bağlandığı için G değeri 3.3.3.2 Bölümünde belirtildiği gibi alınmıştır: $G_6 = 1.0$

5 nolu düğüm noktasında simetrik sistemde simetrik yükleme yapılmasından dolayı kiriş ters eğriliklidir ve $M_{25} = M_{52}$ olacaktır. **(3.17)** ifadesi ile düzenlenmiş kiriş uzunluğu ve **(3.16)** ifadesi uygulanarak G değeri bulunmuştur:

$$L_g' = L_g\left(2 - \frac{M_{25}}{M_{52}}\right) = L_g$$

$$G_5 = \frac{\sum\left(\frac{E_c I_c}{L_c}\right)}{\sum\left(\frac{E_g I_g}{L_g}\right)} = \frac{2\text{x}\frac{1}{3}}{\frac{2}{6}} = 2.0$$

Şekil 3.9, çerçeve sistemler için hazırlanmış nomogramdan etkili uzunluk katsayısı okunmuştur: $K_{56} = 1.45$

4 nolu düğüm noktasında mafsal bulunduğundan dolayı G değeri: $G_4 = 10$

Şekil 3.9, çerçeve sistemler için hazırlanmış nomogramdan etkili uzunluk katsayısı okunmuştur: $K_{45} = 2.1$

Not: Düğüm noktaları rijit çerçevelerde, kirişlerde çift eğrilikli eğilme olduğu kabul edilir ve nomogram bu kirişlerin rijitliği $6EI/L$ olmasına dayanır. Eğer dikkate alınan düğüm noktasından uzaktaki diğer ucu mafsallı ise rijitliği $3EI/L$ alınır. Bundan dolayı $\Sigma(E_g I_g/L_g)$ değeri hesaplanırken 0.5 ile çarpılır. Eğer dikkate alınan düğüm noktasından uzaktaki diğer ucu rijit ise rijitliği $4EI/L$ alınır. Bundan dolayı $\Sigma(E_g I_g/L_g)$ değeri hesaplanırken 2/3 ile çarpılır.

3.3.3.3 Kat stabilitesi için etkili uzunluk katsayısı

Kat stabilitesini değerlendirmek için iki yaklaşım vardır: Kat rijitliği yaklaşımı (LeMessurier, 1976, 1977) ve kat burkulma yaklaşımı (Yura, 1971). Bunun yanında LeMessurier tarafından önerilen basit bir yaklaşımdan da bahsedilmiştir.

Yanal kat burkulması ile ilişkilendirilmiş kolonun etkili uzunluk katsayısı K_2 olarak ifade edilir. **(3.21)** veya **(3.24)** ifadeleri kullanılarak belirlenen K_2 değeri denklemlerde doğrudan kullanılabilir. Ancak $\pi^2 EI/(K_2 L)^2$ değerlerinin toplanmasıyla bulunan kat burkulma hesabında, bu denklemin kullanılması uygun değildir. K_2 kullanılarak hesaplanan P_c değeri, yanal ötelemesi önlenmiş sistemin burkulmasına dayanarak belirlenen P_c değerinden büyük olamaz.

Kat rijitliği yaklaşımı

Kat rijitliği yaklaşımına göre K_2 şu şekilde hesaplanır:

$$K_2 = \sqrt{\frac{\sum P_r}{(0.85+0.15R_L)P_r}\left(\frac{\pi^2 EI}{L^2}\right)\left(\frac{\Delta_H}{\sum HL}\right)} \geq \sqrt{\left(\frac{\pi^2 EI}{L^2}\right)\left(\frac{\Delta_H}{1.7HL}\right)} \qquad \textbf{(3.21)}$$

Çerçevenin tamamında yatay yük taşıyıcı sisteme katkı sağlayan kolonlarda, eşitsizliğin sol terimine dayandırılarak 1'den daha küçük bir K_2 değerine sahip olunabilir. Sağ tarafın limiti K_2 için minimum değerdir ki, bu yanal ötelenmesi önlenmiş ve önlenmemiş sistem arasındaki etkileşimi açıklar (ASCE Task Committee on Effective Length, 1997; White and Hajjar, 1997b).

(3.21) ifadesini yeniden düzenleyerek elde edilen kolon burkulma yükü:

$$P_{e2} = \frac{\sum HL}{\Delta_H}\left(\frac{P_r}{\sum \mathrm{P_r}}\right)\left(0.85+0.15R_L\right) \leq 1.7\frac{HL}{\Delta_H} \qquad \textbf{(3.22)}$$

Bu ifadede kullanılan R_L parametresi, kattaki pandül kolonların sahip olduğu düşey yükün kattaki tüm kolonların sahip olduğu düşey yüke oranlaması sonucu bulunur:

$$R_L = \frac{\sum P_{r-pandülkolonlar}}{\sum P_{r-tümkolonlar}} \qquad \textbf{(3.23)}$$

R_L kullanılmasının amacı, bir kattaki kolonların yanal ötelenme rijitliği üzerinde P-δ etkilerini hesaba katmaktır. **(3.21)** ve **(3.22)** ifadesindeki $\sum P_r$, pandül kolonlar dahil tüm kolonları içerir ve P_r göz önüne alınan kolon içindir. **(3.22)** ifadesi ile hesaplanan kolon burkulma yükü, P_{e2}, $\pi^2 EI/L^2$ değerinden daha büyük olabilir, ancak denklemin sağ tarafındaki limitinden daha büyük olamaz.

Kat rijitliği yaklaşımı, B_2 katsayısı hesabı (P-Δ etkileri) için temel oluşturur. 3.1.2 Bölümünde bulunan **(3.9)** ifadesindeki kat burkulma yükü, kat ötelenme oranı (Δ_H/L) cinsinden ifade edilir. Δ_H/L, yatay yük uygulanması sonucu birinci mertebe analizinden elde edilir. Ön boyutlandırmada, bu oran için kabul edilen maksimum değer alınabilir. Bu yaklaşım, kata gelen toplam düşey yüke ($\alpha\sum P_r$) bağlı kat rijitliğinin yeterli olmasının, çerçeve stabilitesi açısından en temel gereksinim olması

konusunda dikkat çeker. Elastik kat rijitliği, yerdeğiştirme oranı cinsinden tanımlanır ve kata uygulan toplam yatay yük $H/(\Delta_H/L)$ olarak alınır.

Kat burkulması yaklaşımı

Kat burkulması yaklaşımına göre K_2 **(3.24)** ifadesine göre hesaplanır:

$$K_2 = \sqrt{\frac{\left(\frac{\pi^2 EI}{L^2}\right)}{P_r} \frac{\sum P_r}{\sum\left(\frac{\pi^2 EI}{(K_{n2}L)^2}\right)}} \geq \sqrt{\frac{5}{8}} K_{n2} \qquad \textbf{(3.24)}$$

K_{n2}; yanal ötelenmesi önlenmemiş sistem için hazırlanan nomogramdan (Şekil 3.9) alınan K değeridir. Yukarıdaki denklemden hesaplanan K_2 değeri 1'den daha az olabilir. Sağ tarafın limiti K_2 için minimum değerdir ki, bu yanal ötelemesi önlenmiş ve önlenmemiş sistem arasındaki etkileşimi açıklar (ASCE Task Committee on Effective Length, 1997; White and Hajjar, 1997b; Geschwindner, 2002; AISC-SSRC, 2003a).

(3.24) ifadesi yeniden düzenleyerek elde edilen kolon burkulma yükü:

$$P_{e2} = \left(\frac{P_r}{\sum \mathrm{P_r}}\right) \sum \frac{\pi^2 EI}{(K_{n2}L)^2} \leq 1.6 \frac{\pi^2 EI}{(K_{n2}L)^2} \qquad \textbf{(3.25)}$$

(3.24) ve **(3.25)** ifadelerindeki $\sum P_r$, pandül kolonlar dahil tüm kolonları içerir ve P_r göz önüne alınan kolon içindir. **(3.25)** ifadesi ile hesaplanan kolon burkulma yükü, P_{e2}, $\pi^2 EI/L^2$ değerinden daha büyük olabilir, ancak denklemin sağ tarafındaki limitinden daha büyük olamaz.

LeMessurier yaklaşımı

Le Messurier yaklaşımına göre K_2 şu şekilde hesaplanır:

$$K_2 = \left[1 + \left(1 - \frac{M_1}{M_2}\right)^4\right] \sqrt{1 + \frac{5}{6} \frac{\sum P_{r-pandülkolonlar}}{\sum P_{r-pandülkolonharicindekiler}}} \qquad \textbf{(3.26)}$$

Bu ifadede, M_1 ve M_2 sırasıyla daha küçük ve daha büyük kolon uç momentleridir. Bu momentler, çerçevenin birinci mertebe analizinden elde edilir. Bu denklemin türetilmesinde kolonun elastik olmama hali de dikkate alınır.

$$K_2 = \frac{\sum P_{y-pandülkolonharicindekiler}}{\sum HL/\Delta_H} \frac{\sum P_{r-tümkolonlar}}{\sum P_{r-pandülkolonharicindekiler}} \leq 0.45 \qquad \textbf{(3.27)}$$

(3.27) ifadesindeki eşitsizlik sağlandığı sürece, **(3.26)** ifadesi kullanıldığında P_c hesaplanmasında hata oranı %3 değerinden daha küçük olacaktır.

Örnek 3: Etkili uzunluk yöntemi

Şekil 3.7'de gösterilen çerçeve Etkili Uzunluk Yöntemi kullanarak analiz edilmiştir. Tüm elemanlar HE450 B kesitli ve F_y = 35.304 kN/cm^2'dir. Çerçevenin kendi ağırlığı ihmal edilebilir. Her iki eksen için de kolonlar arasında herhangi bir çapraz elemanı yoktur. Nominal yükler Çizelge 3.7'de verilmiştir. Gösterilen yük kombinasyonlarını kullanarak 12 kolonunun ikinci mertebe etkilerine göre yeterli olup olmadığı incelenmiştir. 12 kolonu X ekseni için üst noktasından, Y ekseni için hem üst hem alt noktasından mafsallı olarak düşünülmüştür.

Şekil 3.7'de görüldüğü gibi sistem yanal ötelenme yapan ve yapmayan olarak ikiye ayrılmıştır. Örnek soruda verilen nominal yüklere ASCE 7-10 yük kombinasyonları uygulanması sonucu elde edilen birinci mertebe iç kuvvet değerleri Çizelge 3.14'te gösterilmiştir.

Çizelge 3.14 : Nominal yüklere ASCE 7-10 yük kombinasyonları uygulanması.

LRFD	**ASD**
$1.2D + 0.5L + 1.0W$	$D + 0.75L + 0.45W$
P = 1760.00 kN	P = 1920.00 kN
H = 200.00 kN	H = 90.00 kN

HE450 B kesit özellikleri:

HE450 B kesit özellikleri Örnek 1'de verilmiştir. Etkili Uzunluk Yöntemi kullanıldığında K katsayısının hesaplanması gerekmektedir:

K_x (x yönü etkili uzunluk katsayısı) = 2.97 (Nasıl hesaplandığı açıklanmıştır.)

K_y (y yönü etkili uzunluk katsayısı) = 1.0

Nominal basınç dayanımı P_n değerinin hesaplanması:

Eksenel yük altında HE450 B kesidinin hem başlık hem de gövde için narin bir eleman olmadığı Örnek 1'de gösterildi.

$$\frac{K_x L}{r_x} = \frac{2.97 \text{ x } 365}{19.14} = 56.63 > \frac{K_y L}{r_y} = \frac{1 \text{ x } 365}{7.33} = 49.78 \rightarrow \text{ x doğrultusu belirleyicidir.}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (20593.965)}{56.63^2} = 63.38 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{KL}{r} = 56.63 < 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\text{x}24.1522 = 113.76 \text{ olduğu için } F_{cr} \text{ değeri:}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y = \left[0.658^{\frac{35.304}{63.38}}\right] 35.304 = 27.96 \text{ kN / cm}^2$$

$$\rightarrow P_n = F_{cr} A_g = 27.96 \text{ x } 218 = 6095.85 \text{ kN}$$

Nominal eğilme dayanımı M_n değerinin hesaplanması:

Eğilme momenti altında HE450 B kesidinin, hem başlık hem de gövde için kompakt bir eleman olduğu Örnek 1'de gösterildi. Bununla birlikte nominal eğilme dayanımı M_n hesabı yapıldı. Bulunan M_n değerlerinden küçük olan seçildi:

$$M_n = 1371.95 \text{ kNm}$$

Şekil 3.7'de görüldüğü gibi sistemi yanal ötelelenme yapan ve yapmayan olarak ikiye ayrılmıştır ve 12 kolonu için gerekli değerler bulunmuştur.

Yanal ötelenme önlenmiş sistem:

P_{nt}: Birinci mertebe analizinden elde edilen eksenel kuvvet → $P_{nt} = P$

M_{nt}: Birinci mertebe analizinden elde edilen eğilme momenti → $M_{nt} = 0$ → B_1 katsayısının hesaplanmasına gerek yoktur.

P_{story} : Kata gelen toplam düşey yük → $P_{story} = P + P = 2P$

P_{mf} : Göz önüne alınan ötelenme yönünde moment aktaran sistemin parçası olan kat kolonlarına gelen toplam düşey yük → $P_{mf} = P$

Yanal ötelenme önlenmemiş sistem:

P_{lt}: Birinci mertebe analizinden elde edilen eksenel kuvvet → $P_{lt} = 0$

M_{lt}: Birinci mertebe analizinden elde edilen eğilme momenti → $M_{lt} = 12H$

Akma dayanımı : $P_y = F_y A_g = 35.304 \text{ x } 218 = 7696.27$ kN bulunur.

12 kolonu için B_2 katsayısı hesabı ile ilgili yapılan hesaplamalar Çizelge 3.15'te bulunmaktadır.

Çizelge 3.15 : 12 kolonu için B_2 katsayısı hesabı.

LRFD	ASD
$\alpha = 1$	$\alpha = 1.6$
$\frac{\Delta_H}{L} = \left(\frac{HL^3}{3EI}\frac{1}{L}\right) = \frac{HL^2}{3EI}$	$\frac{\Delta_H}{L} = \left(\frac{HL^3}{3EI}\frac{1}{L}\right) = \frac{HL^2}{3EI}$
$= \frac{200\text{x}365^2}{3\text{x}20593.965\text{x}79890} = 0.005398$	$= \frac{90\text{x}365^2}{3\text{x}20593.965\text{x}79890} = 0.002429$
$P_{story} = 2P = 1760 + 1760 = 3520$ kN	$P_{story} = 2P = 1920 + 1920 = 3840$ kN
$P_{mf} = P = 1760$ kN	$P_{mf} = P = 1920$ kN
$R_M = 1 - 0.15\left(\frac{P_{mf}}{P_{story}}\right)$ **(3.10)**	$R_M = 1 - 0.15\left(\frac{P_{mf}}{P_{story}}\right)$ **(3.10)**
$= 1 - \frac{0.15}{2} = 0.925$	$= 1 - \frac{0.15}{2} = 0.925$
$P_{e,story} = R_m \frac{HL}{\Delta_H} = 0.925\frac{200}{0.005398}$ **(3.9)**	$P_{e,story} = R_m \frac{HL}{\Delta_H} = 0.925\frac{90}{0.002429}$ **(3.9)**
$= 34269.65$ kN	$= 34269.65$ kN
$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e,story}}} = \frac{1}{1 - \frac{1\text{x}3520}{34269.65}} = 1.115$ **(3.8)**	$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e,story}}} = \frac{1}{1 - \frac{1.6\text{x}3840}{34269.65}} = 1.219$ **(3.8)**

İkinci mertebe değerleri Çizelge 3.16'da hesaplanmıştır:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = B_2 M_{lt} \quad \textbf{(3.1)}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} = B_2 P_{lt} \quad \textbf{(3.2)}$$

Çizelge 3.16 : İkinci mertebe değerleri.

LRFD	ASD
$M_u = B_2 M_{lt} = 1.115$ x 365 x 200	$M_a = B_2 M_{lt} = 1.219$ x 365 x 90
$= 81395$ kNcm $= 813.95$ kNm	$= 40044.15$ kNcm $= 400.44$ kNm
$P_u = P_{nt} = 1760$ kN	$P_a = P_{nt} = 1920$ kN

$B_2 > 1.1$ ise K değeri hesaplanmalıdır. 34 kolonu pandül kolondur ve yatay yük taşıyan sisteme bir katkısı yoktur. Yatay yük taşıyıcı sistemin parçası olan elemanların tasarımı yapılırken, pandül kolonlardan gelen düşey yüklerin etkisi de dikkate alınmalıdır (Folse ve Nowak). Rijit çerçeve kolonları K değeri bu etkilerin hesaba katılması için artırılmalıdır. Modifiye edilmiş etkili uzunluk katsayısı;

$$K_m = K_x \left(N\right)^{0.5} = K_x \left(\frac{P_{story}}{P_{mf}}\right)^{0.5} \qquad \textbf{(3.28)}$$

K_x = Çizelge 3.13'e göre belirlenen etkili uzunluk katsayısı → $K_x = 2.1$

$$K_m = K_x \left(N\right)^{0.5} = 2.1\left(\frac{2P}{P}\right)^{0.5} = 2.97$$

Çizelge 3.15'te ikinci mertebe eksenel basınç kuvveti ve eğilme momenti etkisindeki 12 kolon tasarımı bulunmaktadır:

Çizelge 3.17 : Örnek 3 kolon tasarımı.

LRFD	**ASD**
$p = \dfrac{1}{\varphi_c P_n}$	$p = \dfrac{\Omega_c}{P_n}$
$= \dfrac{1}{0.9\text{x}6095.85} = 0.000182\ (\text{kN})^{-1}$	$= \dfrac{1.67}{6095.85} = 0.000274\ (\text{kN})^{-1}$
$b_x = \dfrac{8}{9}\dfrac{1}{\varphi_b M_{nx}}$	$b_x = \dfrac{8}{9}\dfrac{\Omega_b}{M_{nx}}$
$= \dfrac{8}{9\text{x}0.9\text{x}1371.95} = 0.00072\ (\text{kNm})^{-1}$	$= \dfrac{8\text{x}1.67}{9\text{x}1371.95} = 0.00108\ (\text{kNm})^{-1}$
$M_{ay} = 0 \rightarrow b_y$ hesaplamaya gerek yoktur.	$M_{ay} = 0 \rightarrow b_y$ hesaplamaya gerek yoktur.
$\dfrac{P_u}{\varphi_c P_n} = pP_u = 0.000182\text{x}1760$	$\dfrac{\Omega_c P_a}{P_n} = pP_a = 0.000274\text{x}1920$
$= 0.321 > 0.2$ olduğu için	$= 0.526 > 0.2$ olduğu için
$pP_u + b_x M_{ux} + b_y M_{uy} \le 1.0$	$pP_a + b_x M_{ax} + b_y M_{ay} \le 1.0$
$= 0.321 + 0.00072\text{x}813.95$ **(1.11a)**	$= 0.526 + 0.00108\text{x}400.44$ **(1.11a)**
$= 0.305 + 0.586$	$= 0.526 + 0.433$
$= 0.891 < 1.00 \rightarrow$ Kesit yeterlidir.	$= 0.959 < 1.00 \rightarrow$ Kesit yeterlidir.

3.4 Stabilite Analizi Yöntemlerinin Karşılaştırılması

Çizelge 3.18'de; stabilite analizi yöntemleri olan Doğrudan Analiz Yöntemi, Etkili Uzunluk Yöntemi ve Birinci Mertebe Analizi yöntemi arasında karşılaştırma yapılmıştır.

Çizelge 3.18'de $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st}$ oranı, ikinci mertebe kat ötelenmesinin birinci mertebe kat ötelenmesine oranı anlamına gelir. (B_2 katsayısı alınabilir.). Δ/L oranı, yapıdaki tüm katlar arasında birinci mertebe ötelenme oranı en büyük olandır. Rijit diyaframa sahip yapılarda her kattaki Δ/L oranı, yatay yüke göre orantılı olarak değişen ortalama ötelenme veya maksimum ötelenme olarak alınabilir. Bütün $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st}$ ve Δ/L oranları LRFD yük kombinasyonları veya 1.6 ile çarpılmış ASD yük kombinasyonları kullanılarak hesaplanabilir. LRFD için α = 1, ASD için α = 1.6 alınır. Y_i katsayısı ilgili kattaki toplam düşey yüktür. P_{eL}, elemanın eğilme düzlemindeki mesnetlenmemiş boyuna göre belirlenen elastik burkulma yüküdür. Prizmatik elemanlar için $\pi^2 EI/L^2$ alınabilir.

(1) P-Δ ve P-δ etkilerini içeren herhangi bir ikinci mertebe analiz yönteminde, birinci mertebe analiz sonuçlarının katsayılarla büyütülmesi sonucu ikinci mertebe sonuçlarının bulunmasına izin verilir. $\alpha P_r \leq 0.15 P_{eL}$ olduğunda; elemanları bölmeden yapılan sadece P-Δ analizi, ikinci mertebe ötelenme değerinin ve ona karşılık gelen iç kuvvet ve momentlerin bulunmasında genellikle yeterli olur. $\alpha P_r > 0.05 P_{eL}$ olan elmanlarda ise, elemanları eşit parçalara ayırarak veya büyütme katsayıları kullanılarak yapılan sadece P-Δ analizi yeterli olabilir. P-Δ analiz sonuçları $\alpha P_r \leq 0.05 P_{eL}$ kıstasını koruyarak yeterli olabilir. P-Δ ve P-δ etkilerini içeren ikinci mertebe analiz yöntemi, P-Δ analizini kullanmak yerine daha doğru sonuçlar verir. Maksimum %5 hata oranı hedefi, AISC ve LRFD *kiriş-kolon* elemanları etkileşim denklemleri gelişiminden kaynaklanmaktadır. (ASCE 1997;Surovek-Maleck and White 2004a).

(2) Başlangıç kusuru Δ_0/L = 0.002, $0.002Y_i$ minimum değer veya ilave fiktif yük olarak hesaba katılabilir.

(3) Nominal rijitlik ve geometri, işletme yükü limit durumlarının kontrolünde kullanılır. Azaltılmış rijitlik, fiktif yükler ve başlangıç kusurları ise dayanım limit durumlarının değerlendirilmesinde kullanılır.

Çizelge 3.18 : Stabilite analizi yöntemlerinin karşılaştırılması.

<table>
<tr><td></td><td>Doğrudan Analiz Yöntemi</td><td>Etkili Uzunluk Yöntemi</td><td>1.Mertebe Analizi Yöntemi</td></tr>
<tr><td>Yöntemin kullanılmasındaki kısıtlamalar</td><td>Yok</td><td>$\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} \leq 1.5$</td><td>$\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} \leq 1.5$, $\alpha P_r/P_y \leq 0.5$ (5)</td></tr>
<tr><td>Analiz türü</td><td>2.mertebe (1)</td><td>2.mertebe (1)</td><td>1. mertebe moment değerlerine B_1 uygulanır.</td></tr>
<tr><td>Analizde kullanılan yapı geometrisi</td><td>Nominal (2)</td><td>Nominal</td><td>Nominal</td></tr>
<tr><td>Analizde uygulanan fiktif yük</td><td>$0.002Y_i$ minimum ($\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} \leq 1.5$). $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st}$ 1.5 ise ilave (2)</td><td>$0.002Y_i$ minimum</td><td>$2.1(\Delta/L)\ Y_i \geq 0.0042\ Y_i$ ilave</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Analizde kullanılan etkin rijitlik</td><td>0.8* nominal, $\alpha P_r > 0.5P_y$ olduğunda $EI_{eff} = 0.8\ \tau_b EI$ (3)</td><td>Nominal</td><td>Nominal</td></tr>
<tr><td>$\tau_b = 4[\alpha P_r/P_y(1-\alpha P_r/P_y)]$</td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>Diğer yatay yüklere ilave $0.001\ Y_i$ fiktif yük uygulanırsa $\tau_b = 1$ alınabilir</td><td></td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="2">Düzlem içi eğilmeli burkulma dayanımı P_{ni}</td><td>P_{ni}, eğilme düzlemindeki mesnetlenmemiş boya göre belirlenir, L_i (K=1)</td><td>Kolonlarda P_{ni}, burkulma analizine veya ona karşılık gelen KL'ye göre belirlenir; diğer durumlarda $KL_i = (K = 1)\ L_i$</td><td rowspan="2">P_{ni}, eğilme düzlemindeki mesnetlenmemiş boya (L_i) göre belirlenir.</td></tr>
<tr><td>Analizde $\alpha P_r < 0.15P_{eL}$, eleman başlangıç kusurları $0.001L$ veya ona eşdeğer alınırsa, $P_{ni} = P_y$ olabilir (4)</td><td>$\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} \leq 1.1$ ise tüm durumlarda K=1 alınabilir.</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Düzlem dışı eğilmeli burkulma dayanımı P_{n0}</td><td colspan="3">P_{n0}, düzlem dışı doğrultudaki mesnetlenmemiş boya (L_0) göre belirlenir</td></tr>
<tr><td colspan="3">P_{n0}, düzlem dışı burkulma analizi veya karşılık gelen etkili uzunluk KL_0 (4) değerine göre belirlenir.</td></tr>
</table>

(4) Doğrudan Analiz yöntemi içeriğinde bu hüküm açıkça yer almaz. Tüm stabilite analiz ve tasarım yöntemleri içindir.

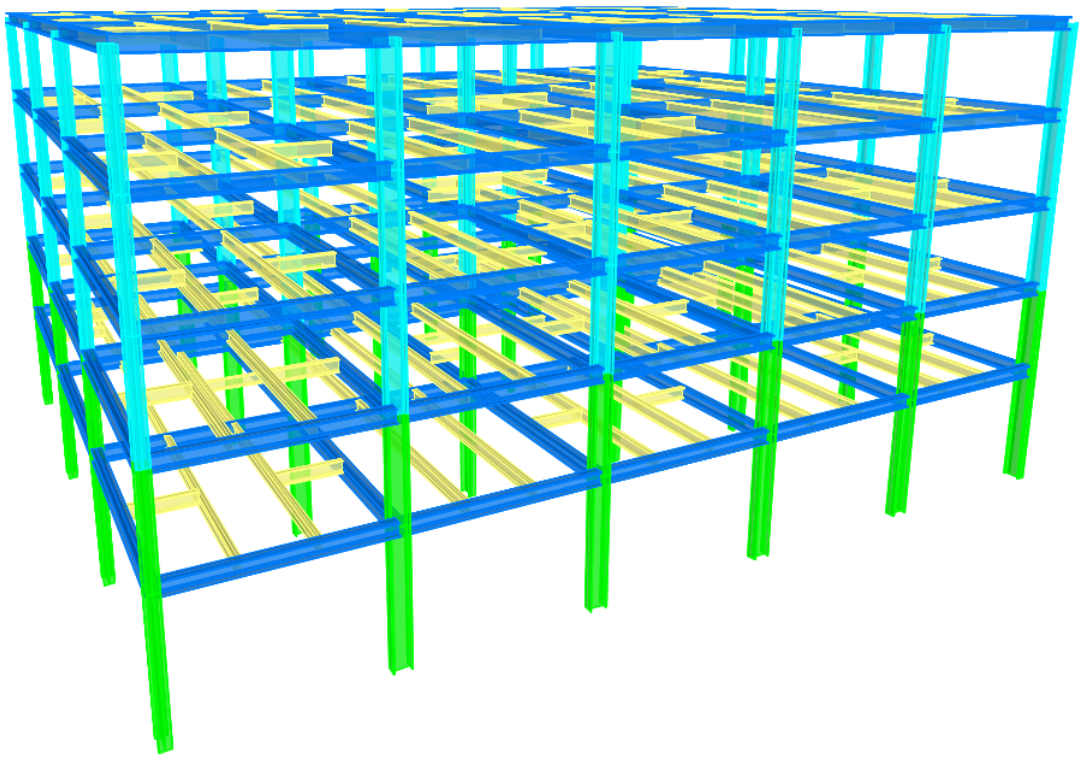
(5) $\alpha P_r < 0.1 P_{eL}$ limiti kullanılması sonucu meydana gelebilecek maksimum hata %5'tir. Basit mesnetlenmiş, pandül kolonlarda $\alpha P_r = 0.1 P_{eL} = \varphi_c P_y$. Maksimum %5 hata oranı hedefi, AISC ve LRFD *kiriş-kolon* elemanları etkileşim denklemleri gelişiminden kaynaklanmaktadır. (ASCE 1997;Surovek-Maleck and White 2004a)

(6) Birinci mertebe analiz yöntemi, kirişlerde eksenel yükün fazla olması durumunu hesaba katmaz. Bu nedenden dolayı bu tarz yapılarda kullanılmaz.

4. ÇELİK ÇERÇEVELİ ÇELİK BİNANIN TASARIMI

Bu bölümde, DBYBHY-2007 yönetmeliğindeki koşullar yerine getirilerek TS 648 (AISC-ASD89) Standardına göre boyutlandırılmış olan yapı sistemi seçilerek, dört farklı yönteme göre analizi ve kolon tasarımı yapılmıştır.

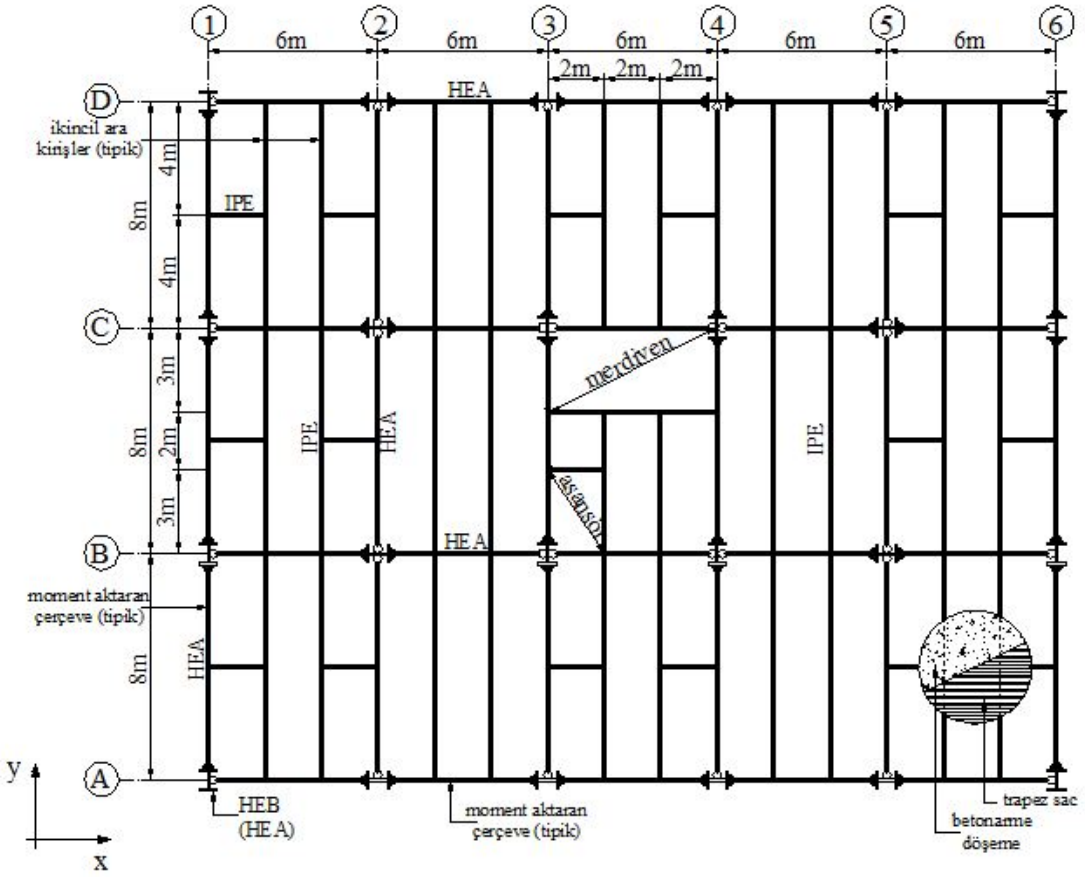
Üç boyutlu genel sistem görünüşü ve bilgisayar hesap modeli Şekil 4.1'de, normal kat sistem planı Şekil 4.2'de, tipik sistem enkesiti Şekil 4.3'te verilmiştir. Sistemin genel görünüşü, SAP 2000 hesap programından alınan üç boyutlu görüntü olarak aşağıda bulunmaktadır:



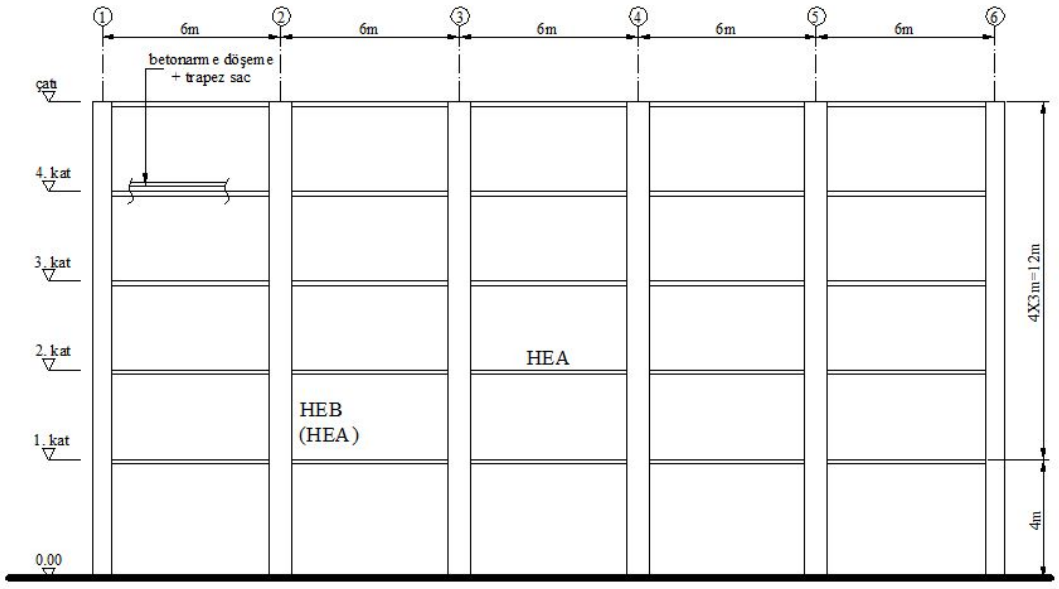
Şekil 4.1 : Genel sistem görünüşü ve bilgisayar hesap modeli.

Binanın her iki doğrultudaki yatay yük taşıyıcı sistemi, süneklik düzeyi yüksek moment aktaran birleşimli çerçevelerden oluşmaktadır.

Sistemin normal katına ait planı Şekil 4.2'de bulunmaktadır:



Şekil 4.2 : Normal kat sistem planı.



Şekil 4.3 : Tipik sistem enkesiti (B aksı çerçevesi).

Sistemin tipik bir enkesiti yukarıda bulunmaktadır.

4.1 Çelik Binanın TS 648 (AISC-ASD 89) Standardına göre Tasarımı

Çelik binanın analizi SAP 2000 kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Modellenme yapılırken ön boyut olarak kullanılan taşıyıcı sistem eleman enkesit profilleri aşağıda listelenmiştir:

Çizelge 4.1 : Taşıyıcı sistem elemanların enkesit profilleri.

Taşıyıcı Sistem Elemanı	Enkesit Profili
İkincil kirişler (tüm katlarda)	**IPE 360**
A,…,D Aksları ana kirişleri (tüm katlarda)	**HE 400 A**
1,…,6 Aksları ana kirişleri (tüm katlarda)	**HE 400 A**
±0.00 / +7.00 kotları arasındaki tüm kolonlar	**HE 550 B**
+7.00 / +16.00 kotları arasındaki tüm kolonlar	**HE 550 A**

Düşey ve yatay yüklemelere göre analizi yapılırak, TS-648 ve DBYBHY-2007'ye göre alınan yük kombinasyonlarına göre kolon tasarımı gerçekleştirilmiştir.

4.1.1 Yükler

4.1.1.1 Düşey yükler

Hareketli yükün ve kar yükünün seçiminde TS-498 kullanılmıştır. Çatı katında yük kombinasyonlarını daha basit hale getirmek için, kar yükleri hareketli yük gibi alınmıştır. Deprem hesabı yapılırken sabit yüklerin toplamı gerekmektedir. Yapı elemanları öz ağırlıkları SAP 2000'de otomatik olarak (DEAD yükü olarak) alınmaktadır. Bu nedenden dolayı SAP 2000'de yükleme yapılırken, çelik konstrüksiyon yükü haricindeki toplam sabit yük ayrı olarak belirtilmiştir.

Çatı döşemesi yükleri

Çatı kaplaması……1.0 kN/m^2

İzolasyon…….0.2 kN/m^2

Trapez sac + betonarme döşeme……2.1 kN/m^2

Asma tavan + tesisat……...0.5 kN/m^2

Çelik konstrüksiyon…….....0.5 kN/m^2

Toplam sabit yük……..g = 4.3 kN/m^2

SAP 2000 için toplam sabit yük……...g = 3.8 kN/m^2

Hareketli yük……...L = 1.0 kN/m^2

Çizelge 4.2 : Çatı katı kiriş yük değerleri.

	Tam Yükleme Hali (Orta Kirişler)	**Yarım Yükleme Hali (Kenar Kirişler)**
Aşık aralığı	2 m	1 m
g	7,6 (kN/m)	3,8 (kN/m)
L	2 (kN/m)	1 (kN/m)

SAP 2000'de kullanılacak çatı katı kirişlerin yük değerleri yukarıdaki çizelgede verilmiştir.

Normal kat döşemesi yükleri

Kaplama……..0.5 kN/m^2

Trapez sac + betonarme döşeme……2.1 kN/m^2

Asma tavan + tesisat……...0.5 kN/m^2

Bölme duvarları…….....1.0 kN/m^2

Çelik konstrüksiyon……....0.8 kN/m^2

Toplam sabit yük……..g = 4.9 kN/m^2

SAP 2000 için toplam sabit yük……...g = 4.1 kN/m^2

Hareketli yük……...L = 2.0 kN/m^2

Merdiven ve asansör bölgesindeki sabit ve hareketli yüklerin döşemenin diğer bölgelerindeki sabit ve hareketli yüklerle aynı olduğu varsayılmıştır. Çatı katında kirişlere yapılacak yüklemeler aşağıda bulunmaktadır:

Çizelge 4.3 : Normal kat kiriş yük değerleri.

	Tam Yükleme Hali (Orta Kirişler)	**Yarım Yükleme Hali (Kenar Kirişler)**
Aşık aralığı	2 m	1 m
g	8,2 (kN/m)	4,1 (kN/m)
L	4 (kN/m)	2 (kN/m)

SAP 2000'de kullanılacak normal kat kirişlerin yük değerleri yukarıdaki çizelgede verilmiştir.

Duvar yükleri (normal katlarda)

Dış duvar yükü (normal katlarda)……...g_d = 3.0 kN/m^2

Duvar yükü, SAP 2000'de kenar çerçevedeki kirişlere sabit yük olarak ilave edilmiştir.

4.1.1.2 Deprem yükleri

DBYBHY-2007 yönetmeliğindeki koşullara uygun bir deprem hesabı yapılmıştır.

Deprem karakteristikleri

Tasarımı yapılacak olan beş katlı çelik bina birinci derece deprem bölgesinde, *Z*2 yerel zemin sınıfı üzerinde inşa edilecek ve konut veya işyeri olarak kullanılacaktır. Bu parametreler esas alınarak belirlenen deprem karakteristikleri ve ilgili yönetmelik maddeleri aşağıda verilmiştir:

- Etkin yer ivmesi katsayısı (1. dep. böl.) $A_0 = 0.4$ (DBYBHY-2007, Bölüm 2.4.1)

- Bina önem katsayısı (konut veya işyeri) $I = 1$ (DBYBHY-2007, Bölüm 2.4.2)

- Spektrum karakteristik periyotları (*Z*2) $T_A = 0.15$ (DBYBHY-2007, Tablo 2.4)

$T_B = 0.40$ (DBYBHY-2007, Tablo 2.4)

- Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (Deprem yüklerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek çerçevelerle taşındığı çelik binalar) $R = 8.0$ (DBYBHY-2007, Tablo 2.5)

- Hareketli yük katılım katsayısı $n = 0.3$ (DBYBHY-2007, Tablo 2.7)

Bu deprem karakteristikleri diğer yöntemlerde de aynen kullanılmıştır.

Binanın birinci doğal titreşim periyodunun belirlenmesi

Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi uygulanacaktır. Binanın her iki doğrulutusundaki birinci doğal titreşim periyotları **(4.1)** ifadesi ile hesaplanan değerlerden büyük alınmayacaktır (DBYBHY-2007, Bölüm 2.7.4).

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} m_i d^2{}_{fi}}{\sum_{i=1}^{N} F_{fi} d_{fi}}} \quad \text{(DBYBHY-2007, Denklem 2.11)} \qquad \textbf{(4.1)}$$

Bu ifadede,

T_1: Binanın birinci doğal titreşim periyodu

m_i: Binanın i. Katının kütlesi

F_{fi}: Birinci doğal titreşim periyodu hesabında i. kata etkiyen fiktif yük

d_{fi}: Binanın i. katında F_{fi} fiktif yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirmeyi göstermektedir.

Binanın i. katının kütlesi şu şekilde bulunur:

$$m_i = \frac{w_i}{g} = \frac{g_i + nq_i}{g} \qquad \textbf{(4.2)}$$

Bu ifadede,

w_i: Binanın i. katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı,
g_i: Binanın i. katındaki toplam sabit yük,
q_i: Binanın i. katındaki toplam düşey yükü göstermektedir.

Normal kat ve çatı katının kat ağırlıkları ve kat kütleleri hesabı gösterilmiştir:

$$w_2 = 30 \text{ x } 24 \text{ x } (4.9 + 0.3 \text{ x } 2.0) + 2 \text{ x } (24 + 30) \text{ x } 3.0 = 4284.0 \text{ kN}$$

$$m_2 = \frac{4284}{9.81} = 436.70 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

$$w_{çatı} = 30 \text{ x } 24 \text{ x } (4.3 + 0.3 \text{ x } 1.0) = 3312.0 \text{ kN}$$

$$m_2 = \frac{3312}{9.81} = 337.61 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

Çizelge 4.4'te kat ağırlıkları ve kat kütlelerinin tamamı verilmiştir:

Çizelge 4.4 : Kat ağırlıkları ve kat kütleleri.

Kat	w_i **(kN)**	m_i **(kNs^2/m)**
Çatı	3312.00	337,61
4.Kat	4284.00	436,70
3.Kat	4284.00	436,70
2.Kat	4284.00	436,70
1.Kat	4284.00	436,70
Toplam	20448.00	2084,40

(4.1) ifadesindeki F_{fi} fiktif kuvvetler şu şekilde hesaplanmıştır:

$$F_{fi} = \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^{N} w_j H_j} F_0 \qquad \textbf{(4.3)}$$

Bu ifadede,

H_i: Binanın i. katının temel üstünden itibaren ölçülen yüksekliği

F_0: Herhangi bir yük katsayısını (F_0 = 1000 kN seçilmiştir) göstermektedir.

$$\sum_{j=1}^{N} w_j H_j = 3312 \text{ x } 16 + 4284 \text{ x } (13 + 10 + 7 + 4) = 198648 \text{ kNm}$$

Katlara etkiyen fiktif yük hesapları aşağıda bulunmaktadır:

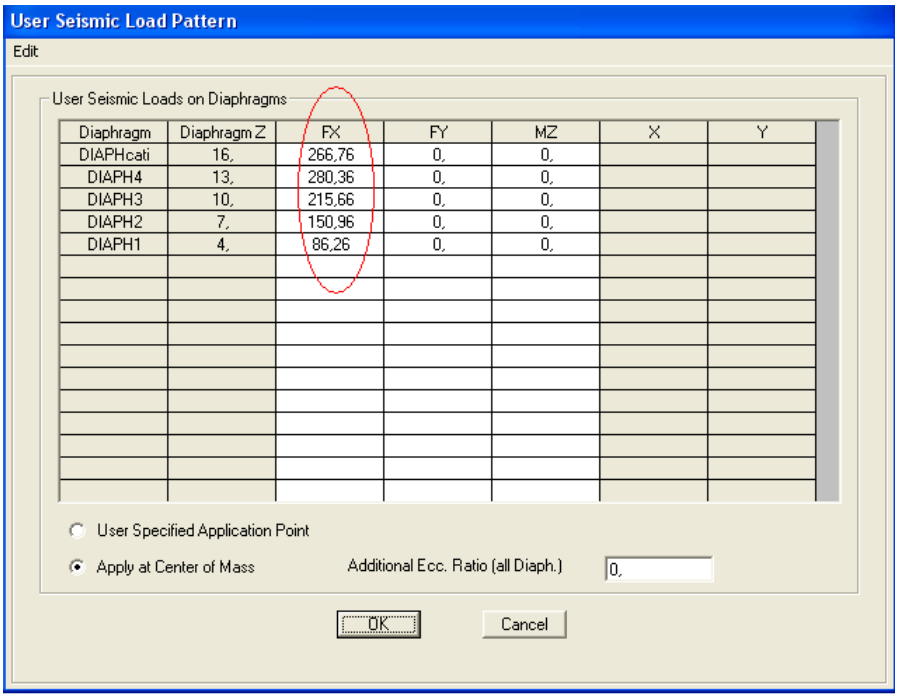
$$F_{fçatı} = \frac{w_{çatı} H_{çatı}}{\sum_{j=1}^{N} w_j H_j} F_0 = \frac{3312 \text{ x } 16}{198648} 1000 = 266.76 \text{ kN}$$

$$F_{f4} = \frac{w_4 H_4}{\sum_{j=1}^{N} w_j H_j} F_0 = \frac{4284 \text{ x } 13}{198648} 1000 = 280.36 \text{ kN}$$

$$F_{f3} = \frac{w_3 H_3}{\sum_{j=1}^{N} w_j H_j} F_0 = \frac{4284 \text{ x } 10}{198648} 1000 = 215.66 \text{ kN}$$

$$F_{f4} = \frac{w_4 H_4}{\sum_{j=1}^{N} w_j H_j} F_0 = \frac{4284 \text{ x } 7}{198648} 1000 = 150.96 \text{ kN}$$

$$F_{f4} = \frac{w_4 H_4}{\sum_{j=1}^{N} w_j H_j} F_0 = \frac{4284 \text{ x } 4}{198648} 1000 = 86.26 \text{ kN}$$



Şekil 4.4 : X Doğrultusu fiktif yükler.

Fiktif yükler Şekil 4.4'te görüldüğü gibi SAP 2000'de X doğrultusunda kat kütle merkezlerine etkitilmiştir:

Bu fiktif yüklerin uygulanması sonucu oluşan X doğrultusu yatay kat değiştirmeleri (U1), SAP 2000'den Şekil 4.5'te gösterildiği gibi okunmuştur (Düğüm noktaları numaraları için EK A):

Joint Displacements

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted | Joint Displacements

	Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m
▶	25	EX1	LinStatic	0,004702	-0,000006591	0,000031
	127	EX1	LinStatic	0,00989	-0,000014	0,000049
	229	EX1	LinStatic	0,014802	-0,00002	0,000062
	331	EX1	LinStatic	0,018536	-0,000024	0,000069
	433	EX1	LinStatic	0,020887	-0,000025	0,000072

Şekil 4.5 : X Doğrultusu yatay kat yerdeğiştirmeleri.

Yapılan fiktif yüklemeler sonucu elde edilen X doğrultusu yatay kat yerdeğiştirmelerini kullanarak elde edilen **(4.1)** ifadesi parametreleri aşağıdaki çizelgede gösterilmiştir.

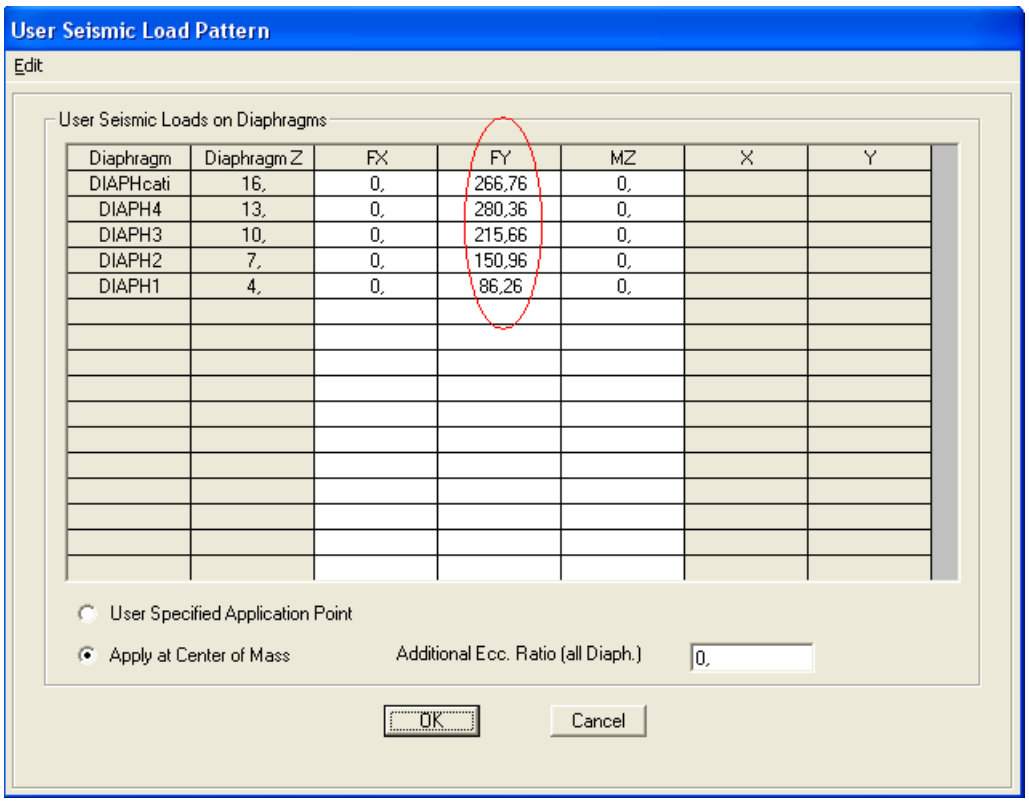
Çizelge 4.5 : X Doğrultusu denklem 4.1 parametreleri.

Kat	F_{fi} (kN)	d_{fix} (m)	m_i	$m_i d_{fix}^2$	$F_{fi} d_{fix}$
Çatı	266,76	0,0209	337,61	0,1475	5,5754
4.Kat	280,36	0,0185	436,70	0,1495	5,1866
3.Kat	215,66	0,0148	436,70	0,0957	3,1917
2.Kat	150,96	0,0099	436,70	0,0428	1,4945
1.Kat	86,26	0,0047	436,70	0,0096	0,4054
∑	1000,00			0,4450	15,8536

Bu çizelgede bulunanlar **(4.1)** ifadesinde kullanılarak X doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu bulunmuştur:

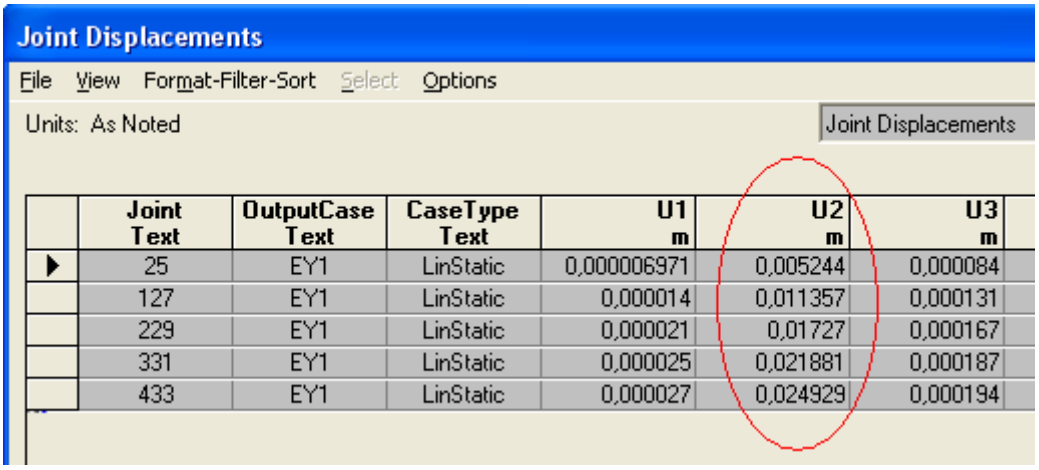
$$T_{1x} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} m_i d^2{}_{fix}}{\sum_{i=1}^{N} F_{fi} d_{fix}}} = 2\pi \left(\frac{0.4450}{15.8536} \right) = 1.0527 \text{ s}$$

Fiktif yükler Şekil 4.6'te görüldüğü gibi SAP 2000'de Y doğrultusunda kat kütle merkezlerine etkitilmiştir:



Şekil 4.6 : Y Doğrultusu fiktif yükler.

Bu fiktif yüklerin uygulanması sonucu oluşan Y doğrultusu yatay kat değiştirmeleri (U2), SAP 2000'den Şekil 4.7'te gösterildiği gibi okunmuştur:



Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m
25	EY1	LinStatic	0,000006971	0,005244	0,000084
127	EY1	LinStatic	0,000014	0,011357	0,000131
229	EY1	LinStatic	0,000021	0,01727	0,000167
331	EY1	LinStatic	0,000025	0,021881	0,000187
433	EY1	LinStatic	0,000027	0,024929	0,000194

Şekil 4.7 : Y doğrultusu yatay kat yerdeğiştirmeleri.

Yapılan fiktif yüklemeler sonucu elde edilen Y doğrultusu yatay kat yerdeğiştirmelerini kullanarak elde edilen **(4.1)** ifadesindeki parametreler aşağıdaki çizelgede gösterilmiştir.

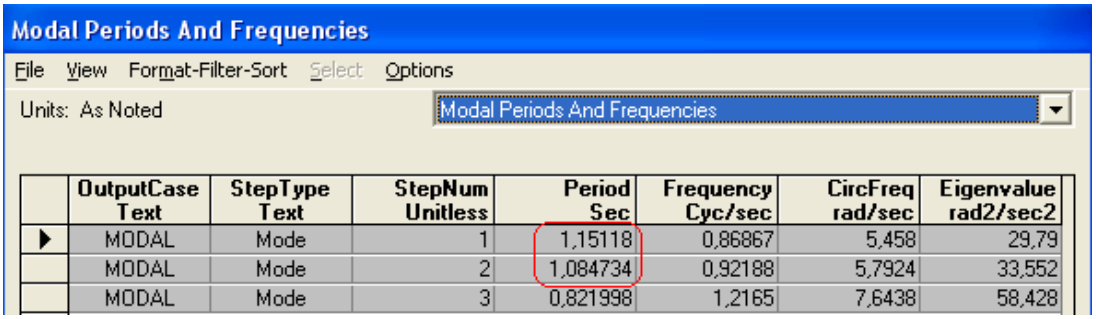
Çizelge 4.6 : Y Doğrultusu denklem 4.1 parametreleri.

Kat	F_{fi} (kN)	d_{fiy} (m)	m_i	$m_i d_{fiy}^2$	$F_{fi} d_{fiy}$
Çatı	266,76	0,0250	337,61	0,2110	6,6691
4.Kat	280,36	0,0220	436,70	0,2114	6,1678
3.Kat	215,66	0,0173	436,70	0,1307	3,7309
2.Kat	150,96	0,0114	436,70	0,0568	1,7209
1.Kat	86,26	0,0053	436,70	0,0123	0,4572
∑	1000,00			0,6221	18,7459

Bu çizelgede bulunanlar **(4.1)** ifadesinde kullanılarak Y doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu bulunmuştur:

$$T_{1y} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} m_i d^2{}_{fiy}}{\sum_{i=1}^{N} F_{fi} d_{fiy}}} = 2\pi \left(\frac{0.6221}{18.7459} \right) = 1.1446 \text{ s}$$

Bulunan birinci doğal titreşim periyot değerlerini, SAP 2000 hesap programında kat kütlelerini tanımlayarak bulabilirdik. Karşılaştırma yapmak adına aşağıdaki Şekil 4.8'te SAP 2000 ile bulunan değerler bulunmaktadır:



	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
▶	MODAL	Mode	1	1,15118	0,86867	5,458	29,79
	MODAL	Mode	2	1,084734	0,92188	5,7924	33,552
	MODAL	Mode	3	0,821998	1,2165	7,6438	58,428

Şekil 4.8 : SAP 2000 X ve Y Doğrultusu periyot değerleri.

Bulduğumuz periyot değerleri ile yakın çıkmaktadır.

Toplam eşdeğer deprem yükünün hesabı

Deprem etkileri altında uygulanacak hesap yönteminin seçimine ilişkin olarak, bina yüksekliğinin H_N = 16.0 m < 40.0 m olması ve taşıyıcı sistemde burulma ve yumuşak

kat düzensizliklerin bulunmaması nedeniyle Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi uygulanabilir (DBYBHY-2007, Bölüm 2.6.2).

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti) bulunmuştur (DBYBHY-2007, Bölüm 2.7.1):

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.1 A_0 \, I \, W \text{ (DBYBHY-2007, Denklem 2.4)} \qquad \textbf{(4.4)}$$

Bu ifadede,

V_t: Taban kesme kuvveti,
W: Binanın hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı,
$A(T)$: Spektral ivme katsayısı,
R_a: Deprem yükü azaltma katsayısını göstermektedir.

Binanın X doğrultusundaki taban kesme kuvveti,

T_{1x} = 1.0527 s > T_B = 0.40 s olduğu için spektrum katsayısı şu şekilde bulunmuştur:

$$S(T_{1x}) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} \text{ (DBYBHY-2007, Denklem 2.2)} \qquad \textbf{(4.5)}$$

Buna göre $S(T_{1x})$ değeri:

$$S(T_{1x}) = 2.5 \left(\frac{0.4}{1.05272} \right)^{0.8} = 1.153$$

T_{1x} = 1.0527 s > T_B = 0.40 s olduğu için deprem yükü azaltma katsayısı:

$$R_a(T) = R \text{ (DBYBHY-2007, Denklem 2.3)} \qquad \textbf{(4.6)}$$

Buna göre $R_{ax}(T_{1x}) = R_x = 8$ alınmıştır.

$$V_{1x} = 20448.0 \, \frac{0.4 \text{ x } 1.0 \text{ x } 1.15}{8} = 1178.6 \text{ kN}$$

Binanın Y doğrultusundaki taban kesme kuvveti,

T_{1y} = 1.1446 s > T_B = 0.40s olduğu için spektrum katsayısı şu şekilde bulunmuştur:

$$S(T_{1y}) = 2.5 \left(\frac{0.4}{1.1446} \right)^{0.8} = 1.078$$

T_{1y} = 1.1446 s > T_B = 0.40 s olduğu için $R_{ay}(T_{1y}) = R_y$ = 8 alınmıştır.

$$V_{1y} = 20448.0 \frac{0.4 \text{ x } 1.0 \text{ x } 1.078}{8} = 1102.3 \text{ kN}$$

Katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin belirlenmesi

Binanın tepesine etkiyen ek eşdeğer deprem yükü ΔF_N değeri şu şekilde bulunur:

$$\Delta F_N = 0.0075\, N\, V_t \text{ (DBYBHY-2007, Denklem 2.8)} \qquad \textbf{(4.7)}$$

N: Binanın temel üstünden itibaren toplam kat sayısı

$$\Delta F_{Nx} = 0.0075\, N\, V_{tx} = 0.0075 \text{ x } 5 \text{ x } 1178.6 = 44.20 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{Ny} = 0.0075\, N\, V_{tx} = 0.0075 \text{ x } 5 \text{ x } 1102.3 = 41.33 \text{ kN}$$

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N değeri dışında kalan kısmı, *N*. kat dahil olmak üzere, bina katlarına **(4.8)** Denklemi ile dağıtılmıştır:

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^{N} w_j H_j} \text{ (DBYBHY-2007, Denklem 2.9)} \qquad \textbf{(4.8)}$$

X doğrultusunda katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri,

$$F_{çatıx} = (V_{tx} - \Delta F_{Nx}) \frac{w_{çatıx} H_{çatıx}}{\sum_{j=1}^{N} w_j H_j} + \Delta F_{Nx} = (1178.6 - 44.2) \frac{266.76}{1000} + 44.2 = 346.81 \text{ kN}$$

$$F_{4x} = (V_{tx} - \Delta F_{Nx}) \frac{w_{4x} H_{4x}}{\sum_{j=1}^{N} w_j H_j} = (1178.6 - 44.2) \frac{280.36}{1000} = 318.03 \text{ kN}$$

$$F_{3x} = (V_{tx} - \Delta F_{Nx}) \frac{w_{3x} H_{3x}}{\sum_{j=1}^{N} w_j H_j} = (1178.6 - 44.2) \frac{215.66}{1000} = 244.64 \text{ kN}$$

$$F_{2x} = (V_{tx} - \Delta F_{Nx}) \frac{w_{2x} H_{2x}}{\sum_{j=1}^{N} w_j H_j} = (1178.6 - 44.2) \frac{150.96}{1000} = 171.25 \text{ kN}$$

$$F_{1x} = (V_{tx} - \Delta F_{Nx}) \frac{w_{1x} H_{1x}}{\sum_{j=1}^{N} w_j H_j} = (1178.6 - 44.2) \frac{86.26}{1000} = 97.86 \text{ kN}$$

Y doğrultusunda katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri,

$$F_{çatıy} = (V_{tx} - \Delta F_{Ny}) \frac{w_{çatıy} H_{çatıy}}{\sum_{j=1}^{N} w_j H_j} + \Delta F_{Ny} = (1102.3 - 41.33) \frac{266.76}{1000} + 41.33 = 324.35 \text{ kN}$$

$$F_{4y} = (V_{ty} - \Delta F_{Ny}) \frac{w_{4y} H_{4y}}{\sum_{j=1}^{N} w_j H_j} = (1102.3 - 41.33) \frac{280.36}{1000} = 297.44 \text{ kN}$$

$$F_{3y} = (V_{ty} - \Delta F_{Ny}) \frac{w_{3y} H_{3y}}{\sum_{j=1}^{N} w_j H_j} = (1178.6 - 41.33) \frac{215.66}{1000} = 228.80 \text{ kN}$$

$$F_{2y} = (V_{ty} - \Delta F_{N}) \frac{w_{2y} H_{2y}}{\sum_{j=1}^{N} w_j H_j} = (1178.6 - 41.33) \frac{150.96}{1000} = 160.16 \text{ kN}$$

$$F_{1y} = (V_{ty} - \Delta F_{N}) \frac{w_{1y} H_{1y}}{\sum_{j=1}^{N} w_j H_j} = (1178.6 - 41.33) \frac{86.26}{1000} = 91.52 \text{ kN}$$

Çizelge 4.7 : Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri.

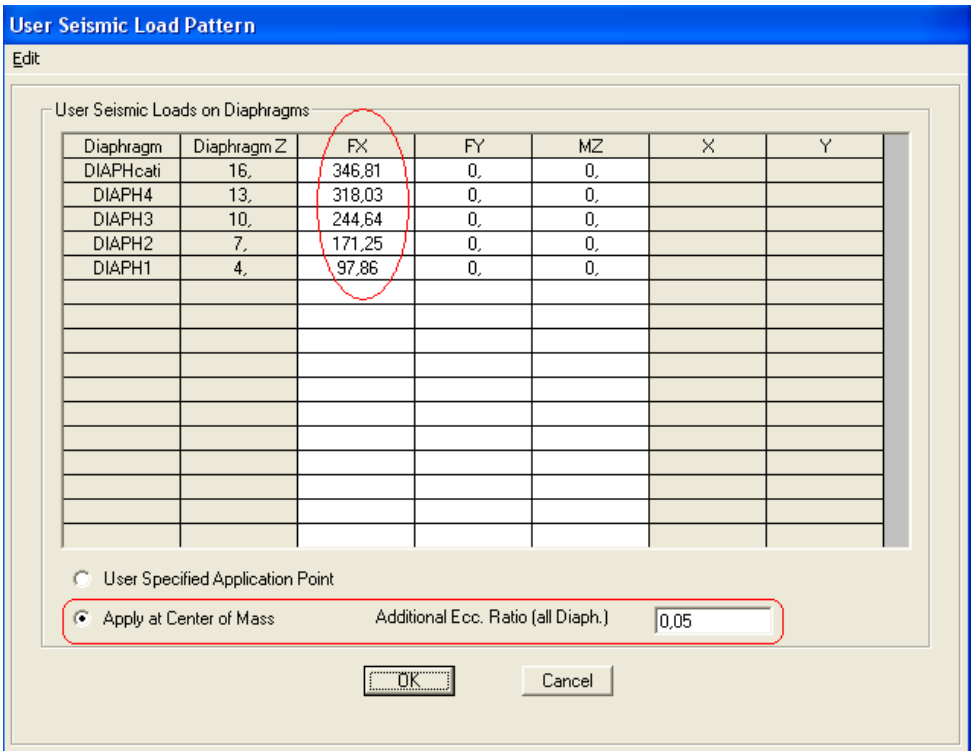
Kat	$w_iH_i/\sum w_iH_i$	F_{ix}(kN)	F_{iy}(kN)
Çatı	0,2668	346,81	324,35
4.Kat	0,2804	318,03	297,44
3.Kat	0,2157	244,64	228,80
2.Kat	0,1510	171,25	160,16
1.Kat	0,0863	97,86	91,52
∑	1,0000	1178,58	1102,27

F_{ix} ve F_{iy} eşdeğer deprem yükleri yukarıdaki çizelgede bulunmaktadır.

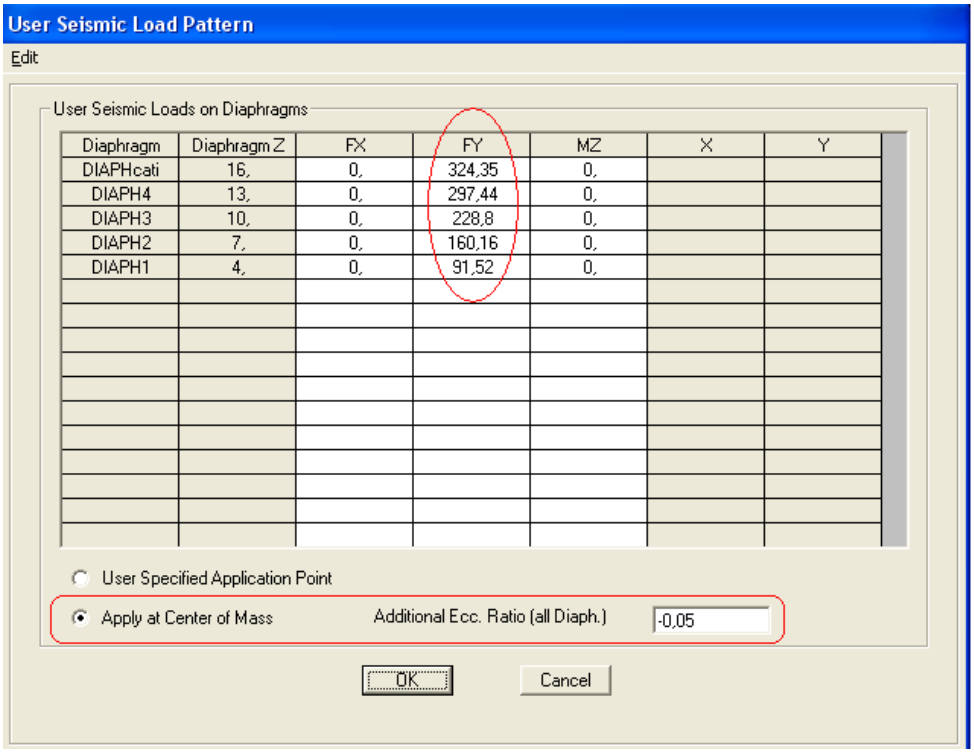
Deprem yüklerinin etkime noktaları

Bulunan eşdeğer deprem yükleri gözönüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki bina genişliğinin ± %5'i kadar kaydırılmış şekliyle etkitilmelidir (DBYBHY-2007, Bölüm 2.7.3.1).

Şekil 4.9'da 4.1.2 Bölümü yük kombinasyonlarında ele alınan *EXP* yüklemesi görülmektedir. *EXN* yüklemesinde ise ek dışmerkezlik oranı olarak -0.05 yazılmıştır.



Şekil 4.9 : X doğrultusu deprem yükü.



Şekil 4.10 : Y Doğrultusu deprem yükü.

Şekil 4.10'da ise 4.1.2 Bölümü yük kombinasyonlarında ele alınan *EYN* yüklemesi görülmektedir. *EYP* yüklemesinde ise ek dışmerkezlik oranı olarak 0.05 yazılmıştır.

4.1.1.3 Rüzgar yükleri

Bu sistem için elverişsiz tesirlerin deprem yüklemesinden gelmesi beklenmektedir. Bu nedenden dolayı rüzgar yüklemesi yapılmamıştır.

4.1.2 Yük kombinasyonları

Çizelge 4.8 : Yük kombinasyonları.

ADI	*D*	*L*	E_X	E_{XP}	E_{XN}	E_Y	E_{YP}	E_{YN}
COMB1	1	1						
COMB2	1	1		1		0,3		
COMB3	1	1		-1		0,3		
COMB4	1	1		1		-0,3		
COMB5	1	1		-1		-0,3		
COMB6	1	1			1	0,3		
COMB7	1	1			-1	0,3		
COMB8	1	1			1	-0,3		
COMB9	1	1			-1	-0,3		
COMB10	1	1	0,3				1	
COMB11	1	1	0,3				-1	
COMB12	1	1	-0,3				1	
COMB13	1	1	-0,3				-1	
COMB14	1	1	0,3					1
COMB15	1	1	0,3					-1
COMB16	1	1	-0,3					1
COMB17	1	1	-0,3					-1
COMB18	0,9			1		0,3		
COMB19	0,9			-1		0,3		
COMB20	0,9			1		-0,3		
COMB21	0,9			-1		-0,3		
COMB22	0,9				1	0,3		
COMB23	0,9				-1	0,3		
COMB24	0,9				1	-0,3		
COMB25	0,9				-1	-0,3		
COMB26	0,9		0,3				1	
COMB27	0,9		0,3				-1	
COMB28	0,9		-0,3				1	
COMB29	0,9		-0,3				-1	
COMB30	0,9		0,3					1
COMB31	0,9		0,3					-1
COMB32	0,9		-0,3					1
COMB33	0,9		-0,3					-1

Yapı sisteminin düşey yükler ile yatay deprem kuvvetleri altında analizi ile elde edilen iç kuvvetler, TS 648 ve DBYBHY-2007 Bölüm 2.7.5'e gore Çizelge 4.8'de belirtildiği gibi birleştirilecektir. Rüzgar yüklemesi yapılmadığı için yük kombinasyonlarına dahil edilmemiştir.

Yük kombinasyonlarında,

D: Sabit yüklerden oluşan iç kuvvetler (SAP 2000'de D = DEAD + g şeklindedir)

L: Hareketli yüklerden oluşan iç kuvvetler,

E_{XP}, E_{XN}: X doğrultusunda kat kütle merkezinin, bu doğrultuya dik doğrultudaki bina genişliğinin ± 5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanan deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetler,

E_{YP}, E_{YN}: Y doğrultusunda kat kütle merkezinin, bu doğrultuya dik doğrultudaki bina genişliğinin ± 5'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara uygulanan deprem yüklerinden oluşan iç kuvvetleri göstermektedir.

4.1.3 Kolonların tasarımı

SAP 2000 içersinde gerekli yönetmelikleri seçtikten sonra çelik yapının tasarımı gerçekleştirilebilir. Bizim yönetmeliğimize yakın olan AISC-ASD89 Standardına göre yapılmış olan kolon tasarımı Şekil 4.11'de görülmektedir.

Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted — Steel Design 1 - Summary Data - AISC-ASD89

Frame Text	DesignSect Text	DesignType Text	Status Text	Ratio Unitless	RatioType Text	Combo Text
11	HE550B	Column	No Messages	0,8045	PMM	COMB9
8	HE550B	Column	No Messages	0,804435	PMM	COMB8
17	HE550B	Column	No Messages	0,803774	PMM	COMB4
14	HE550B	Column	No Messages	0,803706	PMM	COMB5
9	HE550B	Column	No Messages	0,721328	PMM	COMB15
10	HE550B	Column	No Messages	0,720859	PMM	COMB13
15	HE550B	Column	No Messages	0,698934	PMM	COMB14
16	HE550B	Column	No Messages	0,698724	PMM	COMB12

Şekil 4.11 : SAP 2000 çelik tasarımı.

Şekil 4.11'de görüldüğü gibi; eleman numaraları 11, 8, 17 ve 14 olan kolonlar birbirine çok yakın oranlarla en çok zorlanan kolonlardır (Bu eleman numaraları için Ek A). Bu kolonlar sırasıyla; 1. kat 5/B, 2/B, 5/C ve 2/C aksları kolonlarıdır. Oranlar birbirine çok yakın olduğu için 1. kat 2/B aksı kolonu gerilme kontrolleri

yapılacaktır. Şekil 4.11'de görüldüğü gibi elverişsiz tesirler COMB 8 ($D + L + E_{XN} - 0.3E_Y$) yük kombinasyonundan gelmektedir.

4.1.3.1 HE550 B kesit özellikleri

h (kesit yüksekliği) = 55 cm b (başlık genişliği) = 30 cm

t_w (gövde kalınlığı) = 1.50 cm t_f (başlık kalınlığı) = 2.90 cm

d (net yüksekliği) = 43.8 cm h_0 (h-t_f) = 52.10 cm

J (burulma sabiti) = 610 cm^4 A_g (kesit alanı) = 254 cm^2

I_x (atalet momenti) = 136700 cm^4 I_y (atalet momenti) = 13080 cm^4

S_x (muk. momenti) = 4970.91 cm^3 S_y (muk. momenti) = 872.00 cm^3

Z_x (plastik muk. mom.) = 5591 cm^3 Z_y (plastik muk. mom.) = 1341 cm^3

r_x (atalet yarıçapı) = 23.199 cm r_y (atalet yarıçapı) = 7.176 cm

K_x (x yönü etkili uzunluk katsayısı) = 1.85 (4.1.3.4 Bölümünde açıklanmıştır)

K_y (y yönü etkili uzunluk katsayısı) = 0.85 (4.1.3.4 Bölümünde açıklanmıştır)

4.1.3.2 SAP 2000'de yapılan analiz sonucu bulunan iç kuvvetler

Birinci kat 2/B aksı kolonu eksenel kuvvet ve her iki doğrultudaki moment değerleri ile COMB8 yük birleşimine göre toplam iç kuvvet değerleri aşağıdaki çizelgede bulunmaktadır.

Kolon alt ucunda bulunan iç kuvvetler Çizelge 4.9'da gösterilmiştir:

Çizelge 4.9 : Kolon alt ucundaki iç kuvvetler.

İç Kuvvet	***D***	***L***	E_{XN}	E_Y	**COMB8**
P (kN)	-1358,83	-521,48	-0,01	0,73	-1880,53
M_x (kNm)	-0,17	-0,16	295,06	0,12	294,69
M_y (kNm)	-0,09	-0,04	-1,33	28,57	-10,03

Çizelge 4.10 : Kolon üst ucundaki moment değerleri.

İç Kuvvet	***D***	***L***	E_{XN}	E_Y	**COMB8**
M_x (kNm)	0,45	0,41	-47,14	-0,18	-46,23
M_y (kNm)	-0,06	-0,03	0,01	1,27	-0,46

Kolon üst ucunda bulunan moment değerleri Çizelge 4.10'da gösterilmiştir.

Çizelgelerde M_x ve M_y iç kuvvetleri, X (kuvvetli asal eksen) ve Y (zayıf asal eksen) doğrultusundaki moment değerlerini ifade etmektedir.

4.1.3.3 Enkesit koşullarının kontrolü

Süneklik düzeyi yüksek çerçeve kolonları için, kolon enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının verilen koşulları sağlaması gerekmektedir (DBYBHY-2007, Tablo 4.3):

Başlık: $\frac{b}{2t_f} = \frac{30}{2 \text{ x } 2.9} = 5.17 < 0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.3\sqrt{\frac{20593.965}{23.53596}} = 8.87$

$$\left|\frac{P}{F_y A_g}\right| = \left|\frac{1880.53}{23.536 \text{ x } 254}\right| = 0.314 < 0.10 \text{ için}$$

Gövde: $\frac{h\text{-}2t_f}{t_w} < 1.33\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(2.1\text{-}\left|\frac{P}{F_y A_g}\right|\right)$

$$\frac{55\text{-}2 \text{ x } 2.9}{1.5} = 32.8 < 1.33\sqrt{\frac{20593.965}{23.536}}\left(2.1\text{-}0.314\right) = 70.25$$

Yukarıda görüldüğü gibi enkesit koşulları sağlanmaktadır.

4.1.3.4 Basınç ve bileşik eğilme etkisindeki kolon tahkiki

Bileşik eğik eğilme etkisindeki bu kolonda, normal gerilme tahkiki aşağıdaki formül ile hesaplanacaktır (TS648, Madde 3.4).

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx}\sigma_{bx}}{\left(1-\frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ex}}\right)\sigma_{Bx}} + \frac{C_{my}\sigma_{by}}{\left(1-\frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ey}}\right)\sigma_{By}} \le 1 \qquad \textbf{(4.9)}$$

σ_{eb}: Yalnız basınç kuvveti altında hesaplanan gerilme,

$$\sigma_{eb} = \frac{P}{A_g} = \frac{1880.53}{254} = 7.4036 \text{ kN/cm}^2$$

σ_{bem}: Kolonun $\lambda_x = s_{kx}/r_x$ ve $\lambda_y = s_{ky}/r_y$ narinliklerinden büyük olanına bağlı olarak belirlenen basınç emniyet gerilmesi (TS 648, 1980, Çizelge 8)

λ_x: X doğrultusu narinlik modülü, λ_y: Y doğrultusu narinlik modülü

s_{kx}: K_x katsayısı ile hesaplanan burkulma boyu

s_{ky}: K_y katsayısı ile hesaplanan burkulma boyu

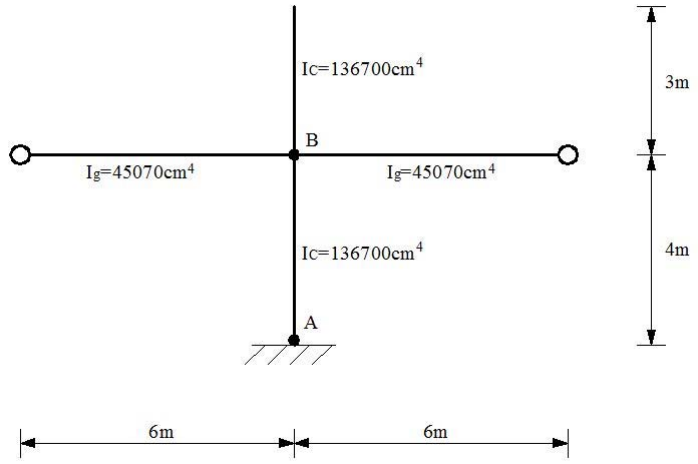
Kolonun kuvvetli asal eksen doğrultusunda yanal ötelenmenin önlenmemiş olduğu, zayıf eksen doğrultusunda ise, bu doğrultudaki diğer rijit kolonlar tarafından yanal ötelenmenin önlendiği varsayımı yapılmıştır. Şekil 4.12, kolonun X doğrultusu için hazırlanmıştır. Kolon temele rijit olarak bağlandığı için G_A = 1 alınır. Şekil 4.12'de görüldüğü gibi kirişin düğüm noktasından uzaktaki düğüm noktaları mafsallıdır. Kiriş rijitliklerinin yarısı alınmalıdır **(3.20)**.

$$G = \frac{\sum\left(\frac{E_c I_c}{L_c}\right)}{\sum\left(\frac{E_g I_g}{L_g}\right)} = \frac{\sum\left(\frac{I}{L}\right)_c}{\sum\left(\frac{I}{L}\right)_g} = \frac{\left(\frac{136700}{300}\right) + \left(\frac{136700}{400}\right)}{0.5\left(\frac{45070}{600} + \frac{45070}{600}\right)} = 10.62$$

Şekil 3.9'daki nomogram kullanılırak, K_x = 1.85 (SAP 2000'den okunan değer 1.8) ve s_{kx} = 1.85 x 400 = 740 cm bulunmuştur.

Bölüm 3.3.3.2'de belirtildiği gibi, eğer herhangi bir elemanın düğüm noktasında mafsal varsa G değeri 10 alınır. Böylece G_A = 1, G_B = 10 bulunur. Şekil 3.8'deki nomogram kullanılırak s_{ky} = 0.85 x 400 = 340 cm bulunmuştur.

$\lambda_x = s_{kx}/r_x = 31.9$ ve $\lambda_y = s_{ky}/r_y = 47.4 \rightarrow \lambda = 47.4$ alınmıştır ve buna karşılık gelen σ_{bem} = 11.47 kN/cm^2 okunmuştur (TS 648, Çizelge 8).



Şekil 4.12 : G Değeri hesabı için düğüm noktasına bağlı eleman değerleri.

σ_b: Yalnız eğilme momenti altında hesaplanan gerilme

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{294.69\text{x}100}{4970.91} = 5.928 \text{ kN/cm}^2, \quad \sigma_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{10.03\text{x}100}{872} = 1.15 \text{ kN/cm}^2$$

Yanal ötelenmesi önlenmemiş sistemlerde $C_{mx} = C_{my} = 0.85$ alınır.

$$\sigma'_{ex} = \frac{\pi^2 E}{2{,}5\lambda_x^{\,2}} \quad \frac{\pi^2 \text{x} 20593.965}{2.5 \text{ x } 31.9^2} = 79.895 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{\pi^2 E}{2{,}5\lambda_y^{\,2}} \quad \frac{\pi^2 \text{x} 20593.965}{2.5 \text{ x } 47.38^2} = 36.217 \text{ kN/cm}^2$$

σ_B: Yanal burkulma halinde basınç emniyet gerilmesi.

$$\sigma_B = \frac{8400 \text{ x } C_b}{s \text{ x } \frac{h}{F_b}} \le 0.6F_y \qquad \textbf{(4.10)}$$

F_b: Profilin başlık alanı, $F_b = 30 \text{ x } 2.9 = 87 \text{ cm}^2$

s: Kolon basınç başlığının yanal burkulmaya karşı mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklık, $s = L = 400$ cm

C_b : **(4.11)** ifadesi ile hesaplanan bir katsayıdır.

$$C_b = 1.75 + 1.05\left[\frac{M_1}{M_2}\right] + 0.3\left[\frac{M_1}{M_2}\right]^2 \le 2.3 \qquad \textbf{(4.11)}$$

M_1, M_2: Düğüm noktası uç momentlerin küçüğü ve büyüğüdür.

X doğrultusu için, $M_1 = 46.23$ kNm, $M_2 = 294.69$ kNm

$$C_{bx} = 1.75 + 1.05\left[\frac{46.23}{294.69}\right] + 0.3\left[\frac{46.23}{294.69}\right]^2 = 1.92$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{8400 \text{ x } 1.92}{400 \text{ x } \frac{55}{87}} = 63.8 \text{ kN/cm}^2 \le 0.6F_y = 0.6 \text{ x } 23.536 = 14.12 \text{ kN/cm}^2$$

$\sigma_{Bx} = 14.12$ kN/cm^2 alınır. Kolonun zayıf asal ekseni doğrultusundaki eğilmesinde yanal burkulma sözkonusu olmadığından, eğilmedeki emniyet gerilmesi aynen kullanılacaktır. Deprem yüklü kombinasyonlarda emniyet gerilmesi değeri 1.33 ile artırılabilir (DBYBHY-2007, Bölüm 4.2.3.5):

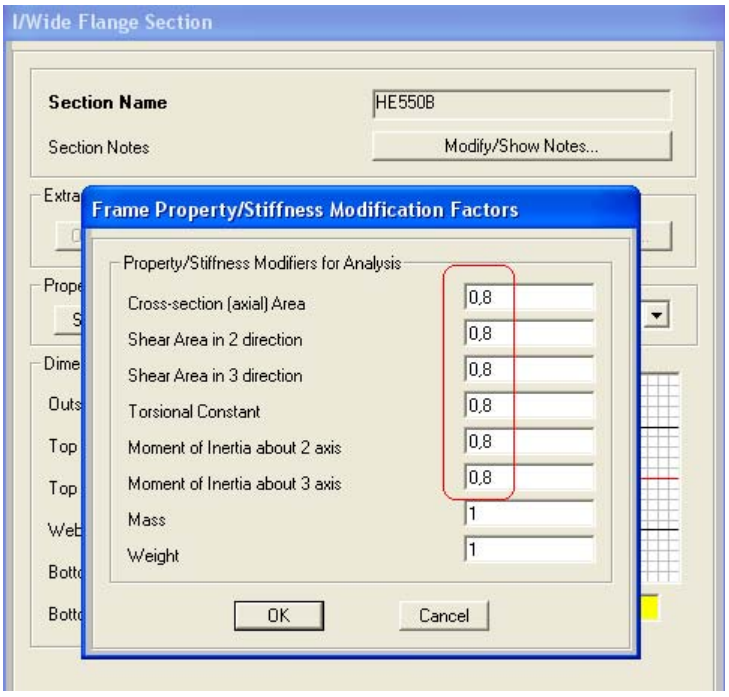
$$\frac{7.4036}{11.47} + \frac{(0.85\text{x}5.928)}{\left(1 - \frac{7.4036}{79.895}\right)14.12} + \frac{(0.85\text{x}1.15)}{\left(1 - \frac{7.4036}{36.297}\right)14.12} = 0.65 + 0.39 + 0.09 = 1.13 < 1.33$$

Kapasite oranı → 1.13/1.33 = 0.85 → Kesit yeterlidir.

4.2 Çelik Binanın Doğrudan Analiz Yöntemine Göre Tasarımı

4.1 Bölümünde AISC-ASD89 Standardına göre analizi ve tasarımı yapılan SAP 2000 modeli, AISC 360-10 Standardına uygun bir şekilde Doğrudan Analiz Yöntemi ile tasarımı yapılmak üzere kullanılmıştır. Malzeme ve kullanılan eleman enkesit profilleri aynıdır. Aynı düşey yükler kullanılmıştır.

3.2.1.3 Bölümünde belirtildiği gibi yapı stabilitesine katkı sağlayan tüm rijitlikler 0.8 katsayısı ile çarpılır. Azaltılmış rijitlikler sadece dayanım ve stabilite limit durumları kontrolleri için analizlerde kullanılır. Ötelenme, dönme, titreşim ve yapı periyodu gibi kriterlerin belirlenmesi esnasında rijitliklerde azaltma yapılmaz (Bölüm 3.2.1.3(1)). Bundan dolayı 4.1 Bölümünde yapılan deprem yükleri hesabında bir değişiklik olmayacaktır. Rijitlikleri 0.8 katsayısı ile azaltmanın yeterli olup olmadığı daha sonradan 4.2.2.5 Bölümünde incelenmiştir. Şekil 4.13'te görülen HE550 B kolon profili enkesitine yapılan rijitlik düzenlemesi diğer elemanlara da uygulanmıştır.



Şekil 4.13 : HE550 B rijitlik düzenlemesi.

Yapı analizinde başlangıç kusurlarının etkisini hesaba katmak için 3.2.1.2 Bölümüne uygun bir şekilde fiktif yük uygulaması gerçekleştirilir. SAP 2000 içersinde düşey yüklerin %2'si olarak gelen yükleme, hem X hem de Y doğrultusunda NOTIONAL olarak adlandırılmıştır.

Düşey yükler ve deprem yüklemesine göre analiz gerçekleştirilmiştir. ASCE 7-10 Standardı LRFD ve ASD yük kombinasyonlarına göre kolon tasarımı yapılmıştır.

4.2.1 Yük kombinasyonları

Çizelge 4.11 : LRFD yük kombinasyonları.

ADI	*D*	*L*	*EX*	*EXP*	*EXN*	*EY*	*EYP*	*EYN*
COMB1	1,2	1,6						
COMB2	1,2	0,5		1		0,3		
COMB3	1,2	0,5		-1		0,3		
COMB4	1,2	0,5		1		-0,3		
COMB5	1,2	0,5		-1		-0,3		
COMB6	1,2	0,5			1	0,3		
COMB7	1,2	0,5			-1	0,3		
COMB8	1,2	0,5			1	-0,3		
COMB9	1,2	0,5			-1	-0,3		
COMB10	1,2	0,5	0,3				1	
COMB11	1,2	0,5	0,3				-1	
COMB12	1,2	0,5	-0,3				1	
COMB13	1,2	0,5	-0,3				-1	
COMB14	1,2	0,5	0,3					1
COMB15	1,2	0,5	0,3					-1
COMB16	1,2	0,5	-0,3					1
COMB17	1,2	0,5	-0,3					-1
COMB18	0,9			1		0,3		
COMB19	0,9			-1		0,3		
COMB20	0,9			1		-0,3		
COMB21	0,9			-1		-0,3		
COMB22	0,9				1	0,3		
COMB23	0,9				-1	0,3		
COMB24	0,9				1	-0,3		
COMB25	0,9				-1	-0,3		
COMB26	0,9		0,3				1	
COMB27	0,9		0,3				-1	
COMB28	0,9		-0,3				1	
COMB29	0,9		-0,3				-1	
COMB30	0,9		0,3					1
COMB31	0,9		0,3					-1
COMB32	0,9		-0,3					1
COMB33	0,9		-0,3					-1
COMB34	1,4							

ASCE 7-10 Standardına uygun LRFD yük kombinasyonları Çizelge 4.11'de gösterilmiştir.

Çizelge 4.12 : ASD yük kombinasyonları.

ADI	*D*	*L*	*EX*	*EXP*	*EXN*	*EY*	*EYP*	*EYN*
COMB1	1	1						
COMB2	1	0,75		0,525		0,1575		
COMB3	1	0,75		-0,525		0,1575		
COMB4	1	0,75		0,525		-0,1575		
COMB5	1	0,75		-0,525		-0,1575		
COMB6	1	0,75			0,525	0,1575		
COMB7	1	0,75			-0,525	0,1575		
COMB8	1	0,75			0,525	-0,1575		
COMB9	1	0,75			-0,525	-0,1575		
COMB10	1	0,75	0,1575				0,525	
COMB11	1	0,75	0,1575				-0,525	
COMB12	1	0,75	-0,1575				0,525	
COMB13	1	0,75	-0,1575				-0,525	
COMB14	1	0,75	0,1575					0,525
COMB15	1	0,75	0,1575					-0,525
COMB16	1	0,75	-0,1575					0,525
COMB17	1	0,75	-0,1575					-0,525
COMB18	1			0,7		0,21		
COMB19	1			-0,7		0,21		
COMB20	1			0,7		-0,21		
COMB21	1			-0,7		-0,21		
COMB22	1				0,7	0,21		
COMB23	1				-0,7	0,21		
COMB24	1				0,7	-0,21		
COMB25	1				-0,7	-0,21		
COMB26	1		0,21				0,7	
COMB27	1		0,21				-0,7	
COMB28	1		-0,21				0,7	
COMB29	1		-0,21				-0,7	
COMB30	1		0,21					0,7
COMB31	1		0,21					-0,7
COMB32	1		-0,21					0,7
COMB33	1		-0,21					-0,7
COMB34	1							

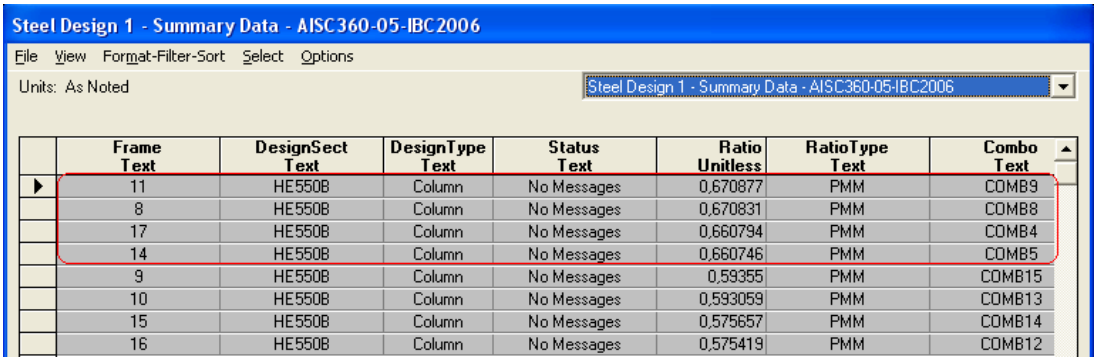
ASCE 7-10 Standardına uygun ASD yük kombinasyonları Çizelge 4.11'de gösterilmiştir.

Yapı sisteminin düşey yükler ile yatay deprem kuvvetleri altında analizi ile elde edilen iç kuvvetler, Çizelge 4.11 ve Çizelge 4.12'de olduğu gibi birleştirilecektir (ASCE 7-10, Bölüm 2.3 ve 2.4).

Rüzgar yüklemesi yapılmadığı için yük kombinasyonlarına dahil edilmemiştir. Deprem yüklemelerinde diğer doğrultunun %30'luk katkısı da ilave edilmiştir. 4.1 Bölümünde elverişsiz tesirlerin deprem yüklemesinden geldiği bilindiği için, yük birleşimlerinde fiktif yük gösterilmemiştir. Fiktif yükün sadece düşey yüklü yük kombinasyonlarında etkitilmesinin yeterli olup olmadığı daha sonradan Bölüm 4.2.2.5 Bölümünde incelenmiştir. ASCE 7-10 Standardında belirtilen $D + 0.7E$ ve $0.6D + 0.7E$ yük kombinasyonlarının her ikisi de SAP 2000'de girilmiş, ancak Şekil 4.12'de $D + 0.7E$ yük kombinasyonları gösterilmiştir.

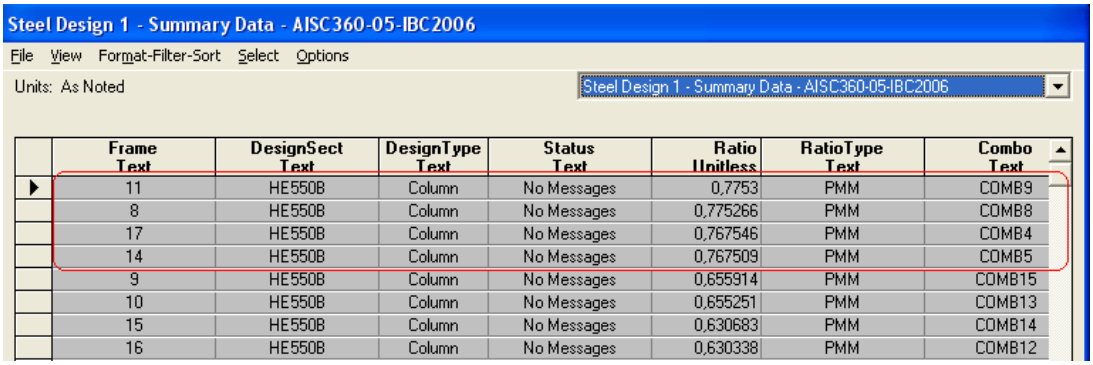
4.2.2 Kolonların tasarımı

SAP 2000'de AISC 360-05 (LRFD) Doğrudan Analiz Yöntemine göre yapılmış olan kolon tasarımı Şekil 4.14'te, AISC360-05 (ASD) Doğrudan Analiz Yöntemine göre de Şekil 4.15'te gösterilmiştir:



Frame Text	DesignSect Text	DesignType Text	Status Text	Ratio Unitless	RatioType Text	Combo Text
11	HE550B	Column	No Messages	0,670877	PMM	COMB9
8	HE550B	Column	No Messages	0,670831	PMM	COMB8
17	HE550B	Column	No Messages	0,660794	PMM	COMB4
14	HE550B	Column	No Messages	0,660746	PMM	COMB5
9	HE550B	Column	No Messages	0,59355	PMM	COMB15
10	HE550B	Column	No Messages	0,593059	PMM	COMB13
15	HE550B	Column	No Messages	0,575657	PMM	COMB14
16	HE550B	Column	No Messages	0,575419	PMM	COMB12

Şekil 4.14 : SAP 2000 AISC 360-05 (LRFD) çelik tasarımı.



Frame Text	DesignSect Text	DesignType Text	Status Text	Ratio Unitless	RatioType Text	Combo Text
11	HE550B	Column	No Messages	0,7753	PMM	COMB9
8	HE550B	Column	No Messages	0,775266	PMM	COMB8
17	HE550B	Column	No Messages	0,767546	PMM	COMB4
14	HE550B	Column	No Messages	0,767509	PMM	COMB5
9	HE550B	Column	No Messages	0,655914	PMM	COMB15
10	HE550B	Column	No Messages	0,655251	PMM	COMB13
15	HE550B	Column	No Messages	0,630683	PMM	COMB14
16	HE550B	Column	No Messages	0,630338	PMM	COMB12

Şekil 4.15 : SAP 2000 AISC 360-05 (ASD) çelik tasarımı.

Şekil 4.14 ve Şekil 4.15'te görüldüğü gibi en çok zorlanan kolonlar 4.1 Bölümünde bulunan elemanlar ile benzerlik gösterir. Karşılaştırma yapabilmek için 1. kat 2/B aksı kolon tasarımı yapılacaktır. Şekil 4.14'de görüldüğü gibi LRFD için elverişsiz tesirler COMB8 ($1.2D + 0.5L + E_{XN} - 0.3E_Y$), Şekil 4.15'te görüldüğü gibi ASD için elverişsiz tesirler COMB8 ($1.0D + 0.75L + 0{,}525\ E_{XN} - 0{,}1575E_Y$) yük kombinasyonlarından gelmektedir.

4.2.2.1 HE550 B kesit özellikleri

Bu özellikler 4.1.3.1 Bölümü'nde verilmiştir. Ancak Doğrudan Analiz Yöntemine göre etkili uzunluk katsayıları her iki doğrultu için: $K_x = K_y = 1$ alınır.

4.2.2.2 SAP 2000'de yapılan analiz sonucu bulunan birinci mertebe iç kuvvetler

Birinci kat 2/B aksı kolonu eksenel kuvvet ve her iki doğrultudaki moment değerleri ile LRFD için COMB8 yük kombinasyonuna göre toplam iç kuvvet değerleri aşağıdaki çizelgelerde bulunmaktadır.

Çizelge 4.21'deki M_1 ve M_2 momentleri, kolonun üst ucundaki ve alt ucundaki moment değerlerini ifade etmektedir.

Kolon alt ucunda bulunan iç kuvvetler (LRFD) Çizelge 4.13'te gösterilmiştir:

Çizelge 4.13 : LRFD için kolon alt ucundaki iç kuvvetler.

İç Kuvvet	***D***	***L***	E_{XN}	E_Y	**COMB8**
P (kN)	-1358,83	-521,48	-0,01	0,73	-1891,56
M_x (kNm)	-0,17	-0,16	295,06	0,12	294,73
M_y (kNm)	-0,09	-0,04	-1,33	28,57	-10,03

Kolon üst ucunda bulunan moment değerleri (LRFD) Çizelge 4.14'te gösterilmiştir:

Çizelge 4.14 : LRFD için kolon üst ucundaki moment değerleri.

İç Kuvvet	***D***	***L***	E_{XN}	E_Y	**COMB8**
M_x (kNm)	0,45	0,41	-47,14	-0,18	-46,35
M_y (kNm)	-0,06	-0,03	0,01	1,27	-0,46

Birinci kat 2/B aksı kolonu eksenel kuvvet ve her iki doğrultudaki moment değerleri ile ASD için COMB8 yük kombinasyonuna göre toplam iç kuvvet değerleri aşağıdaki çizelgelerde bulunmaktadır.

Kolon alt ucunda bulunan iç kuvvetler (ASD) Çizelge 4.15'te gösterilmiştir:

Çizelge 4.15 : ASD için kolon alt ucundaki iç kuvvetler.

İç Kuvvet	***D***	***L***	E_{XN}	E_Y	**COMB8**
P (kN)	-1358,83	-521,48	-0,01	0,73	-1750,06
M_x (kNm)	-0,17	-0,16	295,06	0,12	154,59
M_y (kNm)	-0,09	-0,04	-1,33	28,57	-5,32

Kolon üst ucunda bulunan moment değerleri (ASD) Çizelge 4.16'da gösterilmiştir.

Çizelge 4.16 : ASD için kolon üst ucundaki moment değerleri.

İç Kuvvet	***D***	***L***	E_{XN}	E_Y	**COMB8**
M_x (kNm)	0,45	0,41	-47,14	-0,18	-23,97
M_y (kNm)	-0,06	-0,03	0,01	1,27	-0,28

4.2.2.3 Nominal basınç dayanımı P_n değerinin hesaplanması

Nominal basınç dayanımı P_n'yi belirlemeden önce HE550 B kesidinin narin olup olmadığını incelemek gerekir **(B 1.4 ve B 1.5)**:

$$\frac{E}{F_y} = \frac{20593.965}{23.53596} = 875 \text{ ve } \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \sqrt{875} = 29.58$$

Durum 1 (Başlık için) : $\frac{b}{2t_f} = \frac{30}{2\text{x}2.9} = 5.17 < \lambda_r = 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 16.57$

Durum 5 (Gövde için) : $\frac{d}{t_w} = \frac{43.8}{1.5} = 29.20 < \lambda_r = 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 44.07$

Eksenel yük altında HE550 B kesidi, hem başlık hem de gövde için narin bir eleman değildir. Buna göre nominal basınç dayanımı P_n değeri hesaplanmıştır **(B 1.6, B 1.7 ve B 1.8)**:

$$\frac{K_x L}{r_x} = \frac{1 \text{ x } 400}{23.2} = 17.24 < \frac{K_y L}{r_y} = \frac{1 \text{ x } 400}{7.18} = 55.74 \rightarrow \text{ y doğrultusu belirleyicidir.}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (20593.965)}{55.74^2} = 65.42 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{KL}{r} = 55.74 < 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\text{x}29.58 = 139.32 \text{ olduğu için } F_{cr} \text{ değeri:}$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y = \left[0.658^{\frac{23.536}{65.42}}\right] 23.536 = 20.246 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rightarrow P_n = F_{cr} A_g = 20.246 \text{ x } 254 = 5142.4 \text{ kN}$$

4.2.2.4 Nominal eğilme dayanımı M_n değerlerinin hesaplanması

Kuvvetli asal eksen doğrultusu nominal eğilme dayanımı M_n'yi belirlemeden önce, HE550 B kesidinin narinliğini incelemek gerekir **(B 1.9 ve B 1.10)**:

Durum 10 (Başlık için) : $\frac{b}{2t_f} = \frac{30}{2\text{x}2.9} = 5.17 < \lambda_r = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11.24$

Durum 15 (Gövde için) : $\frac{d}{t_w} = \frac{43.8}{1.5} = 29.20 < \lambda_r = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 111.22$

Eğilme momenti altında HE550 B kesidi, hem başlık hem de gövde için kompakt bir elemandır. Buna göre nominal eğilme dayanımı M_n bulunmuştur **(B 1.11, B 1.12 ve B 1.13)**:

Akma (plastik moment) limit durumu

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 23.53596 \text{ x } 5591 = 131589.55 \text{ kNcm} = 1315.9 \text{ kNm}$$

Yanal burulmalı burkulma limit durumu

Kuvvetli asal eksen nominal eğilme dayanımı M_{nx} şu şekilde hesaplanmıştır(AISC 360-10, Bölüm F2):

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76\text{x}7.176\text{x}29.58 = 373.60 \text{ cm}$$

$$r_{ts} = \frac{b}{\sqrt{12\left(1+\frac{1}{6}\frac{dt_w}{bt_f}\right)}} = \frac{30}{\sqrt{12\left(1+\frac{43.8\text{x}1.5}{6\text{x}30\text{x}2.9}\right)}} = 8.16 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y}\sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0}+\sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2+6.76\left(0.7\frac{F_y}{E}\right)^2}}$$

$$=1.95\text{x}8.16\text{x}\frac{875}{0.7}\sqrt{\frac{610\text{x}1}{4970.91\text{x}52.1}+\sqrt{\left(\frac{610\text{x}1}{4970.91\text{x}52.1}\right)^2+6.76\left(\frac{0.7}{875}\right)^2}}$$

$$=1475.10\,\text{cm}$$

$L_p = 373.60\text{cm} < L_b = 400.00\text{cm} < L_r = 1475.10$ cm olduğu için ($C_b = 1$ alınırsa);

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

$$= 131589.55\text{-}\left(131589.55\text{-}0.7\text{x}23.536\text{x}4970.91\right)\frac{400-373.60}{1475.10-373.60}$$

$$= 130398.44 \text{ kNcm} = 1303.98 \text{ kNm}$$

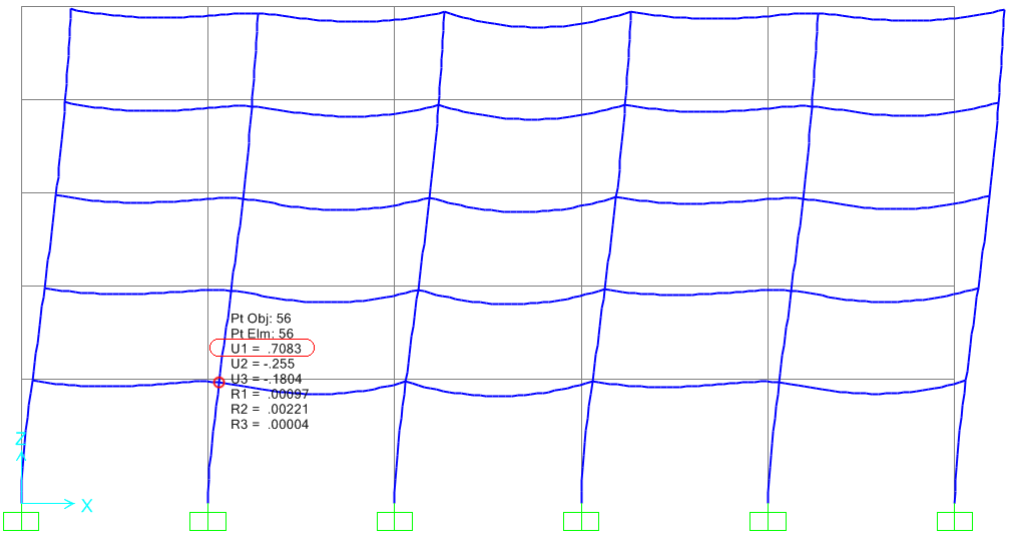
Bulunan M_n değerlerinden küçük olan seçilir → $M_{nx} = 1303.98$ kNm

Zayıf asal eksen nominal eğilme dayanımı M_{ny} şu şekilde hesaplanmıştır (AISC 360-10, Bölüm F6):

$$M_{ny} = M_p = F_y Z_y = \ 23.53596 \text{ x } 1341 = 31561.72 \text{ kNcm} = 315.62 \text{ kNm}$$

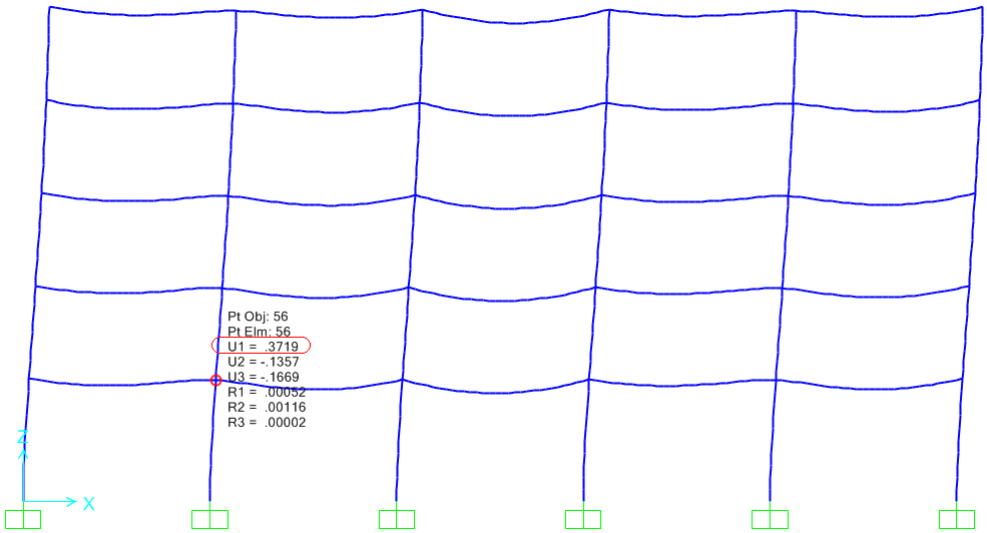
4.2.2.5 İkinci mertebe kuvvet ve moment değerlerinin hesaplanması

Kuvvetli asal eksen ikinci mertebe kuvvet ve moment değerlerinin hesaplanması için kat ötelenme değerine ihtiyaç vardır. Bunun yanı sıra 1. kat kolonlarına ve moment aktaran birleşimli kolonlara gelen toplam eksenel kuvvet değerleri hesaplanmalıdır.



Şekil 4.16 : SAP 2000 LRFD (COMB8) X Doğrultusu yanal ötelenme.

Şekil 4.16'da görüldüğü gibi LRFD (COMB 8) kombinasyonunda Δ_{1st} = 0.7083 cm.
Şekil 4.17'de görüldüğü gibi ASD (COMB 8) kombinasyonunda Δ_{1st} = 0.3719 cm.

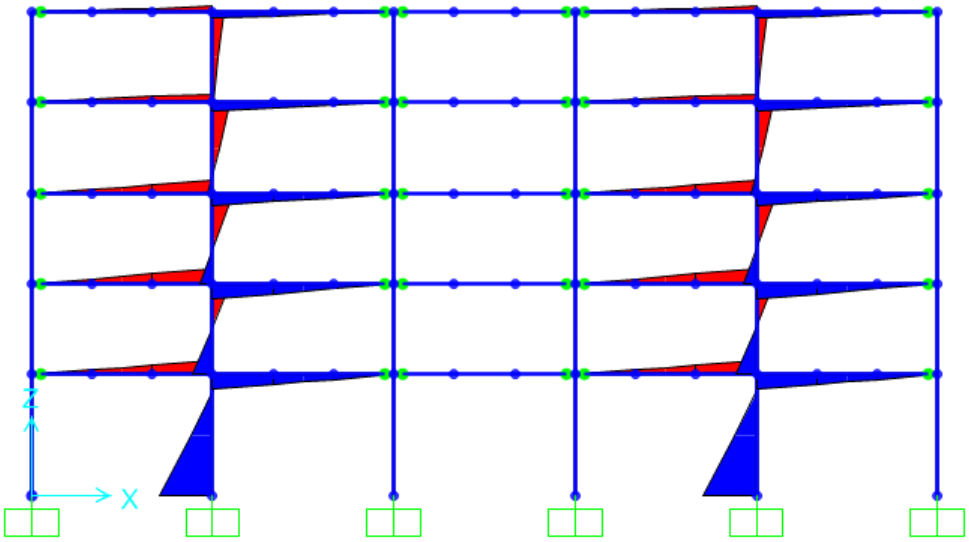


Şekil 4.17 : SAP 2000 ASD (COMB8) X Doğrultusu yanal ötelenme.

2/B aksı kolonu kuvvetli asal eksen doğrultusu X ekseni doğrultusundadır. Bu doğrultudaki deprem kuvveti için 2/B aksı kolonu ile kuvvetli ekseni aynı doğrultuda olan kolonlar moment aktaran birleşimli çerçeve kolonu, diğer doğrultuda kuvvetli ekseni olan kolonlar pandül kolon gibi düşünülmüştür.

Şekil 4.18'te X doğrultusu deprem yüklemesi altında, B aksı moment grafiği görülmektedir.

Şekil 4.18 : SAP 2000 LRFD (COMB8) E_x yüklemesi moment grafiği.



SAP 2000 ile yapılan analiz sonuçları ve deprem etkisi altında ortaya çıkan moment grafikleri incelendiğinde, kolonların zayıf asal eksenleri doğrultusu kiriş birleşimleri mafsallı olarak modellendiğinden, her bir deprem doğrultusu için moment taşıyıcı kolonların hangisi olduğu daha net anlaşılmaktadır. Her ne kadar bütün kolonlar temele rijit bağlanmış olsa da zayıf eksenleri doğrultusunda düşük derecede moment değerlerine sahip oldukları için pandül kolon gibi çalıştıkları görülmektedir.

Çizelge 4.17'de görüldüğü gibi LRFD (COMB8) yük kombinasyonunda 1. kat kolonlarına gelen toplam eksenel kuvvet:

$$P_{story} = 25640.882 \text{ kN}$$

Çizelge 4.17 : LRFD (COMB8) 1. Kat kolonları toplam eksenel kuvvet.

Frame	**Station**	**OutputCase**	***P***
Text	m	Text	KN
1	0	COMB8	-454,679
2	0	COMB8	-870,894
3	0	COMB8	-865,12
4	0	COMB8	-861,392
5	0	COMB8	-1133,034
6	0	COMB8	-541,987
7	0	COMB8	-743,631
8	0	COMB8	-1891,559
9	0	COMB8	-1527,158
10	0	COMB8	-1418,845
11	0	COMB8	-1891,527
12	0	COMB8	-848,177
13	0	COMB8	-749,598
14	0	COMB8	-1890,443
15	0	COMB8	-1390,675
16	0	COMB8	-1292,578
17	0	COMB8	-1890,45
18	0	COMB8	-848,494
19	0	COMB8	-367,123
20	0	COMB8	-885,023
21	0	COMB8	-843,725
22	0	COMB8	-841,962
23	0	COMB8	-1116,368
24	0	COMB8	-476,44
∑			-25640,882

Çizelge 4.18'de görüldüğü gibi ASD (COMB8) yük kombinasyonunda 1.kat kolonlarına gelen toplam eksenel kuvvet:

$$P_{story} = 23495.398 \text{ kN}$$

Çizelge 4.18 : ASD (COMB8) 1. Kat kolonları toplam eksenel kuvvet.

Frame	**Station**	**OutputCase**	***P***
Text	m	Text	KN
1	0	COMB8	-410,049
2	0	COMB8	-845,065
3	0	COMB8	-783,935
4	0	COMB8	-781,981
5	0	COMB8	-982,689
6	0	COMB8	-455,886
7	0	COMB8	-693,478
8	0	COMB8	-1750,057
9	0	COMB8	-1378,78
10	0	COMB8	-1321,197
11	0	COMB8	-1750,034
12	0	COMB8	-748,365
13	0	COMB8	-696,673
14	0	COMB8	-1749,194
15	0	COMB8	-1274,495
16	0	COMB8	-1222,608
17	0	COMB8	-1749,195
18	0	COMB8	-748,594
19	0	COMB8	-362,994
20	0	COMB8	-852,455
21	0	COMB8	-772,149
22	0	COMB8	-771,227
23	0	COMB8	-973,913
24	0	COMB8	-420,385
∑			-23495,398

Çizelge 4.19'da görüldüğü gibi LRFD (COMB8) yük kombinasyonunda 1.kat moment aktaran kolonlara gelen toplam eksenel kuvvet:

$$P_{mf} = 14981.97 \text{ kN}$$

Çizelge 4.20'de görüldüğü gibi ASD (COMB8) yük birleşiminde 1.kat moment aktaran kolonlara gelen toplam eksenel kuvvet:

$$P_{mf} = 13761.89 \text{ kN}$$

Çizelge 4.19 : LRFD (COMB8) 1. Kat moment aktaran kolonlar ∑P.

Frame	**Station**	**OutputCase**	***P***
Text	m	Text	KN
2	0	COMB8	-870,894
3	0	COMB8	-865,12
4	0	COMB8	-861,392
5	0	COMB8	-1133,034
8	0	COMB8	-1891,559
11	0	COMB8	-1891,527
14	0	COMB8	-1890,443
17	0	COMB8	-1890,45
20	0	COMB8	-885,023
21	0	COMB8	-843,725
22	0	COMB8	-841,962
23	0	COMB8	-1116,368
∑			-14981,497

Çizelge 4.20 : ASD (COMB8) 1. Kat moment aktaran kolonlar ∑P.

Frame	**Station**	**OutputCase**	***P***
Text	m	Text	KN
2	0	COMB8	-845,065
3	0	COMB8	-783,935
4	0	COMB8	-781,981
5	0	COMB8	-982,689
8	0	COMB8	-1750,057
11	0	COMB8	-1750,034
14	0	COMB8	-1749,194
17	0	COMB8	-1749,195
20	0	COMB8	-852,455
21	0	COMB8	-772,149
22	0	COMB8	-771,227
23	0	COMB8	-973,913
∑			-13761,894

Çizelge 4.21'de LRFD ve ASD yük kombinasyonlarında ikinci mertebe değerlerinin hesabı ile ilgili açıklamalar bulunmaktadır. Öncelikle B_1 ve B_2 katsayıları hesabı yapılmıştır. Bulunan B_1 ve B_2 katsayılarına göre ikinci mertebe iç kuvvet ve moment değerleri hesaplanmıştır. Bunun yanı sıra rijitlik düzenlemesi için kullanılan 0.8 katsayısının yeterli olup olmadığı incelenmiştir.

Çizelge 4.21 : LRFD ve ASD için 2. mertebe değerlerinin hesaplanması.

LRFD	**ASD**
$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$ **(3.1)**	$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$ **(3.1)**
$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$ **(3.2)**	$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$ **(3.2)**
B_1 Katsayısı	**B_1 Katsayısı**
P_r değeri için birinci mertebe değerinin kullanılmasına izin verilir. Çizelge 4.13'teki P (COMB8) değeri kullanılabilir.	P_r değeri için birinci mertebe değerinin kullanılmasına izin verilir. Çizelge 4.15'teki P (COMB8) değerini kullanılabilir.
$P_r = P_{nt} + P_{lt} = 1891.56$ kN	$P_r = P_{nt} + P_{lt} = 1750.06$ kN
$I_x = 136700$ cm^4 (Bölüm 4.1.3.1)	$I_x = 136700$ cm^4 (Bölüm 4.1.3.1)
İlk etapta $\tau_b = 1$ kabul edilir.	İlk etapta $\tau_b = 1$ kabul edilir.
$P_{e1} = \dfrac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2}$ **(3.5)**	$P_{e1} = \dfrac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2}$ **(3.5)**
$= \dfrac{\pi^2 (0.8\text{x}20593.965\text{x}136700)}{(1\text{x}400)^2}$	$= \dfrac{\pi^2 (0.8\text{x}20593.965\text{x}136700)}{(1\text{x}400)^2}$
$= 138924.31$ kN	$= 138924.31$ kN
$C_m = 0.6 - 0.4\dfrac{M_1}{M_2}$ **(3.4)**	$C_m = 0.6 - 0.4\dfrac{M_1}{M_2}$ **(3.4)**
$= 0.6 - 0.4\left(\dfrac{46.35}{294.73}\right) = 0.537$	$= 0.6 - 0.4\left(\dfrac{23.97}{154.59}\right) = 0.538$
$\alpha = 1.0$	$\alpha = 1.6$
$B_1 = \dfrac{C_m}{1 - \alpha\dfrac{P_r}{P_{el}}}$ **(3.3)**	$B_1 = \dfrac{C_m}{1 - \alpha\dfrac{P_r}{P_{el}}}$ **(3.3)**
$= \dfrac{0.537}{1 - \dfrac{1\text{x}1891.56}{138924.31}} \geq 1$	$= \dfrac{0.538}{1 - \dfrac{1.6\text{x}1750.06}{138924.31}} \geq 1$
$= 0.545 \geq 1 \rightarrow B_1 = 1$ alınır.	$= 0.549 \geq 1 \rightarrow B_1 = 1$ alınır.

B_2 Katsayısı

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}} \geq 1 \qquad \textbf{(3.8)}$$

$\alpha = 1.0$

$P_{story} = 25640.882$ kN

$$P_{e,story} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \qquad \textbf{(3.9)}$$

R_M değeri şu şekilde bulunur:

$P_{mf} = 14981.497$ kN

$$R_M = 1-0.15\left(\frac{P_{mf}}{P_{story}}\right) = 1-0.15\left(\frac{14981.497}{25640.882}\right) = 0.912358 \qquad \textbf{(3.10)}$$

$H = (1)F_{ix} = 1\text{x}1178.579$

$H = 1178.579$ kN

$\Delta_H = \Delta_{1st} = 0.7083$ cm

$$P_{e,story} = 0.912\text{x}\frac{1178.579\text{x}400}{0.7083} = 607248.7 \text{ kN}$$

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{\alpha P_{story}}{P_{e,story}}} \geq 1 \qquad \textbf{(3.8)}$$

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{1\text{x}25640.88}{607248.7}} \geq 1$$

$= 1.044 \geq 1 \rightarrow B_2 = 1.044$ alınır.

$B_2 < 1.7$ olduğuna göre fiktif yüklerin yatay yüklü kombinasyonlara eklenmesine gerek yoktur.

B_2 Katsayısı

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}} \geq 1 \qquad \textbf{(3.8)}$$

$\alpha = 1.6$

$P_{story} = 23495.398$ kN

$$P_{e,story} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \qquad \textbf{(3.9)}$$

R_M değeri şu şekilde bulunur:

$P_{mf} = 13761.894$ kN

$$R_M = 1-0.15\left(\frac{P_{mf}}{P_{story}}\right) = 1-0.15\left(\frac{13761.894}{23495.398}\right) = 0.912141 \qquad \textbf{(3.10)}$$

$H = (0.525)F_{ix} = 0.525\text{x}1178.579$

$H = 618.754$ kN

$\Delta_H = \Delta_{1st} = 0.3719$ cm

$$P_{e,story} = 0.912\text{x}\frac{618.754\text{x}400}{0.3719} = 607035 \text{ kN}$$

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{\alpha P_{story}}{P_{e,story}}} \geq 1 \qquad \textbf{(3.8)}$$

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{1.6\text{x}23495.398}{607035}} \geq 1$$

$= 1.066 \geq 1 \rightarrow B_2 = 1.066$ alınır.

$B_2 < 1.7$ olduğuna göre fiktif yüklerin yatay yüklü kombinasyonlara eklenmesine gerek yoktur.

İkinci Meretebe Kuvvetler	**İkinci Meretebe Kuvvetler**
Çizelge 4.13'teki M_x (COMB 8) değerleri:	Çizelge 4.15'teki M_x (COMB 8) değerleri:
$M_{nt} = 0$, $M_{lt} = 294.73$ kNm	$M_{nt} = 0$, $M_{lt} = 154.59$ kNm
(3.1) ifadesi kullanılırsa:	**(3.1)** ifadesi kullanılırsa:
$M_r = 1.0x0.0 + 1.044x294.73$ $= 307.7$ kNm	$M_r = 1.0x0.0 + 1.066x154.59$ $= 164.8$ kNm
Çizelge 4.13'teki P (COMB 8) değerleri:	Çizelge 4.15'teki P (COMB 8) değerleri:
$P_{lt} = 0$, $P_{nt} = 1891.86$ kN	$P_{lt} = 0$, $P_{nt} = 1750.06$ kN
$P_r = 1891.86 + 1.044x0.0$ $= 1891.86$ kN	$P_r = 1750.06 + 1.066x0.0$ $= 1750.06$ kN
Rijitlik Düzenlemesi Kontrolü	**Rijitlik Düzenlemesi Kontrolü**
Yapı rijitliğine katkı sağlayan tüm elemanların rijitlikleri 0.8 ile çarpılmıştı. Bunun yeterli olup olmadığının kontrol edilmesi gerekir.	Yapı rijitliğine katkı sağlayan tüm elemanların rijitlikleri 0.8 ile çarpılmıştı. Bunun yeterli olup olmadığının kontrol edilmesi gerekir.
$\alpha = 1.0$	$\alpha = 1.6$
$P_r = 1891.86$ kN	$P_r = 1750.06$ kN
$P_y = A_g x F_y = 254x23.53596$ $= 5978.13$kN	$P_y = A_g x F_y = 254x23.53596$ $= 5978.13$kN
$\frac{\alpha P_r}{P_y} = \frac{1x1891.86}{5978.13} = 0.32 < 0.5$	$\frac{\alpha P_r}{P_y} = \frac{1.6x1750.06}{5978.13} = 0.47 < 0.5$
$\rightarrow \tau_b = 1$ alınabilir.	$\rightarrow \tau_b = 1$ alınabilir.
Rijitlik azaltması yeterli olduğundan dolayı, ikinci mertebe kuvvet ve moment değerlerine göre 2/B aksı kolon tahkiki yapılabilir.	Rijitlik azaltması yeterli olduğundan dolayı, ikinci mertebe kuvvet ve moment değerlerine göre 2/B aksı kolon tahkiki yapılabilir.

4.2.2.6 İkinci mertebe değerlerine göre kolon tahkiki

LRFD ve ASD için ikinci mertebe kuvvet ve moment değerlerine göre 2/B aksı kolonu tahkiki Çizelge 4.22'de bulunmaktadır.

Çizelge 4.22 : LRFD ve ASD için 2. mertebe değerlerine göre kolon tahkiki

LRFD	**ASD**
$p = \frac{1}{\varphi_c P_n}$ $= \frac{1}{0.9\text{x}5142.4} = 0.000216\,(\text{kN})^{-1}$	$p = \frac{\Omega_c}{P_n}$ $= \frac{1.67}{5142.4} = 0.000325\,(\text{kN})^{-1}$
$b_x = \frac{8}{9}\frac{1}{\varphi_b M_{nx}}$ $= \frac{8}{9\text{x}0.9\text{x}1303.98} = 0.00076\,(\text{kNm})^{-1}$	$b_x = \frac{8}{9}\frac{\Omega_b}{M_{nx}}$ $= \frac{8\text{x}1.67}{9\text{x}1303.98} = 0.00114\,(\text{kNm})^{-1}$
$b_y = \frac{8}{9}\frac{1}{\varphi_b M_{ny}}$ $= \frac{8}{9\text{x}0.9\text{x}315.62} = 0.00313\,(\text{kNm})^{-1}$	$b_y = \frac{8}{9}\frac{\Omega_b}{M_{ny}}$ $= \frac{8\text{x}1.67}{9\text{x}315.62} = 0.0047\,(\text{kNm})^{-1}$
$\frac{P_u}{\varphi_c P_n} = pP_u = 0.000216\text{x}1891.86$ $= 0.408 > 0.2$ olduğu için	$\frac{\Omega_c P_a}{P_n} = pP_a = 0.000325\text{x}1750.06$ $= 0.568 > 0.2$ olduğu için
Denklem **(1.11a)** uygulanır. $pP_u + b_x M_{ux} + b_y M_{uy} \le 1.0$ $= 0.408 + 0.00076\text{x}307.7 + 0.00313\text{x}10.03$ $= 0.408 + 0.233 + 0.031$ $= 0.67 < 1.00 \rightarrow$ Kesit yeterlidir.	Denklem **(1.11a)** uygulanır. $pP_a + b_x M_{ax} + b_y M_{ay} \le 1.0$ $= 0.568 + 0.00114\text{x}164.8 + 0.0047\text{x}5.32$ $= 0.568 + 0.188 + 0.025$ $= 0.78 < 1.00 \rightarrow$ Kesit yeterlidir.

4.3 Çelik Binanın Etkili Uzunluk Yöntemine Göre Tasarımı

4.1 Bölümünde AISC-ASD89 Standardına göre analizi ve tasarımı yapılan SAP 2000 modeli, AISC 360-10 Standardına uygun bir şekilde Etkili Uzunluk Yöntemi ile tasarımı yapılmak üzere kullanılmıştır. Malzeme ve kullanılan eleman enkesit profilleri aynıdır. Aynı düşey yükler ve deprem yükleri kullanılmıştır.

Düşey yükler ve deprem yüklemesine göre analiz gerçekleştirilir. ASCE 7-10 Standardı LRFD ve ASD yük kombinasyonlarına göre kolon tasarımı yapılır.

4.3.1 Yük kombinasyonları

4.2.2 Bölümünde belirtilen yük kombinasyonları geçerlidir. LRFD için Çizelge 4.11, ASD için Çizelge 4.12'de belirtilen yük kombinasyonları kullanılmıştır.

4.3.2 Kolonların Tasarımı

SAP 2000'de AISC 360-05 (LRFD) Etkili Uzunluk Yöntemine göre yapılmış olan kolon tasarımı Şekil 4.19'da gösterilmiştir:

Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted — Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

Frame Text	DesignSect Text	DesignType Text	Status Text	Ratio Unitless	RatioType Text	Combo Text
11	HE550B	Column	No Messages	0,670877	PMM	COMB9
8	HE550B	Column	No Messages	0,670831	PMM	COMB8
17	HE550B	Column	No Messages	0,660794	PMM	COMB4
14	HE550B	Column	No Messages	0,660746	PMM	COMB5
9	HE550B	Column	No Messages	0,59355	PMM	COMB15
10	HE550B	Column	No Messages	0,593059	PMM	COMB13
15	HE550B	Column	No Messages	0,575657	PMM	COMB14
16	HE550B	Column	No Messages	0,575419	PMM	COMB12

Şekil 4.19 : SAP 2000 AISC 360-05 (LRFD) çelik tasarımı.

SAP 2000'de AISC360-05 (ASD) Etkili Uzunluk Yöntemine göre yapılmış kolon tasarımı Şekil 4.20'de gösterilmiştir:

Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted — Steel Design 1 - Summary Data - AISC360-05-IBC2006

Frame Text	DesignSect Text	DesignType Text	Status Text	Ratio Unitless	RatioType Text	Combo Text
11	HE550B	Column	No Messages	0,7753	PMM	COMB9
8	HE550B	Column	No Messages	0,775266	PMM	COMB8
17	HE550B	Column	No Messages	0,767546	PMM	COMB4
14	HE550B	Column	No Messages	0,767509	PMM	COMB5
9	HE550B	Column	No Messages	0,655914	PMM	COMB15
10	HE550B	Column	No Messages	0,655251	PMM	COMB13
15	HE550B	Column	No Messages	0,630683	PMM	COMB14
16	HE550B	Column	No Messages	0,630338	PMM	COMB12

Şekil 4.20 : SAP 2000 AISC 360-05 (ASD) çelik tasarımı.

Şekil 4.19 ve Şekil 4.20'de görüldüğü gibi en çok zorlanan kolonlar 4.1 ve 4.2 Bölümlerinde bulunan elemanlar ile benzerlik gösterir. Karşılaştırma yapabilmek için 1. kat 2/B aksı kolon tasarımı yapılacaktır. Şekil 4.19'da görüldüğü gibi LRFD için elverişsiz tesirler COMB8 ($1.2D + 0.5L + E_{XN} - 0.3E_Y$) yük kombinasyonundan, Şekil 4.20'de görüldüğü gibi ASD için elverişsiz tesirler COMB8 ($1.0D + 0.75L + 0{,}525E_{XN} - 0{,}1575E_Y$) yük kombinasyonundan gelmektedir.

4.3.2.1 HE550 B kesit özellikleri

Bu özellikler 4.1.3.1 Bölümünde verilmiştir. Ancak Etkili Uzunluk Yönteminin en önemli özelliklerinden biri etkili uzunluk katsayılarının doğru bir şekilde belirlenebilmesidir.

K_x = 1.8 (Çizelge 4.23'te hesaplama adımları bulunmaktadır.)

K_y = 1.0 (Diğer doğrultuda kiriş birleşimleri mafsallı olduğu için pandül kolon gibi düşünülmüştür.)

4.3.2.2 SAP 2000'de yapılan analiz sonucu bulunan birinci mertebe iç kuvvetler

LRFD için gerekli iç kuvvetler Çizelge 4.13 ve 4.14'te, ASD için gerekli iç kuvvetler Çizelge 4.15 ve 4.16'da bulunmaktadır.

4.3.2.3 Nominal basınç dayanımı P_n değerinin hesaplanması

Nominal basınç dayanımı P_n, 4.2.2.3 Bölümünde hesaplanmıştır. Etkili Uzunluk Yönteminde Doğrudan Analiz Yönteminden farklı olarak etkili uzunluk katsayısı

$\rightarrow K_x$ = 1.8 alınmıştır. Ancak;

$$\frac{K_x L}{r_x} = \frac{1.8 \text{ x } 400}{23.2} = 31.03 < \frac{K_y L}{r_y} = \frac{1 \text{ x } 400}{7.18} = 55.74 \rightarrow \text{ y doğrultusu belirleyicidir.}$$

$$\rightarrow P_n = 5142.4 \text{ kN}$$

4.3.2.4 Nominal eğilme dayanımı M_n değerlerinin hesaplanması

Kuvvetli asal eksen doğrultusu nominal eğilme dayanımı M_n, 4.2.2.4 Bölümünde hesaplanmıştır: M_{nx} = 1303.98 kNm

Zayıf asal eksen doğrultusu nominal eğilme dayanımı M_n, 4.2.2.4 Bölümü'nde hesaplanmıştır: M_{ny} = 315.62 kNm

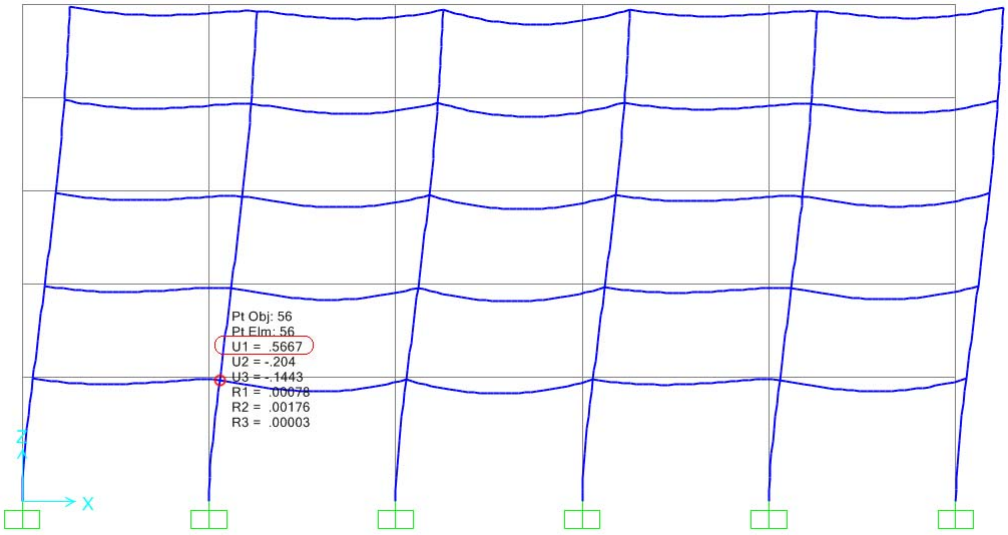
4.3.2.5 İkinci mertebe kuvvet ve moment değerlerinin hesaplanması

Kuvvetli eksen ikinci mertebe kuvvet ve moment değerlerinin hesaplanması için kat ötelenme değerine ihtiyaç vardır. Bunun yanı sıra 1. kat kolonlarına ve moment aktaran kolonlara gelen toplam eksenel kuvvet değerlerini bilmemiz gerekmektedir.

Çizelge 4.17'de LRFD (COMB8) yük kombinasyonunda 1.kat kolonlarına gelen toplam eksenel kuvvet; Çizelge 4.18'de ASD (COMB8) yük kombinasyonunda 1.kat

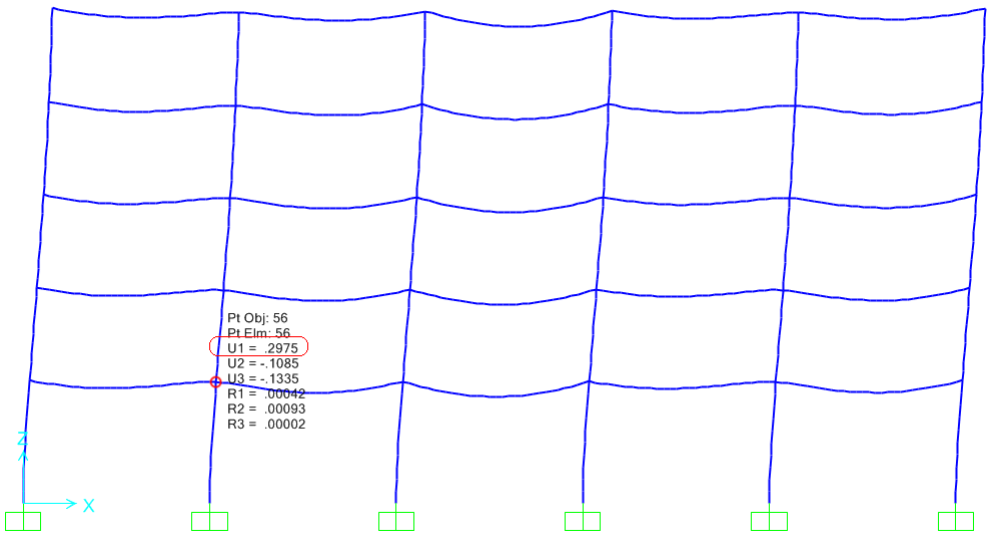
kolonlarına gelen toplam eksenel kuvvet; Çizelge 4.19'da LRFD (COMB8) yük kombinasyonunda 1.kat moment aktaran kolonlara gelen toplam eksenel kuvvet; Çizelge 4.20'de ASD (COMB8) yük kombinasyonunda 1.kat moment aktaran kolonlara gelen toplam eksenel kuvvet değerleri görülmektedir.

Şekil 4.21'de görüldüğü gibi LRFD (COMB 8) kombinasyonunda Δ_{1st} = 0.5667 cm.



Şekil 4.21 : SAP 2000 LRFD (COMB8) X doğrultusu yanal ötelenme.

Şekil 4.22'de görüldüğü gibi ASD (COMB 8) kombinasyonunda Δ_{1st} = 0.2975 cm.



Şekil 4.22 : SAP 2000 ASD (COMB8) X doğrultusu yanal ötelenme.

Çizelge 4.23'te LRFD ve ASD yük kombinasyonlarında, ikinci mertebe değerlerinin hesabı ile ilgili açıklamalar bulunmaktadır:

Çizelge 4.23 : LRFD ve ASD için 2. mertebe değerlerinin hesaplanması.

LRFD	**ASD**
$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$ **(3.1)**	$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$ **(3.1)**
$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$ **(3.2)**	$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$ **(3.2)**
B_1 Katsayısı	**B_1 Katsayısı**
P_r değeri için birinci mertebe değerinin kullanılmasına izin verilir. Çizelge 4.13'teki P (COMB8) değeri kullanılabilir.	P_r değeri için birinci mertebe değerinin kullanılmasına izin verilir. Çizelge 4.15'teki P (COMB8) değeri kullanılabilir.
$P_r = P_{nt} + P_{lt} = 1891.56$ kN	$P_r = P_{nt} + P_{lt} = 1750.06$ kN
$I_x = 136700$ cm^4 (Bölüm 4.1.3.1)	$I_x = 136700$ cm^4 (Bölüm 4.1.3.1)
$P_{e1} = \dfrac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2}$ **(3.5)**	$P_{e1} = \dfrac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2}$ **(3.5)**
$= \dfrac{\pi^2 (20593.965 \text{x} 136700)}{(1 \text{x} 400)^2}$	$= \dfrac{\pi^2 (20593.965 \text{x} 136700)}{(1 \text{x} 400)^2}$
$= 173655.382$ kN	$= 173655.382$ kN
$C_m = 0.6 - 0.4 \dfrac{M_1}{M_2}$ **(3.4)**	$C_m = 0.6 - 0.4 \dfrac{M_1}{M_2}$ **(3.4)**
$= 0.6 - 0.4 \left(\dfrac{46.35}{294.73} \right) = 0.537$	$= 0.6 - 0.4 \left(\dfrac{23.97}{154.59} \right) = 0.538$
$\alpha = 1.0$	$\alpha = 1.6$
$B_1 = \dfrac{C_m}{1 - \alpha \dfrac{P_r}{P_{el}}}$ **(3.3)**	$B_1 = \dfrac{C_m}{1 - \alpha \dfrac{P_r}{P_{el}}}$ **(3.3)**
$= \dfrac{0.537}{1 - \dfrac{1 \text{x} 1891.56}{173655.38}} \geq 1$	$= \dfrac{0.538}{1 - \dfrac{1.6 \text{x} 1750.06}{173655.38}} \geq 1$
$= 0.543 \geq 1 \rightarrow B_1 = 1$ alınır.	$= 0.547 \geq 1 \rightarrow B_1 = 1$ alınır.

B_2 Katsayısı

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}} \geq 1 \qquad \textbf{(3.8)}$$

$\alpha = 1.0$

$P_{story} = 25640.882$ kN

$$P_{e,story} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \qquad \textbf{(3.9)}$$

R_M değeri şu şekilde bulunur:

$P_{mf} = 14981.497$ kN

$$R_M = 1-0.15\left(\frac{P_{mf}}{P_{story}}\right) = 1-0.15\left(\frac{14981.497}{25640.882}\right) = 0.912358 \qquad \textbf{(3.10)}$$

$H = (1)F_{ix} = 1\text{x}1178.579$

$H = 1178.579$ kN

$\Delta_H = \Delta_{1st} = 0.5667$ cm

$$P_{e,story} = 0.912\text{x}\frac{1178.579\text{x}400}{0.5667} = 758980.48\,\text{kN}$$

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}} \geq 1 \qquad \textbf{(3.8)}$$

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{1\text{x}25640.88}{758980.48}} \geq 1$$

$= 1.035 \geq 1 \rightarrow B_2 = 1.035$ alınır.

$B_2 < 1.5$ olduğuna göre Etkili Uzunluk Yönteminin kullanılması ile ilgili bir kısıtlama yoktur.

B_2 Katsayısı

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}} \geq 1 \qquad \textbf{(3.8)}$$

$\alpha = 1.6$

$P_{story} = 23495.398$ kN

$$P_{e,story} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \qquad \textbf{(3.9)}$$

R_M değeri şu şekilde bulunur:

$P_{mf} = 13761.894$ kN

$$R_M = 1-0.15\left(\frac{P_{mf}}{P_{story}}\right) = 1-0.15\left(\frac{13761.894}{23495.398}\right) = 0.912141 \qquad \textbf{(3.10)}$$

$H = (0.525)F_{ix} = 0.525\text{x}1178.579$

$H = 618.754$ kN

$\Delta_H = \Delta_{1st} = 0.2975$ cm

$$P_{e,story} = 0.912\text{x}\frac{618.754\text{x}400}{0.2975} = 758800.1\,\text{kN}$$

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}} \geq 1 \qquad \textbf{(3.8)}$$

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{1.6\text{x}23495.398}{758800.1}} \geq 1$$

$= 1.052 \geq 1 \rightarrow B_2 = 1.052$ alınır.

$B_2 < 1.5$ olduğuna göre Etkili Uzunluk Yönteminin kullanılması ile ilgili bir kısıtlama yoktur.

İkinci Mertebe Kuvvetler

Çizelge 4.13'teki M_x (COMB 8) değerleri:

$M_{nt} = 0$, $M_{lt} = 294.73$ kNm

(3.1) ifadesi kullanılırsa:

$M_r = 1.0\text{x}0.0 + 1.035\text{x}294.73$

$= 305.04$ kNm

Çizelge 4.13'teki P (COMB 8) değerleri:

$P_{lt} = 0$, $P_{nt} = 1891.86$ kN

$P_r = 1891.86 + 1.035\text{x}0.0$

$= 1891.86$ kN

Etkili Uzunluk Katsayısı Hesabı

Kuvvetli eksen doğrultusu etkili uzunluk katsayısını belirlemek için kat rijitliği yaklaşımı kullanılır. **(3.21)** Denklemi sadeleştirilirse:

$$K_x = \sqrt{\frac{P_{story}}{P_{e,story}}\left(\frac{P_e}{P_r}\right)} \geq \sqrt{P_e\left(\frac{\Delta_H}{1.7HL}\right)}$$

P_e değeri şu şekilde bulunur:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

$$P_e = \frac{\pi^2\left(20593.965\text{x}136700\right)}{400^2}$$

$= 173655.382$ kN

$$K_x = \sqrt{\frac{25640.88}{758980.48}\left(\frac{173655.38}{1891.86}\right)} \geq \sqrt{173655.38\left(\frac{0.5667}{1.7\text{x}1178.579\text{x}400}\right)}$$

$= 1.761 > 0.35 \rightarrow K_x = 1.8$

İkinci Mertebe Kuvvetler

Çizelge 4.15'teki M_x (COMB 8) değerleri:

$M_{nt} = 0$, $M_{lt} = 154.59$ kNm

(3.1) ifadesi kullanılırsa:

$M_r = 1.0\text{x}0.0 + 1.052\text{x}154.59$

$= 162.65$ kNm

Çizelge 4.15'teki P (COMB 8) değerleri:

$P_{lt} = 0$, $P_{nt} = 1750.06$ kN

$P_r = 1750.06 + 1.052\text{x}0.0$

$= 1750.06$ kN

Etkili Uzunluk Katsayısı Hesabı

Kuvvetli eksen doğrultusu etkili uzunluk katsayısını belirlemek için kat rijitliği yaklaşımı kullanılır. **(3.21)** Denklemi sadeleştirilirse:

$$K_x = \sqrt{\frac{P_{story}}{P_{e,story}}\left(\frac{P_e}{P_r}\right)} \geq \sqrt{P_e\left(\frac{\Delta_H}{1.7HL}\right)}$$

P_e değeri şu şekilde bulunur:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

$$P_e = \frac{\pi^2\left(20593.965\text{x}136700\right)}{400^2}$$

$= 173655.382$ kN

$$K_x = \sqrt{\frac{23495.398}{758800.1}\left(\frac{173655.38}{1750.06}\right)} \geq \sqrt{173655.38\left(\frac{0.2975}{1.7\text{x}618.754\text{x}400}\right)}$$

$= 1.753 > 0.35 \rightarrow K_x = 1.8$

Bulunan ikinci mertebe kuvvet ve moment değerlerine göre kolon tahkiki yapılabilir. 4.3.2.1 Bölümünde kullanılan etkili uzunluk katsayısı hesapları Çizelge 4.23'te bulunmaktadır.

4.3.2.6 İkinci mertebe değerlerine göre kolon tahkiki

LRFD ve ASD için ikinci mertebe değerlerine göre 2/B aksı kolonunun tahkiki Çizelge 4.24'te bulunmaktadır.

Çizelge 4.24 : LRFD ve ASD için 2. mertebe değerlerine göre kolon tahkiki

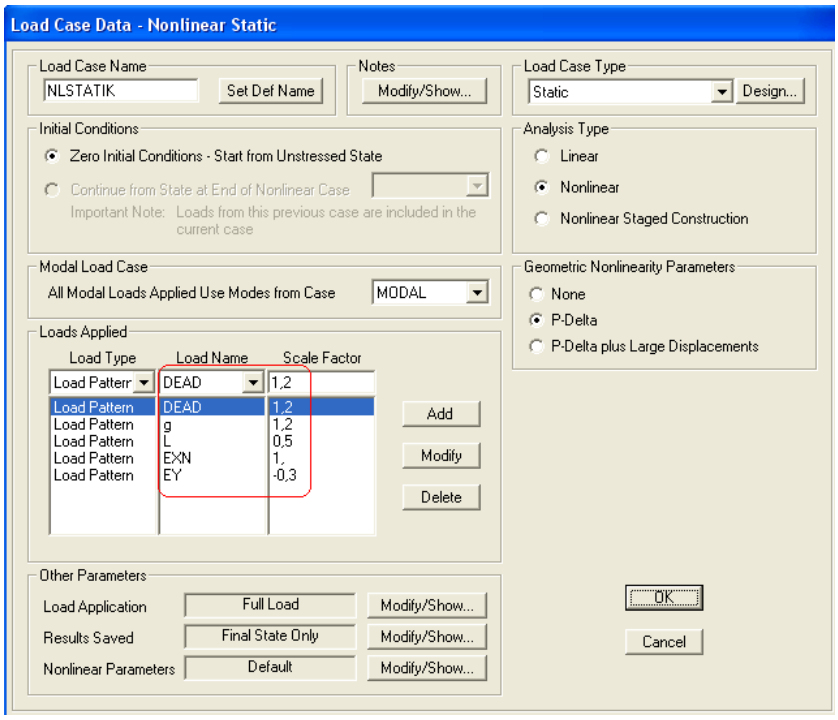
LRFD	**ASD**
$p = \dfrac{1}{\varphi_c P_n}$ $= \dfrac{1}{0.9\text{x}5142.4} = 0.000216\,(\text{kN})^{-1}$	$p = \dfrac{\Omega_c}{P_n}$ $= \dfrac{1.67}{5142.4} = 0.000325\,(\text{kN})^{-1}$
$b_x = \dfrac{8}{9}\dfrac{1}{\varphi_b M_{nx}}$ $= \dfrac{8}{9\text{x}0.9\text{x}1303.98} = 0.00076\,(\text{kNm})^{-1}$	$b_x = \dfrac{8}{9}\dfrac{\Omega_b}{M_{nx}}$ $= \dfrac{8\text{x}1.67}{9\text{x}1303.98} = 0.00114\,(\text{kNm})^{-1}$
$b_y = \dfrac{8}{9}\dfrac{1}{\varphi_b M_{ny}}$ $= \dfrac{8}{9\text{x}0.9\text{x}315.62} = 0.00313\,(\text{kNm})^{-1}$	$b_y = \dfrac{8}{9}\dfrac{\Omega_b}{M_{ny}}$ $= \dfrac{8\text{x}1.67}{9\text{x}315.62} = 0.0047\,(\text{kNm})^{-1}$
$\dfrac{P_u}{\varphi_c P_n} = pP_u = 0.000216\text{x}1891.86$ $= 0.408 > 0.2$ olduğu için	$\dfrac{\Omega_c P_a}{P_n} = pP_a = 0.000325\text{x}1750.06$ $= 0.568 > 0.2$ olduğu için
Denklem **(1.11a)** uygulanır. $pP_u + b_x M_{ux} + b_y M_{uy} \le 1.0$ $= 0.408 + 0.00076\text{x}305.0 + 0.00313\text{x}10.03$ $= 0.408 + 0.231 + 0.031$ $= 0.67 < 1.00 \rightarrow$ Kesit yeterlidir.	Denklem **(1.11a)** uygulanır. $pP_a + b_x M_{ax} + b_y M_{ay} \le 1.0$ $= 0.568 + 0.00114\text{x}162.7 + 0.0047\text{x}5.32$ $= 0.568 + 0.185 + 0.025$ $= 0.78 < 1.00 \rightarrow$ Kesit yeterlidir.

4.4 Çelik Binanın SAP2000 ile Doğrusal Olmayan Analizi ve Tasarımı

Çelik binanın tasarımı yapılırken ikinci mertebe etkilerin belirlenmesi için bilgisayar programı ile doğrusal olmayan ikinci mertebe analizi yapılması gerekir veya yaklaşık ikinci mertebe analizi kullanılır. Bölüm 4.2 ve Bölüm 4.3'te bu yönteme göre çelik

binanın analizi yapılmıştır. Bu bölümde SAP 2000 kullanarak yapılan doğrusal olmayan (Nonlineer) analiz sonucu bulunan kuvvet ve moment değerlerine göre tasarım yapılmıştır.

Doğrudan Analiz Yöntemi olduğu için 4.2 Bölümünde kullanılan model alınmıştır. Doğrusal olmayan analizde her bir yük için ayrı ayrı analiz yapılıp yük kombinasyonları ile süperpoze etmek, lineer bir analiz olmadığı için mümkün değildir. Bu nedenden dolayı önceki bölümlerde elverişsiz iç kuvvet ve moment değerlerin geldiği COMB8 için analiz yapılmıştır.



Şekil 4.23 : SAP 2000 LRFD (COMB8) NLSTATIK yüklemesi.

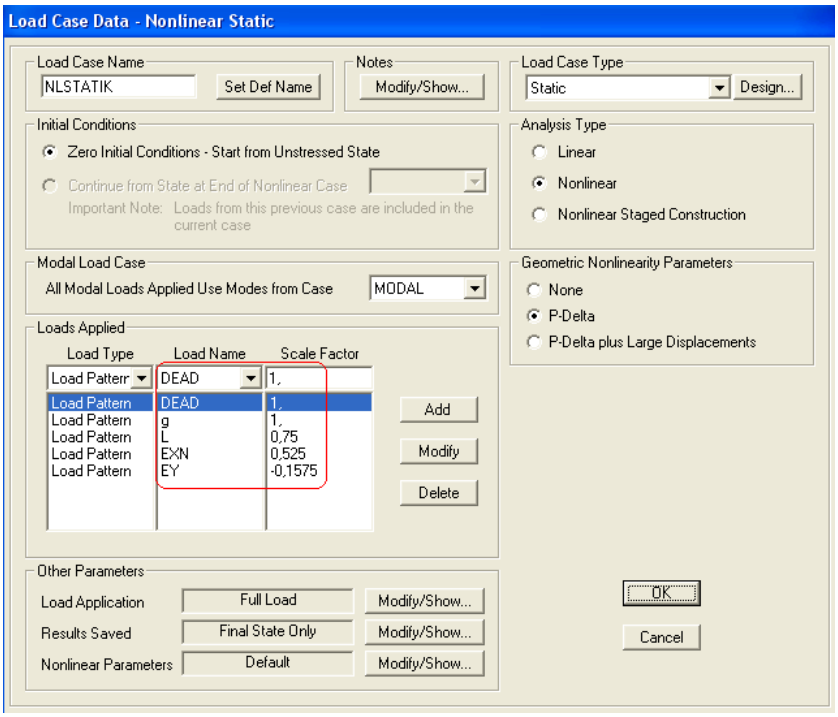
SAP 2000'de LRFD (COMB8) yük kombinasyonunun tek bir yükleme durumunda nasıl etkitildiği Şekil 4.23'te görülmektedir. SAP 2000'de ASD COMB8 yük kombinasyonunun tek bir yükleme durumunda nasıl etkitildiği Şekil 4.24'te görülmektedir.

Şekil 4.25'te görüldüğü gibi, LRFD yük kombinasyonuna göre yapılan NLSTATIK yüklemesine göre oluşan ikinci mertebe iç kuvvetler:

P_u = 1891.56 kN

M_{ux} = 305.81 kNm

M_{uy} = 9.62 kNm



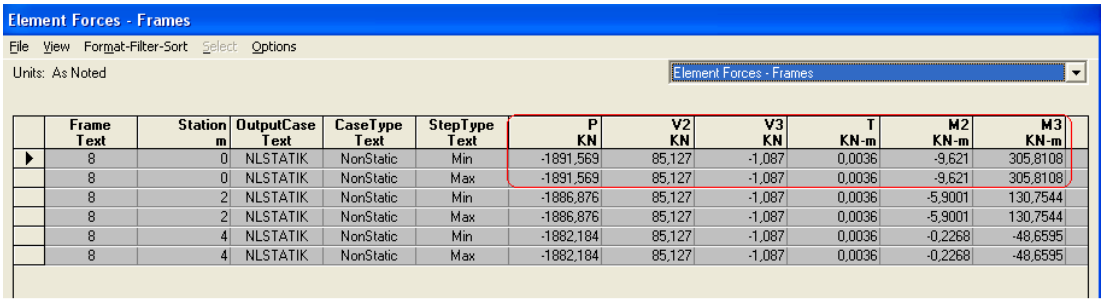
Şekil 4.24 : SAP 2000 ASD (COMB8) NLSTATIK yüklemesi.

Şekil 4.26'da görüldüğü gibi, ASD yük kombinasyonuna göre yapılan NLSTATIK yüklemesine göre oluşan ikinci mertebe iç kuvvetler:

P_a = 1750.06 kN

M_{ax} = 159.893 kNm

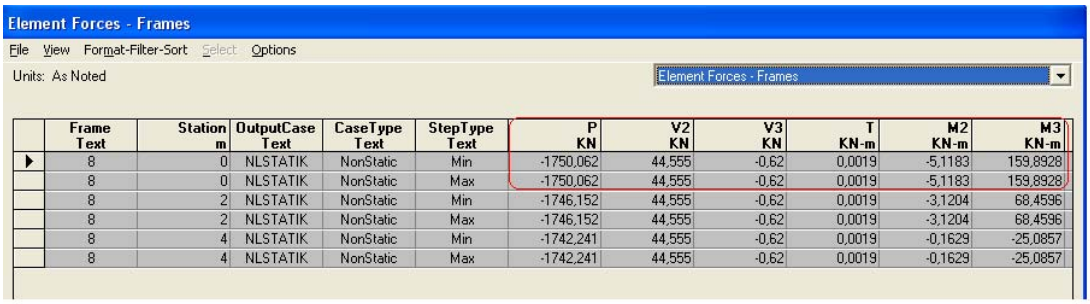
M_{ay} = 5.12 kNm



	Frame Text	Station m	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
▶	8	0	NLSTATIK	NonStatic	Min	-1891,569	85,127	-1,087	0,0036	-9,621	305,8108
	8	0	NLSTATIK	NonStatic	Max	-1891,569	85,127	-1,087	0,0036	-9,621	305,8108
	8	2	NLSTATIK	NonStatic	Min	-1886,876	85,127	-1,087	0,0036	-5,9001	130,7544
	8	2	NLSTATIK	NonStatic	Max	-1886,876	85,127	-1,087	0,0036	-5,9001	130,7544
	8	4	NLSTATIK	NonStatic	Min	-1882,184	85,127	-1,087	0,0036	-0,2268	-48,6595
	8	4	NLSTATIK	NonStatic	Max	-1882,184	85,127	-1,087	0,0036	-0,2268	-48,6595

Şekil 4.25 : 2/B Aksı kolonu ikinci mertebe iç kuvvet değerleri (LRFD).

Nominal dayanımlar 4.2 Bölümünden alınmıştır. LRFD ve ASD için ikinci mertebe değerlerine göre 2/B aksı kolonunun tahkiki Çizelge 4.25'te bulunmaktadır.



Element Forces - Frames

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted — Element Forces - Frames

	Frame Text	Station m	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
▶	8	0	NLSTATIK	NonStatic	Min	-1750,062	44,555	-0,62	0,0019	-5,1183	159,8928
	8	0	NLSTATIK	NonStatic	Max	-1750,062	44,555	-0,62	0,0019	-5,1183	159,8928
	8	2	NLSTATIK	NonStatic	Min	-1746,152	44,555	-0,62	0,0019	-3,1204	68,4596
	8	2	NLSTATIK	NonStatic	Max	-1746,152	44,555	-0,62	0,0019	-3,1204	68,4596
	8	4	NLSTATIK	NonStatic	Min	-1742,241	44,555	-0,62	0,0019	-0,1629	-25,0857
	8	4	NLSTATIK	NonStatic	Max	-1742,241	44,555	-0,62	0,0019	-0,1629	-25,0857

Şekil 4.26 : 2/B Aksı kolonu ikinci mertebe iç kuvvet değerleri (ASD).

Çizelge 4.25 : LRFD ve ASD için ikinci mertebe değerlerine göre kolon tahkiki.

LRFD	**ASD**
$p = \dfrac{1}{\varphi_c P_n}$ $= \dfrac{1}{0.9\text{x}5142.4} = 0.000216\,(\text{kN})^{-1}$	$p = \dfrac{\Omega_c}{P_n}$ $= \dfrac{1.67}{5142.4} = 0.000325\,(\text{kN})^{-1}$
$b_x = \dfrac{8}{9}\dfrac{1}{\varphi_b M_{nx}}$ $= \dfrac{8}{9\text{x}0.9\text{x}1303.98} = 0.00076\,(\text{kNm})^{-1}$	$b_x = \dfrac{8}{9}\dfrac{\Omega_b}{M_{nx}}$ $= \dfrac{8\text{x}1.67}{9\text{x}1303.98} = 0.00114\,(\text{kNm})^{-1}$
$b_y = \dfrac{8}{9}\dfrac{1}{\varphi_b M_{ny}}$ $= \dfrac{8}{9\text{x}0.9\text{x}315.62} = 0.00313\,(\text{kNm})^{-1}$	$b_y = \dfrac{8}{9}\dfrac{\Omega_b}{M_{ny}}$ $= \dfrac{8\text{x}1.67}{9\text{x}315.62} = 0.0047\,(\text{kNm})^{-1}$
$\dfrac{P_u}{\varphi_c P_n} = pP_u = 0.000216\text{x}1891.56$ $= 0.408 > 0.2$ olduğu için	$\dfrac{\Omega_c P_a}{P_n} = pP_a = 0.000325\text{x}1750.06$ $= 0.568 > 0.2$ olduğu için
Denklem **(1.11a)** uygulanır.	Denklem **(1.11a)** uygulanır.
$pP_u + b_x M_{ux} + b_y M_{uy} \le 1.0$ $= 0.408 + 0.00076\text{x}305.8 + 0.00313\text{x}9.62$ $= 0.408 + 0.232 + 0.030$	$pP_a + b_x M_{ax} + b_y M_{ay} \le 1.0$ $= 0.568 + 0.00114\text{x}159.8 + 0.0047\text{x}5.12$ $= 0.568 + 0.182 + 0.024$
$= 0.67 < 1.00 \rightarrow$ Kesit yeterlidir.	$= 0.78 < 1.00 \rightarrow$ Kesit yeterlidir.

4.5 Tasarım Sonuçlarının Karşılaştırılması

Bu bölümde; daha önceki bölümlerde sırasıyla TS 648 (ASD 89) Standardına, Doğrudan Analiz Yöntemine (AISC360-10), Etkili Uzunluk Yöntemine (AISC 360-

10) ve SAP 2000 ile doğrusal olmayan analize göre tasarımı yapılmış çelik binanın sonuçları karşılaştırılmıştır. Elverişsiz tesirler tüm yöntemlerde COMB8 yük kombinasyonundan gelmektedir. Sonuçlar LRFD ve ASD için ayrı ayrı verilmiştir.

Çizelge 4.26'da kullanılan yöntemlere göre kolon alt ucunda bulunan iç kuvvetler karşılaştırılmıştır:

Çizelge 4.26 : Yöntemlere göre iç kuvvetler.

YÖNTEM	P (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
TS 648 (ASD 89)	1880.53	294.69	10.03
DAM-LRFD	1891.56	307.7	10.03
DAM-ASD	1750.06	164.8	5.32
ELM-LRFD	1891.56	305.04	10.03
ELM-ASD	1750.06	162.65	5.32
NONLINEER-LRFD	1891.56	305.81	9.62
NONLINEER-ASD	1750.06	159.89	5.12

DAM: Doğrudan Analiz Yöntemi

ELM: Etkili Uzunluk Yöntemi

Çizelge 4.27'de kullanılan yöntemlere göre bulunan kapasite oranları karşılaştırılmıştır:

Çizelge 4.27 : Yöntemlere göre kapasite oranları.

YÖNTEM	KAPASİTE ORANI
DBYBHY-2007	0.84
DAM-LRFD	0.67
DAM-ASD	0.78
ELM-LRFD	0.67
ELM-ASD	0.78
NONLINEER-LRFD	0.67
NONLINEER-ASD	0.78

Çizelge 4.26'da görüldüğü gibi yaklaşık ikinci mertebe analizi kullanarak Doğrudan Analiz Yöntemine göre bulunan iç kuvvetler ile doğrusal olmayan ikinci mertebe analizi kullanarak (SAP 2000 nonlineer analiz) Doğrudan Analiz Yöntemine göre bulunan iç kuvvetler birbirine yakın çıkmaktadır.

Çizelge 4.27'de görüldüğü gibi LRFD yük kombinasyonlarına göre bulunan kapasite oranları, ASD yük kombinasyonlarına göre bulunan kapasite oranlarından daha düşük çıkmaktadır. Doğrudan Analiz Yöntemi, Etkili Uzunluk Yöntemi ve doğrusal

olmayan ikinci mertebe analizi kullanarak (SAP 2000 nonlineer analiz) yapılan Doğrudan Analiz Yöntemi sonuçları birbirleriyle üst üste düşmüştür. Ekonomik olarak en elverişsiz sonuç TS 648'e uygun yapılan tasarım sonucu bulunmuştur.

5. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME

Bir çelik yapı taşıyıcı sistemini oluşturan yapı elemanların çoğu, genel olarak, eğilme momenti ile birlikte etkiyen eksenel kuvvet etkisi altındadır. Tasarımda her iki etkinin de ihmal edilemeyecek mertebede olduğu eksenel basınç kuvveti ve eğilme momenti etkisindeki bu elemanlar *kiriş-kolon* elemanlar olarak da tanımlanmaktadır. Bu elemanların davranışı eksenel yüklü kolonların davranışı ile eğilme etkisindeki kiriş davranışı arasındadır. Yapı analizinde en karmaşık etki, yapı yerdeğiştirmesi ve eleman şekil değiştirmesinin sonucu olarak, eleman kuvvetleri ve momentlerinde değişiklere neden olan ikinci mertebe etkiler, yani *P-delta* etkileridir.

Çelik yapı sistemi ve elemanlarının tasarımında stabilitenin değerlendirilmesinde, ikinci mertebe etkiler ya bilgisayar programında yapının kapsamlı ikinci mertebe plastik analizi ile, ya da büyütme katsayıları ile yapının birinci mertebe analiz sonuçlarının çarpımı ile yaklaşık olarak hesaba katılabilir. Başlangıç kusurları, kalıcı gerilmeler, rijitlik azalması, dayanım ve rijitliklerdeki belirsizlikler ise farklı yaklaşımlar ile gözönüne alınmaktadır.

Bu çalışmada, ikinci mertebe etkiler ve stabilite analizi için gelişmiş güncel çelik standartları incelenerek, değerlendirilmesi amaçlanmıştır.

Bu amaçla ilk olarak, günümüze kadar olan süreçte AISC standartlarında, etkileşim ifadelerinin gelişimi ve ikinci mertebe etkilerinin nasıl dahil edildiği konularında bilgi verilmiştir.

Çalışmanın ikinci bölmünde, EC3 Standardında stabilite analizine olan yaklaşım kısaca ele alınmıştır.

Çalışmanın üçüncü bölümünde, AISC 360-10 Standardında yer alan stabilite analizi yöntemleri ile ilgili bir bilgilendirme yapılmıştır. Basit örneklerle tez kapsamında açıklanan yöntemlerin nasıl kullanıldığı açıklanmıştır. Bölümün sonunda yöntemler arasında karşılaştırmanın yapıldığı bir çizelge bulunmaktadır. AISC 360-10 Standardında stabilite analiz yöntemlerinden alternatif bir yöntem olan birinci mertebe analiz yöntemi de karşılaştırmaya dahil edilmiştir.

Çalışmanın dördüncü bölümünde stabilite analizi ve tasarımı yapılmak üzere beş katlı çelik bir bina kullanılmıştır. Öncelikle TS 648 (AISC-ASD89)'e göre analizi yapılarak en elverişsiz iç kuvvetlere sahip kolon seçilerek tahkik yapılmıştır. Aynı çelik binada, AISC 360-10 Standardı yaklaşık ikinci mertebe analizi kullanılması sonucu elde edilen değerler ışığında, Doğrudan Analiz Yöntemi ve Etkili Uzunluk Yöntemine göre kolon tahkiki yenilenmiştir. Son olarak SAP 2000 ile doğrusal olmayan analiz kullanılmış ve aynı kolon için elde edilen ikinci mertebe değerlerine göre tahkik tekrarlanmıştır. Bölümün sonunda farklı yöntemlere göre bulunan sonuçlar çizelge haline getirilmiş ve karşılaştırma yapılmıştır.

Genel olarak sonuçlar birbirine yakın çıkmıştır. TS 648 (AISC-ASD89) standartlarına uygun yapılan analizde en yüksek kapasite oranı çıkması güvenli tarafta kalan bir yaklaşım içersinde olduğumuzu göstermektedir. TS 648 Standardının 1980 yılında yazılmış olması ve yukarıdaki örnekte bulunan sonuçlar, standardımızın yeniden gözden geçirilmesi gerektiğine dair ipucu vermektedir. LRFD yöntemine göre yapılan tasarımlarda ASD yöntemine göre yapılan tasarımlara göre daha düşük kapasite oranları elde edilmiştir. AISC 360-10'a uygun bir şekilde Doğrudan Analiz Yöntemi ve Etkili Uzunluk Yöntemine göre yapılan tasarım sonuçları birbiriyle üst üste düşmüştür. SAP 2000 doğrusal olmayan (nonlineer) analiz kullanılması sonucu bulunan iç kuvvetler, yaklaşık ikinci mertebe analizi kullanarak bulunan iç kuvvetlere oldukça yakın değerlerdedir. B_1 ve B_2 katsayıları kullanılması sonucu elde edilen ikinci mertebe iç kuvvetler, birinci mertebe analizi sonucu bulunan iç kuvvetlerden yaklaşık olarak %5 daha fazla çıkmıştır. Çelik binanın az katlı olması, planda ve düşeyde düzensiliklere sahip olmaması, boyutlandırılmasında stabilite koşullarının dikkate alınması bunun nedenleri olarak görülebilir.

KAYNAKLAR

AISC Committee, (2011). Design Examples V14.1, American Institute of Steel Construction, USA

AISC 360-05, (2005). An American National Standart Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago.

AISC 341-10, (2010). An American National Standart Specification Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago.

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

ASCE 7-10, (2011). American Society of Civil Engineers Standart Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Structural Engineering Institute, USA.

DBYBHY-2007, (2007). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

Eurocode 3, (2005)**.** EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings, European Committee For Standardization, Brussels

TS-648, (1980). Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara

TS-498, (1987). Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara

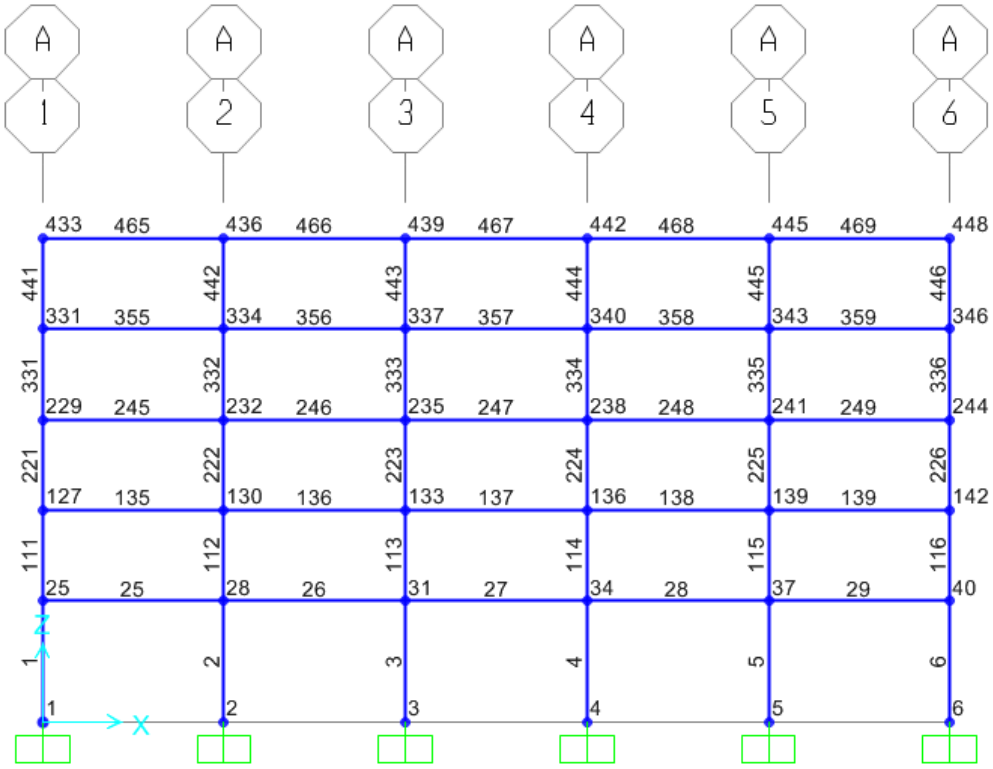
White, D.W. ve diğerleri, (2006). Stability Analysis and Design of Steel Buildings Frames Using the 2005 AISC Specification, International Journal of Steel Structures, 6, 71-91.

Williams, A., (2011). Steel Structures Design ASD/LRFD, The McGraw-Hill Companies, New York.

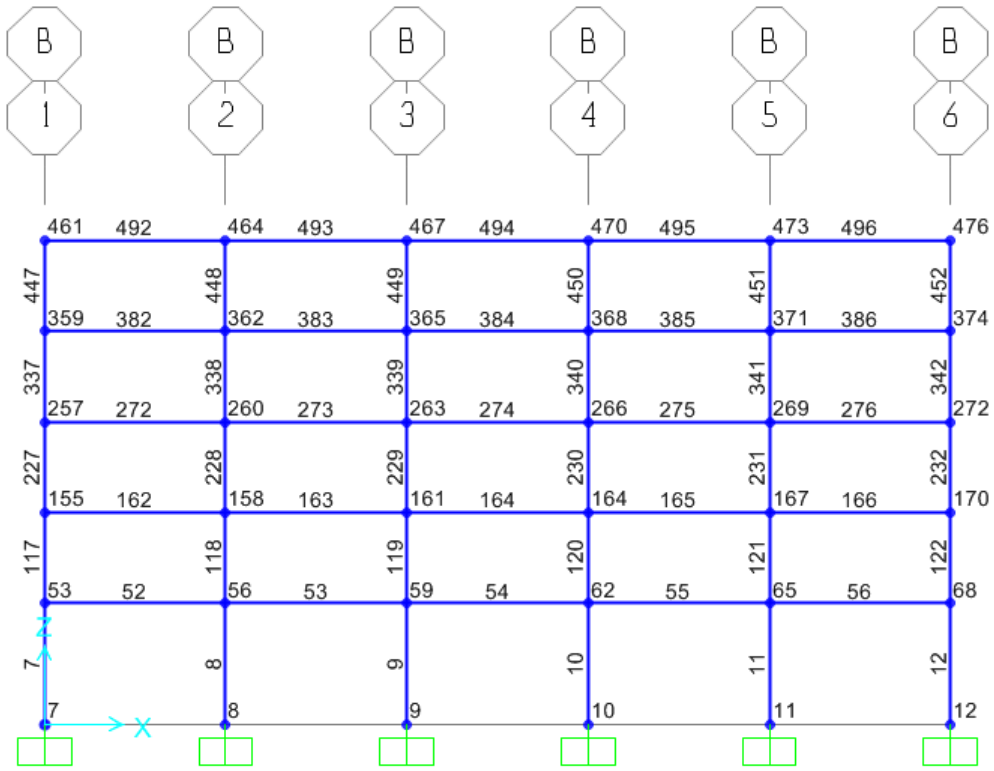
EKLER

EK A: SAP 2000 Çelik Bina Modeli Eleman ve Düğüm Noktaları Numaraları
EK B: AISC 360-10 Standardında Tasarım Yaklaşımları

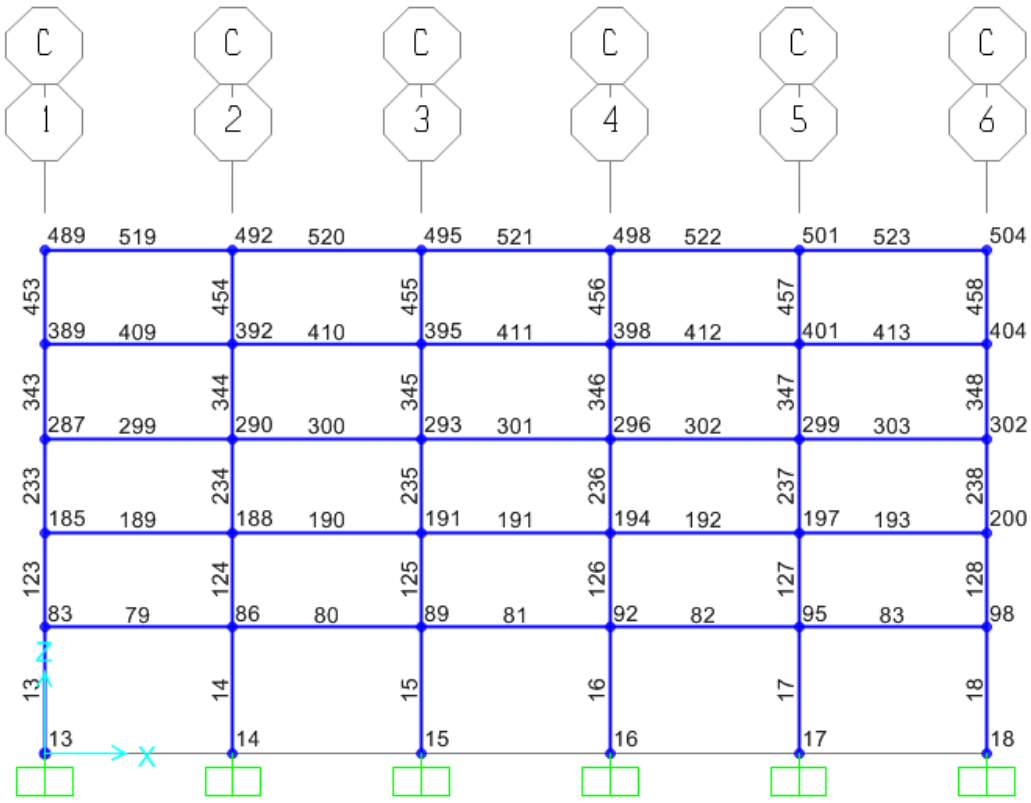
EK A: SAP 2000 Çelik Bina Modeli Eleman ve Düğüm Noktaları Numaraları



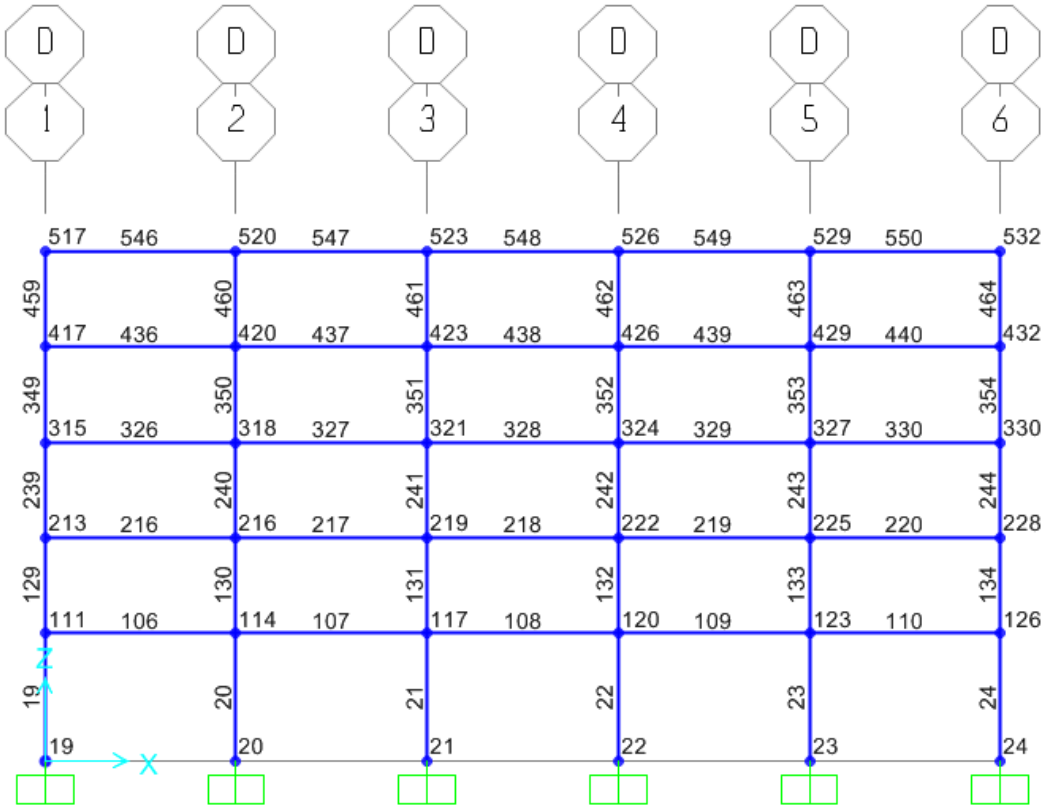
Şekil A.1 : Sap 2000 modeli A aksı eleman ve düğüm noktaları numaraları



Şekil A.2 : Sap 2000 modeli B aksı eleman ve düğüm noktaları numaraları



Şekil A.3 : Sap 2000 modeli C aksı eleman ve düğüm noktaları numaraları



Şekil A.4 : Sap 2000 modeli D aksı eleman ve düğüm noktaları numaraları

EK B: AISC 360-10 Standardında Tasarım Yaklaşımları

Çelik yapıların tasarım yöntemleri arasında, günümüzde kullanılanılan temel iki yaklaşımlardan bir tanesi ASD (Güvenlik Gerilmesi Yöntemi) bir diğeri ise LRFD (Taşıma Gücü Yöntemi)'dir. Örneklerde her iki yöntemde kullanılarak sonuçlar arasında karşılaştırma yapılmıştır. Bundan dolayı yöntemler ile ilgili açıklama yapma ihtiyacı duyulmuştur.

ASD, geleneksel yöntemlerden biri olup 100 yıldan fazladır kullanılmaktadır. Yöntemin esası işletme yükleri altında yapının yeterli olup olmadığını belirlemeye dayanır. Nominal yük veya servis yükleri olarak da adlandırılan işletme yükleri, sabit ve hareketli yüklerdir. Sabit yükler, yapının kendi ağırlığı ile kullanılan malzemelerin ağırlıklarını içerir. Hareketli yükler ise yük şartnamelerine gore belirlenir. Bu yöntemde işletme yükleri altında yapıda meydana gelen gerilmelerin belirlenen güvenlik gerilmesinden daha düşük olması istenir. İşletme yükleri altında oluşabilecek gerilmelerin hesaplanması elastik analiz yöntemlerine dayanır. Güvenlik gerilmesi malzemenin akma gerilmesinin güvenlik katsayısına bölünmesi sonucu bulunur:

$$F = \frac{F_y}{\Omega} \geq f \qquad \textbf{(B 1.1)}$$

Bu ifadede,

F: Güvenik gerilmesi,

F_y: Karakteristik minimum akma gerilmesi,

Ω: Güvenlik katsayısı,

f: İşletme yükleri altında belirlenen gerekli gerilmeyi göstermektedir.

Kolay ve uzun zamandır kullanılıyor olması bu yöntemin avantajları arasında sayılabilir.

LRFD, 1986 yılında AISC standartlarında kullanılmaya başlanmıştır. Bu yöntemde yapıya uygulanan işletme yükleri katsayılarla çarpılır. Bu katsayılara ile oluşturulan yük kombinasyonlarına ASCE 7-10 Bölüm 2.3.2'den ulaşılabilir. Katsayılar olasılık esasına gore belirlenir. Yapıya gelmesi öngörülen yüklerdeki değişkenlik, tasarım yöntemlerindeki ve hesaplamalardaki hatalar ile malzeme davranışının tam belirlenememesi durumlarını hesaba katmak için yük katsayıları kullanılır.

Elemandaki kuvvet elastik, elastik olmayan veya plastik analiz sonucu belirlenebilir. Elemandaki nominal dayanım AISC 360-10 veya AISC 341-10 standartlarına göre belirlenir. Elemandaki nominal dayanımın dayanım katsayısı ile çarpılması sonucu tasarım dayanımı elde edilir. Dayanım katsayısı olasılık esasına gore belirlenir. Malzeme özellikleri değişkenliği, zayıf işçilik ve yapıdaki hataların etkisini hesaba katmak için bu katsayı kullanılır.

Sonuç olarak Denklem **(B 1.2)**, nominal dayanımın dayanım katsayısı ile çarpılması sonucu elde edilen tasarım dayanımının yük artırma katsayısı ile çarpılmış yüklerin uygulanması sonucu elde edilen gerekli dayanımdan büyük olmasına dayanır:

$$R_u \leq \varphi R_n \quad \left(\text{AISC 360-10, Denklem B3-1}\right) \qquad \textbf{(B 1.2)}$$

Bu ifadede,

R_u: LRFD yük kombinasyonları altında hesaplanan gerekli dayanım,

φ: Dayanım katsayısı,

R_n: AISC 360-10 veya AISC 341-10 standartlarına göre belirlenmiş nominal dayanım,

φR_n = Tasarım dayanımını göstermektedir.

AISC 360-10 ASD tasarım yönteminde ise; ASD yük kombinasyonları altında hesaplanan gerekli dayanımın, eleman için belirlenen tasarım dayanımından düşük olması istenir. Bu yük kombinasyonlarına ASCE 7-10 Bölüm 2.4.1'den ulaşılabilir. Tasarım dayanımı, elemandaki nominal dayanımın güvenlik katsayısına bölünmesi sonucu bulunur. Elemandaki nominal dayanım AISC 360-10 veya AISC 341-10 standartlarına göre belirlenir.

Sonuç olarak Denklem **(B 1.3)**, nominal dayanımın güvenlik katsayısına bölünmesi sonucu elde edilen tasarım dayanımın ASD yük kombinsyonları altında hesaplanan gerekli dayanımdan büyük olmasına dayanır:

$$R_a \leq \frac{R_n}{\Omega} \quad (\text{AISC 360-10 Denklem B3-2}) \qquad \textbf{(B 1.3)}$$

Bu ifadede,

R_a: ASD yük kombinasyonları altında hesaplanan gerekli dayanım,

R_n/Ω = tasarım dayanımı göstermektedir.

Nominal basınç daynımı P_n değerinin hesaplanması

Nominal basınç dayanımı P_n'yi belirlemeden önce, eksenel yük altındaki basınç elamanları için hazırlanmış tabloya göre kesitin narin olup olmadığını incelemek gerekir (AISC 360-10, Bölüm B, Tablo 4.1a). Örneklerde I kesitli profiller kullanıldığı için I kesitli profillerin şartları yazılmıştır:

Başlık için narin olup olmadığı aşağıdaki ifade ile kontrol edilir:

$$\text{Durum 1: } \frac{b}{2t_f} < \lambda_r = 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \textbf{(B 1.4)}$$

Bu ifadede,

b: Profil başlık genişliği,

t_f: Profil başlık kalınlığı,

λ_r: Kompakt olmayan elemanlar için narinlik sınır değeri,

E: Çeliğin elastisite modülünü göstermektedir.

Gövde için narin olup olmadığı aşağıdaki denklem ile kontrol edilir:

$$\text{Durum 5: } \frac{d}{t_w} < \lambda_r = 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \textbf{(B 1.5)}$$

Bu ifadede,

d: Net profil yüksekliği,

t_w: Profil gövde kalınlığını göstermektedir.

Eksenel yük altında kullanacağımız kesit, hem başlık hem de gövde için narin bir eleman değilse, nominal basınç dayanımı P_n (Narin olmayan elemanlar için eğilmeli burkulma) **(B 1.6)** Denklemi ile bulunabilir (AISC 360-10, Bölüm E3):

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad \textbf{(B 1.6)}$$

F_{cr} değeri ise şu şekilde belirlenir:

$$\frac{KL}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ veya } \frac{F_y}{F_e} \le 2.25 \rightarrow F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y \qquad \textbf{(B 1.7a)}$$

Diğer koşula göre denklem şu şekilde olur:

$$\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ veya } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \rightarrow F_{cr} = 0.877 F_y \qquad \textbf{(B 1.7b)}$$

Bu ifadede,

F_{cr}: Kritik gerilme,

A_g: Profilin brüt enkesit alanı,

L: Eleman uzunluğu,

r: Profilin atalet yarıçapı,

F_e: Elastik burkulma gerilmesini göstermektedir.

Elastik burkulma gerilmesi şu şekilde belirlenir:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \qquad \textbf{(B 1.8)}$$

Nominal eğilme daynımı M_n değerinin hesaplanması

Nominal eğilme dayanımı M_n'yi belirlemeden önce, eğilme momenti etkisindeki basınç elamanları için hazırlanmış tabloya göre kesidin narinliği incelenir (AISC 360-10, Bölüm B, Tablo 4.1b):

Başlık için narinliği aşağıdaki denklem ile kontrol edilir:

$$\text{Durum 10: } \frac{b}{2t_f} < \lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \textbf{(B 1.9)}$$

Gövde için narinliği aşağıdaki denklem ile kontrol edilir:

$$\text{Durum 15: } \frac{d}{t_w} < \lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \textbf{(B 1.10)}$$

λ_p: Kompakt elemanlar için narinlik sınır değeri

Eğilme momenti altında kullanacağımız kesit, hem başlık hem de gövde için kompakt bir elemansa, nominal eğilme dayanımı M_n her iki eksene göre simetrik kompakt I ve U şekilli elemanların kuvvetli asal eksen doğrultusu eğilmesi için hazırlanmış hesaplara göre bulunur (AISC 360-10, Bölüm F2):

Akma (plastik moment) ve yanal burulmalı burkulmanın limit durumlarına göre elde edilen değerlerden küçük olanı nominal eğilme dayanımı M_n'yi verir:

Akma (plastik moment) limit durumu;

Plastik moment değeri M_p şu şekilde bulunur:

$$M_n = M_p = F_y Z_x \qquad \textbf{(B 1.11)}$$

Z_x: Profilin plastik kesit modülü (plastik mukavemet momenti)

Yanal burulmalı burkulma limit durumu;

a) $L_b \leq L_p$ olduğunda M_n değeri M_p değerine eşittir (yanal burkulma durumu oluşmaz).

b) $L_p < L_b \leq L_r$ olduğunda M_n değeri aşağıdaki ifade ile bulunur:

$$M_n = C_b \left[M_p - \left(M_p - 0.7 F_y S_x \right) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \leq M_p \qquad \textbf{(B 1.12)}$$

c) $L_b > L_r$ olduğunda M_n değeri aşağıdaki ifade ile bulunur:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \qquad \textbf{(B 1.13)}$$

Bu denklemdeki F_{cr} terimi aşağıdaki ifade ile bulunur:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_0} * \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \qquad \textbf{(B 1.14)}$$

(B 1.12) denklemindeki L_p limit uzunluğu aşağıdaki ifade ile bulunur:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \textbf{(B 1.15)}$$

(B 1.12) denklemindeki L_r limit uzunluğu aşağıdaki ifade ile bulunur:

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0} \right)^2 + 6.76 \left(0.7 \frac{F_y}{E} \right)^2}} \qquad \textbf{(B 1.16)}$$

Bu denklemdeki r_{ts} değeri gerçek sonucuna daha yaklaşık bir şekilde aşağıdaki ifade ile bulunur:

$$r_{ts} = \frac{b}{\sqrt{12\left(1+\frac{1}{6}\frac{dt_w}{bt_f}\right)}} \qquad \textbf{(B 1.17)}$$

(B 1.14) ve **(B 1.16)** denklemlerindeki c katsayısı her iki eksene göre simetrik I şekilli kesit için 1 alınır.

Bu ifadelerde,

L_b: Tutulu olmayan (mesnetlenmemiş) eleman uzunluğu,

L_p: Tüm plastik kapasite için sınırlayıcı yanal mesnetlenmemiş uzunluk,

L_r : Elastik olmayan yanal burulmalı burkulma hali için tutulu olmayan (mesnetlenmemiş) uzunluk,

r_y: Profilin Y ekseni atalet yarıçapı,

r_{ts}: Profilin etkili atalet yarıçapı,

C_b: Moment değişiminin burkulma üzerindeki etkisini belirleyen katsayı,

J: Profilin burulma sabiti,

S_x: Profilin X ekseni kesit modülü (mukavemet momenti),

h_0: Profilin alt ve üst başlık ağırlık merkezleri arası uzaklığını göstermektedir.

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad **: Mehmet Gökhan Durmaz**

Doğum Yeri ve Tarihi **: Çanakkale, 1985**

E-Posta **: durmazmg@gmail.com**

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** **:** 2008, İTÜ İnşaat Mühendisliği