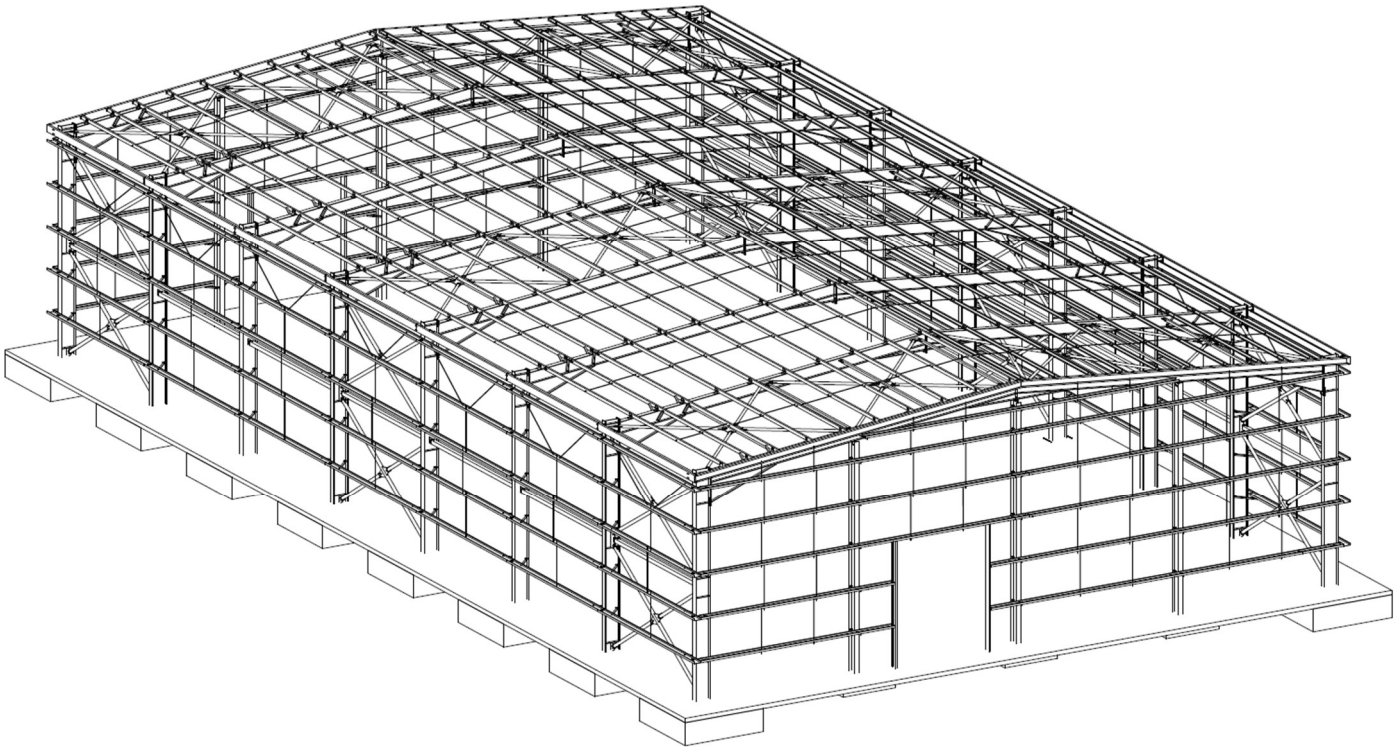
Çelik Üretim Tesisi
Hesap Raporu



Üretim tesisi ve depo binaları
C blok

Raporu hazırlayan
Tümer DUMAN
Yüksek inşaat mühendisi
Sicil No:

Raporun hazırlanma tarihi: 2021

İÇİNDEKİLER

Bölüm 1: Genel bina bilgileri ve tasarım parametreleri 1

1.1. Giriş 1

1.2.1. Malzeme bilgileri 5

1.2.2. Yapısal Çelik malzemesi 5

1.2.3. Temel Betonarme malzemesi 8

1.3. Zemin parametreleri 10

1.4. Düşey statik yükler 10

1.4.1. Sabit yükler 10

1.4.2. Hareketli yükler 11

1.4.3. Kar yükü 11

1.5. Deprem yer hareketi spektrumu 13

1.5.1. Yatay elastik tasarım spektrumu 13

1.5.2. Yapı için deprem parametreleri 14

1.6. Rüzgar yükü 15

1.6.1. X doğrultusunda rüzgar yükü ($\theta = 0^o$ için) 15

1.6.2. Y doğrultusunda rüzgar yükü ($\theta = 90^o$ için) 19

1.7. Sıcaklık yükü 24

Bölüm 2: Deprem etkisi altında binanın dayanıma göre hesabı ve tasarımı 24

2.1. Doğrusal hesap için taşıyıcı sistemin modellenmesi 24

2.2. Doğrusal hesap yönteminin belirlenmesi 25

2.3. Bina taşıyıcı sisteminin yapısal analizi 25

2.5. Mod birleştirme yöntemi ile doğrusal deprem hesabı 26

2.4. Eşdeğer deprem yükü yöntemi ile taban kesme kuvveti kontrolü 29

2.5. Binadaki düzensizliklerin kontrolü 30

2.5.1. A1 Burulma düzensizliği 30

2.5.2. A2 Döşeme süreksizlikleri 30

2.5.3. A3 Planda çıkıntılar bulunması 30

2.5.4. B1 Komşu katlar arası dayanım düzensizliği (zayıf kat) 30

2.5.5. B2 Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği (yumuşak kat) 30

2.5.6. B3 Taşıyıcı sistem düşey elemanlarının süreksizliği 30

2.6. Deprem etkilerinin birleştirilmesi ve tasarıma esas iç kuvvetler için yük kombinasyonları 31

2.7. Hesap sonuçları 32

Bölüm 3: Yapı yer değiştirmelerinin incelenmesi 34

3.1. Göreli kat ötelemelerinin kontrolü 34

3.2. İkinci mertebe etkilerinin kontrolü 34
3.3. Rüzgar etkisi altında yatay yer değiştirme kontrolü 35
3.4. Çatı kirişlerinin sehim kontrolü 37
Bölüm 4: Çelik yapı elemanlarının tasarımı 38
4.1. Çatı aşık tasarımı 38
4.2. Çatı çaprazı tasarımı 40
4.3. Çatı çapraz sistemindeki dikmenin tasarımı 42
4.4. Düşey çapraz tasarımı 44
4.5. Düşey çapraz sistemindeki dikmenin tasarımı 46
4.6. Çerçeve kirişi tasarımı 48
4.7. Çerçeve kolonu tasarımı 50
4.8. Rüzgar kolonu tasarımı 52
4.9. Cephe Rüzgar kirişi tasarımı 54
bölüm 5: Çelik birleşimlerin hesabı 57
5.1. Moment aktaran kolon kiriş birleşimi 57
5.2. Çatı çaprazı dikmesi kiriş birleşimi 80
5.3. Düşey çapraz bağlantı detayı hesabı 87
5.4. Rüzgar kolonu bağlantı detayı hesabı 93
5.5. Çatı çaprazı kolon bağlantı detayı hesabı 99
5.6. Kolonun temel bağlantı detayı hesabı 102
Bölüm 6: Betonarme Temel tasarımı 110
6.1. Zemin gerimesi kontrolü 110
6.1. Betonarme hesabı 111
Bölüm 7: Metraj hesabı 114
Bölüm 8: Ekler 115
8.1. Eleman numaraları 115
8.1. Mesnet tepkileri tablosu 116
8.2. Kiriş tasarım sonuçları tablosu 116
8.3. Kolon tasarım sonuçları tablosu 116
8.4. Çapraz tasarım sonuçları tablosu 116

BÖLÜM 1: GENEL BİNA BİLGİLERİ VE TASARIM PARAMETRELERİ

1.1. GİRİŞ

Binanın coğrafi konumu İstanbul/..... bölgesinde olmak üzere enlem ve boylam değerleri sırası ile ..... ve ..... olarak verilmektedir. Bina tek katlı olup üretim tesisi ve depo olarak kullanılacaktır. Binanın üç boyutlu taşıyıcı sistem genel görünüşü ve bilgisayar hesap modeli Şekil-1.1 de gösterilmiştir. Çatı plan görünüşü ve tipik sistem en kesitleri sırası ile Şekil-1.2, Şekil-1.3 ve Şekil-1.4'te gösterilmiştir. Bu raporda bina analiz sonuçları, tipik elemanların boyutlandırma ve detay hesapları gösterilmiştir.

Binanın yatay yük taşıyıcı sistemi bir doğrultuda süneklik düzeyi sınırlı moment aktaran çerçevelerden ve diğer doğrultuda süneklik düzeyi sınırlı merkezi çaprazlı çelik çerçevelerden oluşmaktadır. Kısa doğrultuda açıklık 24m ve uzun doğrultuda 42m dir. Uzun doğrultuda akslar arası açıklık 6m dir. Kolon yüksekliği 8 metre ve çatı mahya yüksekliği 9.2m dir. Çatı eğimi 5,71°'dir. Kolon ve kirişler eğilme dayanımı yüksek IPE kirişlerden seçilmiştir. Çatı çapraz sisteminde aşıklar çapraz sistemine dahil edilmemiştir. Aşıklar sadece düşey yük taşıyacak şekilde boyutlandırılmıştır. Aşıklar için UPN profil kullanılmıştır.

Taşıyıcı sistemi oluşturan çelik malzemelerin hepsi için S235 seçilmiştir. Kaynak metali olarak birleştirilecek elemanın yapısal çelik türüne göre S355 veya S550 seçilmiştir. Moment aktaran çerçevelerin kolon-kiriş birleşimlerinde ve merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin çapraz-kolon-kiriş birleşimlerinde yüksek dayanımlı 10.9 bulon sınıfı kullanılmaktadır.

Binanın yerel zemin sınıfı geoteknik raporda ZD olarak verilmiştir.

Bina taşıyıcı sistem elemanlarının boyutlandırılmasında Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esaslarına Dair Yönetmelik (ÇYTHYE) 2018, Türk Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY) 2018, ANSI/AISC 360-16, ANSI/AISC 341-16, EN,1993-1-1 2005 ve EN 1993-1-1 2005 yönetmeliklerinden faydalanılmıştır.

Bina taşıyıcı sisteminin yapısal analizleri, ayrıntıları ÇYTHYE 6.3'te açıklanan genel analiz yöntemi kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Buna göre, göreli kat ötelemeleri ve şekilsel hesaplarında azaltılmamış eleman rijitlikleri esas alınırken, taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların gerekli dayanımları azaltılmış eleman rijitlikleri ve ikinci mertebe etkileri göz önünde tutularak elde edilmiştir. İkinci mertebe etkilerinin elemanların gerekli dayanımına etkisi, ayrıntıları ÇYTHYE 6.5'te açıklanan yaklaşık ikinci mertebe analizi yapılarak dikkate alınmıştır.

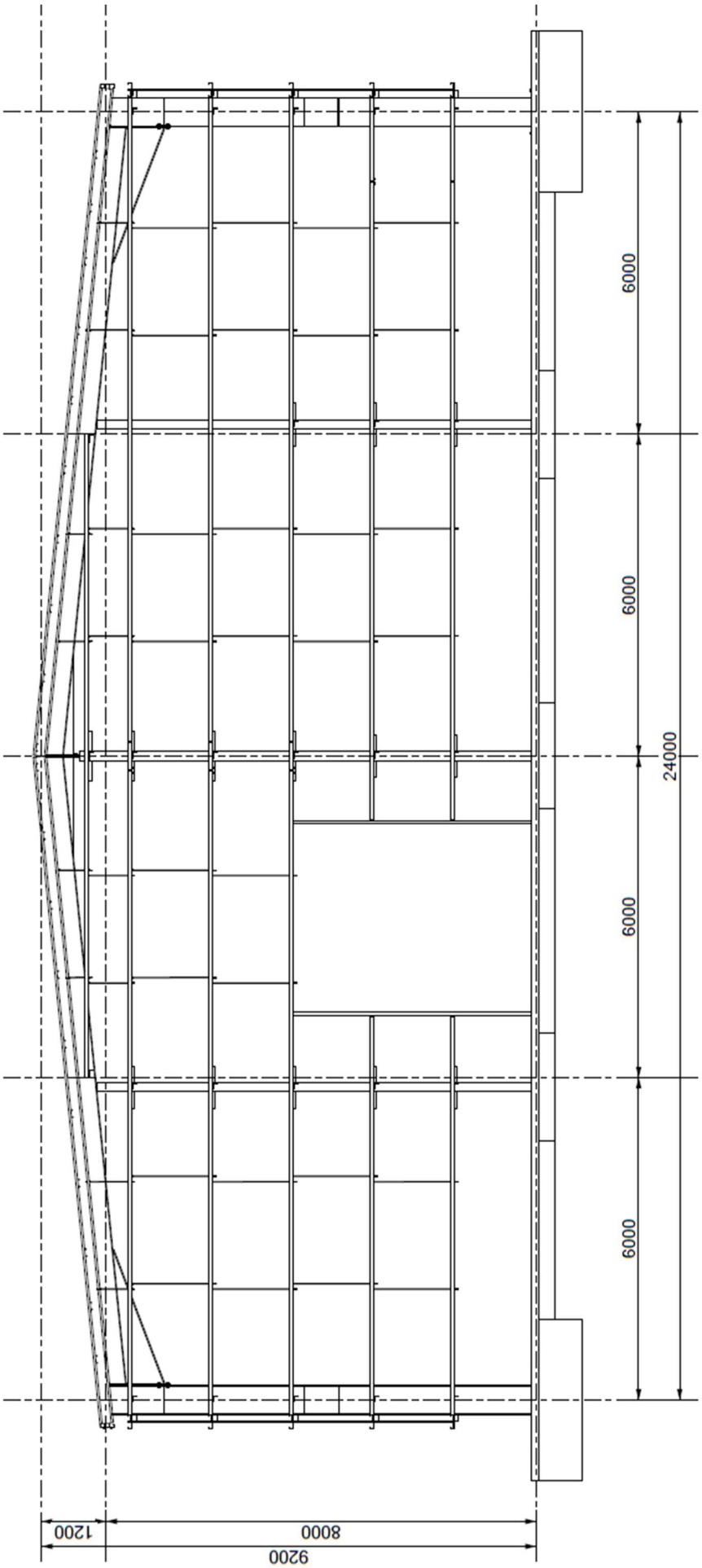
Analiz ve boyutlandırma hesaplarında, ayrıntıları ÇYTHYE 5.3.1'de açıklanan Yük ve Dayanım Katsayıları ile Tasarım Yöntemi (YDKT) kullanılmıştır.

Binanın deprem hesabı mod birleştirme yöntemi ile yapılmıştır. Mod birleştirme yöntemi ile bulunan taban kesme kuvveti değerleri eşdeğer deprem yükü ile hesaplanan taban kesme kuvveti değerleri ile karşılaştırılarak gerekli artırımlar yapılmıştır.

DEMO

Proje Adı:
Proje Numarası:

Hazırlayan: Tümer DUMAN

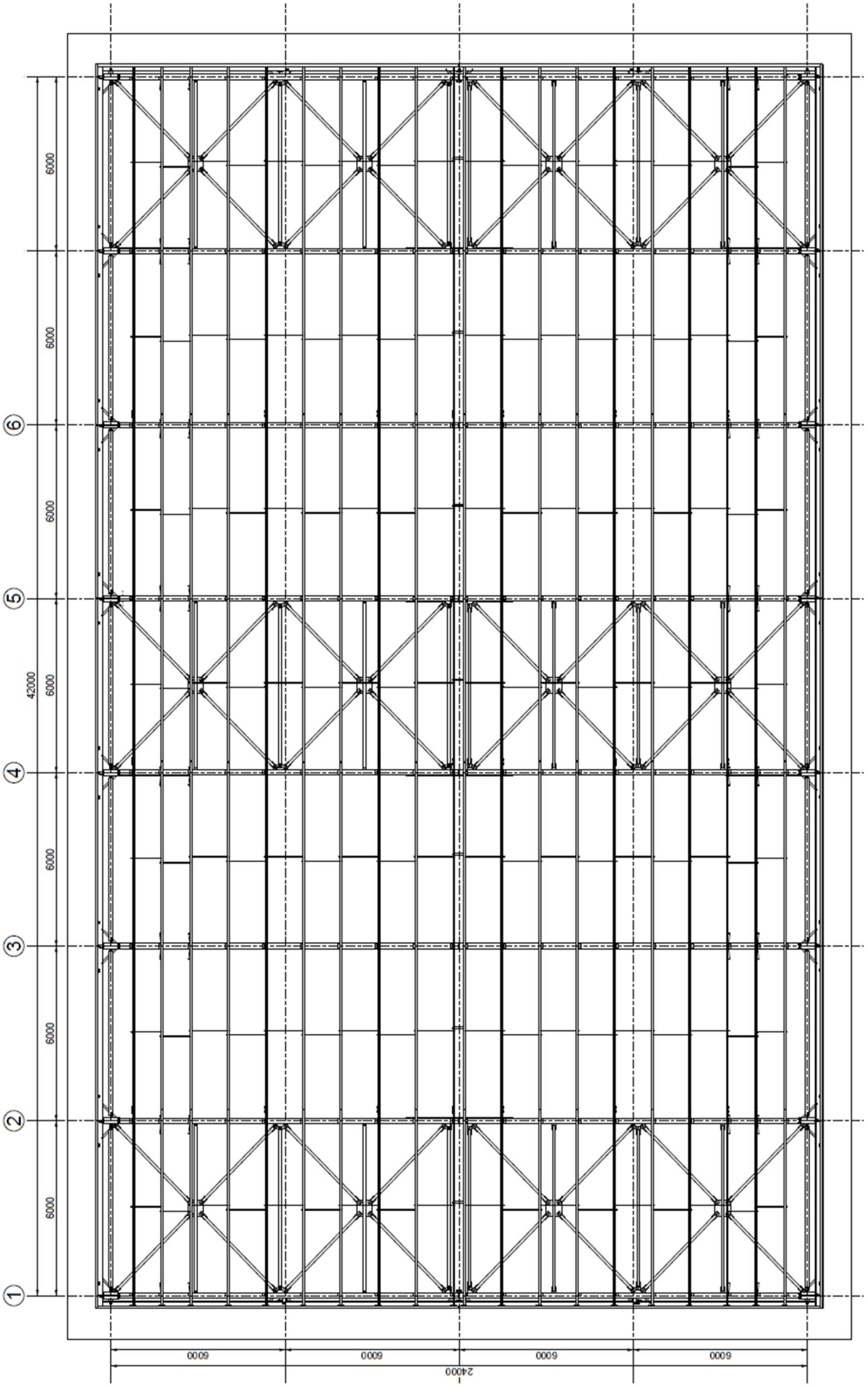


Ön görünüş

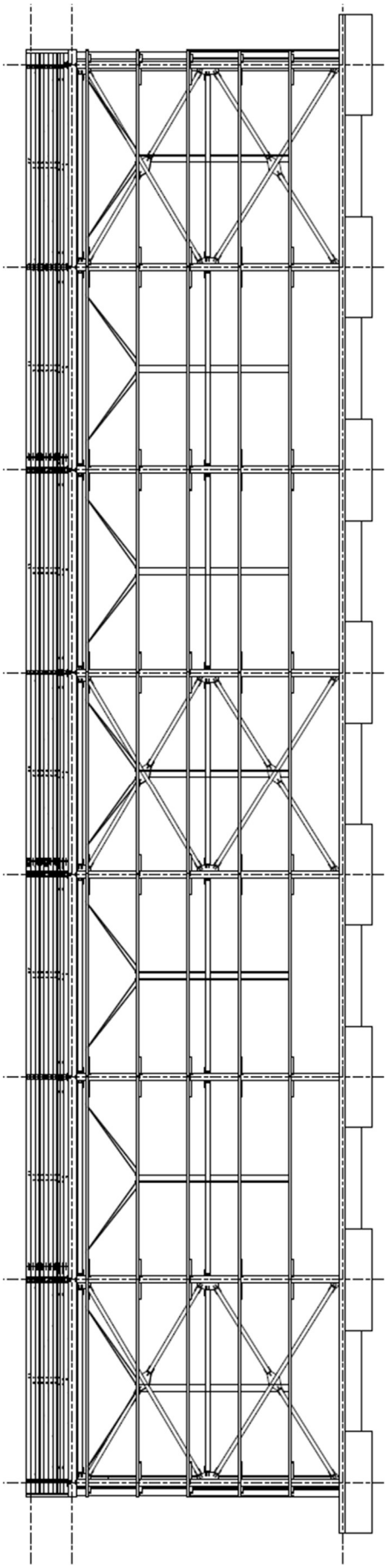
Proje Adı:
Proje Numarası:

Hazırlayan: Tümer DUMAN

Plan görünüşü



Yan cephe görünüşü



1.2.1. MALZEME BİLGİLERİ

1.2.2. YAPISAL ÇELİK MALZEMESİ

Taşıyıcı sistem elemanları için S235JR ve S275JR malzemesi kullanılmıştır. Malzemenin özelikleri aşağıda gösterilmiştir. Yapısal çelik sınıflarının Fy, akma gerilmesi ve Fu, çekme dayanımı değerleri aşağıdaki tabloda verilmiştir.

Standart ve Çelik Sınıfı	Karakteristik Kalınlık, t (mm)			
	t ≤ 40mm		40mm < t ≤ 80mm	
	F_y (N/mm²)	F_u (N/mm²)	F_y (N/mm²)	F_u (N/mm²)
EN 10025-2				
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470
S450	440	550	410	550

Bulon sınıflarına göre bulonların, karakteristik gerilme dayanımları aşağıdaki tabloda gösterilmiştir.

Bulon Sınıfı	Diş Açılmış Gövde Bölümünün Konumu	Karakteristik Çekme Gerilmesi Dayanımı, F_{nt} (MPa)[a]	Ezilme Etkili Birleşimlerde Karakteristik Kayma Gerilmesi Dayanımı, F_{nv} (MPa)[b]
4.6[c]	-	300	180
4.8[c]	-	300	180
5.6[c]	-	375	225
5.8[c]	-	375	225
6.8[c]	-	450	270
8.8	Kayma Düzlemi İçinde	600	360
	Kayma Düzlemi Dışında		450
10.9	Kayma Düzlemi İçinde	750	450
	Kayma Düzlemi Dışında		563

[a] : Yorulma yüklemesi altında çekme etkisindeki yüksek dayanımlı bulonlar için **Ek 2**'ye bakınız.
[b] : Doğrudan eksenel (çekme ve basınç) yük etkisindeki bir birleşim uzunluğunun 950mm'yi aşması halinde, tablodaki F_{nv} değerleri %15 oranında azaltılacaktır.
[c] : Birleşimin kalınlığı bulon çapının 5 katını aştığında, aşan her 2mm için normal bulonların tabloda verilen değerleri %1 oranında azaltılmalıdır.

ÇYTHYE 2018 Madde 13.3.3 te yüksek dayanımlı bulonlar için verilen minimum ön çekme kuvvetleri aşağıdaki tabloda gösterilmiştir. (ÇYTHYE 2018 tablo 13.6.)

Bulon	8.8	10.9
M16	88	110
M20	137	172
M22	170	212
M24	198	247
M27	257	321
M30	314	393
M36	458	572

[a]:Minimum öngçekme kuvveti, bulonların minimum çekme kuvveti dayanımının %70'i olarak belirlenmektedir.

Kaynaklı birleşimlerde kaynak metali dayanımı ÇYTHYE 2018 Madde 13.2.6 ya uygun olarak belirlenecektir. Buna göre ÇYTHYE 2018 Bölüm 2.1.1'de tanımlanın farklı çelik sınıflarından oluşan elemanların birleştirilmesine izin verilir. Kaynak metalinin akma gerilmesi, çekme dayanımı, kopma uzaması ve minimum çentik tokluğu (CVN, Charpy-V-Notch) değeri daima birleştirdiği elemanlarınkinden büyük veya en az elemanlarınkine eşit olacaktır. Ayrıca kaynak dikişine nüfuz edebilecek olan hidrojen miktarının düşük olması sağlanacaktır.

Kaynak birleşim tasarımlarında kaynak metali akma ve çekme dayanımları için ÇYTHYE 2018 Tablo 13.5'te verilen değerler kullanılmıştır. Deprem yükleri etkisindeki elemanların birleşim ve eklerinde kullanılacak kaynak metali özellikleri aşağıdaki tabloda gösterilmiştir. (TBDY Tablo 9.1)

Kaynak Metali Sınıfı	E 480	E 550
Karakteristik Akma gerilmesi, N/mm^2	400	470
Min. Çekme dayanımı, (F_E) N/mm^2	480	550
Min. Uzama, %	22	19
Çentik Tokluğu (CVN)	-18^0C de min. 27J	

TBDY Madde 9.2.4 uyarınca olası akma gerilmesi ve olası çekme dayanımı hesabında uygulanacak katsayılar, yapı çeliğinin sınıfına ve eleman türüne bağlı olarak aşağıdaki tabloda gösterilmiştir.

Yapı Çeliği Sınıfı ve Eleman Türü	R_y	R_t
S 235 çeliğinden imal edilen hadde profilleri ve levhalar	1.4	1.1
S 275 çeliğinden imal edilen hadde profilleri ve levhalar	1.3	1.1
S 355 çeliğinden imal edilen hadde profilleri ve levhalar	1.25	1.1
S 460 çeliğinden imal edilen hadde profilleri	1.1	1.1
Boru ve Kutu profiller	1.4	1.3
Donatı çeliği	1.2	1.2

Çekme elemanlarında gevrek göçmenin önlenmesi için, yapının ömrü boyunca oluşması muhtemel en düşük sıcaklıkta minimum çentik tokluğu (CVN, Charpy-V-Notch) değeri 27J olacaktır. Birleşimlerde kullanılan plakaların 30mm veya daha kalın olanlarında imalattan önce laminasyon testi yapılarak çatlak kontrolü yapılmalıdır. Epoksi kullanılan birleşimlerin kabul edilen dayanımları yerinde yapılan testler ile gösterilmelidir.

Bilgisayar hesabında kullanılan çelik malzeme özellikleri aşağıda gösterilmiştir.

Material Property Data

General Data

Material Name	S235
Material Type	Steel
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

(●) Specify Weight Density ( ) Specify Mass Density

Weight per Unit Volume	76,9729	kN/m³
Mass per Unit Volume	7849,047	kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E	210000	MPa
Poisson's Ratio, U	0,3	
Coefficient of Thermal Expansion, A	0,0000117	1/C
Shear Modulus, G	80769,23	MPa

Design Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy	235	MPa
Minimum Tensile Strength, Fu	360	MPa
Expected Yield Stress, Fye	258,5	MPa
Effective Tensile Strength, Fue	396	MPa

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name	S275
Material Type	Steel, Isotropic
Grade	S275

Design Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy	275	MPa
Minimum Tensile Strength, Fu	430	MPa
Expected Yield Stress, Fye	302.5	MPa
Effective Tensile Strength, Fue	473	MPa

1.2.3. TEMEL BETONARME MALZEMESİ

Temel betonu için C25 sınıfı beton ve donatı çeliği için B420C sınıfı donatı seçilmiştir. Bunların özellikleri aşağıda gösterilmiştir.

Beton özellikleri için TS-206 da verilen tablo aşağıda gösterilmiştir.

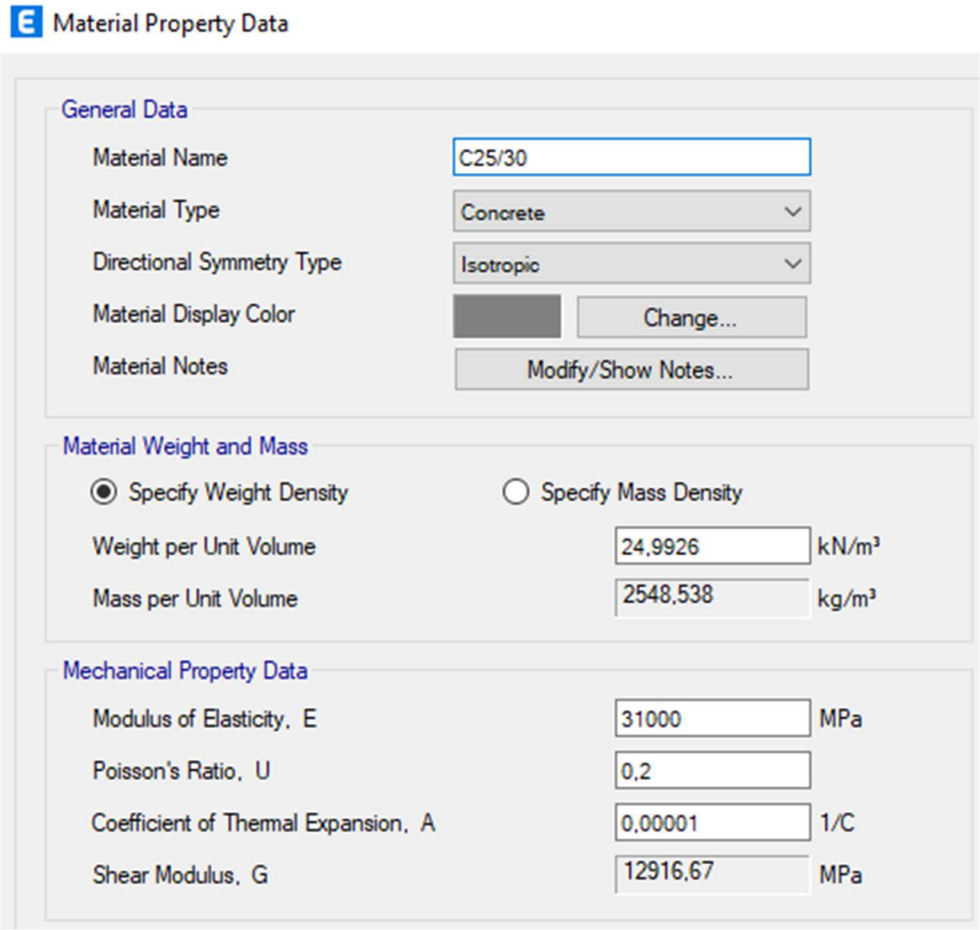
Basınç dayanımı sınıfı	En düşük karakteristik silindir dayanımı $f_{ck,sil}$ N/mm^2	En düşük karakteristik küp dayanımı $f_{ck,küp}$ N/mm^2
C 8/10	8	10
C 12/15	12	15
C 16/20	16	20
C 20/25	20	25
C 25/30	25	30
C 30/37	30	37
C 35/45	35	45
C 40/50	40	50
C 45/55	45	55
C 50/60	50	60
C 55/67	55	67
C 60/75	60	75
C 70/85	70	85
C 80/95	80	95
C 90/105	90	105
C 100/115	100	115

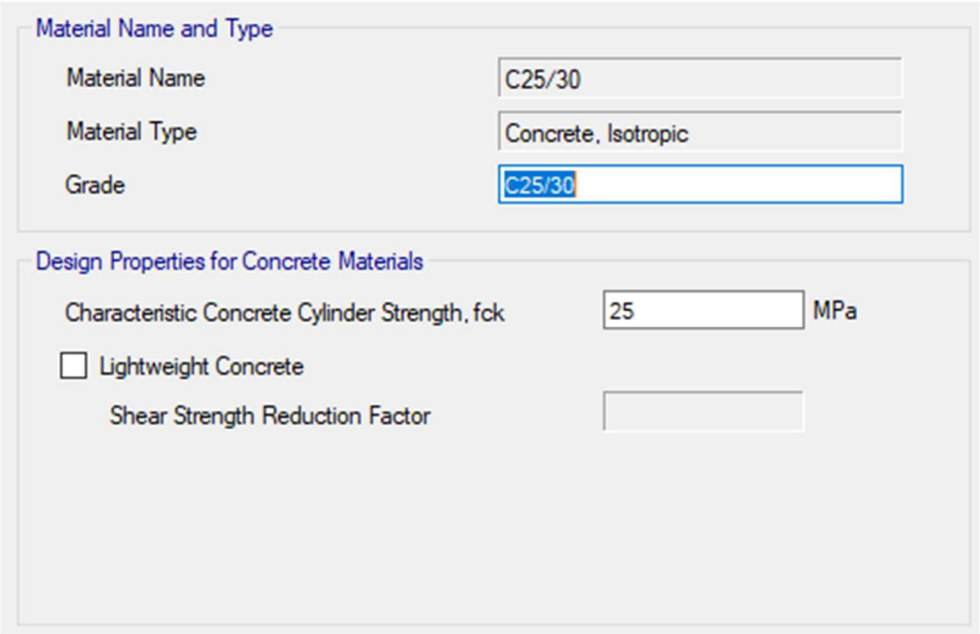
Donatı mekanik özellikleri için TS-708 de verilen tablo aşağıda gösterilmiştir.

Tip	**Düz yüzeyli**	**Nervürlü**					**Profilli** [a]
Sınıf	S 220	S 420	B 420B	B 420C	B 500B	B 500C	B500A
Akma dayanımı (en az) R_e (N/mm^2)	220	420	420	420	500	500	500
Çekme dayanımı (en az) R_m (N/mm^2)	340	500	-	-	-	-	550
Çekme dayanımı/akma dayanımı oranı R_m/R_e	1,20 (en az)	1,15 (en az)	1,08 (en az)	≥1,15 <1,35	1,08 (en az)	≥1,15 <1,35	-
Deneysel akma dayanımı/karakteristik akma dayanımı oranı $R_{e\,act}/R_{e\,nom}$ (max)	-	1,30	-	1,30	-	1,30	-
Kopma uzaması (en az) A_5 (%)	18	10	12	12	12	12	5
Maksimum yükte toplam uzama (en az) A_{gt} (%)	-	-	5	7,5	5	7,5	2,5
Bükme açısı (°)	180		-				
Bükme açısı/ters bükme açısı [b]	-		90/20				

[a] Soğuk mekanik işlem uygulanarak da imal edilebilir.
[b] Çizelge 4'ün '[b]' dip notu.

Bilgisayar modelinde kullanılan beton ve donatı malzeme özellikleri aşağıda gösterilmiştir.





Material Property Data

General Data

Material Name	B420C
Material Type	Rebar
Directional Symmetry Type	Uniaxial
Material Display Color	Change...
Material Notes	Modify/Show Notes

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume	76,9729	kN/m³
Mass per Unit Volume	7849,047	kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E	199947,98	MPa
Coefficient of Thermal Expansion, A	0,0000117	1/C

1.3. ZEMİN PARAMETRELERİ

Geoteknik raporda verilen zemin parametreleri aşağıda gösterilmiş.

Yerel zemin sınıfı	:	Z	
Düşey yatak katsayısı	K	:	40000 kN/m³
Temel taşıma gücü tasarım dayanımı	q_d	:	127 kN/m²
Zemin birim hacim ağırlığı	γ_s	:	17 kN/m³

1.4. DÜŞEY STATİK YÜKLER

1.4.1. SABİT YÜKLER

Çatı yükleri:

Çatı kaplaması	:	0,1	kN/m²
Aşıklar	:	0,1	kN/m²
Tesisat yükü	:	-	kN/m²
Çelik konstrüksiyon	:	0,1	kN/m²
Toplam	:	0,3	kN/m²

Cephe yükler:

Cephe kaplaması	:	0,1	kN/m²
Cephe elemanları	:	0,1	kN/m²
Doğrama	:	-	kN/m²
Toplam	:	0,2	kN/m²

DEMO

Dış duvar yükü:

Bina tek katlı olduğu için duvarlar doğrudan zemine oturmaktadır. Dolayısı ile kirişler için duvar yükü alınmamıştır.

1.4.2. HAREKETLİ YÜKLER

Bina tek katlıdır. Binada kat döşemesi yoktur. Dolayısı ile hareketli yük alınmamıştır.

Hareketli yük azaltması uygulanmamıştır.

1.4.3. KAR YÜKÜ

Topografik bölge sınıfının, TS EN 1991-1-3 Bölüm 5.2 Çizelge (5.1) e göre normal olma koşullarını sağladığı varsayılmaktadır.

TS EN 1991-1-3 Bölüm 1.6.1 tanım esas alınarak ve TS EN 1991-1-3 Bölüm 4.1 uyarınca, zemin yüzeyindeki kar ağırlığı, sk TS EN 1991-1-3 Ek MA Çizelge MA.1'e göre 0.75kN/m² olarak belirlenebilir.

TS EN 1991-1-3 Ek MA Çizelge MA.1 de verilen güncel kar haritası ile zemin yüzeyindeki kar ağırlığı güvenli tarafta kalınarak 1.0625kN/m² alınmıştır.

sk = 1.0625kN/m²

TS EN 1991-1-3 Bölüm 1.6.4 e göre ve TS EN 1991-1-3 Bölüm 5.2(3) uyarınca, çatı yüzeyindeki kar ağırlığı, S

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

Maruz kalma katsayısı, Ce, TS EN 1991-1-3 Bölüm 5.2 Çizelge 5.1 e göre topografik bölge sınıfı normal topografik alan için 1.0 dır.

Isı katsayısı, Ct, TS EN 1991-1-3 Bölüm 5.2(8) e göre 1.0 dır. Buna göre formül aşağıdaki şekli alır.

$S=\mu_i \cdot (1) \cdot (1) \cdot s_k$

$S=\mu_i \cdot s_k$

TS EN 1991-1-3 Bölüm 5.3.3(2) ye göre, çatı yüzeyindeki kar kütlesinin kaymasının önlenmediği varsayılarak, şekil katsayısı, μ_i

$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha$

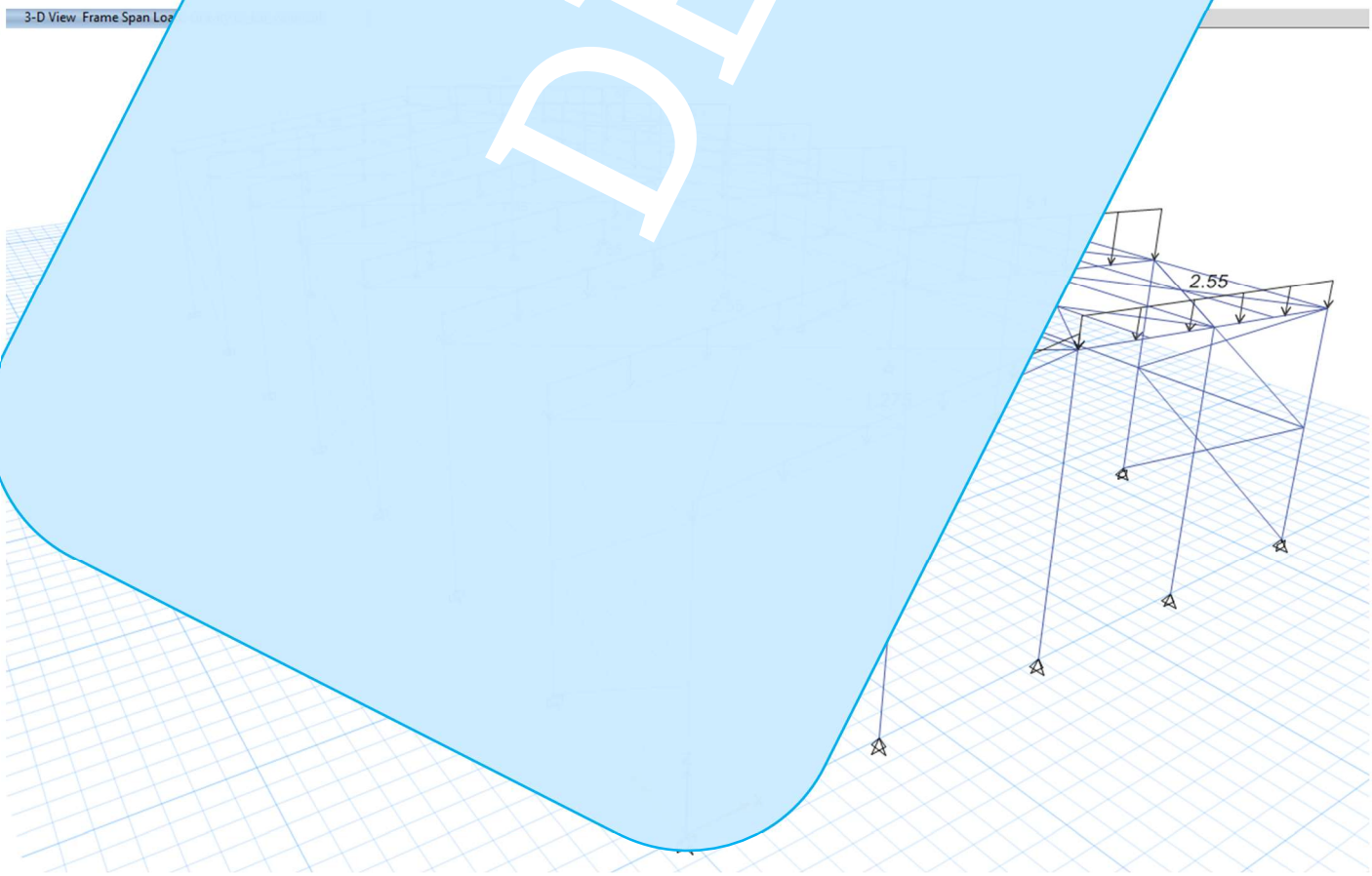
$0° \leq \alpha = 5{,}71° \leq 30°$

$\mu_i(\alpha) = 0.8$

TS EN 1991-1-3 Bölüm 5.3.3(3) ve 5.3.3(4) uyarınca bina analizinde, sırasıyla birikmemiş kar yükü düzenlemesi olarak Durum(1) ve birikmiş kar yükü düzenlemesi olarak Durum(2) de gösterilen kar yükü yayılışları göz önüne alınacaktır.

DEMO

Hesaplanan kar yükü bilgisayar modeline aşağıda gösterildiği gibi uygulanmıştır.



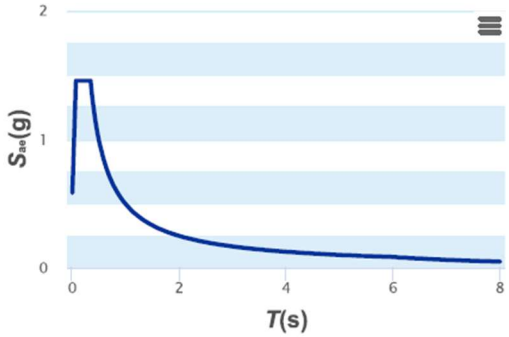
DEMO

1.5. DEPREM YER HAREKETİ SPEKTRUMU

1.5.1. YATAY ELASTİK TASARIM SPEKTRUMU

Binanın bulunduğu bölge Türkiye Deprem Tehlike Haritaları (https://tdth.afad.gov.tr) adresinden DD2 deprem yer hareketi düzeyi için elde edilen yatay ve düşey elastik tasarım spektrum grafikleri aşağıda gösterilmektedir.

Yatay Elastik Tasarım Spektrumu



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

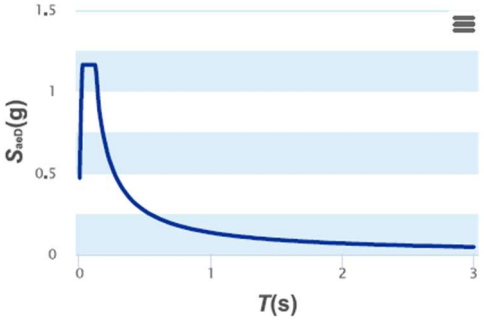
$$S_{ae}(T) = S_{DS} \qquad (T_A \le T \le T_B)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1}}{T} \qquad (T_B \le T \le T_L)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1}T_L}{T^2} \qquad (T_L \le T)$$

$$T_A = 0.2\frac{S_{D1}}{S_{DS}} \qquad T_B = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \qquad T_L = 6s$$

Düşey Elastik Tasarım Spektrumu



$$S_{aeD}(T) = \left(0.32 + 0.48\frac{T}{T_{AD}}\right)S_{DS} \qquad (0 \le T \le T_{AD})$$

$$S_{aeD}(T) = 0.8S_{DS} \qquad (T_{AD} \le T \le T_{BD})$$

$$S_{aeD}(T) = 0.8S_{DS}\frac{T_{BD}}{T} \qquad (T_{BD} \le T \le T_{LD})$$

$$T_{AD} = \frac{T_A}{3} \qquad T_{BD} = \frac{T_B}{3} \qquad T_{LD} = \frac{T_L}{2}$$

T_{AD} = 0.023 (s) T_{BD} = 0.113 (s) T_{LD} = 3.000 (s)

1.5.2. YAPI İÇİN DEPREM PARAMETRELERİ

DD2 tasarım depremi için

Değişken			Değer	Birim	Kaynak
Zemin sınıfı		=	ZC		
Deprem yer hareketi düzeyi		=	DD-2		
Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı	S_s	=	1.211		
1sn periyot için harita spektral ivme katsayısı	S_1	=	0.328		
Kısa periyot için yerel zemin katsayısı	F_s	=	1.2		
1sn periyot için yerel zemin katsayısı	F_1	=	1.5		
Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı	S_{ds}	=	1.4532		
1sn periyot tasarım spektral ivme katsayısı	S_{d1}	=	0.4920		
Yatay tasarım spektrumu köşe periyodu	T_A	=	0.068	sn	
Yatay tasarım spektrumu köşe periyodu	T_B	=	0.339	sn	
Sabit yer değiştirme bölgesi geçiş periyodu	T_L	=	6.000	sn	
Yapı doğal titreşim periyodu	T_x	=	**0.648**	sn	
	T_y	=	**0.174**	sn	
Elastik spektral tasarım ivmesi					
X doğrultusu için	$S_{ae}(T_x)$	=	0.76		
Y doğrultusu için	$S_{ae}(T_y)$	=	1.45		
Bina kullanım sınıfı	BKS	=	3		Tablo 3.0
Bina önem katsayısı	I	=	1		Tablo 3.1
Deprem tasarım sınıfı	DTS	=	1		Tablo 3.2
Bina yükseklik sınıfı	BYS	=	7		Tablo 3.3
Bina performans hedefi		=	KH		Tablo 3.4
Değerlendirme ve tasarım yöntemi		=	DGT		Tablo 3.5
Taşıyıcı sistem davranış katsayısı					
X doğrultusu için	Rx	=	4		Tablo 4.1
Y doğrultusu için	Ry	=	3		Tablo 4.1
Dayanım fazlalığı katsayısı					
X doğrultusu için	Dx	=	2.5		Tablo 4.1
Y doğrultusu için	Dy	=	2		Tablo 4.1
Deprem yükü azaltma katsayısı					
X doğrultusu için	Ra(Tx)	=	**4.00**		
Y doğrultusu için	Ra(Ty)	=	**2.51**		
Azaltılmış tasarım ivme spektrumu					
X doğrultusu için	$S_{aR}(T_x)$	=	1.8621		
Y doğrultusu için	$S_{aR}(T_y)$	=	5.6707		

1.6. RÜZGAR YÜKÜ

TS EN 1991-1-4'e göre rüzgâr yüklerinin belirlenmesi aşağıda açıklanmıştır.

ÇYTHYE 5.3'e göre rüzgar hızının temel değeri, $V_{b,o}$ =28m/sn(100km/sn)'den ve binanın ana taşıyıcı sistemine, dış cephe kaplamalarına ve rüzgara maruz yapısal ve yapısal olmayan elemanlarına etkiyen rüzgar yükleri 0,5kN/m² den az olmayacaktır. Buna göre rüzgâr hızının temel değeri

$V_{b,o}$ =28m/sn(100km/sn) olarak alınmıştır.

Buna göre esas rüzgar hızı, TS EN 1991-1-4 Denk.(4.1)'e göre

$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0}$

olmak üzere, doğrultu katsayısı, c_{dir} ve mevsim katsayısı c_{season} değerleri tavsiye edilen değerler olan, 1.0 alındığında, esas rüzgar hızı

v_b =(1.0)·(1.0)$V_{b,0}$= 28m/sn şeklinde elde edilir.

1.6.1. X DOĞRULTUSUNDA RÜZGAR YÜKÜ (Θ = 0°) İÇİN

Tepe rüzgâr basıncının TS EN 1991-1-4 e göre hesabı aşağıda tabloda özetlenmiştir.

Tepe rüzgâr basıncı hesabı

Özellik	Değer	Birim	Kaynak
			EN 1991-1-4
Bina yüksekliği (h)	19,2	m	
Bina boyu (b)	24,0	m	
Bina eni (d)	28,0	m/sn	
Esas rüzgar hızının temel değeri (Vb,0)	1,0		
Doğrultu katsayısı (Cdir)	1,0		
Mevsim katsayısı (C season)	28,0	m/sn	
Esas rüzgar hızı (Vb)	2,0		Çizilge 4.1
Arazi kategorisi	0,050	m	
zo	2,0	m	
z(enaz)	200,0	m	
z(ençok)	Hayır		
Orografi rüzgâr hızını artırıyor mu?	1,00		
Arazi orografi katsayısı (Co(z))	0,19		
Arazi katsayısı (kr)	0,99		
Arazi engebelilik katsayısı (Cr(z))	27,74	m/sn	
Ortalama rüzgar hızı (Vm(z))			

DEMO

Türbülans şiddeti (Iv(z))	=	0,19		
Maruz kalma katsayısı (Ce(z))	=	2,28		Şekil 4.2
e : [min (b ;2h)]	=	18,40	m	
h / d	=	0,383		
Hava yoğunluğu	=	1,250	kg/m3	
Tepe hız kaynaklı rüzgar basıncı **$q_p(z)$_1**	=	1,13	kN/m2	Eşitlik 4.8
$q_p(z)$_2 = Ce(z) * qb	=	1,12	kN/m2	Eşitlik 4.8
Hesaplanan tepe rüzgâr basıncı $q_p(z)$	**=**	**1,13**	**kN/m2**	

Binanın X doğrultusunda esen rüzgâr için duvar basınç katsayısı hesabı aşağıdaki tabloda özetlenmiştir.

Düşey duvar için dış basınç katsayısı $C_{pe,10}$ hesabı

Özellik			Değer	Birim	Kaynak
Binanın rüzgara dik kenarının uzunluğu	b	=	42.00	m	
Binanın rüzgara paralel kenarının uzunluğu	d	=	24.00	m	
Bina yüksekliği	h	=	9.20	m	
e=min(b;2h)	e	=	18.40	m	EN 1991-1-4
h < b olduğu için bina tek parça olarak değerlendirilecektir.					
e < d durumu için					
A alanı alt kenar uzunluğu	e/5	=	3.68	m	
B alanı alt kenar uzunluğu	4e/5	=	14.72	m	
C alanı alt kenar uzunluğu	d-e	=	5.60	m	
d ≤ e durumu için					
A alanı alt kenar uzunluğu	e/5	=	2.94	m	
B alanı alt kenar uzunluğu	d-e/5	=	21.06	m	
5d ≤ e durumu için					
A alanı alt kenar uzunluğu	d	=	24.00	m	
	h/d	=	0.38		

h / d > 0.25 olduğundan Çizelge 7.1 de doğrusal interpolasyon uygulanır.

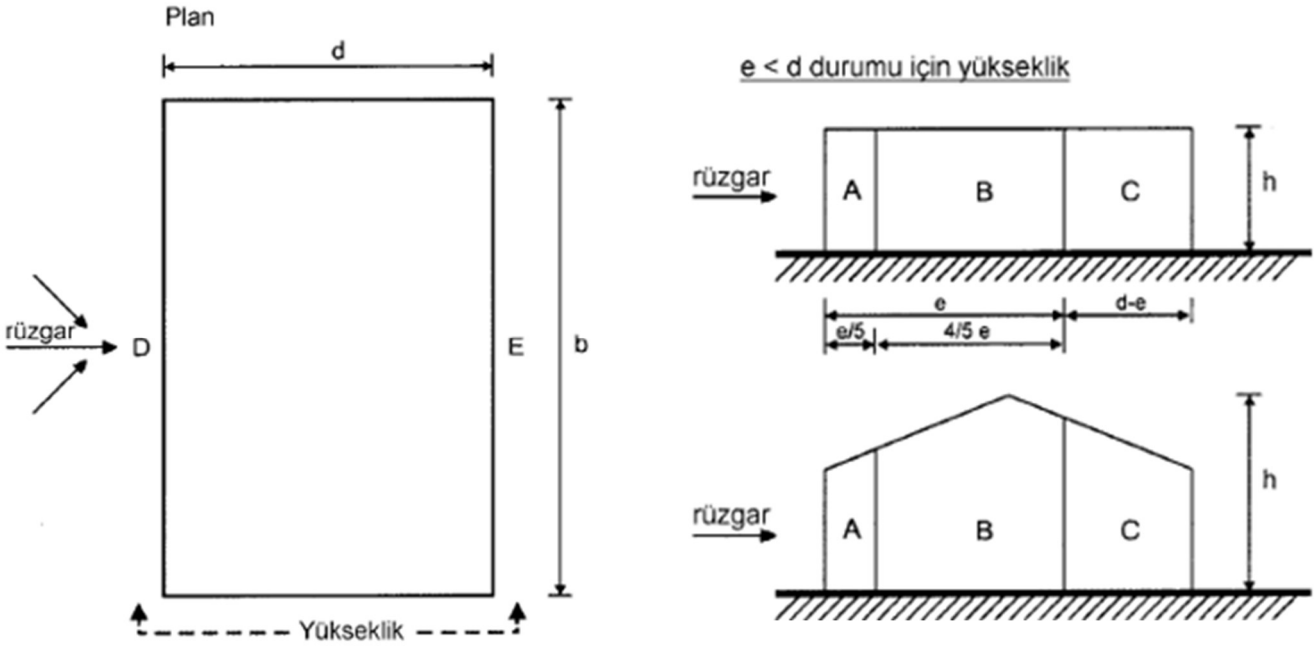
Buna göre e=18.4m < d=24m olduğu için Şekil 7.5 ten A = 3.68x9.2 = 34m² > 10 m² Çizelge 7.1 kullanılabilir.

θ = 0° için

		A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	=	**-1.2**	**-0.8**	**-0.5**	**0.8**	**-0.5**

Net basınç katsayılarının hesabı

A	B	C	D	E
		Cpi = -0.3 için		
		Cp,net = Cpe - Cpi		
-0.90	**-0.50**	**-0.20**	**1.08**	**-0.16**
		Cpi = 0.2 için		
		Cp,net = Cpe - Cpi		
-1.40	**-1.00**	**-0.70**	**0.58**	**-0.66**



Duvar etki bölgelerindeki toplam rüzgâr basınçları aşağıdaki şekilde hesaplanır.

Düşey duvarlara etkiyen toplam rüzgâr basıncı, w (z)= $c_{net} \cdot q_p(z)$

	A	B	C	D	E	
			(ze = h) için			
w(z) =	**-1.58**	**-1.13**	**-0.79**	**0.66**	**-0.75**	kN/m²

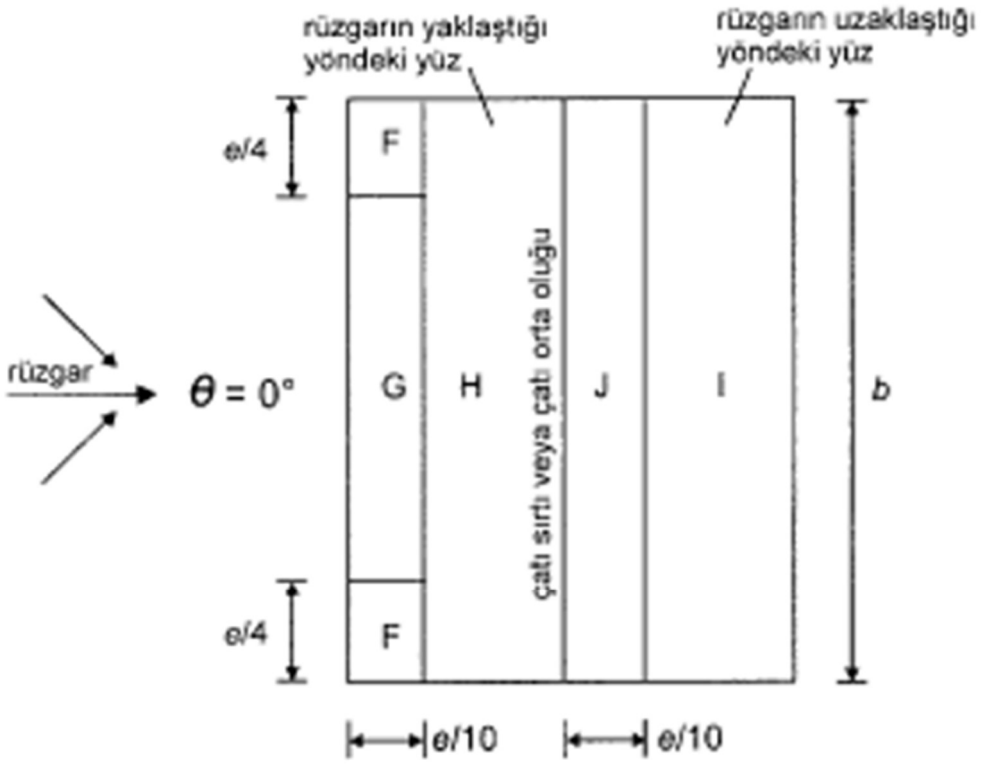
Çatı eğim açısı

Rüzgarın yaklaştığı yöndeki çatı eğimi	α_1	=	**5.71**	**°**
Rüzgarın uzaklaştığı yöndeki çatı eğimi	α_2	=	**5.71**	**°**

Çift eğimli çatı için dış basınç katsayıları ve toplam rüzgâr basınçlarının hesabı

θ = 0° için		**F**	**G**	**H**	**I**	**J**	Birim
		Cp,net = Cpe - Cpi					
Cpe	=	-1.64	-1.17	-0.32	-0.59	0.11	
	=	0.01	0.01	0.01	-0.56	-0.56	
Cpi = -0.3 için	=	-1.34	-0.87	-0.02	-0.29	-0.26	
Cpi = 0.2 için	=	-1.84	-1.37	-0.52	-0.79	-0.76	

Çatıya etkiyen rüzgar basıncı (w)							
		w = $q_p(z)$ - $c_{p,net}$					
Cpi = -0.3 için	=	**-1.51**	**-0.98**	**-0.02**	**-0.32**	**-0.29**	kN/m²
Cpi = 0.2 için	=	**-2.08**	**-1.55**	**-0.59**	**-0.89**	**-0.85**	kN/m²



(b) rüzgar yönü $\theta = 0°$

1.6.2. Y DOĞRULTUSUNDA RÜZGAR YÜKÜ (θ = 90° İÇİN)

Binaya yan cephesinden esen rüzgâr durumu için (yani θ = 90° için) tepe rüzgâr yükü hesabı aşağıda gösterilmiştir.

Tepe rüzgâr basıncı hesabı

Özellik		Değer	Birim	Kaynak
				EN 1991-1-4
Bina yüksekliği (h)	=	9.2		
Bina boyu (b)	=	24.0	m	
Bina eni (d)	=	42.0	m	
Esas rüzgar hızının temel değeri (Vb,o)	=	28.0	m/sn	
Doğrultu katsayısı (Cdir)	=	1.0		
Mevsim katsayısı (C season)	=	1.0		
Esas rüzgar hızı (Vb)	=	28.0	m/sn	
Arazi kategorisi	=	2.0		Çizilge 4.1
zo	=	0.050	m	
z(enaz)	=	2.0	m	
z(ençok)	=	200.0	m	
Orografi rüzgar hızını artırıyor mu?	=	Hayır		
Arazi orografi katsayısı (Co(z))	=	1.00		
Arazi katsayısı (kr)	=	0.19		
Arazi engebelilik katsayısı (Cr(z))	=	0.19		
Ortalama rüzgar hızı (Vm(z))	=	27.74	m/sn	
Türbülans şiddeti (Iv(z))	=	0.19		
Maruz kalma katsayısı (Ce(z))	=	2.28		Şekil 4.2
e : [min (b ;2h)]	=	18.40	m	
h / d	=	0.219		
Hava yoğunluğu	=	1.250	kg/m3	
Tepe hız kaynaklı rüzgar basıncı **qp(z)_1**	=	1.13	kN/m2	Eşitlik 4.8
qp(z)_2 = Ce(z) * qb	=	1.12	kN/m2	Eşitlik 4.8
Hesaplanan tepe rüzgâr basıncı qp(z)	=	**1.13**	**kN/m2**	

DEMO

Binanın Y doğrultusunda esen rüzgâr için duvar basınç katsayısı hesabı aşağıdaki tabloda özetlenmiştir.

Düşey duvar için dış basınç katsayısı $C_{pe,10}$ hesabı

Özellik			Değer	Birim	Kaynak
Binanın rüzgara dik kenarının uzunluğu	b	=	24.00	m	
Binanın rüzgara paralel kenarının uzunluğu	d	=	42.00	m	
Bina yüksekliği	h	=	9.20	m	
e=min(b;2h)	e	=	18.40	m	EN 1991-1-4
h < b olduğu için bina tek parça olarak değerlendirilecektir.					
e < d durumu için					
A alanı alt kenar uzunluğu	e/5	=	3.68	m	
B alanı alt kenar uzunluğu	4e/5	=	14.72	m	
C alanı alt kenar uzunluğu	d-e	=	23.60	m	
d ≤ e durumu için					
A alanı alt kenar uzunluğu	e/5	=	2.94	m	
B alanı alt kenar uzunluğu	d-e/5	=	39.06	m	
5d ≤ e durumu için					
A alanı alt kenar uzunluğu	d	=	42.00	m	
	h/d	=	**0.22**		

h / d < 0.25 olduğundan Çizelge 7.1 de ki değerler alınır

θ = 90° için

	A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$ =	**-1.20**	**-0.80**	**-0.50**	**0.70**	**-0.30**

Net basınç katsayılarının hesabı

A	B	C	D	E
Cpi = -0.3 için				
Cp,net = Cpe - Cpi				
-0.90	**-0.50**	**-0.20**	**1.00**	**0.00**
Cpi = 0.2 için				
Cp,net = Cpe - Cpi				
-1.40	**-1.00**	**-0.70**	**0.50**	**-0.50**

Düşey duvarlara etkiyen toplam rüzgâr basıncı, w (z)= $c_{net} \cdot q_p(z)$

	A	B	C	D	E	
	(ze = h) için					
w(z) =	**-1.58**	**-1.13**	**-0.79**	**0.56**	**-0.56**	kN/m²

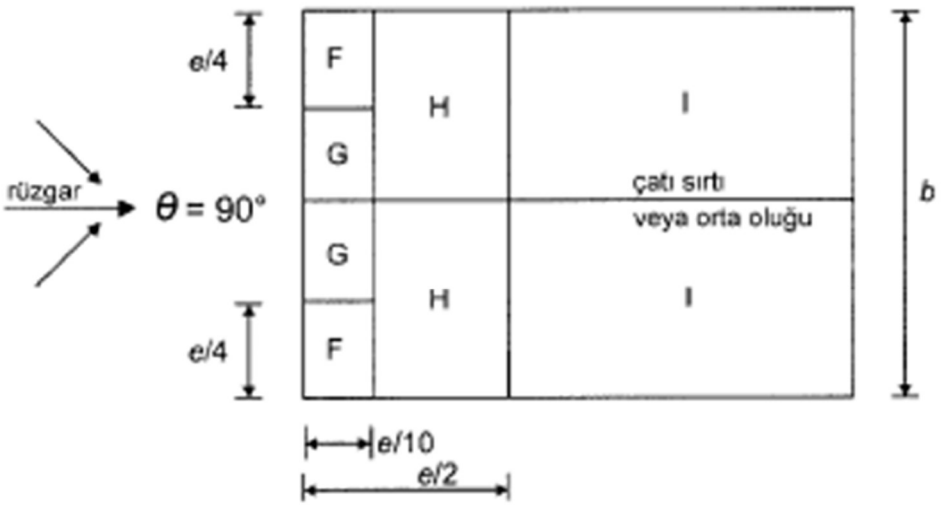
Çatı eğim açısı

Rüzgârın yaklaştığı yöndeki çatı eğimi α_1 = **5.71** °

Rüzgârın uzaklaştığı yöndeki çatı eğimi α_2 = **5.71** °

Çift eğimli çatı için dış basınç katsayıları ve toplam rüzgâr basınçlarının hesabı

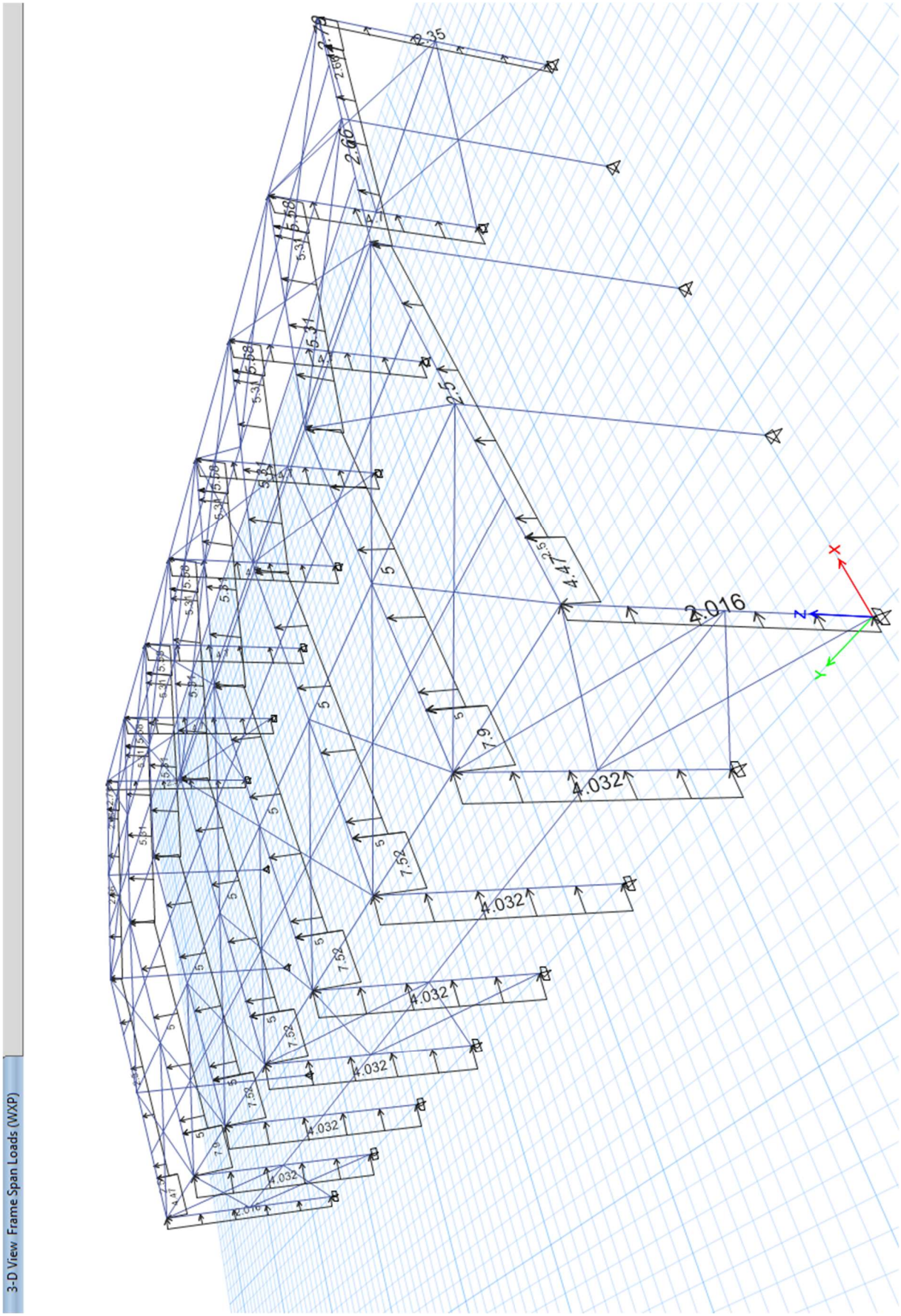
θ = 90° için		**F**	**G**	**H**	**I**	Birim
		Cp,net = Cpe - Cpi				
Cpe	=	-1.57	-1.30	-0.69	-0.59	
Cpi = -0.3 için	=	-1.27	-1.00	-0.39	-0.29	
Cpi = 0.2 için	=	-1.77	-1.50	-0.89	-0.79	
Çatıya etkiyen rüzgar basıncı (w)		w = qp(z) - cp,net				
Cpi = -0.3 için	=	**-1.43**	**-1.13**	**-0.44**	**-0.33**	kN/m²
Cpi = 0.2 için	=	**-1.99**	**-1.69**	**-1.00**	**-0.89**	kN/m²



(c) rüzgar yönü θ = 90°

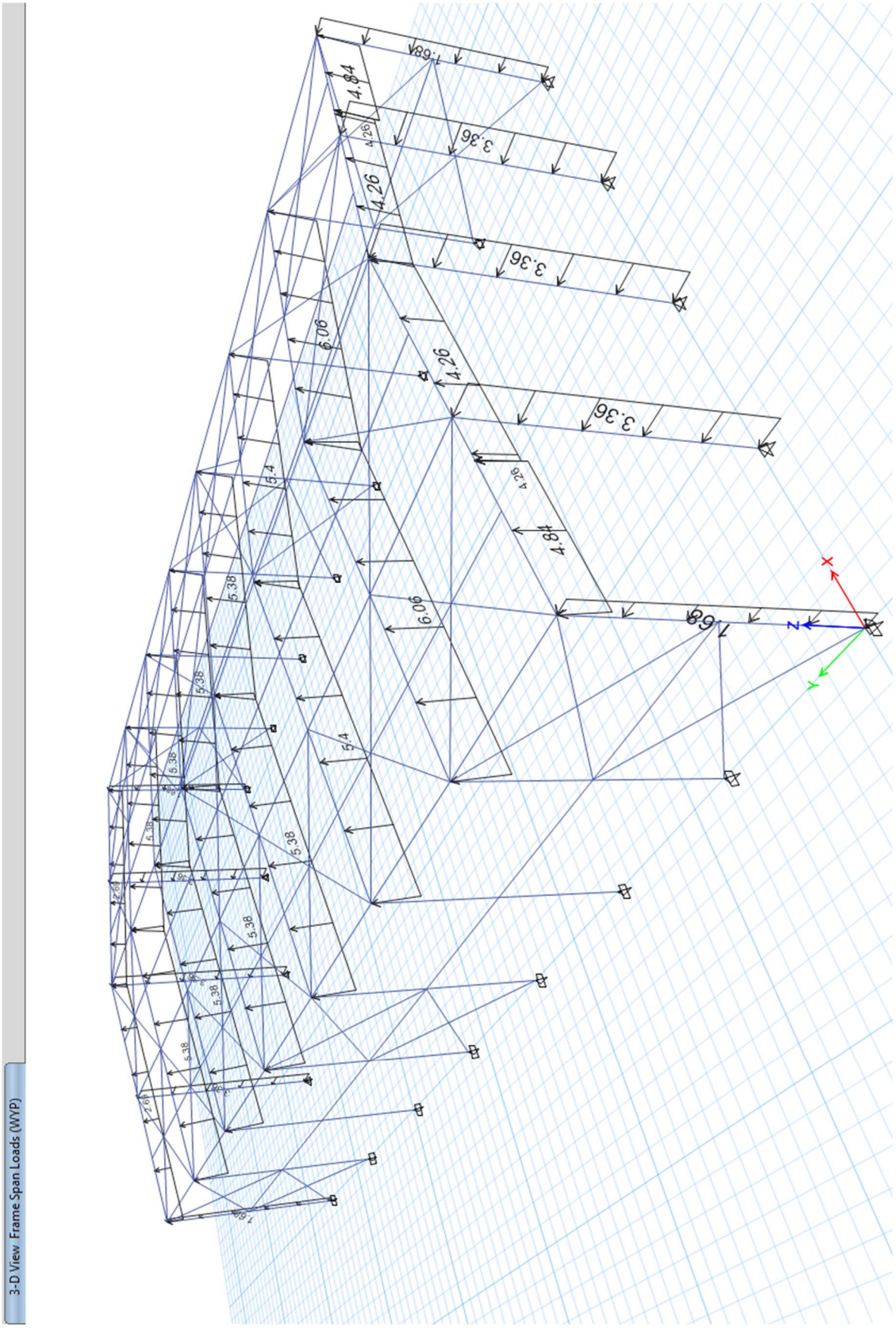
Hesaplanan rüzgâr yükleri hesap modeline uygulanışı aşağıdaki resimlerde gösterilmektedir.

X doğrultusu θ=0 durumu için yükler aşağıdaki şekilde etkitilmiştir.



Y doğrultusu θ=90 durumu için yükler aşağıdaki şekilde etkitilmiştir.

Bina her iki yönde simetrik olduğu için WXN ve WYN yüklemelerinin yapılması gerekmemektedir.



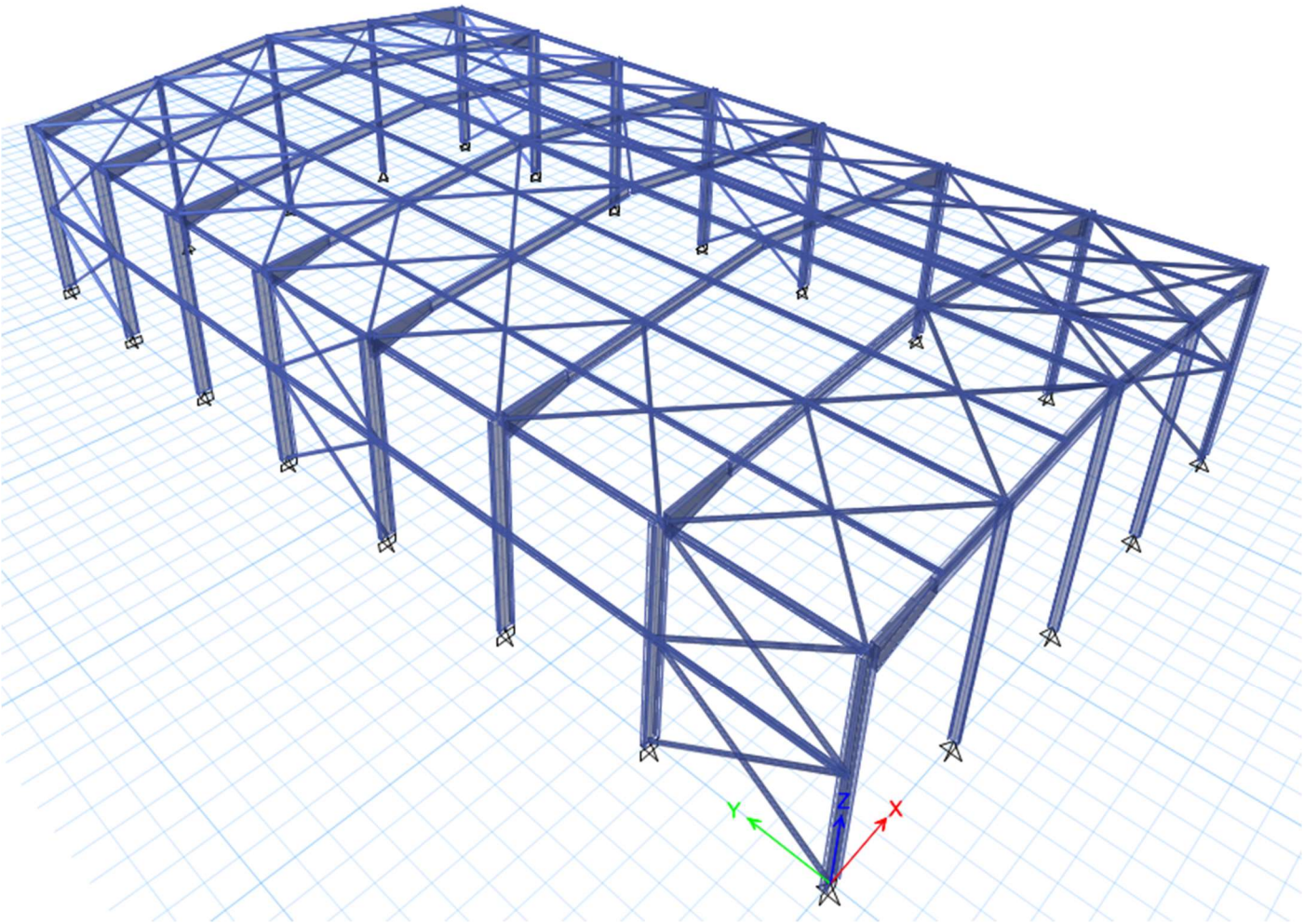
1.7. SICAKLIK YÜKÜ

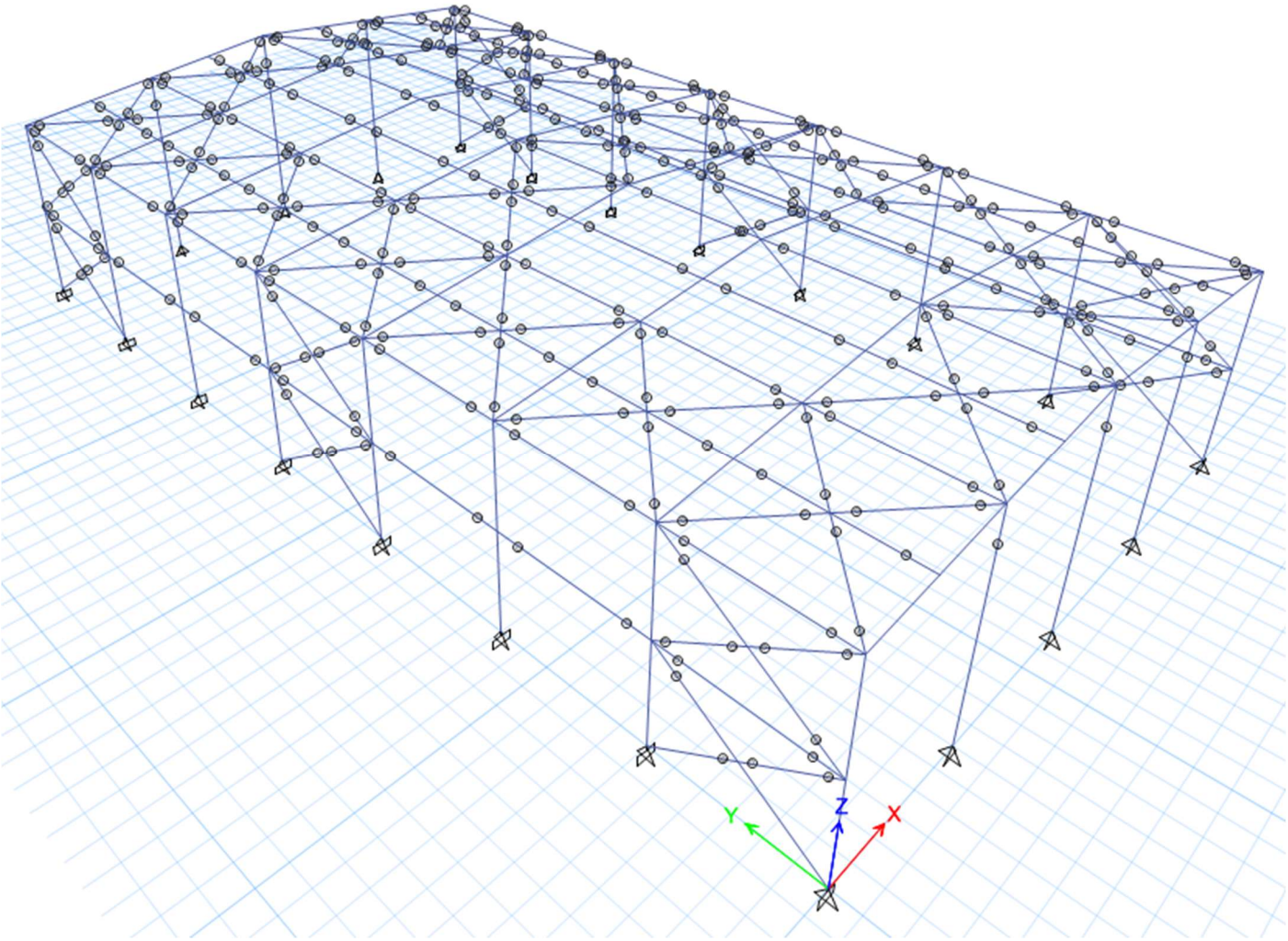
Hava sıcaklındaki değişimden dolayı açık havaya temas eden çelik elemanlarda oluşacak gerilme değişimlerinin etkilerini hesaba katmak için bilgisayar modelinde ±25° sıcaklık farkı yük birleşimlerine eklenmiştir. Sıcaklık farkları binanın inşa edileceği bölgenin günlük sıcaklık farklarına göre belirlenir. Gece ve gündüz sıcaklık farkları montaj aşamasında da dikkate alınmalıdır.

BÖLÜM 2: DEPREM ETKİSİ ALTINDA BİNANIN DAYANIMA GÖRE HESABI VE TASARIMI

2.1. DOĞRUSAL HESAP İÇİN TAŞIYICI SİSTEMİN MODELLENMESİ

Binanın hesap modeli üç boyutlu olarak oluşturulmuştur ve birbirine dik iki yatay doğrultudaki deprem etkisi göz önüne alınmıştır (TBDY 4.5.1.1 ve 4.5.1.2). Sönüm oranı %5 alınmıştır. Kolon, kiriş ve çaprazlar çubuk sonlu elemanlar olarak modellenmiştir. Çatıda yatay çapraz sisteminin oluşturulmasında aşıklar çapraz sistemine dahil edilmemiştir. Aşıklar sadece düşey yük taşıyacak şekilde hesaplanmıştır ve üç boyutlu hesap modelinde aşıklar modellenmemiştir. Aşık ağırlıkları modele sabit yük olarak etkitilmiştir. Aşık hesapları bu raporun detay hesapları kısmında gösterilmiştir. Taşıyıcı sistemde bir doğrultudaki yatay yükler süneklik düzeyi sınırlı çelik çerçeveler ile diğer doğrultuda süneklik düzeyi sınırlı çelik çaprazlı çerçeveler ile taşınmaktadır. Çerçeve kolonları bir yönde ankastre diğer yönde mafsallı olarak modellenmiştir. Bilgisayar hesap modeli aşağıda gösterilmektedir.





2.2. DOĞRUSAL HESAP YÖNTEMİNİN BELİRLENMESİ

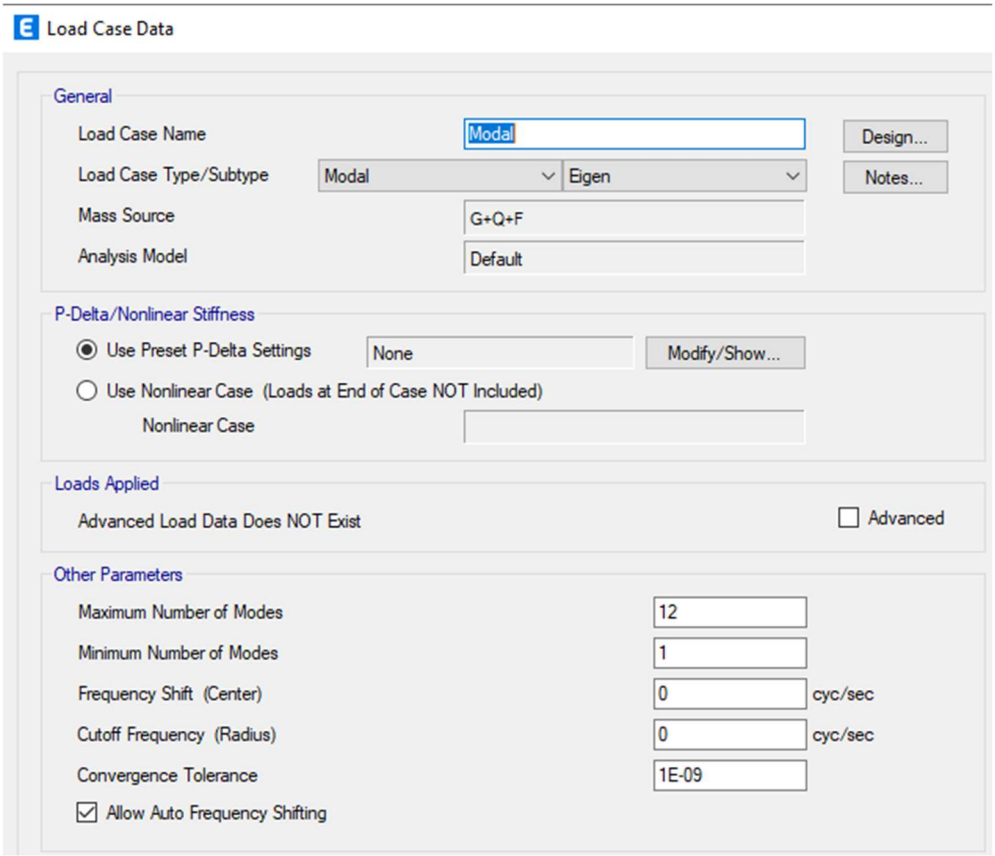
TDBY 4.6.2.1'e göre, Bölüm 4 kapsamındaki tüm binaların deprem hesabında mod birleştirme yöntemi kullanıla bilir. Bu vesile ile bu hesap raporuna konu olan binanın deprem hesabında mod birleştirme yöntemi kullanılmıştır. Bununla birlikte mod birleştirme yöntemi ile hesaplanan toplam taban kesme kuvveti değeri eşdeğer deprem yükü yöntemi ile hesaplanan toplam taban kesme kuvveti ile karşılaştırılarak gerekmesi durumunda taban kesme kuvveti artırılmıştır.

2.3. BİNA TAŞIYICI SİSTEMİNİN YAPISAL ANALİZİ

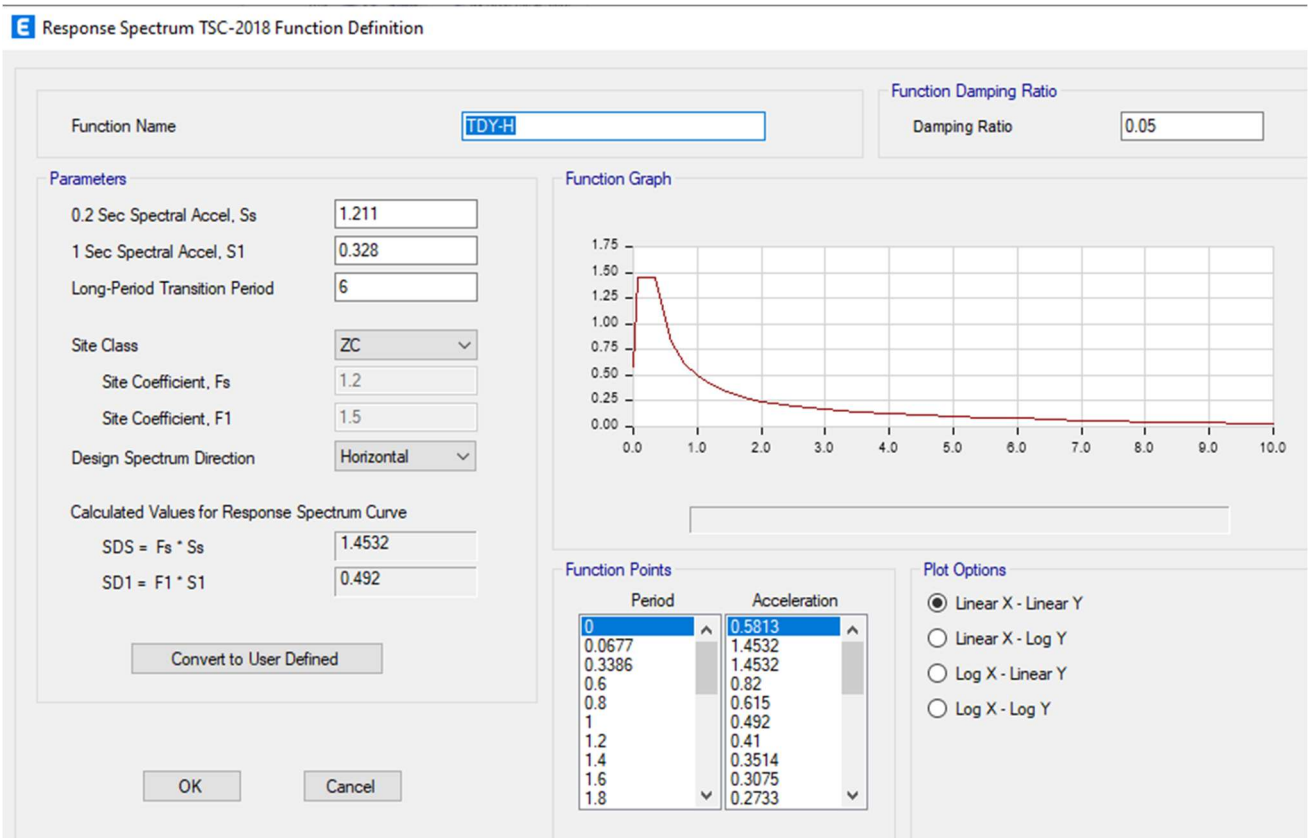
Taşıyıcı sistem elemanlarının gerekli dayanımları, ayrıntıları ÇYTHYE 6.3'te açıklanan genel analiz yöntemi kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Buna göre, elemanların gerekli dayanımları azaltılmış eleman rijitlikleri ve ikinci mertebe etkileri göz önünde tutularak gerçekleştirilen yapısal analizler ile elde edilmektedir. İkinci mertebe etkilerinin elemanların gerekli dayanımına etkisi, kullanılan bilgisayar programı tarafından hesaplatılmaktadır. Göreli kat ötelemeleri ve sehim kontrollerinde ise azaltılmamış eleman rijitlikleri kullanılmaktadır. Sistem analizleri Etabs adlı bilgisayar programı ile yapılmıştır.

2.5. MOD BİRLEŞTİRME YÖNTEMİ İLE DOĞRUSAL DEPREM HESABI

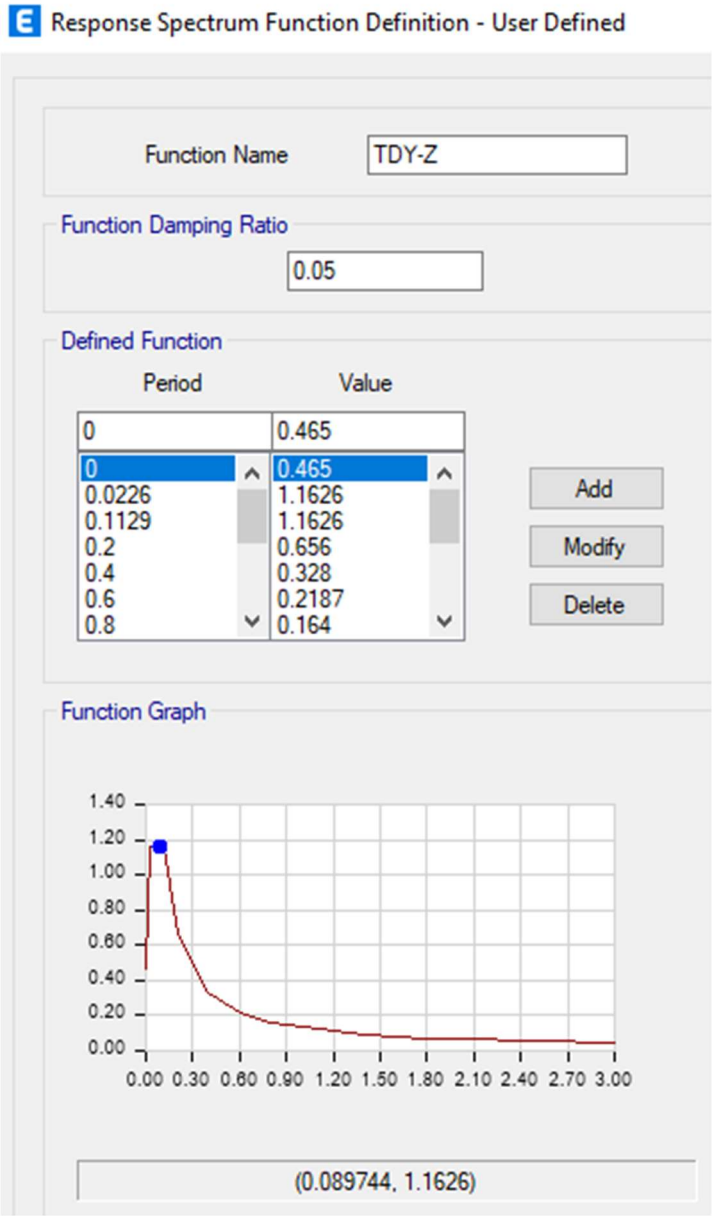
Mod birleştirme yöntemi ile hesap için programda tanımlanın modal yük durumu aşağıda gösterilmiştir.



Yatay ve düşey tepki spektrumu grafikleri sırasıyla aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır.



TBDY Madde 4.4.3 paragraf (a) ya göre taşıyıcı sistemde 20m'den uzun kirişler olduğu ve DTS=1 olduğu için yalnızca bu kirişler için yerel düşey titreşim modları esas alınarak Madde 2.3.5'te tanımlanan düşey elastik ivme spektrumu aşağıdaki şekilde bilgisayar modelinde tanımlanmıştır. Uzunluğu 20 metreden büyük kirişlerin düşey titreşim modlarının hesaba katıldığı hesap için ayrı bir model oluşturulmuş ve o modelde düşey elastik ivme spektrumu yatay deprem yer hareketi için tanımlanan kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısına ve doğal titreşim periyoduna bağlı olarak aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır.



Deprem yük durumları X ve Y doğrultusu için 0.05 eksantrisite ve %5 sönüm oranı ile aşağıdaki şekilde bilgisayar modelinde tanımlanmıştır.

2.4. EŞDEĞER DEPREM YÜKÜ YÖNTEMİ İLE TABAN KESME KUVVETİ KONTROLÜ

Eşdeğer deprem yükü kesme kuvveti katsayısı	Cx	=	0.1898	
Eşdeğer deprem yükü kesme kuvveti katsayısı	Cy	=	0.5781	
Mod birleştirme için programa girilecek değerler				
	Cx	=	**2.45**	
	Cy	=	**3.90**	
Binanın toplam sabit yükü	G	=	899	kN
Binanın toplam hareketli yükü	Q	=	861	kN
	G+Q	=	1760	kN
Binanın toplam ağırlığı	G+0.3Q	=	1157.3	kN
Binanın toplam kütlesi	mt	=	117.97	kN-sn2/mm/sn2
Yerçekimi ivmesi	g	=	9.81	m/sn2

Toplam eşdeğer deprem yükü $V^{(x)}_{tE}$

$$V^{(x)}_{tE} = m_t \cdot S_{aR} \cdot \left(T^{(x)}_{p}\right) \geq 0.04 \cdot m_t \cdot I \cdot S_{Ds} \cdot g$$

Eşdeğer deprem yükü alt sınırı ($0.04 \cdot m_t \cdot I \cdot S_{Ds} \cdot g$)		=	**67.27**	kN
X doğrultusu için	Vx	=	**219.67**	kN
	67.27	≤	Vx	OK
Y doğrultusu için	Vy	=	**668.99**	kN
	67.27	≤	Vy	OK

Taban kesme kuvveti artırım oranı				
Binada düzensizlik bulunmadığı için	γ_E	=	0.8	
	yE*Vx	=	**175.74**	
	yE*Vy	=	**535.19**	
Cx ve Cy katsayıları uygulandıktan sonra Etabs ten okunan taban kesme kuvvetleri				
X doğrultusu için	Vx	=	125	kN
Y doğrultusu için	Vy	=	505	kN

Etabs için deprem yükü artırma oranları				
X doğrultusu için	Cxn	=	**3.45**	
Y doğrultusu için	Cyn	=	**4.14**	

2.5. BİNADAKİ DÜZENSİZLİKLERİN KONTROLÜ

TBDY 3.6 uyarınca düzensizlik kontrolleri yapılacaktır. Düzensizlik kontrolleri aşağıda maddeler halinde açıklanmıştır.

2.5.1. A1 BURULMA DÜZENSİZLİĞİ

Bina taşıyıcı sistemi her iki yönde simetrik olduğu için ve bina planı dikdörtgen olduğu için bu kontrolün yapılmasına gerek görülmemiştir.

2.5.2. A2 DÖŞEME SÜREKSİZLİKLERİ

Bina tek katlı olduğu için ve binada ara kat döşemesi olmadığı için bu kontrole gerek yoktur.

2.5.3. A3 PLANDA ÇIKINTILAR BULUNMASI

Bina tek katlı olduğu için bu kontrol yapılmamıştır.

2.5.4. B1 KOMŞU KATLAR ARASI DAYANIM DÜZENSİZLİĞİ (ZAYIF KAT)

Bina tek katlı olduğu için bu kontrol yapılmamıştır.

2.5.5. B2 KOMŞU KATLAR ARASI RİJİTLİK DÜZENSİZLİĞİ (YUMUŞAK KAT)

Bina tek katlı olduğu için bu kontrol yapılmamıştır.

2.5.6. B3 TAŞIYICI SİSTEM DÜŞEY ELEMANLARININ SÜREKSİZLİĞİ

Bina tek katlı olduğu için bu kontrol yapılmamıştır.

2.6. DEPREM ETKİLERİNİN BİRLEŞTİRİLMESİ VE TASARIMA ESAS İÇ KUVVETLER İÇİN YÜK KOMBİNASYONLARI

Düşey yük birleşimleri:

1- $1.4\cdot(G + N_G)$

2- $1.2\cdot(G + N_G) + 1.6\cdot(Q + N_Q) + 1.6\cdot H_s$

3- $1.2\cdot(G + N_G) + 1.6\cdot(Q_r + N_{Qr})$

4- $1.2\cdot(G + N_G) + 1.6\cdot(S + N_S)$

5- $1.2\cdot(G + N_G) + 1.6\cdot(R + N_R)$

6- $1.2\cdot(G + N_G) + 1.6\cdot(Q + N_Q) + 0.5\cdot(Q_r + N_{Qr})$

7- $1.2\cdot(G + N_G) + 1.6\cdot(Q + N_Q) + 0.5\cdot(S + N_S)$

8- $1.2\cdot(G + N_G) + 1.6\cdot(Q + N_Q) + 0.5\cdot(R + N_R)$

9- $1.2\cdot(G + N_G) + 1.6\cdot(Q_r + N_{Qr})+ 1.0\cdot(Q + N_Q)$

10- $1.2\cdot(G + N_G) + 1.6\cdot(S + N_S)+ 1.0\cdot(Q + N_Q)$

11- $1.2\cdot(G + N_G) + 1.6\cdot(R + N_R)+ 1.0\cdot(Q + N_Q)$

Düşey yük + deprem birleşimleri:

Sünek davranış gösterecek yapı elemanları için:

1- $1.2\cdot G + 1.0\cdot Q + 0.2S + E_d^{(H)} + 0.3E_d^{(Z)}$

2- $0.9\cdot G + H_d + E_d^{(H)} - 0.3\cdot E_d^{(Z)}$

Sünek olmayan davranış gösterecek yapı elemanları için:

1- $1.2\cdot G + 1.0\cdot Q + 0.2S + D\cdot E_d^{(H)} + 0.3E_d^{(Z)}$

2- $0.9\cdot G + H_d + D\cdot E_d^{(H)} - 0.3\cdot E_d^{(Z)}$

Düşey yük + rüzgâr birleşimleri:

1- $1.2\cdot G + 1.6\cdot Q_r \pm 0.8\cdot W$

2- $1.2\cdot G + 1.0\cdot Q + 0.5 \cdot Q_r \pm 1.6\cdot W$

Kullanılabilirlik kontrolleri için:

1- G + Q
2- G + 0.5S
3- G + 0.5Q
4- G + 0.5Q + W

Değişkenler:

G: Sabit yüklerin toplam. ..... $G = G_{döşeme} + G_{duvar} + G_{ilave}$

Q: Haraketli yüklerin toplamı. ..... $Q = Q_{döşeme} + Q_{çarpma}$

Q_r: Çatı hareketli yükü

<u>NOT:</u> Hareketli yükün 5 kN/m2 ye eşit veya küçük olması durumunda haraketli yükün %50 si alına bilir. TBDY Madde 9.2.5

S: Kar yükü

R: Yağmur yükü

H_s: Statik yatay toprak itkisi

H_d: Dinamik yatay toprak itkisi

W: rüzgâr yükü. (Wx ve Wy olarak her iki doğrultu için ayrı ayrı oluşturulur.)

N: Yapım ve imalat kusurlarını (imperfections) dikkate almak için kullanılan ilave yükler. Her bir düşey yük için ilave yük şu formül ile hesaplanır: $N=0.002 \cdot \alpha \cdot Y_i$ (Çelik yapılar yönetmeliği denklem 6.1)

$E_d^{(H)}$: Yatay deprem yükü ..... $E_d^{(H)} = \mp E_d^{(x)} \mp 0.3 \cdot E_d^{(y)}$ Ve $E_d^{(H)} = \mp 0.3 \cdot E_d^{(x)} \mp E_d^{(y)}$

$E_d^{(x)}$: X doğrultusundaki deprem yükü.

$E_d^{(y)}$: Y doğrultusundaki deprem yükü.

$E_d^{(Z)}$: Düşey deprem yükü

D: Dayanım fazlalığı katsayısı

2.7. HESAP SONUÇLARI

Yukarıdaki bölümlerde hesaplanan düşey ve yatay yükler altında bina analizi yapılmış ve kesin boyutlandırma sonucunda taşıyıcı sistem elemanlar için profil en kesitleri belirlenmiştir. Bu hesap sonucunda detay hesaplarında kullanılacak kesit tesirleri belirlenmiştir. Aşağıda çubuk elemanlar için belirlenen kesitler ve hesap sonucundaki kapasite oranları gösterilmektedir.

Proje Adı:
Proje Numarası:

Hazırlayan: Tümer DUMAN

DEMO

BÖLÜM 3: YAPI YER DEĞİŞTİRMELERİNİN İNCELENMESİ

3.1. GÖRELİ KAT ÖTELEMELERİNİN KONTROLÜ

Etkin göreli kat ötelemelerinin kontrolü TBDY 4.9.1'e göre yapılmış ve aşağıdaki tabloda özetlenmiştir.

SpecXP										
	Δi (mm)	δi (mm)	hi (mm)	λ	λ·δ_i/h_i	λ·δ_(i,max)/h_i	≤0.008κ		≤0.016κ	
Mahya	2.92	11.68	1200	0.3548	0.003453	0.004	0.004	OK	0.008	OK
1.Kat	22.8	91.2	8000	0.3548	0.004045					

SpecYP										
	Δi (mm)	δi (mm)	hi (mm)	λ	λ·δ_i/h_i	λ·δ_(i,max)/h_i	≤0.008κ		≤0.016κ	
Mahya	0.946	2.838	1200	0.388	0.0009	0.0009	0.004	OK	0.008	OK
1.Kat	2.986	8.958	8000	0.388	0.0004					

3.2. İKİNCİ MERTEBE ETKİLERİNİN KONTROLÜ

TBDY 4.9.2'ye uygun olarak ikinci mertebe etkileri hesaplanmış ve aşağıdaki tabloda özetlenmiştir.

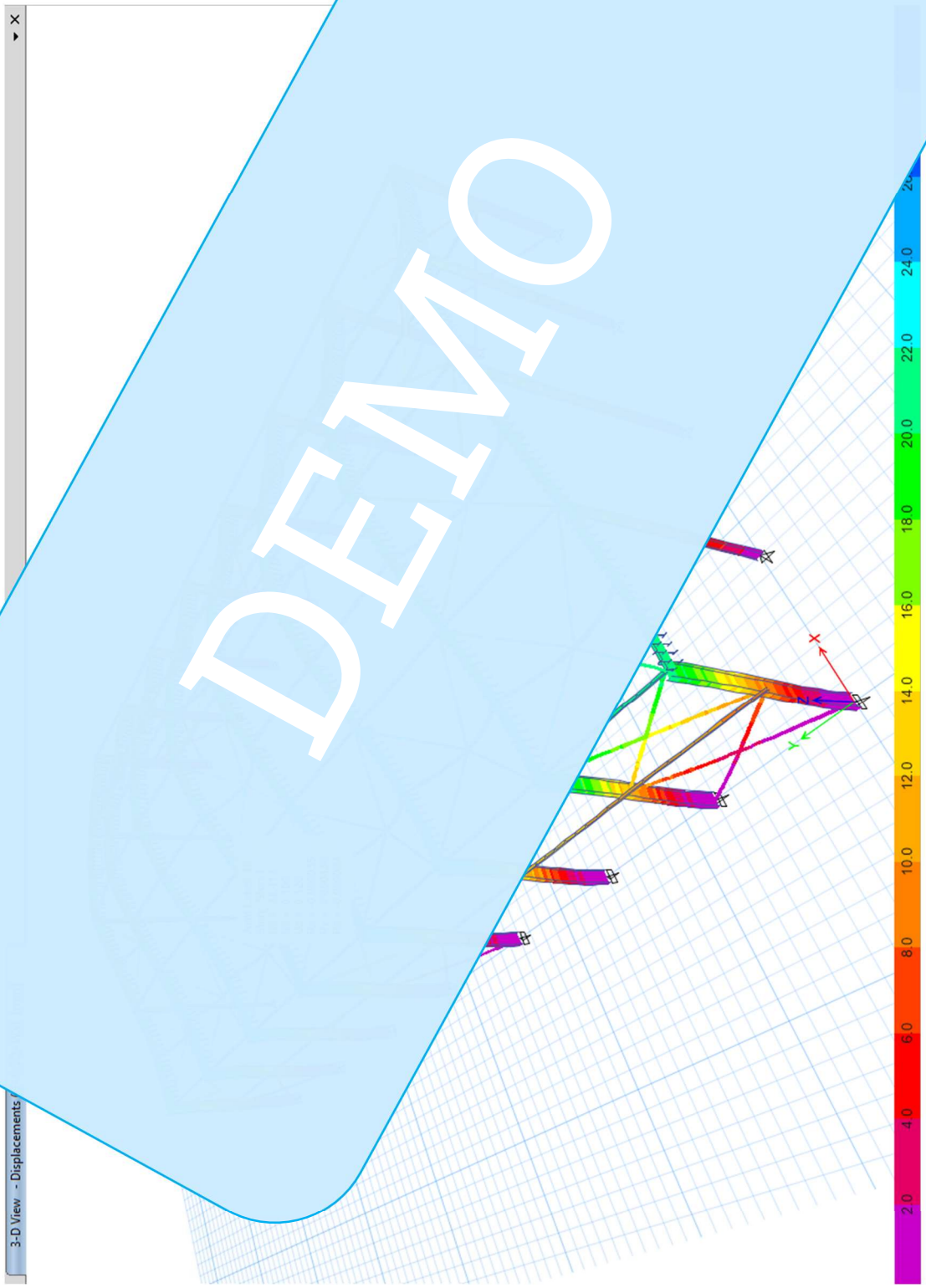
SpecXP									
	Δiort (mm)	hi (mm)	wk	Σwk	Fi	Vi	θII,i	≤0.12D/(Ch*R)	Sonuç
Mahya	2.92	1200	4726.59	4726.59	1504.91	1504.91	0.007643	0.075	OK
1.Kat	22.6	8000	28144.34	32870.93	5495.58	7000.49	0.013235	0.075	OK

SpexYP									
	Δiort (mm)	hi (mm)	wk	Σwk	Fi	Vi	θII,i	≤0.12D/(Ch*R)	Sonuç
Mahya	0.95	1200	4726.6	4726.59	1254.72	1254.72	0.002970	0.08	OK
1.Kat	2.99	8000	28144	32870.93	3822.66	5077.38	0.002416	0.08	OK

3.3. RÜZGAR ETKİSİ ALTINDA YATAY YER DEĞİŞTİRME KONTROLÜ

Kullanılabilirlik durumları için verilen yük kombinasyonları altında rüzgâr yükü etkisinde binanın her iki doğrultusunda oluşan yatay yer değiştirmeler ve bunların sınır değerler içinde kaldığı gösterilmiştir. Yatay yer değiştirmeler için sınır H/300 kabul edilmiştir.

G + 0.5Q + WX Yük birleşiminde aşağıda görüldüğü gibi en büyük yatay yer değiştirme 24.44mm sınır değer olan H/300=8000/300= 26.66 dan küçüktür. Ayrıca cephe kaplamalarının türü açısından da bu yer değiştirme değeri cephe kaplamalarına bir zarar vermeyecek mertebededir.



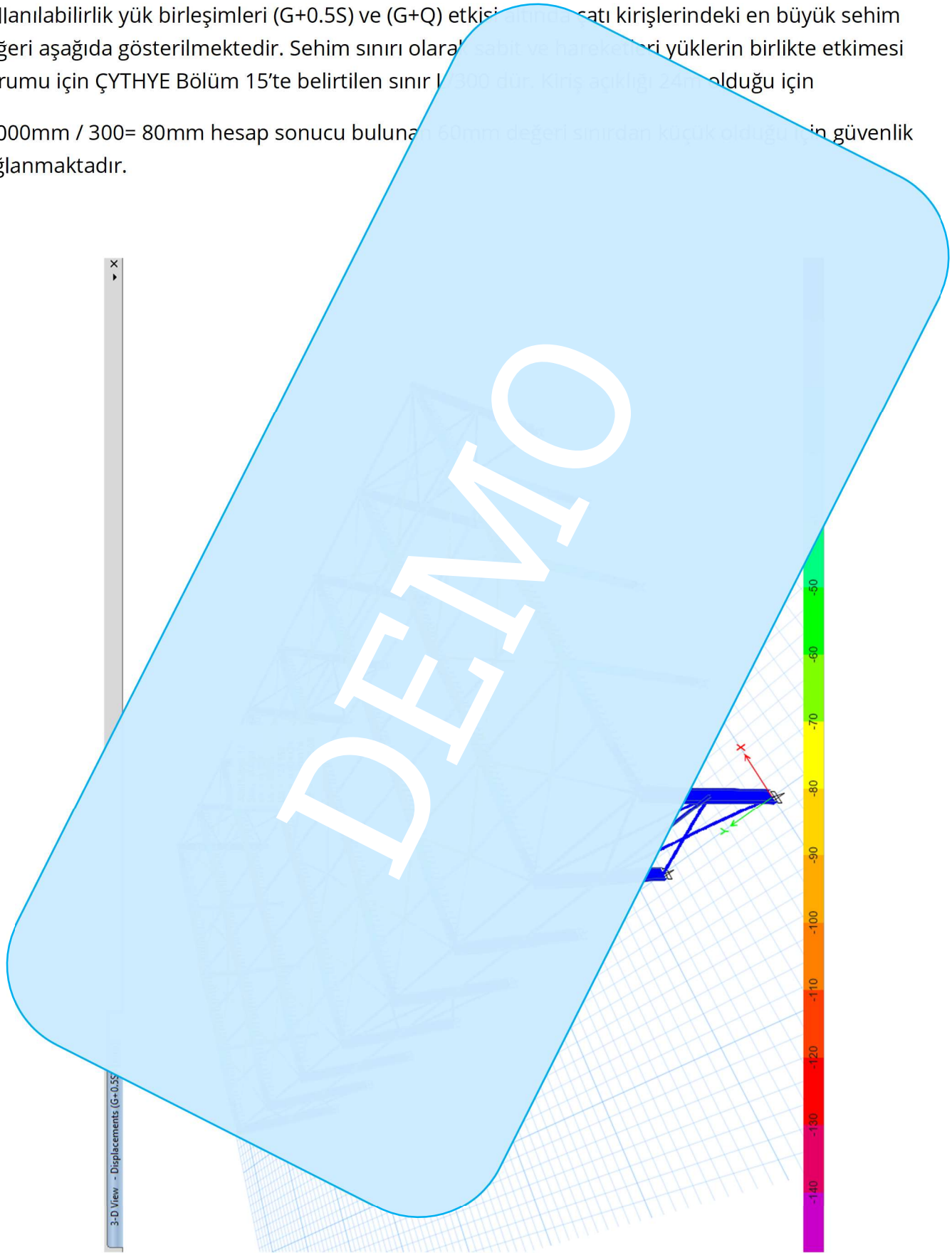
DEMO

G + 0.5Q + WY Yük birleşiminde aşağıda görüldüğü gibi en büyük yatay yer değiştirme 3mm sınır değer olan H/300=8000/300= 26.66 dan küçüktür. Ayrıca cephe kaplamalarının türü açısından da bu yer değiştirme değeri cephe kaplamalarına bir zarar vermeyecek mertebededir.

3.4. ÇATI KİRİŞLERİNİN SEHİM KONTROLÜ

Kullanılabilirlik yük birleşimleri (G+0.5S) ve (G+Q) etkisi altında çatı kirişlerindeki en büyük sehim değeri aşağıda gösterilmektedir. Sehim sınırı olarak sabit ve hareketli yüklerin birlikte etkimesi durumu için ÇYTHYE Bölüm 15'te belirtilen sınır L/300 dür. Kiriş açıklığı 24m olduğu için

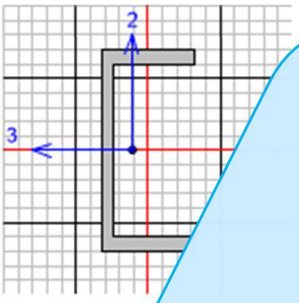
24000mm / 300= 80mm hesap sonucu bulunan 60mm değeri sınırdan küçük olduğu için güvenlik sağlanmaktadır.



BÖLÜM 4: ÇELİK YAPI ELEMANLARININ TASARIMI

4.1. ÇATI AŞIK TASARIMI

Aşıklar çatı çapraz sistemine dahil edilmemiştir. Aşıklar sadece düşey yük taşıyacak şekilde hesaplanmıştır. Aşıklar zayıf eksenleri doğrultusunda açıklık ortasından gergi çubukları ile tutulmuşlardır. Aşık olarak UPN 120 profil seçilmiş ve iki açıklıklı sürekli kiriş olarak modellenmiştir. Aşık hesabı aşağıda özetlenmektedir.



Units KN, m, C

```
AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK    (Summary for Comb
Units  :  KN, m, C

Frame :  4        X Mid:  3.        Combo:  1.2(G
Length:  6.       Y Mid:  6.        Shape:  UPN1
Loc   :  0.       Z Mid:  3.        Class:  Sle

Provision: LRFD   Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=0.95    2nd Order: General 2nd Ord
AlphaPr/Py=0.     AlphaPr/Pe=0.     Tau_b=1
Ignore Seismic Code?  No             Ignor

SDC: D            I=1.              Rho
R=8.              Omega0=3.         Cd
PhiB=0.9          PhiC=0.9          P
PhiS=0.9          PhiS-RI=1.

A=0.002           I33=3.641E-06
J=0.              I22=0.
E=210000000.      Fy=275000.
RLLF=1.           Fu=430000.


STRESS CHECK FORCES & MOMENT
    Location                                                    Tu
    0.                                                        -0.2

PMM DEMAND/CAPACITY RAT
    D/C Ratio:     0.70


AXIAL FORCE & BIAXIAL
    Factor                                              B2        Cm
    Major Bending                                       1.        1.
    Minor Bending                                       1.        1.
```

DEMO

	Lltb	Kltb	Cb
LTB	1.	1.	2.07

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi Capacity
Axial	0.	78.415	4

	Mu Moment	phi*Mn Capacity
Major Moment	-9.248	16.586
Minor Moment	0.653	4.378

SHEAR CHECK

Major Shear	7.702	17
Minor Shear	0.635	14

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAM

	VMajor Left
Major (V2)	8.284

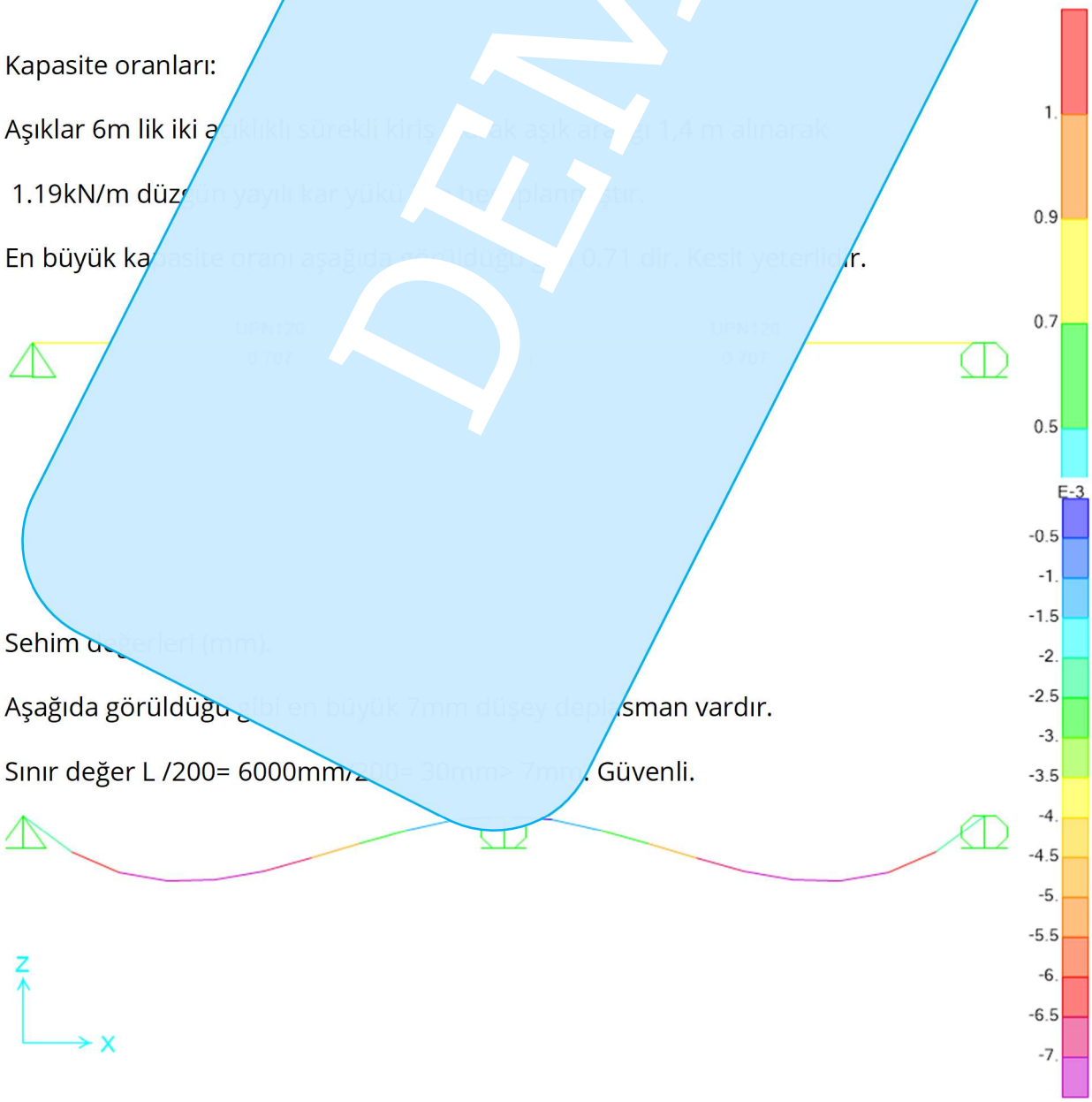
DEMO

Kapasite oranları:

Aşıklar 6m lik iki a[illegible]ıklıklı sürekli kiriş [illegible]ak aşık ar[illegible]ı 1,4 m alınarak

1.19kN/m düz[illegible]ün yayılı kar yükü [illegible]he[illegible]planı[illegible]şur.

En büyük ka[illegible]asite oranı aşağıda [illegible]ldüğü [illegible] 0.71 dir. Kesit yeterli[illegible]ır.



Sehim d[illegible]erleri (mm).

Aşağıda görüldüğü [illegible]ibi en büyük 7mm düşey depl[illegible]sman vardır.

Sınır değer L /200= 6000mm/[illegible]00= 30mm> 7mm[illegible]. Güvenli.

4.2. ÇATI ÇAPRAZI TASARIMI

Düşey çapraz hizasındaki çatı çaprazları için Boru 88.9-3,2mm profil kullanılmıştır. Tasarım özeti aşağıda gösterilmektedir.

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo
Mahya	B100	71	2182.3	1.2G+Q - 0.866YN - 0.333pacX - 0.333pacZ + 0.25

Element Details (Part 2 of 2)

Element Type	Section	Classification
Ordinary Moment Frame	TUBO D88.9 X 3.2	Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (mm)	LLRF	D/C Ratio	D/C Limit
4253.2	1	[illegible]	1

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

αPr/Py	τb	EA factor	EI factor
0.322	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded	SDC	I	Rho	S_{DS}	R	Ω_0	C_d
No	No	No	[illegible]	1	1	0.8	4	3	5.5

Design Code Parameters

Φ_c	Φ_b	Φ_v	Φ_{tf}	Φ_{tw}	Φ_d	Φ_{vn}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1		1

Section Properties

A (cm²)	J (cm⁴)	I_x (cm⁴)	I_y (cm⁴)	A_v (cm²)	A_{v2} (cm²)
8.8	164.2	78.2	78.2	4.3	4.3

Design Properties

S_x (cm³)	S_{eff} (cm³)	Z_x (cm³)	Z_y (cm³)	r_y (mm)	r_{22} (mm)	C_w (cm⁶)
17.8	17.8	29.5	29.5	30.3	30.3	

Material Properties

E (MPa)	Fy (MPa)	R	γ_{st}	α
200000	235	1.1	1.4	NA

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
FAW	No

DEMO

Stress Chec

Location (mm)	P_u (kN)	M_{u33} (kN-m
2182.3	-45.9221	0.1707

Axial Force & B

	L F
Major Bending	
Minor Bending	

D C Ratio =	
0.653 =	

	M Moment (kN-m)	ϕM	ϕM Nb=1 (kN-m)
Major B	0.1762	4.9724	4.9724
Minor	0		

	V Force (kN)	ϕV Capacity (kN)	ess Ratio
Major Shear	0		0
Minor Shear	0		0

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo

DEMO

4.3. ÇATI ÇAPRAZ SİSTEMİNDEKİ DİKMENİN TASARIMI

Çatı çapraz sistemi dikmesi için Kutu 80x80x5mm profil kullanılmıştır. Tasarım özeti aşağıda gösterilmektedir.

AISC 360 LRFD Steel Section Check [Strength Summary]

Element Details [Part 1 of 2]

Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type
Mahya	B72	33	3000	1.2(DEAD)+1.6(SNOW)+1.6(EARTH)	Ordinary Moment Frame

Element Details [Part 2 of 2]

Section	Classification
TUBO80X80X5	Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (mm)	LLRF	Stress Ratio	Limit
6000.0	1	[illegible]	[illegible]

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	[illegible]	Iterative 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r/P_y$	$\alpha P_r/P_{cr}$	τ_b	EA factor	EI factor
0.121	0.0	1	0.8	0.8

Equivalent Mode Parameters

ϕ_b	$\phi_{b,y}$	$\phi_{b,z}$	ϕ_c	$\phi_{c,y}$	$\phi_{c,z}$	ϕ_{vf}
0.9	0.9		0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (cm²)	J (cm⁴)	I_{22} (cm⁴)	I_{33} (cm⁴)	R_{22} (cm)	A_{vz} (cm²)
19	319.4	161.3	161.3	5	7

Design Properties

S_{22} (cm³)	S_{33} (cm³)	Z_{22} (cm³)	Z_{33} (cm³)	r_{33} (mm)	r_{22} (mm)	C_w (cm⁶)
36.3	36.3	48.3	48.3	30.7	30.7	

Material Properties

E (MPa)	F_y (MPa)	R_y	F_u	R_t	α
210000	235	1.1	400	1.4	NA

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P_u (kN)	M_{u33} (kN-m)	M_{u22} (kN-m)	V_{u2} (kN)	V_{u3} (kN)	T_u (kN-m)
3000	-46.1008	[illegible]	0	0	0	0.0001

DEMO

Axial Force & Biaxial

	L Factor	K	K_z	B	B_z	C_z
Major Bending	1	1	1	1	1	1
Minor Bending	1	1	1	1	1	1

Paran

D/C Ra	
D/C =	

	M, Moment (kN-m)	ϕM, Capacity (kN-m)	M_{cx}, No LTB (kN-m)	ϕM, Chart (kN-m)
Major Bendin	0.5933	0.456	0.5339	0.5339
Minor Bend	0	0.29		

	V, Force (kN)	ϕV, Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	0	28.83	
Minor Shear	0	58.53	0

DEMO

4.4. DÜŞEY ÇAPRAZ TASARIMI

Düşey çapraz sisteminde çapraz elemanı olarak Boru114.3-6.3 profil kullanılmıştır. Tasarım özeti aşağıda gösterilmektedir.

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo
Story1	D4	161	3695.6	1.2DEAD + 1.2SDEADN + 0.4SDEADX + 0.4SDEADZ + 0.5L

Element Details (Part 2 of 2)

Element Type	Section	Classification
Ordinary Concentrically Braced Frame	Boru 114.3 x 6.3mm	Satisfied HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (mm)	LLRF	Stress Ratio	Limit
7215.3	1	1	

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	Zero Length Elements	Reduction
LRFD	Direct Analysis	Generate ZLE	Stiffness Reduction Factors

Stiffness Reduction Factors

αP/Ag	αP/Fy	EA factor	EI factor
0.105	0.105	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	Sds	Sd1	Rho	Ss	R	Ω0	Cd
No	No	Yes			1	0.9	4	3	5.5

Design Code Parameters

Φc	Φb	Φv	Φt	Φa	Φm	Φd
0.9	0.9	0.9	0.9	1	1	1

Section Properties

A (cm²)	J (cm⁴)	Iz (cm⁴)	Iy (cm⁴)	Avz (cm²)	Avy (cm²)
21.4	625.4	312.7	312.7	10.7	10.7

Design Properties

Sz (cm³)	Sy (cm³)	Zz (cm³)	Zy (cm³)	rz (mm)	ry (mm)	Cw (cm⁶)
54.7	54.7	72.8	72.8	38.2	38.2	

Material Properties

E (MPa)	Fy (MPa)	Ry	Cu	Ω
210000	275	1.1	0.8	1.5

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

DEMO

Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P_u (kN)	M_{u33} (kN-m)	M_{u22} (kN-m)	V_{u2} (kN)	V_{u3} (kN)	T_u (kN-m)
3605.6	-61.6419	-0.2999	-0.4682	0.3783	0.1271	0

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K	K_u	B	B_u	C_u
Major Bending	1	1	1	1	1	1
Minor Bending	1	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ub}	K_{ub}	C_{ub}
1	1	1.3

Demand/Capacity (D/C) Ratio Calculation (H1-1a)

D/C Ratio =	$\{P_u/\phi P_n\} + \mathrm{Sqrt}\{\{\phi_b M_{nx}/\phi M_{nx}\}^2 + \{\phi_b M_{ny}/\phi M_{ny}\}^2\}$
0.083 =	0.527 + Sqrt{(0.0[illegible]) + (0.0[illegible])}

Axial Force and Capacity

P_u Force (kN)	ϕP_n Capacity (kN)	ϕP_{nc} Capacity (kN)
61.6419	58.[illegible]	229.0431

Moments and Capacities

	M_u Moment (kN-m)	ϕM_n Capacity (kN-m)	M_n No LTB (kN-m)	ϕM_n Cb=1 (kN-m)
Major Bending	0.2999	18.2077	18.2077	18.2077
Minor Bending	0.4682	[illegible]	[illegible]	[illegible]

Torsion Moment and Capacities

T_u Moment (kN-m)	ϕT_n Capacity (kN-m)	ϕT_{nc} Capacity (kN-m)
0	[illegible]	17.1408

Shear Design

	V_u Force (kN)	ϕV_n Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	0.3783	192.7152	0.002
Minor Shear	0.1271	192.7152	0.001

End Reaction Axial Forces (Part 1 of 2)

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)
-168.5831	1.2G+G + 0.9[illegible]X + 0.3[illegible]Y + 0.3[illegible]Z + 0.2[illegible]	-168.5831

End Reaction Axial Forces (Part 2 of 2)

Load Combo
1.2G+G + 0.9[illegible]X + 0.3[illegible]Y + 0.3[illegible]Z + 0.2[illegible] + 0.2S

DEMO

4.5. DÜŞEY ÇAPRAZ SİSTEMİNDEKİ DİKMEN[illegible] TASARIMI

Düşey çapraz sisteminde yatay bağlantı için kullanıl[illegible] dikmeler Kutu 80/80/5mm profil den oluşmaktadır. Tasarım özeti aşağıda gösterilmekt[illegible]edir.

AISC 360-16 Steel Sectio[illegible] Check [Strength Summary]

Elemen[illegible] Details [Part 1 of 2]

Level	Element	Unique Name	Location (m[illegible])	Combo	Element Type
Story1	B78	58	3000	0.9G + Hi - Spectr[illegible]	Concentr. Moment Frame

E[illegible]ement Details [Part 2 of 2]

Section	Classification
TUBO80X80X5	Non-Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (mm)	LLRF	Stress Ratio (Unit[illegible])
6000.0	1	[illegible]

Analysis and Design Para[illegible]ters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	Gen[illegible] Order	Leaning Fixed

Stiffness Reduction [illegible]

$\alpha P_r/P_y$	$\alpha P_r/P_{[illegible]}$	τ_b	EA factor	EI factor
0.053	0.354	[illegible]	0.5	0.8

Seisma[illegible] Parame[illegible]

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	[illegible]	Rho	$S_{[illegible]}$	R	D	C_d
No	No	Yes	[illegible]	[illegible]	1	0.5	4	3	5.5

De[illegible] Code P[illegible]ters

Φ_c	Φ_v	[illegible]	Φ_b	$\Phi_{[illegible]}$	$\Phi_{[illegible]}$
0.9	0.9	[illegible]	0.9	1	1

[illegible] Properties

A (cm²)	J (cm⁴)	I_x (cm⁴)	I_y (cm⁴)	$A_{[illegible]}$ (cm²)	$A_{[illegible]}$ (cm²)
15	219.9	141.3	141.3	7	7

Design Properties

S_x (cm³)	S_y (cm³)	Z_x (cm³)	Z_y (cm³)	r_x (mm)	r_y (mm)	C_w (cm⁶)
38.9	38.9	42.9	42.9	38.1	38.1	[illegible]

Material Properties

E (MPa)	F_y (MPa)	R_y	$C_{[illegible]}$	[illegible]
210000	355	1.1	1.4	[illegible]

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

DEMO

Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P_u (kN)	M_{u33} (kN-m)	M_{u22} (kN-m)	V_{u2} (kN)	V_{u3} (kN)	T_u (kN-m)
3000	-29.2044	0.4355	0	0	0	-0.0075

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K	K_L	B	B_L	C_b
Major Bending	1	1	1	1	1	1
Minor Bending	1	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{u3}	K_{LT}	C_b
1	1	1.136

Dominant Capacity (D/C) Ratio Eqn (H1-1a)

D/C Ratio =	$[P_u/(\phi P_n)] + [(B/C)(M_{u33}/\phi M_{n33})] + [(B/C)(M_{u22}/\phi M_{n22})]$
0.424 =	0.424 + 0.00 + 0.00

Axial Force and Capacities

P_u Force (kN)	ϕP_n Capacity (kN)	ϕP_c Capacity (kN)
29.2044	68.8677	317.28

Moments and Capacities

	M_u Moment (kN-m)	ϕM_n (kN-m)	ϕM_n No LTB (kN-m)	ϕM_n Cb=1 (kN-m)
Major Bending	0.4355	[illegible]	9.5338	9.5338
Minor Bending	0	[illegible]		

Torsion Moment and Capacities

T_u Moment (kN-m)	T_n Capacity (kN-m)	ϕT_n Capacity (kN-m)
-0.0075	7.6232	7.0763

Shear Design

	V_u Force (kN)	ϕV_n Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	0	53.53	[illegible]
Minor Shear	0	53.53	0

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kN)	Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
0.6011	G + 25T	0.6011	G + 25T

DEMO

4.6. ÇERÇEVE KİRİŞİ TASARIMI

Ana çerçeve kirişleri IPE 400 profilden yapılmaktadır. Tasarım özeti aşağıda gösterilmiştir.

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type	Section
Mahya	B69	51	1[illegible]	1.2D+0.5Lr+1.6W+P	Ordinary Moment Frame	Class II IPE400

Element Details (Part 2 of 2)

Classification
Compact

LLRF and Demand/Capacity

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
12559.9	1	0.9

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	Z Factor	Production
LRFD	Direct Analysis	General	Cold-Formed

Stiffness Reduction Factors

$\phi P_n/P_y$	$\phi P_n/P_{cr}$	τ_b	EA factor	EI factor
0.015	[illegible]	1	0.8	0.8

Design Configuration Factors

ϕ_c	ϕ	ϕ_{vx}	ϕ_{vy}	ϕ_b	ϕ_{bx}	ϕ_{by}
0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1	1

Section Properties

A (cm²)	J_z (cm⁴)	I_x (cm⁴)	I_y (cm⁴)	A_{vx} (cm²)	A_{vy} (cm²)
84.5	51.3	[illegible]	1318	48.9	34.4

Design Properties

S_x (cm³)	S_y (cm³)	Z_x (cm³)	Z_y (cm³)	r_x (mm)	r_y (mm)	C_w (cm⁶)
1156.5	163.4	1307	255	165.4	39.9	490048.5

Material Properties

E (MPa)	F_y (MPa)	R_y	C_{pr}	β
210000	275	1.1	1.4	1.5

Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P (kN)	M_{ux} (kN-m)	M_{uy} (kN-m)	V_{uy} (kN)	V_{uz} (kN)	T_u (kN-m)
12559.9	-33.4675	165.8446	-19.8418	-1.[illegible]08	10.4393	-0.5926

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K	M_r	B_1	B_2	C_m
Major Bending	[illegible]	[illegible]	[illegible]	1	1	1
Minor Bending	0.2[illegible]	[illegible]	[illegible]	1	1	1

DEMO

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L	K_y	C_b
[illegible]	1	1.512

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_u/2\phi P_n) + (M_{ux}/\phi M_{nx}) + (M_{uy}/\phi M_{ny})$
0.884 =	0.011 + 0.821 + 0.052

Axial Force and Capacities

P_u Force (kN)	ϕP_n Capacity (kN)	ϕP_n Capacity (kN)
33.867	1612.1372	2681.318

Moments and Capacities

	M_u Moment (kN-m)	ϕM_n (kN-m)	ϕM_n LTB (kN-m)	ϕM_n Chart (kN-m)
Major Bending	1[illegible].3445	323.4528	[illegible]	291.6652
Minor Bending	[illegible].9418	88.6275		

Shear Design

	V_u Force (kN)	ϕV_n Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	1.3309	96.[illegible]	0.002
Minor Shear	10.4393	[illegible]	0.014

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kN)	Left Load Combo	Right End Reaction (kN)	Load Combo
		-17.4559	G + 25T

DEMO

4.7. ÇERÇEVE KOLONU TASARIMI

Ana çerçeve kolonları için IPE 550 profil kullanılmıştır. Tasarım özeti aşağıda gösterilmektedir.

AISC 360-16 Steel Sectio Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (mm	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	C9	33	0	1.35G+0.9 SQF+ 1.5SyxP	Gravity Moment Frame	IPE550	Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
3500.0	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Stiffen
LRFD	Direct Analysis	General	Cross	Tapered

Stiffness Reduction Factor

αP_r/P_y	αP_r/P_e	EA factor	EI factor
0.048	0.048		0.8

Design Code Parameters

Φ_c	Φ_b	Φ_v	Φ_t	Φ_c,eq	Φ_b,eq
0.9	0.9	0.9	0.75	1	1

Section Properties

A (cm²)	J (cm⁴)	I_x (cm⁴)	I_y (cm⁴)	A_vx (cm²)	A_vy (cm²)
134	123	54122	2668	72.2	61.1

Section Properties

S_x (cm³)	S_y (cm³)	Z_x (cm³)	Z_y (cm³)	r_x (mm)	r_y (mm)	C_w (cm⁶)
2440.7	354.7	2701	543.9	201.3	44.6	198.1

Material Properties

E (MPa)	F_y (MPa)	R_y	C_y	α
210000	275	1.1	1.3	NA

Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P_r (kN)	M_rx (kN-m)	M_ry (kN-m)	V_ry (kN)	V_rz (kN)	T_u (kN-m)
0	-187.9245	-317.4282	0.2156	-139.5707	0.0734	-0.0491

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (B1 & B2)

	L Factor	K_x	K_y	Q	B_1	B_2	C_m
Major Bending	1	1	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.3	1	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_b	K_z	C_b
0.8	1	1

DEMO

Demand/Capacity (D/C) Ratio: Eqn (H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_u/2P_n) + (M_{ux}/\phi M_{nx}) + (M_{uy}/\phi M_{ny})$
0.784 =	0.04 + 0.741 + 0.003

Axial Force and Capacities

P_u Force (kN)	ϕP_n Capacity (kN)	ϕP_n Capacity (kN)
167.9245	2129.5534	2316.3

Moments and Capacities

	M_u Moment (kN-m)	ϕM_n (kN-m)	ϕM_n No LTB (kN-m)	ϕM_n Cb=1 (kN-m)
Major Bending	511.4288	648.7628	684.7628	684.7181
Minor Bending	0.254	99.2476		

Shear Design

	V_u Force (kN)	ϕV_n Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	159.6207	1067.4	0.155
Minor Shear	0.0728	0.4	0.5121E-04

DEMO

4.8. RÜZGAR KOLONU TASARIMI

Cepheye gelen rüzgâr yüklerini karşılamak için kullanılan dikmeler için IPE 300 profil kullanılmıştır. Tasarım özeti aşağıda gösterilmektedir.

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Mahya	C19	188	4403.9	0.9G + 1.6WTF	Ordinary Moment Frame	IPE300	Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
[illegible]	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order Method
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order

Stiffness Reduction Factors

αP_r/P_y	αP_r/P_e	EA factor	EI factor
0.001	0.003	0.8	0.8

Design Code Parameters

Φ_c	Φ_b	Φ_tc	Φ_tb	Φ_v	Φ_vt
0.9	0.9	0.9	0.9	1	1

Section Properties

A (cm²)	J (cm⁴)	I_x (cm⁴)	I_y (cm⁴)	r_x (cm)	A_w (cm²)
53.8	19.9	8361	604	32.1	21.3

Properties

S_x (cm³)	S_y (cm³)	Z_x (cm³)	Z_y (cm³)	r_x (mm)	r_y (mm)	C_w (cm⁶)
557.1	80.5	[illegible]	[illegible]	124.6	33.5	125534.1

Material Properties

E (MPa)	f_y (MPa)	R_y	C_y	α
210000	275	1.1	1.4	NA

Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P_u (kN)	M_ux (kN-m)	M_uy (kN-m)	V_ux (kN)	V_uy (kN)	T_u (kN-m)
4403.9	-0.9416	32.1529	0	0	[illegible]	0

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1.3b,H1.3c,H1.3d)

	L Factor	K_x	K_y	B_x	B_y	C_mx	C_my
Major Bending	1	1	1	1	[illegible]	1	1
Minor Bending	0.8	1	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_b (m)	K_z	C_b
5.4	1	1.132

DEMO

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1.3b,H1-2,M)

D/C Ratio =	(M ...)/C (M ...)
0.433 =	0.433

Axial Force and Capacities

P_u Force (kN)	ϕP_n Capacity (kN)	ϕP_n Capacity (kN)
1.6414	455.943	1537.35

Moments and Capacities

	M_u Moment (kN-m)	ϕM_n (kN-m)	ϕM_n No LTB (kN-m)	ϕM_n Cb=1 (kN-m)
Major Bending	52.1329	150.4836	150.82	167.2483
Minor Bending	0	30.9376		

Shear Design

	V_u Force (kN)	ϕV_n Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	0	45	0
Minor Shear	0	45	0

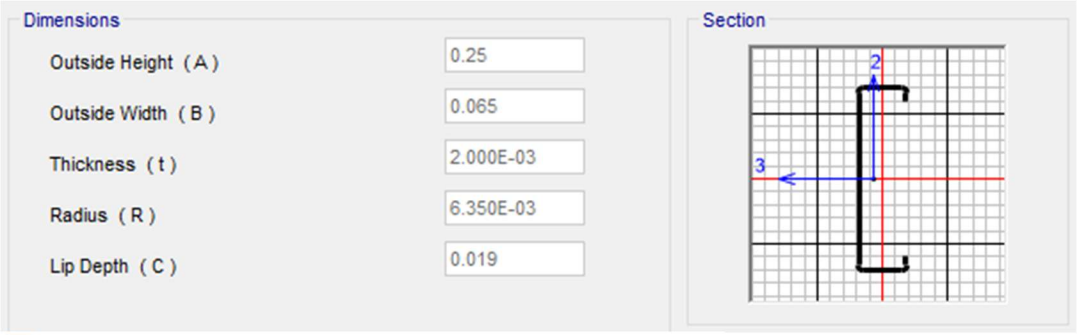
Joint Design

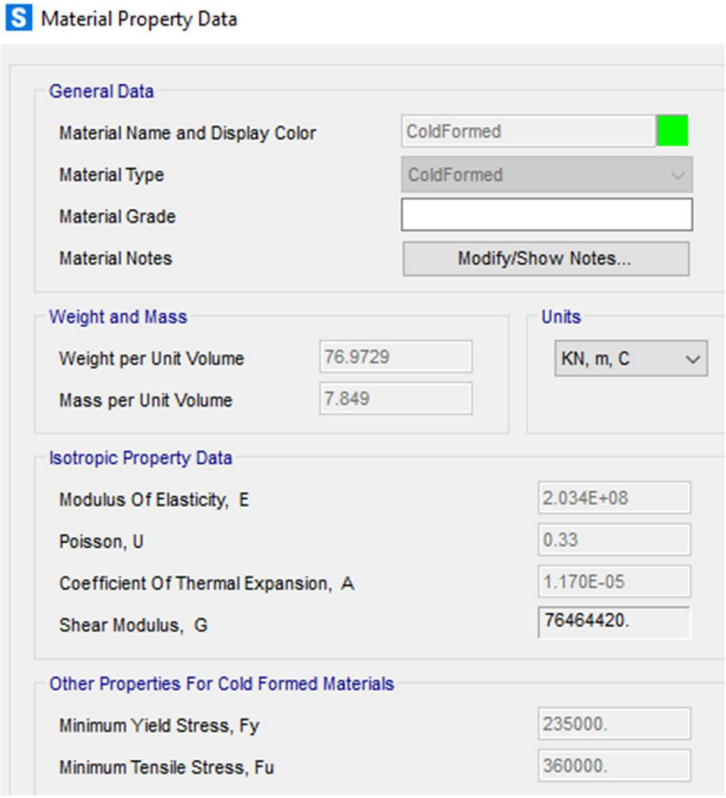
Continuity Plate Area (cm²)	Load Combo	Plate Thickness (mm)	Load Combo
		0	G+SST

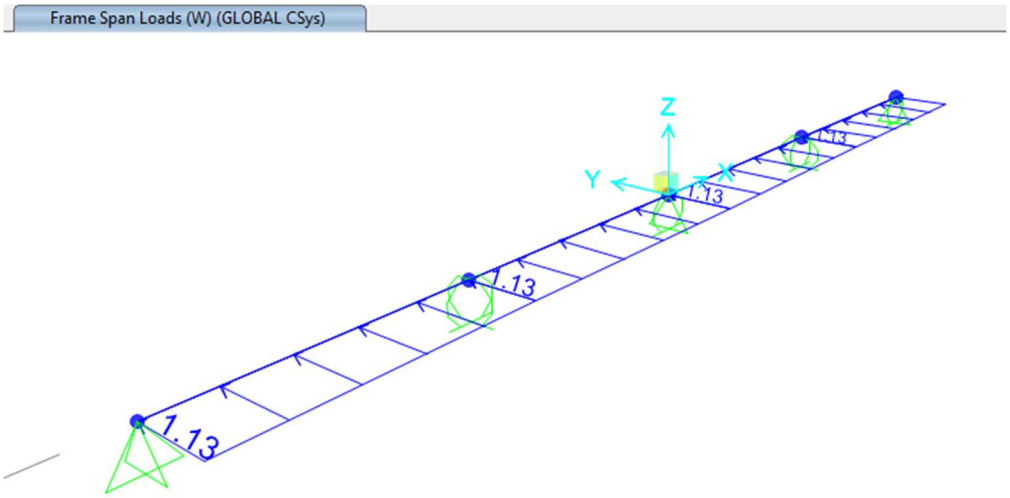
DEMO

4.9. CEPHE RÜZGAR KİRİŞİ TASARIMI

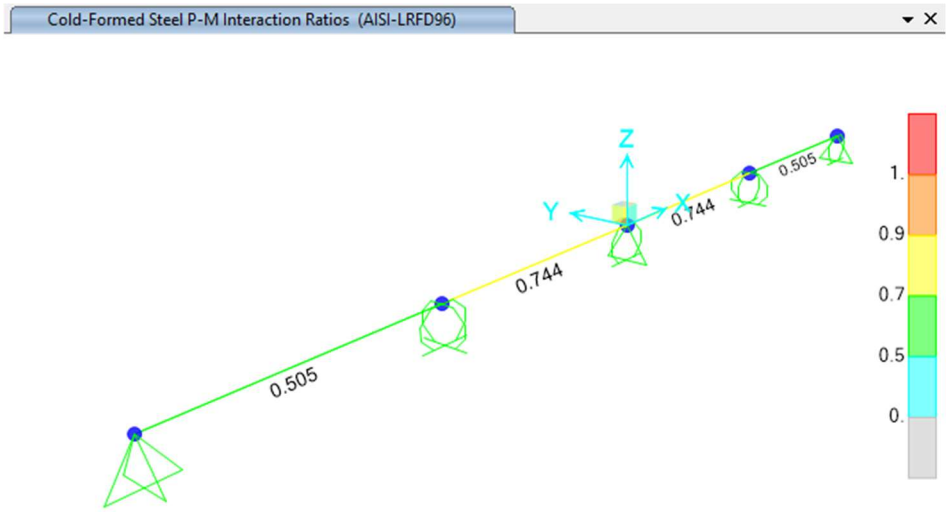
Cephe kaplamaları için taşıyıcı eleman olarak C20020 Soğuk şekillendirilmiş profil seçilmiştir. Profil kesit özellikleri aşağıda gösterilmiştir. Rüzgâr yükü hesabı sonucunda en büyük cephe rüzgâr yükü 0.75kN/m2 olarak hesaplanmıştı. Bu yük kullanılarak 1.G+1.6W yük kombinasyonu altında ve kiriş aralıkları 1.5m olacak şekilde Sap2000 programı ile hesap yapılmıştır. Hesap modeli ve sonuçlar aşağıda gösterilmektedir.



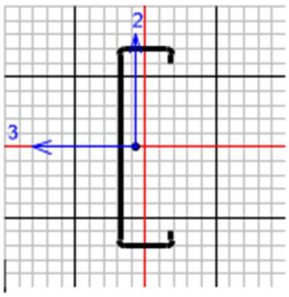




Proje Adı:
Proje Numarası: Hazırlayan: Tümer DUMAN



Kesit hesabı aşağıda gösterilmiştir.



Units KN, m, C

```
AISI-LRFD96 COLD-FORMED STEEL SECTION CHECK
Combo  : 1.2G+1.6W
Units  : KN, m, C

Frame  : 4                Design Sect: C25020
X Mid  : -1.5             Design Type: Beam
Y Mid  : 0.               Frame Type : Moment Resisting
Z Mid  : 0.               Sect Class : Slender
Length : 3.               Major Axis : 0. degrees counterclockwise from local 3
Loc    : 3.               RLLF       : 1.

Area   : 7.948E-04        SMajor : 5.582E-05       AVMajor: 4.666E-04       rMajor : 0.094
IMajor : 6.977E-06        SMinor : 8.024E-06       AVMinor: 1.932E-04       rMinor : 0.022
IMinor : 0.               E      : 203395357.74
Ixy    : 0.               Fy     : 235000.

EFFECTIVE AREA CALCULATION
    Cause         Stress      Ae       A    Ae/A
    Yielding      34.084 5.3E-04 7.9E-04   0.665
    Buckling      14.054 6.2E-04 7.9E-04   0.779

    Cause     Elem    Stress  Stiffening       k  lambda     rho      C2       b      be    bred

    Yielding   Top   Uniform     Partial   3.283   0.477      1.           0.048   0.048      0.
    Yielding   Bot   Uniform     Partial   3.283   0.477      1.           0.048   0.048      0.
    Yielding   Lip   Uniform Unstiffened    0.43    0.29      1.      1.   0.011   0.011      0.
    Yielding   Web   Uniform   Stiffened      4.   2.086   0.429           0.233     0.1  0.133

    Buckling   Top   Uniform     Partial   3.283   0.306      1.           0.048   0.048      0.
    Buckling   Bot   Uniform     Partial   3.283   0.306      1.           0.048   0.048      0.
    Buckling   Lip   Uniform Unstiffened    0.43   0.186      1.      1.   0.011   0.011      0.
    Buckling   Web   Uniform   Stiffened      4.   1.339   0.624           0.233   0.146  0.088
```

EFFECTIVE MAJOR MOMENT OF INERTIA

Cause	Govern	Stress	Se33	S33	Se/S33
Yielding	Compression	34.084	5.6E-05	5.6E-05	1.
LTB	Compression	32.855	5.6E-05	5.6E-05	1.

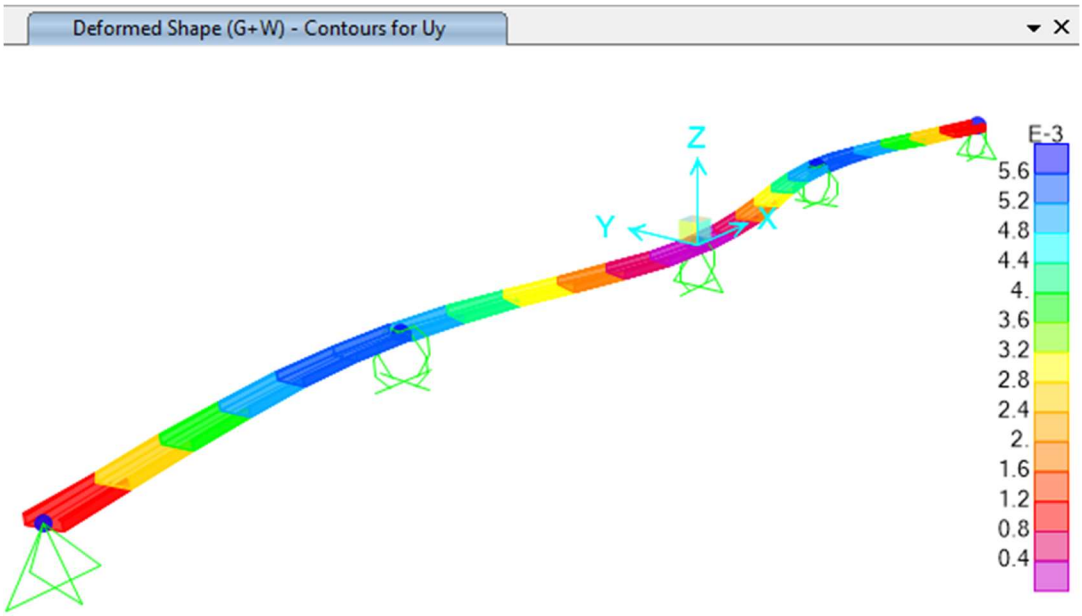
Cause	Elem	Stress	Stiffening	k	lambda	rho	C2	b	be	bred
Yielding	Bot	Uniform	Partial	3.283	0.477	1.		0.048	0.048	0.
Yielding	Lip	Uniform	Unstiffened	0.43	0.281	1.	1.	0.011	0.011	0.
Yielding	Web	Gradient	Stiffened	24.	0.823	0.891		0.233	0.208	0.
LTB	Bot	Uniform	Partial	3.283	0.468	1.		0.048	0.048	0.
LTB	Lip	Uniform	Unstiffened	0.43	0.275	1.	1.	0.011	0.011	0.
LTB	Web	Gradient	Stiffened	24.	0.808	0.901		0.233	0.21	0.

EFFECTIVE MINOR MOMENT OF INERTIA

Cause	Govern	Stress	Se22	S22	Se/S22
Yielding	Compression	34.084	6.1E-06	8.0E-06	0.765
LTB	Compression	34.084	6.1E-06	8.0E-06	0.765

Cause	Elem	Stress	Stiffening	k	lambda	rho	C2	b	be	bred
Yielding	Top	Uniform	Unstiffened	0.43	1.207	0.678		0.048	0.033	0.016
Yielding	Bot	Uniform	Unstiffened	0.43	1.207	0.678		0.048	0.033	0.016
Yielding	Lip	Uniform	Unstiffened	0.43	0.29	1.	1.	0.011	0.011	0.
Yielding	Web	Tension	Stiffened	0.	0.	1.		0.233	0.233	0.
LTB	Top	Uniform	Unstiffened	0.43	1.207	0.678		0.048	0.033	0.016
LTB	Bot	Uniform	Unstiffened	0.43	1.207	0.678		0.048	0.033	0.016
LTB	Lip	Uniform	Unstiffened	0.43	0.29	1.	1.	0.011	0.011	0.
LTB	Web	Tension	Stiffened	0.	0.	1.		0.233	0.233	0.

Sehim kontrolü aşağıda gösterilmiştir. L/300 = 600/300=20mm dir. Aşağıda görüldüğü gibi en büyük sehim 5.6mm dir. Sehim sınırlar içinde kalmaktadır.



BÖLÜM 5: ÇELİK BİRLEŞİMLERİN HESABI

5.1. MOMENT AKTARAN KOLON KİRİŞ BİRLEŞİMİ

Ana çerçevenin kolon kiriş birleşimi guseli IPE400 kiriş ile IPE 550 kolonun moment aktaran plakalı birleşimdir. Hesaplar AISC 360-16 ya uygun olarak yapılmıştır. Birleşim hesabı aşağıda gösterilmiştir.

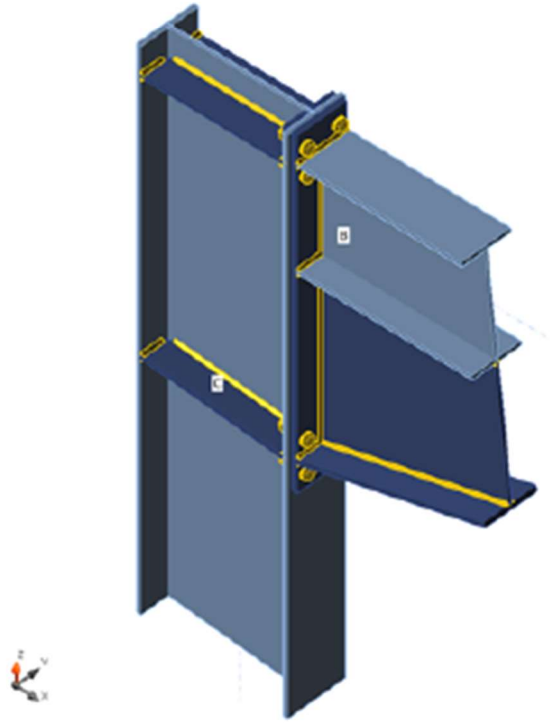
Project item CON1

Design

Name	CON1
Description	
Analysis	Stress, strain/ simplified loading
Design code	AISC - LRFD

Beams and columns

Name	Cross-section	β – Direction [°]	γ - Pitch [°]	α - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forces in
C	1 - IPE550	0.0	90.0	0.0	0	0	0	Node
B	2 - IPE400	0.0	-5.7	0.0	0	0	0	Node



Cross-sections

Name	Material
1 - IPE550	S275
2 - IPE400	S275

Bolts

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	fu [MPa]	Gross area [mm^2]
22M10.9	22M10.9	22	1000.0	380

Load effects (equilibrium not required)

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B	-117.0	0.0	-136.0	0.0	548.0	0.0
LE2	B	-139.0	0.0	-137.0	0.0	523.0	0.0
LE3	B	-188.0	0.0	-59.0	0.0	47.0	0.0

Check

Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100.0%	OK
Plates	0.0 < 5%	OK
Bolts	52.6 < 100%	OK
Welds	75.3 < 100%	OK
Buckling	10.67	

Plates

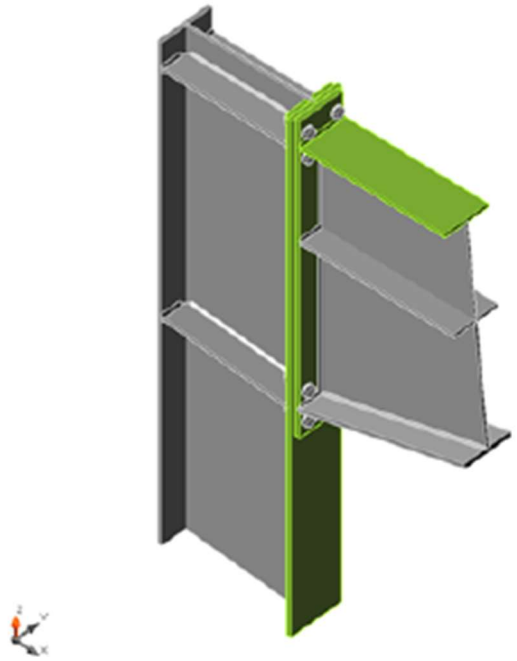
Name	F_y [MPa]	Thickness [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	Check status
C-bfl 1	275.0	17.2	LE1	194.9	0.0	OK
C-tfl 1	275.0	17.2	LE1	235.3	0.0	OK
C-w 1	275.0	11.1	LE1	187.7	0.0	OK
B-bfl 1	275.0	13.5	LE1	15.1	0.0	OK
B-tfl 1	275.0	13.5	LE1	181.5	0.0	OK
B-w 1	275.0	8.6	LE1	106.1	0.0	OK
STIFF1a	275.0	15.0	LE1	117.1	0.0	OK
STIFF1b	275.0	15.0	LE1	117.7	0.0	OK
EP1a	275.0	20.0	LE1	247.5	0.0	OK
EP1b	275.0	15.0	LE1	235.4	0.0	OK
EP1c	275.0	15.0	LE1	237.1	0.0	OK
WID1a	275.0	11.1	LE1	132.3	0.0	OK
WID1b	275.0	17.2	LE1	211.3	0.0	OK
STIFF2a	275.0	15.0	LE1	100.9	0.0	OK
STIFF2b	275.0	15.0	LE1	100.5	0.0	OK

Design data

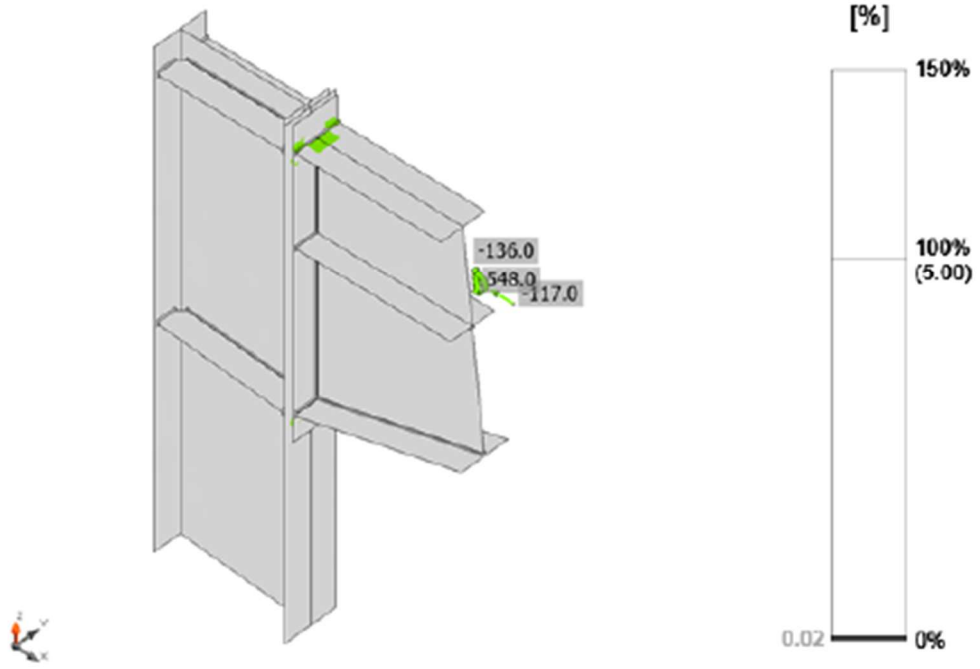
Material	fy [MPa]	ε_{lim} [%]
S275	275.0	5.0

Symbol explanation

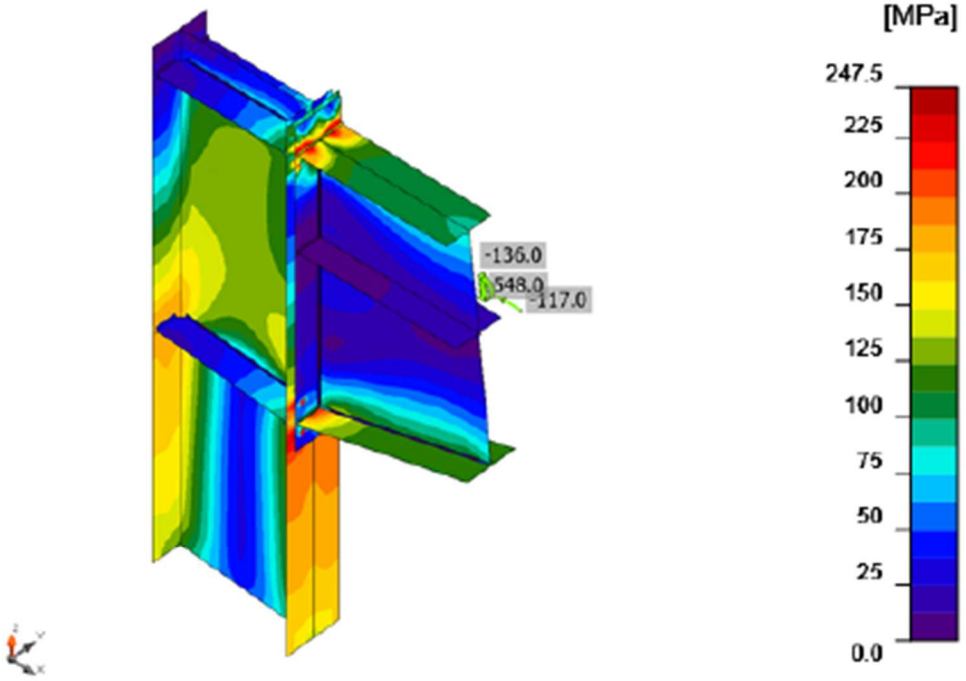
ε_{Pl}	Plastic strain
σ_{Ed}	Eq. stress
fy	Yield strength
ε_{lim}	Limit of plastic strain



Overall check, LE1



Strain check, LE1



Equivalent stress, LE1

Bolts

Shape	Item	Grade	Loads	F_t [kN]	V [kN]	$\phi R_{n,bearing}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Status
	B1	22M10.9 - 1	LE1	92.3	9.7	292.9	43.2	6.1	-	OK
	B2	22M10.9 - 1	LE1	112.5	14.8	292.9	52.6	9.3	-	OK
	B3	22M10.9 - 1	LE1	5.5	33.2	292.9	2.6	20.7	-	OK
	B4	22M10.9 - 1	LE1	2.0	49.2	292.9	0.9	30.7	-	OK
	B5	22M10.9 - 1	LE1	92.7	9.7	292.9	43.3	6.1	-	OK
	B6	22M10.9 - 1	LE1	112.1	14.9	292.9	52.4	9.3	-	OK
	B7	22M10.9 - 1	LE1	5.3	33.2	292.9	2.5	20.7	-	OK
	B8	22M10.9 - 1	LE1	1.9	49.2	292.9	0.9	30.7	-	OK

Design data

Grade	$\phi R_{n,tension}$ [kN]	$\phi R_{n,shear}$ [kN]
22M10.9 - 1	213.8	160.5

Symbol explanation

F_t	Tension force
V	Resultant of shear forces Vy, Vz in bolt
$\phi R_{n,bearing}$	Bolt bearing resistance
Ut_t	Utilization in tension
Ut_s	Utilization in shear
Ut_{ts}	Utilization in tension and shear
$\phi R_{n,tension}$	Bolt tension resistance AISC 360-16 J3.6
$\phi R_{n,shear}$	Bolt shear resistance AISC 360-16 – J3.8

Detailed result for B2

Tension resistance check (AISC 360-16: J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b = 213.8 \text{ kN} \geq F_t = 112.5 \text{ kN}$$

Where:

$F_{nt} = 750.0$ MPa – nominal tensile stress from AISC 360-16 Table J3.2

$A_b = 380$ mm^2 – gross bolt cross-sectional area

$\phi = 0.75$ – capacity factor

Shear resistance check (AISC 360-16: J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 160.5 \text{ kN} \geq V = 14.8 \text{ kN}$$

Where:

$F_{nv} = 563.0$ MPa – nominal shear stress from AISC 360-16 Table J3.2

$A_b = 380$ mm^2 – gross bolt cross-sectional area

$\phi = 0.75$ – capacity factor

Bearing resistance check (AISC 360-16: J3-6)

$$R_n = 1.20 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \leq 2.40 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$$\phi R_n = 292.9 \text{ kN} \geq V = 21.6 \text{ kN}$$

Where:

$l_c = 76$ mm – clear distance, in the direction of the force, between the edge of the hole and the edge of the adjacent hole or edge of the material

$t = 17$ mm – thickness of the ply

$d = 22$ mm – diameter of a bolt

$F_u = 430.0$ MPa – tensile strength of the connected material

$\phi = 0.75$ – resistance factor for bearing at bolt holes

Interaction of tension and shear check (AISC 360-16: J3-2)

The required stress, in either shear or tension, is less than or equal to 30% of the corresponding available stress and the effects of combined stresses need not to be investigated.

Welds

Item	Edge	Xu	T_h [mm]	L_s [mm]	L [mm]	L_c [mm]	F_n [kN]	ϕR_n [kN]	Ut [%]	Status
C-bfl 1	STIFF1a	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	6.3	85.7	7.3	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	4.3	68.5	6.3	OK
C-w 1	STIFF1a	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	468	52	11.6	70.3	16.5	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	468	52	12.5	71.6	17.4	OK
C-tfl 1	STIFF1a	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	37.3	89.8	41.5	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	33.0	90.7	36.4	OK
C-bfl 1	STIFF1b	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	4.4	67.8	6.5	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	6.1	85.4	7.2	OK
C-w 1	STIFF1b	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	468	52	12.3	68.7	17.9	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	468	52	11.6	67.5	17.2	OK
C-tfl 1	STIFF1b	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	32.6	91.2	35.7	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	35.3	89.7	39.3	OK
EP1a	B-bfl 1	E70xx	◢6.8◣	◢9.5◣	180	45	3.9	94.2	4.2	OK
		E70xx	◢6.8◣	◢9.5◣	180	45	3.7	96.5	3.8	OK
EP1a	B-tfl 1	E70xx	◢6.8◣	◢9.5◣	180	45	73.7	97.8	75.3	OK
		E70xx	◢6.8◣	◢9.5◣	180	45	73.0	97.2	75.1	OK
EP1a	B-w 1	E70xx	◢4.3◣	◢6.1◣	388	48	36.1	67.8	53.3	OK
		E70xx	◢4.3◣	◢6.1◣	388	48	35.7	67.8	52.7	OK
EP1a	WID1a	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	669	51	20.3	90.0	22.5	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	669	51	20.4	90.2	22.6	OK
B-bfl 1	WID1a	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	638	49	5.4	59.6	9.1	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	638	49	5.4	59.6	9.1	OK
WID1b	WID1a	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	729	49	26.0	66.9	38.8	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	729	49	26.0	66.9	38.9	OK
EP1a	WID1b	E70xx	◢8.6◣	◢12.2◣	180	45	67.5	121.1	55.7	OK
		E70xx	◢8.6◣	◢12.2◣	180	45	69.2	125.4	55.2	OK
C-bfl 1	STIFF2a	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	12.0	77.1	15.6	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	14.3	82.0	17.4	OK
C-w 1	STIFF2a	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	467	52	12.5	78.8	15.8	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	467	52	10.7	76.7	13.9	OK
C-tfl 1	STIFF2a	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	31.5	91.4	34.5	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	30.5	91.8	33.2	OK
C-bfl 1	STIFF2b	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	14.3	82.0	17.4	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	12.0	77.1	15.6	OK
C-w 1	STIFF2b	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	467	52	10.7	76.7	13.9	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	467	52	12.5	78.8	15.8	OK
C-tfl 1	STIFF2b	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	30.6	91.8	33.3	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	31.6	91.4	34.6	OK

Symbol explanation

T_h	Throat thickness of weld
L_s	Leg size of weld
L	Length of weld
L_c	Length of weld critical element
F_n	Force in weld critical element
ϕR_n	Weld resistance AISC 360-16 J2.4
Ut	Utilization

Detailed result for EP1a / B-tfl 1

Weld resistance check (AISC 360-16: J2-4)

$\phi R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} =$ 97.8 kN ≥ $F_n =$ 73.7 kN

Where:

$F_{nw} =$ 429.9 MPa – nominal stress of weld material:

- $F_{nw} = 0.6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0.5 \cdot sin^{1.5}\theta)$, where:
  - $F_{EXX} =$ 482.6 MPa – electrode classification number, i.e. minimum specified tensile strength
  - $\theta =$ 78.3° – angle of loading measured from the weld longitudinal axis

$A_{we} =$ 303 mm^2 – effective area of weld critical element

$\phi =$ 0.75 – resistance factor for welded connections

Buckling

Loads	Shape	Factor [-]
LE1	1	10.67
	2	10.77
	3	12.46
	4	12.71
	5	14.61
	6	15.35
LE2	1	11.77
	2	11.86
	3	13.47
	4	13.73
	5	15.31
	6	16.91
LE3	1	18.80
	2	18.84
	3	24.60
	4	26.08
	5	26.55
	6	27.63

Item	Value	Unit	Reference
Friction coefficient - concrete	0.40	-	ACI 349 – B.6.1.4
Friction coefficient in slip-resistance	0.30	-	AISC 360-16 – J3.8
Limit plastic strain	0.05	-	
Weld stress evaluation	Plastic redistribution		
Detailing	No		
Distance between bolts [d]	2.66	-	AISC 360-16 – J3.3
Distance between bolts and edge [d]	1.25	-	AISC 360-16 – J.3.4
Concrete breakout resistance	Yes		
Base metal capacity check at weld fusion face	No		AISC 360-16 – J2-2
Cracked concrete	Yes		ACI 318-14 – Chapter 17
Local deformation check	Yes		
Local deformation limit	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Geometrical nonlinearity (GMNA)	Yes		Allow large deformations of hollow sections
Braced system	No		

Bearing strength in bolt holes

The available bearing strength, ϕR_n and R_n/Ω at bolt holes is determined for the limit state of bearing as follows:
For a bolt in a connection with standard holes:
$R_n = 1.2\, l_c t F_u \leq 2.4\, d\, t\, F_u$ (AISC 360-16 J3-6a, c)
For a bolt in a connection with slotted holes:
$R_n = 1.0\, l_c t\, F_u \leq 2.0\, d\, t\, F_u$ (AISC 360-16 J3-6e, f)
$\phi = 0.75$ (LRFD)
$\Omega = 2.00$ (ASD)

where

- F_u – specified minimum tensile strength of the connected material,
- d – nominal bolt diameter,
- l_c – clear distance, in the direction of the force, between the edge of the hole and the edge of the adjacent hole or edge of the material,
- t – thickness of connected material.

Preloaded bolts

The design slip resistance of a preloaded class A325 or A490 bolt with of effect of tensile force, $F_{t,Ed}$ according to AISC 360-16 – J3.9.
Preloading force to be used AISC 360-16 – Tab. J3.1.
$T_b = 0.7\, f_{ub} A_s$
Design slip resistance per bolt AISC 360-16 – J3.8
$R_n = 1.13\, \mu\, T_b N_s$
Utilisation in shear [%]:
$U_{ts} = V / R_n$
where

- A_s – tensile stress area of the bolt,
- f_{ub} – ultimate tensile strength,
- μ – mean slip factor coefficient,
- N_s – number of the friction surfaces. Check is calculated for each friction surface separately,
- V – shear force.

Birleşim rijitliği kontrolü aşağıda gösterilmiştir. Birleşimin rijit olarak kabul edilecek dönme rijitliğine sahip olduğu hesap ile gösterilmiştir.

Load effects

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B	-117.0	0.0	-136.0	0.0	548.0	0.0
LE2	B	-139.0	0.0	-137.0	0.0	523.0	0.0
LE3	B	-188.0	0.0	-59.0	0.0	47.0	0.0

Check

Rotational stiffness

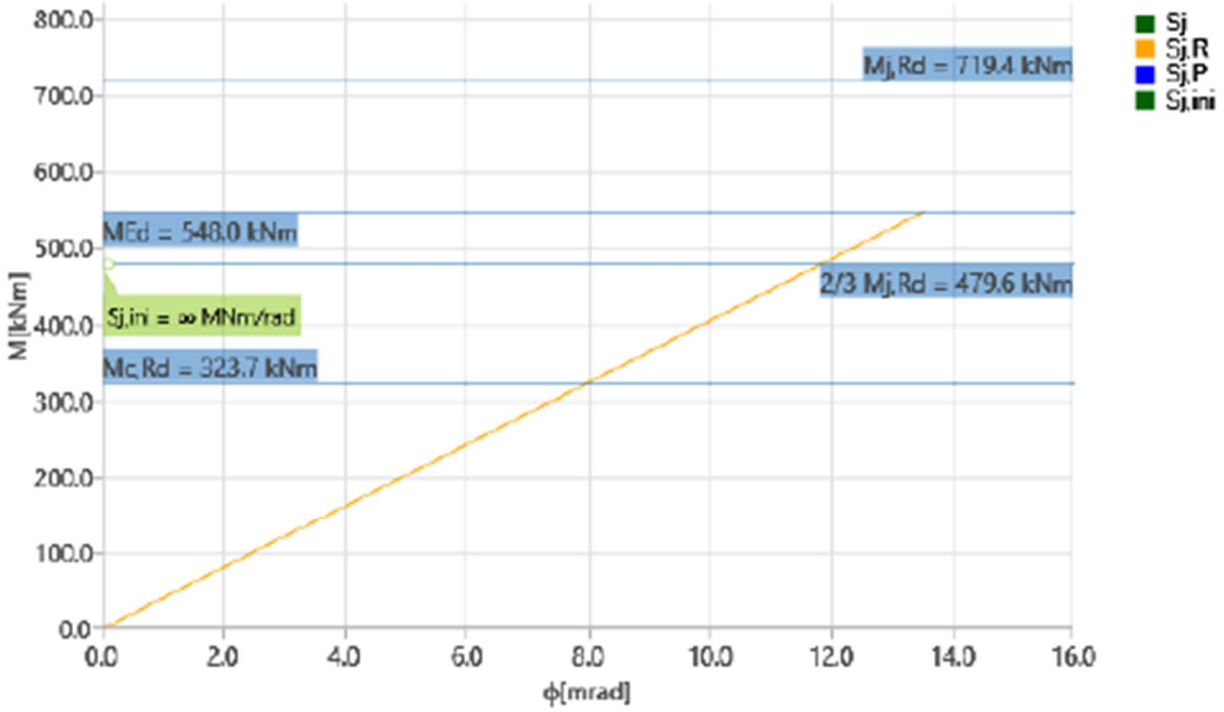
Name	Comp.	Loads	Mj,Rd [kNm]	Sj,ini [MNm/rad]	Φc [mrad]	L [m]	Sj,R [MNm/rad]	Sj,P [MNm/rad]	Class.
B	My	LE1	719.4	∞	0.0	24.00	40.5	4.0	Rigid
	My	LE2	719.4	∞	0.0	24.00	40.5	4.0	Rigid
	My	LE3	719.4	∞	0.0	24.00	40.5	4.0	Rigid

Secant rotational stiffness

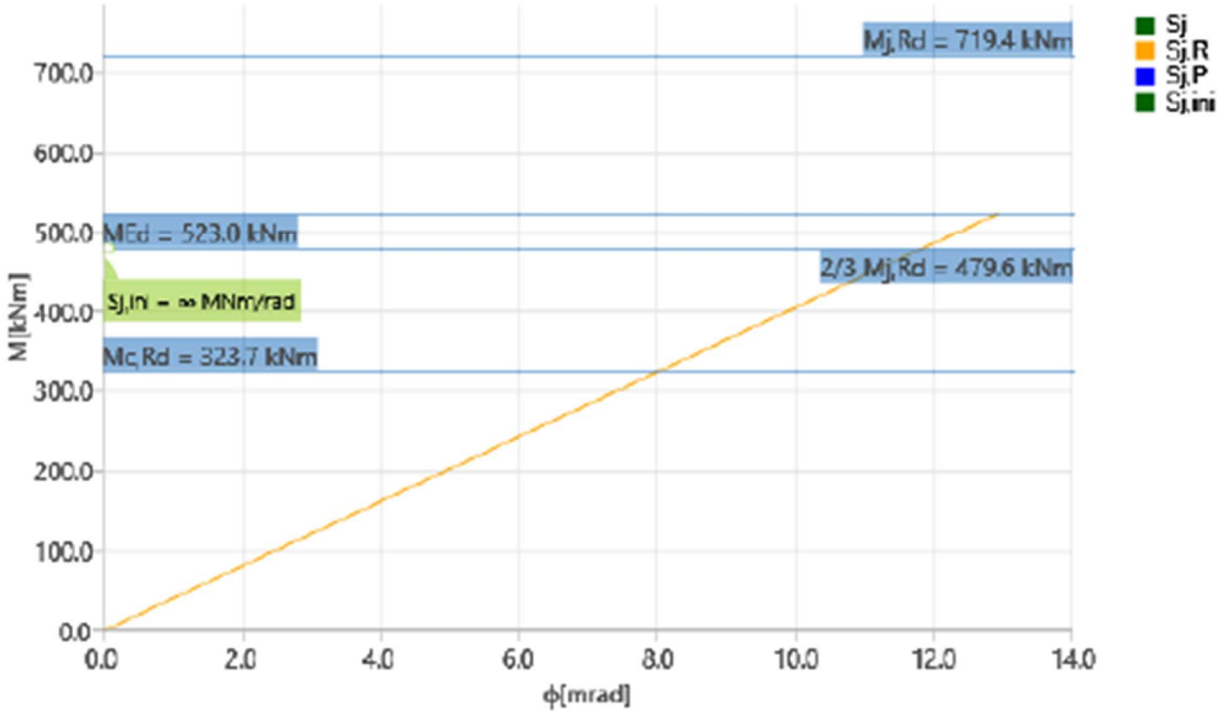
Name	Comp.	Loads	M [kNm]	Sjs [MNm/rad]	Φ [mrad]
B	My	LE1	548.0	∞	0.0
	My	LE2	523.0	∞	0.0
	My	LE3	47.0	∞	0.0

Symbol explanation

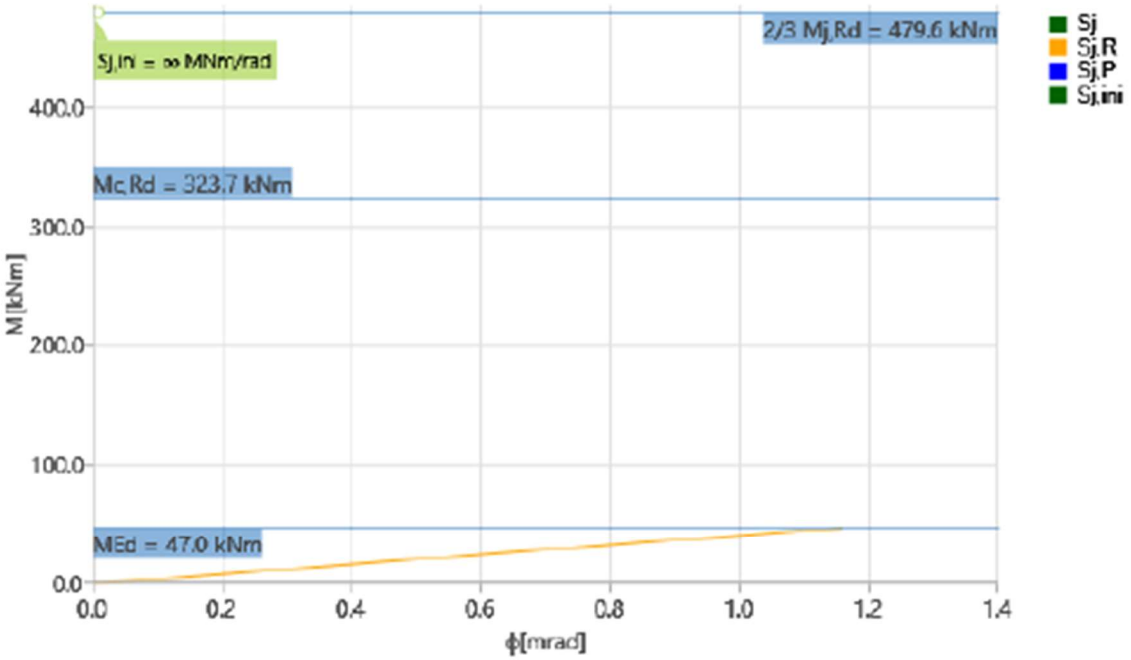
$M_{j,Rd}$	Bending resistance
$S_{j,ini}$	Initial rotational stiffness
$S_{j,s}$	Secant rotational stiffness
Φ	Rotational deformation
Φc	Rotational capacity
$S_{j,R}$	Limit value - rigid joint
$S_{j,P}$	Limit value - nominally pinned joint



Stiffness diagram My - ϕy, LE1



Stiffness diagram My - ϕy, LE2



Stiffness diagram My - ϕy, LE3

Axial stiffness

Name	Component	Loads	N [kN]	Nj,Rd [kN]	dx [mm]	St [MN/m]
B	N	LE1	-117.0	-468.0	6	21
		LE2	-139.0	-556.0	5	26
		LE3	-188.0	-752.0	-2	105

Code settings

Item	Value	Unit	Reference
Friction coefficient - concrete	0.40	-	ACI 349 – B.6.1.4
Friction coefficient in slip-resistance	0.30	-	AISC 360-16 – J3.8
Limit plastic strain	0.05	-	
Weld stress evaluation	Plastic redistribution		
Detailing	No		
Distance between bolts [d]	2.66	-	AISC 360-16 – J3.3
Distance between bolts and edge [d]	1.25	-	AISC 360-16 – J.3.4
Concrete breakout resistance	Yes		
Base metal capacity check at weld fusion face	No		AISC 360-16 – J2-2
Cracked concrete	Yes		ACI 318-14 – Chapter 17
Local deformation check	Yes		
Local deformation limit	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Geometrical nonlinearity (GMNA)	Yes		Allow large deformations of hollow sections
Braced system	No		

Elastik ötesi davranışta plastik mafsalın istenilen bölgede oluşup oluşmadığının kontrolünün yapıldığı kapasite tasarımı aşağıda gösterilmiştir.

Load effects

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE-MC1	B	0.0	0.0	-54.0	0.0	513.0	0.0
LE-CD5	B	0.0	0.0	54.0	0.0	-513.0	0.0

Check

Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100.0%	OK
Plates	4.8 < 5%	OK
Bolts	85.0 < 100%	OK
Welds	75.7 < 100%	OK

Plates

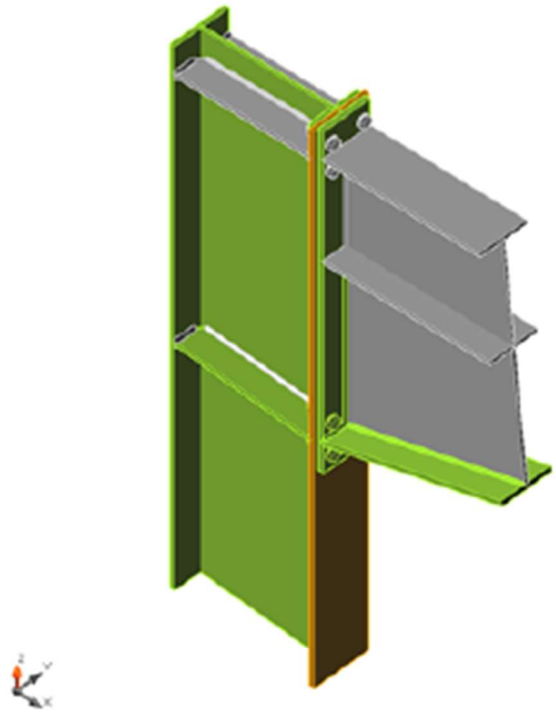
Name	Material	F_y [MPa]	Thickness [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	Check status
C-bfl 1	S275	275.0	17.2	LE-CD5	247.9	0.2	OK
C-tfl 1	S275	275.0	17.2	LE-CD5	257.6	4.8	OK
C-w 1	S275	275.0	11.1	LE-CD5	248.6	0.5	OK
B-bfl 1	S275 * *	275.0	13.5	LE-MC1	29.8	0.0	OK
B-tfl 1	S275 * *	275.0	13.5	LE-MC1	331.7	0.0	OK
B-w 1	S275 * *	275.0	8.6	LE-CD5	165.0	0.0	OK
STIFF1a	S275	275.0	15.0	LE-MC1	181.7	0.0	OK
STIFF1b	S275	275.0	15.0	LE-MC1	182.6	0.0	OK
EP1a	S275	275.0	20.0	LE-CD5	248.6	0.5	OK
EP1b	S275	275.0	15.0	LE-CD5	248.7	0.6	OK
EP1c	S275	275.0	15.0	LE-CD5	248.7	0.6	OK
WID1a	S275	275.0	11.1	LE-CD5	170.4	0.0	OK
WID1b	S275	275.0	17.2	LE-CD5	247.6	0.1	OK
STIFF2a	S275	275.0	15.0	LE-CD5	231.6	0.0	OK
STIFF2b	S275	275.0	15.0	LE-CD5	232.2	0.0	OK

Design data

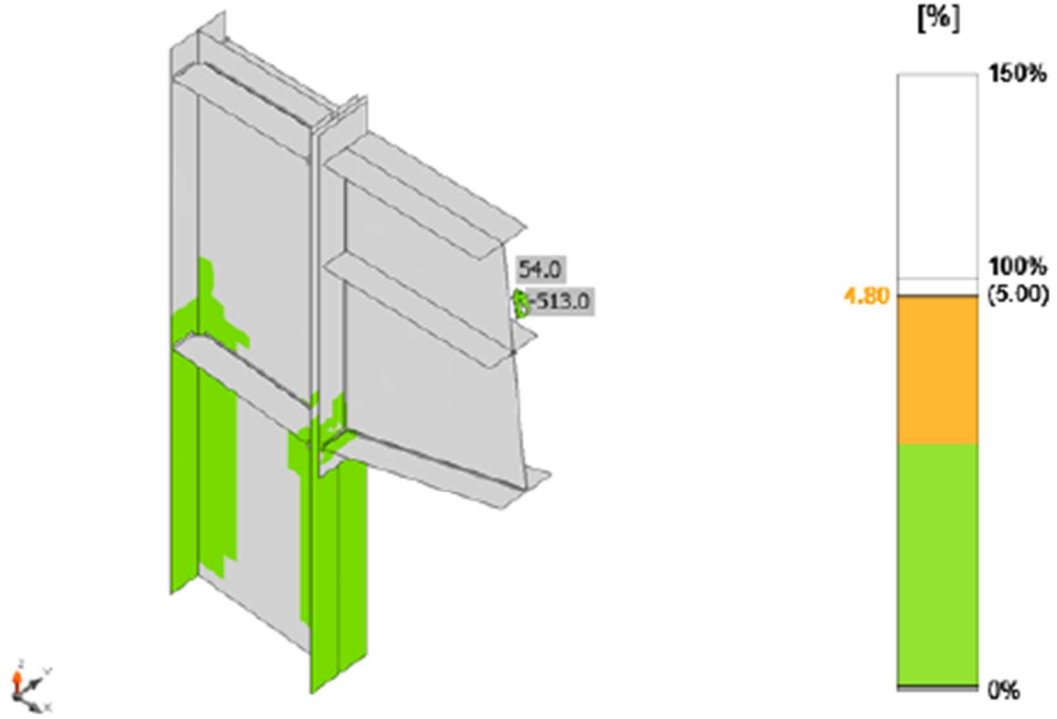
Material	Ry [-]	fy [MPa]	Cpr [-]	ε_{lim} [%]
S275	1.00	275.0	1.00	5.0
S275 * *	1.30	275.0	1.20	5.0

Symbol explanation

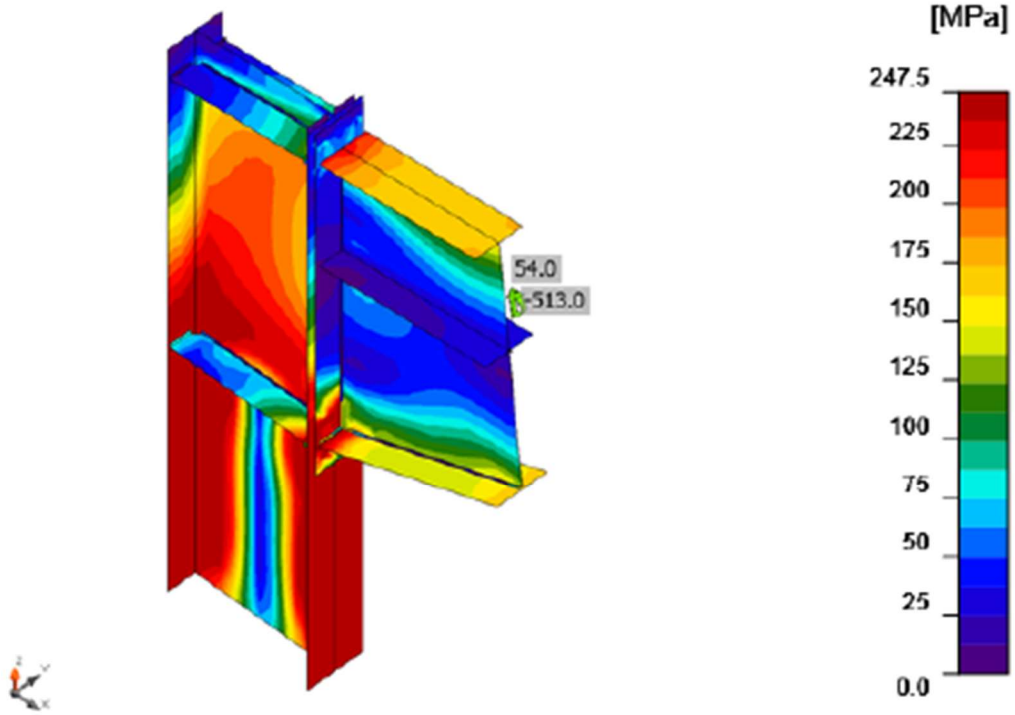
ε_{Pl}	Plastic strain
σ_{Ed}	Eq. stress
fy	Yield strength
ε_{lim}	Limit of plastic strain
Cpr	Strain hardening



Overall check, LE-CD5



Strain check, LE-CD5



Equivalent stress, LE-CD5

Bolts

Shape	Item	Grade	Loads	F_t [kN]	V [kN]	$\phi R_{n,bearing}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Status
	B1	22M10.9 - 1	LE-MC1	141.6	18.1	292.9	66.2	11.3	-	OK
	B2	22M10.9 - 1	LE-MC1	170.8	27.3	292.9	79.9	17.0	-	OK
	B3	22M10.9 - 1	LE-CD5	181.4	20.1	292.9	84.9	12.5	-	OK
	B4	22M10.9 - 1	LE-CD5	148.9	58.3	292.9	69.7	36.3	74.4	OK
	B5	22M10.9 - 1	LE-MC1	142.1	18.1	292.9	66.5	11.3	-	OK
	B6	22M10.9 - 1	LE-MC1	170.4	27.1	292.9	79.7	16.9	-	OK
	B7	22M10.9 - 1	LE-CD5	181.6	20.3	292.9	85.0	12.7	-	OK
	B8	22M10.9 - 1	LE-CD5	148.9	58.3	292.9	69.6	36.3	74.4	OK

Design data

Grade	$\phi R_{n,tension}$ [kN]	$\phi R_{n,shear}$ [kN]
22M10.9 - 1	213.8	160.5

Symbol explanation

F_t	Tension force
V	Resultant of shear forces Vy, Vz in bolt
$\phi R_{n,bearing}$	Bolt bearing resistance
Ut_t	Utilization in tension
Ut_s	Utilization in shear
Ut_{ts}	Utilization in tension and shear
$\phi R_{n,tension}$	Bolt tension resistance AISC 360-16 J3.6
$\phi R_{n,shear}$	Bolt shear resistance AISC 360-16 – J3.8

Detailed result for B7

Tension resistance check (AISC 360-16: J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b = 213.8 \text{ kN} \geq F_t = 181.6 \text{ kN}$$

Where:

$F_{nt} = 750.0$ MPa – nominal tensile stress from AISC 360-16 Table J3.2

$A_b = 380$ mm^2 – gross bolt cross-sectional area

$\phi = 0.75$ – capacity factor

Shear resistance check (AISC 360-16: J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 160.5 \text{ kN} \geq V = 20.3 \text{ kN}$$

Where:

$F_{nv} = 563.0$ MPa – nominal shear stress from AISC 360-16 Table J3.2

$A_b = 380$ mm^2 – gross bolt cross-sectional area

$\phi = 0.75$ – capacity factor

Bearing resistance check (AISC 360-16: J3-6)

$$R_n = 1.20 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \leq 2.40 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$$\phi R_n = 292.9 \text{ kN} \geq V = 22.6 \text{ kN}$$

Where:

$l_c = 96$ mm – clear distance, in the direction of the force, between the edge of the hole and the edge of the adjacent hole or edge of the material

$t = 17$ mm – thickness of the ply

$d = 22$ mm – diameter of a bolt

$F_u = 430.0$ MPa – tensile strength of the connected material

$\phi = 0.75$ – resistance factor for bearing at bolt holes

Interaction of tension and shear check (AISC 360-16: J3-2)

The required stress, in either shear or tension, is less than or equal to 30% of the corresponding available stress and the effects of combined stresses need not to be investigated.

Welds

Item	Edge	Xu	T_h [mm]	L_s [mm]	L [mm]	L_c [mm]	F_n [kN]	ϕR_n [kN]	Ut [%]	Status
C-bfl 1	STIFF1a	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	9.2	85.4	10.8	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	6.7	67.5	9.9	OK
C-w 1	STIFF1a	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	468	52	18.2	69.5	26.1	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	468	52	18.7	70.9	26.3	OK
C-tfl 1	STIFF1a	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	67.6	90.1	75.0	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	61.4	91.0	67.5	OK
C-bfl 1	STIFF1b	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	6.7	67.3	10.0	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	9.2	85.0	10.8	OK
C-w 1	STIFF1b	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	468	52	18.9	68.6	27.6	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	468	52	18.6	67.4	27.6	OK
C-tfl 1	STIFF1b	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	57.6	91.4	63.0	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	66.2	90.0	73.6	OK
EP1a	B-bfl 1	E70xx	-	-	180	-	-	-	-	OK
EP1a	B-tfl 1	E70xx	-	-	180	-	-	-	-	OK
EP1a	B-w 1	E70xx	◢4.3◣	◢6.1◣	388	48	50.9	67.8	75.2	OK
		E70xx	◢4.3◣	◢6.1◣	388	48	50.9	67.8	75.1	OK
EP1a	WID1a	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	669	51	67.7	89.7	75.5	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	669	51	67.8	89.9	75.5	OK
B-bfl 1	WID1a	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	639	49	12.0	66.2	18.2	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	639	49	12.1	66.3	18.2	OK
WID1b	WID1a	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	729	49	51.9	68.5	75.7	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	729	49	51.8	68.4	75.7	OK
EP1a	WID1b	E70xx	◢8.6◣	◢12.2◣	180	45	94.9	125.9	75.4	OK
		E70xx	◢8.6◣	◢12.2◣	180	45	94.6	125.0	75.7	OK
C-bfl 1	STIFF2a	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	30.8	78.3	39.4	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	30.7	81.6	37.6	OK
C-w 1	STIFF2a	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	467	52	28.9	79.0	36.6	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	467	52	32.2	87.5	36.9	OK
C-tfl 1	STIFF2a	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	55.0	89.4	61.5	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	66.8	89.0	75.1	OK
C-bfl 1	STIFF2b	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	30.5	81.7	37.4	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	30.6	78.4	39.1	OK
C-w 1	STIFF2b	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	467	52	32.3	87.4	36.9	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	467	52	28.9	79.0	36.6	OK
C-tfl 1	STIFF2b	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	66.8	89.0	75.1	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	54.9	89.4	61.4	OK

Symbol explanation

T_h	Throat thickness of weld
L_s	Leg size of weld
L	Length of weld
L_c	Length of weld critical element
F_n	Force in weld critical element
ϕR_n	Weld resistance AISC 360-16 J2.4
Ut	Utilization

Detailed result for WID1b / WID1a

Weld resistance check (AISC 360-16: J2-4)

$\phi R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} =$ 67.7 kN ≥ $F_n =$ 51.8 kN

Where:

$F_{nw} =$ 334.9 MPa – nominal stress of weld material:

- $F_{nw} = 0.6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0.5 \cdot sin^{1.5}\theta)$, where:
  - $F_{EXX} =$ 482.6 MPa – electrode classification number, i.e. minimum specified tensile strength
  - $\theta =$ 27.4° – angle of loading measured from the weld longitudinal axis

$A_{we} =$ 270 mm^2 – effective area of weld critical element

$\phi =$ 0.75 – resistance factor for welded connections

Code settings

Item	Value	Unit	Reference
Friction coefficient - concrete	0.40	-	ACI 349 – B.6.1.4
Friction coefficient in slip-resistance	0.30	-	AISC 360-16 – J3.8
Limit plastic strain	0.05	-	
Weld stress evaluation	Plastic redistribution		
Detailing	No		
Distance between bolts [d]	2.66	-	AISC 360-16 – J3.3
Distance between bolts and edge [d]	1.25	-	AISC 360-16 – J.3.4
Concrete breakout resistance	Yes		
Base metal capacity check at weld fusion face	No		AISC 360-16 – J2-2
Cracked concrete	Yes		ACI 318-14 – Chapter 17
Local deformation check	Yes		
Local deformation limit	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Geometrical nonlinearity (GMNA)	Yes		Allow large deformations of hollow sections
Braced system	No		

Birleşimin tasarım dayanımı kontrolü aşağıda gösterilmiştir.

Load effects

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B	-117.0	0.0	-136.0	0.0	548.0	0.0
LE2	B	-139.0	0.0	-137.0	0.0	523.0	0.0
LE3	B	-188.0	0.0	-59.0	0.0	47.0	0.0

Check

Summary

Name	Value	Check status
Plates	0.1 < 5%	OK
Bolts	17.4 < 100%	OK
Welds	18.5 < 100%	OK

Plates

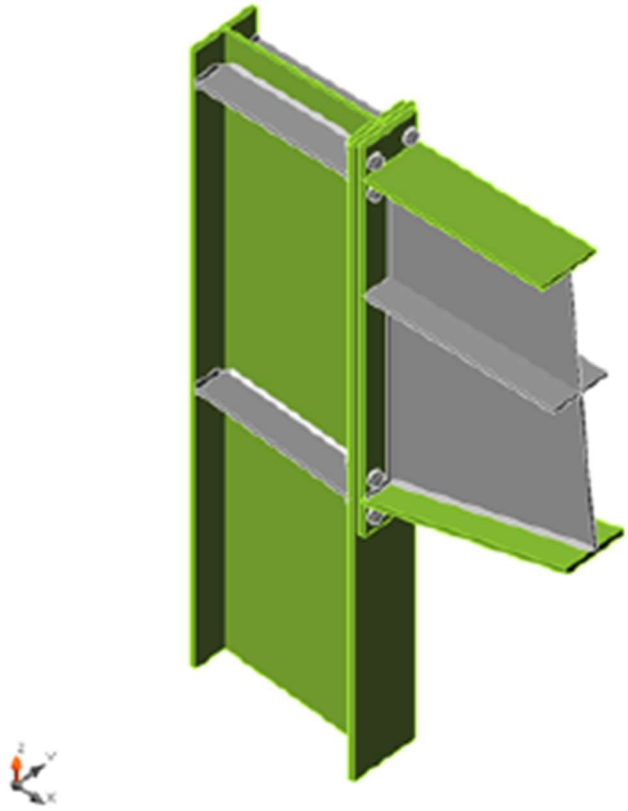
Name	F_y [MPa]	Thickness [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	Check status
C-bfl 1	275.0	17.2	LE1	160.7	0.0	OK
C-tfl 1	275.0	17.2	LE1	187.5	0.1	OK
C-w 1	275.0	11.1	LE1	173.4	0.0	OK
B-bfl 1	275.0	13.5	LE1	12.5	0.0	OK
B-tfl 1	275.0	13.5	LE1	171.4	0.0	OK
B-w 1	275.0	8.6	LE1	91.7	0.0	OK
STIFF1a	275.0	15.0	LE1	117.4	0.0	OK
STIFF1b	275.0	15.0	LE1	119.8	0.0	OK
EP1a	275.0	20.0	LE1	195.6	0.0	OK
EP1b	275.0	15.0	LE1	188.1	0.0	OK
EP1c	275.0	15.0	LE1	190.4	0.0	OK
WID1a	275.0	11.1	LE1	128.5	0.0	OK
WID1b	275.0	17.2	LE1	166.9	0.0	OK
STIFF2a	275.0	15.0	LE1	82.3	0.0	OK
STIFF2b	275.0	15.0	LE1	82.0	0.0	OK

Design data

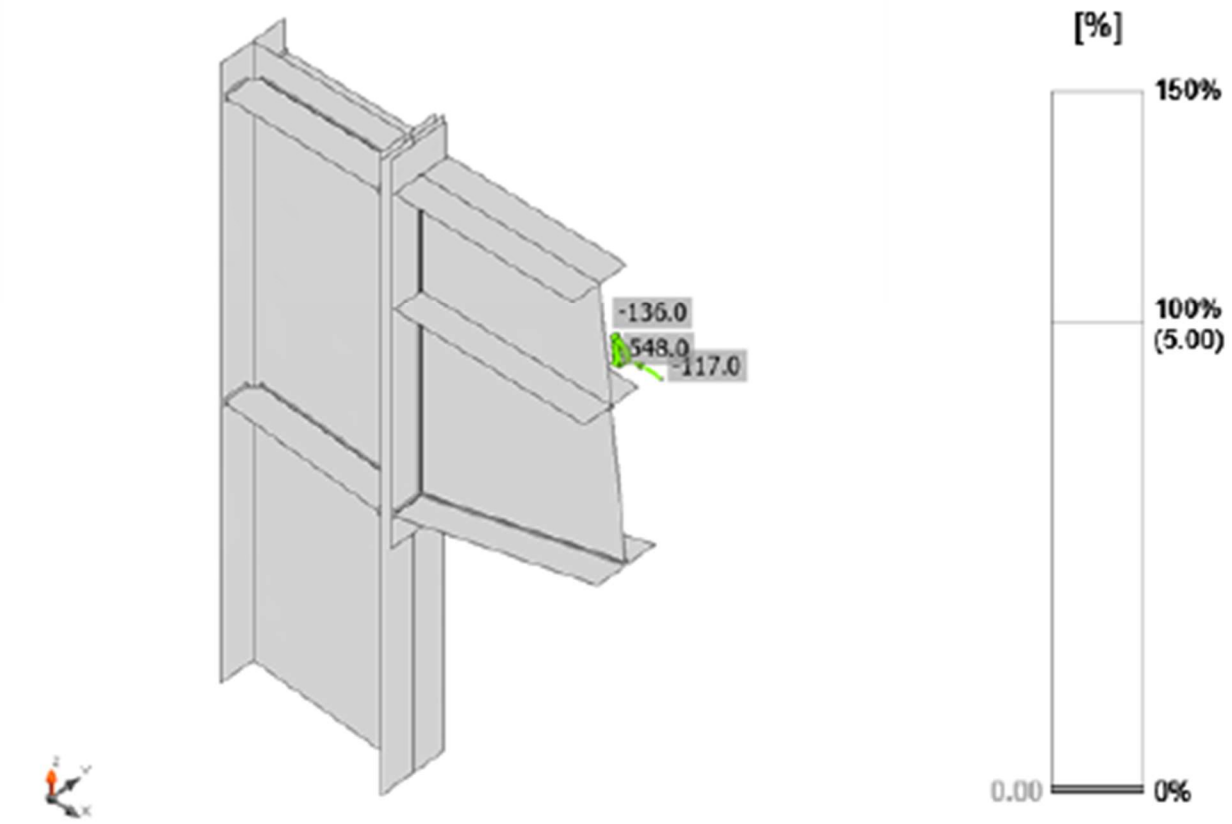
Material	fy [MPa]	ε_{lim} [%]
S275	275.0	5.0

Symbol explanation

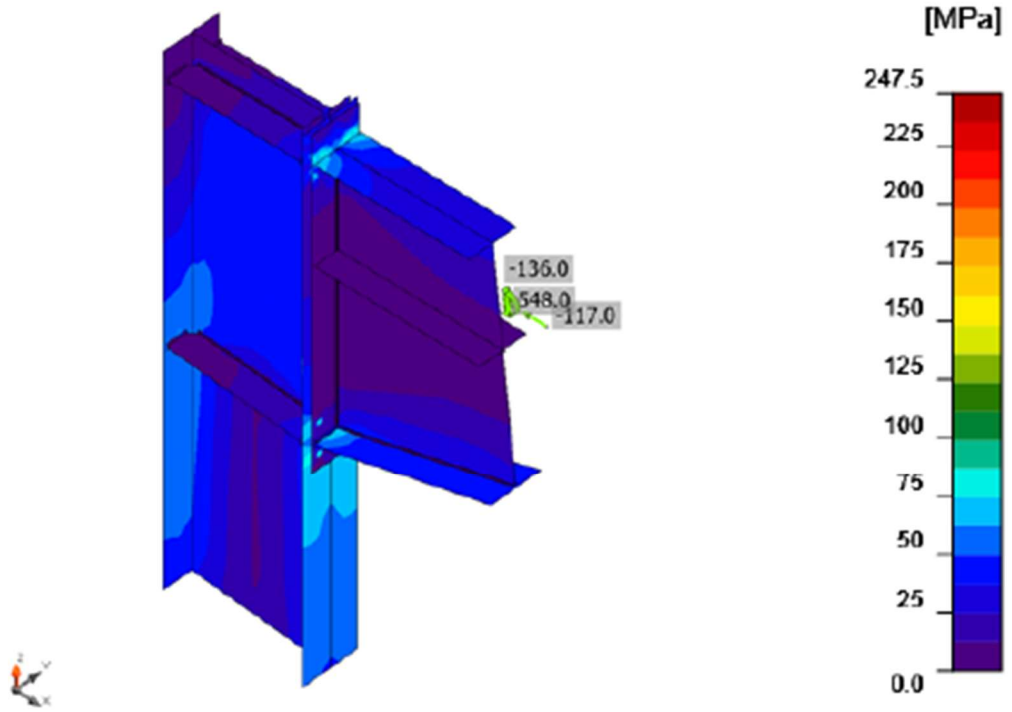
ε_{Pl}	Plastic strain
σ_{Ed}	Eq. stress
fy	Yield strength
ε_{lim}	Limit of plastic strain



Overall check, LE1



Strain check, LE1



Equivalent stress, LE1

Bolts

Shape	Item	Grade	Loads	F_t [kN]	V [kN]	$\phi R_{n,bearing}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Status
	B1	22M10.9 - 1	LE1	30.7	3.2	292.9	14.4	2.0	-	OK
	B2	22M10.9 - 1	LE1	37.2	5.0	292.9	17.4	3.1	-	OK
	B3	22M10.9 - 1	LE1	1.8	11.1	292.9	0.9	6.9	-	OK
	B4	22M10.9 - 1	LE1	0.7	16.4	292.9	0.3	10.2	-	OK
	B5	22M10.9 - 1	LE1	30.9	3.2	292.9	14.4	2.0	-	OK
	B6	22M10.9 - 1	LE1	37.1	5.0	292.9	17.3	3.1	-	OK
	B7	22M10.9 - 1	LE1	1.8	11.1	292.9	0.8	6.9	-	OK
	B8	22M10.9 - 1	LE1	0.6	16.4	292.9	0.3	10.2	-	OK

Design data

Grade	$\phi R_{n,tension}$ [kN]	$\phi R_{n,shear}$ [kN]
22M10.9 - 1	213.8	160.5

Symbol explanation

F_t	Tension force
V	Resultant of shear forces Vy, Vz in bolt
$\phi R_{n,bearing}$	Bolt bearing resistance
Ut_t	Utilization in tension
Ut_s	Utilization in shear
Ut_{ts}	Utilization in tension and shear
$\phi R_{n,tension}$	Bolt tension resistance AISC 360-16 J3.6
$\phi R_{n,shear}$	Bolt shear resistance AISC 360-16 – J3.8

Detailed result for B2

Tension resistance check (AISC 360-16: J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b = \quad 213.8 \quad \text{kN} \quad \geq \quad F_t = \quad 37.2 \quad \text{kN}$$

Where:

F_{nt} = 750.0 MPa – nominal tensile stress from AISC 360-16 Table J3.2

A_b = 380 mm^2 – gross bolt cross-sectional area

ϕ = 0.75 – capacity factor

Shear resistance check (AISC 360-16: J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = \quad 160.5 \quad \text{kN} \quad \geq \quad V = \quad 5.0 \quad \text{kN}$$

Where:

F_{nv} = 563.0 MPa – nominal shear stress from AISC 360-16 Table J3.2

A_b = 380 mm^2 – gross bolt cross-sectional area

ϕ = 0.75 – capacity factor

Bearing resistance check (AISC 360-16: J3-6)

$$R_n = 1.20 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \quad \leq \quad 2.40 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$$\phi R_n = \quad 292.9 \quad \text{kN} \quad \geq \quad V = \quad 7.2 \quad \text{kN}$$

Where:

l_c = 76 mm – clear distance, in the direction of the force, between the edge of the hole and the edge of the adjacent hole or edge of the material

t = 17 mm – thickness of the ply

d = 22 mm – diameter of a bolt

F_u = 430.0 MPa – tensile strength of the connected material

ϕ = 0.75 – resistance factor for bearing at bolt holes

Interaction of tension and shear check (AISC 360-16: J3-2)

The required stress, in either shear or tension, is less than or equal to 30% of the corresponding available stress and the effects of combined stresses need not to be investigated.

Welds

Item	Edge	Xu	T_h [mm]	L_s [mm]	L [mm]	L_c [mm]	F_n [kN]	ϕR_n [kN]	Ut [%]	Status
C-bfl 1	STIFF1a	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	2.1	85.7	2.4	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	1.4	68.5	2.1	OK
C-w 1	STIFF1a	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	468	52	3.9	70.9	5.5	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	468	52	4.2	71.6	5.8	OK
C-tfl 1	STIFF1a	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	11.9	89.8	13.2	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	11.1	90.7	12.3	OK
C-bfl 1	STIFF1b	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	1.5	67.8	2.2	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	2.0	85.5	2.4	OK
C-w 1	STIFF1b	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	468	52	4.1	68.5	5.9	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	468	52	3.8	67.8	5.6	OK
C-tfl 1	STIFF1b	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	10.9	91.2	12.0	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	11.6	89.8	12.9	OK
EP1a	B-bfl 1	E70xx	-	-	180	-	-	-	-	OK
EP1a	B-tfl 1	E70xx	-	-	180	-	-	-	-	OK
EP1a	B-w 1	E70xx	◢4.3◣	◢6.1◣	388	48	12.5	67.9	18.5	OK
		E70xx	◢4.3◣	◢6.1◣	388	48	12.4	67.9	18.2	OK
EP1a	WID1a	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	669	51	6.8	90.1	7.5	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	669	51	6.8	90.2	7.5	OK
B-bfl 1	WID1a	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	638	49	1.8	59.7	3.0	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	638	49	1.8	59.6	3.1	OK
WID1b	WID1a	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	729	49	8.6	66.9	12.9	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	729	49	8.6	66.9	12.9	OK
EP1a	WID1b	E70xx	◢8.6◣	◢12.2◣	180	45	21.9	121.4	18.0	OK
		E70xx	◢8.6◣	◢12.2◣	180	45	22.4	125.4	17.9	OK
C-bfl 1	STIFF2a	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	4.0	77.1	5.2	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	4.8	82.0	5.8	OK
C-w 1	STIFF2a	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	467	52	4.2	78.8	5.3	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	467	52	3.6	76.7	4.6	OK
C-tfl 1	STIFF2a	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	10.5	91.3	11.5	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	10.1	91.8	11.0	OK
C-bfl 1	STIFF2b	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	4.7	81.9	5.8	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	4.0	77.1	5.2	OK
C-w 1	STIFF2b	E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	467	52	3.6	76.8	4.6	OK
		E70xx	◢5.6◣	◢7.8◣	467	52	4.2	78.8	5.3	OK
C-tfl 1	STIFF2b	E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	10.2	91.8	11.1	OK
		E70xx	◢7.5◣	◢10.6◣	75	38	10.5	91.3	11.5	OK

Symbol explanation

T_h	Throat thickness of weld
L_s	Leg size of weld
L	Length of weld
L_c	Length of weld critical element
F_n	Force in weld critical element
ϕR_n	Weld resistance AISC 360-16 J2.4
Ut	Utilization

Detailed result for EP1a / B-w 1

Weld resistance check (AISC 360-16: J2-4)

$\phi R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} =$ 67.9 kN ≥ $F_n =$ 12.5 kN

Where:

$F_{nw} =$ 434.2 MPa – nominal stress of weld material:

- $F_{nw} = 0.6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0.5 \cdot sin^{1.5}\theta)$, where:
  - $F_{EXX} =$ 482.6 MPa – electrode classification number, i.e. minimum specified tensile strength
  - $\theta =$ 88.0° – angle of loading measured from the weld longitudinal axis

$A_{we} =$ 208 mm^2 – effective area of weld critical element

$\phi =$ 0.75 – resistance factor for welded connections

Code settings

Item	Value	Unit	Reference
Friction coefficient - concrete	0.40	-	ACI 349 – B.6.1.4
Friction coefficient in slip-resistance	0.30	-	AISC 360-16 – J3.8
Limit plastic strain	0.05	-	
Weld stress evaluation	Plastic redistribution		
Detailing	No		
Distance between bolts [d]	2.66	-	AISC 360-16 – J3.3
Distance between bolts and edge [d]	1.25	-	AISC 360-16 – J.3.4
Concrete breakout resistance	Yes		
Base metal capacity check at weld fusion face	No		AISC 360-16 – J2-2
Cracked concrete	Yes		ACI 318-14 – Chapter 17
Local deformation check	Yes		
Local deformation limit	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Geometrical nonlinearity (GMNA)	Yes		Allow large deformations of hollow sections
Braced system	No		

5.2. ÇATI ÇAPRAZI DİKMESİ KİRİŞ BİRLEŞİMİ

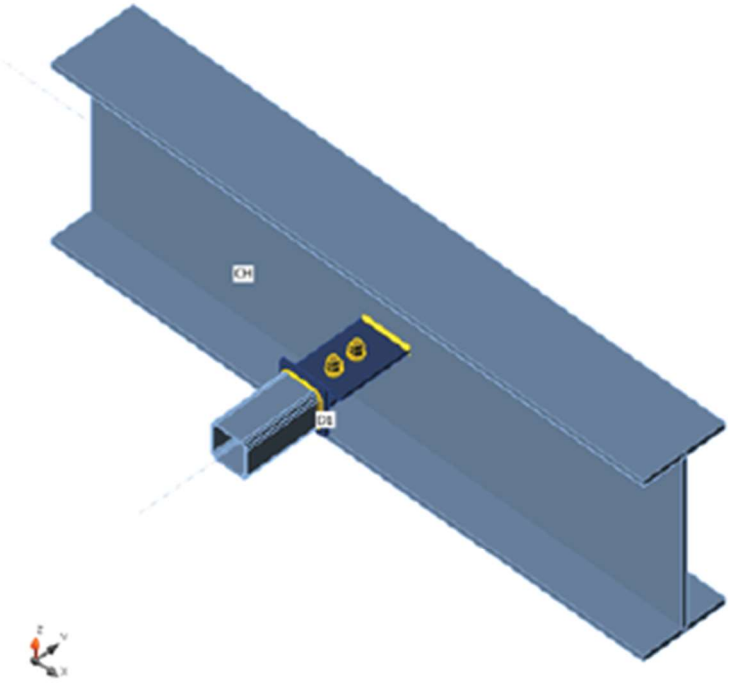
Project item CON1

Design

Name	CON1
Description	
Analysis	Stress, strain/ simplified loading
Design code	AISC - LRFD

Beams and columns

Name	Cross-section	β – Direction [°]	γ - Pitch [°]	α - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forces in
CH	4 - IPE400	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Node
D1	5 - SHS80/80/5.0	-90.0	0.0	0.0	0	0	0	Node



Cross-sections

Name	Material
4 - IPE400	S275
5 - SHS80/80/5.0	S275

Bolts

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	fu [MPa]	Gross area [mm^2]
16M8.8	16M8.8	16	800.0	201

Load effects (equilibrium not required)

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	D1	-44.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
LE2	D1	44.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Check

Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100.0%	OK
Plates	0.7 < 5%	OK
Bolts	33.6 < 100%	OK
Welds	83.5 < 100%	OK
Buckling	51.62	

Plates

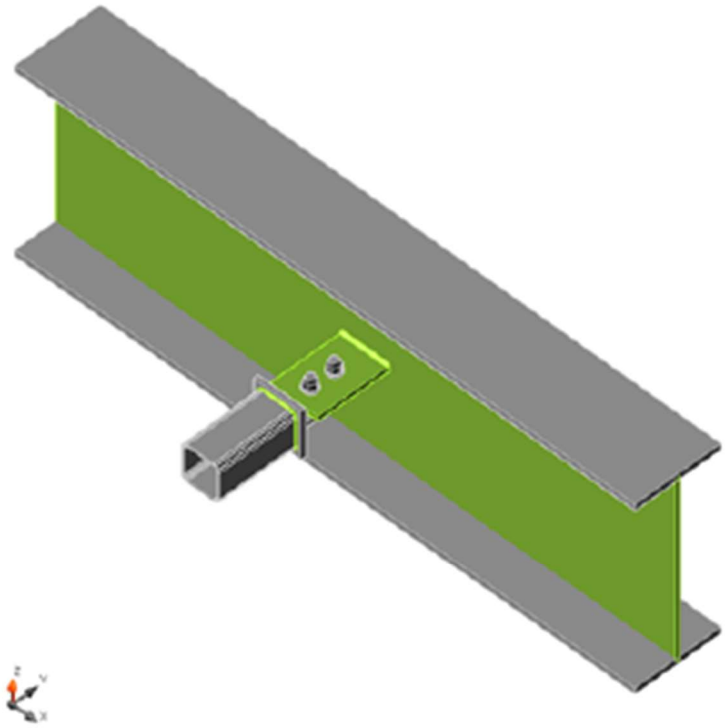
Name	F_y [MPa]	Thickness [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	Check status
CH-bfl 1	275.0	13.5	LE1	133.5	0.0	OK
CH-tfl 1	275.0	13.5	LE1	118.5	0.0	OK
CH-w 1	275.0	8.6	LE2	249.0	0.7	OK
D1	275.0	5.0	LE1	96.5	0.0	OK
CPL1a	275.0	10.0	LE2	247.9	0.2	OK
CPL1b	275.0	10.0	LE2	75.8	0.0	OK
CPL1c	275.0	10.0	LE2	189.0	0.0	OK

Design data

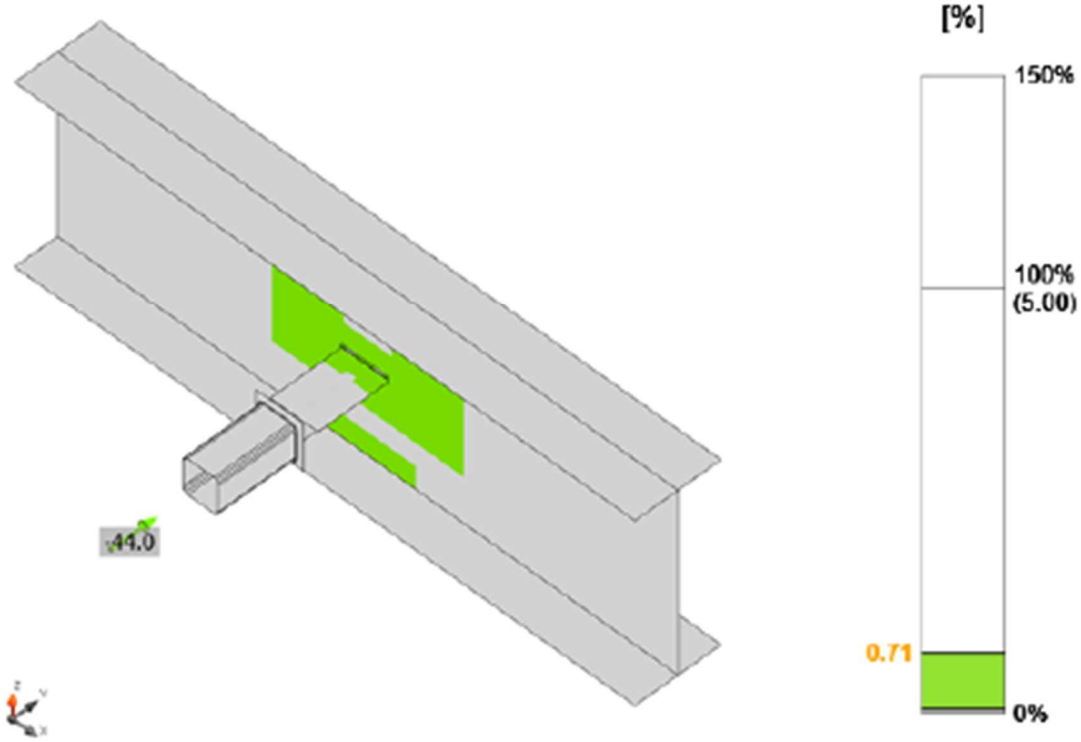
Material	fy [MPa]	ε_{lim} [%]
S275	275.0	5.0

Symbol explanation

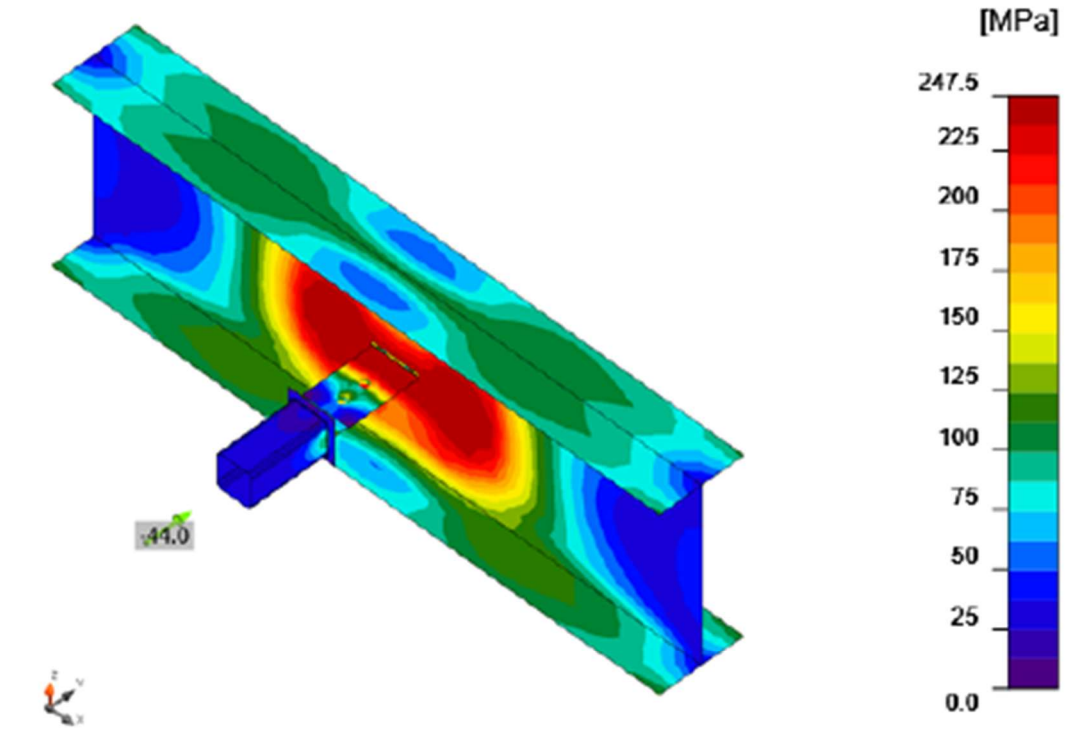
ε_{Pl}	Plastic strain
σ_{Ed}	Eq. stress
fy	Yield strength
ε_{lim}	Limit of plastic strain



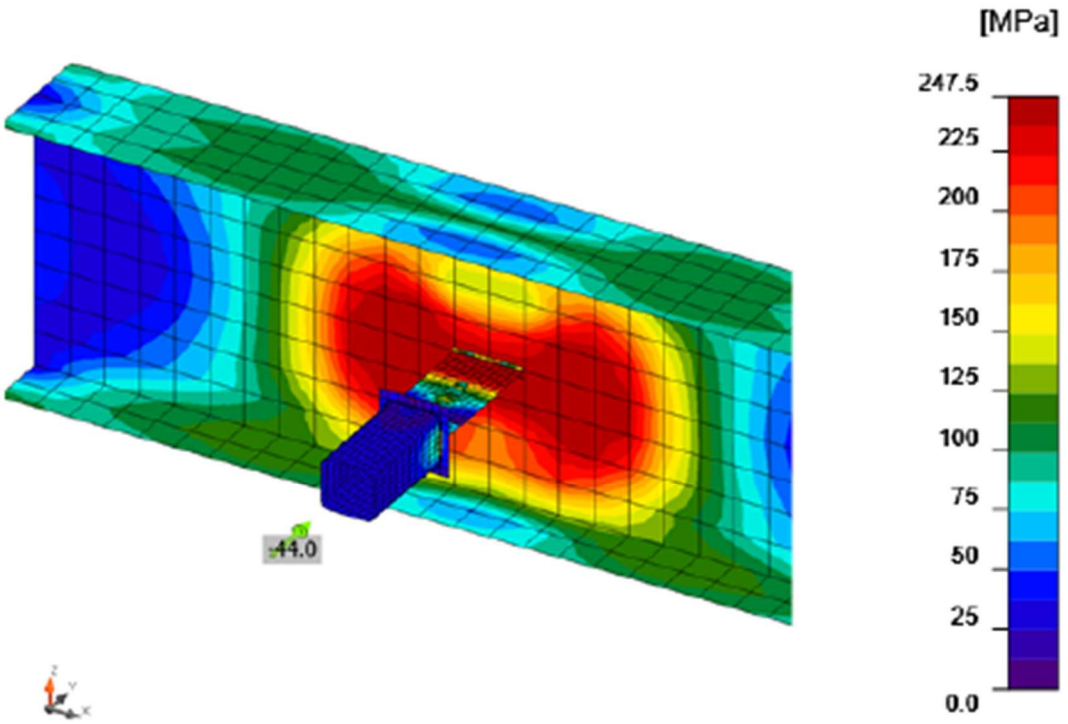
Overall check, LE1



Strain check, LE1

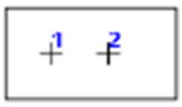


Equivalent stress, LE1



Equivalent stress, LE1

Bolts

Shape	Item	Grade	Loads	F_t [kN]	V [kN]	$\phi R_{n,bearing}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Status
	B1	16M8.8 - 1	LE1	6.6	22.8	123.8	7.3	33.6	-	OK
	B2	16M8.8 - 1	LE2	0.8	21.2	97.9	0.9	31.2	-	OK

Design data

Grade	$\phi R_{n,tension}$ [kN]	$\phi R_{n,shear}$ [kN]
16M8.8 - 1	90.5	67.9

Symbol explanation

F_t	Tension force
V	Resultant of shear forces Vy, Vz in bolt
$\phi R_{n,bearing}$	Bolt bearing resistance
Ut_t	Utilization in tension
Ut_s	Utilization in shear
Ut_{ts}	Utilization in tension and shear
$\phi R_{n,tension}$	Bolt tension resistance AISC 360-16 J3.6
$\phi R_{n,shear}$	Bolt shear resistance AISC 360-16 – J3.8

Detailed result for B1

Tension resistance check (AISC 360-16: J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b = 90.5 \text{ kN} \geq F_t = 6.6 \text{ kN}$$

Where:

$F_{nt} = 600.0$ MPa – nominal tensile stress from AISC 360-16 Table J3.2

$A_b = 201$ mm^2 – gross bolt cross-sectional area

$\phi = 0.75$ – capacity factor

Shear resistance check (AISC 360-16: J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 67.9 \text{ kN} \geq V = 22.8 \text{ kN}$$

Where:

$F_{nv} = 450.4$ MPa – nominal shear stress from AISC 360-16 Table J3.2

$A_b = 201$ mm^2 – gross bolt cross-sectional area

$\phi = 0.75$ – capacity factor

Bearing resistance check (AISC 360-16: J3-6)

$$R_n = 1.20 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \leq 2.40 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$$\phi R_n = 123.8 \text{ kN} \geq V = 22.8 \text{ kN}$$

Where:

$l_c = 32$ mm – clear distance, in the direction of the force, between the edge of the hole and the edge of the adjacent hole or edge of the material

t = 10 mm – thickness of the ply

d = 16 mm – diameter of a bolt

F_u = 430.0 MPa – tensile strength of the connected material

ϕ = 0.75 – resistance factor for bearing at bolt holes

Interaction of tension and shear check (AISC 360-16: J3-2)

The required stress, in either shear or tension, is less than or equal to 30% of the corresponding available stress and the effects of combined stresses need not to be investigated.

Welds

Item	Edge	Xu	T_h [mm]	L_s [mm]	L [mm]	L_c [mm]	F_n [kN]	ϕR_n [kN]	Ut [%]	Status
CH-w 1	CPL1a	E70xx	◢3.5◣	◢5.0◣	100	10	9.5	11.4	83.5	OK
		E70xx	◢3.5◣	◢5.0◣	99	10	8.6	11.0	78.0	OK
CPL1b	CPL1c	E70xx	◢3.5◣	◢5.0◣	80	10	7.0	10.9	64.5	OK
		E70xx	◢3.5◣	◢5.0◣	80	10	7.3	11.0	66.3	OK
CPL1b	D1	E70xx	◢2.1	◢3.0	280	9	4.6	6.2	75.0	OK

Symbol explanation

T_h	Throat thickness of weld
L_s	Leg size of weld
L	Length of weld
L_c	Length of weld critical element
F_n	Force in weld critical element
ϕR_n	Weld resistance AISC 360-16 J2.4
Ut	Utilization

Detailed result for CH-w 1 / CPL1a

Weld resistance check (AISC 360-16: J2-4)

$\phi R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} =$ 11.4 kN ≥ $F_n =$ 9.5 kN

Where:

F_{nw} = 431.0 MPa – nominal stress of weld material:

- $F_{nw} = 0.6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0.5 \cdot sin^{1.5}\theta)$, where:
  - F_{EXX} = 482.6 MPa – electrode classification number, i.e. minimum specified tensile strength
  - θ = 79.9° – angle of loading measured from the weld longitudinal axis

A_{we} = 35 mm^2 – effective area of weld critical element

ϕ = 0.75 – resistance factor for welded connections

Buckling

Loads	Shape	Factor [-]
LE1	1	51.62
	2	88.04
	3	89.06
	4	89.11
	5	95.54
	6	98.73
LE2	1	159.60
	2	159.83
	3	182.01
	4	182.12
	5	212.00
	6	236.90

Code settings

Item	Value	Unit	Reference
Friction coefficient - concrete	0.40	-	ACI 349 – B.6.1.4
Friction coefficient in slip-resistance	0.30	-	AISC 360-16 – J3.8
Limit plastic strain	0.05	-	
Weld stress evaluation	Plastic redistribution		
Detailing	No		
Distance between bolts [d]	2.66	-	AISC 360-16 – J3.3
Distance between bolts and edge [d]	1.25	-	AISC 360-16 – J.3.4
Concrete breakout resistance	Yes		
Base metal capacity check at weld fusion face	No		AISC 360-16 – J2-2
Cracked concrete	Yes		ACI 318-14 – Chapter 17
Local deformation check	No		
Local deformation limit	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Geometrical nonlinearity (GMNA)	Yes		Allow large deformations of hollow sections
Braced system	No		

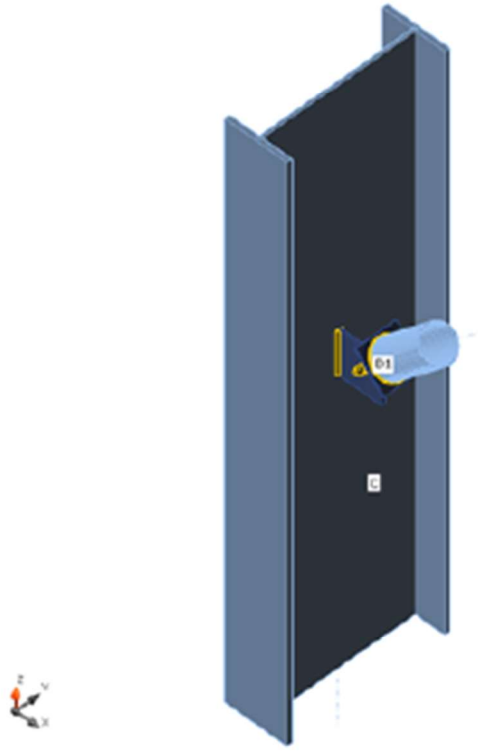
5.3. DÜŞEY ÇAPRAZ BAĞLANTI DETAYI HESABI

Design

Name	CON1
Description	
Analysis	Stress, strain/ simplified loading
Design code	AISC - LRFD

Beams and columns

Name	Cross-section	β – Direction [°]	γ - Pitch [°]	α - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forces in
C	5 - IPE550	0.0	-90.0	90.0	0	0	0	Node
D1	6 - HSS(CHS)114.3X3.2	0.0	-45.0	0.0	0	0	0	Node



Cross-sections

Name	Material
5 - IPE550	S275
6 - HSS(CHS)114.3X3.2	S275

Bolts

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	fu [MPa]	Gross area [mm^2]
16M8.8	16M8.8	16	800.0	201

Load effects (equilibrium not required)

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	D1	-62.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
LE2	D1	62.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Check

Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100.0%	OK
Plates	1.4 < 5%	OK
Bolts	46.8 < 100%	OK
Welds	75.3 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Plates

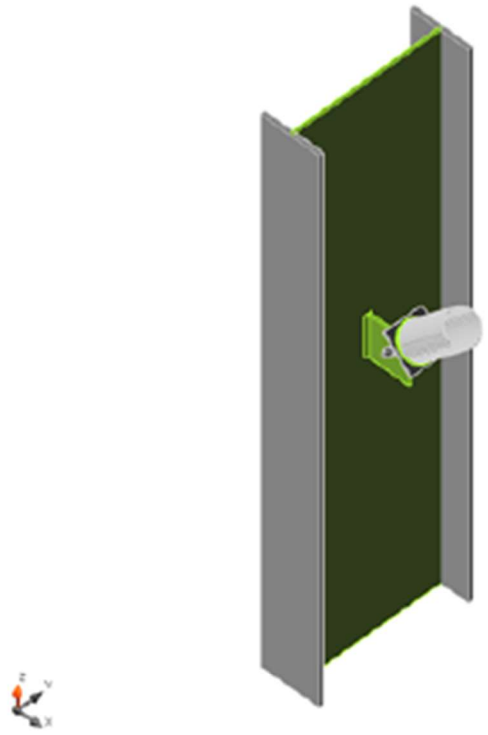
Name	Material	F_y [MPa]	Thickness [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	Check status
C-bfl 1	S275	275.0	17.2	LE1	79.8	0.0	OK
C-tfl 1	S275	275.0	17.2	LE1	75.2	0.0	OK
C-w 1	S275	275.0	11.1	LE2	248.7	0.6	OK
D1	S275	275.0	3.2	LE1	222.3	0.0	OK
CPL1a	S235	235.0	10.0	LE1	214.4	1.4	OK
CPL1b	S235	235.0	10.0	LE2	108.0	0.0	OK
CPL1c	S235	235.0	10.0	LE1	194.8	0.0	OK

Design data

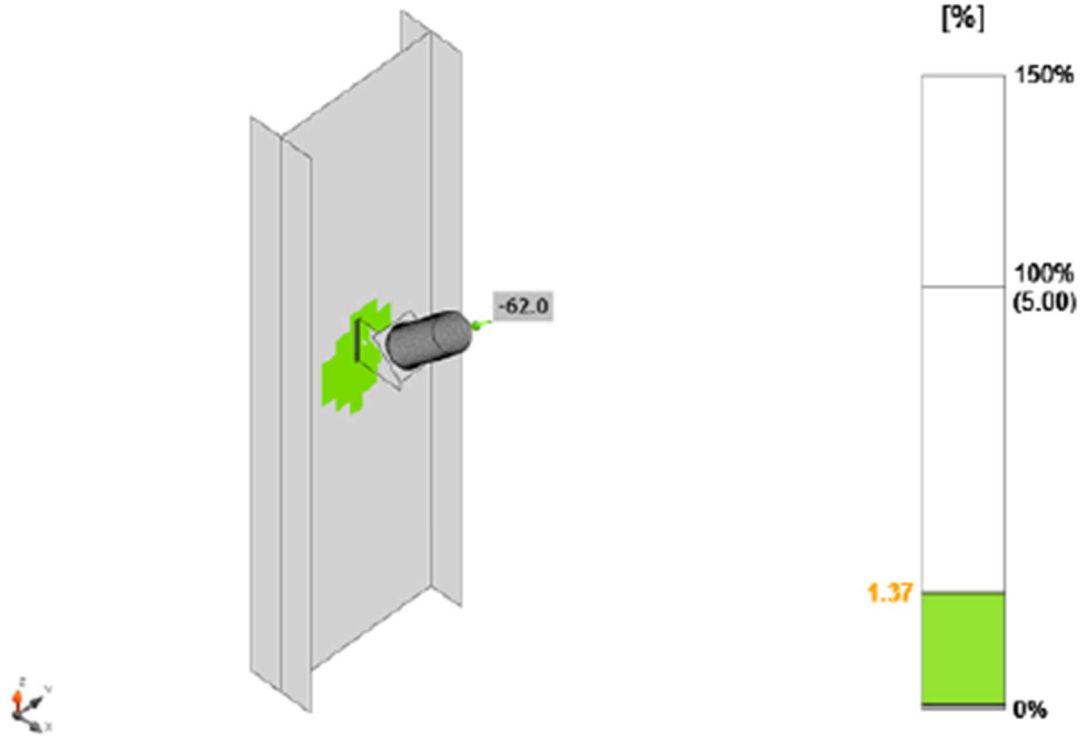
Material	fy [MPa]	ε_{lim} [%]
S275	275.0	5.0
S235	235.0	5.0

Symbol explanation

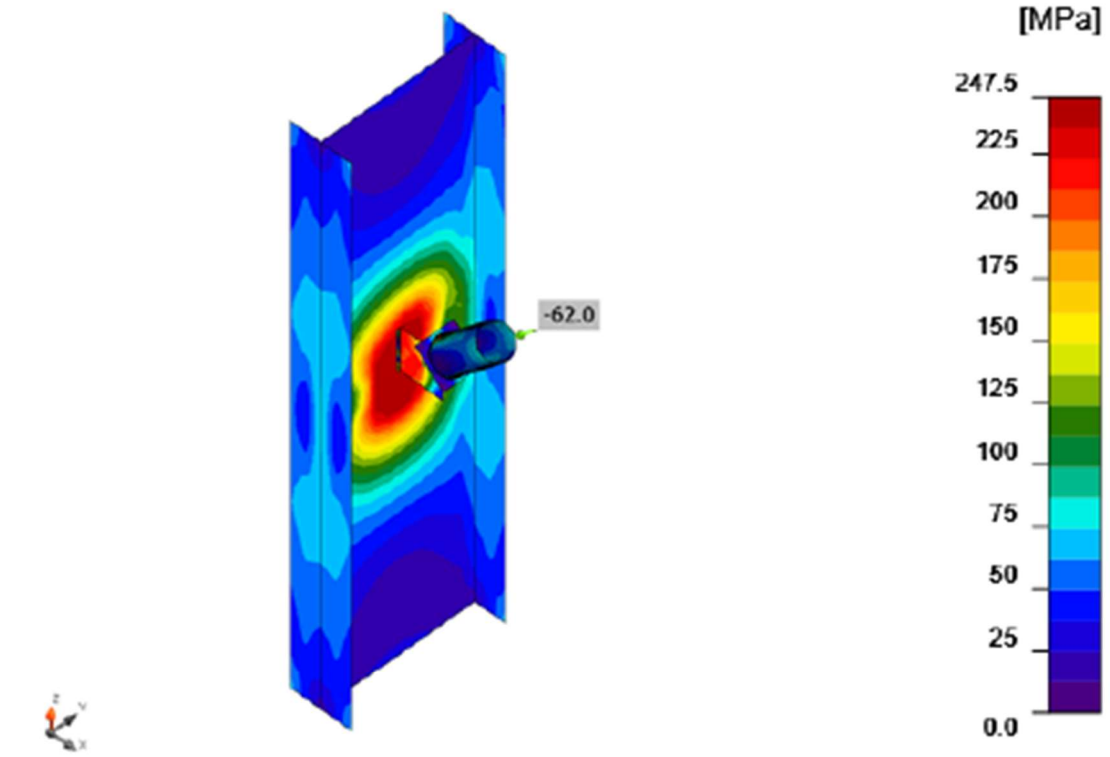
ε_{Pl}	Plastic strain
σ_{Ed}	Eq. stress
fy	Yield strength
ε_{lim}	Limit of plastic strain



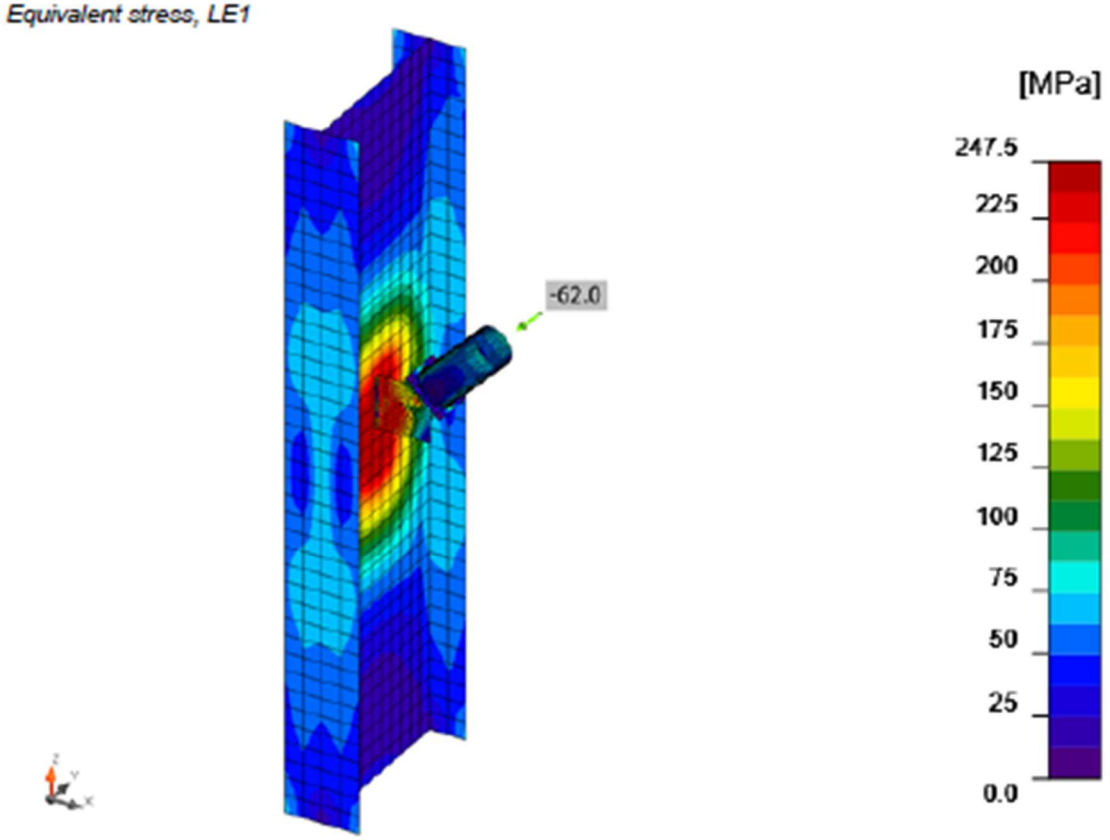
Overall check, LE1



Strain check, LE1

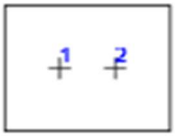


Equivalent stress, LE1



Equivalent stress, LE1

Bolts

Shape	Item	Grade	Loads	F_t [kN]	V [kN]	$\phi R_{n,bearing}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Status
	B1	16M8.8 - 1	LE1	6.7	31.8	103.7	7.4	46.8	-	OK
	B2	16M8.8 - 1	LE2	1.8	30.3	100.4	2.0	44.6	-	OK

Design data

Grade	$\phi R_{n,tension}$ [kN]	$\phi R_{n,shear}$ [kN]
16M8.8 - 1	90.5	67.9

Symbol explanation

F_t	Tension force
V	Resultant of shear forces Vy, Vz in bolt
$\phi R_{n,bearing}$	Bolt bearing resistance
Ut_t	Utilization in tension
Ut_s	Utilization in shear
Ut_{ts}	Utilization in tension and shear
$\phi R_{n,tension}$	Bolt tension resistance AISC 360-16 J3.6
$\phi R_{n,shear}$	Bolt shear resistance AISC 360-16 – J3.8

Detailed result for B1

Tension resistance check (AISC 360-16: J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b = 90.5 \text{ kN} \geq F_t = 6.7 \text{ kN}$$

Where:

$F_{nt} = 600.0$ MPa – nominal tensile stress from AISC 360-16 Table J3.2

$A_b = 201$ mm^2 – gross bolt cross-sectional area

$\phi = 0.75$ – capacity factor

Shear resistance check (AISC 360-16: J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 67.9 \text{ kN} \geq V = 31.8 \text{ kN}$$

Where:

$F_{nv} = 450.4$ MPa – nominal shear stress from AISC 360-16 Table J3.2

$A_b = 201$ mm^2 – gross bolt cross-sectional area

$\phi = 0.75$ – capacity factor

Bearing resistance check (AISC 360-16: J3-6)

$$R_n = 1.20 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \leq 2.40 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$$\phi R_n = 103.7 \text{ kN} \geq V = 31.8 \text{ kN}$$

Where:

$l_c = 32$ mm – clear distance, in the direction of the force, between the edge of the hole and the edge of the adjacent hole or edge of the material

t = 10 mm – thickness of the ply

d = 16 mm – diameter of a bolt

F_u = 360.0 MPa – tensile strength of the connected material

ϕ = 0.75 – resistance factor for bearing at bolt holes

Interaction of tension and shear check (AISC 360-16: J3-2)

The required stress, in either shear or tension, is less than or equal to 30% of the corresponding available stress and the effects of combined stresses need not to be investigated.

Welds

Item	Edge	Xu	T_h [mm]	L_s [mm]	L [mm]	L_c [mm]	F_n [kN]	ϕR_n [kN]	Ut [%]	Status
C-w 1	CPL1a	E70xx	◢5.0◣	◢7.1◣	149	10	12.1	16.1	75.3	OK
		E70xx	◢5.0◣	◢7.1◣	149	10	12.1	16.1	75.1	OK
CPL1b	CPL1c	E70xx	◢5.0◣	◢7.1◣	113	10	8.9	15.9	56.1	OK
		E70xx	◢5.0◣	◢7.1◣	113	10	9.5	16.1	59.0	OK
CPL1b	D1	E70xx	◢3.2	◢4.5	348	5	3.9	5.1	75.2	OK

Symbol explanation

T_h	Throat thickness of weld
L_s	Leg size of weld
L	Length of weld
L_c	Length of weld critical element
F_n	Force in weld critical element
ϕR_n	Weld resistance AISC 360-16 J2.4
Ut	Utilization

Detailed result for C-w 1 / CPL1a

Weld resistance check (AISC 360-16: J2-4)

$\phi R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} =$ 16.1 kN ≥ $F_n =$ 12.1 kN

Where:

F_{nw} = 432.9 MPa – nominal stress of weld material:

- $F_{nw} = 0.6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0.5 \cdot sin^{1.5}\theta)$, where:
  - F_{EXX} = 482.6 MPa – electrode classification number, i.e. minimum specified tensile strength
  - θ = 83.4° – angle of loading measured from the weld longitudinal axis

A_{we} = 50 mm^2 – effective area of weld critical element

ϕ = 0.75 – resistance factor for welded connections

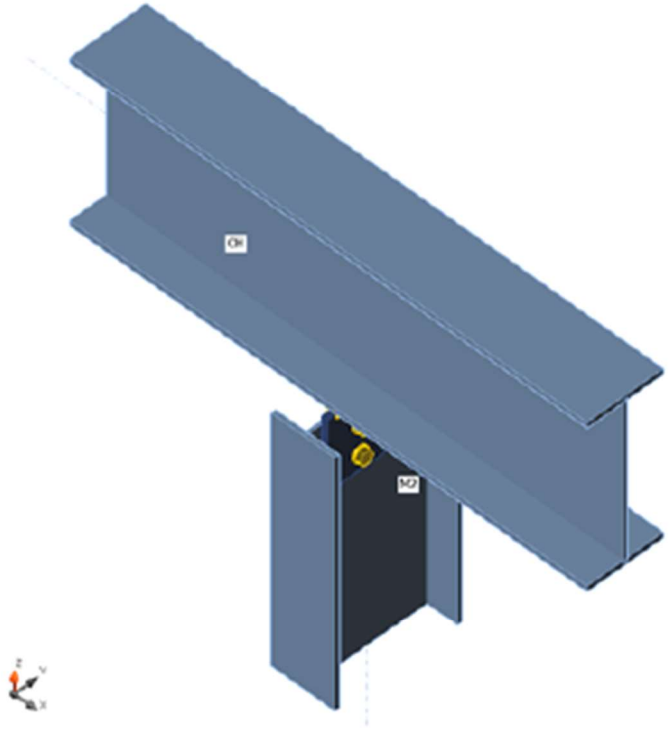
5.4. RÜZGAR KOLONU BAĞLANTI DETAYI HESABI

Design

Name	CON1
Description	
Analysis	Stress, strain/ simplified loading
Design code	AISC - LRFD

Beams and columns

Name	Cross-section	β – Direction [°]	γ - Pitch [°]	α - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forces in
CH	4 - IPE400	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Node
M2	5 - IPE300	90.0	90.0	0.0	0	0	0	Node



Cross-sections

Name	Material
4 - IPE400	S275
5 - IPE300	S275

Bolts

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	fu [MPa]	Gross area [mm^2]
20M8.8	20M8.8	20	800.0	314

Load effects (equilibrium not required)

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	M2	0.0	0.0	30.0	0.0	0.0	0.0

Check

Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100.0%	OK
Plates	0.4 < 5%	OK
Bolts	47.3 < 100%	OK
Welds	33.3 < 100%	OK
Buckling	46.08	

Plates

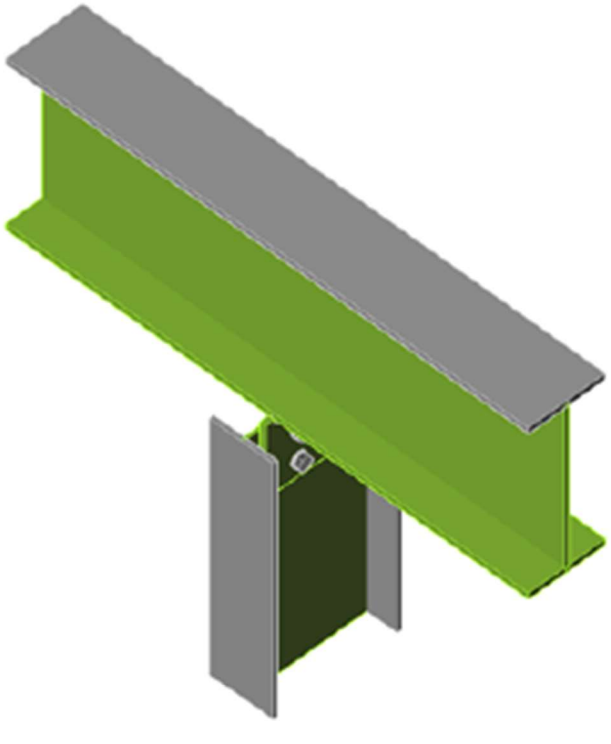
Name	Material	F_y [MPa]	Thickness [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	Check status
CH-bfl 1	S275	275.0	13.5	LE1	247.6	0.1	OK
CH-tfl 1	S275	275.0	13.5	LE1	63.2	0.0	OK
CH-w 1	S275	275.0	8.6	LE1	248.3	0.4	OK
M2-bfl 1	S275	275.0	10.7	LE1	48.1	0.0	OK
M2-tfl 1	S275	275.0	10.7	LE1	48.0	0.0	OK
M2-w 1	S275	275.0	7.1	LE1	247.8	0.2	OK
FP1	S235	235.0	15.0	LE1	194.9	0.0	OK

Design data

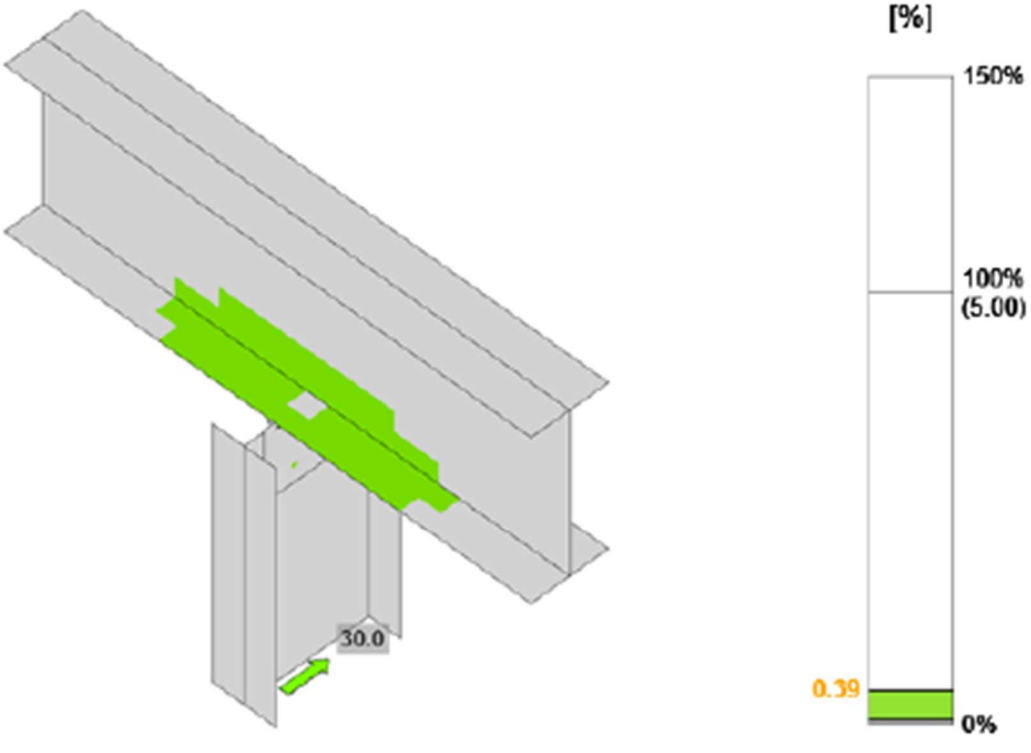
Material	fy [MPa]	ε_{lim} [%]
S275	275.0	5.0
S235	235.0	5.0

Symbol explanation

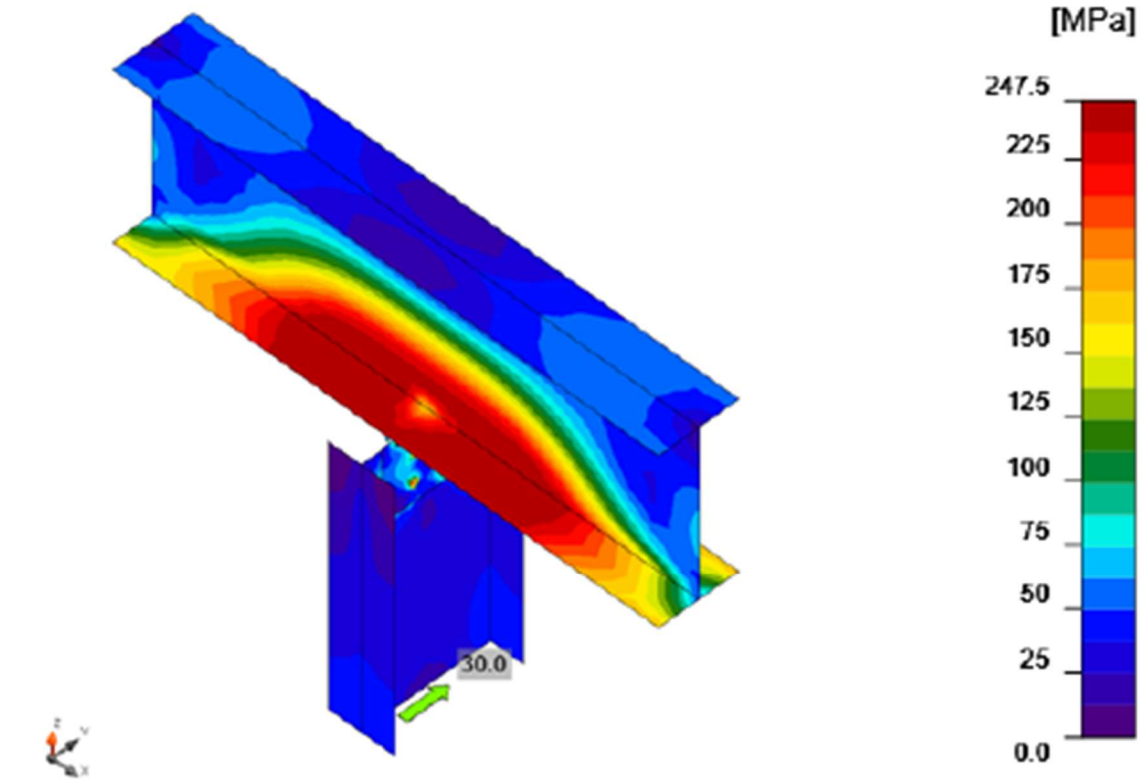
ε_{Pl}	Plastic strain
σ_{Ed}	Eq. stress
fy	Yield strength
ε_{lim}	Limit of plastic strain



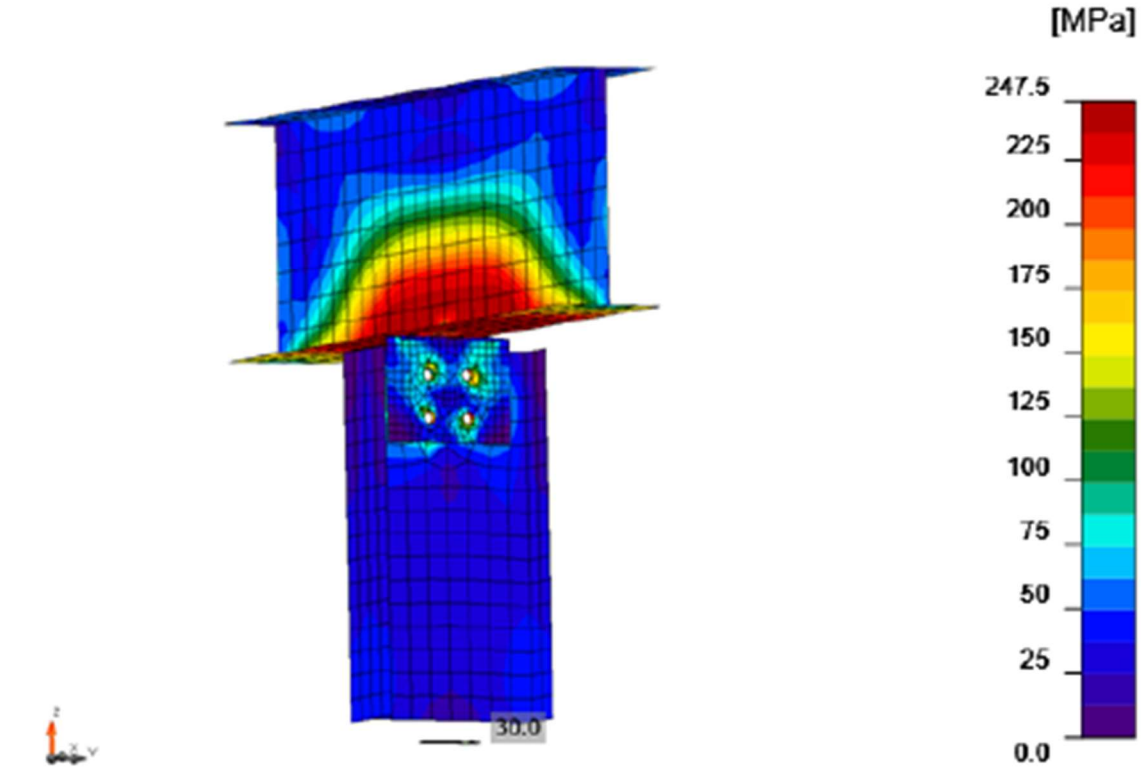
Overall check, LE1



Strain check, LE1

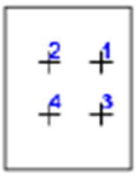


Equivalent stress, LE1



Equivalent stress, LE1

Bolts

Shape	Item	Grade	Loads	F_t [kN]	V [kN]	$\phi R_{n,bearing}$ [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Status
	B1	20M8.8 - 1	LE1	6.3	40.0	109.9	4.5	37.7	-	OK
	B2	20M8.8 - 1	LE1	8.8	50.2	109.9	6.2	47.3	-	OK
	B3	20M8.8 - 1	LE1	6.1	39.8	109.9	4.3	37.5	-	OK
	B4	20M8.8 - 1	LE1	10.1	50.2	109.9	7.2	47.3	-	OK

Design data

Grade	$\phi R_{n,tension}$ [kN]	$\phi R_{n,shear}$ [kN]
20M8.8 - 1	141.3	106.1

Symbol explanation

F_t	Tension force
V	Resultant of shear forces Vy, Vz in bolt
$\phi R_{n,bearing}$	Bolt bearing resistance
Ut_t	Utilization in tension
Ut_s	Utilization in shear
Ut_{ts}	Utilization in tension and shear
$\phi R_{n,tension}$	Bolt tension resistance AISC 360-16 J3.6
$\phi R_{n,shear}$	Bolt shear resistance AISC 360-16 – J3.8

Detailed result for B2

Tension resistance check (AISC 360-16: J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nt} \cdot A_b = 141.3 \text{ kN} \geq F_t = 8.8 \text{ kN}$$

Where:

$F_{nt} = 600.0$ MPa – nominal tensile stress from AISC 360-16 Table J3.2

$A_b = 314$ mm^2 – gross bolt cross-sectional area

$\phi = 0.75$ – capacity factor

Shear resistance check (AISC 360-16: J3-1)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 106.1 \text{ kN} \geq V = 50.2 \text{ kN}$$

Where:

$F_{nv} = 450.4$ MPa – nominal shear stress from AISC 360-16 Table J3.2

$A_b = 314$ mm^2 – gross bolt cross-sectional area

$\phi = 0.75$ – capacity factor

Bearing resistance check (AISC 360-16: J3-6)

$$R_n = 1.20 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u \leq 2.40 \cdot d \cdot t \cdot F_u$$

$$\phi R_n = 109.9 \text{ kN} \geq V = 50.2 \text{ kN}$$

Where:

$l_c = 53$ mm – clear distance, in the direction of the force, between the edge of the hole and the edge of the adjacent hole or edge of the material

$t = 7$ mm – thickness of the ply

$d = 20$ mm – diameter of a bolt

$F_u = 430.0$ MPa – tensile strength of the connected material

$\phi = 0.75$ – resistance factor for bearing at bolt holes

Interaction of tension and shear check (AISC 360-16: J3-2)

The required stress, in either shear or tension, is less than or equal to 30% of the corresponding available stress and the effects of combined stresses need not to be investigated.

Welds

Item	Edge	Xu	T_h [mm]	L_s [mm]	L [mm]	L_c [mm]	F_n [kN]	ϕR_n [kN]	Ut [%]	Status
CH-bfl 1	FP1	E70xx	◢6.8◣	◢9.5◣	179	14	5.8	29.4	19.7	OK
		E70xx	◢6.8◣	◢9.5◣	179	14	9.4	28.1	33.3	OK

Symbol explanation

T_h	Throat thickness of weld
L_s	Leg size of weld
L	Length of weld
L_c	Length of weld critical element
F_n	Force in weld critical element
ϕR_n	Weld resistance AISC 360-16 J2.4
Ut	Utilization

Detailed result for CH-bfl 1 / FP1

Weld resistance check (AISC 360-16: J2-4)

$\phi R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} =$ 28.1 kN ≥ $F_n =$ 9.4 kN

Where:

$F_{nw} = 402.3$ MPa – nominal stress of weld material:

- $F_{nw} = 0.6 \cdot F_{EXX} \cdot (1 + 0.5 \cdot sin^{1.5}\theta)$, where:
  - $F_{EXX} =$ 482.6 MPa – electrode classification number, i.e. minimum specified tensile strength
  - $\theta =$ 57.8° – angle of loading measured from the weld longitudinal axis

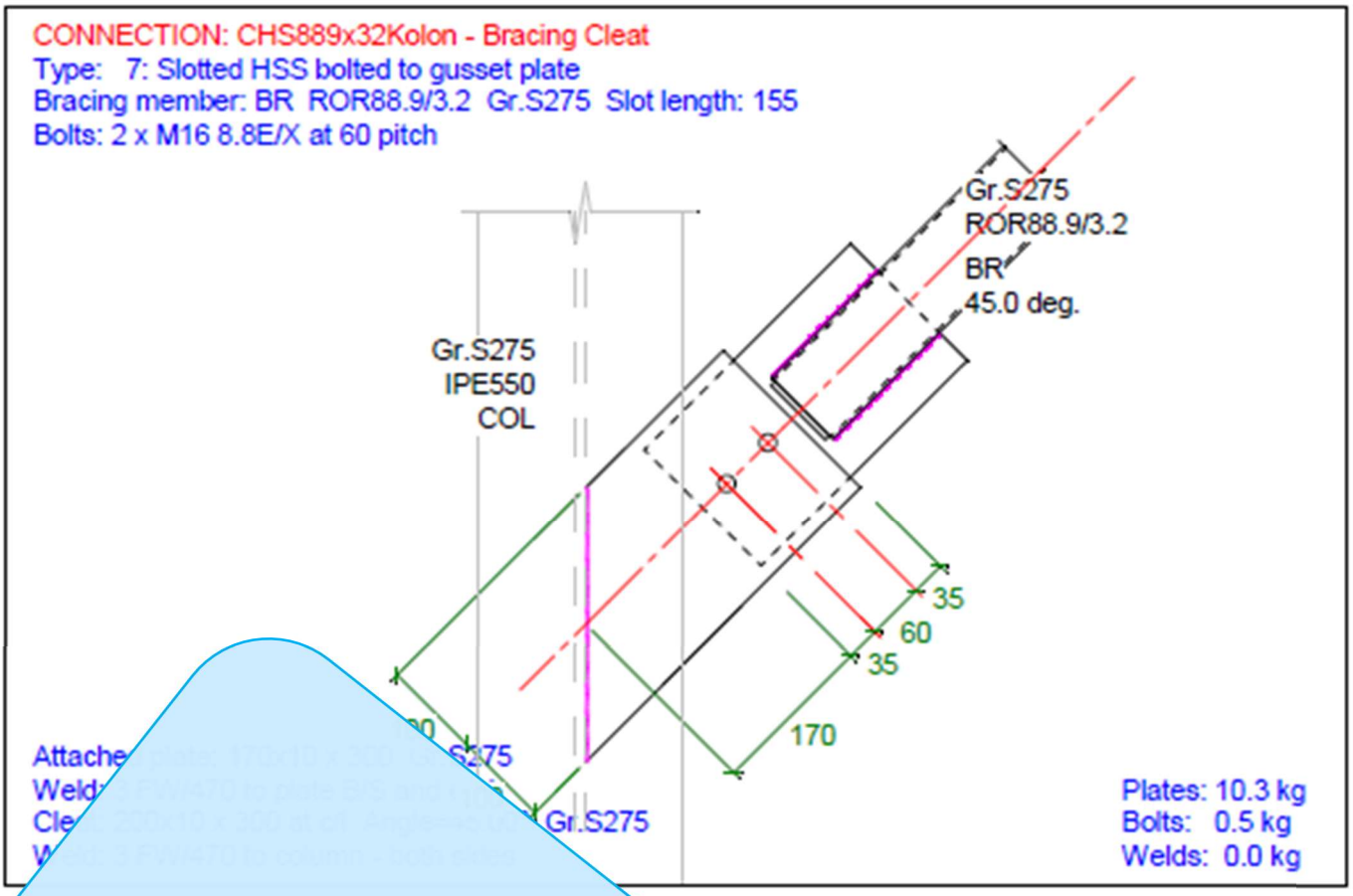
$A_{we} = 93$ mm^2 – effective area of weld critical element

$\phi = 0.75$ – resistance factor for welded connections

Buckling

Loads	Shape	Factor [-]
LE1	1	46.08
	2	64.25
	3	67.45
	4	73.82
	5	78.32
	6	90.64

5.5. ÇATI ÇAPRAZI KOLON BAĞLANTI DETAYI HESABI



10-FEB-21
20:32:36

.EC3 sec
.Section te
.Section comp

A360-(D2-1)
A360 E7

Attached plate:
300x170x10 Gr./Fy/
Weld to brace 3 FW/47
Length of weld, Lw . .
Ratio, Lw/D . . . . . .
End of plate is welded to HS

Column/Chord: Section=IPE550 Gr
d = 550 mm Root rad. =
b = 210 mm Area = 1.340
tf = 17.2 mm Sx = 2441000
tw = 11.1 mm Zx = 2787000
.Section tension strength . . . . 3316.5 kN
.Section compression strength . . 3267.1 kN
Brace connected to column web.

Cleat:
300x200x10 Gr./Fy/Fu=S275/27/430MPa
Bolts 2 x M16 8.8E/X at 60 pitch.
Bolt hole dia. . . . . 18 mm
Weld to support 3 FW/470MPa

DEMO

```
 Offset WD to end of brace . . . .      245 mm
 Offset col. face to end of brace         0 mm
 Whitmore section (not used) . . .       69 mm

Clearances:
 Column to brace clearance . . . .       60 mm
 Gusset to brace clearance . . . .       15 mm

BILL OF MATERIALS
Plates:
 1 no. - 400x200x10 Grade=S275 . . . . . . .    6.3 kg
 1 no. - 300x170x10 Grade=S275 . . . . . . .    4.0 kg
 Total mass of plates  . . . . . . . . . . .   10.3 kg
Bolts:
 2 no. - M16 8.8E/X x 50 long  . . . . . . .    0.5 kg
Welds:
 1206 mm - FW 3 fu=470MPa  . . . . . . . . .    0.0 kg

MINIMUM ACTION CHECK
(Minima are based on section capacity, not member capacity.)
Specified minimum design actions:
 Tension        0% of øNs  (  213.2)  =    0.0 kN
 Compression    0% of øNc  (  213.2)  =    0.0 kN
 NOTE: Input design actions are not automatically increased if they are less than
       the specified minimum actions. Minimum actions may be set in any load case.
       This check warns if any design action is less than the specified minimum
       for all load cases.

INPUT DESIGN ACTIONS
 Axial, N* . . . . . . . . . . . . .    56.0 kN  (tens.)

Using AISC model...

DESIGN STRENGTH CHECKS - Tension
                                                Utilization ratio
                                                Required strength
                                               Design strength                Reference

BRACING MEMBER:
 Gross area  . . . . . . . . . . . .     862 mm2
 Gross section yield strength  . . . . . .   213.2  ≥  Du    =   56.0   26%  Pass  A360-(D2-1)
 Net area  . . . . . . . . . . . . .     862 mm2
 Effective net area  . . . . . . . .     862 mm2
 Net section rupture strength  . . . . . .   277.9  ≥  Du    =   56.0   20%  Pass  A360 (J4-2)

WELD TO BRACING MEMBER:
 3 FW/470MPa
 Effective end weld length . . . .       20 mm
 HSS end slot wall strength  . . .    15.8 kN
 HSS/plate end weld strength . . .     9.0 kN
 » Effective end weld strength . .     9.0 kN
 Balance transmitted by side weld     47.0 kN
 Length of slot O/A  . . . . . . .     155 mm
 Length of side weld . . . . . . .     155 mm
 Total side weld length  . . . . .     620 mm
 HSS/plate side weld strength  . . . . . .   278.2  ≥  N'    =   47.0   17%  Pass

BOLTS:
 Single bolt shear strength  . . .    68.9 kN                                   A360-T:J3.2
 Joint length  . . . . . . . . . .      60 mm
 Joint length factor . . . . . . .    1.00                                      A360-T.J3.2
 Effective bolt shear strength . .    68.9 kN
 Bolt group shear strength . . . . . . . .   137.9  ≥  Du    =   56.0   41%  Pass

ATTACHED PLATE:
 Attached plate bolt bearing strength  . . .   224.5  ≥  Du    =   56.0   25%  Pass  A360 J3.10
 Attached plate tension yield  . . . . . .   420.8  ≥  Du    =   56.0   13%  Pass  A360 (J4-1)
 Attached plate tension rupture  . . . . .   466.0  ≥  Du    =   56.0   12%  Pass  A360 (J4-2)
 Attached plate block shear strength . . . .   235.1  ≥  Du    =   56.0   24%  Pass  A360 (J4-5)

SLOTTED HSS - TENSION:
 HSS wall shear strength . . . . . . . . .   327.4  ≥  N'    =   47.0   14%  Pass  A360 (J4-3)
 Attached plate shear strength . . . . . .   976.5  ≥  N'    =   47.0    5%  Pass  HSSCM p.6-22
 Shear lag in HSS wall...
  Slot length  . . . . . . . . . . .     155 mm
  Weld length  . . . . . . . . . . .     155 mm
  Section height . . . . . . . . . .      89 mm
  L/D  . . . . . . . . . . . . . . .    1.74
```

```
  Shear lag factor (AISC 360)  . .    1.00                                          A360 T:D3.1
  HSS wall shear lag strength  . . . . . . .   257.2  ≥  N'    =   47.0   18%  Pass  A360 T:D3.1
 Shear lag in attached plate...
  L/w  . . . . . . . . . . . . . . .    1.74
  Shear lag factor . . . . . . . . .    0.87                                          A360-T:D3.1
  Shear lag strength . . . . . . . . . . . . .   477.0  ≥  N'    =   47.0   10%  Pass  A360-T:D3.1

SIMPLE CLEAT:
 Cleat bolt bearing strength . . . . . . . .   224.5  ≥  Pu    =   56.0   25%  Pass  A360 J3.10
 Cleat tension yield . . . . . . . . . . . . .   495.0  ≥  Pu    =   56.0   11%  Pass  A360 (J4-1)
 Cleat tension rupture . . . . . . . . . . . .   548.2  ≥  Pu    =   56.0   10%  Pass  A360 (J4-2)
 Cleat block shear strength  . . . . . . . .   235.1  ≥  Pu    =   56.0   24%  Pass  A360 (J4-5)
 Length of weld to support . . . .     283 mm
 For 3 FW/470MPa both sides...
 Support fillet weld strength  . . . . . . .   253.8  ≥  Pu    =   56.0   22%  Pass

CRITICAL LIMIT STATE . . .  Bolt group shear strength
UTILIZATION RATIO  . . . .     41%
STRENGTH RATIO . . . . . .   2.462   Pass
```

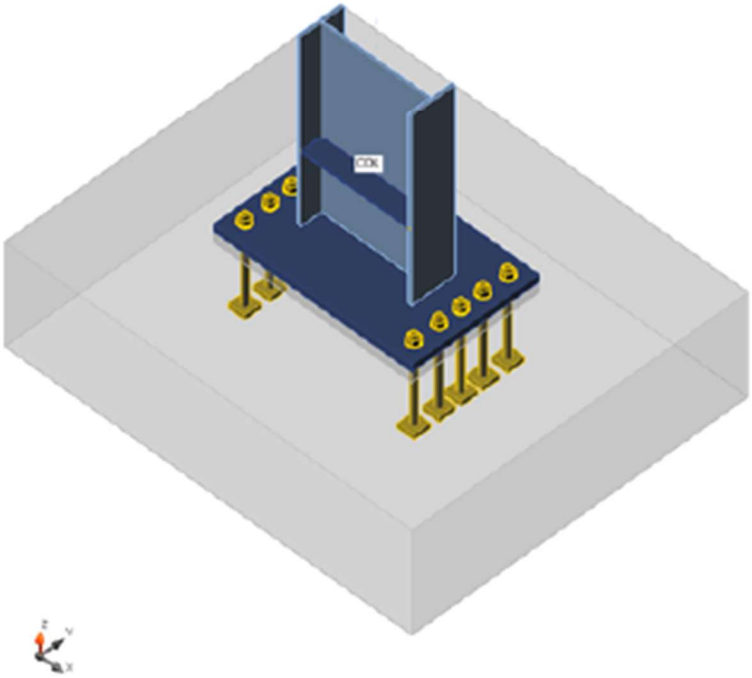
5.6. KOLONUN TEMEL BAĞLANTI DETAYI HESABI

Design

Name	CON1
Description	
Analysis	Stress, strain/ simplified loading
Design code	AISC - LRFD

Beams and columns

Name	Cross-section	β – Direction [°]	γ - Pitch [°]	α - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forces in
COL	3 - IPE550	0.0	-90.0	0.0	0	0	0	Node



Cross-sections

Name	Material
3 - IPE550	S275
2 - IPE400	S275

Anchors

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	fu [MPa]	Gross area [mm²]
30M10.9	30M10.9	30	1000.0	707

Load effects (equilibrium not required)

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	-152.0	0.0	152.0	0.0	-486.0	0.0

Foundation block

Item	Value	Unit
CB 1		
Dimensions	1610 x 1950	mm
Depth	500	mm
Anchor	30M10.9	
Anchoring length	300	mm
Shear force transfer	Shear lug	
Cross-section of shear lug	IPE400	
Length of shear lug	100	mm
Mortar joint	50	mm

Check

Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100.0%	OK
Plates	1.7 < 5%	OK
Anchors	91.5 < 100%	OK
Welds	0.0 < 100%	OK
Concrete block	28.7 < 100%	OK
Shear	13.1 < 100%	OK
Buckling	14.44	

Plates

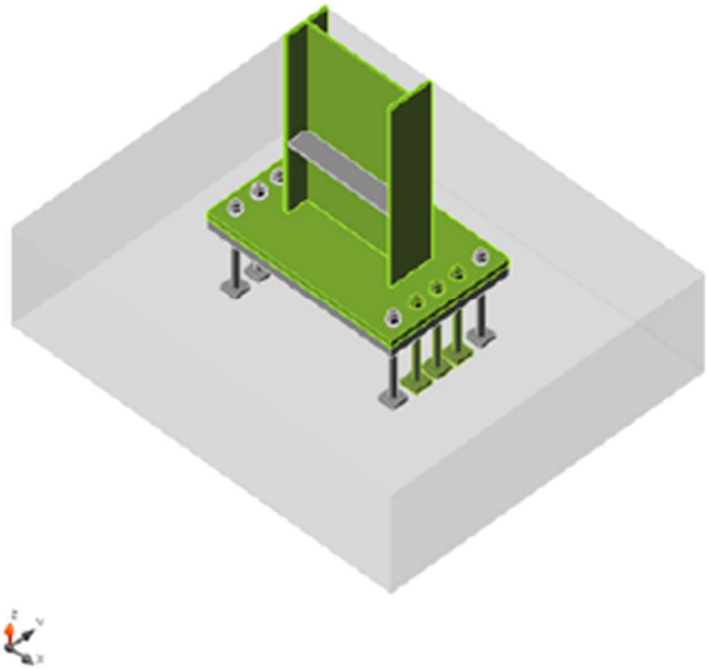
Name	F_y [MPa]	Thickness [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	Check status
COL-bfl 1	275.0	17.2	LE1	251.2	1.7	OK
COL-tfl 1	275.0	17.2	LE1	248.7	0.6	OK
COL-w 1	275.0	11.1	LE1	249.1	0.8	OK
Member 2-bfl 1	275.0	13.5	LE1	205.3	0.0	OK
Member 2-tfl 1	275.0	13.5	LE1	222.8	0.0	OK
Member 2-w 1	275.0	8.6	LE1	141.4	0.0	OK
BP1	275.0	35.0	LE1	249.9	1.1	OK
STIFF1a	275.0	10.0	LE1	31.4	0.0	OK
STIFF1b	275.0	10.0	LE1	31.4	0.0	OK

Design data

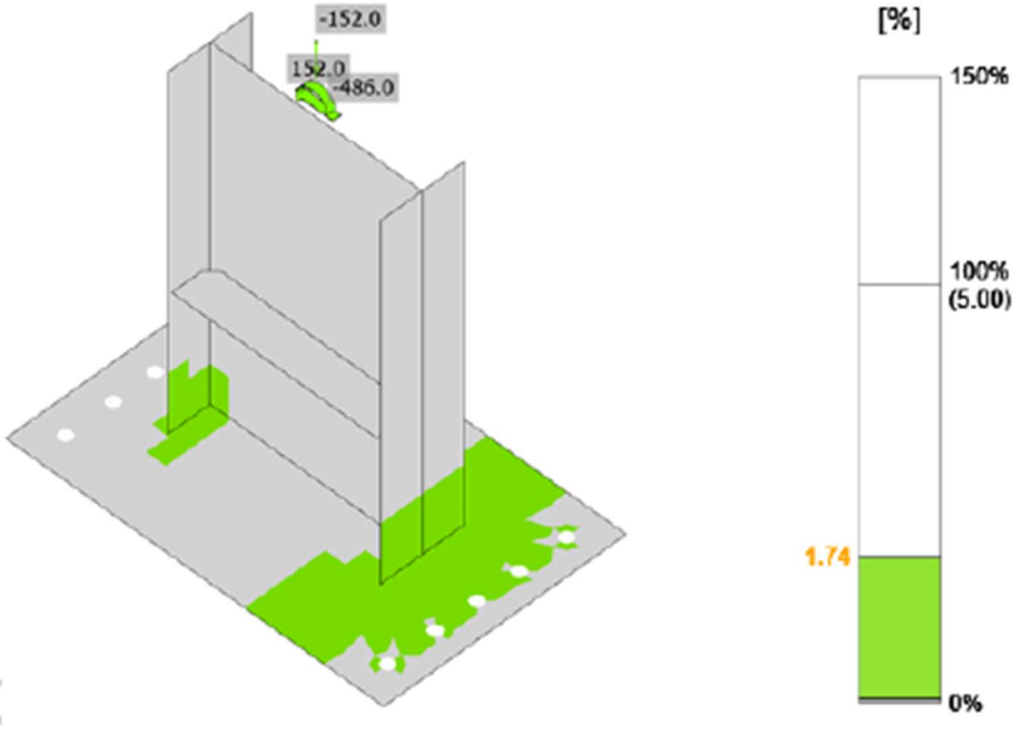
Material	fy [MPa]	ε_{lim} [%]
S275	275.0	5.0

Symbol explanation

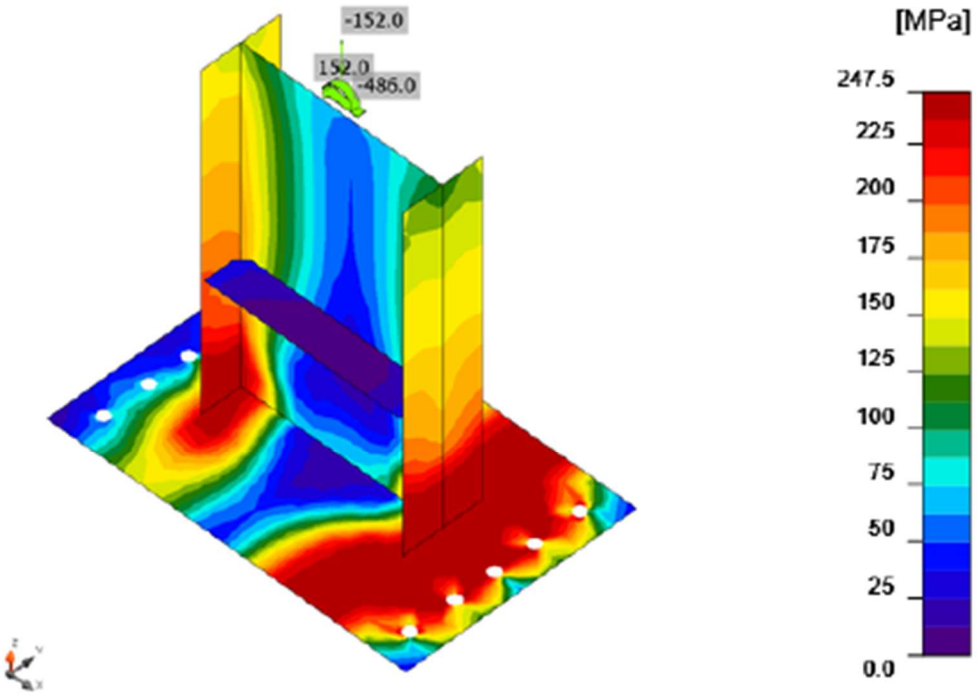
ε_{Pl}	Plastic strain
σ_{Ed}	Eq. stress
fy	Yield strength
ε_{lim}	Limit of plastic strain



Overall check, LE1



Strain check, LE1



Equivalent stress, LE1

Anchors

Shape	Item	Loads	N_f [kN]	ϕN_p [kN]	ϕN_{sb} [kN]	ϕV_{cp} [kN]	Ut_t [%]	Ut_s [%]	Ut_{ts} [%]	Status
	A1	LE1	0.0	-	-	1066.4	0.0	0.0	0.0	OK
	A2	LE1	0.0	-	-	1066.4	0.0	0.0	0.0	OK
	A3	LE1	0.0	-	-	1066.4	0.0	0.0	0.0	OK
	A4	LE1	0.0	-	-	1066.4	0.0	0.0	0.0	OK
	A5	LE1	185.8	797.0	1008.7	1066.4	55.0	0.0	37.0	OK
	A6	LE1	266.9	797.0	1008.7	1066.4	79.0	0.0	67.5	OK
	A7	LE1	186.5	797.0	1008.7	1066.4	55.2	0.0	37.2	OK
	A8	LE1	266.2	797.0	1008.7	1066.4	78.8	0.0	67.3	OK
	A9	LE1	0.0	-	-	1066.4	0.0	0.0	0.0	OK
	A10	LE1	309.0	797.0	1008.7	1066.4	91.5	0.0	86.3	OK

Design data

Grade	ϕN_{sa} [kN]
30M10.9 - 1	337.7

Symbol explanation

N_f	Tension force
ϕN_p	Pullout strength in tension – ACI 318-14 – 17.4.3
ϕN_{sb}	Concrete side-face blowout strength in tension – ACI 318-14 – 17.4.4
ϕV_{cp}	Concrete pryout strength in shear – ACI 318-14 – 17.5.3
Ut_t	Utilization in tension
Ut_s	Utilization in shear
Ut_{ts}	Utilization in tension and shear
ϕN_{sa}	Steel strength of anchor in tension - ACI 318-14 – 17.4.1

Detailed result for A10

Anchor tensile resistance (ACI 318-14 – 17.4.1)

$\phi N_{sa} = \phi \cdot A_{se,N} \cdot f_{uta} =$ 337.7 kN ≥ $N_f =$ 309.0 kN

Where:

$\phi = 0.70$ – resistance factor

$A_{se,N} = 561$ mm^2 – tensile stress area

$f_{uta} = 860.0$ MPa – specified tensile strength of anchor steel:

- $f_{uta} = \min(860\ \text{MPa}, 1.9 \cdot f_{ya},\ f_u)$, where:
  - $f_{ya} =$ 900.0 MPa – specified yield strength of anchor steel
  - $f_u =$ 1000.0 MPa – specified ultimate strength of anchor steel

Concrete pullout resistance (ACI 318-14 – 17.4.3)

$\phi N_{pn} = \phi \cdot \Psi_{c,P} \cdot N_p =$ 797.0 kN ≥ $N_f =$ 309.0 kN

Where:

$\phi = 0.70$ – resistance factor

$\Psi_{c,P} = 1.00$ – modification factor for concrete condition

$N_p = 1138.6$ kN – basic concrete pullout strength for headed anchor:

- $N_{pr} = 8 \cdot A_{brg} \cdot f'_c$, where:
  - $A_{brg} =$ 5693 mm^2 – bearing area of the head of stud or anchor bolt
  - $f'_c =$ 25.0 MPa – concrete compressive strength

Concrete sideface blowout resistance (ACI 318-14 – 17.4.4)

$\phi N_{sb} = r_c \cdot N_{sbg} =$ 1008.7 kN ≥ $N_f =$ 309.0 kN

Where:

$r_c = 0.50$ – reduction factor for anchor close to an edge or multiple anchors with small spacing:

- $r_c = \min(\frac{1+\frac{c_{a2}}{c_{a1}}}{4}, 1+\frac{s}{6 \cdot c_{a1}}),\ 0.5 \le r_c \le 1$, where:
  - $c_{a1} =$ 0 mm – shorter distance from an anchor to an edge
  - $c_{a2} =$ 0 mm – longer distance from an anchor to an edge
  - $s =$ 105 mm – spacing between anchors

$N_{sbg} = 1999.9$ kN – concrete side-face blowout strength of headed anchor in tension:

- $N_{sb} = \phi \cdot 13.0 \cdot c_{a1} \cdot \sqrt{A_{bgr}} \cdot \sqrt{f'_c}$, where:
  - A_{bgr} = 5693 mm^2 – bearing area of the head of stud or anchor bolt
  - f'_c = 25.0 MPa – concrete compressive strength
  - ϕ = 0.70 – resistance factor

Concrete pryout resistance (ACI 318-14 – 17.5.3)

The check is preformed for group of anchors on common base plate

$\phi V_{cp} = \phi \cdot k_{cp} \cdot N_{cp} =$ 1066.4 kN ≥ $V_g =$ 0.0 kN

Where:

$\phi = 0.65$ – resistance factor

$k_{cp} = 2.00$ – concrete pry-out factor

$N_{cp} = 820.3$ kN – concrete cone tension break-out resistance in case all anchors are in tension

$V_g = 0.0$ kN – sum of shear forces of anchors on common base plate

Interaction of tensile and shear forces (ACI 318-14 – R17.6)

$U_{tt}^{5/3} + U_{ts}^{5/3} =$ 0.86 ≤ 1.0

Where:

$U_{tt} = 0.92$ – maximum ratio of factored tensile force and tensile resistance determined from all appropriate failure modes

$U_{ts} = 0.00$ – maximum ratio of factored shear force and shear resistance determined from all appropriate failure modes

Supplementary reinforcement

Reinforcement should be designed according to ACI 318-14 – 17.4.2.9; 17.5.2.9

Supplementary reinforcement should resist force of 1214.5 kN in tension and 4.5 kN in shear.

Welds

Item	Edge	Xu	T_h [mm]	L_s [mm]	L [mm]	L_c [mm]	F_n [kN]	ϕR_n [kN]	Ut [%]	Status
BP1	COL-bfl 1	E70xx	-	-	210	-	-	-	-	OK
BP1	COL-tfl 1	E70xx	-	-	210	-	-	-	-	OK
BP1	COL-w 1	E70xx	-	-	533	-	-	-	-	OK
BP1	Member 2-bfl 1	E70xx	-	-	180	-	-	-	-	OK
BP1	Member 2-tfl 1	E70xx	-	-	180	-	-	-	-	OK
BP1	Member 2-w 1	E70xx	-	-	387	-	-	-	-	OK
COL-bfl 1	STIFF1a	E70xx	-	-	75	-	-	-	-	OK
COL-w 1	STIFF1a	E70xx	-	-	468	-	-	-	-	OK
COL-tfl 1	STIFF1a	E70xx	-	-	75	-	-	-	-	OK
COL-bfl 1	STIFF1b	E70xx	-	-	75	-	-	-	-	OK
COL-w 1	STIFF1b	E70xx	-	-	468	-	-	-	-	OK
COL-tfl 1	STIFF1b	E70xx	-	-	75	-	-	-	-	OK

Symbol explanation

T_h	Throat thickness of weld
L_s	Leg size of weld
L	Length of weld
L_c	Length of weld critical element
F_n	Force in weld critical element
ϕR_n	Weld resistance AISC 360-16 J2.4
Ut	Utilization

Detailed result for BP1 / COL-bfl 1

Butt welds are not checked. Their resistance is assumed to be the same as that of the welded member.

Concrete block

Item	Loads	A_1 [mm2]	A_2 [mm2]	σ [MPa]	Ut [%]	Status
CB 1	LE1	174877	2781957	7.9	28.7	OK

Symbol explanation

A_1	Loaded area
A_2	Supporting area
σ	Average stress in concrete
Ut	Utilization

Detailed result for CB 1

Concrete block compressive resistance check (AISC 360-16 Section J8)

$\phi_c f_{p,max} =$ 27.6 MPa ≥ $\sigma =$ 7.9 MPa

Where:

$f_{p,max} =$ 42.5 MPa – concrete block design bearing strength:

- $f_{p,max} = 0.85 \cdot f'_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 \cdot f'_c$, where:
  - $f'_c =$ 25.0 MPa – concrete compressive strength
  - $A_1 =$ 174877 mm^2 – base plate area in contact with concrete surface
  - $A_2 =$ 2781957 mm^2 – concrete supporting surface

$\phi_c =$ 0.65 – resistance factor for concrete

Shear in contact plane

Item	Loads	V [kN]	P_{br} [kN]	V_{cb} [kN]	Ut [%]	Status
BP1	LE1	147.5	6054.6	1123.3	13.1	OK

Symbol explanation

V	Shear force
P_{br}	Concrete block bearing capacity
V_{cb}	Concrete cone breakout resistance
Ut	Utilization

Detailed result for BP1

Bearing capacity check (ACI 349-01–B.4.5, ACI 349-01 RB11)

$$\phi_c P_{br} = \phi \cdot 1.3 \cdot f'_c \cdot A_1 + \phi \cdot K_c \cdot (N_y - P_a) = \quad 6054.6 \text{ kN} \quad \geq \quad V = \quad 147.5 \text{ kN}$$

Where:

$\phi = 0.7$ – resistance factor for bearing of bolts on steel

$f'_c = 25.0$ MPa – concrete compressive strength

$A_1 = 9000$ mm^2 – projected area of the embedded area of the shear lug in the direction of the force excluding the portion of the lug in contact with the grout above concrete member

$K_c = 1.60$ – confinement coefficient

$N_y = 5049.0$ kN – yield strength of tensioned anchors

- $N_y = n \cdot A_{se} \cdot F_y$, where:
  - $n =$ 10.0 – number of tensioned anchors
  - $A_{se} =$ 561 mm^2 – tensile stress area of an anchor
  - $F_y =$ 900.0 MPa – anchor yield strength

$P_a =$ -174.1 kN – external axial load

Concrete breakout strength check (ACI 349 – B11)

$$\phi V_{cb} = \phi \cdot \Psi_{\alpha,v} \cdot A_{vc} \cdot 10.5 \cdot \sqrt{f'_c} = \quad 1123.3 \text{ kN} \quad \geq \quad V = \quad 147.5 \text{ kN}$$

Where:

$\phi = 0.85$ – steel embedment material resistance factor for reinforcement

$\Psi_{\alpha,V} = 1.0$ – modification factor for shear lug loaded at an angle with the concrete edge

- $\Psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0.5 \sin \alpha_V)^2}}$, where:
  - $\alpha_V =$ 0.0 ° – angle between direction of shear force and direction perpendicular to concrete edge

$A_{vc} = 796000$ mm^2 – effective stress area defined by projecting a 45^0 plane from the bearing edges of the shear lug to the free surface in the direction of the shear load. The bearing area of the shear lug is excluded from the projected area.

$f'_c = 25.0$ MPa – concrete compressive strength

Buckling

Loads	Shape	Factor [-]
LE1	1	14.44
	2	16.03
	3	17.52
	4	21.72
	5	22.86
	6	24.92

BÖLÜM 6: BETONARME TEMEL TASARIMI

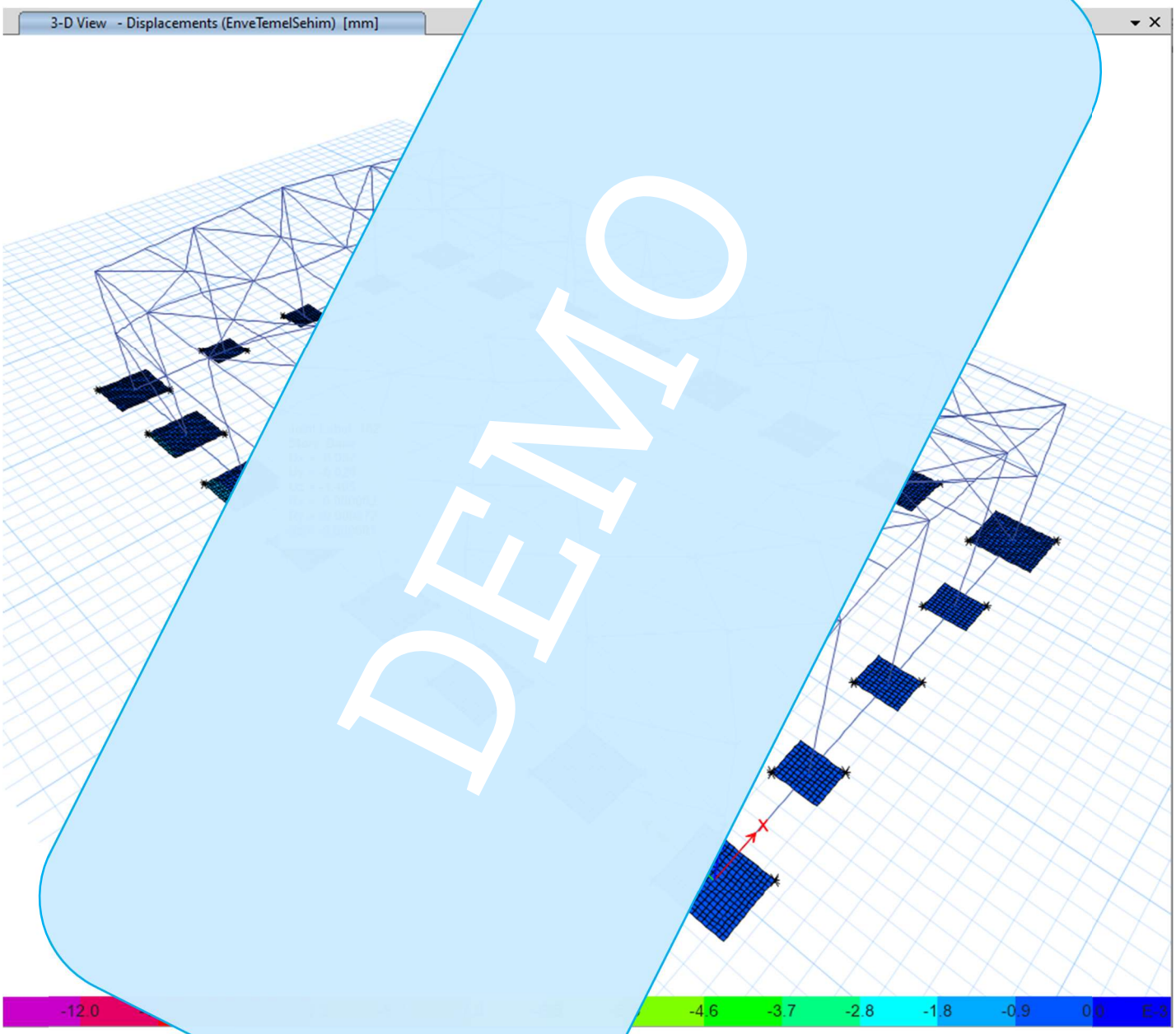
6.1. ZEMİN GERİMESİ KONTROLÜ

Delta Z = -1.4mm

Zemin gerilmesi = K x DeltaZ

DeltaMax= Zemin taşıma gücü / K = 1277 / 100000=0.0128 m = 0.0128*1000=12.8 mm

Zemin emniyet gerilmesi aşılmıyor. 1.4mm < 12mm Zemin taşıma gücü yeterli.



DEMO

6.1. BETONARME HESABI

Veriler					
Değişken			Değer	Birim	Kaynak
Malzemeler					
Beton		C30/37			
		f_{ck}	= 30	Mpa	
		f_{cd}	= 20	Mpa	
		f_{ctd}	= 1.26	MPa	
Demir		B420C			
		f_{yk}	= 420	Mpa	
		f_{yd}	= 365	Mpa	
Seçilen temel boyutları					
Temel plağı kalınlığı		ht	= 0.8	m	
Temel etkili yüksekliği		d	= 0.75	m	
Temel genişliği		Bx	= 3	m	
Temel genişliği		By	= 3	m	
My (M11) ve Vx kuvvetleri etkisinde temel hesabı					
Temel plağı kesit tesirleri					
Plaka kenarı hizasındaki moment	-	M_d	= 500	kN-m	
Plaka kenarı hizasındaki kesme kuvveti	-	V_d	= 1800	kN	
Plaka kenarından d/2 uzaktaki kesme kuvveti	-	$V_{d/2}$	= 400	kN	
Kesme dayanımı kontrolü					
Beton kesme kuvveti dayanımı		V_{cr}	= $0.65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$		
			= 1842.75	kN	
Kesme kuvveti üst sınırı		V_u	= $0.22 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$		
			= 9900	kN	
		$0.5V_{cr} < V_d \leq V_{cr}$	Kesit yeterli!		
			Kayma donatısına gerek yok!		
Seçilen sehpa donatısı aralığı		s	= 0.50	m	
Seçilen sehpa donatısı		ϕ 16	= 2.01	cm²	
Sehpa donatısı kol sayısı		n	= 3		
Seçilen sehpa donatısı alanı		A_{sw}	= 6.03	cm²	
Sehpa donatısının sağladığı kesme dayanımı		V_{sw}	= $\frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot d$		
			335	kN	
Toplam kesme dayanımı		V_r	= $0.8V_{cr} + V_{sw}$		
			= 1804.54		
			Kesme Dayanımı yeterli!		

DEMO

Eğilme donatısı hesabı

Taban plağı için minimum donatı		$A_{smin,g}$	=	39.375	cm²
Seçilen minimum donatı	-	ϕ 20	/	20	
		$A_{s,min}$	=	47.1	cm²
				Seçilen donatı uygun!	

Minimum donatının karşıladığı moment

$$a = \frac{A_s}{b} \cdot \frac{f_{yd}}{0.85 \cdot f_{cd}}$$

= 3.37 cm

$$M_{min} = A_{smin} \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

= 1261.12 kN-m

İlave gerekmez!

Zımbalama kontrolü

$\tau_{pd} = v_{pd} / d \leq f_{ctd}$

τ_{pd} = 533.33 kN/m²

Tamam!

Zımbalama donatısına gerek yok

Mx(M22) ve Vy kuvvetleri etkisinde temel hesabı

Temel plağı kesit tesirleri

Plaka kenarı hizasındaki moment	-	M_d	=	300	kN-m
Plaka kenarı hizasındaki kesme kuvveti	-	V_d	=	1000	kN
Plaka kenarından d/2 uzaktaki kesme kuvveti	-	$V_{d/2}$	=	300	kN

Kesme dayanımı kontrolü

Beton kesme kuvveti dayanımı $V_{cr} = 0.65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$

= 1842.75 kN

Kesme kuvveti üst sınırı = 0.22·fcd·b

= 4400 kN

0.5·Vcr < Vd Kesit yeter

Eğilme donatısı hesabı

Taban plağı için minimum donatı		$A_{smin,g}$	=	39.375	cm²
Seçilen minimum donatı	-	ϕ 20	/	20	
		$A_{s,min}$	=	47.1	cm²
				Seçilen donatı uygun!	

Minimum donatının karşıladığı moment

$$a = \frac{A_s}{b} \cdot \frac{f_{yd}}{0.85 \cdot f_{cd}}$$

= 3.37 cm

$$M_{min} = A_{smin} \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

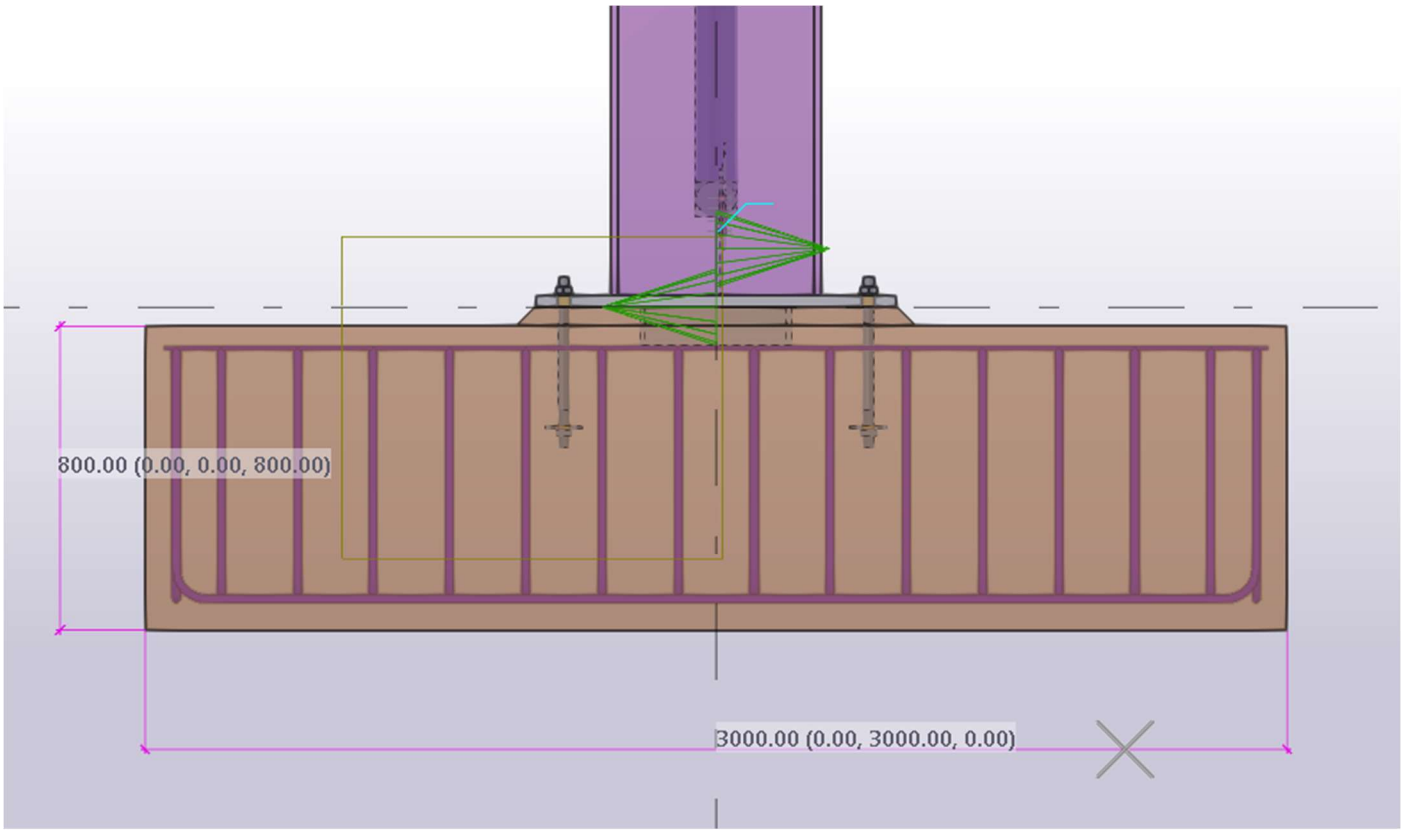
= 1261.12 kN-m

İlave gerekmez!

DEMO

Zımbalama kontrolü

τ_{pd}	=	$v_{pd} / d \leq f_{ctd}$	
τ_{pd}	=	400.00	kN/m²
		Tamam!	

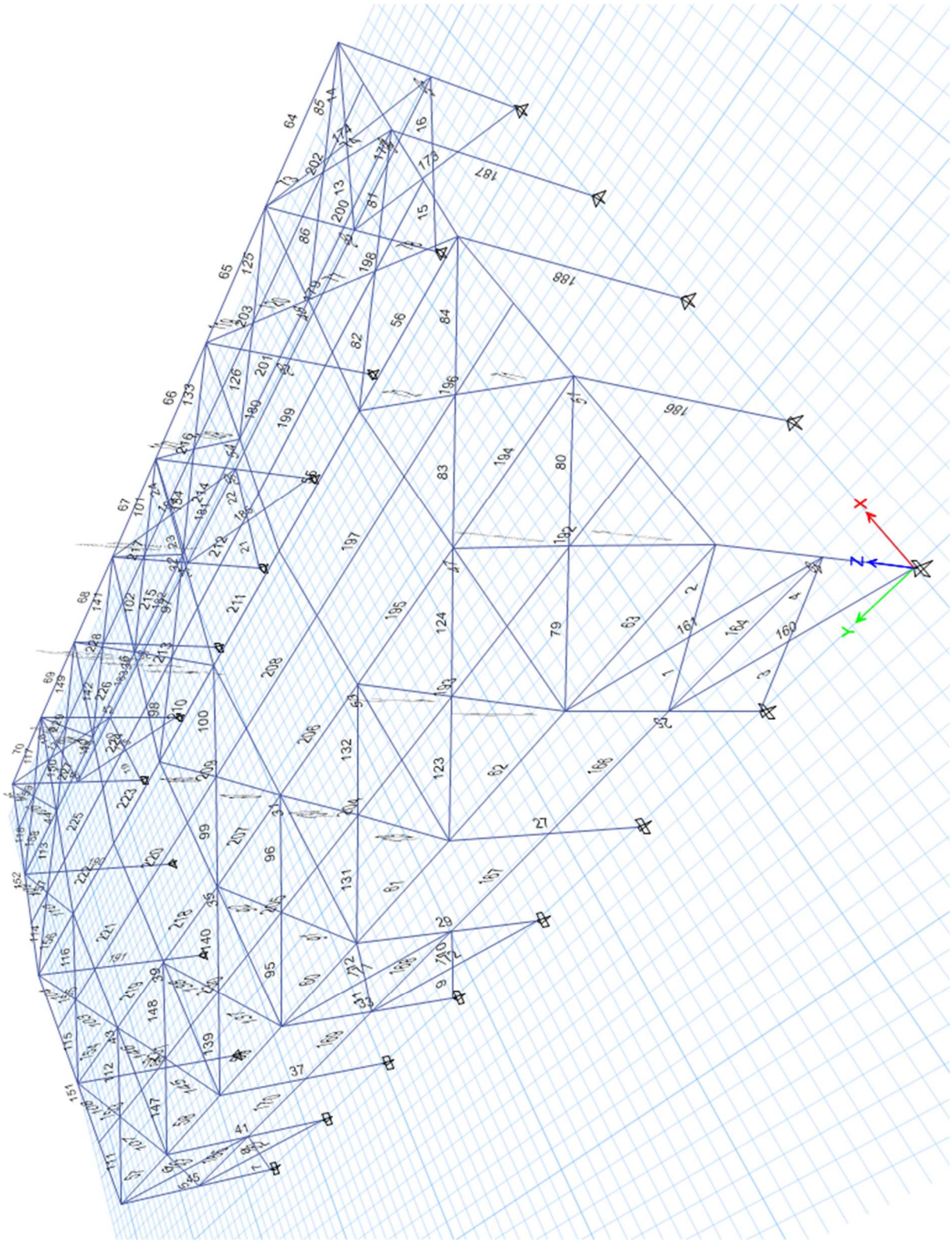


BÖLÜM 7: METRAJ HESABI

BÖLÜM 8: EKLER

Tablo sayısı çok fazla olduğundan ekler ayrı bir kitapçık olarak hazırlanmıştır.

8.1. ELEMAN NUMARALARI



8.1. MESNET TEPKİLERİ TABLOSU

8.2. KİRİŞ TASARIM SONUÇLARI TABLOSU

8.3. KOLON TASARIM SONUÇLARI TABLOSU

8.4. ÇAPRAZ TASARIM SONUÇLARI TABLOSU