



Uygulanmış Örneklerle Çelik Yapıların Tasarım ve Kontrol Esasları

İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi
10 Haziran 2024

GİRİŞ

- ❖ Ülkemizde 1967 yılından beri çelik yapı tasarımı Alman DIN normları göz önüne alınmış ve yapılan hesaplar ve uygulama projeleri bu esaslar dikkate alınarak hazırlanmıştır. Örnek olarak; Emniyet Gerilmesi Esasına göre boyutlandırma yapılan DIN 4100, Kreyen Kirişleri hesapları için DIN 120 ve daha sonra 1980'li yıllarda yürürlüğe giren DIN 18800 gibi verilebilir. O yıllarda yürürlükte olan Deprem Yönetmeliği ise 1968 yılından itibaren yayınlanmış olan “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik” olup 1975 yılına kadar kullanılmıştır. Çelik yapıların tasarımı için ise 1980 yılında yayınlanmış olan TS 648 yönetmeliği esas alınmıştır. 1999 Depreminden sonra elde edilen deneyimler ve araştırmalar sonucunda yönetmeliklerin değişmesi gerektiği ortaya çıkmış ve tüm dünyada daha evvel kullanılmaya başlanmış olan Taşıma Gücü Esaslarına Göre Dizayn Prensiplerini dikkate alan Yönetmelikler hazırlanmıştır.

GİRİŞ

- ❖ Nisan 2004 tarihinden itibaren T.C. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı EuroCODE'ları Türk Standardı olarak kabul ederek, Türkçe'ye çevirilere başlamıştır.
- ❖ Çelik Yapılarla ilgili olarak, bu yönetmelikle birlikte kullanımı tavsiye edilen yönetmelik isimleri aşağıda belirtilmiştir;
- ❖ TS EN 1090-1 : 2011 Çelik Yapı Uygulamaları – Bölüm 1: Yapısal bileşenlerin uygunluk değerlendirme gerekleri,
- ❖ TS EN 1090-2 : 2011 Çelik ve alüminyum yapı uygulamaları – Bölüm 2 : Çelik yapılar için teknik gerekler,
- ❖ TS EN 1991-1-3 : 2009 Yapılar üzerindeki etkiler – Bölüm 1-3 : Genel etkiler, kar yükleri,
- ❖ TS EN 1991-1-4 : 2005 Yapılar üzerindeki etkiler – Bölüm 1-4 Genel etkiler, rüzgar etkileri.

GİRİŞ

- ❖ Türkiye’de 1998 yılında yenilenmiş olan Deprem Yönetmeliği, 2007 yılında tekrar değiştirilerek güncel hale getirilmiş ancak buna paralel olarak TS 648 Yönetmeliği aynı kalmış ve çelik yapı dizaynında bazı çelişkiler yaşanmıştır. 2016 yılı Ağustos ayı sonundan itibaren Resmi Gazetede yayınlanarak yürürlüğe girmiş olan “Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esasları” standardı, zorunlu yönetmelik olarak TS 648’in yerini almıştır. Deprem Mühendisliğindeki son araştırmalar ve gelişmeler dikkate alınarak; en son Deprem yönetmeliği, kapsamına Çelik Yapılar ve Hafif Çelik Yapılar ile Mevcut Yapıların Güçlendirme bölümlerinin eklenmesi suretiyle 2018 yılında yılında tekrar değiştirilerek “Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği” (TBDY 2018) adı altında resmi gazetede yayınlanarak yürürlüğe girmiş ve uyulması zorunlu olan yönetmelik olarak halen kullanılmaya devam etmektedir.

GİRİŞ

- ❖ Aşağıdaki sunumda, bu yönetmeliklerde belirtilen kurallarına göre alınması gereken yükler, yük birleşimleri ve çeşitli düğüm noktası detaylarının çözümü ile ilgili uygulanmış örnekler verilerek, güncel yönetmeliklerimize uygun çelik yapı tasarımı ve kontrolü esasları açıklanmaya çalışılmıştır.

Sunum Konu Başlıkları

- Çelik Yapı Tasarım Prensipleri
- Çelik Eleman Birleşim Tipleri
- Çelik Yapı Tasarımı Kontrol Esasları
- Örnek Çelik Yapı Tasarımları
- 1. Yükler
- 2. Yük Birleşimleri
- 3. Aşık Hesapları
- 4. Çatı Kirişleri
- 5. Ana Kolonlar
- 6. Boyuna Yöndeki Düşey Çaprazlar
- 7. Cephe Kolonları
- 8. Başlıklı Çelik Ankrajlı Kompozit Kiriş Hesabı
- 9. Çelik Gömme Kompozit Kolon Hesabı
- 10. Kren Kirişleri Hesapları

Tasarım Prensipleri

A) Dayanım Sınır Durumu

Dayanım ve stabilite yetersizliği nedeniyle bölgesel ve tümsel göçme oluşumunu tanımlar.

A1) Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım (YDKT)

$$R_u \leq \phi R_n$$

R_u = YDKT yük birleşimleri altında hesaplanan gerekli dayanım

R_n = Karakteristik Dayanım (Kapasite)

ϕ : Dayanım Katsayısı

ϕR_n = Tasarım Dayanımı (sınır dayanım)

Tasarım Prensipleri

A2) Güvenlik Katsayıları ile Tasarım (GKT)

$$R_a \leq \frac{R_n}{\Omega}$$

R_a = GKT yük birleşimleri altında hesaplanan gerekli dayanım

R_n = Karakteristik Dayanım

Ω = Güvenlik Katsayısı

$$\frac{R_u}{\Omega} = \text{Güvenli Dayanım}$$

Tasarım Prensipleri

B) Kullanılabilirlik Sınır Durumu

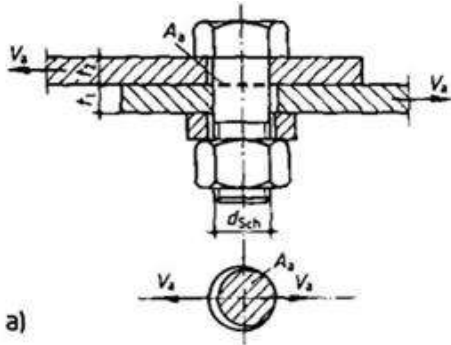
Yapıdan beklenen fonksiyonları engelleyen aşırı yer değiştirmeler ve benzeri özellikler cinsinden tanımlanır.

Örnek:

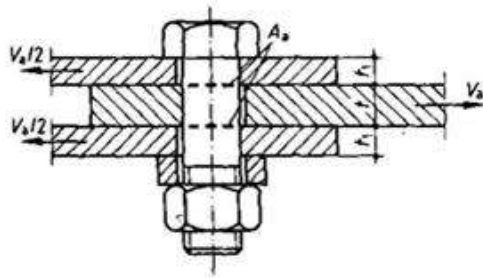
- Kirişlerdeki şekil değiştirmeler nedeniyle döşeme kaplamasının zarar görmesi,
- Yüklenen kirişler veya döşemelerin deplasmanı nedeniyle ara duvarlarda çatlak olması,
- Kompozit kirişlerin ara mesnetleri üstünde betonda çatlak olması,
- Cephe taşıyıcı elemanların büyük deformasyonları nedeniyle cephe elemanlarının zarar görmesi,
- Duvar kuşaklarının büyük düşey deplasmanları nedeniyle cam cephelerin kırılması.

Çelik Eleman Birleşim Tipleri

➤ Kesmeye Göre Yük Taşıyan Birleşimler:



a)



b)

$$R_n = R_{nv} = F_{nv} n_{sp} A_b \quad (13.10b)$$

R_{nv} : Karakteristik kesme kuvveti dayanımı.

F_{nv} : **Tablo 13.7** de verilen karakteristik kayma gerilmesi dayanımı.

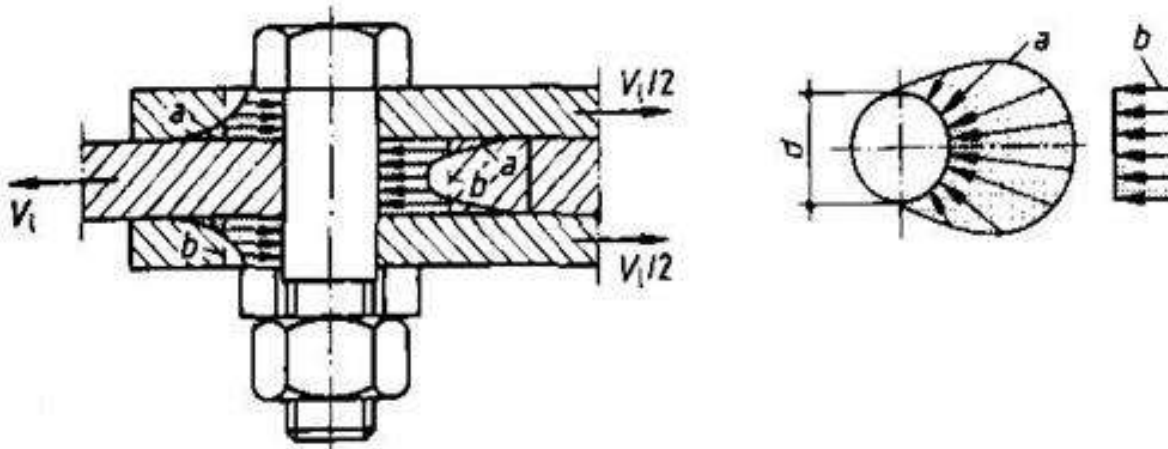
n_{sp} : Kayma düzlemi sayısı.

A_b : Diş açılmamış bulon gövdesi karakteristik enkesit alanı.

a) Tek ve b) Çift Etkili Bulonlu Bağlantı

Çelik Eleman Birleşim Tipleri

➤ Ezilmeye Göre Yük Taşıyan Birleşimler:



$$R_n = 1.2l_c t F_u \leq 2.4dt F_u \quad (13.14a)$$

F_u : Bağlanan eleman malzemesinin karakteristik çekme dayanımı.

d : Bulonun karakteristik gövde çapı (bulonun dış açılmamış gövdesinin çapı).

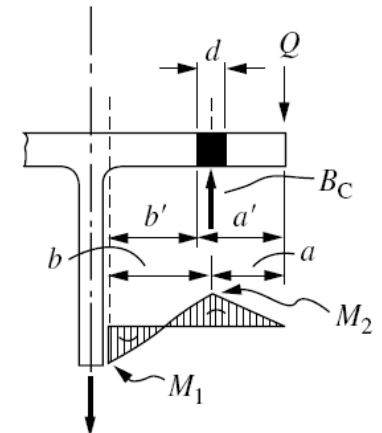
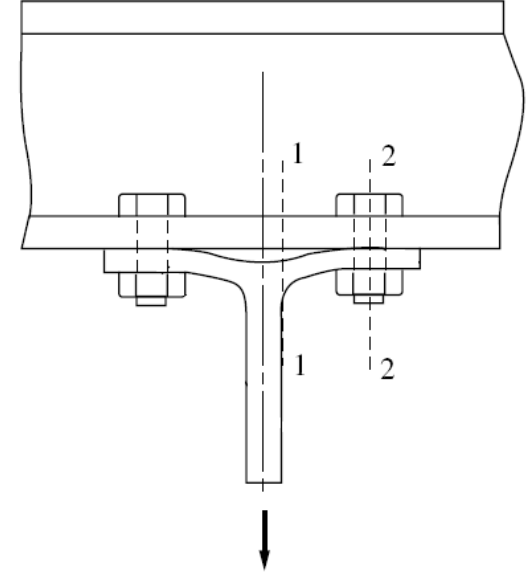
l_c : Kuvvet doğrultusundaki delik kenarı ile en yakın diğer delik kenarı arasındaki veya delik kenarı ile eleman kenarı arasındaki net uzaklık.

t : Bağlanan elemanın kalınlığı.

Çelik Eleman Birleşim Tipleri

➤ Çekmeye Göre Yük Taşıyan Birleşimler:

Çekmeye çalışan bulonların sınır gerilme durumuna göre hesabında, tüm bulonlar için gerilme en kesiti A_s (diş dibi en kesiti) kullanılır. Yönetmeliğimizde bu değer bulon gövde alanı dikkate alınarak bulunan çekme kapasitesinin % 75'i olarak göz önüne alınmıştır.



$$R_n = R_{nt} = F_{nt} A_b \quad (13.10a)$$

A_b : Diş açılmamış bulon gövdesi karakteristik enkesit alanı.

F_{nt} : **Tablo 13.7** de verilen karakteristik çekme gerilmesi dayanımı.

R_{nt} : Karakteristik çekme kuvveti dayanımı.

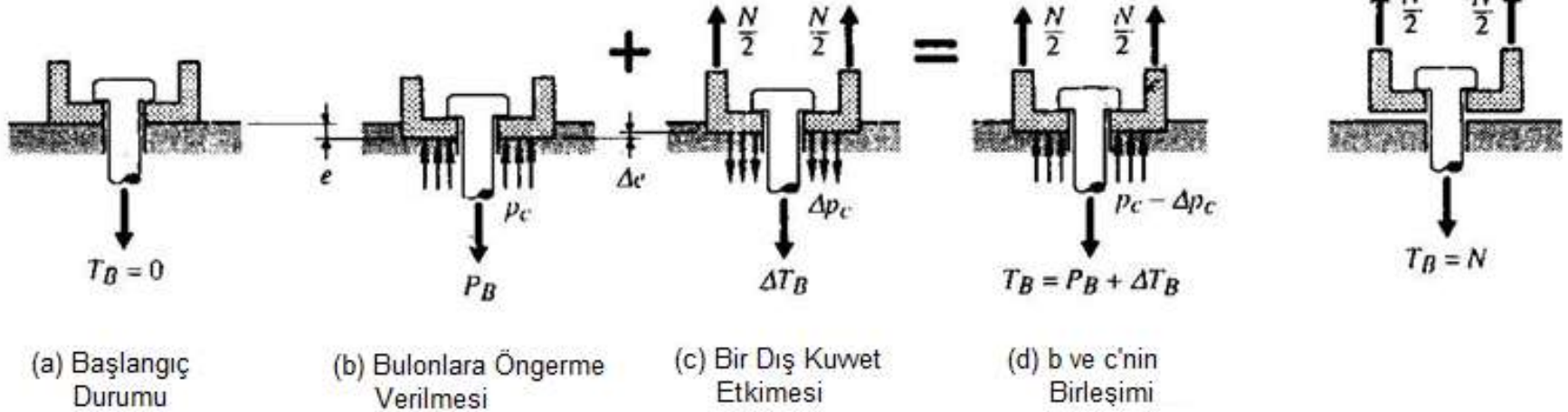
Çelik Eleman Birleşim Tipleri

➤ Yüksek Mukavemetli Bulonlarda Çekme Etkisinin Açıklanması

ÖNGERME KUVVETİ
UYGULANMADAN ÖNCE

BİRLEŞTİRİLEN PARÇALAR ÇÖZÜLMEDEN EVVEL

ÇÖZÜLMEDEN
SONRA



Şekil 1. Öngerme Verilmiş Bir Birleşimin Bir Dış Çekme Kuwet Altında Yük Taşıma Prensibi

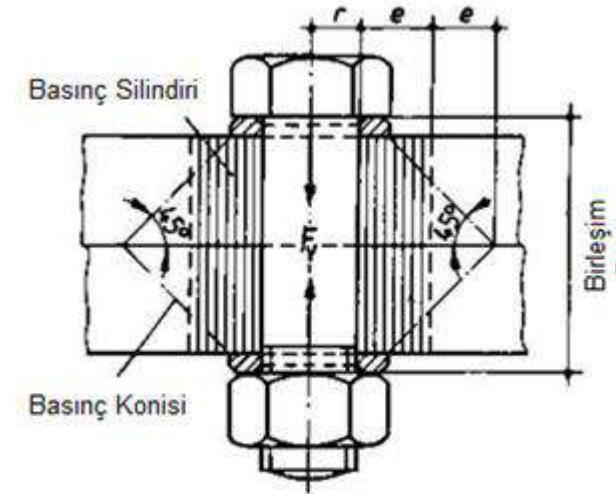
Çelik Eleman Birleşim Tipleri

- ❖ Şekil 1. (a) da bulonlara ön gerilme verilmeden önce $TB=0$ durumu görülmektedir.
- ❖ Şekil 1. (b) de bulonların ön germe verilmiş hali görülmektedir. Bu durumda bulon PB öngerme kuvveti etkir, bağlanan kısımlar arasında PC temas basınç gerilmeleri meydana gelir ve e kalınlığında bir şekil değıştirme oluşur.
- ❖ Dış kuvvet N in etkisi Şekil 1. (c) de görülmektedir. Dış kuvvet bağlanan malzemeler arasındaki şekil değıştirmeyi Δe kadar azaltır, temas gerilmeleri de ΔPC miktarında azalır, bulonlardaki çekme kuvveti ΔTB kadar yükselir.
- ❖ Ön germe kuvveti PB ve dış kuvvet N in etkisi Şekil 1. (d) de görülmektedir. Bu durum (b) ve (c) hallerinin süperpoze edilmiş halidir, yani üst üste toplanmasıdır. Bu durumda bağlanan kısımlar birbirinden ayrılamazlar.
- ❖ Bağlantının çözülmüş şekli, şekil “e” de görülmektedir. Bu durumda bağlanan parçalar arasında herhangi bir temas gerilmesi olmaz ve bulon çekme kuvveti TB, dış kuvvet N’e eşit olur.

Çelik Eleman Birleşim Tipleri

➤ Sürtünmeye Göre Yük Taşıyan Birleşimler:

Planlı öngerme verilmiş 8.8 ve 10.9 kalitesinde bulonlar ile yapılan birleşimlerde, bulonlara akma dayanımına yakın bir çekme kuvveti ile öngerme verilir. Bu durumda bağlanan parçalar arasında rondelaların altında bir basınç konisi teşkili ile bir sürtünme yüzeyi oluşur.



Öngerme Verilmiş Bulonların Çalışma Şekli

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s \quad (13.12)$$

D_u : Bulon montajı sırasında uygulanan ortalama önçekme kuvvetinin karakteristik minimum önçekme kuvvetine oranını gösteren bir katsayı olarak tanımlanır ve 1.0 değerine eşit alınacaktır. Uygunluğu gösterilmek koşuluyla, $D_u \leq 1.13$ olmak üzere, farklı değerler de kullanılabilir.

n_s : Sürtünme etkili kayma düzlemi sayısı.

T_b : **Tablo 13.6** da verilen minimum bulon önçekme kuvveti.

μ : **Tablo 13.11** de A, B, C ve D Sınıfı yüzeyler için verilen veya deneysel olarak belirlenen ortalama sürtünme katsayısı.

Çelik Yapı Tasarımı Kontrol Esasları

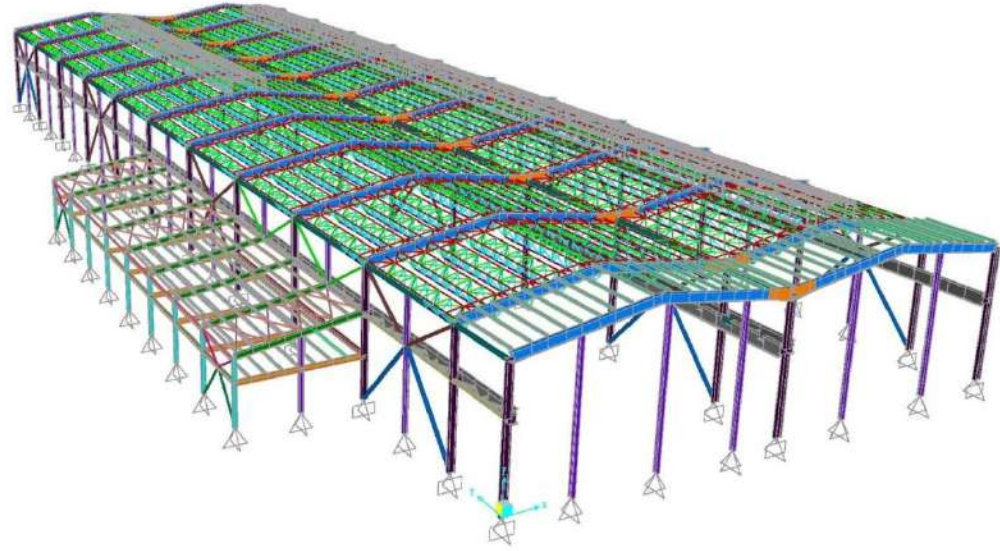
1. KULLANILACAK YÖNETMELİK, STANDART VE KAYNAKLARIN TANIMLANMASI
2. YAPIDA KULLANILAN ÇELİK, BETON MALZEME ÖZELLİKLERİ , DAYANIMLARININ BELİRTİLMESİ
3. YAPININ BULUNDUĞU ALANA AİT ZEMİNİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLER İANE BAĞLI OLARAK TEMEL TİPİ NİN SEÇİLMESİ
4. BİNA KULLANIM SINIFI, BİNA ÖNEM KATSAYISI, DEPREM TASARIM SINIFI, BİNA YÜKSEKLİK SINIFI BELİRLENMESİ
5. TASARIMA ESAS DEPREM YER HAREKETİ DÜZEYİ, PERFORMANS HEDEFİ VE TASARIM/DEĞERLENDİRME YAKLAŞIMLARININ BELİRLENMESİ
6. TASARIMA ESAS DEPREM YER HAREKETİ DÜZEYİNE VE BULUNDUĞU KOORDİNATLARA BAĞLI OLARAK TÜRKİYE DEPREM TEHLİKE HARİTALARINDAN ALINAN SPEKTRAL İVME KATSAYILARININ S_s ve S_1 VE YEREL ZEMİN SINIFINA GÖRE TASARIM SPEKTRAL İVME KATSAYILARININ BELİRLENMESİ
7. YAPI NİN ENİNE VE BOYUNA DOĞRULTUDA YATAY YÜK TAŞIYICI SİSTEMİ NİN BELİRLENMESİ (SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK VEYA SINIRLI MOMENT ÇERÇEVESİ VEYA ÇAPRAZLI ÇERÇEVE)
8. BELİRLENEN YATAY YÜK TAŞIYICI SİSTEMİNE GÖRE TAŞIYICI SİSTEM DAVRANIŞ KATSAYISI (R), DAYANIM FAZLALIĞI KATSAYILARININ (D) BELİRLENMESİ
9. YAPI MİMARİ, TEKNOLOJİK, PAFTALARINA UYGUN OLARAK ÇATI VE DUVAR KAPLAMALARI , EKİPMAN YERLEŞİMİ VE YÜKLERİ, İŞLETMEDE ÇALIŞACAK KREN YÜKLERİ, HAREKETLİ YÜKLER, ISI , RÜZGAR VE KAR YÜKLERİ BELİRLENEREK TANIMLANMIŞ OLMASI

Çelik Yapı Tasarımı Kontrol Esasları

10. YAPININ ZEMİN SEVİYESİNİN ALTINDA BODRUM KATI BULUNMASI HALİNDE YAPIYA ETKİYEN DİĞER HİDROSTATİK, HİDRODİNAMİK, RÜZGAR VE YATAY TOPRAK İTKİLERİ NİN BELİRLENMESİ
11. ÇATI FORMUNA GÖRE KAR BİRİKME DURUMU VARSA BU DURUMA GÖRE BİRİKMİŞ KAR YÜKLEMESİNİN DİKKATE ALINMASI
12. ÇELİK YAPILARIN TASARIMINDA KULLANILAN YÖNTEMİN GKT VEYA YDKT YÖNTEMLERİNDEN BİRİNE KARAR VERİLEREK YÜK BİRLEŞİMLERİNİN ONA GÖRE DÜZENLENMESİ
13. ÇELİK YAPININ ÇATI DÜZLEMİ, ENİNE VE BOYUNA DOĞRULTUDAKİ STABLİTE ELEMANLARININ SEÇİMİ VE BUNLARA UYGUN HESAP YÖNTEMİNİN (DOĞRUDAN ANALİZ YÖNTEMİ VEYA BURKULMA KATSAYILARI YÖNTEMİ) BELİRLENMESİ VE TANIMLANMASI
14. YÜK BİRLEŞİMLERİNİN “ 2016 ÇELİK YAPILARIN TASARIM HESAP VE YAPIM ESASLARI” VE TBDY 2018’ E GÖRE BELİRLENMESİ VE HESAP RAPORUNDA YER ALMASI
15. ANALİZ SONUCU DEPREM ,RÜZGAR VE KREN YATAY YÜKLERİ GÖZ ÖNÜNE ALINARAK GEREKLİ SEHİM TAHKİKLERİNİN YAPILMASI VE SINIR DEĞERLERLE KARŞILATIRILMASI
16. YAPILAN HESAPLAR ŞELİK DEĞİŞTİRMEYE GÖRE (ŞDGT) YAKLAŞIMI İLE YAPILIYORSA HASAR LİMİTLERİNİN BİRİM ŞEKİL DEĞİŞTİRME CİNSİNDEN BELİRTİLMESİ
17. HESAPLARIN BAŞINDA YAPININ HANGİ ANALİZ YÖNTEMİ İLE ÇÖZÜLECEĞİNİN BELİRTİLMESİ (EŞDEĞER DEPREM YÜKÜ, MOD BİRLEŞTİRME)
18. TEMEL VE ANKRAJ TASARIMINDA KULLANILAN MALZEME ÖZELLİKLERİ, STANDARTLAR VE TASARIM KURALLARININ BELİRTİLMESİ

Örnek Çelik Yapı Tasarımı

- ❖ İçinde 25 ton kapasiteli 4 adet kren çalışan iki açıklıklı hal yapısı, 01 Eylül 2016 tarihinden itibaren yürürlüğe girmiş olan “ÇELİK YAPILARIN TASARIM, HESAP ve YAPIM ESASLARI” yönetmeliği ve halen geçerli olan “2018 Yılı TÜRKİYE BİNA DEPREM YÖNETMELİĞİ” koşulları dikkate alınarak hesaplanmış ve belirtilen yönetmeliklere uygun olarak birleşim detayları hesaplanıp, çizilerek yorumlanmıştır.



1. Yükler

- G : Sabit Yük
- Q : Hareketli Yük
- Q_r : Çatı Hareketli Yüğü
- S : Kar Yüğü
- R : Yağmur Yüğü
- W : Rüzgar Yüğü
- E : Deprem Etkisi
- T : Sıcaklık Değişmesi ve/veya Mesnet Çökmesi Etkileri
- C : Kren Yüğü

1.1 Sabit Yük (G)

❖ Aşıklar ve çelik konstrüksiyon ağırlığı, bilgisayar tarafından otomatik olarak hesaba katılmaktadır.

❖ Taş yünü dolgulu çatı kaplaması : 0.15 kN/m^2

❖ Tesisat yükü : 0.25 kN/m^2

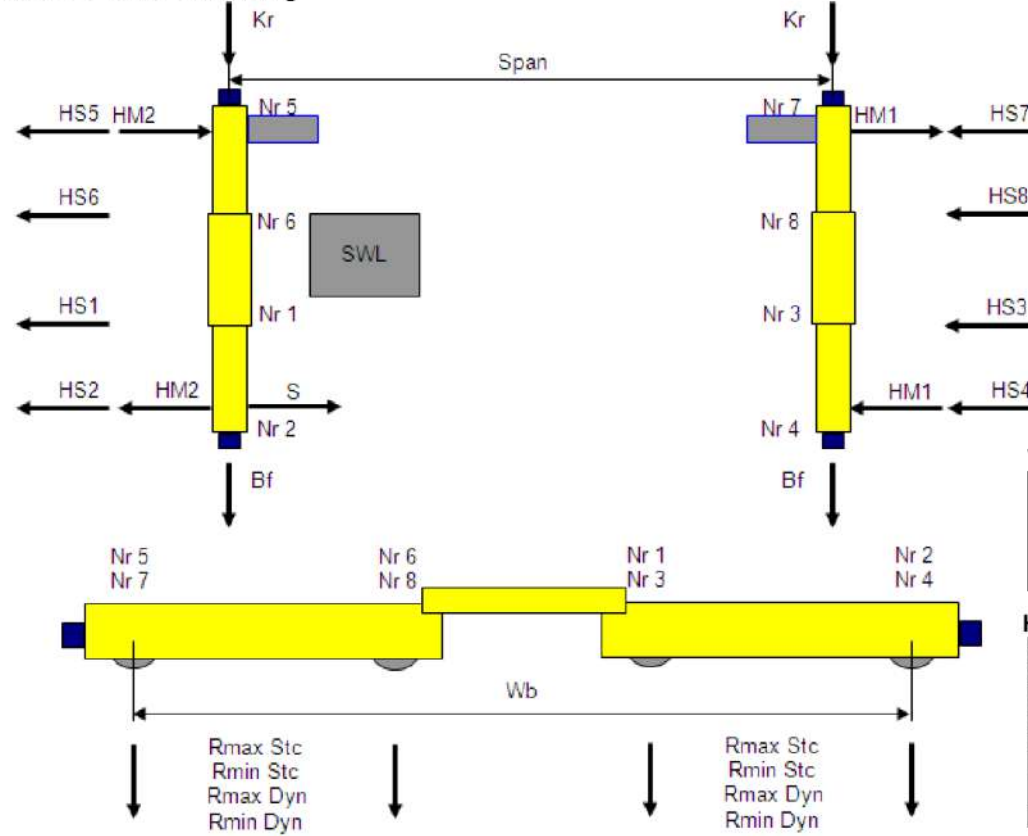
$$g_1 = 0.40 \text{ kN/m}^2$$

❖ Cephe paneli kaplaması $g_2 = 0.20 \text{ kN/m}^2$

1.2 Hareketli Yük (Q)

KONECRANES®
Lifting Businesses™

Wheel load drawing



Vertical wheel loads

Wheel	NR1	NR2	NR3	NR4	NR5	NR6	NR7	NR8
Rmax Stc	87.7 kN	65.1 kN	-	-	72.6 kN	87.8 kN	-	-
Rmin Stc	-	-	15.8 kN	15.5 kN	-	-	20.9 kN	15.2 kN
Rmax Dyn	108.9 kN	80.0 kN	-	-	88.4 kN	109.2 kN	-	-
Rmin Dyn	-	-	18.1 kN	17.6 kN	-	-	23.6 kN	17.4 kN

Horizontal wheel loads (according to DIN 4132 + 15018 and FEM)

5.1	Inertia forces (from driving mechanisms)				HM1 = 3.8 kN		HM2 = 17.8 kN	
5.2	Max. Wheel loads along each crane runway							Kr = 12.5 kN
5.3	Buffer force for dimensioning the crane runway end stop							Bf = 89 kN
5.4	Forces coming from skewing							
5.4.1	Guiding (contact) force (S= HS2 +....+HS8)						S = 32.0 kN	
5.4.2	Friction forces due to oblique travel							
Wheel	NR1	NR2	NR3	NR4	NR5	NR6	NR7	NR8
HSNR= kN	9.6	19.1	2.1	4.1	-5.9	3.6	-1.3	0.8

❖ Kren yürüme yollarında : $Q = 2 \text{ kN/m}^2$

1.3 Kar Yüğü (S) Hesabı (TS EN 1991-1-3)

Kar Yüğü Hesabı

$$s_k = 0,75 \frac{kN}{m^2}$$

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

$$C_e = 1,0$$

$$C_t = 1,0$$

$$\alpha = 8,56$$

Durum (i) :

$$\mu_1 = 0,8$$

$$s_i = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,6 \frac{kN}{m^2}$$

Durum (ii) :

$$\mu_1 = 0,8$$

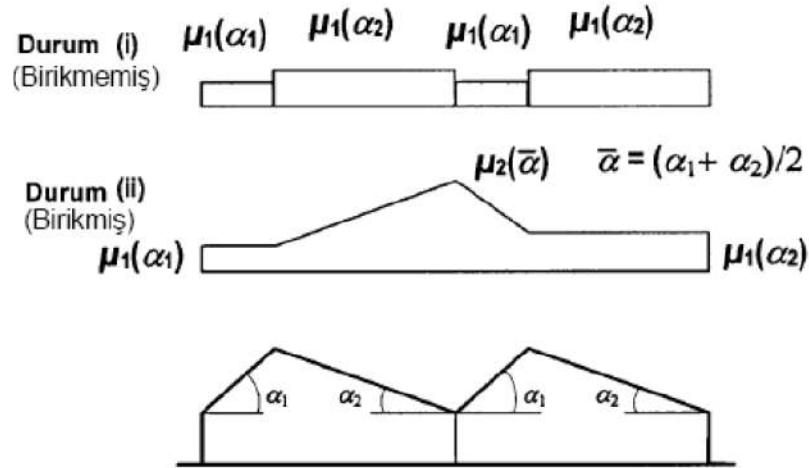
$$\mu_2 = 0,8 + 0,8 \cdot \frac{\alpha}{30} = 1,03$$

$$s_{ii1} = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,6 \frac{kN}{m^2}$$

$$s_{ii2} = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,77 \frac{kN}{m^2}$$

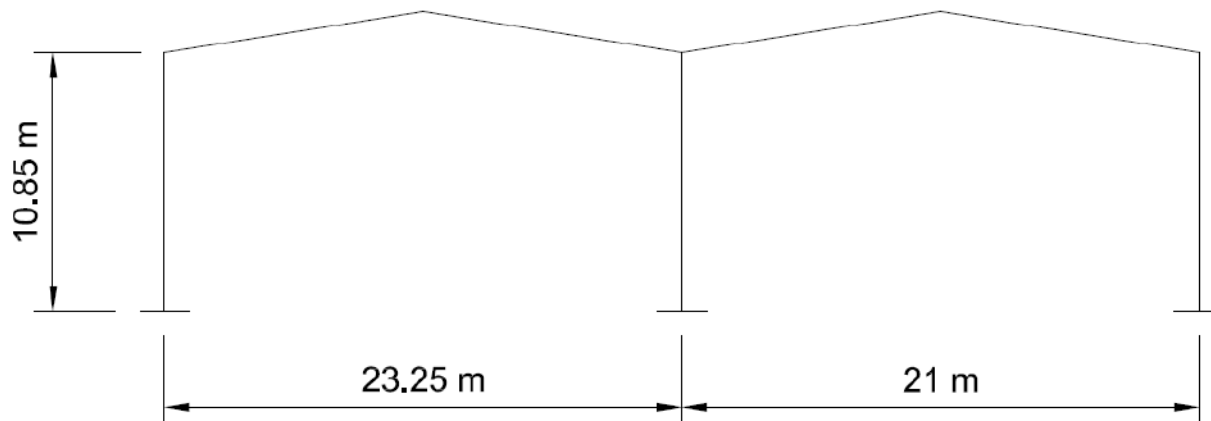
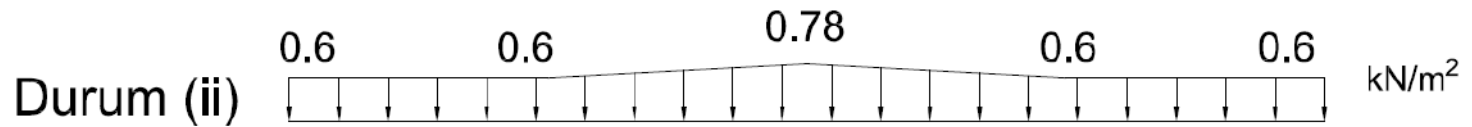
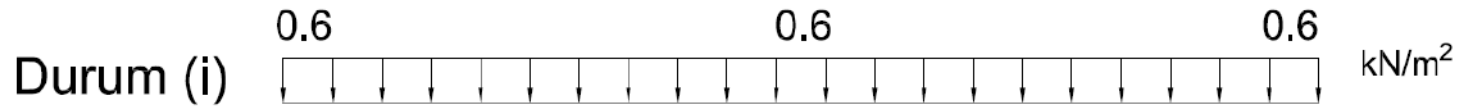
Çizelge 5.2 - Kar yüğü şekil katsayıları

Çatı eğim açısı, α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 (60-\alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--



Şekil 5.4 - Kar yüğü şekil katsayıları - çok eğimli çatı

1.3 Kar Yüğü (S) Hesabı (TS EN 1991-1-3)



1.3.1 Sundurmadaki Kar Yüğü Hesabı

Sundurmadaki Kar Yüğü Hesabı:

$$s_k = 0,75 \frac{kN}{m} \quad \gamma = 2 \frac{kN}{m}$$

$$b_1 = 23,25 m \quad b_2 = 10,5 m \quad h = 6,35 m$$

$$\alpha = 8,56^\circ$$

$$l_s = 2 \cdot h = 12,7 m$$

$$5 m \leq l_s \leq 15 m$$

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

$$\mu_s = 0$$

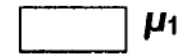
$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2 \cdot h} = 2,66 \leq \gamma \cdot \frac{h}{s_k} = 16,93 \quad \left. \vphantom{\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2 \cdot h}} \right\} \mu_w = 2,66$$

$$0,8 \leq \mu_w \leq 4$$

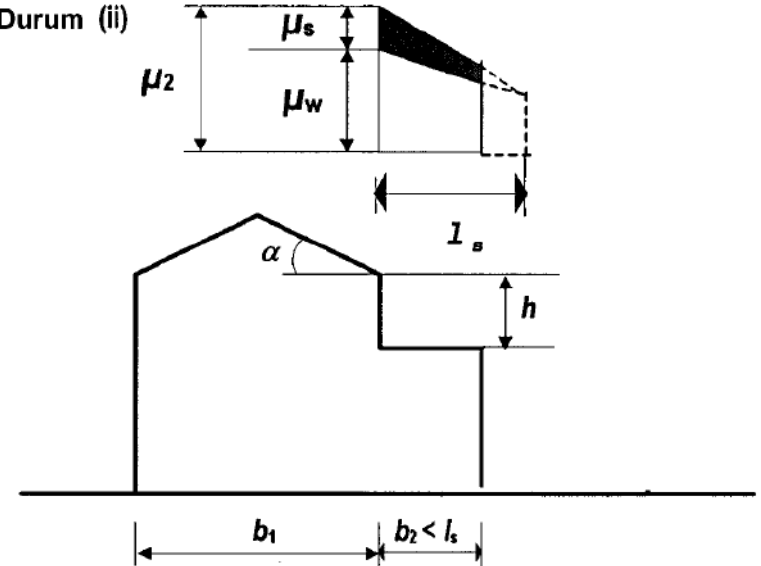
$$\mu_2 = 2,66$$

$$s = \mu_i \cdot s_k$$

Durum (i)



Durum (ii)



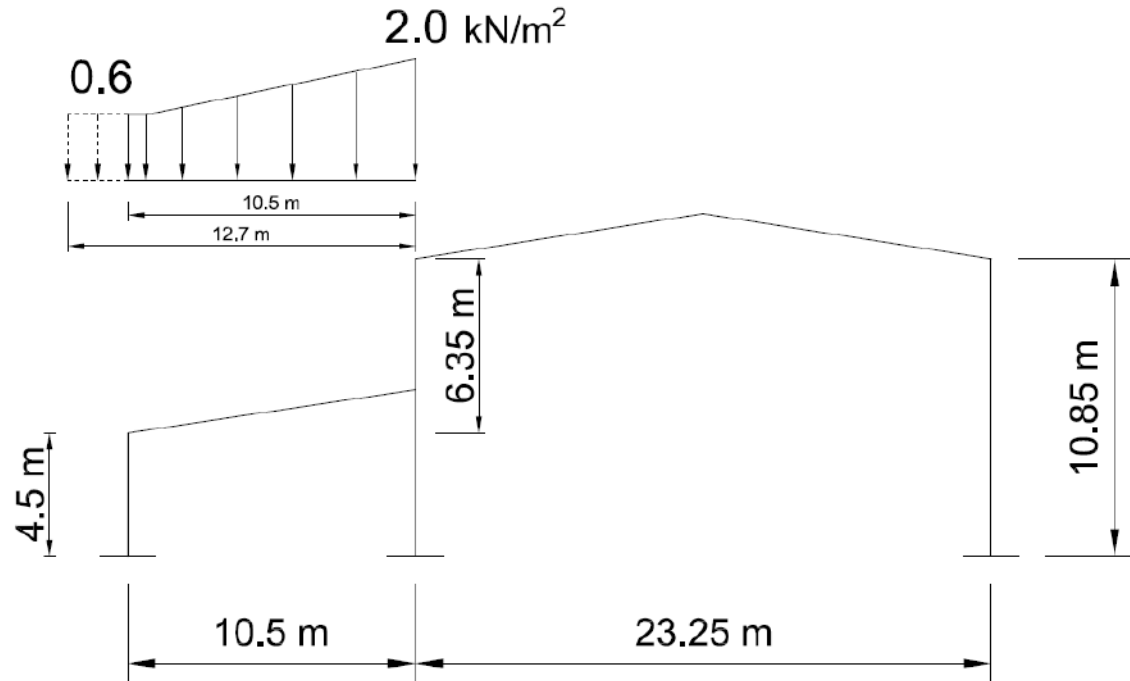
Bu durum $b_2 < l_s$ olduğunda uygulanır.

1.3.1 Sundurmadaki Kar Yüğü Hesabı

Durum (i)



Durum (ii)



1.3.2 Fenerdeki Kar Yüğü Hesabı

Fenerdeki Kar Yüğü Hesabı :

$$s_k = 0,75 \frac{kN}{m^2}$$

$$\gamma = 2 \frac{kN}{m^3}$$

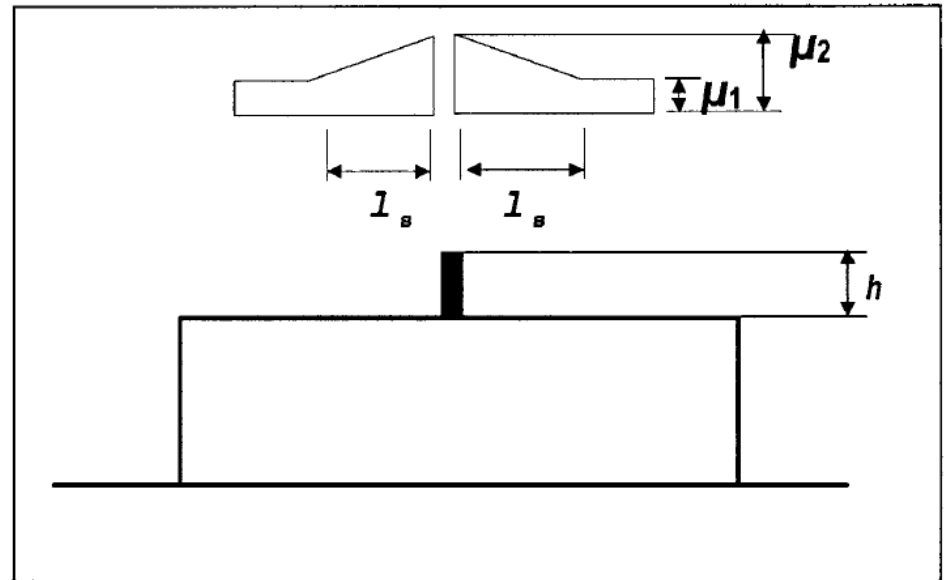
$$\mu_1 = 0,8$$

$$h = 1,8 \text{ m}$$

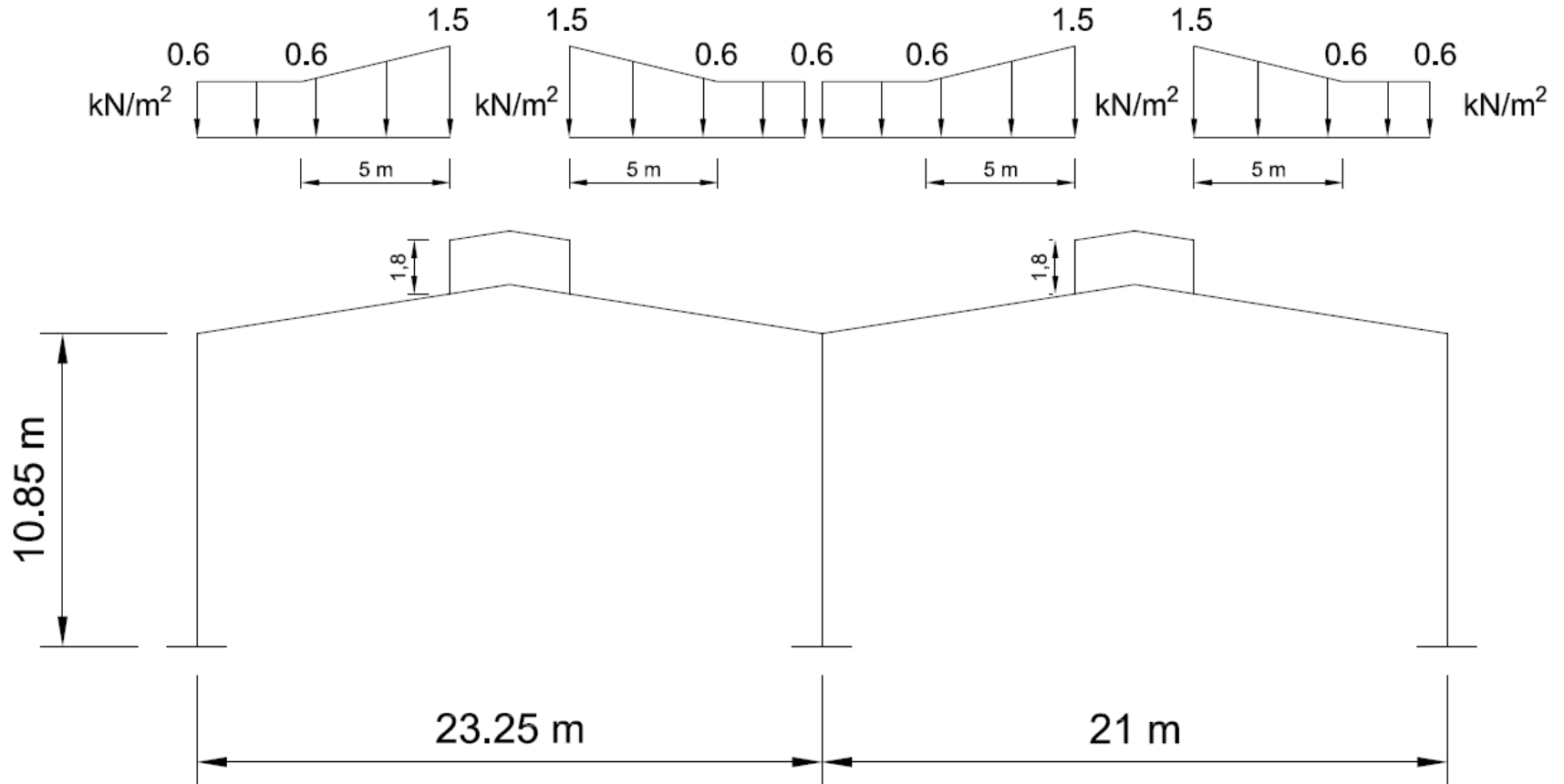
$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0 \\ \gamma \cdot \frac{h}{s_k} = 4,8 \end{array} \right\} \mu_2 = 2$$

$$\left. \begin{array}{l} 5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m} \\ 2 \cdot h = 3,6 \text{ m} \end{array} \right\} l_s = 5 \text{ m}$$

$$s = \mu_i \cdot s_k$$



1.3.2 Fenerdeki Kar Yüğü Hesabı



1.3.3 Parapetteki Kar Yüğü Hesabı

Parapetteki Kar Birikmesi:

$$s_k = 0,75 \frac{kN}{m} \quad \gamma = 2 \frac{kN}{m}$$

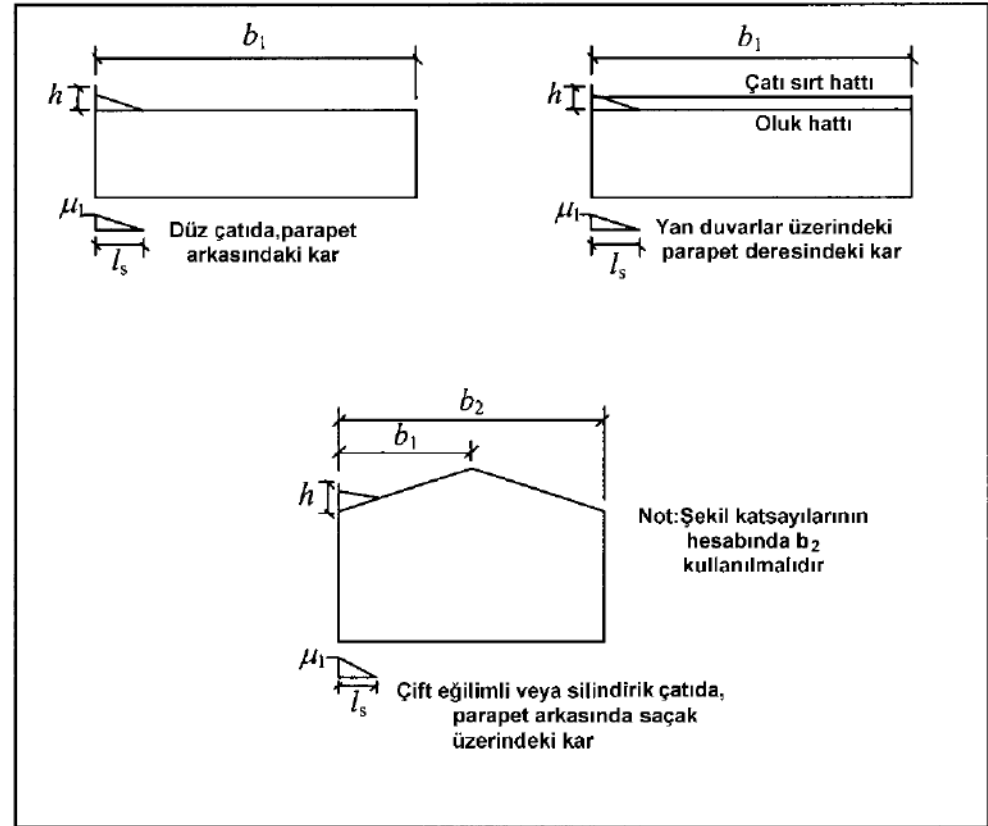
$$b_1 = 11,625 m \quad b_2 = 23,25 m \quad h = 1,15 m$$

$$b = \max \begin{pmatrix} b_1 \\ b_2 \end{pmatrix} = 23,25 m$$

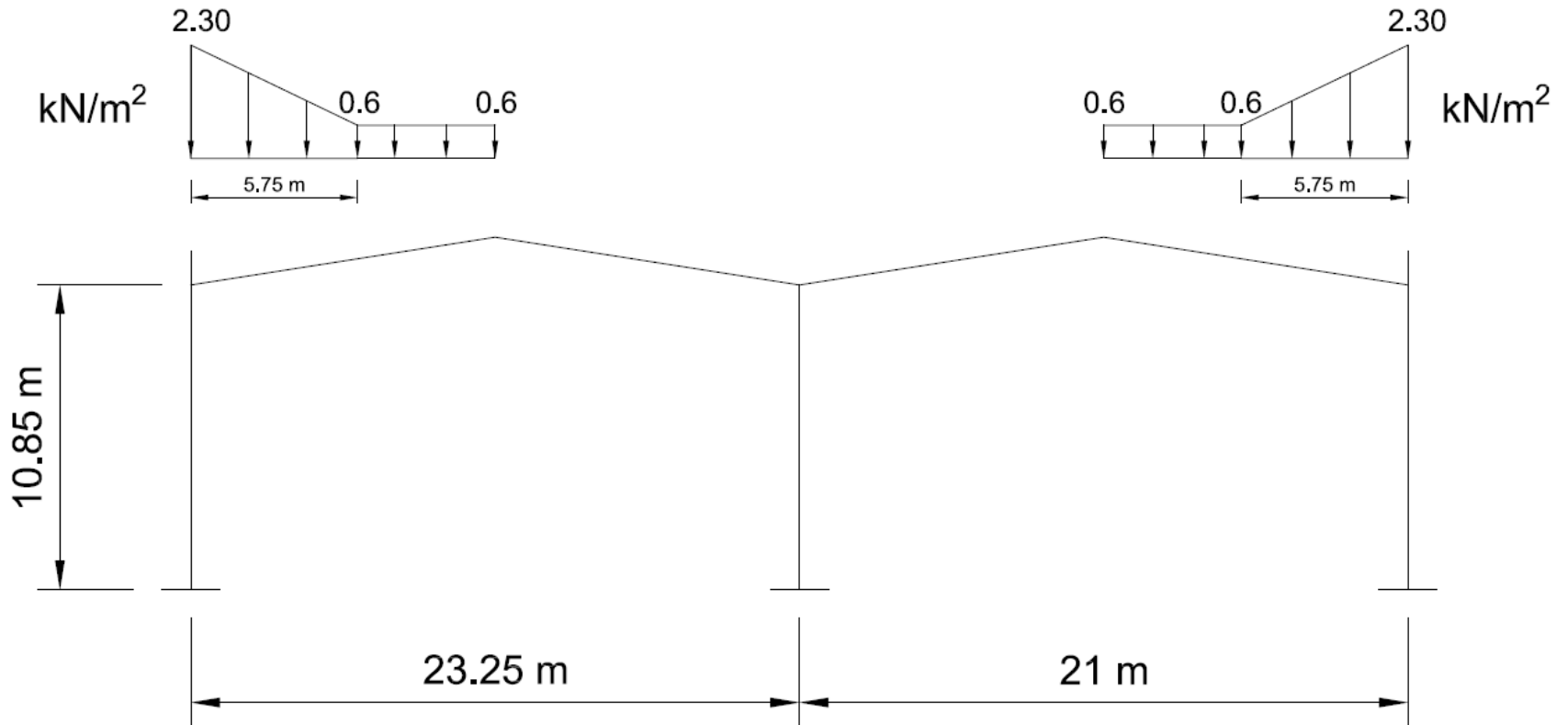
$$l_s = \min \begin{pmatrix} 5 \cdot h \\ b_1 \\ 15 m \end{pmatrix} = 5,75 m$$

$$\mu_1 = \min \begin{pmatrix} \frac{2 \cdot h}{0,75 m} \\ \frac{2 \cdot b}{l_s} \\ 8 \end{pmatrix} = 3,07$$

$$s = \mu_1 \cdot s_k$$

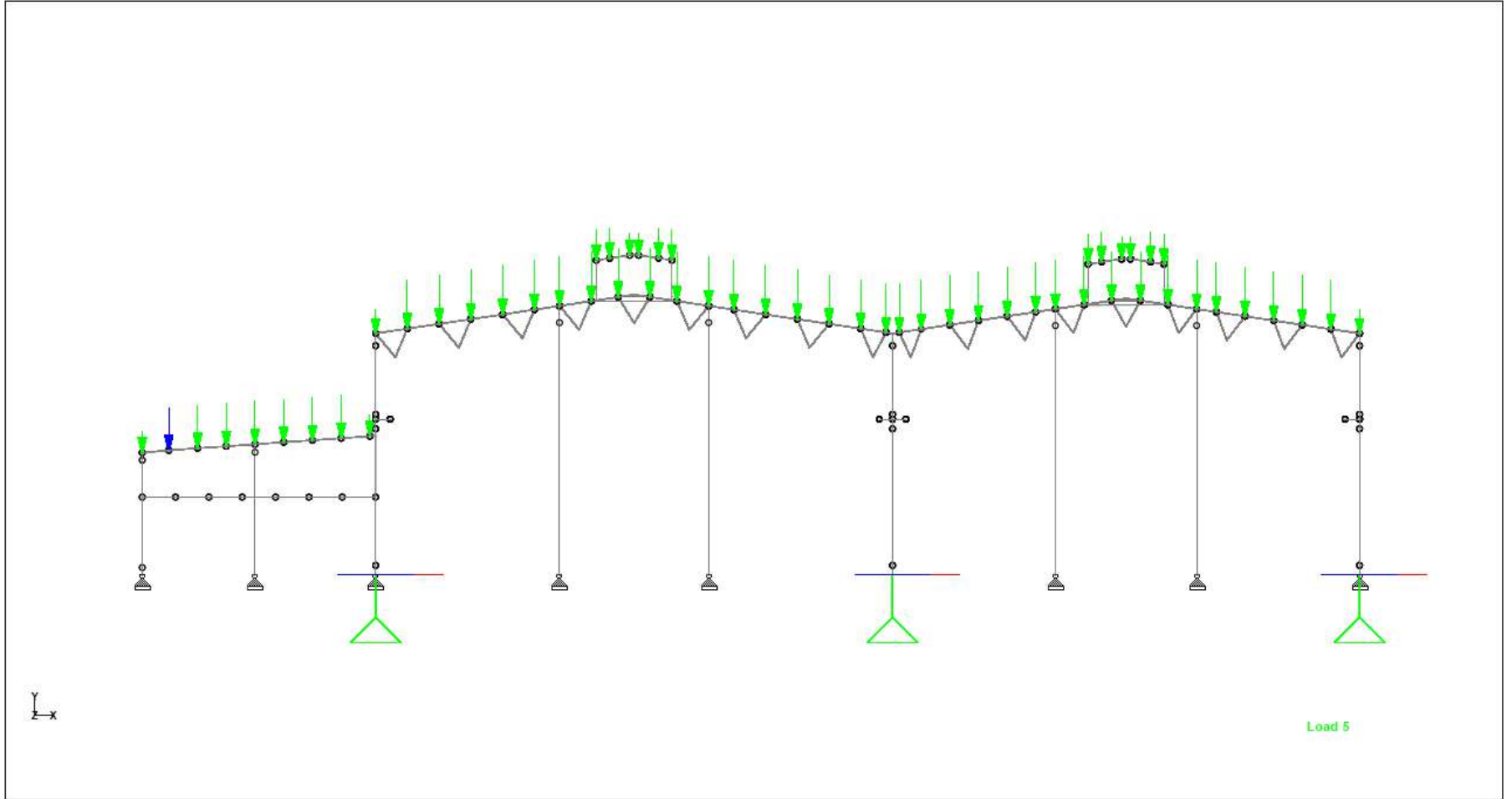


1.3.3 Parapetteki Kar Yüğü Hesabı



1.3 Kar Yüğü Hesabı

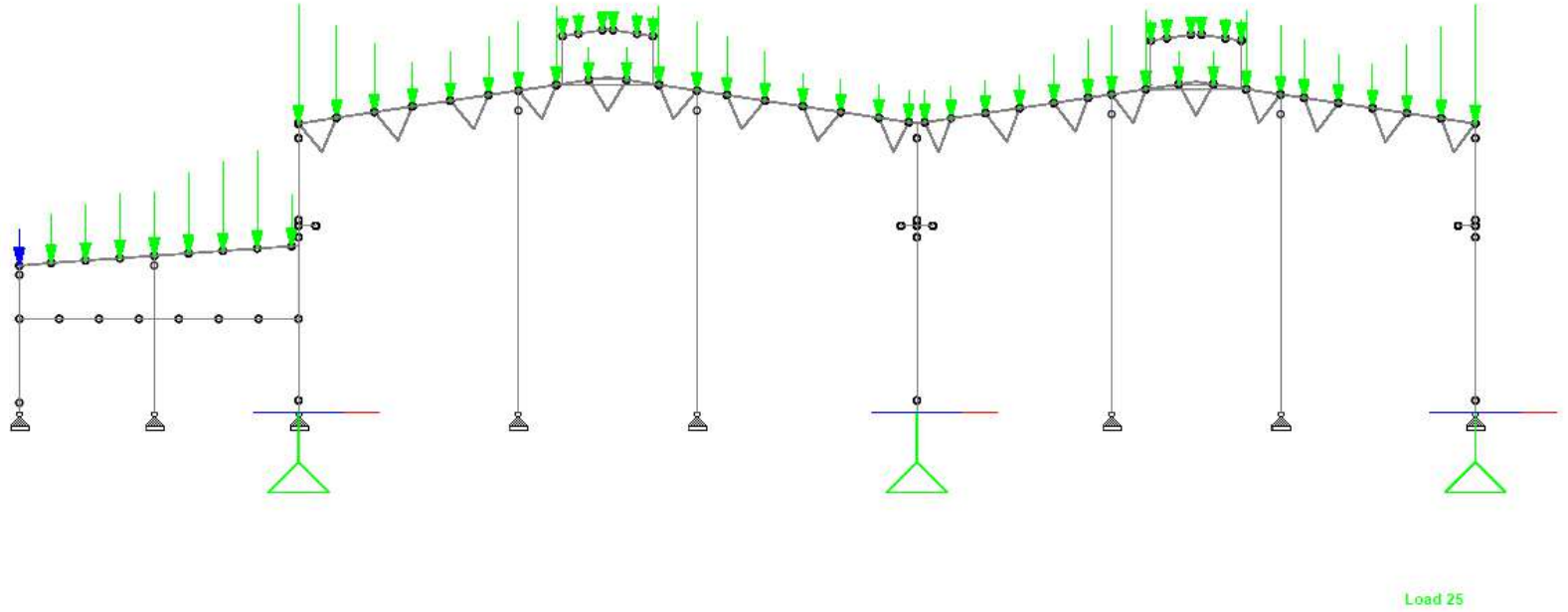
Uniform Kar Yüklemesi



UNIFORM KAR YUKLEMESİ

1.3 Kar Yüğü Hesabı

Kar Birikmesi Yüklemesi

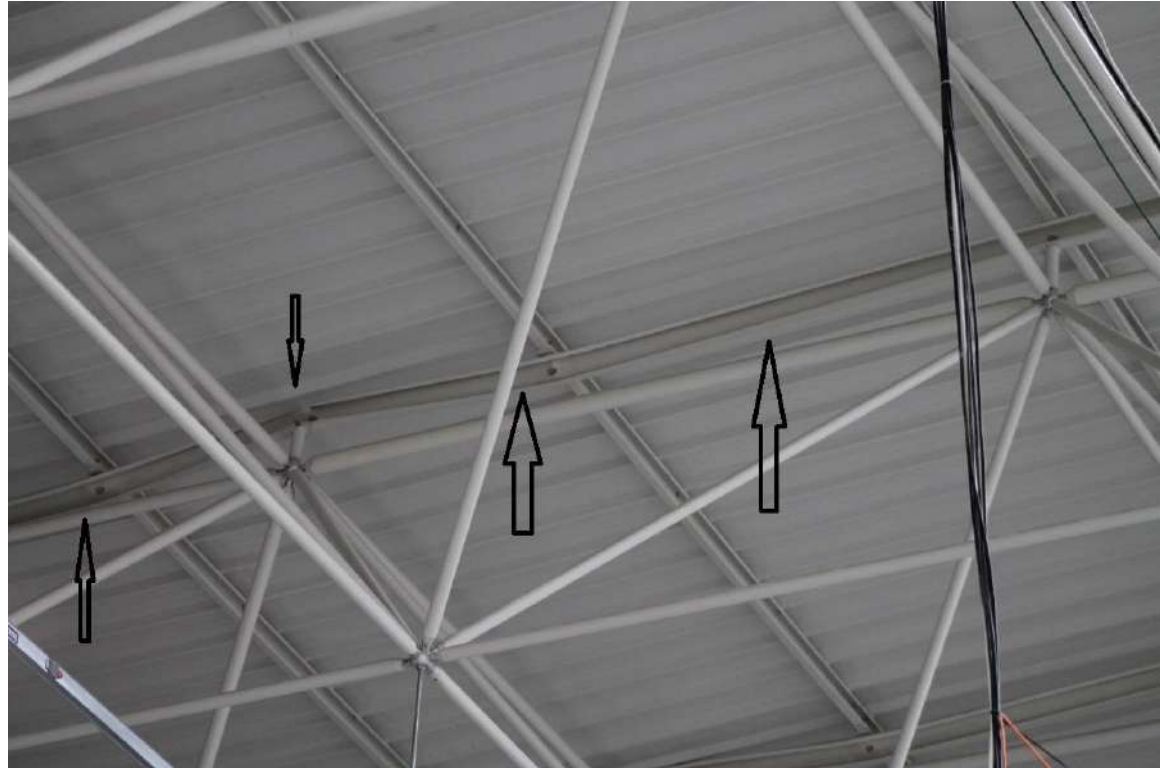


KAR BIRIKMESI YUKLEMESI (KESIT)

Kar Birikmesi ile İlgili Görseller



Göllenme ile İlgili Görseller



1.4 Rüzgar Yüğü (W) Hesabı (TS EN 1991-1-4)

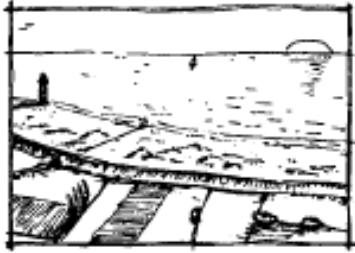
Çizelge 4.1 - Arazi kategorileri ve arazi parametreleri

Arazi kategorisi		Z_0 m	Z_{en} küçük m
0	Açık deniz etkisine maruz deniz veya kıyı alanı	0,003	1
I	Göller veya ihmal edilebilecek seviyede bitki örtüsü olan ve engebeli olmayan düz ve yatay alan	0,01	1
II	Çayır gibi az seviyede bitki örtüsü olan ve aralarında en az engel yüksekliğinin 20 katı kadar mesafe bulunan engellere (ağaçlar, binalar) sahip alan	0,05	2
III	Düzgün yayılı şekilde bir bitki örtüsüne veya binalara veya aralarında en az engel yüksekliğinin 20 katı kadar mesafe bulunan engellere sahip alan (kasabalar, yörekent, ormanlık alan gibi)	0,3	5
IV	Yüzeyinin en az % 15'i, yükseklik ortalaması 15 m'yi aşan binalarla kaplı alan	1,0	10

1.4 Rüzgar Yüğü (W) Hesabı (TS EN 1991-1-4)

Arazi kategorisi 0

Açık deniz etkisine maruz deniz veya kıyı alanı



Arazi kategorisi I

Göller veya ihmal edilebilecek seviyede bitki örtüsü olan ve engebeli olmayan düz veya yatay alan



Arazi kategorisi II

Çayır gibi az seviyede bitki örtüsü olan ve aralarında en az engel yüksekliğinin 20 katı kadar mesafe bulunan engellere (ağaçlar, binalar) sahip alan



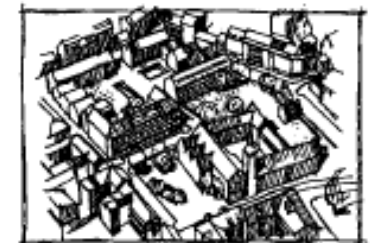
Arazi kategorisi III

Düzgün yayılı şekilde bir bitki örtüsüne veya binalara veya aralarında en az engel yüksekliğinin 20 katı kadar mesafe bulunan engellere sahip alan (kasabalar, yörekent, ormanlık alan gibi)



Arazi kategorisi IV

Yüzeyinin en az % 15'i, yükseklik ortalaması 15 m'yi aşan binalarla kaplı alan



1.4 Rüzgar Yüğü (W) Hesabı (TS EN 1991-1-4)

Esas Rüzgar Hızı:

$$v_{bo} = 28 \frac{m}{s}$$

$$C_{dir} = 1,0$$

$$C_{season} = 1,0$$

$$K = 0,2$$

$$n = 0,5$$

$$p = 0,02$$

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1-p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0,98))} \right)^n = 1$$

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{bo} \cdot c_{prob} = 28 \frac{m}{s}$$

Ortalama Rüzgar Hızı:

$$v_m = c_r \cdot c_o \cdot v_b \quad c_o = 1,0$$

Arazi Kategorisi: IV

$$z_o = 1,0 \text{ m} \quad z = 12,73 \text{ m} \quad z_{oII} = 0,05 \text{ m}$$

$$z_{min} = 10 \text{ m} \quad z_{max} = 200 \text{ m}$$

$$c_r = k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_o} \right) \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$k_r = 0,19 \cdot \left[\left(\frac{z_o}{z_{oII}} \right)^{0,07} \right] = 0,234$$

$$c_r = 0,596$$

$$v_m = 16,691 \frac{m}{s}$$

1.4 Rüzgar Yüğü (W) Hesabı (TS EN 1991-1-4)

Rüzgar Türbülansı:

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_1 \quad k_1 = 1,0$$

$$I_v = \frac{\sigma_v}{v_m} = 0,393 \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

Tepe Hız Kaynaklı Rüzgar Basıncı:

$$q_p = \left(1 + 7 \cdot I_v\right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 \quad \rho = 1,25 \frac{kg}{m^3}$$

$$q_p = 0,653 \frac{kN}{m^2}$$

Yüzeylerdeki Rüzgar Basıncı:

$$w_e = q_p \cdot c_{pe}$$

Bina Boyutları:

$$d = 44,25 m$$

$$b = 126 m$$

$$h = 12 m$$

$$e = \min \left[\frac{b}{2 \cdot h} \right] = 24 m$$

$$\frac{h}{d} = 0,271$$

1.4 Rüzgar Yüğü (W) Hesabı (TS EN 1991-1-4)

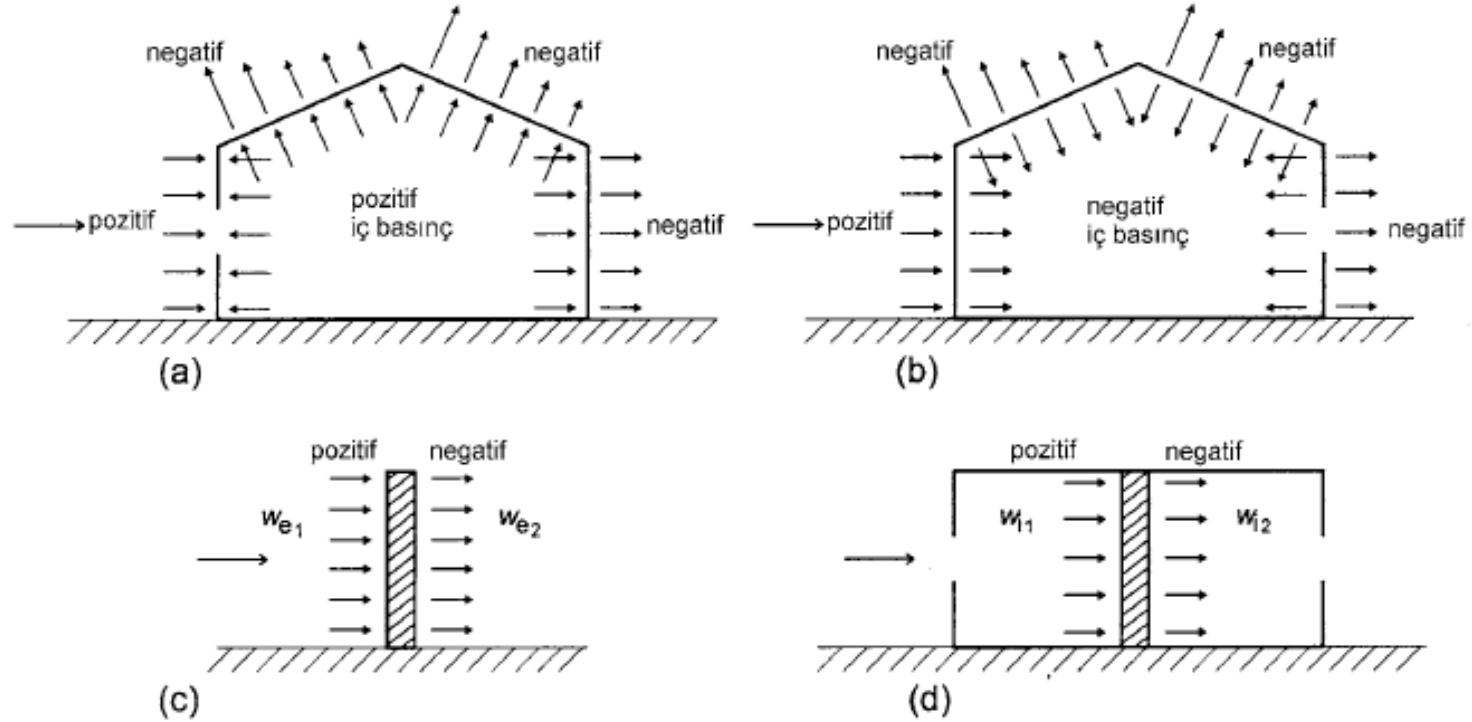
7.2 Binalar için basınç katsayıları

7.2.1 Genel

(1) Binalar ve bina bölümleri için dış basınç katsayıları c_{pe} , hesaplama yapılacak kesitteki rüzgâr etkisini oluşturan yüklenmiş yapı alanı A 'nın boyutuna bağlıdır. Dış basınç katsayıları, uygun bina şekilleri için çizelgelerde, değeri 1 m^2 olan yüklenmiş alan A için kısmi katsayı $c_{pe,1}$ olarak, değeri 10 m^2 olan yüklenmiş alan A için ise genel katsayı $c_{pe,10}$ olarak verilmiştir.

Not 1 - $c_{pe,1}$ değerleri cephe ve çatı kaplama elemanları gibi alanı 1 m^2 veya daha az olan küçük elemanlar ve sabitleme elemanlarının tasarımında kullanılmak üzere dikkate alınır. $c_{pe,10}$ değerleri binanın yük taşıyıcı kısmının tamamının tasarımında kullanılabilir.

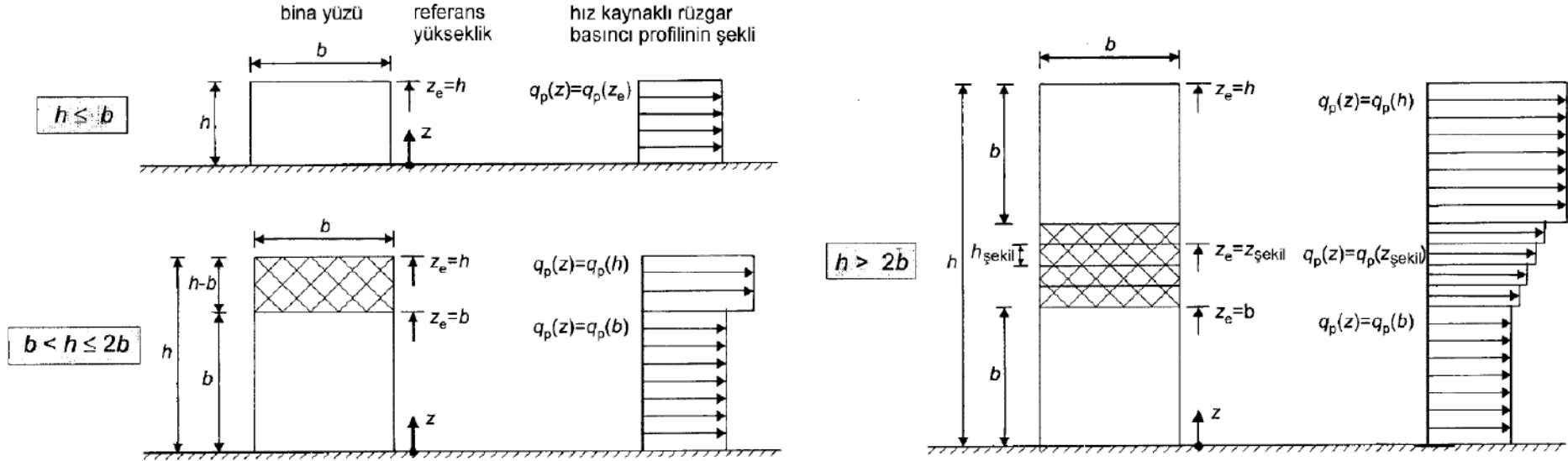
1.4 Rüzgar Yüğü (W) Hesabı (TS EN 1991-1-4)



Şekil 5.1 - Yüzeylerdeki basınç

1.4 Rüzgar Yüğü (W) Hesabı (TS EN 1991-1-4)

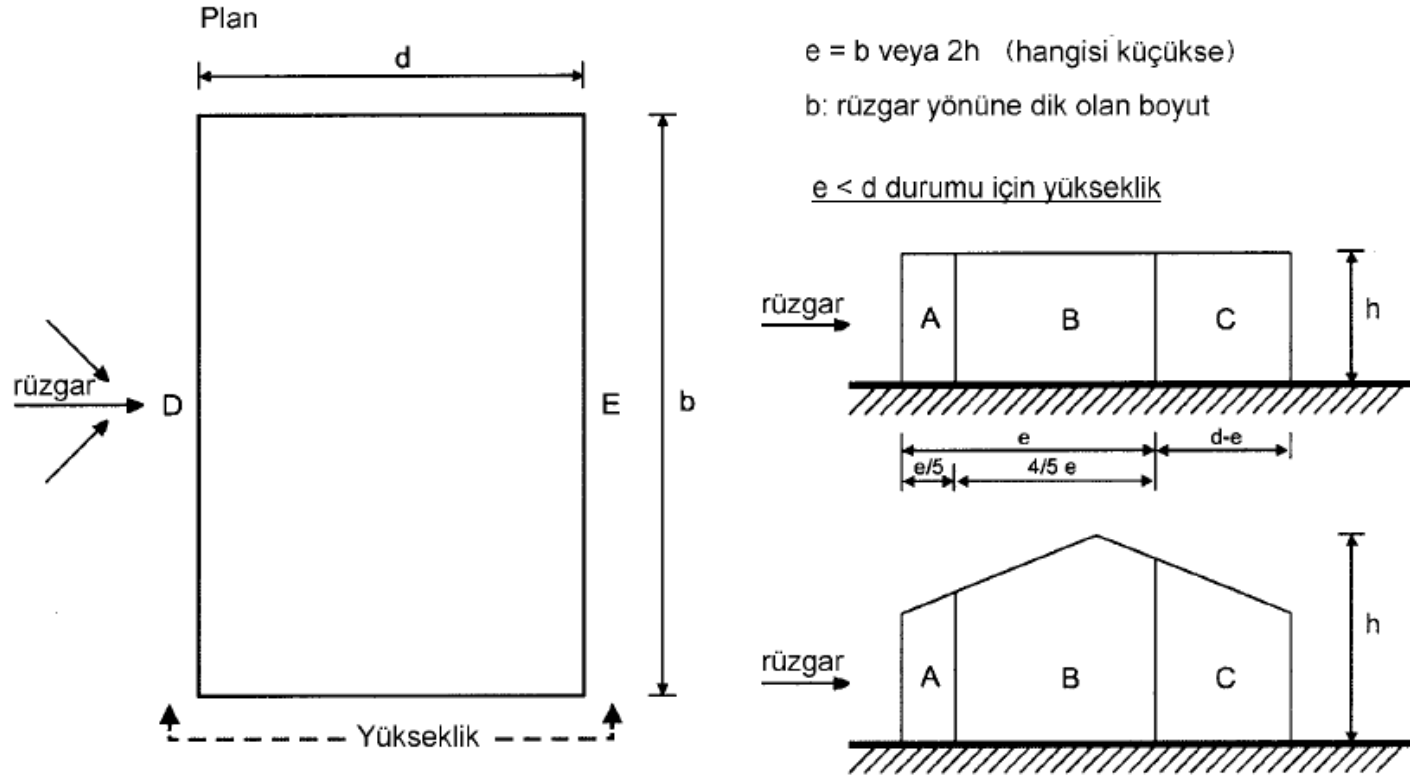
Dikdörtgen Planlı Binaların Düşey Duvarları



Not - Dikkate alınan her yatay şerit için hız kaynaklı rüzgâr basıncının düzgün yayılı olarak etkiği kabul edilmelidir.

Şekil 7.4 - h ve b değerlerine bağlı z_e referans yüksekliği ve buna karşılık gelen hız kaynaklı rüzgâr basıncı profili

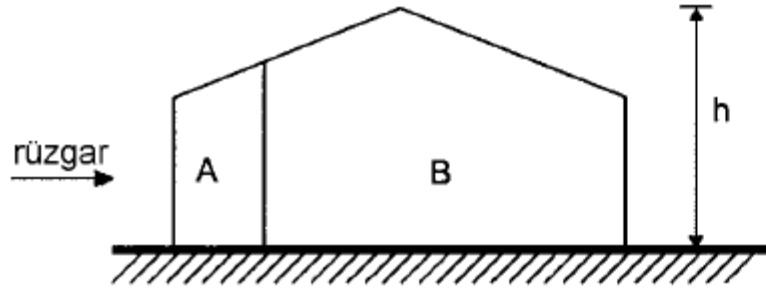
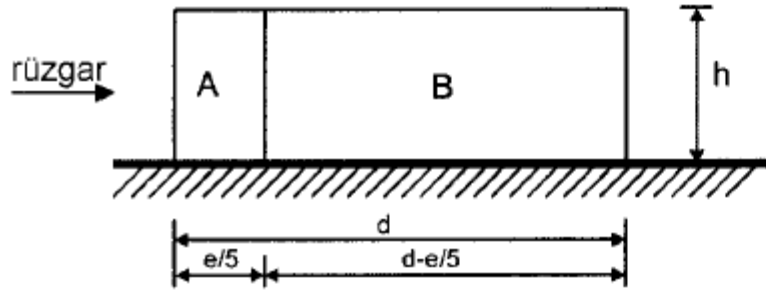
1.4 Rüzgar Yüğü (W) Hesabı (TS EN 1991-1-4)



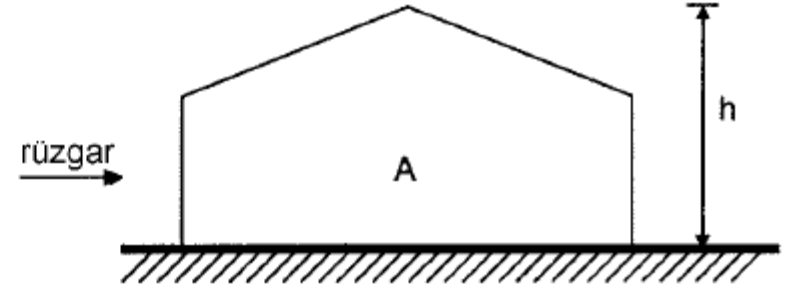
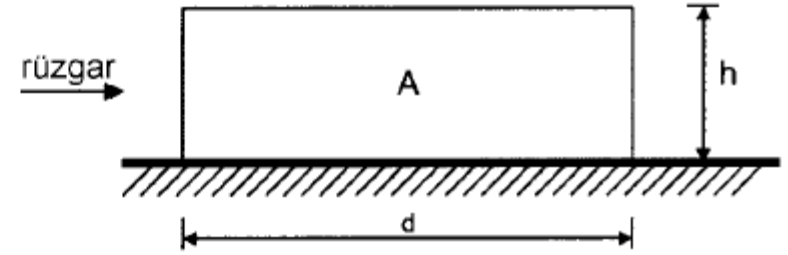
Şekil 7.5 - Düşey duvarlar için açıklamalar

1.4 Rüzgar Yüğü (W) Hesabı (TS EN 1991-1-4)

$e \geq d$ durumu için yükseklik



$e \geq 5d$ durumu için yükseklik



Şekil 7.5 - Düşey duvarlar için açıklamalar

1.4 Rüzgar Yüğü (W) Hesabı (TS EN 1991-1-4)

Çizelge 7.1 - Dikdörtgen planlı binaların düşey duvarları için tavsiye edilen dış basınç katsayısı değeri

Bölge	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

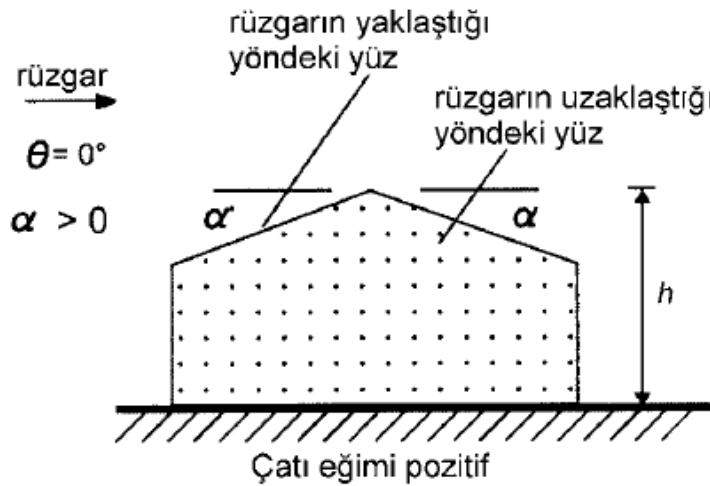
Not 1 - $c_{pe,10}$ ve $c_{pe,1}$ değeri Millî Ek'te verilebilir. Tavsiye edilen değeri h/d oranına bağı olarak Çizelge 7.1'de verilmiştir. h/d oranının ara değeri için doğrusal interpolasyon uygulanabilir. Çift eğimli ve tek eğimli gibi yatay olmayan çatısı bulunan binaların duvarları için Çizelge 7.1'deki değeri de uygulanabilir.

Not 2 - $h/d > 5$ olan binalar için toplam rüzgâr yükü Madde 7.6 ilâ Madde 7.8 ve Madde 7.9.2'de verilen hükümler esas alınabilir.

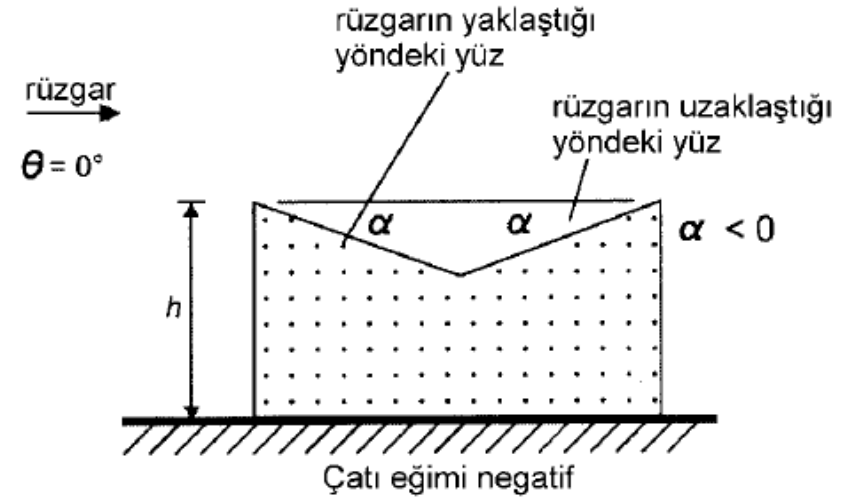
1.4 Rüzgar Yüğü (W) Hesabı (TS EN 1991-1-4)

7.2.5 Çift eğimli çatılar

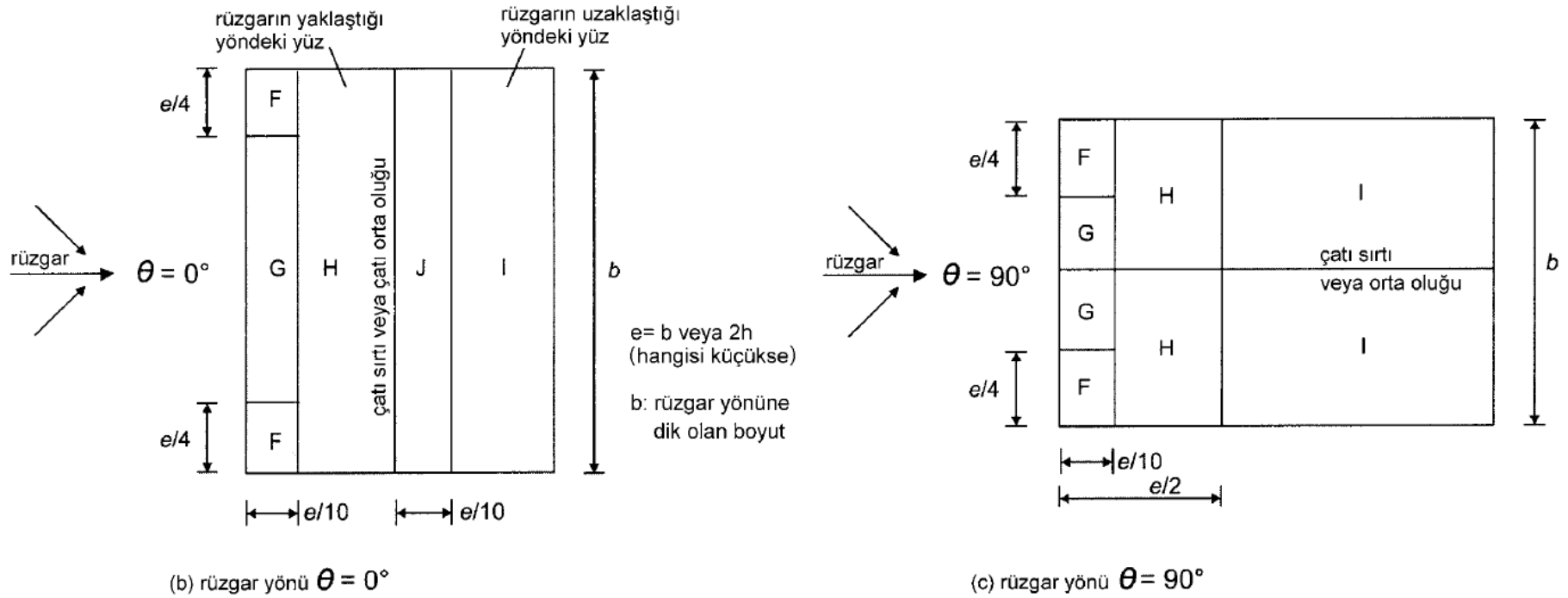
- (1) Çıkıntı yapan kısımlar içeren çatılar, Şekil 7.8'de gösterildiği gibi bölgelere ayrılmalıdır.
- (2) z_e referans yüksekliği, h yüksekliğine eşit alınmalıdır.
- (3) Her bölge için kullanılması gereken basınç katsayıları Çizelge 7.4'te verilmiştir.



(a) genel



1.4 Rüzgar Yüğü (W) Hesabı (TS EN 1991-1-4)



Şekil 7.8 - Çift eğimli çatılar için açıklamalar

1.4 Rüzgar Yüğü (W) Hesabı (TS EN 1991-1-4)

Çizelge 7.4a – Çift eğimli çatılar için dış basınç katsayıları

Eğim açısı α	Rüzgâr yönü $\theta = 0^\circ$ için bölgeler									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Çizelge 7.4b – Çift eğimli çatılar için dış basınç katsayıları

Eğim açısı α	Rüzgâr yönü $\theta = 90^\circ$ için bölgeler							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

1.5 Deprem Etkisi (E) (TBDY-2018)

❖ Deprem Parametreleri:

Deprem Yer Hareketi Düzeyi :DD2

Kısa Periyot tasarım ivme katsayısı S_{ds} :1.417

1.0 saniye tasarım spektral ivme katsayısı : S_{d1} : 0.742

Yapı Önem Katsayısı : $I = 1.0$

Yerel Zemin Sınıfı : ZD

❖ Bilgisayar analizi sonucu elde edilen yapı periyotları:

$T_x = 0,456$ sn (x-x yönü periyodu)

$T_y = 0.219$ sn (y-y yönü periyodu)

❖ Taşıyıcı Sistem : Süneklilik Düzeyi Yüksek Çerçeve

$R = 8$ (Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar)

$R = 6$ (Deprem yüklerinin süneklilik düzeyi yüksek merkezi çaprazlarla taşındığı binalar)

1.5 Deprem Etkisi (E) (TBDY-2018)



Türkiye Deprem Tehlike Haritaları İnteraktif Web Uygulaması

Kullanıcı Girdileri

Rapor Başlığı:	LEVHA HOLU	
Deprem Yer Hareketi Düzeyi	DD-2	50 yılda aşılma olasılığı %10 (tekrarlanma periyodu 475 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi
Yerel Zemin Sınıfı	ZD	Orta sıkı - sıkı kum, çakıl veya çok katı kil tabakaları
Enlem:	40.7801°	
Boylam	29.5367°	

Çıktılar

$S_5 = 1.417$	$S_1 = 0.388$	$PGA = 0.587$	$PGV = 46.379$
---------------	---------------	---------------	----------------

S_5 : Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı [boyutsuz]

S_1 : 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı [boyutsuz]

PGA : En büyük yer ivmesi [g]

PGV : En büyük yer hızı [cm/sn]

1.5 Deprem Etkisi (E) (TBDY-2018)

Yerel Zemin Sınıfları

Yerel Zemin Sınıfı	Zemin Cinsi	Üst 30 metrede ortalama		
		$(V_s)_{30}$ [m/s]	$(N_{60})_{30}$ [darbe/30 cm]	$(C_u)_{30}$ [kPa]
ZA	Sağlam, sert kayalar	> 1500	-	-
ZB	Az ayrılmış, orta sağlam kayalar	760 - 1500	-	-
ZC	Çok sıkı kum, çakıl ve sert kil tabakaları veya ayrılmış, çok çatlaklı zayıf kayalar	360 - 760	> 50	> 250
ZD	Orta sıkı - sıkı kum, çakıl veya çok katı kil tabakaları	180 - 360	15 - 50	70 - 250
ZE	Gevşek kum, çakıl veya yumuşak - katı kil tabakaları veya $PI > 20$ ve $w > \% 40$ koşullarını sağlayan toplamda 3 metreden daha kalın yumuşak kil tabakası ($C_u < 25$ kPa) içeren profiller	< 180	< 15	< 70
ZF	Sahaya özel araştırma ve değerlendirme gerektiren zeminler : 1) Deprem etkisi altında çökme ve potansiyel göçme riskine sahip zeminler (sıvılaştırılabilir zeminler, yüksek derecede hassas kiler, göçebilir zayıf çimentolu zeminler vb.), 2) Toplam kalınlığı 3 metreden fazla turba ve/veya organik içeriği yüksek kiler, 3) Toplam kalınlığı 8 metreden fazla olan yüksek plastisiteli ($PI > 50$) kiler , 4) Çok kalın (> 35 m) yumuşak veya orta katı kiler.			

1.5 Deprem Etkisi (E) (TBDY-2018)

Yerel Zemin Etki Katsayıları

Yerel Zemin Sınıfı	Kısa periyot bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı F_S					
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.00$	$S_S = 1.25$	$S_S \geq 1.50$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
ZC	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
ZD	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
ZE	2.4	1.7	1.3	1.1	0.9	0.8
ZF	Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır.					

Yerel Zemin Sınıfı ZD ve $S_S = 1.417$ için $F_S = 1.000$

Yerel Zemin Sınıfı	1.0 saniye periyot için Yerel Zemin Etki Katsayısı F_1					
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.50$	$S_1 \geq 0.60$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZC	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
ZD	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
ZE	4.2	3.3	2.8	2.4	2.2	2.0
ZF	Sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır.					

Yerel Zemin Sınıfı ZD ve $S_1 = 0.388$ için $F_1 = 1.912$

1.5 Deprem Etkisi (E) (TBDY-2018)

Tasarım Spektral İvme Katsayıları

$$S_{DS} = S_S F_S = 1.417 \times 1.000 = 1.417$$

$$S_{D1} = S_1 F_1 = 0.388 \times 1.912 = 0.742$$

S_{DS} : Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı [boyutsuz]

S_{D1} : 1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı [boyutsuz]

1.5 Deprem Etkisi (E) (TBDY-2018)

Deprem Parametreleri - TBDY-2018

Deprem Yer Hareketi Düzeyi: DD-2

Yerel Zemin Sınıfı: ZD

$$S_{DS} := 1,417$$

$$S_{D1} := 0,742$$

$$PGA := 0,587$$

$$PGV := 46,379$$

$$T_A := 0,2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,1047$$

$$T_B := \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,5236$$

$$T_L := 6$$

Yatay Elastik Tasarım Spektral İvmeleri

Bina Yüksekliği (m): $H_N := 10,45$

Çelik binalarda: $C_t := 0,08$

$$T_{pA} := C_t \cdot H_N^{\frac{3}{4}} = 0,465$$

1.5 Deprem Etkisi (E) (TBDY-2018)

Yapı analizi sonucu bulunan x doğrultusundaki periyot:

$$T_{xa} := 0,456$$

$0,456 < 1,4 \cdot T_{pA}$ olduğundan

$$T_x := T_{xa}$$

$$S_{ae}(T) = \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_A} \right) S_{DS} \quad (0 \leq T \leq T_A)$$

$$T_{p,x} := 0,456$$

$$S_{ae}(T) = S_{DS} \quad (T_A \leq T \leq T_B)$$

$$S_{ae,x}(T_x) := S_{DS} = 1,417$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1}}{T} \quad (T_B \leq T \leq T_L)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (T_L \leq T)$$

Yapı analizi sonucu bulunan z doğrultusundaki periyot:

$$T_{za} := 0,219$$

$0,219 < 1,4 \cdot T_{pA}$ olduğundan

$$T_z := T_{za}$$

$$S_{ae}(T) = \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_A} \right) S_{DS} \quad (0 \leq T \leq T_A)$$

$$T_{p,z} := 0,219$$

$$S_{ae}(T) = S_{DS} \quad (T_A \leq T \leq T_B)$$

$$S_{ae,z}(T_z) := S_{DS} = 1,417$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1}}{T} \quad (T_B \leq T \leq T_L)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (T_L \leq T)$$

1.5 Deprem Etkisi (E) (TBDY-2018)

Bina Kullanım Sınıfı ve Bina Önem Katsayısı

Tablo 3.1 – Bina Kullanım Sınıfları ve Bina Önem Katsayıları

Bina Kullanım Sınıfı	Binanın Kullanım Amacı	Bina Önem Katsayısı (<i>I</i>)
BKS = 1	Deprem sonrası kullanımı gereken binalar, insanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar, değerli eşyanın saklandığı binalar ve tehlikeli madde içeren binalar a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. c) Müzeler d) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb. özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1.5
BKS = 2	İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Alışveriş merkezleri, spor tesisleri, sinema, tiyatro, konser salonları, ibadethaneler, vb.	1.2
BKS = 3	Diğer binalar BKS=1 ve BKS=2 için verilen tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb.)	1.0

BKS := 3

I := 1

1.5 Deprem Etkisi (E) (TBDY-2018)

Deprem Tasarım Sınıfları (DTS)

Tablo 3.2 – Deprem Tasarım Sınıfları (DTS)

DD-2 Deprem Yer Hareketi Düzeyinde Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı (S_{DS})	Bina Kullanım Sınıfı	
	BKS = 1	BKS = 2, 3
$S_{DS} < 0.33$	DTS = 4a	DTS = 4
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	DTS = 3a	DTS = 3
$0.50 \leq S_{DS} < 0.75$	DTS = 2a	DTS = 2
$0.75 \leq S_{DS}$	DTS = 1a	DTS = 1

$$S_{DS} = 1,417$$

$$DTS := 1$$

Bina Yükseklik Sınıfları (BYS)

Tablo 3.3 – Bina Yükseklik Sınıfları ve Deprem Tasarım Sınıflarına Göre Tanımlanan Bina Yükseklik Aralıkları

Bina Yükseklik Sınıfı	Bina Yükseklik Sınıfları ve Deprem Tasarım Sınıflarına Göre Tanımlanan Bina Yükseklik Aralıkları [m]		
	DTS = 1, 1a, 2, 2a	DTS = 3, 3a	DTS = 4, 4a
BYS = 1	$H_N > 70$	$H_N > 91$	$H_N > 105$
BYS = 2	$56 < H_N \leq 70$	$70 < H_N \leq 91$	$91 < H_N \leq 105$
BYS = 3	$42 < H_N \leq 56$	$56 < H_N \leq 70$	$56 < H_N \leq 91$
BYS = 4	$28 < H_N \leq 42$	$42 < H_N \leq 56$	
BYS = 5	$17.5 < H_N \leq 28$	$28 < H_N \leq 42$	
BYS = 6	$10.5 < H_N \leq 17.5$	$17.5 < H_N \leq 28$	
BYS = 7	$7 < H_N \leq 10.5$	$10.5 < H_N \leq 17.5$	
BYS = 8	$H_N \leq 7$	$H_N \leq 10.5$	

$$H_N = 10,45$$

$$BYS := 7$$

1.5 Deprem Etkisi (E) (TBDY-2018)

Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı ve Dayanım Fazlalığı Katsayısı

$$R_x := 8$$

$$R_z := 6$$

$$D_x := 3$$

$$D_z := 2,5$$

Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı

$$T_{p,x} = 0,456$$

$$T_B = 0,5236$$

$$R_{a,x}(T_x) := D_x + \left(\frac{R_x}{I} - D_x \right) \cdot \frac{T_{p,x}}{T_B} = 7,3541$$

$$R_a(T) = \frac{R}{I}$$

$$T > T_B$$

$$T_{p,z} = 0,219$$

$$T_B = 0,5236$$

$$R_{a,z}(T_z) := D_z + \left(\frac{R_z}{I} - D_z \right) \cdot \frac{T_{p,z}}{T_B} = 3,9638$$

$$R_a(T) = D + \left(\frac{R}{I} - D \right) \frac{T}{T_B}$$

$$T \leq T_B$$

1.5 Deprem Etkisi (E) (TBDY-2018)

Yatay Deprem Etkisi Altında Azaltılmış Tasarım İvme Spektrumu

$$S_{ae,x}(T_x) = 1,417$$

$$R_{a,x}(T_x) = 7,3541$$

$$S_{aR,x}(T_x) := \frac{S_{ae,x}(T_x)}{R_{a,x}(T_x)} = 0,1927$$

$$S_{ae,z}(T_z) = 1,417$$

$$R_{a,z}(T_z) = 3,9638$$

$$S_{aR,z}(T_z) := \frac{S_{ae,z}(T_z)}{R_{a,z}(T_z)} = 0,3575$$

$$S_{aR}(T) = \frac{S_{ae}(T)}{R_a(T)}$$

Kat Kesme Kuvvetlerinin Belirlenmesi

Bina Ağırlığı (kN): $M := 2080,19$

$$V_{tE,x} := M \cdot S_{aR,x}(T_x) = 400,8131 \quad \text{kN}$$

$$V_{tE,z} := M \cdot S_{aR,z}(T_z) = 743,6395 \quad \text{kN}$$

2. Yük Birleşimleri

➤ **Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım (YDKT)**

- 1) $1.4 G$
- 2) $1.2 G + 1.6 Q + 0.5(Q_r \text{ veya } S \text{ veya } R)$
- 3) $1.2 G + 1.6 (Q_r \text{ veya } S \text{ veya } R) + (Q \text{ veya } 0.8 W)$
- 4) $1.2 G + 1.0 Q + 0.5(Q_r \text{ veya } S \text{ veya } R) + 1.6 W$
- 5) $1.2 G + 1.0 Q + 0.2 S + 1.0 E$
- 6) $0.9 G + 1.6 W$
- 7) $0.9 G + 1.0 E$

Not: Yük birleşimleri $\pm$ yönleri dikkate alınarak üretilecek ve kesit tahkikleri buna göre yapılacaktır.

2. Yük Birleşimleri

➤ Güvenlik Katsayıları ile Tasarım (GKT)

- 1) G
- 2) $G + Q$
- 3) $G + (Q_r \text{ veya } S \text{ veya } R)$
- 4) $Q + 0.75 Q + 0.75 (Q_r \text{ veya } S \text{ veya } R)$
- 5a) $G + 1.0 W$
- 5b) $G + 0.7 E$
- 6a) $G + 0.75 Q + 0.75 (Q_r \text{ veya } S \text{ veya } R) + 0.75 W$
- 6b) $G + 0.75 Q + 0.75 (Q_r \text{ veya } S \text{ veya } R) + 0.75 \times (0.7 E)$
- 7) $0.6 G + W$
- 8) $0.6 G + 0.7 E$

Not: Yük birleşimleri $\pm$ yönleri dikkate alınarak üretilecek ve kesit tahkikleri buna göre yapılacaktır.

2. Yük Birleşimleri

Kullanılabilirlik Sınır Durumu

- (1) $G + Q$
- (2) $G + 0.5 S$
- (3) $G + 0.5 Q$
- (4) $G + 0.5 Q + W$

Not:

- (a) Sabit yükler ve kısa süreli hareketli yükler veya kar yükleri altındaki düşey yerdeğiştirme kontrollerinde (1) ve (2) numaralı yük birleşimleri gözönüne alınacaktır.
- (b) Sabit yükler ve uzun süreli hareketli yükler altında, çelik-betonarme kompozit elemanlarda rötre ve sünme etkilerini de kapsayan düşey yerdeğiştirme kontrollerinde (3) numaralı yük birleşimi uygulanacaktır.
- (c) Yapısal olmayan elemanları etkileyen düşey yerdeğiştirme kontrollerinde, G sabit yüklerinin söz konusu yapısal elemanın inşasından sonra etkiyen bölümü gözönüne alınacaktır.
- (d) Yatay yerdeğiştirme kontrollerinde (4) numaralı yükleme esas alınacaktır.

2.1 Özel Deprem Yük Birleşimleri (TBDY-2018)

- ❖ Çelik yapının deprem kuvvetlerinin aktarıldığı düğüm noktası hesapları ve temele bağlandığı noktadaki ankraj ve taban plakası hesapları için aşağıdaki yük birleşimleri göz önüne alınacaktır.

$$1) \quad 1.0 G + 1.0 Q \pm \Omega_0 E \quad (4.1a)$$

$$2) \quad 0.9 G \pm \Omega_0 E \quad (4.1b)$$

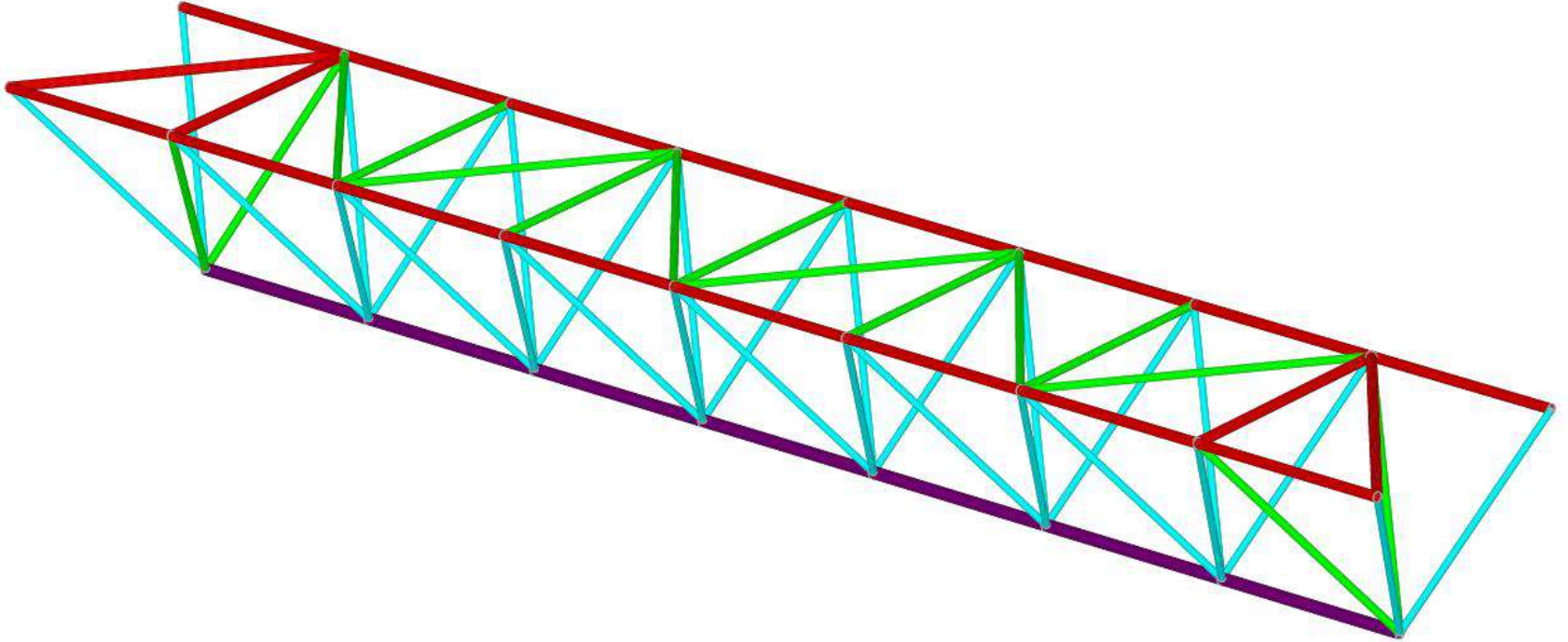
TABLO 4.2 – BÜYÜTME KATSAYILARI

Taşıyıcı Sistem Türü	Ω_0
Süneklik düzeyi yüksek çerçeveler	2.5
Süneklik düzeyi normal çerçeveler	2.0
Merkezi çelik çaprazlı perdeler (süneklik düzeyi yüksek veya normal)	2.0
Dışmerkez çelik çaprazlı perdeler	2.5

3. AŞIK HESAPLARI

- ❖ Aşıklar 12.00 m açıklık geçen üçgen kesitli boru kafes kirişler olarak boyutlandırılacaktır. Aşıkların üzerine taş yünü dolgulu sandviç panel kaplanacak olup, kaplama sac vidası ile üst başlığa vidalanacaktır. Bu durumda aşıkların yatay düzlem tutulma boyu makas düğüm noktaları arasındaki mesafe olarak alınacaktır.
- ❖ Aşıklar çatı kirişlerine ait başlığa mafsallı olarak bağlanmakta olup, aynı zamanda çatı düzlemindeki deprem yatay kuvvetlerini aktaran basınç çubuğu görevini üstlenmektedir.
- ❖ Çatı düzlemindeki deprem yatay kuvvetleri çatı kirişlerine paralel olarak teşkil edilen yatay kafes kirişler ile yapının kenar akslarına iletilmektedir.
- ❖ Teknolojik ihtiyaçlar dolayısıyla yapının son aks açıklığı 6.00 m olarak düzenlenmiş ve buradaki aşıklar basit dolu gövdeli kiriş olarak çözülmüştür.
- ❖ Ekte uygulanmış yapılara ait uzay boru kafes ve boru aşık örnekleri verilmiştir.

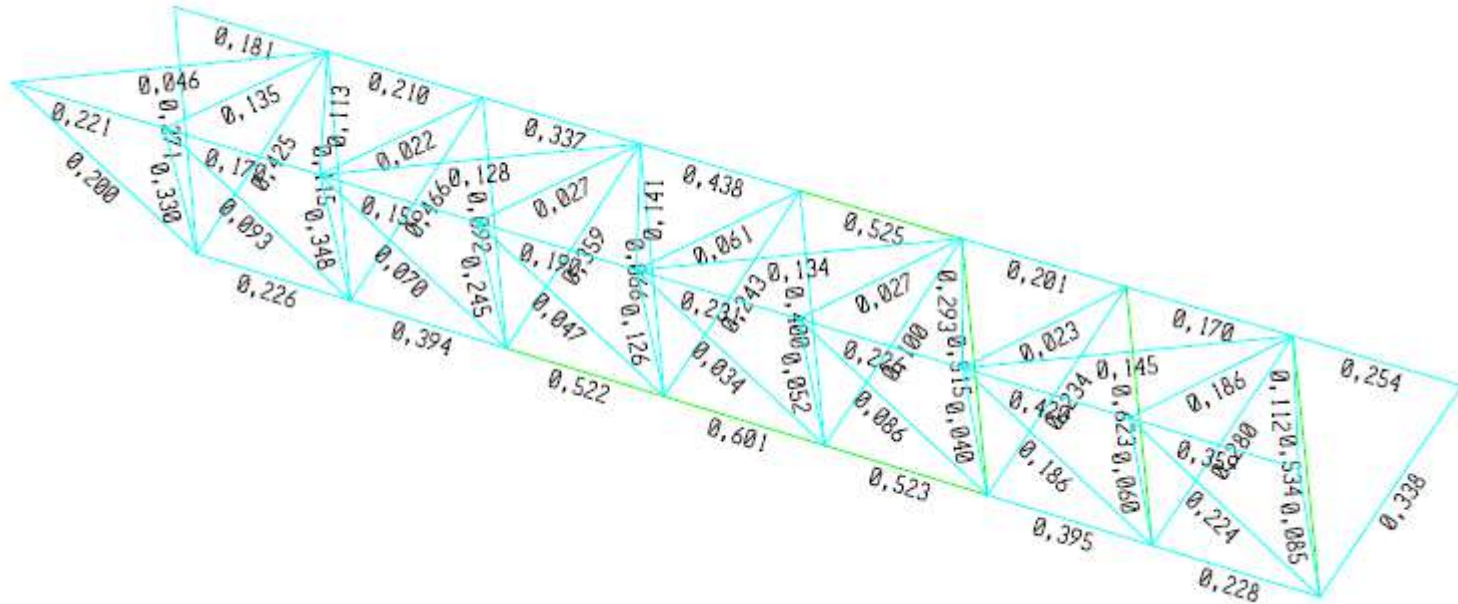
3. AŞIK HESAPLARI



- Uzay aşık 1.5 metrelik modüller halinde tasarlanmıŐtır.

3. AŞIK HESAPLARI

- Yüklemeler yapıp sistem Sap2000 programında çözüldüğünde dizayn oranları aşağıda görülmektedir.



3. AŞIK HESAPLARI

Uzay Aşık Birleşim Noktası Hesabı

$$D = 76,1 \text{ mm}$$

$$g = 10 \text{ mm}$$

$$t = 4 \text{ mm}$$

$$e = 7 \text{ mm}$$

$$D_{b, \text{çekme}} = 42,4 \text{ mm}$$

$$D_{b, \text{basınç}} = 42,4 \text{ mm}$$

$$t_{b, \text{çekme}} = 4 \text{ mm}$$

$$t_{b, \text{basınç}} = 4 \text{ mm}$$

$$\theta_{\text{çekme}} = 60^\circ$$

$$\theta_{\text{basınç}} = 60^\circ$$

$$S235: F_y = 235 \text{ MPa}$$

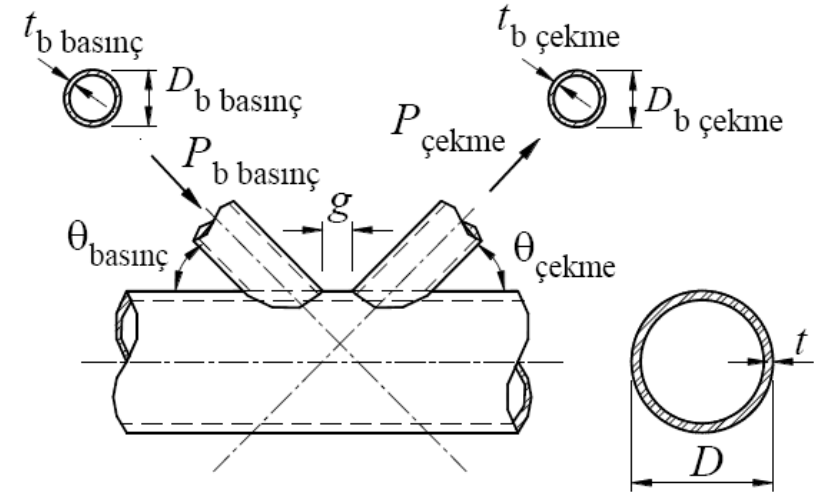
$$F_u = 360 \text{ MPa}$$

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

$$P_{b, \text{basınç}} = 20 \text{ kN}$$

$$P_{b, \text{çekme}} = 20 \text{ kN}$$

Bindirmeli ve ara uzaklıklı K-birleşimi



3. AŞIK HESAPLARI

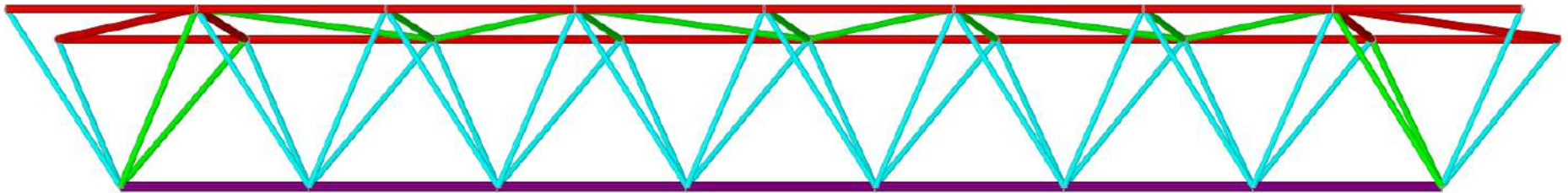
Genel Kontrol:

$$D_{b,basınç} = 42,4 \text{ mm} < (D - 2 \cdot t) = 68,1 \text{ mm}$$

Kayma Etkisinde Akma (Zımbalama): $\Omega = 1,58$

$$P_n = 0,6 \cdot F_y \cdot t \cdot \pi \cdot D_{b,basınç} \cdot \left(\frac{1 + \sin(\theta_{basınç})}{2 \cdot \sin(\theta_{basınç})^2} \right) = 93,46 \text{ kN}$$

$$\frac{P_n}{\Omega} = 59,15 \text{ kN} > P_{b,basınç} = 20 \text{ kN}$$



3. AŞIK HESAPLARI

Başlık Elemanında Plastikleşme: $\Omega = 1,67$

$$P_n = \frac{F_y \cdot t^2 \cdot \left(2,0 + 11,33 \cdot \frac{D_{b,basınç}}{D} \right) \cdot Q_g \cdot Q_f}{\sin(\theta_{basınç})}$$

Başlık elemanının bağlanan yüzeyinin çekme etkisinde olduğu birleşim için: $Q_f = 1,0$

γ : Başlık elemanı narinlik oranı, boru enkesitler için: $\gamma = \frac{D}{2 \cdot t} = 9,51$

$$Q_g = \gamma^{0,2} \cdot \left(1 + \frac{0,024 \cdot \gamma^{1,2}}{e^{\left(\frac{0,5 \cdot g}{t} - 1,33 \right)} + 1} \right) = 1,87$$

$$\frac{P_n}{\Omega} = 40,46 \text{ kN} > P_{b,basınç} = 20 \text{ kN}$$

3. AŞIK HESAPLARI

TABLO 14.2.1A –TABLO 14.2.1 İÇİN UYGULAMA SINIRLARI

Başlık ve örgü elemanları arasındaki dar aç	$\theta \geq 30^\circ$
K-birleşimlerinde birleşim dışı merkezliği	$-0.55 \leq e/D \leq 0.25$
T-birleşimleri, Y-birleşimleri ve K-birleşimlerinde başlık elemanı cidarında yerel narinlik	$D/t \leq 50$
X-birleşimlerinde başlık elemanı cidarında yerel narinlik	$D/t \leq 40$
Basınç etkisindeki örgü elemanlarının yerel narinliği	$D_b/t_b \leq 50$ ve $D_b/t_b \leq 0.05E/F_{yb}$
T-birleşimleri, Y-birleşimleri, X-birleşimleri ve bindirmeli K-birleşimlerinde çap oranı	$0.2 < D_b/D \leq 1.0$
Ara uzaklıklı K-birleşimlerinde çap oranı	$0.4 < D_b/D \leq 1.0$
K-birleşimlerinde ara uzaklık	$g \geq t_{b \text{ basınç}} + t_{b \text{ çekme}}$
Bindirmeli K-birleşimlerinde $O_v = l_{ov} / l_p$ oranı,	$25\% \leq O_v \leq 100\%$
Bindirmeli K-birleşimlerinde örgü elemanı tasarım et kalınlığı	$t_b \text{ (üst eleman)} \leq t_b \text{ (alt eleman)}$
Akma gerilmesi	$F_y \leq 360 \text{ MPa}$ $F_{yb} \leq 360 \text{ MPa}$
Süneklik	$F_y/F_u \leq 0.8$ $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$

$$e = 7 \text{ mm}$$

$$\frac{e}{D} = 0,09 \leq 0,25$$

$$\frac{D}{t} = 19,02 \leq 50$$

$$\frac{D_{b, \text{basınç}}}{t_{b, \text{basınç}}} = 10,6 \leq 50$$

$$\leq 0,05 \cdot \frac{E}{F_y} = 44,68$$

$$0,4 < \frac{D_{b, \text{basınç}}}{D} = 0,56 \leq 1,0$$

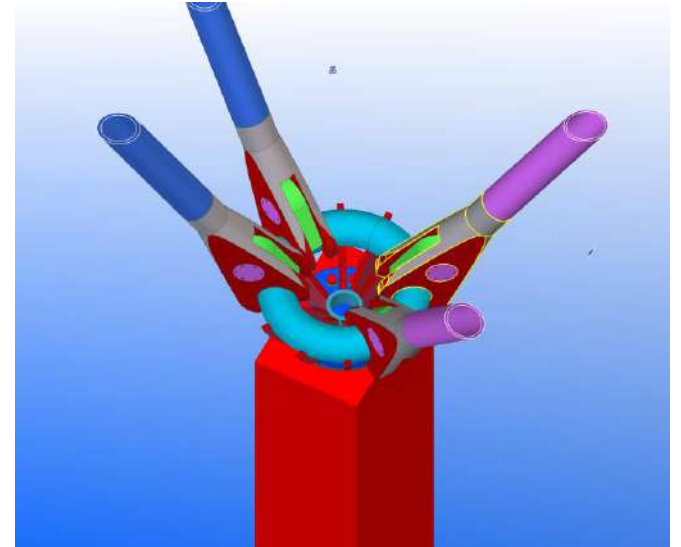
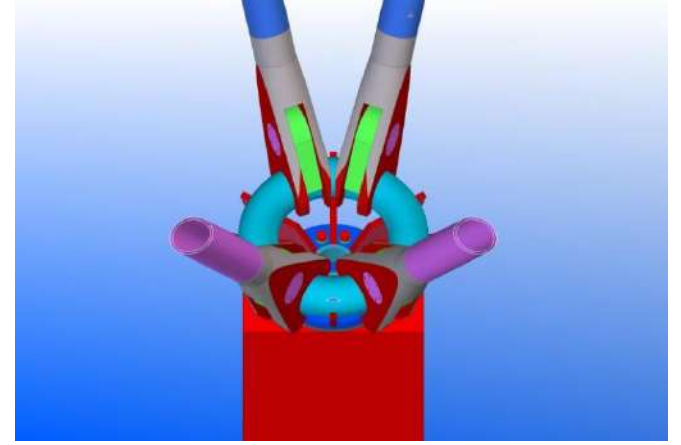
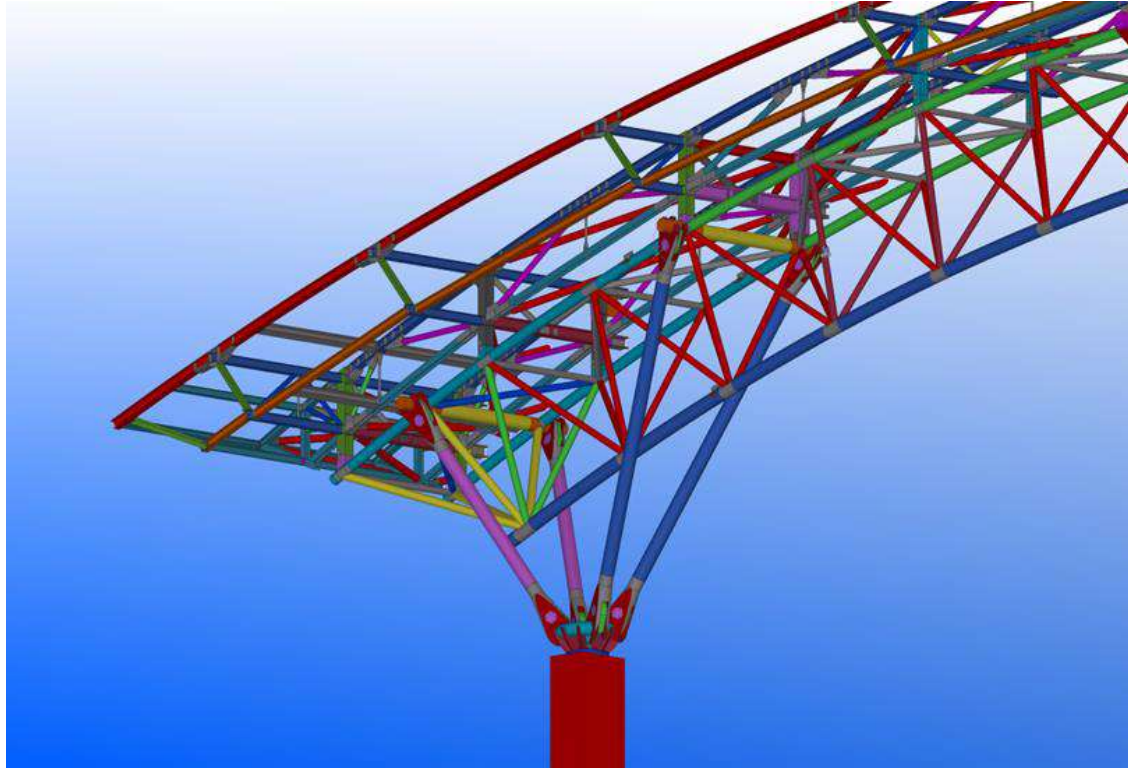
$$g = 10 \text{ mm} \geq t_{b, \text{basınç}} + t_{b, \text{çekme}} = 8 \text{ mm}$$

UYGULANMIŞ UZAY AŞIK ÖRNEĞİ



12 m. AÇIKLIK GEÇEN BORU UZAY AŞIKLARIN GÖRÜNÜŞÜ

BORU KAFES KİRİŞ BİRLEŞİM DETAYLARI



BORU KAFES KİRİŞ BİRLEŞİM DETAYLARI



ÖRNEK ÇÖP YAKMA VE ÖĞÜTME TESİSİ - AZERBAYCAN



ÇÖP YAKMA VE ÖĞÜTME TESİSİ CEPHE KOLONLARI VE CAPRAZLARI



ÇÖP YAKMA VE ÖĞÜTME TESİSİ BULONLU BAĞLANTI DETAYLARI

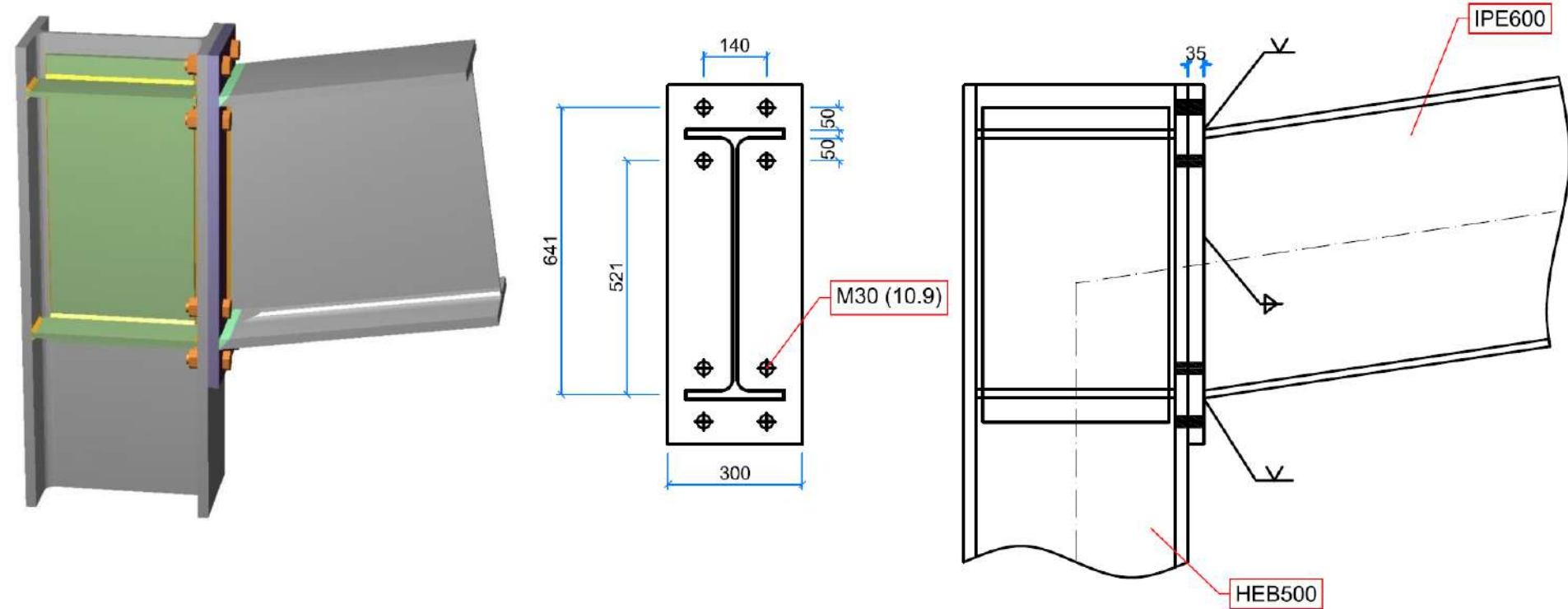


4. ÇATI KİRİŞLERİ

- ❖ Aşıklardan iletilen düşey yükleri taşımak üzere kolonlar ile enine yönde moment çerçevesi olarak şekilde düzenlenmiş olan çatı kirişleri IPE 600 olarak seçilmiştir. Orta kolonlarla birleşim bölgelerinde bu kirişlerin kesitleri 1000 mm yüksekliğe çıkartılarak daha büyük moment kapasitesi elde edilmiş ve çatı kirişi açıklığındaki düşey yer değiştirmenin izin verilen sınırlar içinde kalması sağlanmıştır. Çatı kirişlerinin kolonlar ile bağlantı noktalarında moment çerçeve köşesi yeni yönetmelik dikkate alınarak hesaplanmıştır.
- ❖ Ekte 2016 Yılı ‘Çelik yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esasları’ yönetmeliğine uygun olarak yapılmış çerçeve köşesi tahkikleri yer almaktadır.

4. ÇATI KİRİŞLERİ

Çerçeve Köşesi Hesabı



4. ÇATI KİRİŞLERİ

Çerçeve Köşesi Hesabı

1. Adım:

Kirişin Plastik Moment Taşıma Kapasitesi:

$$M_{pr} = 1,1 \cdot D_a \cdot W_p \cdot F_y$$

$$D_a = 1,1$$

$$W_p = 3,51 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$F_y = 275 \text{ MPa}$$

$$M_{pr} = 1167,95 \text{ kN m}$$

Plastik Mafsalın Yeri:

$$d_c = 500 \text{ mm} \quad (\text{Kolon kesit yüksekliği})$$

$$d_b = 600 \text{ mm} \quad (\text{Kiriş kesit yüksekliği})$$

$$t_{pl} = 35 \text{ mm} \quad (\text{Alın levhasının kalınlığı})$$

$$s_h = \frac{d_c}{2} + \frac{d_b}{3} + t_{pl} = 485 \text{ mm}$$

4. ÇATI KİRİŞLERİ

Çerçeve Köşesi Hesabı

Plastik Mafsal Noktasındaki Kesme Kuvveti:

$$V_p = 200 \text{ kN}$$

Kolon Başlık Yüzeyindeki Moment:

$$x = S_h - \frac{d_c}{2} = 235 \text{ mm}$$

$$M_f = M_{pr} + V_p \cdot x = 1214,95 \text{ kN m}$$

Kolon Ağırlık Eksenini Üzerindeki Moment:

$$M_c = M_{pr} + V_p \cdot S_h = 1264,95 \text{ kN m}$$

4. ÇATI KİRİŞLERİ

Çerçeve Köşesi Hesabı

2. Adım: Bulon Çapının Seçimi

M30 10.9 Bulon için: $A_b = \frac{\pi \cdot (30 \text{ mm})^2}{4} = 706,86 \text{ mm}^2$

$$F_{nt} = 750 \text{ MPa}$$

$$F_{nv} = 563 \text{ MPa}$$

$$R_{nt} = F_{nt} \cdot A_b = 530,14 \text{ kN}$$

$$d_0 = 641 \text{ mm}$$

$$d_1 = 521 \text{ mm}$$

$$M_f = 1214,95 \text{ kN m} < 2 \cdot R_{nt} \cdot (d_0 + d_1) = 1232,05 \text{ kN m}$$

3. Adım: Bulonların Tahkiki

$$\Phi = 0,75$$

$V_g = 245 \text{ kN}$ (Kolon başlık yüzeyindeki kesme kuvveti)

$L = 23,25 \text{ m}$ (Kolon eksenleri arasındaki mesafe)

$n = 8$ (Birleşimdeki bulon sayısı)

$$A_b = 706,86 \text{ mm}^2 \geq \frac{\frac{2 \cdot M_f}{L - d_c} + V_g}{n \cdot (\Phi \cdot F_{nv})} = 104,15 \text{ mm}^2$$

Eşitsizlik sağlandığı için seçilen bulonlar uygundur ve kesme nedeniyle yük taşıma kapasitesi kaybı söz konusu değildir.

4. ÇATI KİRİŞLERİ

Çerçeve Köşesi Hesabı

4. Adım: Alın Levhası Kalınlığı Seçimi (Eğilme)

$$b_p = 300 \text{ mm}$$

$$g = 140 \text{ mm}$$

$$p_f = 50 \text{ mm}$$

$$s = \sqrt{b_p \cdot g} = 204,94 \text{ mm}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{M_f}{0,8 \cdot F_y \cdot \left[(d_b - p_f) \cdot \left(\frac{b_p}{2} \cdot \left(\frac{1}{p_f} + \frac{1}{s} \right) + (p_f + s) \cdot \frac{2}{g} \right) + \frac{b_p}{2} \cdot \left(\frac{d_b}{p_f} + \frac{1}{2} \right) \right]}} = 30,52 \text{ mm} \leq t_{p1} = 35 \text{ mm}$$

4. ÇATI KİRİŞLERİ

Çerçeve Köşesi Hesabı

5. Adım: Alın Levhası Kalınlığı Seçimi (Kayma)

$$t_{bf} = 19 \text{ mm} \quad (\text{Kiriş başlık kalınlığı})$$

$$t_p = \frac{M_f}{1,1 \cdot F_y \cdot b_p (d_b - t_{bf})} = 23,04 \text{ mm} \leq t_{pl} = 35 \text{ mm}$$

6. Adım: Kolon Başlık Kalınlığının Tahkiki

$$k_1 = 0,5 \cdot 14,5 \text{ mm} + 27 \text{ mm} = 34,25 \text{ mm}$$

$$c_1 = \frac{g}{2} + k_1 = 104,25 \text{ mm}$$

$$c = t_{bf} + 2 \cdot p_f = 119 \text{ mm}$$

$$t_{cf} = \sqrt{\frac{M_f}{d_b - t_{bf}} \cdot \frac{c_1}{2 \cdot F_y \cdot c}} = 57,71 \text{ mm} > t_f = 28 \text{ mm}$$

Süreklilik levhası gerekmektedir. Bu levhaların kalınlığı ise yaklaşık kiriş başlık kalınlığı kadar seçilecektir.

4. ÇATI KİRİŞLERİ

Çerçeve Köşesi Hesabı

7. Adım: Kolon Başlık Kalınlığının Tahkiki

$$b_{cf} = 300 \text{ mm} \quad (\text{Kolon başlık genişliği})$$

$$c_2 = \frac{b_{cf} - g}{2} = 80 \text{ mm}$$

$$s = \sqrt{\frac{c_1 \cdot c_2}{c_2 + 2 \cdot c_1} \cdot (2 \cdot b_{cf} - 4 \cdot k_1)} = 115,69 \text{ mm}$$

$$Y_c = \left(\frac{c}{2} + s \right) \cdot \left(\frac{1}{c_2} + \frac{2}{c_1} \right) + (c_2 + c_1) \cdot \left(\frac{4}{c} + \frac{2}{s} \right) = 14,93$$

$$t_{cf} = \sqrt{\frac{M_f}{\frac{2 \cdot (d_b - t_{bf})}{0,8 \cdot F_y \cdot Y_c}}} = 17,84 \text{ mm} < t_f = 28 \text{ mm}$$

8. Adım: Kolon Başlık Kalınlığının Tahkiki

$$k = 28 \text{ mm} + 27 \text{ mm} = 55 \text{ mm}$$

$$t_f = 28 \text{ mm} > \frac{M_f}{(d_b - t_{bf}) \cdot (6 \cdot k + 2 \cdot t_{pl} + t_{bf}) \cdot F_y} = 18,15 \text{ mm}$$

4. ÇATI KİRİŞLERİ

Çerçeve Köşesi Hesabı

9. Adım: Panel (Kayma) Bölgesinin Tahkiki

Kayma Bölgesinin Kesme Kuvveti Dayanımı:

$$M_p = W_p \cdot F_y = 965,25 \text{ kN m}$$

$$H_{ort} = 10,85 \text{ m}$$

$$V_{ke} = 0,8 \cdot M_p \cdot \left(\frac{1}{d_b} - \frac{1}{H_{ort}} \right) = 1215,83 \text{ kN}$$

Kayma Bölgesinin Kesme Kuvveti Kapasitesi:

$$t_p = 14,5 \text{ mm} + 20 \text{ mm} = 34,5 \text{ mm} \quad (\text{Birleşim kayma bölgesi toplam et kalınlığı})$$

$$d_c = 500 \text{ mm} \quad (\text{Kolon kesit yüksekliği})$$

$$b_{cf} = 300 \text{ mm} \quad (\text{Kolon başlık genişliği})$$

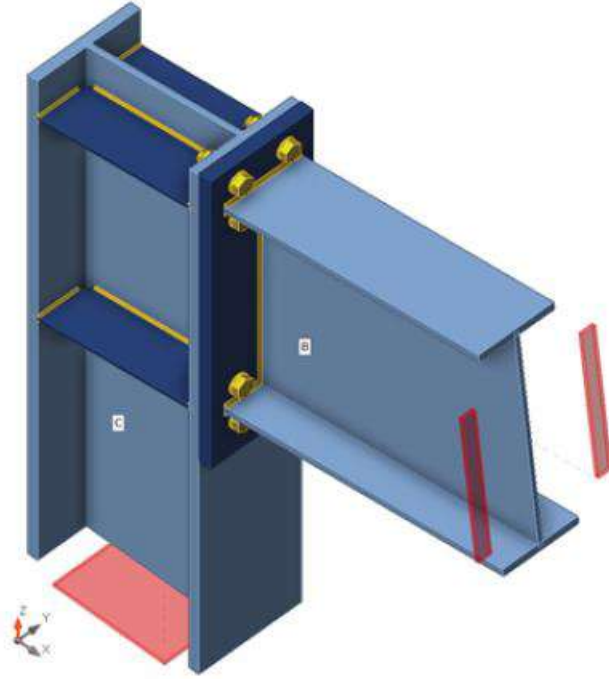
$$t_{cf} = 28 \text{ mm} \quad (\text{Kolon başlık kalınlığı})$$

$$d_b = 600 \text{ mm} \quad (\text{Kiriş kesit yüksekliği})$$

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_p \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_p} \right) = 3040,29 \text{ kN} \geq V_{ke} = 1215,83 \text{ kN}$$

4. ÇATI KİRİŞLERİ

Çerçeve Köşesi Hesabı



Cross-sections

Name	Material
3 - HEB500	S275
4 - IPE600	S275

4. ÇATI KİRİŞLERİ

Çerçeve Köşesi Hesabı

Bolts

Name	Diameter [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Gross area [mm ²]
M30 10.9	30	900.0	1000.0	707

Load effects (Equilibrium not required)

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B / End	0.0	0.0	-245.0	0.0	-350.0	0.0

Check

Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100.0%	OK
Plates	0.0 < 5.0%	OK
Bolts	35.4 < 100%	OK
Welds	75.3 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

4. ÇATI KİRİŞLERİ

Çerçeve Köşesi Hesabı

Plates

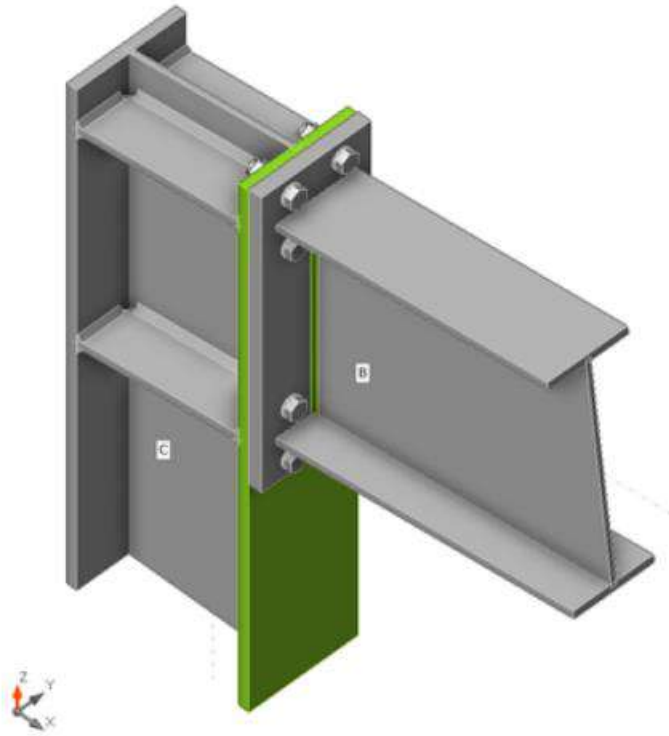
Name	t_p [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Status
C-bfl 1	28.0	LE1	86.6	0.0	0.0	OK
C-tfl 1	28.0	LE1	225.9	0.0	26.0	OK
C-w 1	14.5	LE1	136.3	0.0	0.0	OK
B-bfl 1	19.0	LE1	163.4	0.0	0.0	OK
B-tfl 1	19.0	LE1	163.2	0.0	0.0	OK
B-w 1	12.0	LE1	153.2	0.0	0.0	OK
EP2	35.0	LE1	173.1	0.0	26.2	OK
STIFF2a	20.0	LE1	74.0	0.0	0.0	OK
STIFF2b	20.0	LE1	72.5	0.0	0.0	OK
STIFF2c	20.0	LE1	86.5	0.0	0.0	OK
STIFF2d	20.0	LE1	85.1	0.0	0.0	OK

Design data

Material	F_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S275	275.0	5.0

4. ÇATI KİRİŞLERİ

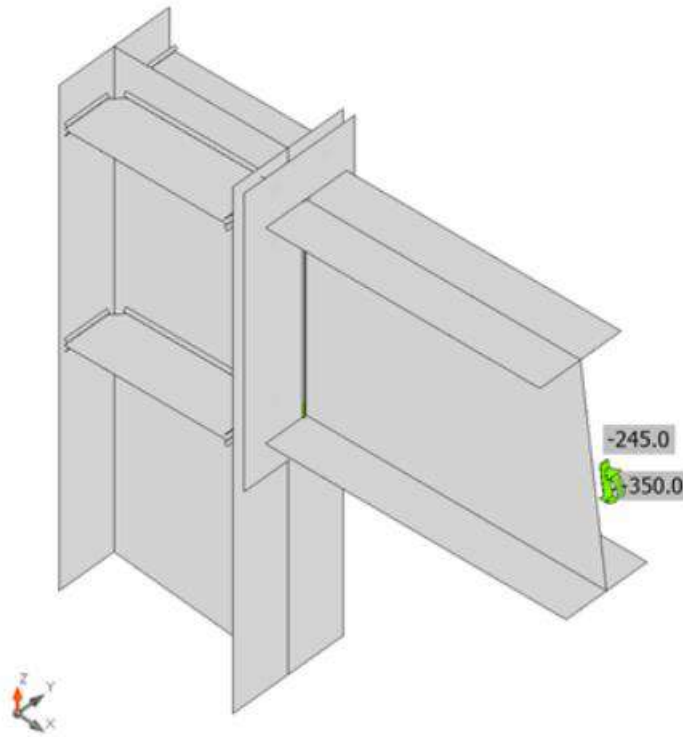
Çerçeve Köşesi Hesabı



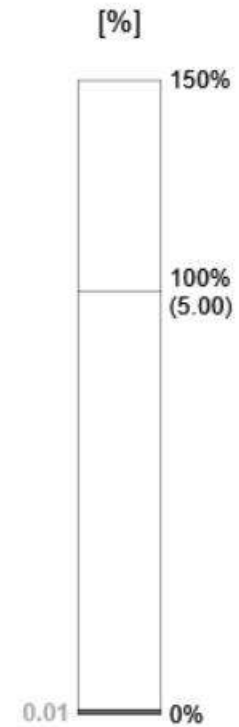
Overall check, LE1

4. ÇATI KİRİŞLERİ

Çerçeve Köşesi Hesabı

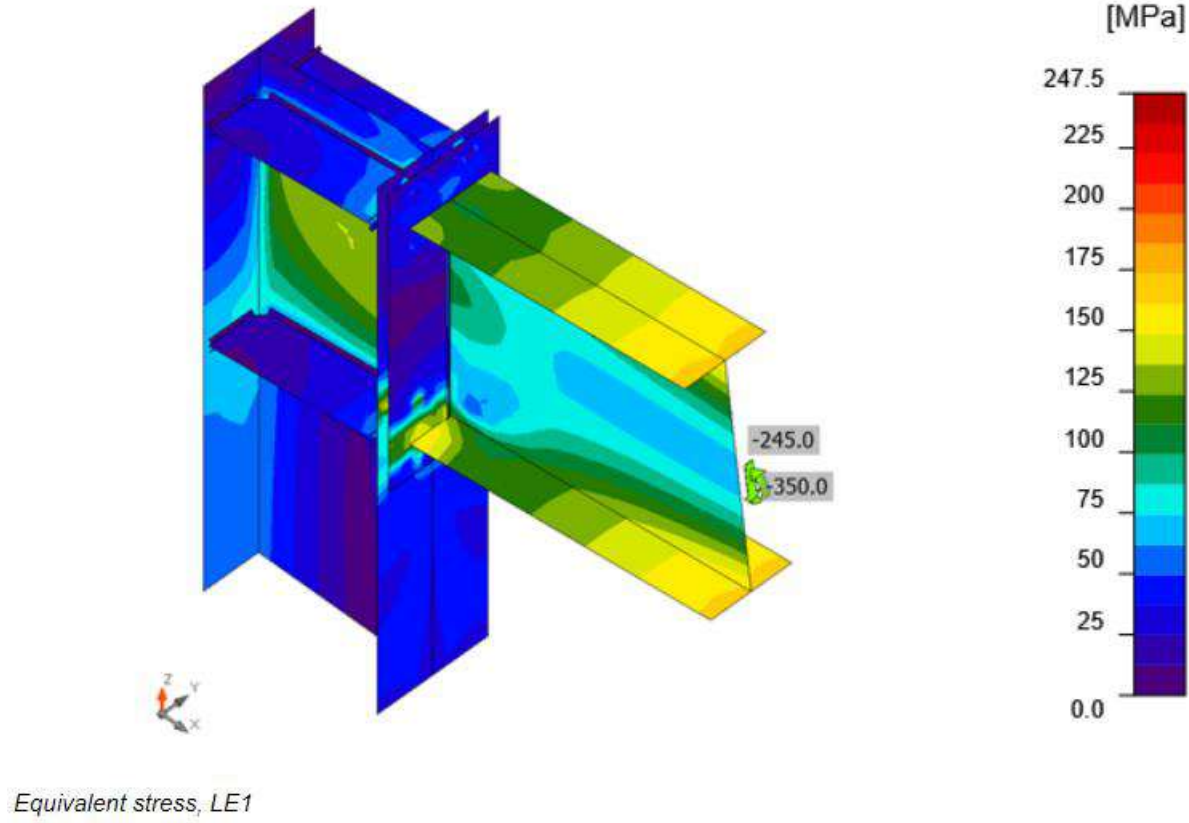


Strain check, LE1



4. ÇATI KİRİŞLERİ

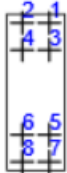
Çerçeve Köşesi Hesabı



4. ÇATI KİRİŞLERİ

Çerçeve Köşesi Hesabı

Bolts

Shape	Item	Grade	Loads	F_t [kN]	V [kN]	$\phi R_{n,bearing}$ [kN]	U_{t_t} [%]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Detailing	Status
	B1	M30 10.9 - 1	LE1	0.0	35.4	386.6	0.0	14.8	0.0	OK	OK
	B2	M30 10.9 - 1	LE1	0.0	35.2	386.5	0.0	14.8	0.0	OK	OK
	B3	M30 10.9 - 1	LE1	2.1	43.7	650.2	0.5	18.3	0.0	OK	OK
	B4	M30 10.9 - 1	LE1	2.0	43.7	650.2	0.5	18.3	0.0	OK	OK
	B5	M30 10.9 - 1	LE1	140.0	31.2	650.2	35.2	13.1	0.0	OK	OK
	B6	M30 10.9 - 1	LE1	140.9	31.2	650.2	35.4	13.1	0.0	OK	OK
	B7	M30 10.9 - 1	LE1	121.4	12.0	650.2	30.5	5.0	0.0	OK	OK
	B8	M30 10.9 - 1	LE1	120.0	11.8	650.2	30.2	5.0	0.0	OK	OK

Design data

Grade	$\phi R_{n,tension}$ [kN]	$\phi R_{n,shear}$ [kN]
M30 10.9 - 1	397.7	238.6

MOMENT AKTARAN KOLON – KİRİŞ BİRLEŞİM DETAYI



4. ÇATI KİRİŞLERİ (devamı)

- ❖ Yukarıda görüleceği üzere hesaplanan birleşim şekli yönetmelikte önerilen denenmiş detaylardan seçilmiştir ve benzer bir uygulamaya ait fotoğraf sunulmuştur.
- ❖ Ancak piyasada halen birleşen elemanların moment, normal kuvvet ve kesme kuvveti kapasiteleri dikkate alınmadan; statik hesap sonucu çıkan kesit tesirleri göz önüne alınarak yapılan birleşimlere rastlanmaktadır. Hatta bu tür birleşimlerde kullanılması zorunlu olan ve torklanmaya uygun yüksek dayanımlı bulonlar dahi kullanılmamaktadır.
- ❖ Aşağıda Deprem Yönetmeliğine ve yeni Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına uygun olmayan, bir Türkiye'den, diğeri yurt dışından iki dizayna ait birleşim detayı örnekleri yer almaktadır.

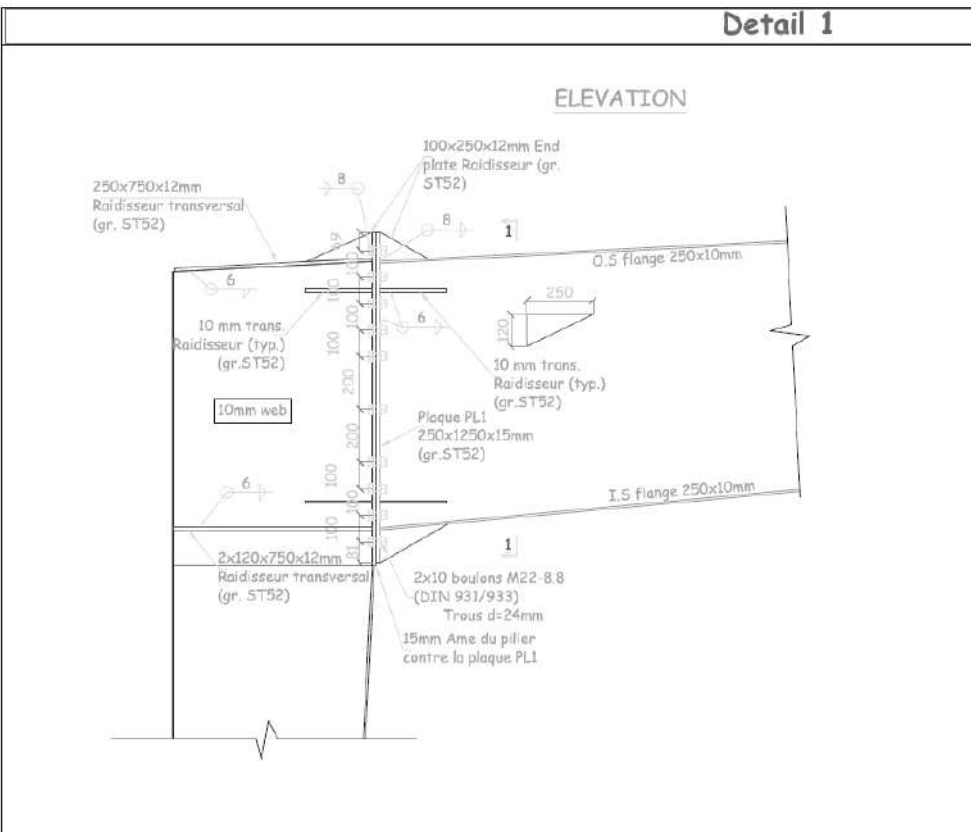
(DEPREMLİ DURUM İÇİN UYGUN OLMAYAN KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİMİ)



DIN 933



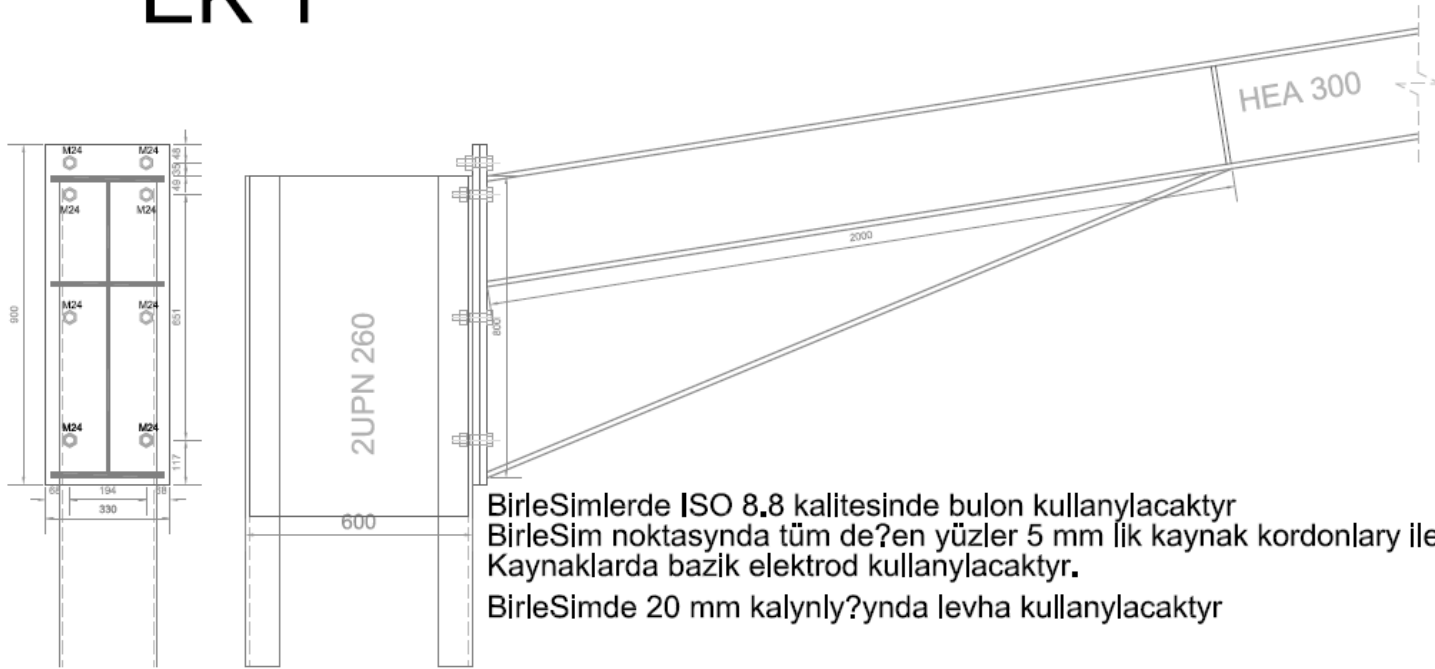
EN 14399



4. ÇATI KİRİŞLERİ

(DEPREMLİ DURUM İÇİN UYGUN OLMAYAN KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİMİ)

EK 1



BirleSimlerde ISO 8.8 kalitesinde bulon kullanılacaktır
BirleSim noktasında tüm de?en yüzler 5 mm lik kaynak kordonlary ile kaynaklanacaktır.
Kaynaklarda bazik elektrod kullanılacaktır.
BirleSimde 20 mm kalynly?ynda levha kullanılacaktır

4. ÇATI KİRİŞLERİ

(DEPREMLİ DURUM İÇİN UYGUN OLMAYAN KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİMİ)

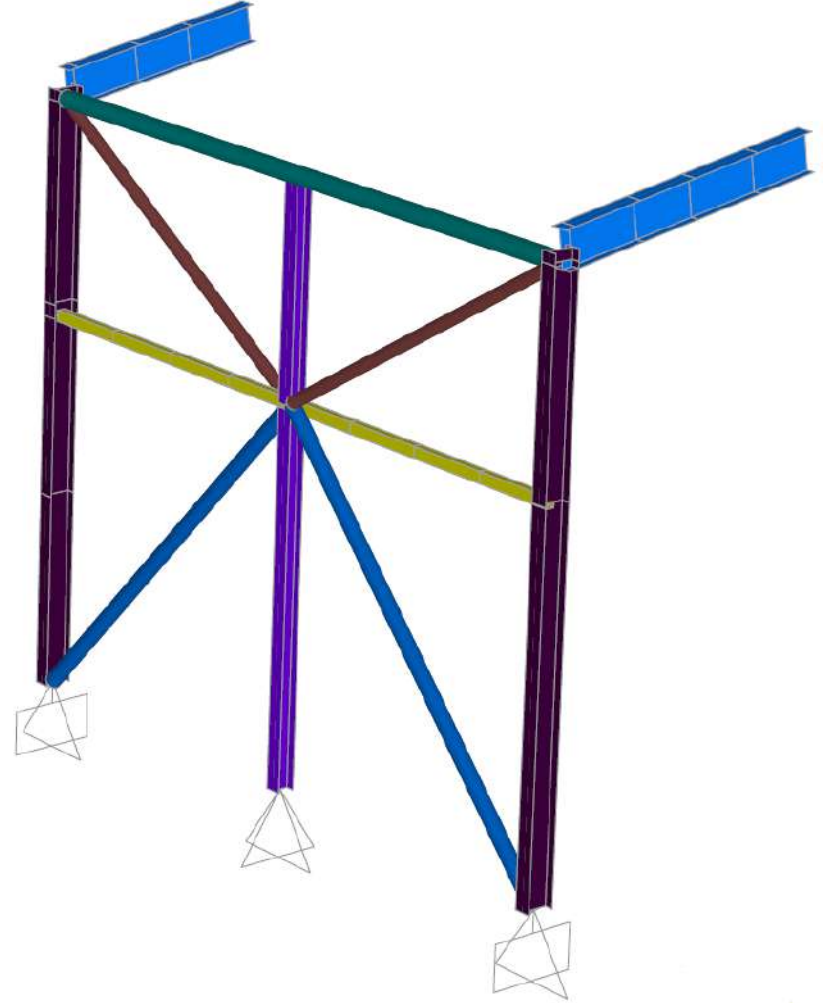


4. ÇATI KİRİŞLERİ (devamı)

- ❖ Görüldüğü üzere burada hem seçilen elemanların en kesitleri, hem de kullanılan alın levhası ve takviye levhası kalınlıkları ve ayrıca kullanılan bulon tipleri deprem bölgelerinde yapılması gereken birleşimlere uygun değildir. Bu nedenle burada normal ve yüksek dayanımlı bulonlu birleşimlerde kullanılan ve Türkiye’de bulon (civata) üreticileri tarafından DIN normlarına uygun olarak üretilen bulonlar ve bunlarla ilgili birleşim tipleri hakkında kısa bir ara bilgi verilmektedir.

5. ANA KOLONLAR

- ❖ Bu örnek yapıda kullanılan ana çerçeve kolonları temele ankastre olarak; cephe kolonları ise temele mafsallı olarak bağlanacak şekilde hesaplanmıştır. Yeni “Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esasları” adlı yönetmeliğin ‘Yanal Yer Değiştirmesi Önlenmemiş Sistemlerde Burkulma Boyu Katsayısı K kullanılarak, kolon burkulma boyları bulunmuş ve yönetmelik 9.2 maddesine göre seçilen kesitlerin yeterli olduğu gösterilmiştir.

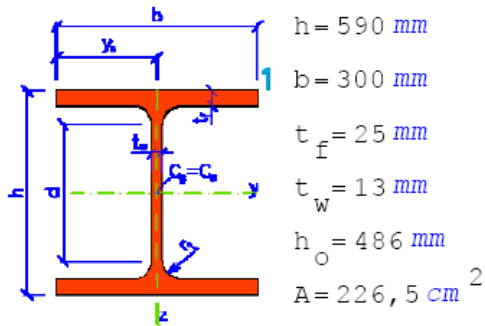


5. ANA KOLONLAR

Kolon Hesabı

KOLON HESABI :

HEB500



$$h = 590 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$t_f = 25 \text{ mm}$$

$$t_w = 13 \text{ mm}$$

$$h_o = 486 \text{ mm}$$

$$A = 226,5 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 1,41 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$W_{ey} = 4,79 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{py} = 5,35 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$i_y = 249,7 \text{ mm}$$

$$I_z = 1,13 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$W_{ez} = 7,51 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$W_{pz} = 1,16 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$i_z = 70,5 \text{ mm}$$

$$J = 5,14 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$C_w = 1,34 \cdot 10^{13} \text{ mm}^6$$

$$G = 77200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E = 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$S275: F_y = 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad F_u = 430 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

1. Eksenel Basınç

1.1 Yerel Burkulma Kontrolü:

Başlık:

$$\lambda_b = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = 6 \leq \lambda_{rb} = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 15,48$$

Başlık= "Narin Değil"

Gövde:

$$\lambda_g = \frac{h_o}{t_w} = 37,38 \leq \lambda_{rg} = 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 41,17$$

Gövde= "Narin Değil"

Tablo 5.1A

5. ANA KOLONLAR

Kolon Hesabı

1.2 Narinlik Oranı:

$$L_z = 6,75 \text{ m} \quad (z \text{ yönünde tutulu uzunluk})$$

$$L_y = 10,85 \text{ m} \quad (y \text{ yönünde tutulu uzunluk})$$

1.2.1 Burkulma Boyu Katsayısı (K) Hesabı:

Kuvvetli Eksen İçin:

$$G_{A1} = \frac{\frac{I_y}{L_y}}{\frac{I_{IPE600}}{L_{IPE600}}} = 0,33 \quad G_{B1} = 1$$

$$K_1 = \sqrt{\frac{G_{A1} \cdot (1,6 \cdot G_{B1} + 4) + (4 \cdot G_{B1} + 7,5)}{G_{A1} + G_{B1} + 7,5}} = 1,23$$

$$\frac{L_{c1}}{i_y} = 53,41 \leq 200$$

Zayıf Eksen İçin:

$$K_2 = 1,00$$

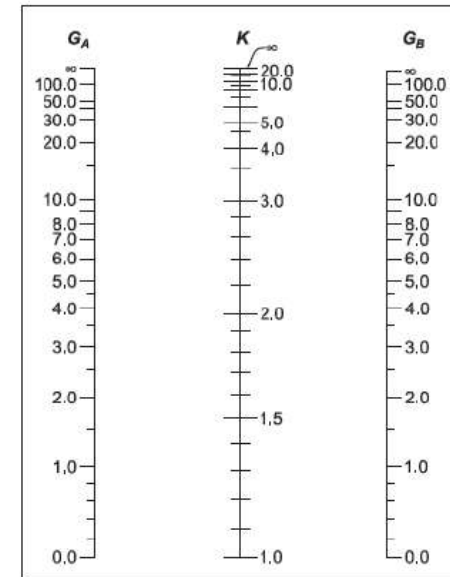
$$L_{c2} = K_2 \cdot L_z = 6,75 \text{ m}$$

$$\frac{L_{c2}}{i_z} = 95,74 \leq 200$$

$$I_{IPE600} = 9,21 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$L_{IPE600} = 23,25 \text{ m}$$

$$L_{c1} = K_1 \cdot L_y = 13,34 \text{ m}$$



6.2 – Yanal yerdeğiştirmesi önlenmemiş sistemlerde burkulma boyu katsayısı, K

5. ANA KOLONLAR

Kolon Hesabı

1.3 Basınç Kuvveti Dayınımı:

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_{c2}}{i_z}\right)^2} = 226,094 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{L_{c2}}{i_z} = 95,74 \leq 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 130,16$$

$$F_{cr} = \left(0,658 \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}\right) \cdot F_y = 165,287 \frac{N}{mm^2}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A = 3743,759 \text{ kN} \quad \Omega_c = 1,67$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 2241,772 \text{ kN}$$

$$\frac{L_c}{i} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{veya } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25) \text{ için}$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$$

$$\frac{L_c}{i} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{veya } \frac{F_y}{F_e} > 2,25) \text{ için}$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e$$

5. ANA KOLONLAR

Kolon Hesabı

2. Kuvvetli Eksende Eğilme

2.1 Yerel Burkulma Kontrolü:

Başlık:

$$\lambda_b = 6 \leq \lambda_{pb} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10,5$$

başlık= "Kompakt"

Gövde:

$$\lambda_g = 37,38 < \lambda_{pg} = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 103,9 \quad \text{Tablo 5.1B}$$

gövde= "Kompakt"

2.2 Akma Sınır Durumu:

$$M_{py} = F_y \cdot W_{py} = 1471,25 \text{ kN m}$$

5. ANA KOLONLAR

Kolon Hesabı

2.3 Yanal Burulmalı Burkulma Sınır Durumu:

$$L_{py} = 1,76 \cdot i_z \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,43 \text{ m} < L_y = 6,75 \text{ m}$$

$$i_{ts} = \sqrt{\frac{I_z \cdot C_w}{W_{ey}}} = 0,09 \text{ m} \quad c = 1$$
$$C_b = 1$$

$$L_{ry} = 1,95 \cdot i_{ts} \cdot \frac{E}{0,7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{W_{ey} \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{W_{ey} \cdot h_o} \right)^2 + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot F_y}{E} \right)} \right)} = 54,55 \text{ m} > L_y = 6,75 \text{ m}$$

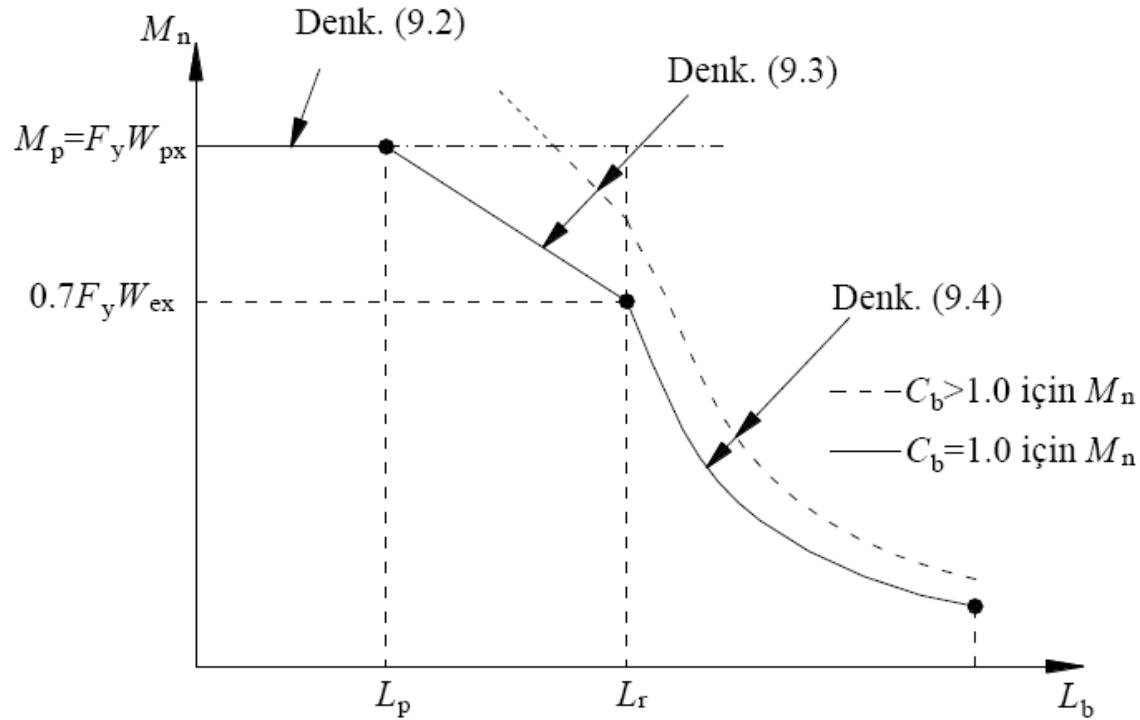
$$L_{py} < L_y < L_{ry}$$

$$M_{ny} = C_b \cdot \left(M_{py} - \left(M_{py} - 0,7 \cdot F_y \cdot W_{ez} \right) \cdot \left(\frac{L_y - L_{py}}{L_{ry} - L_{py}} \right) \right) = 1385,07 \text{ kN m} \quad \Omega_b = 1,67$$

$$\frac{M_{ny}}{\Omega_b} = 829,38 \text{ kN m}$$

5. ANA KOLONLAR

Kolon Hesabı



Şekil 9.1 – Basınç başlığının yanal olarak desteklenmeyen uzunluğuna bağlı olarak karakteristik eğilme momenti dayanımı

5. ANA KOLONLAR

Kolon Hesabı

3. Zayıf Eksende Eğilme

3.1 Akma Sınır Durumu:

$$M_{pz} = F_y \cdot W_{pz} = 319 \text{ kN m} \leq 1,6 \cdot W_{ez} \cdot F_y = 330,44 \text{ kN m}$$

3.2 Yanal Burulmalı Burkulma Sınır Durumu

Başlık kompakt olduğu için yanal burulmalı burkulma sınır durumuna bakılmasına gerek yoktur.

5. ANA KOLONLAR

Kolon Hesabı

4. Eğilme ve Basınç Etkisi

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
12216	G+0.75(KV6+KH5)+0.75S	-1466,44	27,516	-0,053	0,0012	6,25E-17	130,8512
9957	G+0.75(KV6+KH4)+0.75S	-266,992	100,278	11,343	-0,0161	-0,0295	-637,199
9957	G+0.75(KV1+KH1)+0.75S+0.75(0.7(Ex+0.3Ey))	-144,419	70,091	16,335	-0,0198	-0,0005	-429,493

Basıncın Fazla Olduğu Durum:

$$P_r = 1466,44 \text{ kN}$$

$$M_{ry} = 130,85 \text{ kN m}$$

$$M_{rz} = 0 \text{ kN m}$$

$$P_c = \frac{P_n}{\Omega_c} = 2241,77 \text{ kN}$$

$$M_{cy} = \frac{M_{ny}}{\Omega_b} = 765,67 \text{ kN m}$$

$$M_{cz} = \frac{M_{pz}}{\Omega_b} = 191,02 \text{ kN m}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = 0,65 \geq 0,2$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right) = 0,81 \leq 1,00$$

5. ANA KOLONLAR

Kolon Hesabı

Momentin Fazla Olduğu Durum:

$$P_r = 267 \text{ kN}$$

$$M_{ry} = 637,2 \text{ kN m}$$

$$M_{rz} = 0 \text{ kN m}$$

$$P_c = \frac{P_n}{\Omega_c} = 2241,77 \text{ kN}$$

$$M_{cy} = \frac{M_{ny}}{\Omega_b} = 765,67 \text{ kN m}$$

$$M_{cz} = \frac{M_{nz}}{\Omega_b} = 191,02 \text{ kN m}$$

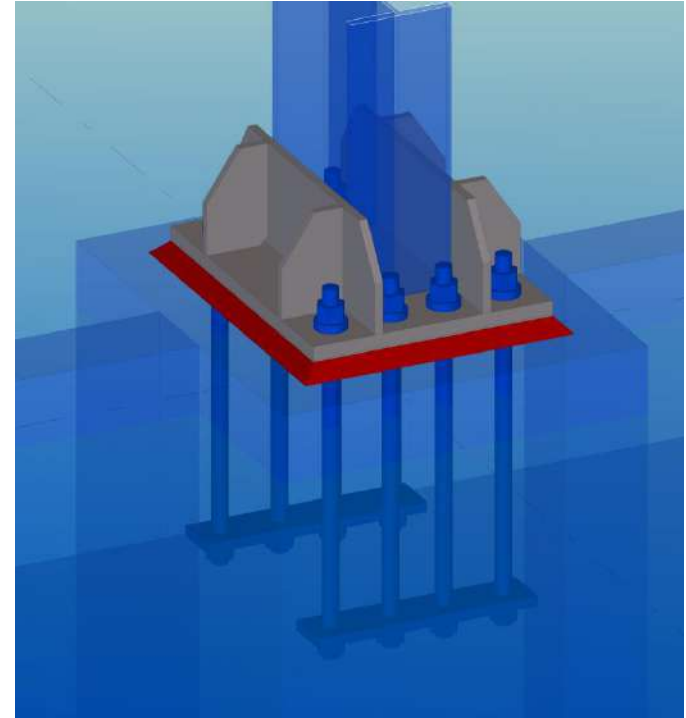
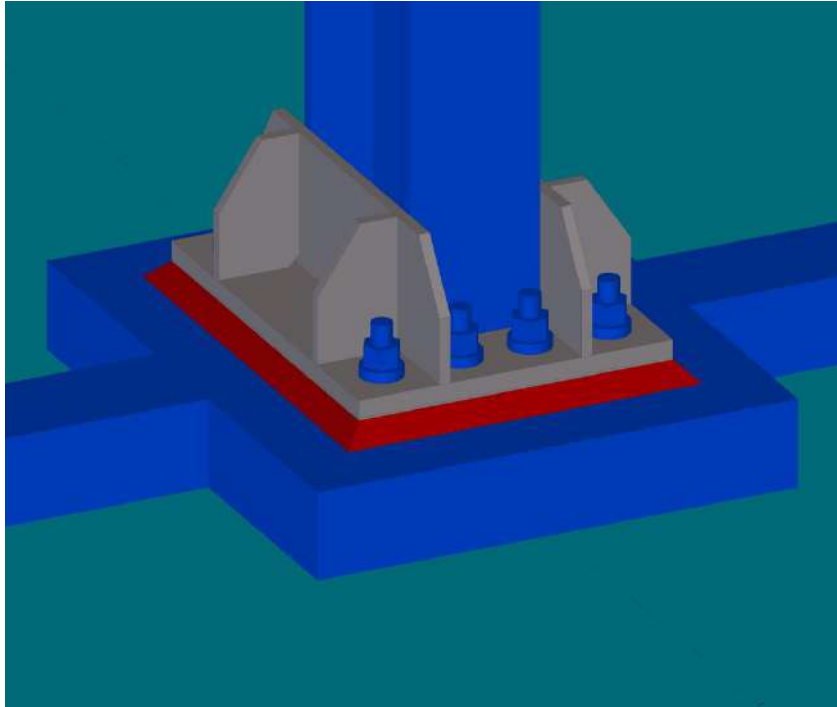
$$\frac{P_r}{P_c} = 0,12 < 0,2$$

$$\frac{P_r}{2 \cdot P_c} + \left(\frac{M_{ry}}{M_{cy}} + \frac{M_{rz}}{M_{cz}} \right) = 0,89 \leq 1,00$$

5. ANA KOLONLAR

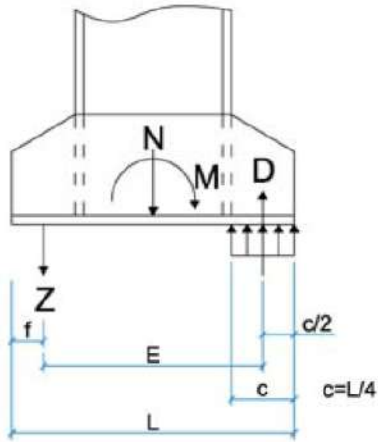
Taban Plakası Hesabı

- ❖ Kolonların taban plakaları kolona etkiyen arttırılmış deprem etkileri dikkate alınarak hesaplanmıştır. Aşağıda bu hesaplar ve uygulanmış başka bir yapıya ait ankastre kolon ayağı detay fotoğrafları yer almaktadır.



5. ANA KOLONLAR

Taban Plakası Hesabı



$$L = 900 \text{ mm}$$

$$B = 720 \text{ mm}$$

$$f = 75 \text{ mm}$$

$$c = \frac{L}{4} = 225 \text{ mm}$$

$$E = L - \left(f + \frac{c}{2} \right) = 712,5 \text{ mm}$$

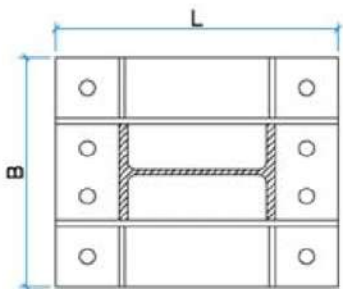
$$\left. \begin{array}{l} M = 1261,4 \text{ kNm} \\ N = 232,1 \text{ kN} \end{array} \right\} \text{DYK} [G + Qr + 2 (Ex + 0,3E - y)]$$

$$S235 : F_y = 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_b = \frac{M + N \cdot \left(\frac{L}{2} - f \right)}{c \cdot B \cdot E} = 11,68 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$D = \sigma_b \cdot c \cdot B = 1892,54 \text{ kN}$$

$$Z = D - N = 1660,44 \text{ kN}$$



5. ANA KOLONLAR

Taban Plakası Hesabı

Ankraj: M48 (5.6)

$$d = 48 \text{ mm}$$

$$n = 4 \quad (\text{Ankraj Adedi})$$

$$F_{nt} = 375 \frac{N}{mm^2} \quad F_{nv} = 225 \frac{N}{mm^2}$$

(Tablo 13.7)

$$A_b = \frac{d^2 \cdot \pi}{4} = 1809,56 \text{ mm}^2$$

$$R_{nt} = F_{nt} \cdot A_b = 678,58 \text{ kN} \quad \Phi = 0,75 \quad (13.10a)$$

$$(\Phi \cdot R_{nt}) \cdot n = 2035,75 \text{ kN} > Z = 1660,44 \text{ kN}$$

5. ANA KOLONLAR

Taban Plakası Hesabı

Ayak Levhasının Tahkiki:

$$y_G = \frac{2 \cdot 25 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} \cdot 150 \text{ mm} + 40 \text{ mm} \cdot 720 \text{ mm} \cdot 320 \text{ mm}}{2 \cdot 25 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} + 40 \text{ mm} \cdot 720 \text{ mm}} = 262 \text{ mm}$$

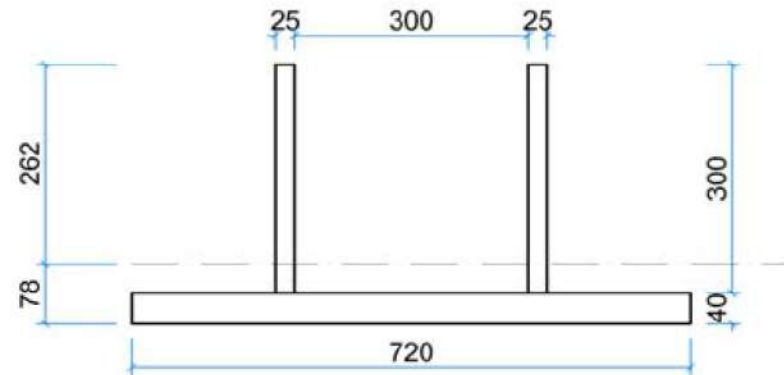
$$I = 2 \cdot 25 \text{ mm} \cdot \frac{(30 \text{ mm})^3}{12} + 2 \cdot 25 \text{ mm} \cdot 30 \text{ mm} \cdot \left(y_G - 150 \text{ mm}\right)^2 + 720 \text{ mm} \cdot 40 \text{ mm} \cdot \left(y_G - \frac{40 \text{ mm}}{2}\right)^2 = 1,7 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$W = \frac{I}{y_G} = 6,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$M_D = D \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{c}{2} - \frac{500 \text{ mm}}{2}\right) = 165,6 \text{ kN m}$$

$$M_n = W \cdot F_y = 1528,28 \text{ kN m} \quad \Phi_b = 0,90$$

$$\Phi_b \cdot M_n = 1375,45 \text{ kN m} \geq M_D = 165,6 \text{ kN m}$$



5. ANA KOLONLAR

Taban Plakası Hesabı

Beton Gerilmesi:

Beton Sınıfı: C30/37 $f_{cd} = 20 \frac{N}{mm^2}$ $f_{ck} = 30 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_b = 11,68 \frac{N}{mm^2} < f_{cd} = 20 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_1 = B \cdot L = 6480 \text{ cm}^2 \quad (\text{Taban Levhası Alanı})$$

$$A_2 = 1100 \text{ mm} \cdot 1300 \text{ mm} = 14300 \text{ cm}^2 \quad (\text{Betonarme Kolon Alanı})$$

$$P_p = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 24546,85 \text{ kN} \leq 1,7 \cdot f_{ck} \cdot A_1 = 33048 \text{ kN} \quad \Phi_1 = 0,65 \quad (13.23)$$

$$\Phi_1 \cdot P_p = 15955,45 \text{ kN} < f_{cd} \cdot A_2 = 28600 \text{ kN}$$

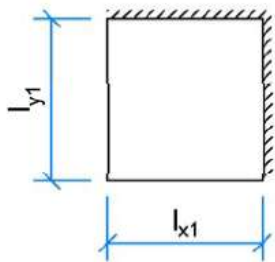
5. ANA KOLONLAR

Taban Plakası Hesabı

Taban Levhası:

$t = 40 \text{ mm}$ S235 : $F_Y = 235 \frac{N}{mm^2}$

$\Phi_b = 0,90$



$$\left. \begin{aligned} l_{x1} &= 185 \text{ mm} \\ l_{y1} &= 200 \text{ mm} \\ \varepsilon_1 &= \frac{l_{y1}}{l_{x1}} = 1,08 \end{aligned} \right\}$$

$m_{ex} = 14,04 \text{ mm}^{-1}$

$\sigma_b = 11,68 \frac{N}{mm^2}$

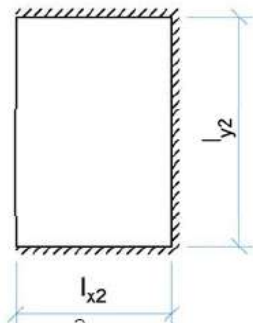
$K_1 = \sigma_b \cdot l_{x1} \cdot l_{y1} = 432,25 \text{ kN}$

$M_{i1} = \frac{K_1}{m_{ex}} = 30,79 \text{ kN mm}$

$W_1 = \frac{(t)^2 \cdot 1 \text{ mm}}{6} = 266,67 \text{ mm}^3$

$M_n = F_Y \cdot W_1 = 62,67 \text{ kN mm}$

$\Phi_b \cdot M_n = 56,4 \text{ kN mm} > M_{i1} = 30,79 \text{ kN mm}$



$$\left. \begin{aligned} l_{x2} &= 200 \text{ mm} \\ l_{y2} &= 300 \text{ mm} \\ \varepsilon_2 &= \frac{l_{y2}}{l_{x2}} = 1,5 \end{aligned} \right\}$$

$m_{ex} = 15,8 \text{ mm}^{-1}$

$\sigma_b = 11,68 \frac{N}{mm^2}$

$K_2 = \sigma_b \cdot l_{x2} \cdot l_{y2} = 700,94 \text{ kN}$

$M_{i2} = \frac{K_2}{m_{ex}} = 44,36 \text{ kN mm}$

$W_1 = \frac{(t)^2 \cdot 1 \text{ mm}}{6} = 266,67 \text{ mm}^3$

$M_n = F_Y \cdot W_1 = 62,67 \text{ kN mm}$

$\Phi_b \cdot M_n = 56,4 \text{ kN mm} > M_{i2} = 44,36 \text{ kN mm}$

5. ANA KOLONLAR

Taban Plakası Hesabı

Kama Hesabı :

Profil: HEA220

$$S235 : F_y = 235 \frac{N}{mm^2}$$

$$h = 210 \text{ mm}$$

$$b = 220 \text{ mm}$$

$$l = 200 \text{ mm}$$

$$Q_x = 227 \text{ kN} \quad DYK[G+Qr+2(E_x+0.3E-y)] \quad \Phi_b = 0,90$$

$$Q_y = 618 \text{ kN} \quad G+(KV6+KH4)+T(-20) \quad \Omega_b = 1,67$$

Beton Gerilmesi Dayanımı:

$$p_x = \frac{Q_x}{h \cdot l} = 5,4 \frac{N}{mm^2} < f_{cd} = 20 \frac{N}{mm^2}$$

$$p_y = \frac{Q_y}{b \cdot l} = 14,05 \frac{N}{mm^2} < f_{cd} = 20 \frac{N}{mm^2}$$

Kama Eğilme Momenti Dayanımı:

$$M_x = Q_y \cdot \frac{l}{2} = 61,8 \text{ kN m}$$

$$W_{ex} = 5,15 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$M_{nx} = F_y \cdot W_{ex} = 121,02 \text{ kN m}$$

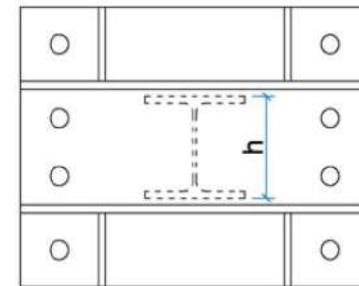
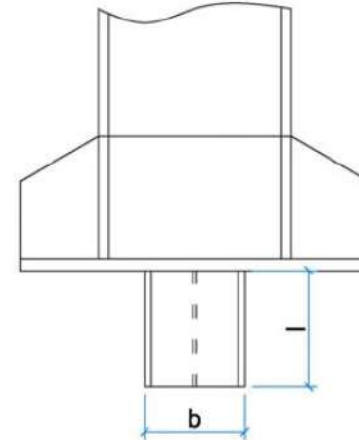
$$\frac{M_{nx}}{\Omega_b} = 72,47 \text{ kN m} > M_x = 61,8 \text{ kN m}$$

$$M_y = Q_x \cdot \frac{l}{2} = 22,7 \text{ kN m}$$

$$W_{ey} = 1,78 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$M_{ny} = F_y \cdot W_{ey} = 41,83 \text{ kN m}$$

$$\Phi_b \cdot M_{ny} = 37,65 \text{ kN m} > M_y = 22,7 \text{ kN m}$$



ÇAPRAZLI ANKASTRE KOLON AYAĞI



KOLON TAM EK DETAYI



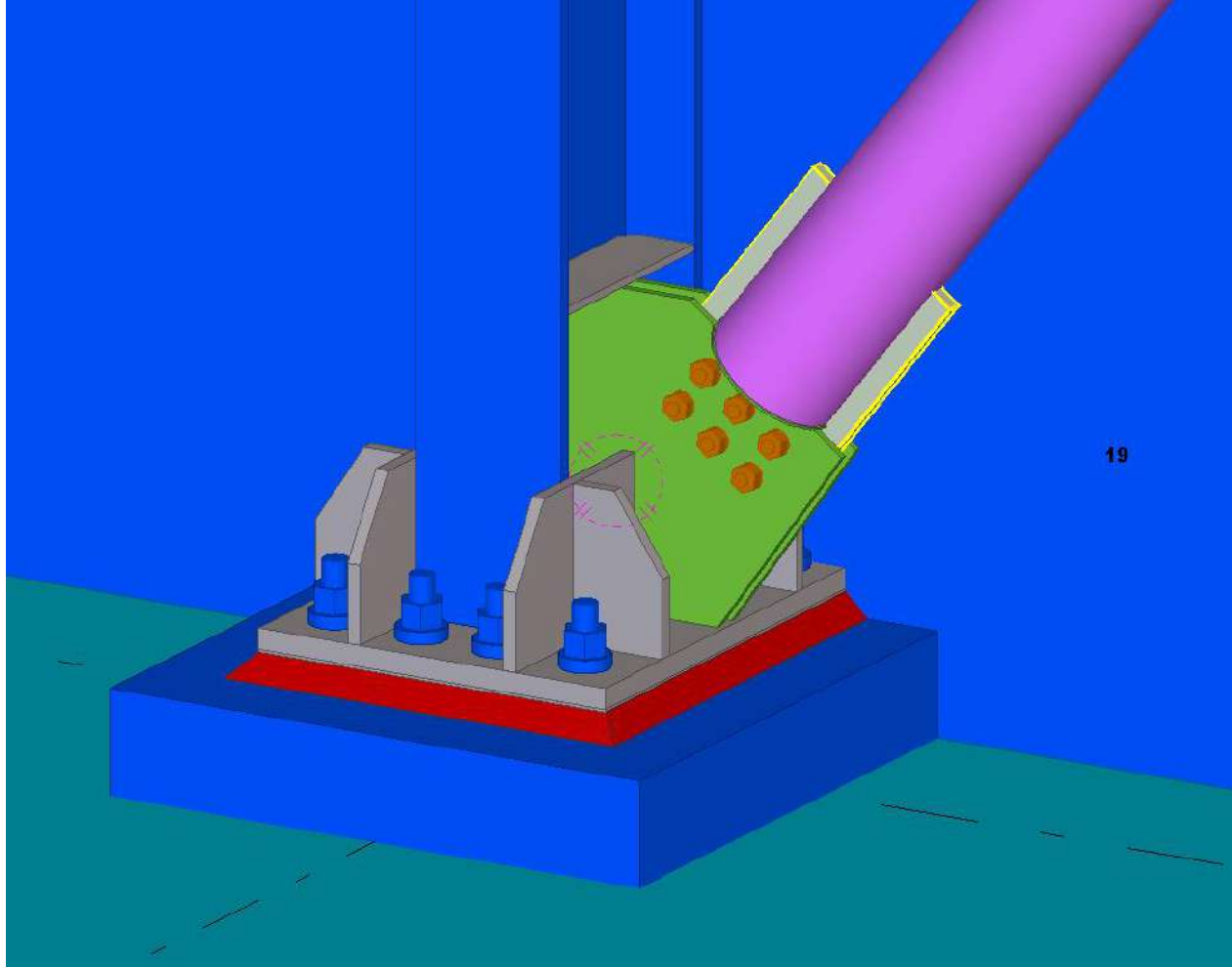
5. ANA KOLONLAR

- ❖ Ayrıca bu kolona birleşen çapraz bulunması halinde çapraz ve kolonun gerekli kapasitelerinin hesabında arttırılmış akma gerilmesi ($D_a \cdot \Omega_a$) değerleri kullanılmıştır.
- ❖ Aşağıda bu şekilde hesaplanıp, uygulaması yapılmış; kolonlara ait taban plakası, kaynaklı çerçeve köşesi ve bulonlu çerçeve giriş eki örnek fotoğrafları sunulmaktadır.

KAYNAKLI ÇERÇEVE KÖŞESİ VE TAM EK DETAYI



6. BOYUNA YÖNDEKİ DUVAR ÇAPRAZLARI



6. BOYUNA YÖNDEKİ DUVAR ÇAPRAZLARI

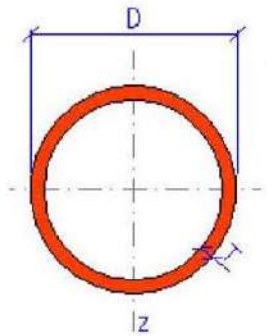
- ❖ Örnek olarak ele aldığımız taşıyıcı sistemde boyuna yöndeki deprem yatay kuvvetleri, merkezi çaprazlar ile temele iletilmektedir. Bu durumda “2018 Yılı Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği” gereği boyuna yönde farklı bir R katsayısı alınarak hesap yapılmıştır.
- ❖ Ancak çaprazın kolonla bağlantısında çaprazın arttırılmış deprem etkileri altında aldığı maksimum normal kuvvetler göz önüne alınacaktır.
- ❖ Aşağıda bu çaprazların ve kolonla bağlantısının tasarımı yer almaktadır.

6. BOYUNA YÖNDEKİ DUVAR ÇAPRAZLARI

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
9186	DYK[G+Qr+2(Ey+0.3E-x)]	826,998	-2,409	0	0	0	0
9184	DYK[G+Qr+2(Ey+0.3E-x)]	-869,785	-2,409	0	0	0	0
179	G+(KV6+KH4)+T(-20)	-930,863	2,409	0	0	0	-1,3E-14
179	G+(KV3+KH3)+T(+20)	840,418	-2,409	0	0	0	0

Profil: CHS 273x12.5



$$D = 273 \text{ mm}$$

$$t = 12,5 \text{ mm}$$

$$A = 10200 \text{ mm}^2$$

$$\text{Ağırlık} = 80,3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$I_x = 8,7 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$W_{ex} = 6,37 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$W_{px} = 8,49 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$i_x = 92,2 \text{ mm}$$

$$J = 1,74 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$S275: F_y = 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad F_u = 430 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E = 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$G = 77200 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

6. BOYUNA YÖNDEKİ DUVAR ÇAPRAZLARI

Eksenel Basınç Dayanımı:

$$K=1,00$$

$$L=9 \text{ m}$$

$$\frac{K \cdot L}{i_x} = 97,61 \leq 200$$

Enkesit Kontrolü:

$$\frac{D}{t} = 21,84 < 0,11 \cdot \frac{E}{F_y} = 84$$

Deprem Yönetmeliği Koşulları (DBYBHY-2007) :

$$\frac{K \cdot L}{i_x} = 97,61 < 4 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 110,54 \quad (\text{Narinlik Kontrolü})$$

$$\frac{D}{t} = 21,84 < 0,08 \cdot \frac{E}{F_y} = 61,09 \quad (\text{Enkesit Kontrolü})$$

Basınç Kuvveti Dayanımı:

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{i_x} \right)^2} = 21232,81 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{K \cdot L}{i_x} = 97,61 \leq 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 130,16$$

$$F_{cr} = \left(0,658 \cdot \frac{F_y}{F_e} \right) \cdot F_y = 273,513 \frac{N}{mm^2}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A = 2789,84 \text{ kN}$$

$$\Omega_c = 1,67$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 1670,56 \text{ kN}$$

6. BOYUNA YÖNDEKİ DUVAR ÇAPRAZLARI

Eksenel Çekme Dayanımı:

$$\frac{L}{i_x} = 97,61 \leq 300$$

Akma Sınır Durumu:

$$A_g = A = 10200 \text{ mm}^2$$

$$T_{n1} = F_y \cdot A_g = 2805 \text{ kN} \quad \Omega_{t1} = 1,67$$

$$\frac{T_{n1}}{\Omega_{t1}} = 1679,64 \text{ kN}$$

Kırılma Sınır Durumu:

$$A_e = U \cdot A_n$$

$$U = 1,00$$

$$A_n = \frac{\pi \cdot (D^2 - (D - 2 \cdot t)^2)}{4} - 2 \cdot ((30 \text{ mm} + 2 \text{ mm}) \cdot t) = 9429,81 \text{ mm}^2$$

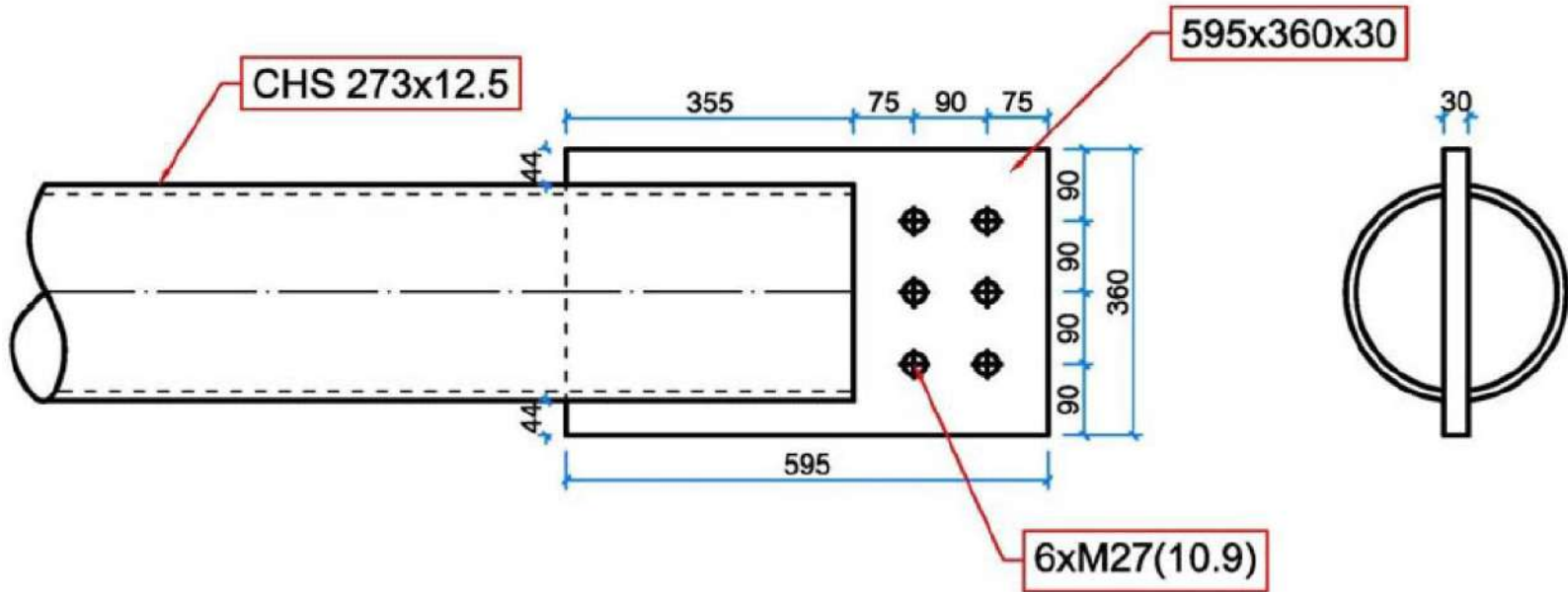
$$T_{n2} = F_u \cdot A_e = 4054,82 \text{ kN} \quad \Omega_{t2} = 2,00$$

$$\frac{T_{n2}}{\Omega_{t2}} = 2027,41 \text{ kN}$$

6. BOYUNA YÖNDEKİ DUVAR ÇAPRAZLARI

Düşey Çapraz Bağlantı Hesabı:

Çapraza Gelen Maksimum Eksenel Kuvvet: $P = (-930) \text{ kN}$ $[G + (KV6 + KH4) + T(-20)]$



6. BOYUNA YÖNDEKİ DUVAR ÇAPRAZLARI

Kaynak Hesabı :

Kaynak: E_55

$$F_E = 640 \frac{N}{mm^2}$$

Kaynak Kalınlığı : $a = 7 \text{ mm}$

Kaynak Uzunluğu : $L = 355 \text{ mm} - 2 \cdot a = 341 \text{ mm}$

Etkin Kaynak Uzunluğu: $L = 341 \text{ mm} \leq 150 \cdot a = 1050 \text{ mm}$

$$L_e = L$$

Kaynak Adedi : $n = 4$

$$F_{nw} = 0,60 \cdot F_E = 384 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{we} = L_e \cdot a = 2387 \text{ mm}^2$$

$$R_{nw} = F_{nw} \cdot A_{we} = 916,61 \text{ kN}$$

$$\Omega_1 = 2,00$$

$$\left(\frac{R_{nw}}{\Omega_1} \right) \cdot n = 1833,22 \text{ kN} \geq P = 930 \text{ kN} \quad \text{ve} \quad \frac{P}{\Omega_c} = 1670,56 \text{ kN}$$

6. BOYUNA YÖNDEKİ DUVAR ÇAPRAZLARI

Bulon Hesabı:

Bulonlar: M27 (10.9)

$$d = 27 \text{ mm}$$

$$d_h = 30 \text{ mm}$$

$$n = 6 \quad (\text{Bulon Adedi})$$

$$n_{sp} = 2 \quad (\text{Kayma Düzlemi Sayısı})$$

$$F_{nt} = 750 \frac{N}{mm^2}$$

$$F_{nv} = 563 \frac{N}{mm^2}$$

Bulonların Kesme Kuvveti Dayanımı

$$A_b = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 572,56 \text{ mm}^2$$

$$R_{nv} = F_{nv} \cdot n_{sp} \cdot A_b = 644,7 \text{ kN}$$

$$\Omega_1 = 2,00$$

$$\frac{R_{nv}}{\Omega_1} \cdot n = 1934,09 \text{ kN} \geq P = -930 \text{ kN} \quad \text{ve} \quad \frac{P}{\Omega_c} = 1670,56 \text{ kN}$$

6. BOYUNA YÖNDEKİ DUVAR ÇAPRAZLARI

Bulon Deliği Ezilme Kuvveti Dayanımı

Bağ levhası et kalınlığı: $t = 30 \text{ mm}$

Kenardaki Bulon:

$$l_{c1} = 75 \text{ mm} - \frac{d_h}{2} = 60 \text{ mm}$$

$$R_{n1} = 1,2 \cdot l_{c1} \cdot t \cdot F_u = 928,8 \text{ kN} \leq 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u = 835,92 \text{ kN}$$

$$R_{n1}' = 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u = 835,92 \text{ kN}$$

İkinci Sıradaki Bulon:

$$l_{c2} = 90 \text{ mm} - d_h = 60 \text{ mm}$$

$$R_{n2} = 1,2 \cdot l_{c2} \cdot t \cdot F_u = 928,8 \text{ kN} \leq 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u = 835,92 \text{ kN}$$

$$R_{n2}' = 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u = 835,92 \text{ kN}$$

$$R_{nb} = 3 \cdot R_{n1}' + 3 \cdot R_{n2}' = 5015,52 \text{ kN}$$

$$\frac{R_{nb}}{\Omega_1} = 2507,76 \text{ kN} \geq P = -930 \text{ kN} \quad \text{ve} \quad \frac{P_n}{\Omega_c} = 1670,56 \text{ kN}$$

6. BOYUNA YÖNDEKİ DUVAR ÇAPRAZLARI

Birleşim Levhası Hesabı:

$$A_{Ek} = 360 \text{ mm} \cdot t = 10800 \text{ mm}^2$$

Çekme Etkisinde Dayanım:

Akma Sınır Durumu:

$$R_{n_akma} = F_y \cdot A_{Ek} \quad \Omega_2 = 1,67$$

$$\frac{R_{n_akma}}{\Omega_2} = 1778,44 \text{ kN} \geq P = -930 \text{ kN} \quad \text{ve} \quad \frac{P_n}{\Omega_c} = 1670,56 \text{ kN}$$

Kopma Sınır Durumu:

$$d_e = d_h + 2 \text{ mm}$$

$$s = 90 \text{ mm}$$

$$g = 90 \text{ mm}$$

$$A_n = A_{Ek} - 3 \cdot (d_e \cdot t) + 0 \cdot \left(\frac{s^2 \cdot t}{4 \cdot g} \right) = 7920 \text{ mm}^2 \leq 0,85 \cdot A_{Ek} = 9180 \text{ mm}^2$$

$$A_e = A_n$$

$$R_{n_kopma} = F_u \cdot A_e \quad \Omega_1 = 2,00$$

$$\frac{R_{n_kopma}}{\Omega_1} = 1702,8 \text{ kN} \geq P = -930 \text{ kN} \quad \text{ve} \quad \frac{P_n}{\Omega_c} = 1670,56 \text{ kN}$$

6. BOYUNA YÖNDEKİ DUVAR ÇAPRAZLARI

Blok Kırılma Dayanımı:

$$A_{nv} = 2 \cdot (165 \text{ mm} - 1,5 \cdot d_h) \cdot t = 7200 \text{ mm}^2$$

$$A_{gv} = 2 \cdot 165 \text{ mm} \cdot t = 9900 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = (180 \text{ mm} - 1,5 \cdot d_h) \cdot t = 4050 \text{ mm}^2$$

$$U_{bs} = 1,00$$

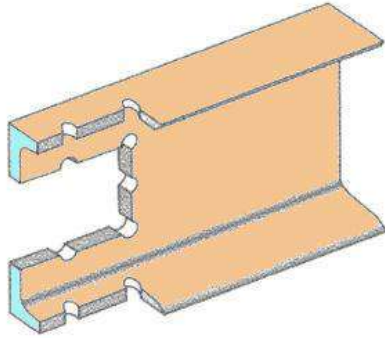
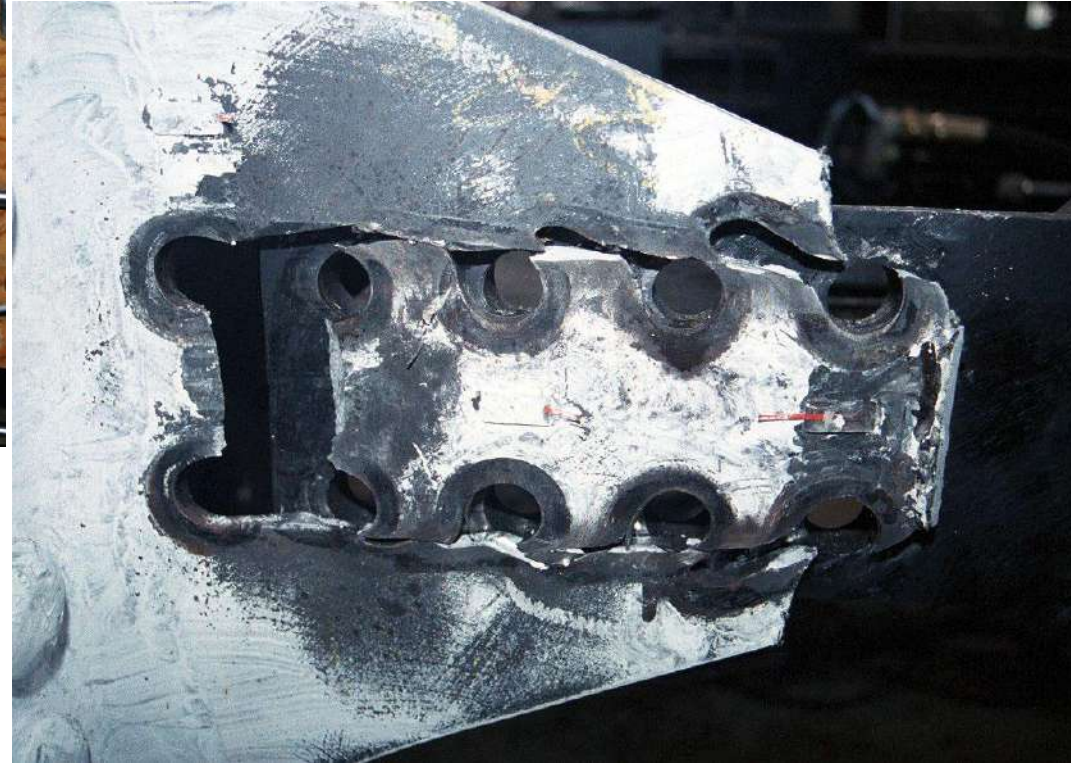
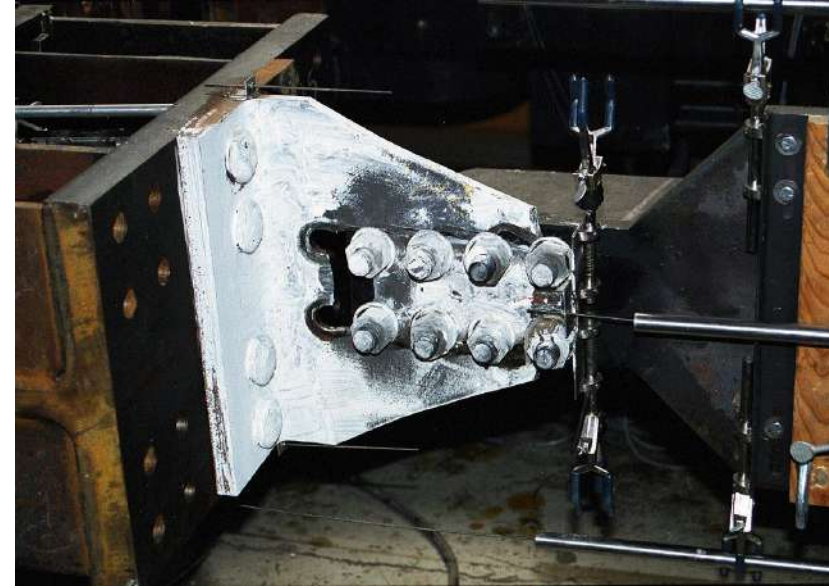
$$R_n = 0,60 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 3599,1 \text{ kN} \leq 0,60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 3375 \text{ kN}$$

$$R_{n'} = 0,60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 3375 \text{ kN}$$

$$\frac{R_{n'}}{\Omega_1} = 1687,5 \text{ kN} \geq P = -930 \text{ kN} \quad \text{ve} \quad \frac{P}{\Omega_c} = 1670,56 \text{ kN}$$

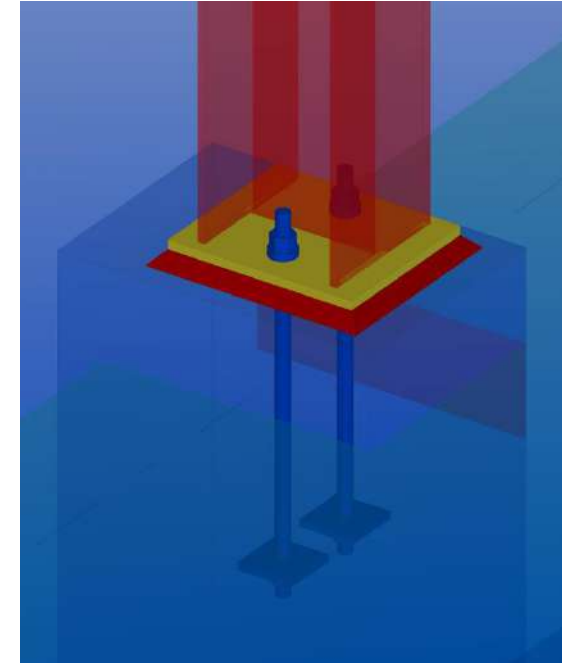
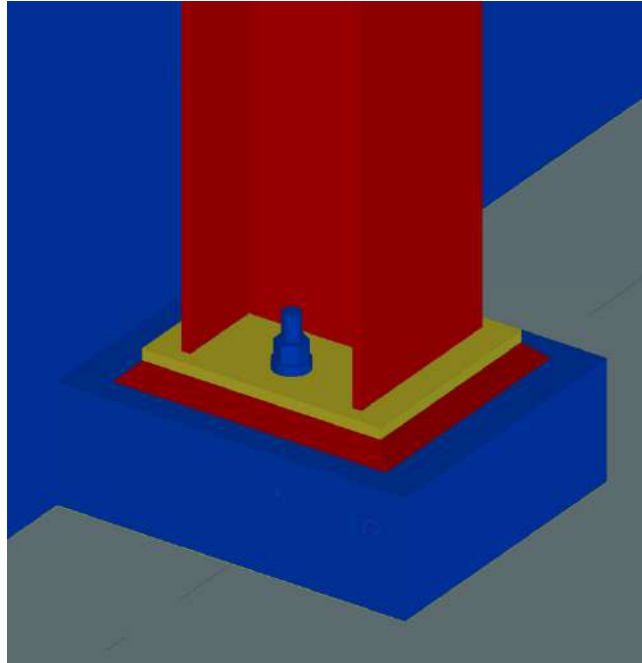
6. BOYUNA YÖNDEKİ DUVAR ÇAPRAZLARI

Blok Kırılma ile İlgili Görseller



7. CEPHE KOLONLARI

- ❖ Cephe kolonları ana çerçeve kolonları arasında yer alan ve cepheye etkiyen rüzgar yüklerini ana çerçevelere aktarmak; cephe kaplamaları taşıyıcı duvar kuşaklarının açıklıklarının 6 metreye düşürmek amacıyla düzenlenmiştir.
- ❖ Alt ve üst bağlantıları mafsallı olarak düzenlenmiş bu kolonlar rüzgar yükleri nedeniyle oluşan eğilme momenti ve cephe kaplaması nedeniyle meydana gelen normal kuvvet dikkate alınarak boyutlandırılacaktır. Mafsallı kolon ayağı taban plakası hesabı aşağıda gösterilmiştir.

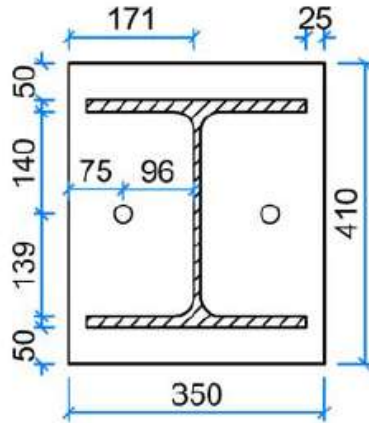


7. CEPHE KOLONLARI

Mesnet Detayı-Cephe Kolonu (HEA320)

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
6787	G+0.75(KV4+KH6)+0.75S+0.75W-x	Combination	-17,187	0,025	-39,925	0	0	0
6758	DYK[G+KV1+2(Ex+0.3Ey)]	Combination	17,566	0,169	-81,288	0	0	0
43	0.6G+W-y	Combination	-2,3E-19	-31,351	-23,155	0	0	0
39	G+1.0Wy	Combination	5,1E-18	27,668	-39,321	0	0	0
6785	G+(KV4+KH6)+T(-20)	Combination	-1,026	-0,405	-275,321	0	0	0
6785	G+(KV1+KH1)+T(+20)	Combination	-0,835	0,409	187,48	0	0	0



L = 410 mm
B = 350 mm

N = 275,3 kN

Q_x = 17,6 kN

Q_y = 31,4 kN

(Cephe Kolonu)

(Kalkan Duvar Kolonu)

$$\sigma_b = \frac{N}{B \cdot L} = 1,92 \frac{N}{mm^2}$$

7. CEPHE KOLONLARI

Beton Gerilmesi: Beton Sınıfı: C30/37 $f_{cd} = 20 \frac{N}{mm^2}$ $f_{ck} = 30 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_b = 1,92 \frac{N}{mm^2} < f_{cd} = 20 \frac{N}{mm^2}$$

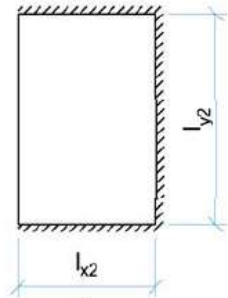
$$A_1 = B \cdot L = 0,14 m^2 \quad (\text{Taban Levhası Alanı})$$

$$A_2 = 500 mm \cdot 500 mm = 0,25 m^2 \quad (\text{Betonarme Kolon Alanı})$$

$$P_p = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 4829,88 kN \leq 1,7 \cdot f_{ck} \cdot A_1 = 7318,5 kN \quad \Phi_1 = 0,65 \quad (13.23)$$

$$\Phi_1 \cdot P_p = 3139,42 kN < f_{cd} \cdot A_2 = 5000 kN$$

Taban Levhası: $t = 20 mm$ S235 : $F_y = 235 \frac{N}{mm^2}$ $F_u = 360 \frac{N}{mm^2}$ (Tablo 2.1A)



$$l_{x2} = 171 mm$$

$$l_{y2} = 279 mm$$

$$\varepsilon_2 = \frac{l_{y2}}{l_{x2}} = 1,63$$

$$\left. \begin{array}{l} l_{x2} = 171 mm \\ l_{y2} = 279 mm \\ \varepsilon_2 = \frac{l_{y2}}{l_{x2}} = 1,63 \end{array} \right\} m_{ex} = 16,22 mm^{-1}$$

$$\sigma_b = 1,92 \frac{N}{mm^2}$$

$$K_2 = \sigma_b \cdot l_{x2} \cdot l_{y2} = 91,53 kN$$

$$M_{i2} = \frac{K_2}{m_{ex}} = 5,64 kN mm$$

$$W_1 = \frac{(t)^2 \cdot 1 mm}{6} = 66,67 mm^3$$

$$M_n = F_y \cdot W_1 = 15,67 kN mm \quad \Omega_b = 1,67$$

$$\Omega_b \cdot M_n = 26,16 kN mm > M_{i2} = 5,64 kN mm$$

7. CEPHE KOLONLARI

Ankraj: M30 (5.6)
 $d = 30 \text{ mm}$
 $n = 2$ (Ankraj Adedi)
 $n_{sp} = 1$ (Kayma Düzlemi Sayısı)

$$F_{nt} = 375 \frac{N}{mm^2} \quad F_{nv} = 225 \frac{N}{mm^2} \quad (\text{Tablo 13.7})$$

Kesme Kuvveti Dayanımı:

$$A_b = \frac{d^2 \cdot \pi}{4} = 706,86 \text{ mm}^2$$

$$R_{nv} = F_{nv} \cdot n_{sp} \cdot A_b = 159,04 \text{ kN} \quad \Omega = 2,00 \quad (13.10b)$$

$$\left(\frac{R_{nv}}{\Omega} \right) \cdot n = 159,04 \text{ kN} > Q_y = 31,4 \text{ kN}$$

Çekme Kuvveti Dayanımı:

$$R_{nt} = F_{nt} \cdot A_b = 265,07 \text{ kN} \quad (13.10a)$$

$$\left(\frac{R_{nt}}{\Omega} \right) \cdot n = 265,07 \text{ kN} > N(\text{çekme}) = 187,5 \text{ kN}$$

Ankraj Deliği Ezilme Dayanımı:

$$l_c = 140 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u = 1209,6 \text{ kN} \leq 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u = 518,4 \text{ kN} \quad (13.14a)$$

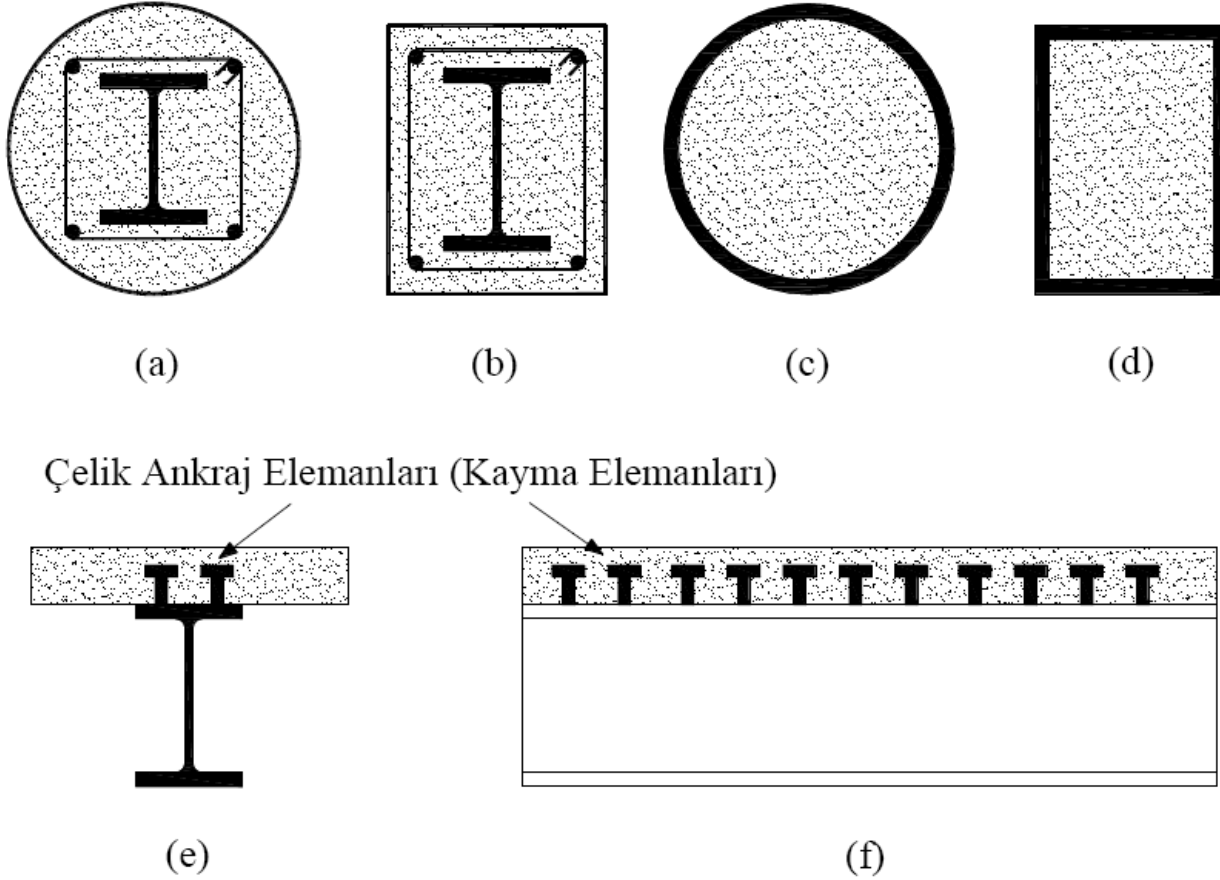
$$R_{n'} = 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u = 5,18 \cdot 10^5 \text{ N}$$

$$\left(\frac{R_{n'}}{\Omega} \right) \cdot n = 518,4 \text{ kN} > Q_y = 31,4 \text{ kN}$$

MAFSALLI KOLON AYAĞI

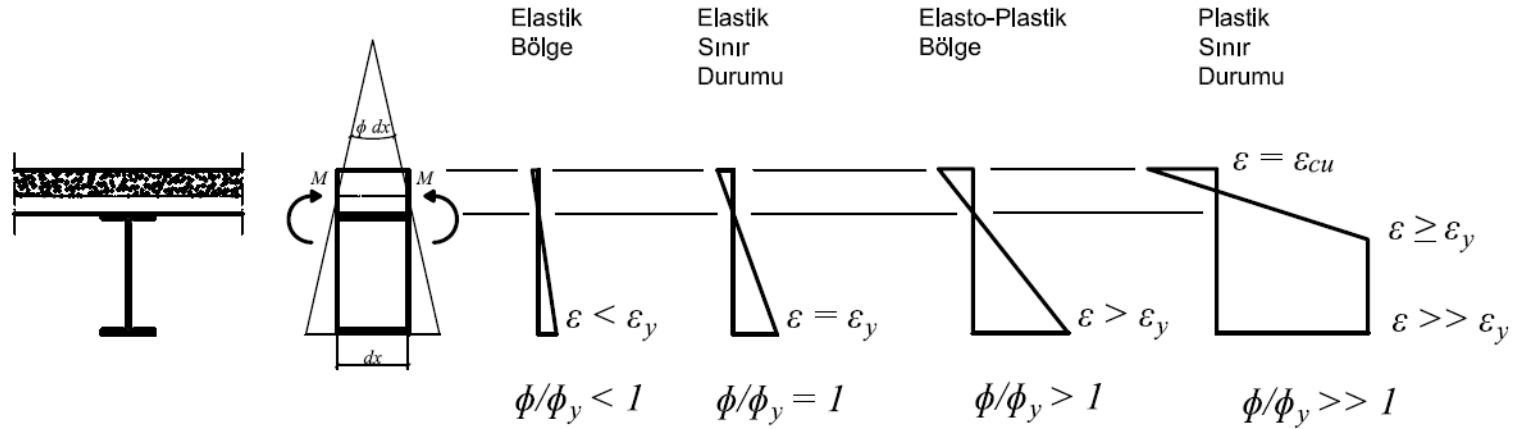


8. Başlıklı Çelik Ankrajlı Kompozit Kiriş Hesabı

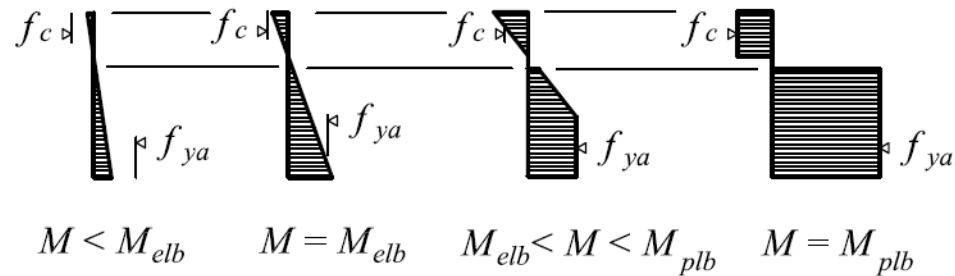


Şekil 12.1 – Tipik kompozit elemanlar

8. Başlıklı Çelik Ankrajlı Kompozit Kiriş Hesabı



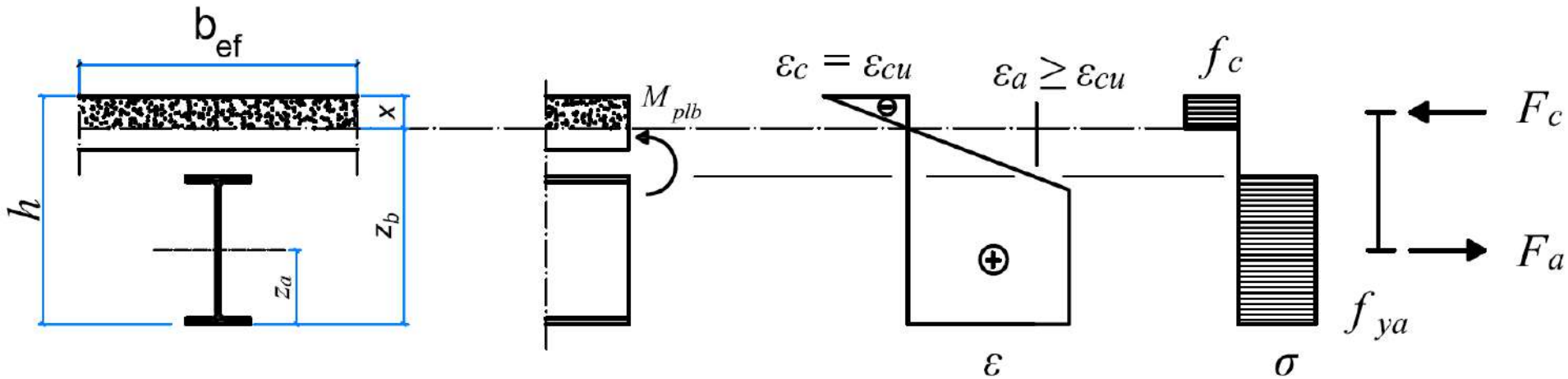
ŞEKİL DEĞİŞTİRMELER



GERİLMELER

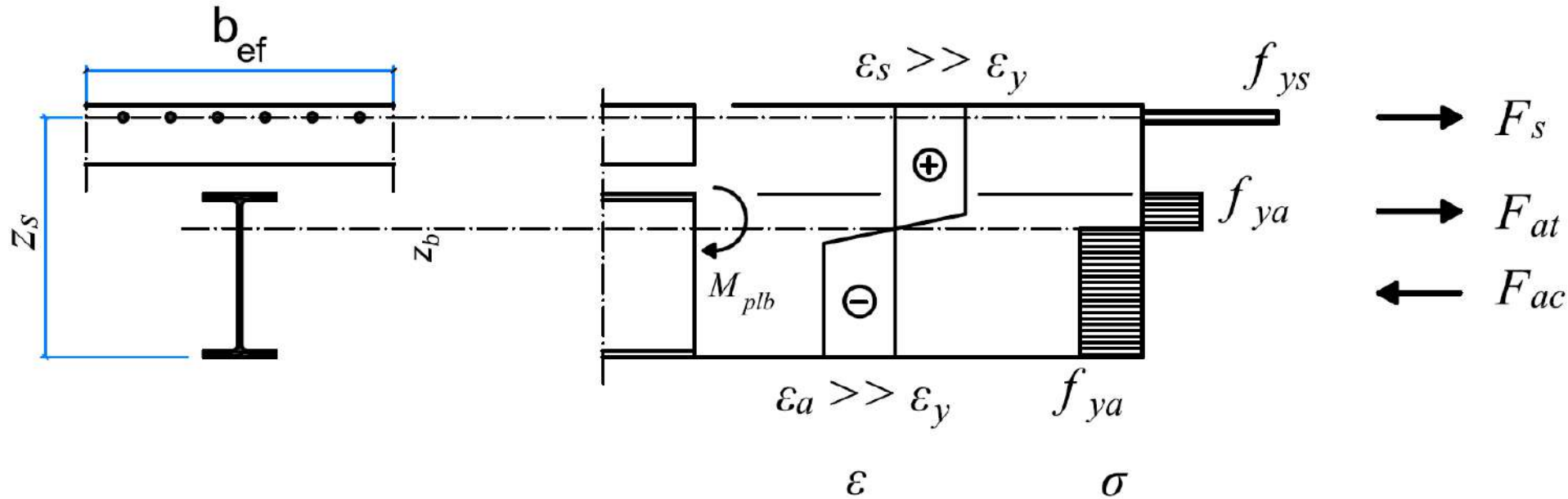
Eğilme Etkisindeki Kompozit Kesitlerin Şekil Değiştirme ve Gerilme Diyagramları

8. Başlıklı Çelik Ankrajlı Kompozit Kiriş Hesabı



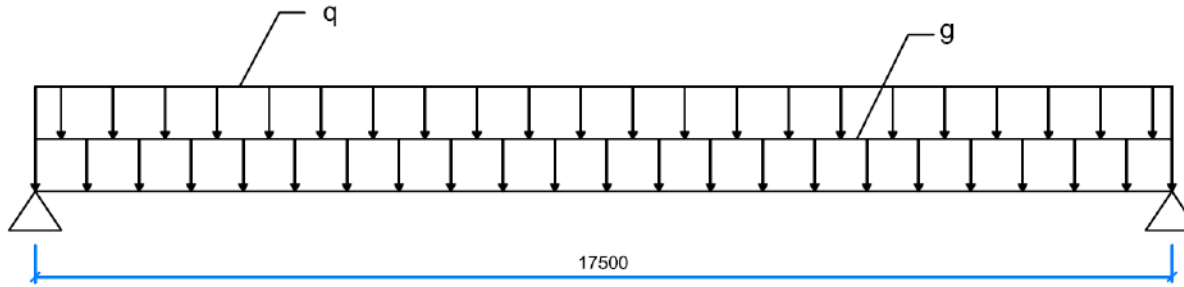
Kompozit Kesit Açıklıkta (Plastik Hesap)

8. Başlıklı Çelik Ankrajlı Kompozit Kiriş Hesabı



Kompozit Kesit Mesnet Üzerinde (Plastik Hesap)

8. Başlıklı Çelik Ankrajlı Kompozit Kiriş Hesabı



Ölü Yükler:

$$g = 2,67 \frac{kN}{m}$$

Beton Döşemeden: $g_{\text{beton}} = 0,20 \frac{m}{3} \cdot 23,5 \frac{kN}{m} \cdot 2 \frac{m}{3} = 9,4 \frac{kN}{m}$

İlave Yük: $g_{\text{ilave}} = 2 \frac{kN}{2} \cdot 2 \frac{m}{2} = 4 \frac{kN}{m}$

$$g_{\text{toplam}} = 2,67 \frac{kN}{m} + 9,4 \frac{kN}{m} + 4 \frac{kN}{m} = 16,07 \frac{kN}{m}$$

Hareketli Yük: $q = 10 \frac{kN}{2} \cdot 2 \frac{m}{2} = 20 \frac{kN}{m}$

HEA1000

$$h = 990 \text{ mm}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$t_f = 31 \text{ mm}$$

$$t_w = 16,5 \text{ mm}$$

$$S275: F_y = 275 \text{ MPa} \quad F_u = 430 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$L = 17,5 \text{ m}$$

$$A = 34680 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 5,54 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$h_o = 868 \text{ mm}$$

8. Başlıklı Çelik Ankrajlı Kompozit Kiriş Hesabı

$$M_g = \frac{g_{\text{toplam}} \cdot L^2}{8} = 615,18 \text{ kN m}$$

$$M_q = \frac{q \cdot L^2}{8} = 765,62 \text{ kN m}$$

$$M = 1,4 \cdot (M_g) + 1,6 \cdot (M_q) = 2086,25 \text{ kN m}$$

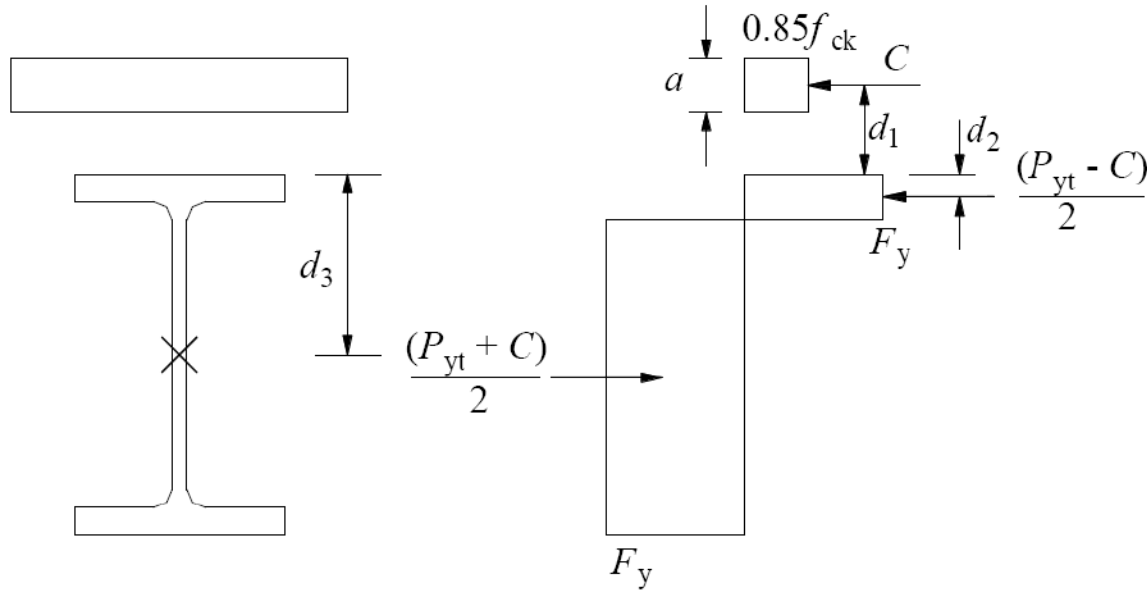
$$P_{rd} = 65,33 \text{ kN} \quad (\text{Başlıklı çelik ankrajın dayanımı})$$

$$\Sigma Q_n = P_{rd} \cdot 170 = 11106,1 \text{ kN}$$

8. Başlıklı Çelik Ankrajlı Kompozit Kiriş Hesabı

Pozitif Eğilme Momementi Dayanımı:

$$\frac{h_o}{t_w} = 52,61 \leq 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 101,4 \text{ olup karakteristike eğilme momenti dayanımı, } M_n, \text{ akma sınır durumu için, kompozit enkesitte plastik gerilme dağılımı yöntemi ile belirlenecektir.}$$



Şekil 12.2 – Kompozit kirişte pozitif eğilme momenti için genel plastik gerilme yayılımı

8. Başlıklı Çelik Ankrajlı Kompozit Kiriş Hesabı

$$C30 : f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$w_c = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E_c = 0,043 \cdot w_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 29440,09 \text{ MPa}$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_c} = 6,79$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

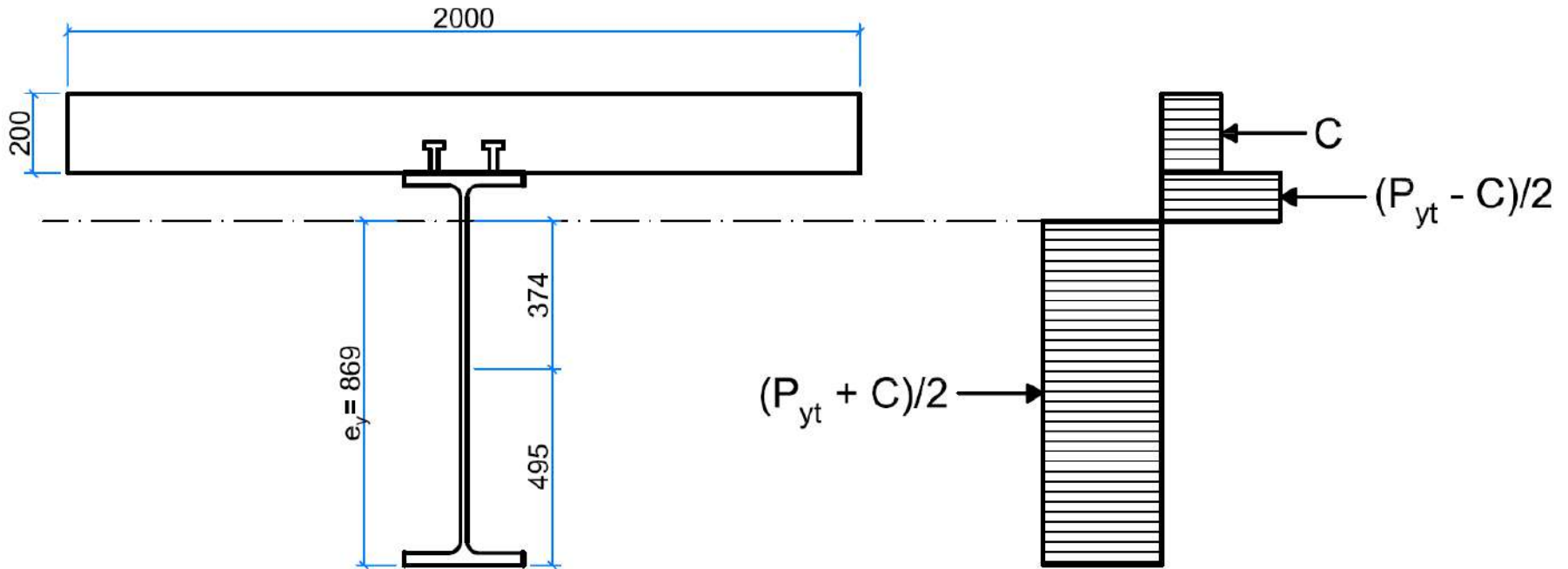
$$A_s = A = 346,8 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 20 \text{ cm} \cdot 200 \text{ cm} = 4000 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_c}{\eta} = 588,8 \text{ cm}^2$$

8. Başlıklı Çelik Ankrajlı Kompozit Kiriş Hesabı

$$e_y = \frac{A_s \cdot 495 \text{ mm} + \frac{A_c}{\eta} \cdot 1090 \text{ mm}}{A_s + \frac{A_c}{\eta}} = 869,45 \text{ mm}$$



8. Başlıklı Çelik Ankrajlı Kompozit Kiriş Hesabı

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$b = 200 \text{ cm} \quad (\text{Beton döşeme etkin genişliği})$$

$$C = \min \left[\begin{array}{c} F_y \cdot A_s \\ 0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_c \\ \Sigma Q_n \end{array} \right] = 9537 \text{ kN}$$

En küçük değer $F_y \cdot A_s = 9537 \text{ kN}$ olduğu için kompozit kiriş tam etkileşimli kompozit kiriş olarak tanımlanır.

$$a = \frac{C}{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b} = 18,7 \text{ cm} \quad (\text{Beton basınç bloğunun derinliği})$$

$$P_{yt} = F_y \cdot A_s = 9537 \text{ kN} \quad (\text{Tüm çelik enkesitin çekme kuvveti dayanımı})$$

8. Başlıklı Çelik Ankrajlı Kompozit Kiriş Hesabı

Tam Etkileşimli Kompozit Kiriş Enkesit Atalet Momenti:

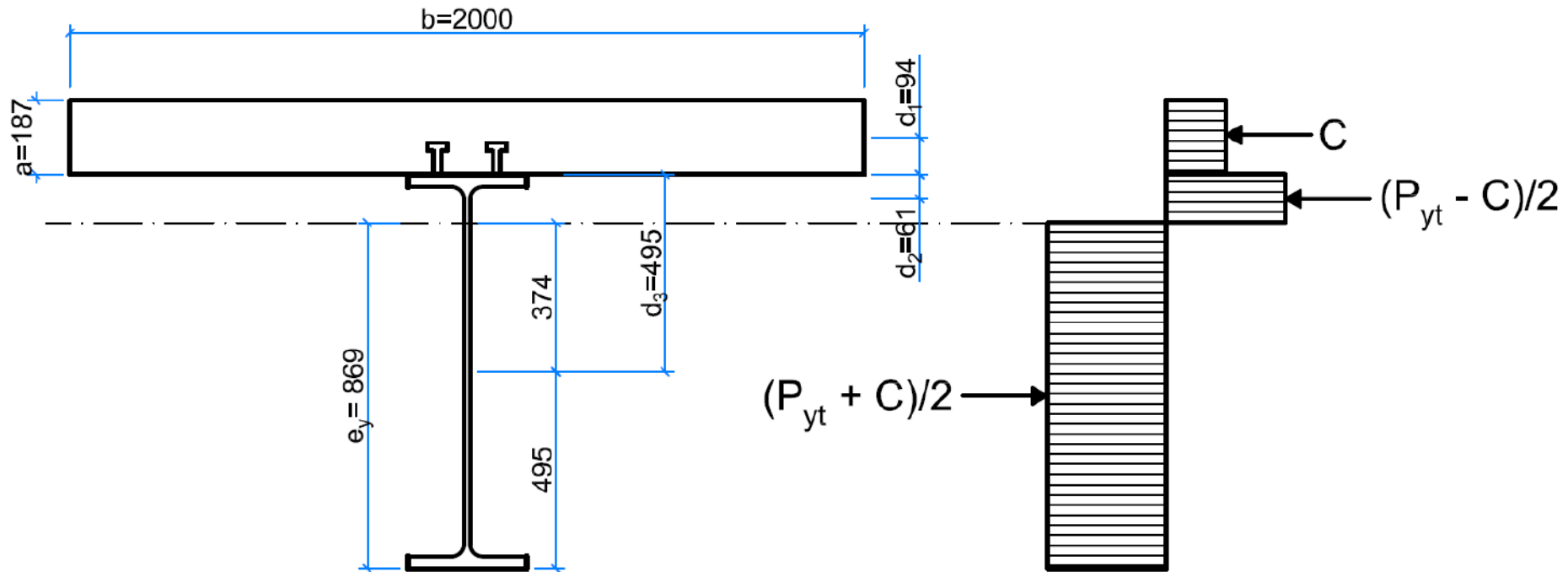
$$I = 0,75 \cdot I_{tr}$$

$$I_s = I_y + A_s \cdot (37,4 \text{ cm})^2 = 1039090 \text{ cm}^4$$

$$I_{tr} = I_s + \frac{A_c}{\eta} \cdot (22,1 \text{ cm})^2 = 1326667 \text{ cm}^4$$

$$I = 995000 \text{ cm}^4$$

8. Başlıklı Çelik Ankrajlı Kompozit Kiriş Hesabı



8. Başlıklı Çelik Ankrajlı Kompozit Kiriş Hesabı

Karakteristik Eğilme Momenti Dayanımı:

$$C = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_c = 10200 \text{ kN}$$

$$d_1 = 94 \text{ mm}$$

$$d_2 = 61 \text{ mm}$$

$$d_3 = 495 \text{ mm}$$

$$P_{yt} = 9537 \text{ kN}$$

$$M_n = C \cdot (d_1 + d_2) + P_{yt} \cdot (d_3 - d_2) = 5720,06 \text{ kN m} \quad \Phi_b = 0,90$$

$$\frac{M}{\Phi_b \cdot M_n} = 0,41 \leq 1,00$$

8. Başlıklı Çelik Ankrajlı Kompozit Kiriş Hesabı

Sehim Kontrolü:

Yapım aşamasında geçici destekler kullanılmadığında, karakteristik beton basınç dayanımı, f_{ck} değerinin %75'ine ulaşılmıncaya kadar kirişte oluşan sehim:

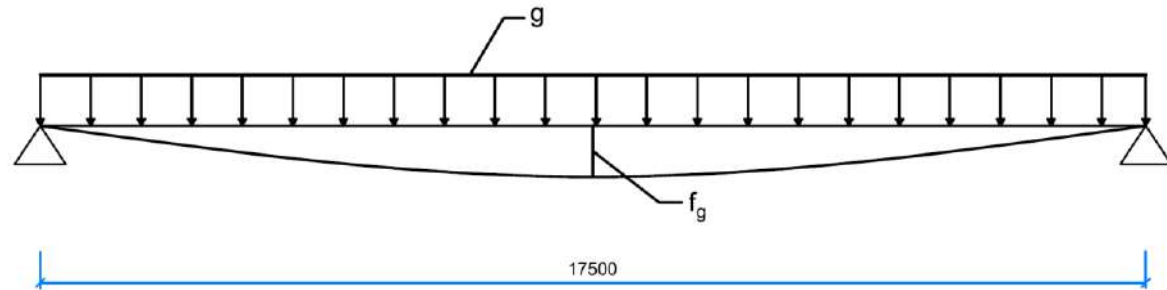
$$I_y = 554000 \text{ cm}^4$$

$$g_{\text{kiriş}} = 2,67 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{beton}} = 0,20 \text{ m} \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2 \text{ m} = 9,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g = g_{\text{kiriş}} + g_{\text{beton}} = 12,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$f_g = \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{g \cdot L^4}{E_s \cdot I_y} \right) = 1,33 \text{ cm}$$



8. Başlıklı Çelik Ankrajlı Kompozit Kiriş Hesabı

Karakteristik beton basınç dayanımı, f_{ck} değerinin %75'ine ulaştığında kirişte oluşan sehim:

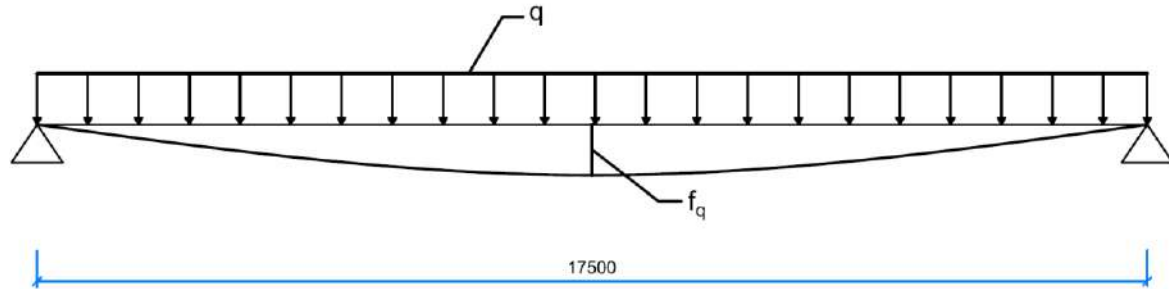
$$I = 995000 \text{ cm}^4$$

$$q = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{ilave}} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2 \text{ m} = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{toplamlam}} = q + g_{\text{ilave}} = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$f_q = \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{q_{\text{toplamlam}} \cdot L^4}{E_s \cdot I} \right) = 1,47 \text{ cm}$$



$$\Sigma f = f_g + f_q = 2,8 \text{ cm} \leq \frac{L}{360} = 4,86 \text{ cm}$$

8. Başlıklı elik Ankrajlı Kompozit Kiriş Hesabı

Görseller



8. Başlıklı elik Ankraşlı Kompozit Kiriş Hesabı

Görseller



8. Başlıklı elik Ankraşlı Kompozit Kiriş Hesabı

Görseller



8. Başlıklı elik Ankraşlı Kompozit Kiriş Hesabı

Görseller

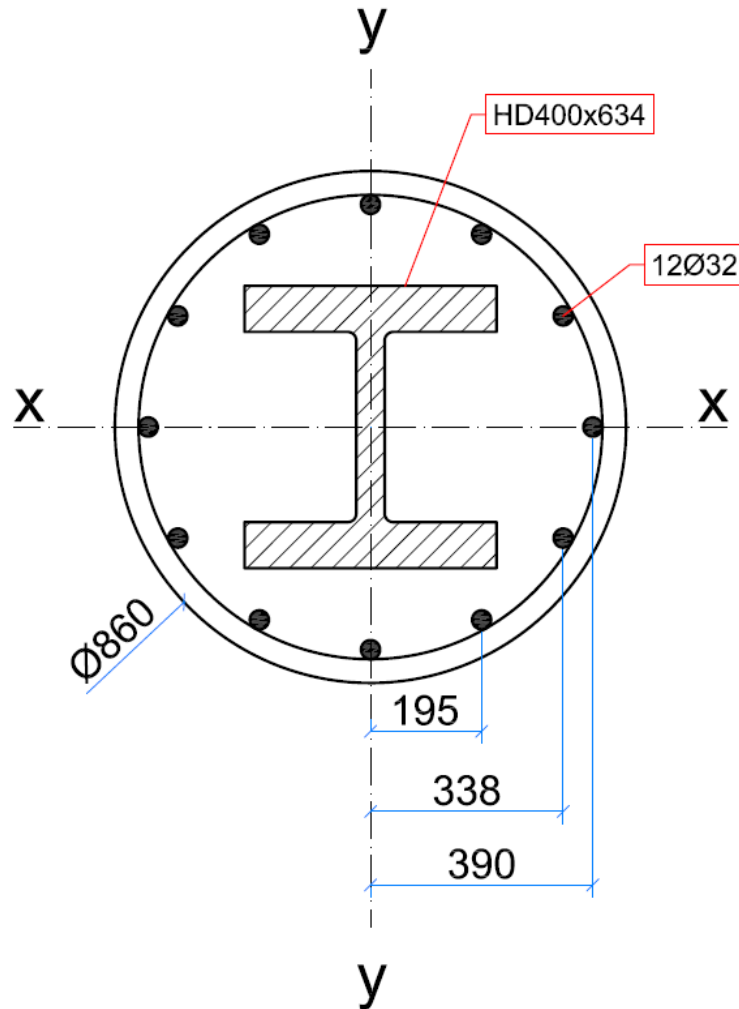


8. Başlıklı elik Ankrajlı Kompozit Kiriş Hesabı

Görseller



9. Çelik Gömme Kompozit Kolon Hesabı



Çelik Profil: HD400x634

$$h = 474 \text{ mm}$$

$$b = 424 \text{ mm}$$

$$t_f = 77,1 \text{ mm}$$

$$t_w = 47,6 \text{ mm}$$

$$A_s = 808 \text{ cm}^2$$

$$I_{sx} = 274200 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 11600 \text{ cm}^3$$

$$W_{px} = 14220 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 18,42 \text{ cm}$$

$$I_{sy} = 98250 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 4634 \text{ cm}^3$$

$$W_{py} = 7117 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 11,03 \text{ cm}$$

$$S355: F_{ys} = 335 \text{ MPa} \quad F_{us} = 470 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Tablo 2.1A
(40mm < t ≤ 80mm)

9. Çelik Gömme Kompozit Kolon Hesabı

Donatı: 12Φ32

$$A_{sr} = 96,5 \text{ cm}^2$$

$$S500: F_{ysr} = 435 \text{ MPa}$$

$$I_{srx} = \left[\left((19,5 \text{ cm})^2 + (33,8 \text{ cm})^2 \right) \cdot 2 + (39 \text{ cm})^2 \right] \cdot 8,04 \text{ cm}^2 \cdot 2 = 73427,39 \text{ cm}^4$$

$$E_{sr} = 200000 \text{ MPa}$$

$$I_{sry} = I_{srx} = 73427,39 \text{ cm}^4$$

Beton: C40

$$A_c = \frac{\pi \cdot (86 \text{ cm})^2}{4} - A_s - A_{sr} = 4904,3 \text{ cm}^2$$

$$C40: f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$E_c = 0,043 \cdot w_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$w_c = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$E_c = 33994,48 \text{ MPa}$$

$$I_{cx} = \frac{\pi \cdot (86 \text{ cm})^4}{64} - I_{sx} - I_{srx} = 2337493 \text{ cm}^4$$

$$I_{cy} = \frac{\pi \cdot (86 \text{ cm})^4}{64} - I_{sy} - I_{sry} = 2513443 \text{ cm}^4$$

9. Çelik Gömme Kompozit Kolon Hesabı

Eksenel Kuvvet Etkisi (x-x yönü eğilmede)

Minimum Donatı Oranı:

$$A_g = \frac{\pi \cdot (86 \text{ cm})^2}{4} = 5808,8 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} = 0,02 \geq 0,004$$

Basınç Dayanımı: $\Phi_c = 0,75$

$$P_{no} = F_{ys} \cdot A_s + F_{ysr} \cdot A_{sr} + 0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_c = 47940,39 \text{ kN}$$

$$P_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot EI_{ef,x}}{L_c^2}$$

$$L_c = 715 \text{ cm}$$

$$EI_{ef,x} = E_s \cdot I_{sx} + E_{sr} \cdot I_{srx} + C_1 \cdot E_c \cdot I_{cx}$$

$$C_1 = 0,25 + 3 \cdot \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) = 0,7 \leq 0,7$$

$$EI_{ef,x} = 1,27 \cdot 10^{10} \text{ kN cm}^2$$

$$P_{ex} = 244238,39 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{no}}{P_{ex}} = 0,2 \leq 2,25$$

$$\Phi_c \cdot P_{nx} = 33119,46 \text{ kN}$$

$$P_{nx} = P_{no} \cdot \left(0,658 \cdot \frac{P_{no}}{P_{ex}} \right) = 44159,28 \text{ kN}$$

9. Çelik Gömme Kompozit Kolon Hesabı

Eksenel Kuvvet Etkisi (y-y yönü eğilmede)

$$P_{no} = 47940,39 \text{ kN}$$

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot EI_{ef,y}}{L_c^2}$$

$$EI_{ef,y} = E_s \cdot I_{sy} + E_{sr} \cdot I_{sry} + C_1 \cdot E_c \cdot I_{cy} = 9,56 \cdot 10^9 \text{ kN cm}^2$$

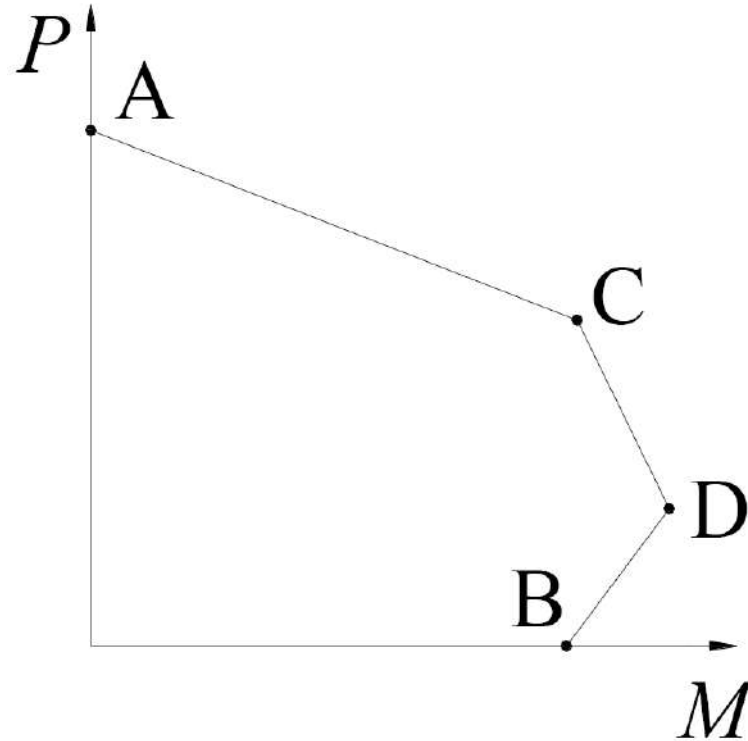
$$P_{ey} = 184582,38 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{no}}{P_{ey}} = 0,26 \leq 2,25 \quad P_{ny} = P_{no} \cdot \left(0,658 \sqrt{\frac{P_{no}}{P_{ey}}} \right) = 43002,18 \text{ kN}$$

$$\Phi_c \cdot P_{ny} = 32251,64 \text{ kN}$$

9. Çelik Gömme Kompozit Kolon Hesabı

Eksenel Kuvvet ve Eğilme Momentinin Bileşik Etkisi



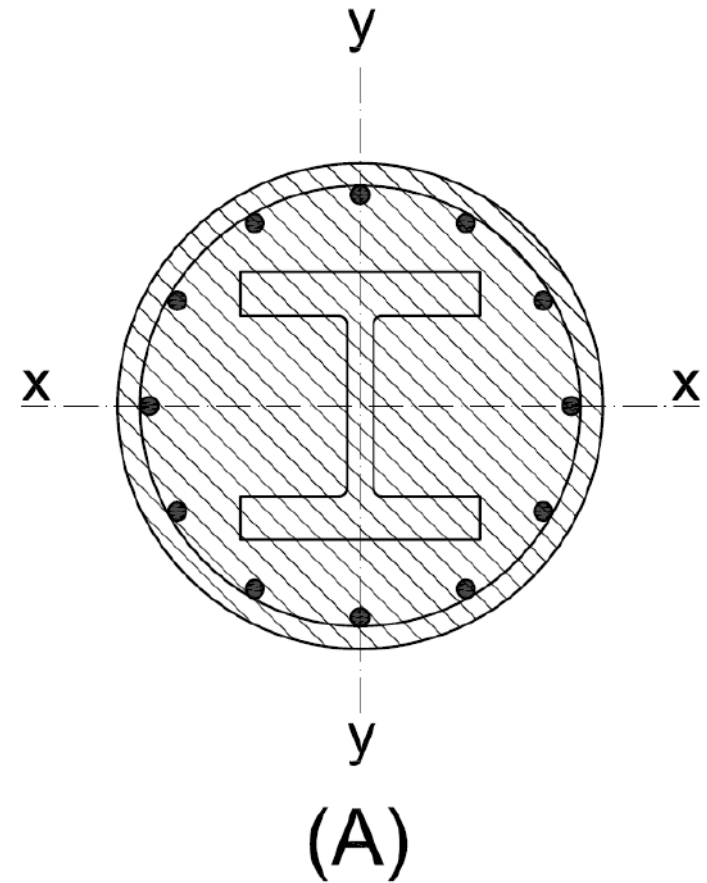
Etkileşim Diyagramı

9. Çelik Gömme Kompozit Kolon Hesabı

A Noktası:

$$P_A = A_s \cdot F_{ys} + A_{sr} \cdot F_{ysr} + 0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_c = 47940,39 \text{ kN}$$

$$M_A = 0 \text{ kN m}$$

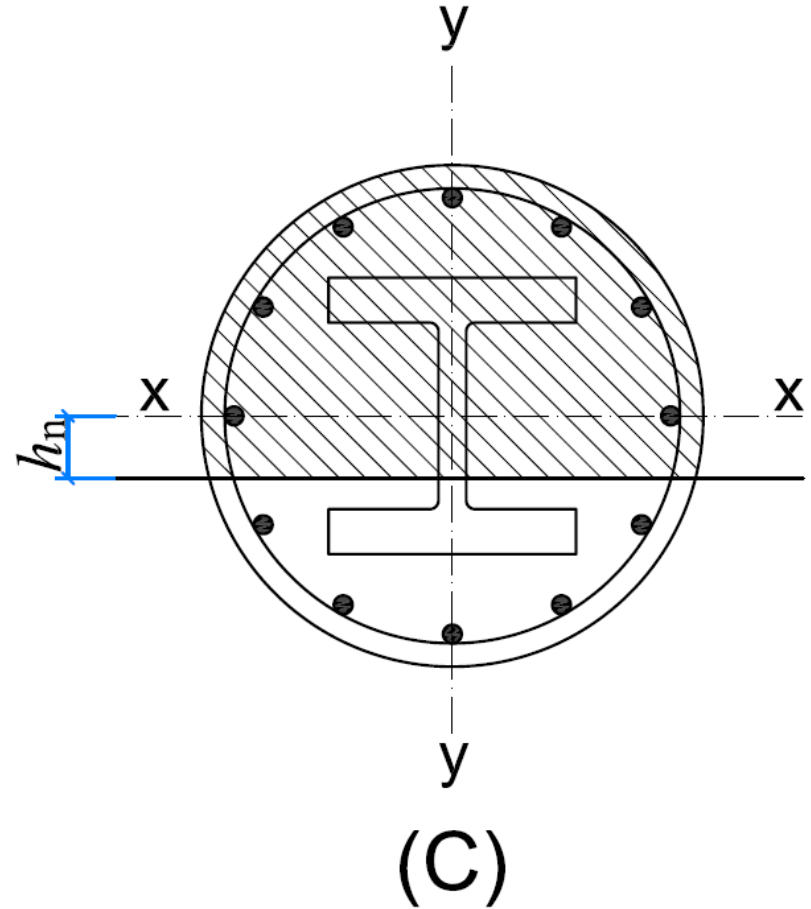


9. Çelik Gömme Kompozit Kolon Hesabı

C Noktası:

$$P_C = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_c = 16674,64 \text{ kN}$$

$$M_C = M_B$$



9. Çelik Gömme Kompozit Kolon Hesabı

D Noktası:

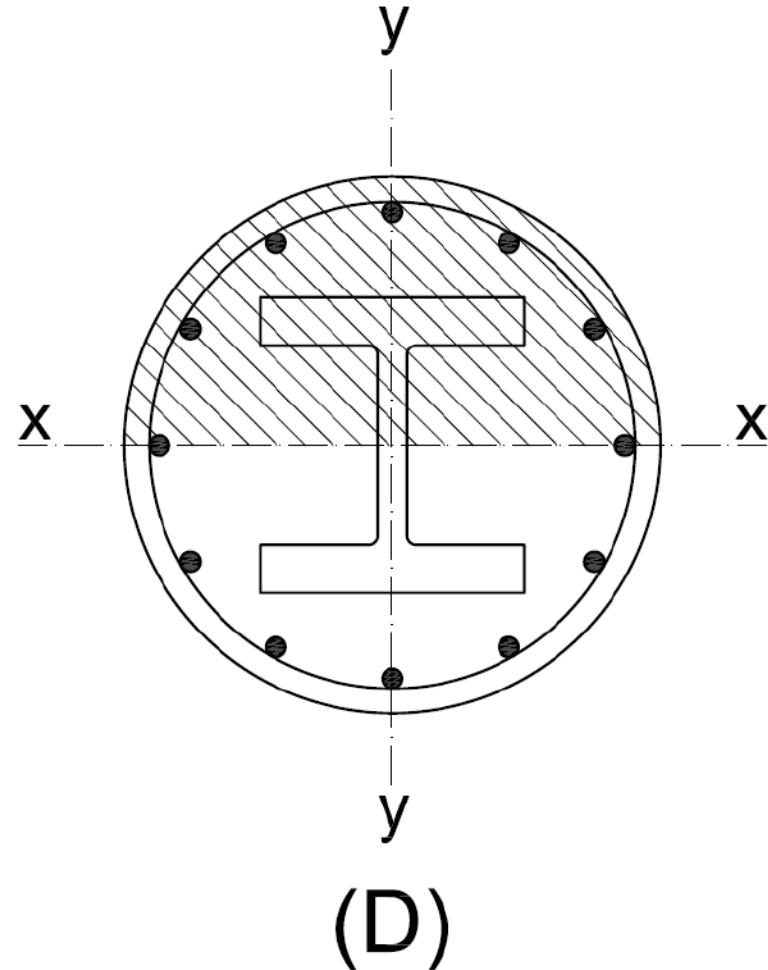
$$P_D = \frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_c}{2} = 8337,32 \text{ kN}$$

$$M_D = W_{px} \cdot F_{ys} + W_r \cdot F_{ysr} + \frac{W_c}{2} \cdot (0,85 \cdot f_{ck})$$

$$W_r = 2 \cdot (8,04 \text{ cm}^2) \cdot (2 \cdot (33,8 \text{ cm} + 19,5 \text{ cm}) + 1 \cdot 39 \text{ cm}) = 2341,25 \text{ cm}^3$$

$$W_c = \frac{(86 \text{ cm})^3}{6} - W_{px} - W_r = 89448,09 \text{ cm}^3$$

$$M_D = 7302,76 \text{ kN m}$$



9. Çelik Gömme Kompozit Kolon Hesabı

B Noktası:

$$d=h=47,4 \text{ cm}$$

$$t_f=7,71 \text{ cm}$$

$$t_w=4,76 \text{ cm}$$

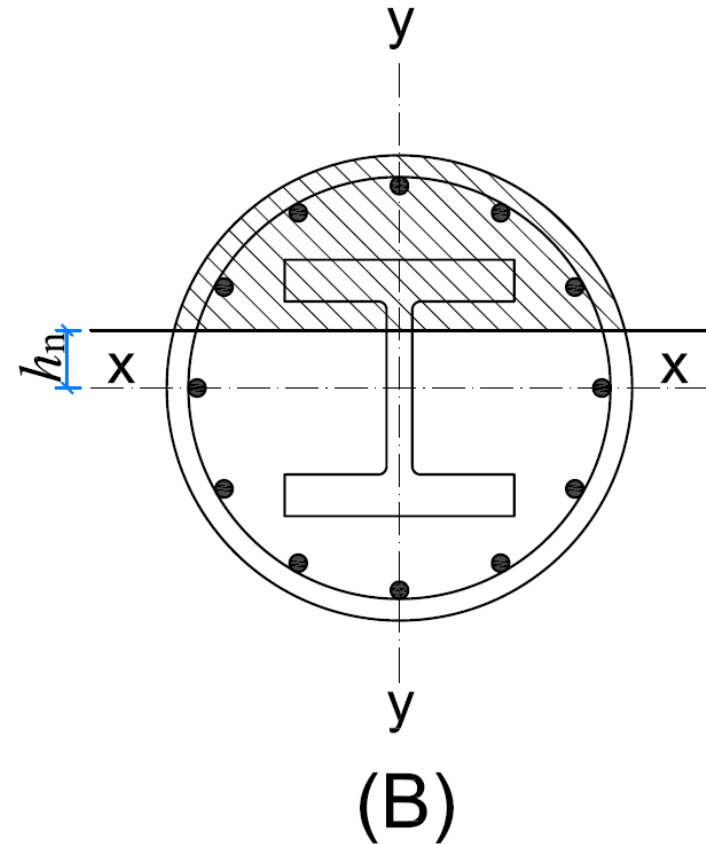
$$h_n = \frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot (A_c + 2 \cdot 8,04 \text{ cm}^2) - 2 \cdot F_{ysr} \cdot (2 \cdot 8,04 \text{ cm}^2)}{2 \cdot (0,85 \cdot f_{ck} \cdot (86 \text{ cm} - t_w) + 2 \cdot F_{ys} \cdot t_w)} = 12,88 \text{ cm} \leq \frac{d}{2} - t_f = 15,99 \text{ cm}$$

$$W_{sn} = t_w \cdot h_n^2 = 789,62 \text{ cm}^3$$

$$W_{cn} = 86 \text{ cm} \cdot h_n^2 - W_{sn} = 13476,64 \text{ cm}^3$$

$$P_B = 0 \text{ kN}$$

$$M_B = M_D - W_{sn} \cdot F_{ys} - \frac{1}{2} \cdot W_{cn} \cdot (0,85 \cdot f_{ck}) = 6809,13 \text{ kN m}$$



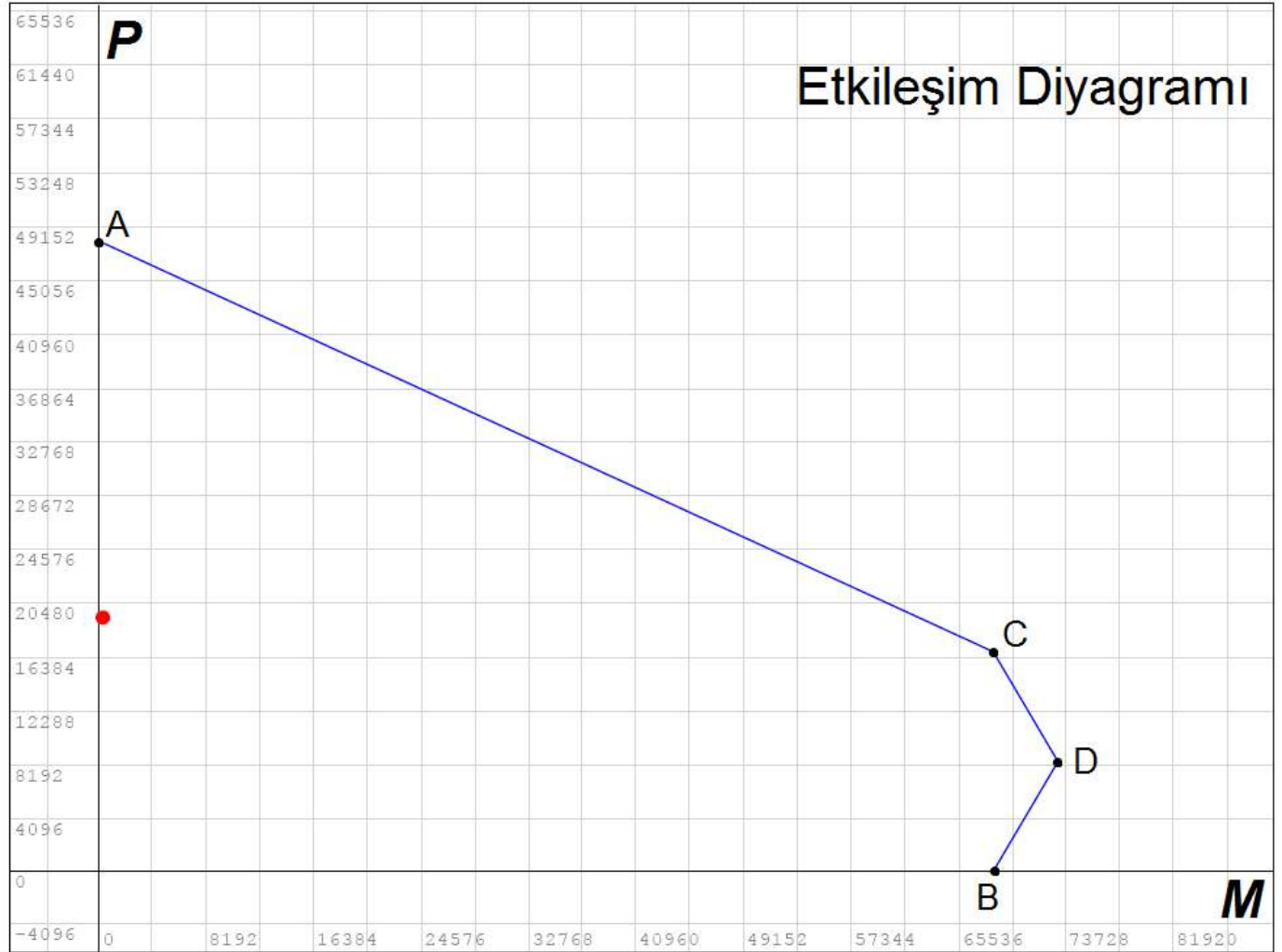
9. Çelik Gömme Kompozit Kolon Hesabı

Kompozit Kolona

Gelen Yükler:

$P = 19367 \text{ kN}$

$M = 305 \text{ kNm}$



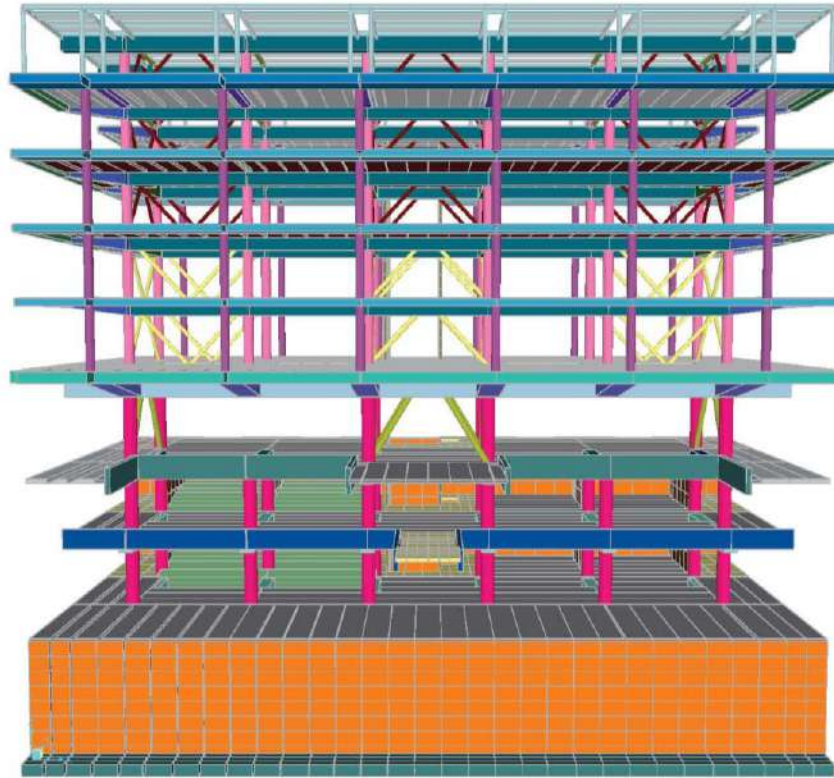
9. Çelik Gömme Kompozit Kolon Hesabı

Görseller

SAP2000

4.16.10 10:45:02

21



SAP2000 v14.1.0 - File: LEBANESE UNI.CAMPUS(R=R_x,R_y,R_z)_DOLU KIRIS_03032010 - 3-D View - KN, m, C Units

9. elik Gömme Kompozit Kolon Hesabı

Görseller



9. elik Gömme Kompozit Kolon Hesabı

Görseller



9. elik Gömme Kompozit Kolon Hesabı

Görseller



9. elik Gömme Kompozit Kolon Hesabı

Görseller



9. elik Gömme Kompozit Kolon Hesabı

Görseller



10. KREN KİRİŞLERİ

- ❖ Yapıda her iki holde ayrı ayrı 2 şer adet 25 ton kapasiteli kren çalışmaktadır. Kren kirişlerinin hesapları 12 m açıklık geçen basit kiriş olarak ayrıca hesaplanmıştır. Kren kirişleri hesapları için alınacak tekerlek yükleri (düşey yükler ve enine yönde yatay çarpma etkileri ve boyuna yönde fren kuvvetleri) idare ve kren imalatçıları tarafından DIN 4132 normuna uygun olarak tarafımıza verilmiştir. Bu yüklerden düşey yükler; yönetmeliğimize göre ayrı bir hareketli yük tipi olarak esas yükler kapsamında göz önüne alınmış, kren yatay etkileri ise ilave yükler olarak değerlendirilmiştir.
- ❖ Türkiye’de bugüne kadar kren imalatçıları tarafından DIN 4132 esas alınarak kren kirişlerine etki eden yükler tarafımıza verilmekte ve DIN 18800 veya EuroCode 3’de verilen yük birleşimleri dikkate alınarak hesap yapılmaktadır.

ÖRNEK KREN KİRİŞİ



35 TON KAPASİTELİ KREN KİRİŞLERİ

ÖRNEK KREN KİRİŞİ

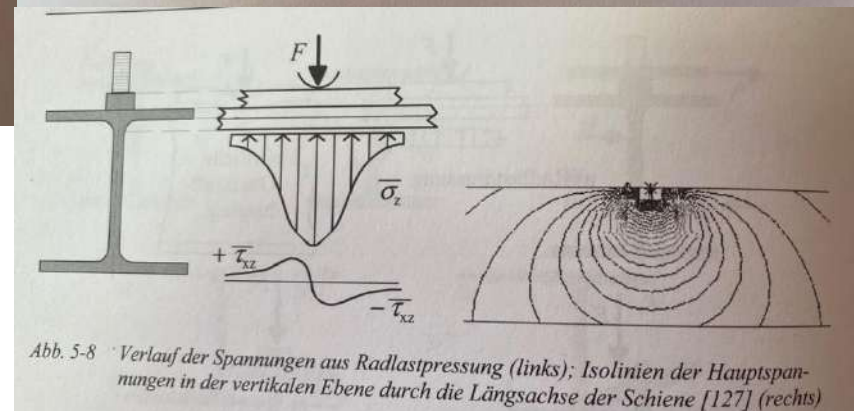
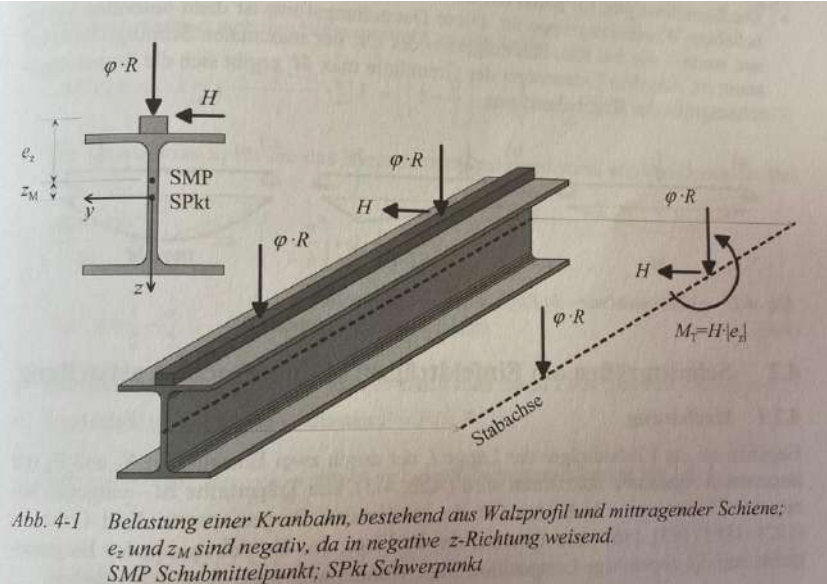
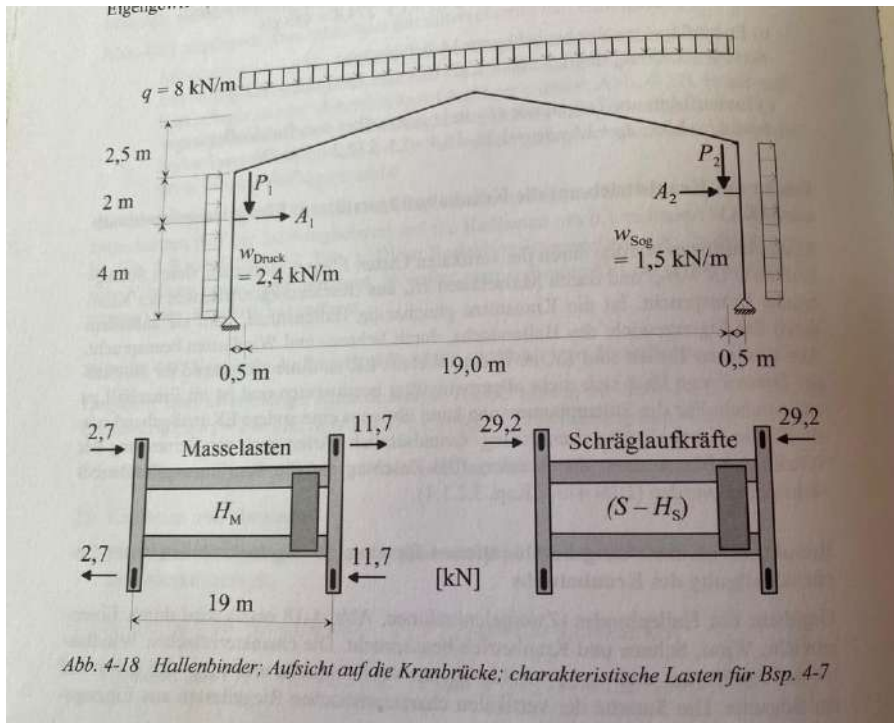


450 TON KAPASİTELİ KREN KİRİŞLERİ

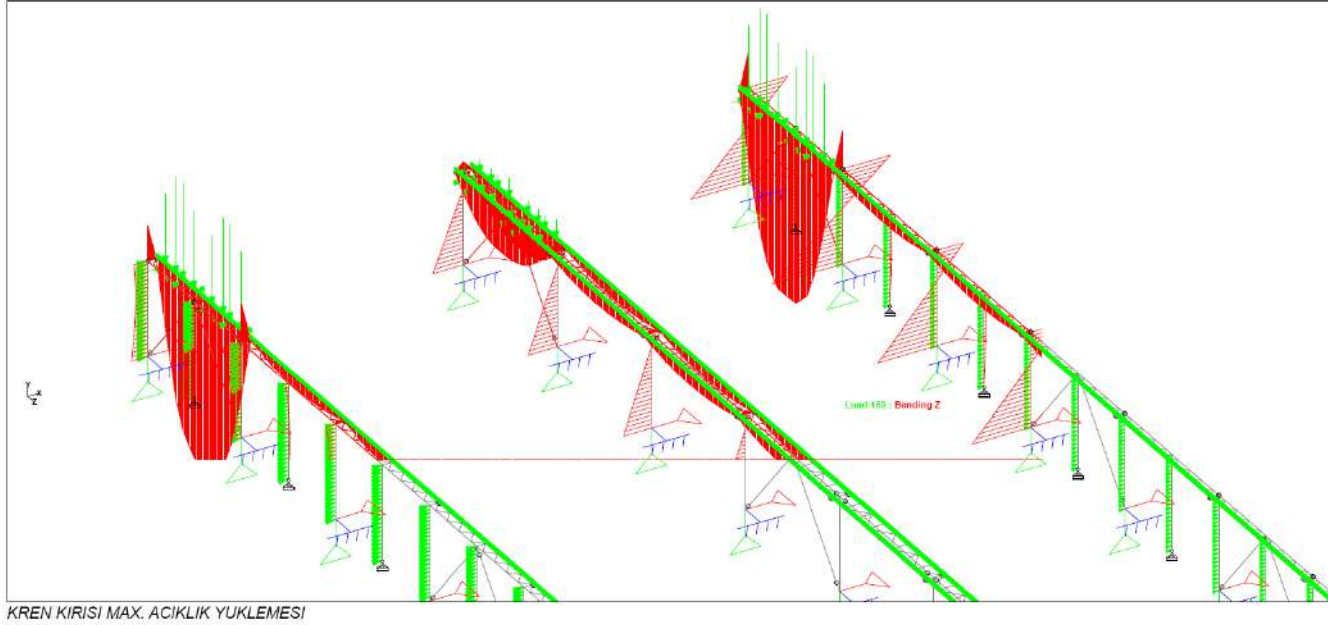
10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)

- ❖ Deprem yükleri hesabında dikkate alınan esas kütlenin tayininde krenlerin sadece boş ağırlıkları göz önüne alınacaktır.
- ❖ Kren kirişi boyuna açıklığının 12.00 m olması sebebiyle, üst başlığın enine yönde eğilme açıklığını ve dolayısıyla üst başlığa dik eksen etrafındaki eğilme momentini ve yanal burkulma boyunu azaltmak amacıyla kren kirişi yatay düzleminde çaprazlar düzenlenmiştir.
- ❖ Kren kirişleri üzerinde çalışan kedi arabası vasıtasıyla, yükü bir yerden öbür tarafa aktaran zamana bağlı dinamik değişken yüklere maruz kaldığından, üzerlerindeki moment sürekli değişmektedir. Bu nedenle yorulma etkileri ve gerilmeleri dikkate alınarak ayrıca gerekli kontroller yapılmalıdır.
- ❖ Bu konuda «Kranbahnen Bemussung und konstruktive Gestaltung» adlı literatürden yararlanılabilir. Yine Türkçe kaynak olarak rahmetli Profesör Alpay Özgen ve Prof. Güliz Bayramoğlu tarafından yazılan «Kren Yollarının Tasarımı» kitabından faydalınabilir.

10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)

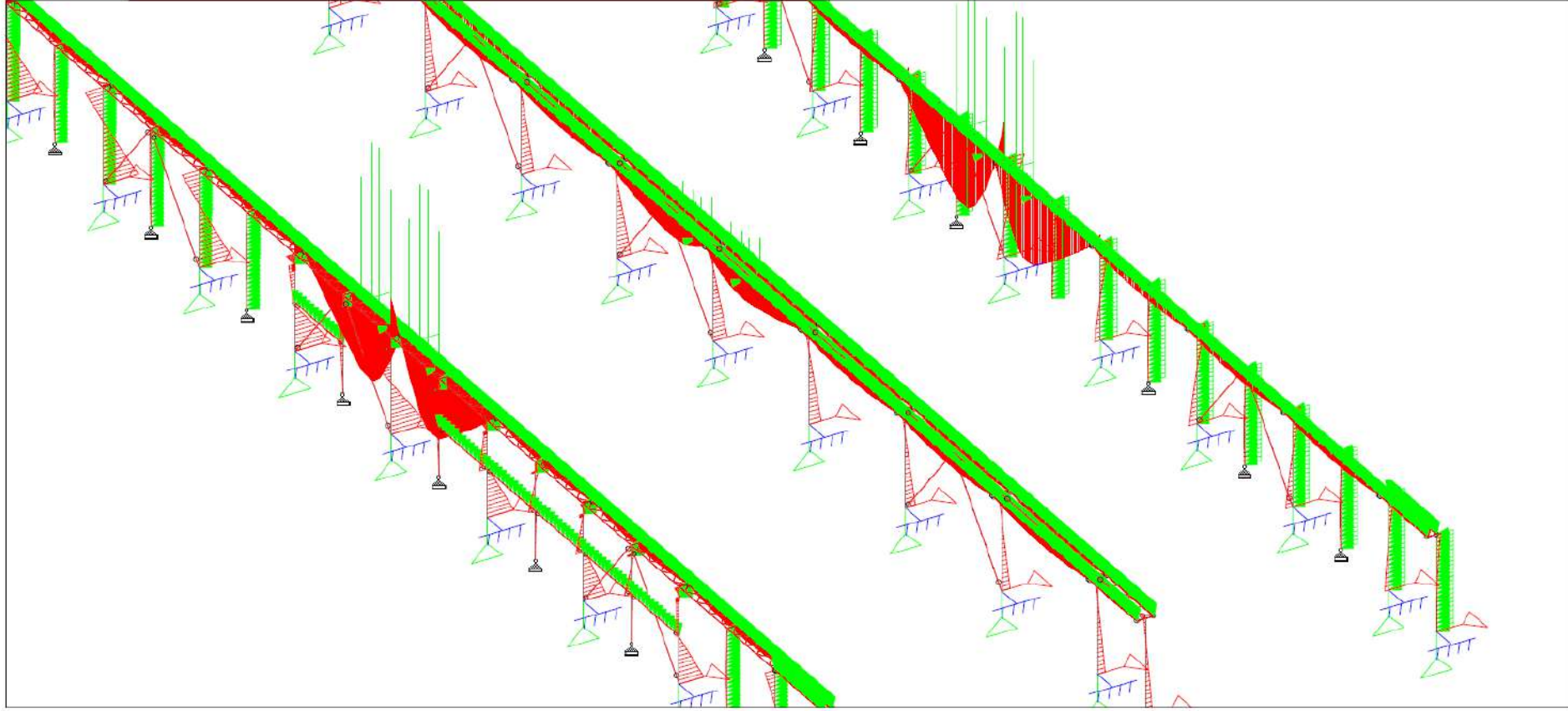


10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)



- ❖ Kren kirişi etkilerinin ana çerçeve ile birlikte çözümünde; tekerlek yükleri ve yapıya etkileyen diğer yükler (Sabit yükler, Kar yükleri, Isı yükleri, Rüzgar yükleri, Deprem yükleri) birleştirilerek en büyük açıklık momenti veya en büyük kolon mesnet reaksiyonu elde edilecek şekilde farklı yük birleşimleri halinde göz önüne alınmalıdır.

10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)



KREN KIRISI MAX MESNET REAKSIYONU YUKLEMESI II

10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)

- ❖ Yorulma hesabı için verilen yükleme ve yük birleşimleri dikkate alınarak kren kirişleri boyun kaynakları ve enkesitleri için önerilen gerilme sınır durumları göz önüne alınarak örnek bir kren kirişi hesabı verilmiştir.
- ❖ Bir sonraki slaytta yorulma yükleri dolayısıyla boyun kaynaklarında çatlama meydana gelmiş bir kren kirişi örneği yer almaktadır.

10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)

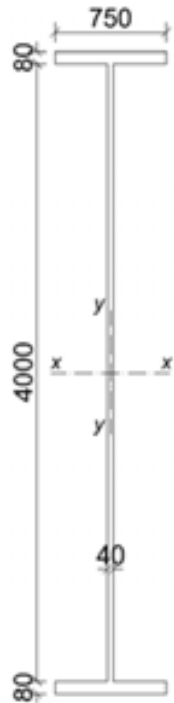


10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)



10. KREN KİRİŞLERİ HESAPLARI

KREN KİRİŞİ HESABI (550t - 24m) :



$$h = 4160 \text{ mm}$$

$$I_x = 71278933 \text{ cm}^4$$

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

$$b = 750 \text{ mm}$$

$$W_x = 342687,2 \text{ cm}^3$$

$$G = 79434 \text{ MPa}$$

$$t_f = 80 \text{ mm}$$

$$\mu = 0,3$$

$$t_w = 40 \text{ mm}$$

$$I_y = 564633,3 \text{ cm}^4$$

$$h_o = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{ssss: } \sigma_r = 36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$A = 2800 \text{ cm}^2$$

$$W_y = 15056,9 \text{ cm}^3$$

Statik Moment:

$$S_{xx} = b \cdot t_f \cdot \left(h_o - \frac{t_f}{2} \right) - t_w \cdot \frac{h_o}{2} \cdot \frac{h_o}{4} = 322400,00 \text{ cm}^3$$

10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)

Kren Köprüsü Taşıma Kapasitesi: 550t

Kaldırma Sınıfı: H4

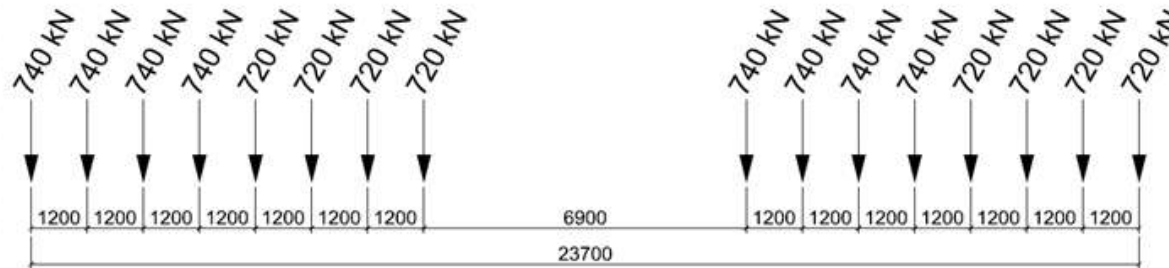
Zorlanma Grubu: B5

Dinamik Katsayı: $\phi = 1,4$

Ray Tipi: A120

Kren Kirişi Boyu: $L_x = 24 \text{ m}$

Kren Kirişi Üst Başlık Tutulu Uzunluğu: $L_y = 3 \text{ m}$



$$R = 740 \text{ kN}$$

G+Q Yük Kombinasyonundan Bulunan Kuvvetler:

$$M_x = 42228,8 \text{ kN m} \quad (\text{Kuvvetli yöndeki eğilme momenti})$$

$$M_y = 387,5 \text{ kN m} \quad (\text{Zayıf yöndeki eğilme momenti})$$

$$V_x = 8563,7 \text{ kN} \quad (\text{Mesnetteki kesme kuvveti})$$

10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)

Genel Gerilme Kontrolleri:

(H) yüklemesi:

max M kesitinde:

$$\sigma_{üst} = -\frac{M_x}{W_x} = -12,32 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \sigma_{em} = 24 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{alt} = \frac{M_x}{W_x} = 12,32 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \sigma_{em} = 24 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Mesnette:

$$\tau = \frac{V_x \cdot S_{xx}}{I_x \cdot t_w} = 9,68 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \tau_{em} = 13,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Gövde levhasını alt başlığa bağlayan köşe kaynaklar: $a = 25 \text{ mm}$

$$\tau_k = \frac{V_x \cdot S_{xx}}{I_x \cdot 2 \cdot a} = 7,75 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \tau_{k,em} = 13,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)

(HZ) yükleme:

M_y momentinin kren kirişi üst başlığı tarafından aktarıldığı kabul edilirse

$$W_{y_üst} = \frac{t_f \cdot b^2}{6} = 7500,00 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{üst'} = \sigma_{üst} - \frac{M_y}{W_{y_üst}} = -17,49 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \sigma_{em,HZ} = 27 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

İşletme Mukavemeti Kontrolleri:

max M kesitinde:	$M_{min} = 1589,4 \text{ kN m}$	(G)	}	$K_\sigma = \frac{M_{min}}{M_{max}} = 0,038$
	$M_{max} = 42228,80 \text{ kN m}$	(G+Q)		

Mesnette:	$V_{min} = 264,1 \text{ kN}$	(G)	}	$K_\tau = \frac{-V_{min}}{V_{max}} = -0,031$
	$V_{max} = 8563,70 \text{ kN}$	(G+Q)		

10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)

Üst Başlıkta:

$$\kappa_{\sigma} = 0,038 \quad , \quad K123 \text{ için} \quad \sigma_{em,Be,d} = 21,66 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$|\sigma_{üst}| = 12,32 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \sigma_{em,Be,d} = 21,66 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Alt Başlıkta:

$$\kappa_{\sigma} = 0,038 \quad , \quad K123 \text{ için} \quad \sigma_{em,Be,z} = 18,08 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$|\sigma_{alt}| = 12,32 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \sigma_{em,Be,z} = 18,08 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Boyun köşe kaynaklarında:

$$\kappa_{\tau} = -0,031 \quad \text{ için} \quad \tau_{em,Be} = 13,72 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_k = 7,75 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 0,6 \cdot \tau_{em,Be} = 8,23 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)

Tekerlek Yüklerinin Aktarılması:

a) Tekerlek yükünün merkezi etkimesi hali:

$$\left. \begin{array}{l} \varphi = 1,40 \\ R = 740,00 \text{ kN} \end{array} \right\} P_y = \varphi \cdot R = 1036,00 \text{ kN}$$

A120 ray başının 825 aşınması dikkate alınarak,

$$h = (10,5 \text{ cm} - 0,25 \cdot 4,75 \text{ cm}) + 1 \text{ cm} + t_f = 18,31 \text{ cm}$$

$$c = 2 \cdot h + 5 \text{ cm} = 41,63 \text{ cm} \quad (\text{Yük iletim genişliği})$$

Genel Gerilme Kontrolü:

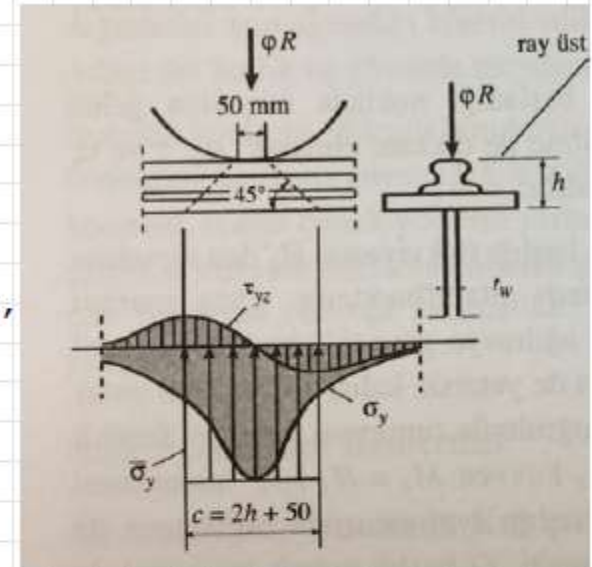
$$\sigma_y = \frac{P_y}{c \cdot t_w} = 6,22 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \sigma_{em} = 24,00 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Kayma gerilmesi: } \tau_{yz} = 0,2 \cdot \sigma_y = 1,24 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

İşletme Mukavemeti Kontrolü:

$$\kappa = 0, \text{ K153 için } \sigma_{em, Be, d, 0} = 23,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_y = 6,22 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \sigma_{em, Be, d, 0} = 23,80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$



10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)

b) Tekerlek yükünün dışmerkez etkimesi hali:

A120 ray kafa genişliği: $k = 12 \text{ cm}$

$$M_f = P_y \cdot \frac{k}{4} = 3108,00 \text{ kN cm}$$

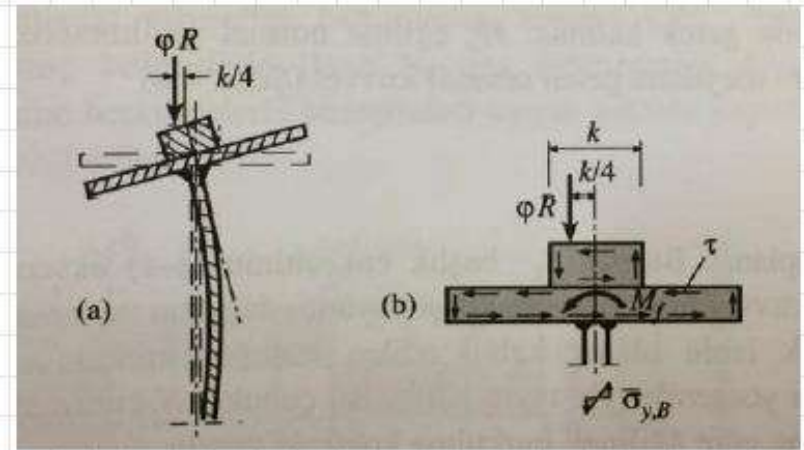
Düşey berkitme aralığı: $a = 300 \text{ cm}$

Gövde yüksekliği: $h_o = 400,0 \text{ cm}$

Gövde kalınlığı: $t_v = 4,00 \text{ cm}$

$$\alpha = \frac{\pi \cdot h_o}{a} = 4,189$$

$$m_T = 1,15 \cdot \frac{E \cdot t_v^3}{a} \cdot \frac{\sinh(\alpha)^2}{\sinh(2 \cdot \alpha) - 2 \cdot \alpha} = 2584,77 \frac{\text{kN cm}}{\text{cm}}$$



10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)

Kren rayı dahil üst başlığın St. Venant burulma mukavemet momentinin hesabı:

Ray başının 25 aşınması dikkate alınarak A120 profilinde,

$$A_{ray} = 113,5 \text{ cm}^2 \quad I_{x,ray} = 970,3 \text{ cm}^4 \quad I_{y,ray} = 2172 \text{ cm}^4$$

$$I_{p,ray} = I_{x,ray} + I_{y,ray} = 3142,30 \text{ cm}^4$$

$$I_{T,ray} = \frac{A_{ray}^4}{40 \cdot I_{p,ray}} = 1320,31 \text{ cm}^4$$

$$I_{T,f} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot t_f^3 = 12800,00 \text{ cm}^4$$

$$I_T = I_{T,f} + I_{T,ray} = 14120,31 \text{ cm}^4$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{m_T}{G \cdot I_T}} = 0,0048 \frac{1}{\text{cm}}$$

$$\sigma_{y,B} = \frac{6}{t_w} \cdot M_f \cdot \frac{\lambda}{2} \cdot \tanh\left(\frac{\lambda \cdot a}{2}\right) = 1,73 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)

İşletme Mukavemeti Kontrolü:

$$k=0 \text{ , K153 için } \sigma_{em,Be,d,0} = 16,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \text{ (B6 zorlanma grubundan alınır)}$$

$$\Sigma \sigma_y = \sigma_y + \sigma_{y,B} = 7,95 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 0,85 \cdot \sigma_{em,Be,d,0} = 14,28 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Yukarıdaki koşul sağlandığından diğer durumlara ait kontrollerin yapılmasına gerek yoktur.

10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)

Gövde Levhasının Buruşması:

max M kesitinde:

$$P_y = 1036,00 \text{ kN}$$

$$M_x = 42228,80 \text{ kN m} \longrightarrow V = 3074,8 \text{ kN}$$

Gerilmeler:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{üst} &= -12,32 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\ \sigma_{alt} &= 12,32 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \end{aligned} \right\} \psi = \frac{\sigma_{alt}}{\sigma_{üst}} = -1,00$$

$$\sigma_y = 6,22 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau = \frac{V}{h_o \cdot t_v} = 1,92 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

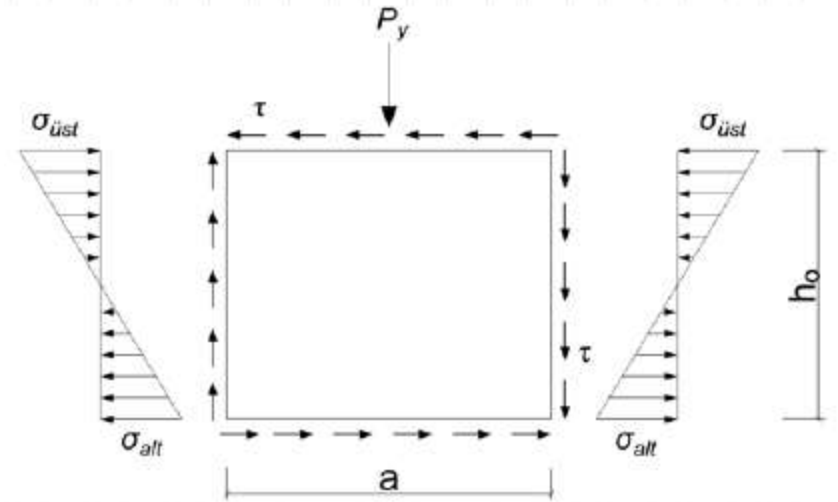
$$\alpha = \frac{a}{h_o} = 0,75$$

$$\sigma_e = \frac{n^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{t_v}{h_o} \right)^2 = 1,90 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Düşey berkitme aralığı: $a = 300 \text{ cm}$

Gövde yüksekliği: $h_o = 400 \text{ cm}$

Gövde kalınlığı: $t_v = 4 \text{ cm}$



10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)

Buruşma Gerilmeleri:

-eğilme: $k_{\sigma x} = 23,9$

$$\sigma_{xKi} = k_{\sigma x} \cdot \sigma_e = 45,36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

-kayma: $k_{\tau} = 5,34 + \frac{4}{\alpha} = 12,45$

$$\tau_{Ki} = k_{\tau} \cdot \sigma_e = 23,63 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

-tekerlek yükü: $c = 41,63 \text{ cm}$

$$\frac{c}{a} = 0,14 \quad \text{ve} \quad \alpha = 0,75 \quad \longrightarrow \quad k_{\sigma y} = 5,81$$

$$P_{yKi} = k_{\sigma y} \cdot \sigma_e \cdot a \cdot t_v = 13232,86 \text{ kN}$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_{üst}^2 + \sigma_y^2 - |\sigma_{üst} \cdot \sigma_y| + 3 \cdot \tau^2} = 11,18 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)

$\sigma_y=0$ iken ideal buruşma güvenlik katsayısı ($\Psi=-1$):

$$v'_{Ki} = \frac{1}{\frac{1+\Psi}{4} \cdot \frac{|\sigma_{üst}|}{\sigma_{xKi}} + \sqrt{\left(\frac{3+|\Psi|}{4} \cdot \frac{|\sigma_{üst}|}{\sigma_{xKi}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{Ki}}\right)^2}} = 3,53$$

$$f_\tau = \frac{\tau \cdot k_{\sigma x}}{|\sigma_{üst}| \cdot k_\tau} = 0,30 < 1 \text{ olduğu için}$$

$$\sigma_{vKi} = \frac{\sigma_v}{\frac{4-f_\tau}{4} \cdot \frac{P_y}{P_{yKi}} + \sqrt{\left(\frac{f_\tau}{4} \cdot \frac{P_y}{P_{yKi}}\right)^2 + \left(\frac{1}{v'_{Ki}}\right)^2}} = 31,40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \sigma_F = 36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$2,04 \cdot \sigma_F = 73,44 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \geq \sigma_{vKi} = 31,40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} > 0,60 \cdot \sigma_F = 21,60 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \longrightarrow$$

$$\sigma_{vK} = \sigma_F \cdot \left(1,474 - 0,677 \cdot \sqrt{\frac{\sigma_F}{\sigma_{vKi}}} \right) = 26,97 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_G = \sigma_{vK} = 26,97 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)

$$\sigma_G = \sigma_{TK} = 26,97 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\Psi = -1,00 \quad \text{için} \quad \begin{aligned} v_{B,gerekli,\sigma x} &= 1,32 + 0,19 \cdot (1 + \Psi) = 1,32 \\ v_{B,gerekli,\sigma y} &= 1,70 \\ v_{B,gerekli,\tau} &= 1,32 \end{aligned}$$

$$v'_{B,gerekli} = \sqrt{\frac{\left(\frac{\sigma_{üst}}{\sigma_{TKi}}\right)^2 + \left(\frac{P_y}{P_{yKi}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_k}\right)^2}{\left(\frac{\sigma_{üst}}{\sigma_{TKi}}\right)^2 + \left(\frac{P_y}{P_{yKi}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_k}\right)^2}} = 1,33$$

$$v'_{B,mevcut} = \frac{\sigma_G}{\sigma_v} = 2,41 > v'_{B,gerekli} = 1,33$$

10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)

Düşey Berkitmelerin Kontrolü:

$$\sigma_{üst} = -12,32 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad P_r = 1036,00 \text{ kN}$$

$$\Psi = -1 < 0 \quad \longrightarrow \quad \Psi = 0$$

$$\sigma_m = \frac{|\sigma_{üst}|}{2} \cdot \frac{t_w}{k_{ex} \cdot \alpha} \cdot \frac{(1 + \Psi)}{2} \cdot \left(\frac{1}{a} + \frac{1}{a} \right) = 0,012 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\left. \begin{aligned} h_o &= 400,00 \text{ cm} & w_o &= \frac{h_o}{300} = 1,33 \text{ cm} \\ & & w_{e1} &= \frac{h_o}{300} = 1,33 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &< \frac{a}{300} = 1,00 \text{ cm} \\ &< 1 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$q_A = \pi \cdot \sigma_m \cdot \frac{(w_o + w_{e1})}{4} = 0,0256 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$M = \frac{q_A \cdot h_o^2}{8} = 511,94 \text{ kN cm}$$

10. KREN KİRİŞLERİ (devamı)

Etkili Genişlik:

$$\lambda_F = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_F}} = 75,88$$

$$a = 300,00 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{t_w \cdot \lambda_F} = 0,99 > 0,781 \longrightarrow a' = \frac{1 \cdot a}{3 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{t_w \cdot \lambda_F}{a} \right)^2 = 112,47 \text{ cm}$$

$$t = 1,5 \text{ cm}$$

$$l = 35,2 \text{ cm}$$

$$I_{\text{berkitme}} = 2 \cdot \left(\frac{t \cdot l^3}{12} + t \cdot l \cdot \frac{l^2}{4} \right) = 43614,21 \text{ cm}^4$$

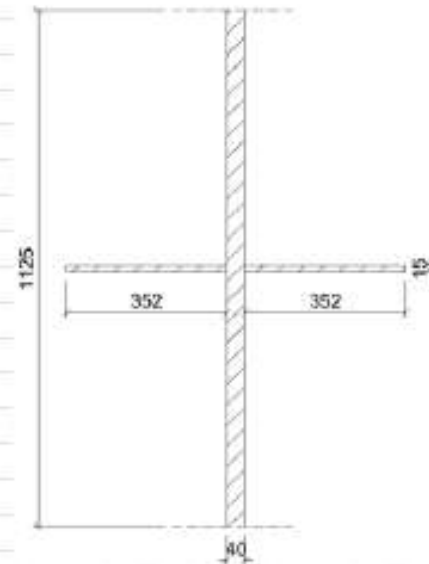
$$W = \frac{I_{\text{berkitme}}}{(1 + t)} = 1188,40 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{bk} = \frac{M}{W} = 0,431 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$S_k = 0,7 \cdot h_o = 280,00 \text{ cm}$$

$$A = 2 \cdot t \cdot l + t_w \cdot a' = 555,50 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{\text{berkitme}}}{A}} = 8,86 \text{ cm}$$

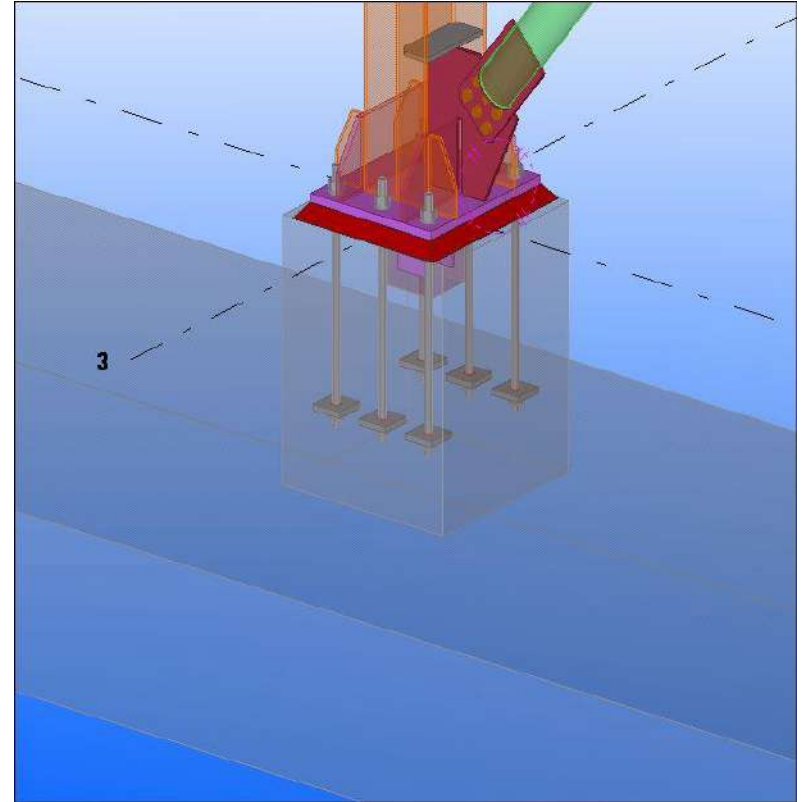


ÇELİK YAPI UYGULAMALARI KONTROL PRENSİPLERİ

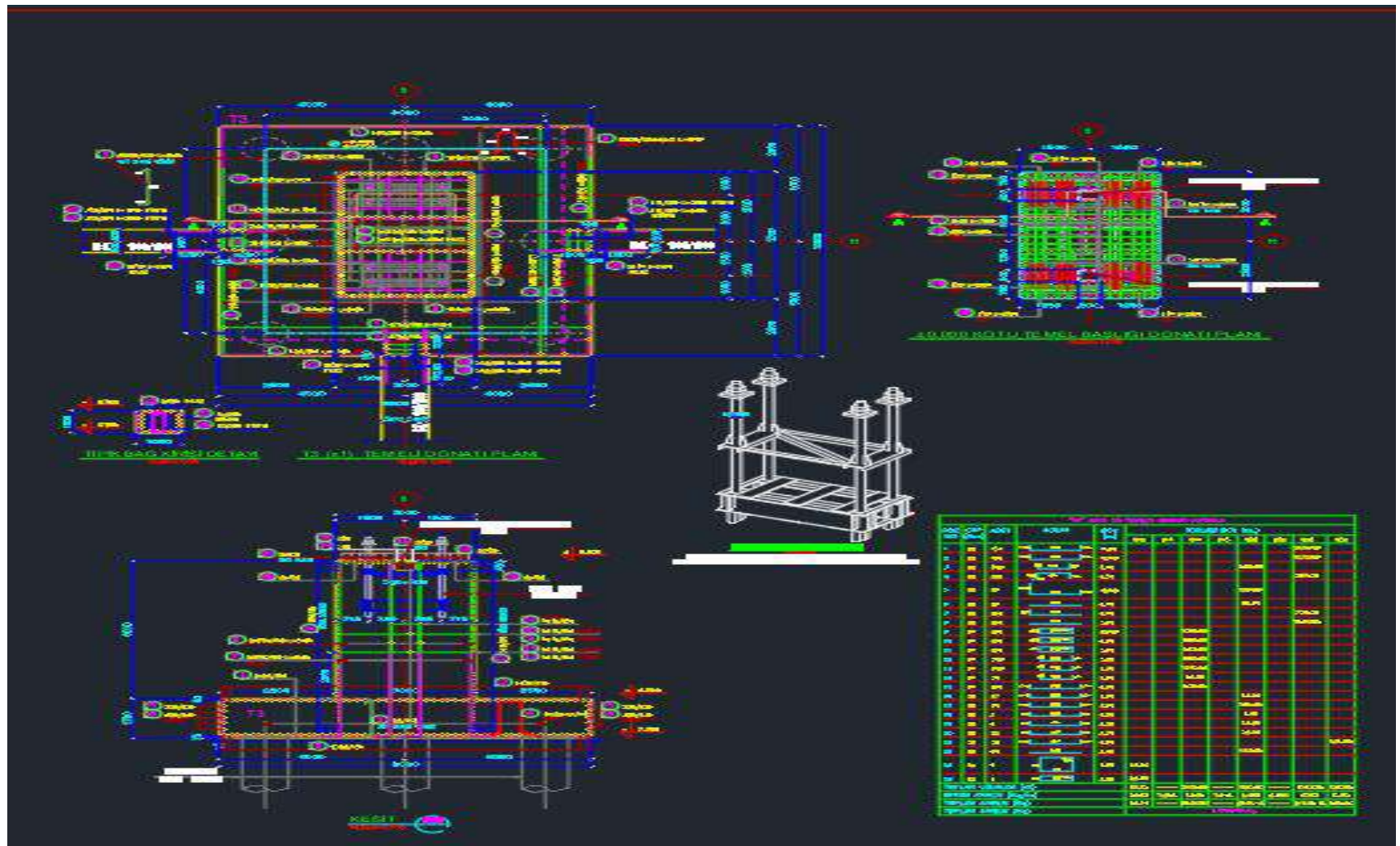
- Aşağıdaki slaytlarda güncel yönetmeliklere uygun olarak tasarlanmış çelik projelere uygun olarak sahada yapılacak kontroller açıklanmaktadır.

ÇELİK YAPI UYGULAMALARI KONTROL PRENSİPLERİ

- ANKRAJ CİVATALARI ÇAP VE ARALIKLARI PROJJEYE UYGUN MUDUR ?
- ANKRAJ CİVATALARI MALZEMESİ DAYANIMLARI 5.6, 6.8, 8.8 GİBİ DEPREM YÖNETMELİĞİNİN İZİN VERDİĞİ KALİTELERDEN BİRİ OLARAK MI SEÇİLMİŞ ?
- TEMEL ÜZERİNDE YER ALAN BETONARME KOLON SINIRLARI İLE ANKRAJ ÇUBUKLARI SINIRLARI ARASINDA YÖNETMELİKLERDE BELİRTİLEN 6d UZAKLIK BIRAKILMIŞ MI?
- ÇELİK TABAN PLAKASININ OTURDUĞU BETONARME KOLON DONATILARI İLE ANKRAJLAR ARASINDA , ANKRAJ ÇUBUKLARININ YRLEŞİM VE MONJINA UYGUN MESAFE BIRAKILMIŞ MI ?
- ÇELİK TABAN PLAKASININ OTURDUĞU BETONARME KOLON LARDA ÇELİK PROJELERDE GÖSTERİLMİŞ OLAN KAYMA KAMASINA UYGUN BOŞLUK BIRAKILIŞ MI ?
- ÇELİK KOLON MONTAJININ VE KOT AYARININ KOLAYCA YAPILABİLMESİ İÇİN TABAN PLAKASI ALTINDA 50 MM CİVARINDA BÜZÜLMİYEN GRAUT DOLDURULMASI İÇİN BİR ŞİM PAYI BIRAKILMIŞ VE DETAYI VERİLMİŞ Mİ?

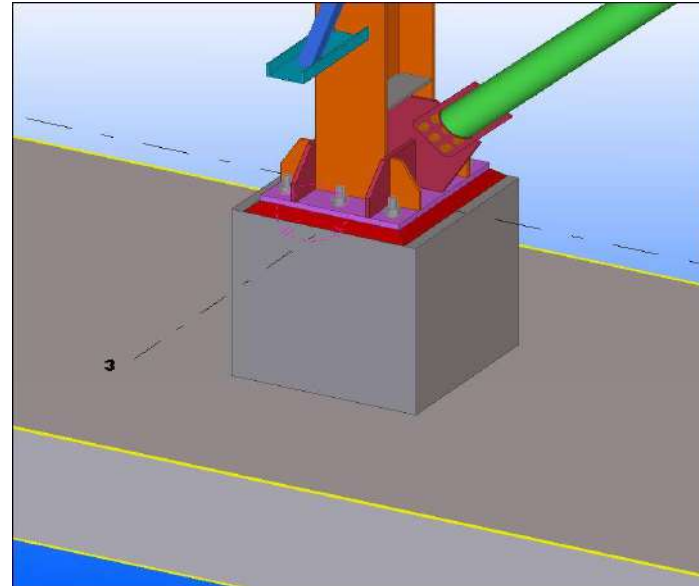
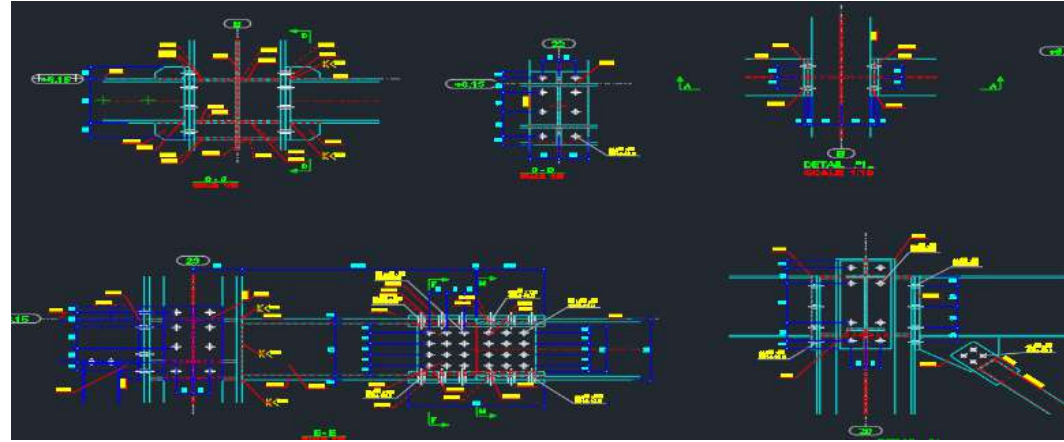


ÇELİK YAPI UYGULAMALARI KONTROL PRENSİPLERİ

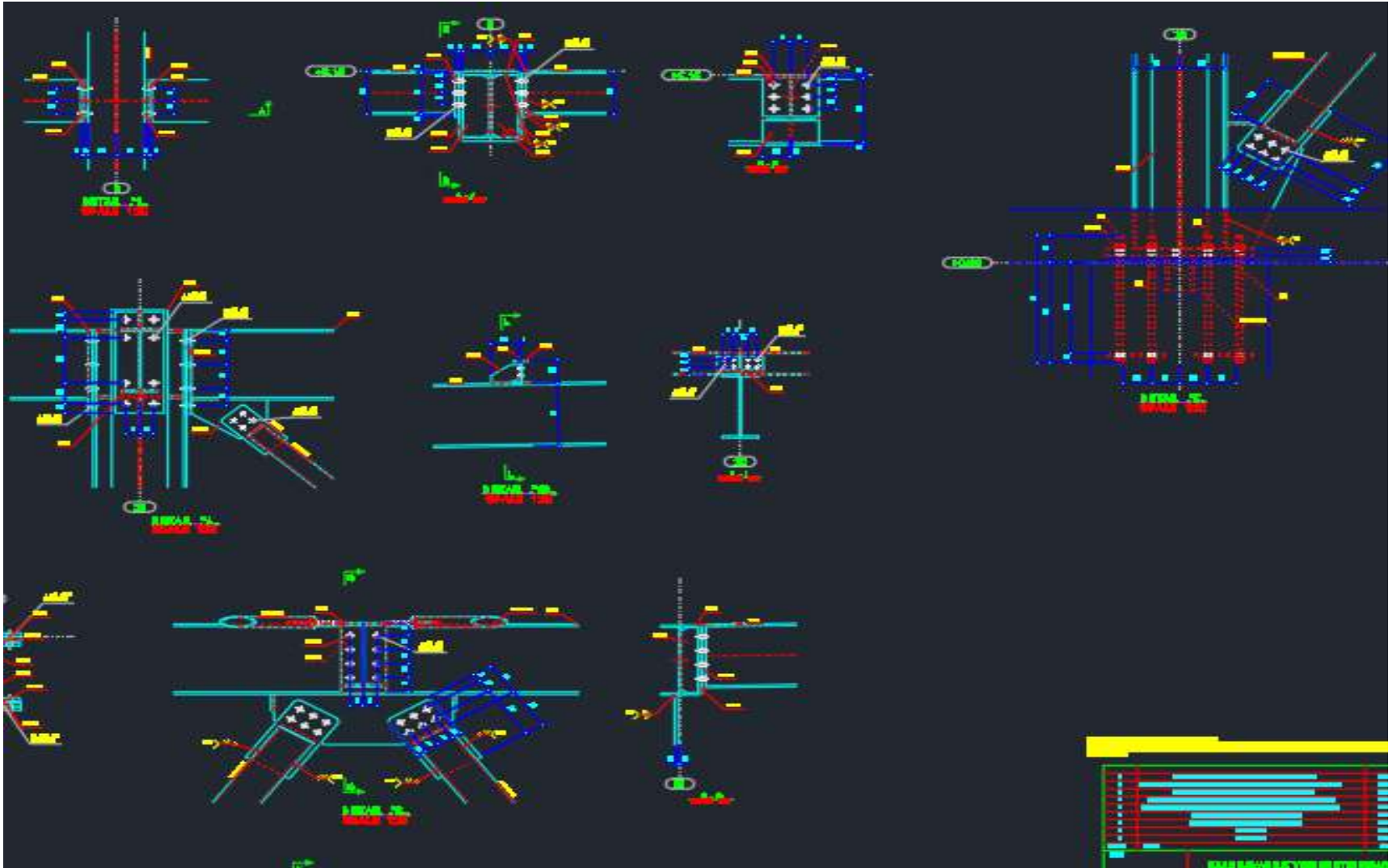


ÇELİK YAPI UYGULAMALARI KONTROL PRENSİPLERİ

- ÇELİK KOLON EBATLARI ATÖLYEDEN SAHAYA TAŞINMASI SIRASINDA YOL VE KÖPRÜLERDEN GEÇECEK ŞEKİLDE UYGUN MONTAJ EK DETAYI VERİLMİŞ Mİ?
- KOLONLAR EĞER SACDAN YAPMA OLARAK TEŞKİL EDİLMİŞ İSE GÖVDE VE BOYUN KAYNAKLARI PROJESİNE UYGUN YAPILMIŞ MI ?
- KOLONLARIN TABAN PLAKASI İLE OLAN KAYNAKLARINDA KAYNAK AĞZI DETAYLARI VERİLMİŞ VE UYGULANMIŞ MI ?
- KOLONLARA BAĞLANAN DÜŞEY ÇAPRAZ BAYRAKLARI TABAN PLAKASINA AĞIRLIK MERKEZİ EKSENLERİ ÇAKIŞTIRILARAK MI BAĞLANIŞ YOKSA TASARIMDA GÖZ ÖNÜNE ALINMAYAN BİR ÖLÇKTE EKSANTRİK OLARAK MI BAĞLANMIŞ ?
- KOLONLARA BAĞLANAN ÇAPRAZLARA AİT DÜĞÜM NOKTASI LEVHALARI KALINLIK VE BOYLARINA BAĞLI OLARAK BERKİTME LEVHALARI İLE DESTEKLENMİŞ Mİ?
- BOYUNA DOĞRULTUDAKİ DUVAR ÇAPRAZLARI PROJESİNE VE YÖNETMELİKLERE UYGUN OLARAK BORU VEYA KUTU PROFİL SEÇİLMİŞ VE UYGULANMIŞ MI?

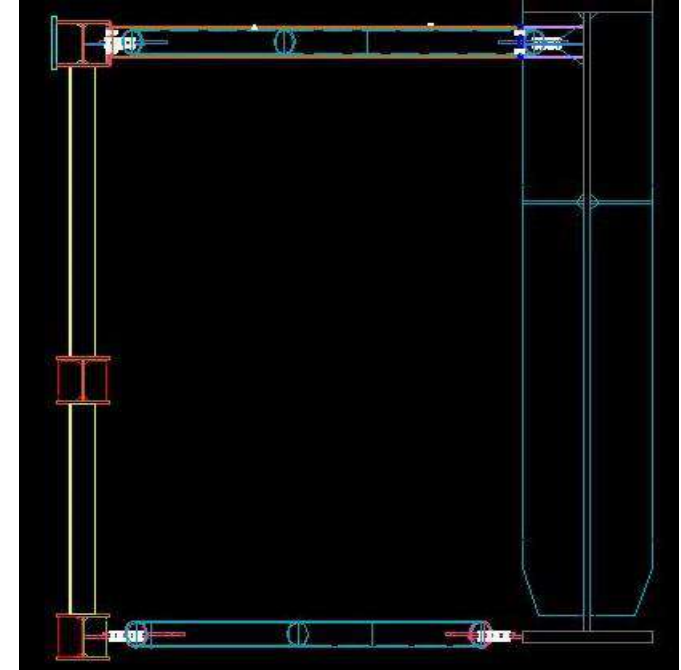
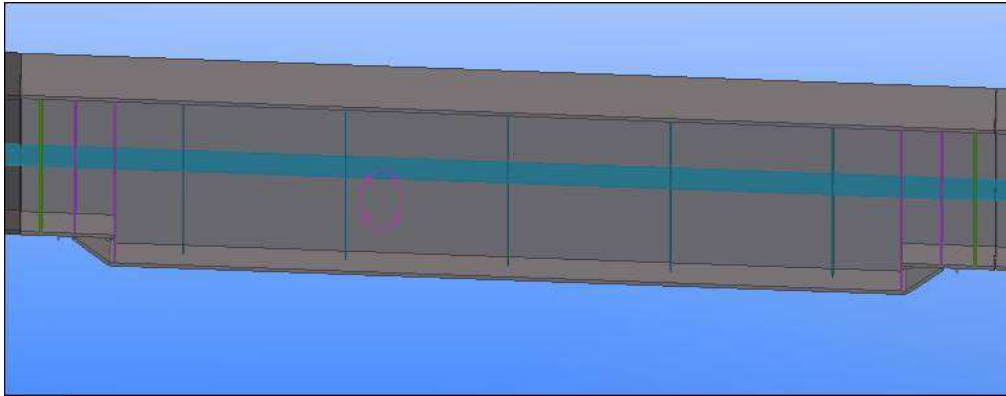


ÇELİK YAPI UYGULAMALARI KONTROL PRENSİPLERİ



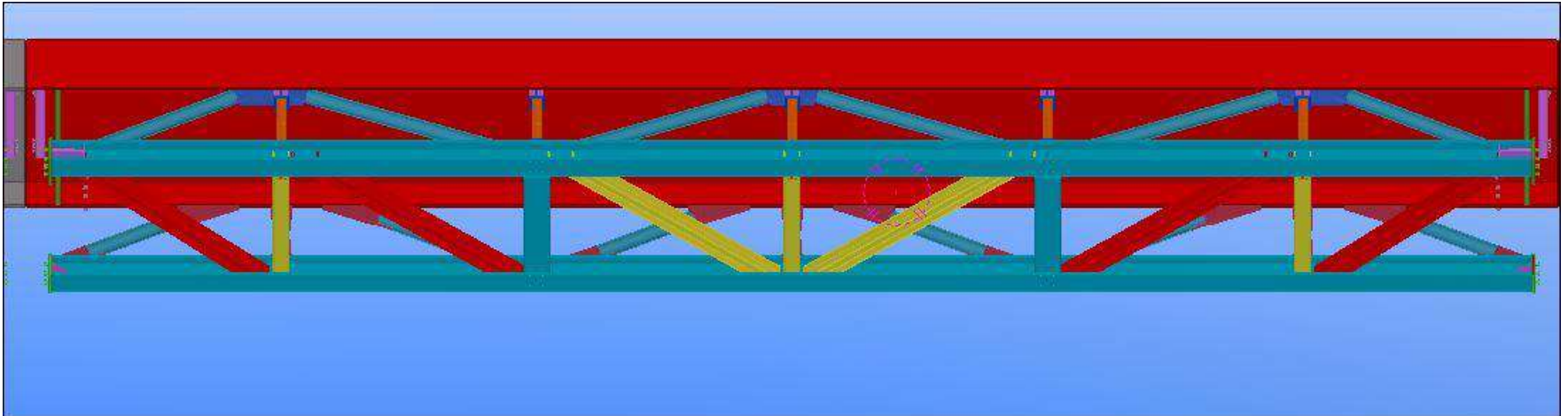
ÇELİK YAPI UYGULAMALARI KONTROL PRENSİPLERİ

- KOLON GÖVDE VE FLANŞLARINDA AÇILMIŞ DELİK ÇAPLARI PROJESİNE UYGUN MU ?
- BOYUNA ÇAPRAZLAR ARASINDA YER ALAN BASINÇ ÇUBUKLARI BOYLARI VE BAĞLANTI DETAYLARI BUNLARIN KOLONLARIN YERİNE MONTAJINDAN SONRA BAĞLANMASINA UYGUN OLARAK TASARLANMIŞ MI?
- YAPIDA KREN KİRİŞLERİ MEVCUT İSE BUNLARIN BAĞIMSIZ VE BASİT KİRİŞ OLARAK KOLONLARA OTURACAK ŞEKİLDE SADECE KREN DÜŞEY VE YATAY KUVVETLERİNİ AKTARACAK ŞEKİLDE TASARLANMIŞ VE UYGULANMIŞ MI ?



ÇELİK YAPI UYGULAMALARI KONTROL PRENSİPLERİ

- KREN KİRİŞLERİNİN YATAY DÜZLEMDE BURKULMA BOYLARINI AZALTMAK İÇİN BİR KAFES KİRİŞ İLEDESTEKLENMİŞ Mİ?
- KREN KİRİŞLERİ GÖVDE LEVLARI YANAL BURKULMAYA ENGEL OLACAK ŞEKİLDE BERKİTME LEVHALARI İLE DSTEKLENMİŞ Mİ? BU BERKİTME LEVHALARI ALT BAŞLIĞA ULAŞMADAN KESİLEREK ALT BAŞLIKTA ÇEKME GERİLMELERİ YÖNÜNE DİK KAYNAK YAPILMASINDAN KAÇINILMIŞ Mİ?
- KREN KİRİŞLERİ MESNET BÖLGELERİNDE KESME KUVVETİN AKTARACAK ŞEKİDE ALT BAŞLIĞA KADAR UZANAN BERKİTME LEVHALARI İLE DESTEKLENMİŞ Mİ?



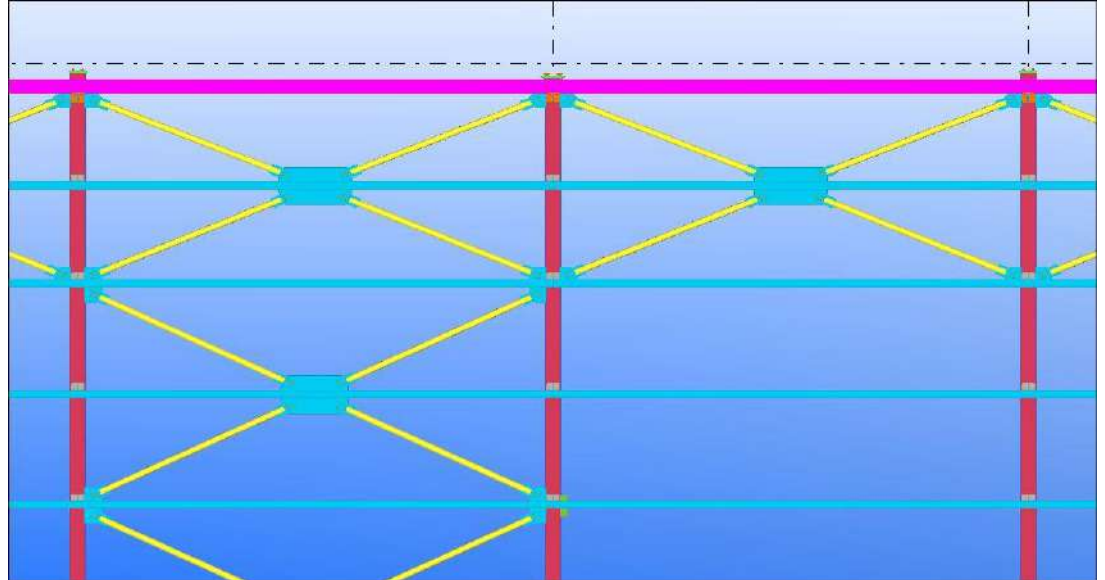
ÇELİK YAPI UYGULAMALARI KONTROL PRENSİPLERİ

EĞER BAHİS KONUSU ÇELİK YAPI ÇOK KATLI BİR YAPI İSE HER KAT HİZASINDA KİRİŞ KOLON BAĞLANTILARI DEPREM VEYA RZGAR YATAY KUVVETLERİNİ DİĞER KATLARA VE TEMELE İLETECEK ŞEKİLDE TASARLANMIŞ VE PROJESİNE UYUN OLARAK İMALAT VE MONTAJI YAPILMIŞ MI?

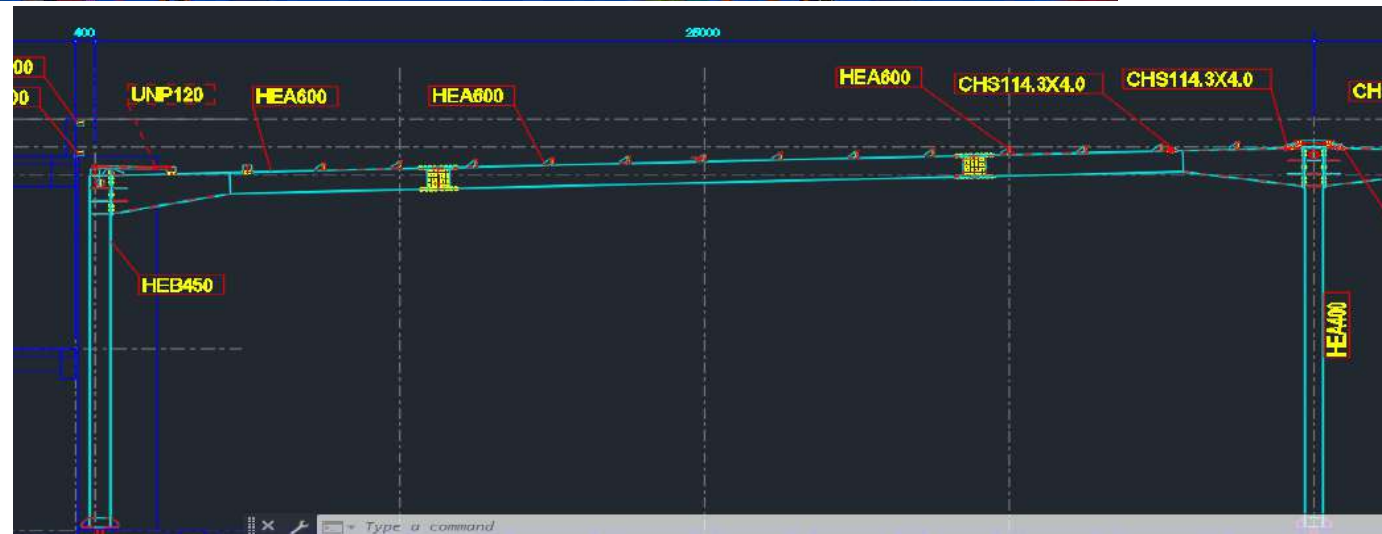
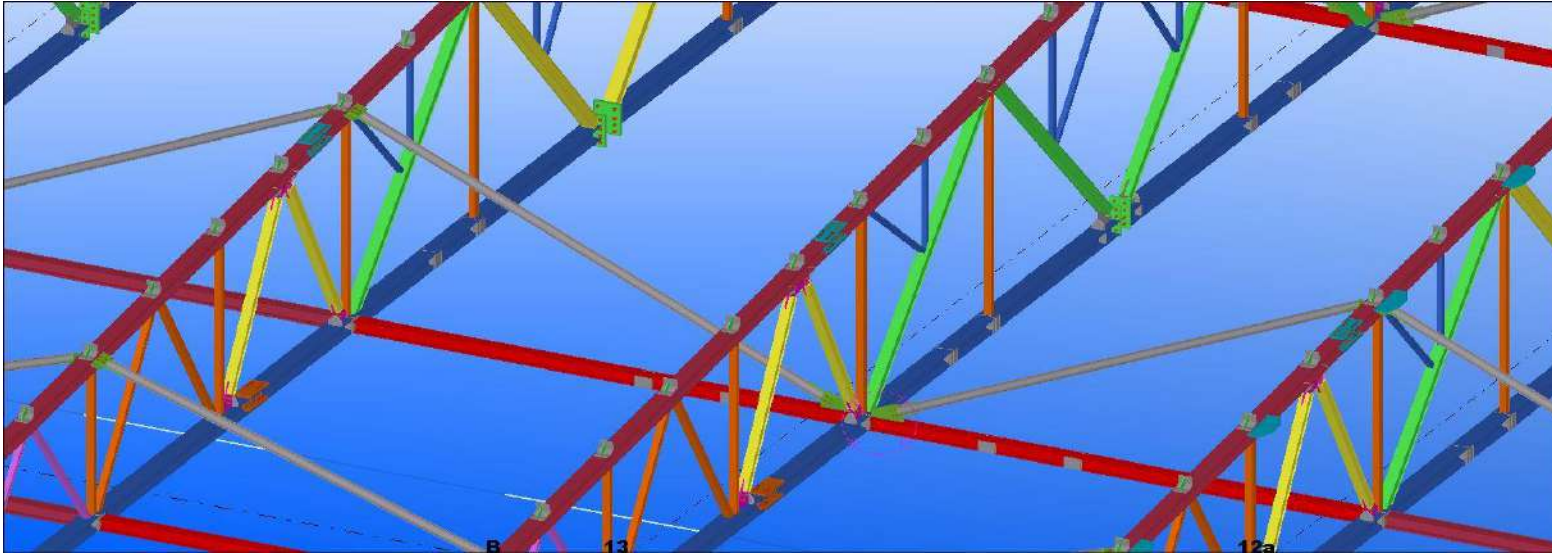
DEPREM YÜKÜ AKTARAN KİRİŞ KOLON BİRLEŞİMLERİ VE ÇAPRAZ ELEMANLARIN BİRLEŞİM DETAYLARINDA TORKLANABİLEN YÜKSEK MUKAVEMETLİ BULONLAR KULLANILMIŞ VE BUNLAR PROJESİNSE GÖSTERİLEN VE YÖNETMELİKLERDE VERLEN ÖN GERME KUVVETLERİ İLE TORKLANMIŞ MI?

ÇATI MAKASLARI VEYA ÇATI KİRİŞLERİNİN KOLONLARLA BAĞLANTILARI YAPININ TASARIM VE STATİK HESAPLARINDA VERİLEN BAĞLANTILARA UYGUN OLARAK YAPILMIŞ MI ?

ÇATI ÇAPRAZLARI DÜZLEMİNDEKİ DEPREM YÜKLERİNİ BİR DYAFRAM OLUŞTURACAK ŞEKİLDE BAĞLANMIŞ MI ?

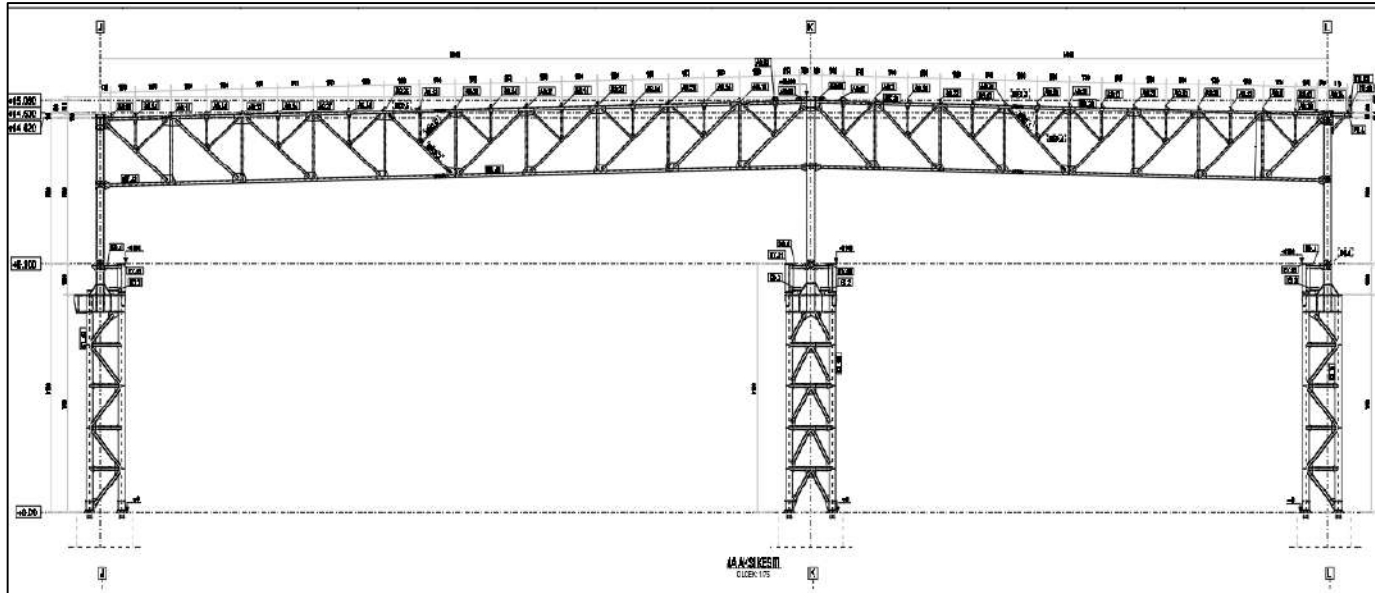


ÇELİK YAPI UYGULAMALARI KONTROL PRENSİPLERİ



ÇELİK YAPI UYGULAMALARI KONTROL PRENSİPLERİ

- EĞER AŞIKLAR ÇATIDA SOĞUKTA BÜKÜLMÜŞ İNCE CİDARLI ELEMANLAR İLE TEŞKİL EDİLMİŞ İSE AYRICA BORU VEYA KUTU KESİTLİ İLAVE BASINÇ ÇUBUKLARI KULLANILMIŞ MI ?
- ALT VE ÜST BAŞLIKLARININ ARASI MOMENT AKTARACAK ARALIKLA BIRAKILMIŞ VE TASARLANMIŞ MAKAS ALT BAŞLIKLARININ VEYA DOLU GÖVDELİ KİRİŞLERİN ALT BAŞLIKLARININ YANAL BURKULMASINI ÖNLEMELİK AMACIYLA YÖNETMELİKTE TANIMLANDIĞI ÜZERE NARİNLİĞİ 200 ' Ü GEÇMEYECEK ŞEKİLDE MAKAS İÇİ ÇAPRAZLARLA TUTULAMSİ SAĞLANMIŞ MI ?



SONUÇLAR

❖ Bu sunumda “2016 Çelik Yapıların Tasarım Hesap ve Yapım Esasları” yönetmeliği ile “2018 Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği” ile uyumlu olarak uygulanmış örnek bir sanayi yapısı üzerinde Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım (YDKT) ve Güvenlik Katsayıları ile Tasarım (GKT) hakkında açıklamalar yapılmış ve eleman bazında bazı tasarım örnekleri verilmiştir.

Aynı sunum içinde Depreme dayanıklı çelik yapı tasarımı ve hesapları ile uygulama kontrolleri hakkında genel prensipler açıklanmış; hatalı ve yanlış uygulamalara ait bazı görsellere yer verilerek uygulamada dikkat edilmesi gereken hususlar açıklanmıştır.

Sunumun yararlı olacağını umar tüm dinleyenlere sağlıklı günler işlerinde başarılar dilerim.

TEŞEKKÜRLER