

ALT KATLARI ÜSTTE TAŞIYICI KATA ASILI KÖPRÜ SİSTEMLİ

BİR OTEL YAPISINDA KİYASLAMALAR

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Atila YILDIZ

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 18 HAZİRAN 1993

Tezin Savunulduğu Tarih : 5 AĞUSTOS 1993

Tez Danışmanı

: Prof. Dr. T. Seno ARDA

Diğer Jüri Üyeleri

: Prof. Dr. Y. ODABAŞI

: Doç. Dr. N. YARDIMCI

AĞUSTOS 1993

Ö N S Ö Z

Taşıyıcı iskeleti, malzeme olarak Çelikten meydana getirilen bir yapının, betonarme olarak gerçekleştirilen yapıya kıyasla daha avantajlı olduğu düşünülmektedir. Çelik yapının hafif olması nedeni ile dinamik yüklere karşı daha güvenli olması, yapım süresinin daha kısa olması, çeliğin emniyet gerilmesinin yüksek olması gibi...

Bu tezde, üstte taşıyıcı kata asılı köprü sistemli bir otel yapısında kıyaslamalar yapılmıştır. Spesifik bir yapı olan bu otel binasında; Kompozit olarak adlandırdığımız çelik ile betonun birlikte çalıştırılması yöntemi ile, çelik yapının ekonomikliğinin artması gözlenmiştir.

Bu tez çalışması esnasında değerli bilgilerini ve yardımlarını benden esirgemeyen danışman hocam Sayın Prof.Dr. T. Seno ARDA'ya teşekkürü bir borç bilirim.

HAZİRAN, 1993

Atila YILDIZ

İ Ç İ N D E K İ L E R

ÖZET.....	iv
SUMMARY.....	v
BÖLÜM 1. ÇELİK ÇÖZÜM.....	1
1.1 Sistem.....	1
1.2 Döşemeler.....	4
1.2.1 Döşeme Yükleri.....	5
1.2.2 Açıklık ve Mesnet Donatı Hesapları.....	5
1.2.3 Yatay Yuklere Karşı Yüksek Kiriş Olarak Çalışması Yönünden Tahkiki.....	8
1.3 Boyuna Doğrultudaki Kirişlerin Hesabı.....	12
1.4 Enine Doğrultudaki Kirişlerin Hesabı.....	14
1.5 Çelik Çözüm Kiriş Metraжі.....	19
1.6 Kolonların Hesabı.....	19
1.6.1 Kolon Metraжі	22
BÖLÜM 2. KOMPOZİT ÇÖZÜM.....	23
2.1 Boyuna Doğrultudaki Kirişlerin Hesabı.....	23
2.2 Enine Doğrultudaki Kirişlerin Hesabı.....	32
2.3 Kompozit Çözüm Kiriş Metraжі.....	38
BÖLÜM 3. TAŞIYICI KAT	39
3.1 Taşıyıcı Katın Düzenlenmesi.....	39
3.2 Kafes Kirişlerin Statik Hesabı.....	40
3.2.1 Orta Akstaki Kafes Kiriş.....	41
3.2.2 Kenar Akstaki Kafes Kiriş.....	42
3.3 Çubukların Boyutlandırılması.....	43
3.3.1 Kaynaklı Birleşim	43
3.3.2 Bulonlu Birleşim	47
3.4 Düğüm Noktalarının Bulonlu Birleşim Hesapları	52
3.5 Bulonlu ve Kaynaklı Birleşimlerin Karşılaş-tırılması.....	70
3.6 Kafes Kiriş Metraжі	72
SONUÇLAR	74
KAYNAKLAR.....	76
ÖZGEÇMİŞ.....	77

ÖZET

Yüksek lisans tezi olarak hazırlanan bu çalışmada, alt katları üstte taşıyıcı kata asılı köprü sistemli bir otel yapısında, plastik hesap ile çelik ve kompozit çözümlerin karşılaştırılması yapılmıştır.

Sistem enine doğrultuda, açıklıkları 6 ve 8 m olan iki açıklıklı sürekli kirişlerden, boyuna doğrultuda ise ilk açıklık 1.5 m olmak üzere 3.5 m açıklıklı basit kirişlerden oluşmaktadır. Döşeme olarak 10 cm kalınlığında yerinde dökme betonarme paklar seçilmiştir. TS 500 esas alınmak üzere taşıma gücü ile hesap yapılmıştır.

Yapının boyutlandırılması her iki çözümde de Plastik hesaba göre yapıldığından, yük arttırma katsayısı olarak TS 4561 uyarınca 1.7 alınmıştır. Yatay yük olarak dikkate alınan deprem yükü ise arttırılmamıştır.

Yapının çelik çözümünde, enine doğrultudaki iki açıklıklı sürekli kirişlerin statik hesabı Cross Yöntemi ile yapılmıştır. Kirişlerde kesme kuvveti ve sehim kontrolleri de yapılarak kesitlerde gerekli değişiklikler yapılmıştır. Yanal burkulma; betonarme döşemenin rijitliği ve kiriş üst başlığına kaynaklanan konstrüktif demirlerle (kayma elemanlarına benzer) önlenecektir. Kompozit çözümde, enine ve boyuna doğrultudaki kirişlerin boyutlandırılmasında ilk çözümde elde edilen kesit tesirleri kullanılmıştır.

Kolonlar üstte taşıyıcı kata asılı olduklarından sadece çekmeye çalışmaktadırlar. Kirişlerden kolonlara moment aktarılmayarak, sadece eğilmenin neden olduğu gereksiz kesit artışı engellenmiştir. Sadece çelik çözüm yapılarak, dış kolonlara U profili, iç kolonlara geniş başlıklı I profili kullanılmıştır. Kolonların kesitleri bütün katlarda değiştirilmeden aynen devam ettirilmiştir. Enine doğrultudaki sürekli kirişlerin çift U profili olması nedeni ile iç ve dış kolonların yükseklikleri konstrüktif olarak aynı tutulmuştur.

COMPARISONS IN A HOTEL BUILDING CONSISTS OF STOREYS,
SUSPENDED FROM THE CARRYING STOREY ON THE TOP.

SUMMARY

In this study, prepared as a M.S. thesis, the steel and composite solutions of a hotel building consists of storeys, suspended from the carrying storey on the top, are compared.

The system consists of 2 spanned continuous beams, whose spans are 6 and 8 m, in the latitudinal direction and simple beams which are 1.5 m in the first span and 3.5 m in the others, in the longitudinal direction.

The first storey and the carrying storey are of 4 meters high and normal stories are of 3 meters high.

For the slabs, reinforced concrete plates of thickness 10 cm, are chosen and Ultimate strength method is used to design.

The slabs are also considered as a high-beam versus the horizontal loads, effecting on the structure.

The calculations of the system for both solutions are done according to plastic design methods. During the calculations, the load factor is taken into account as 1.7 (TS 4561). Earthquake load is not increased.

In the design of the structure as a steel system; two spanned continuous beams in the latitudinal direction are calculated by Cross Method. Internal forces are

obtained from unsuitable loadings.

The shear force effecting on the beams and the deflection conditions are examined and necessary changes for the sections are done.

Lateral buckling of beams is prevented by the rigidity of concrete slabs and constructive bars, welded on the flanges of the beams.

In the design of the structure as a composite system, the section forces obtained from the preliminary solution, are used for the beams in both directions.

The shear force and deflection analysis of the beams are also done in the composite solution. The shear force and the deflection values are not effective to take into consideration to change sections.

The columns are exposed to axial tension forces only, since it is prevented bending moments acting on the beams to be transferred to columns to avoid larger profiles.

Wide -flange sections are used for the internal columns and U sections are used for the outers. Arbed profiles are used for all sections.

Since the earthquake load is more unsuitable than the wind load, it is taken into account as the horizontal load to be considered.

The soil is clay and the structure is in the second degree earthquake region.

Steel 37 and Concrete 20 are used as construction materials.

The carrying storey is made up of three trusses, in the longitudinal direction. Columns are suspended to trusses on the top.

Loads, taken into consideration in the design of the carrying storey, are shown below :

Normal Stories :

Reinforced concrete floor (10 cm)	:	250	kg/m ²
Smoothing + Protecting layer	:	87	kg/m ²

$$g = 337 \text{ kg/m}^2$$

Dynamic load

$$p = 350 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 687 \text{ kg/m}^2$$

The Carrying Storey :

Reinforced concrete floor (10 cm)	:	250	kg/m ²
Smoothing + Protecting layer	:	100	kg/m ²

Profiles	:	25	kg/m ²
----------	---	----	-------------------

$$g = 375 \text{ kg/m}^2$$

Dynamic load

$$p = 350 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 725 \text{ kg/m}^2$$

The truss in the middle axis, the most unsuitable one is calculated. The rod forces are obtained from the equilibrium equations of node points.

The rod sections are chosen according to steel 37 for welded connections and steel 52 for connections with bolts differently.

High-strength bolts, prestressed by tightening the nut and then loaded by an applied tensile force, are used for connections with bolts.

Arbed's wide-flange sections are used for the rods. The heights of the profiles are constructively chosen the same.

The composite solution leads to approximately 26 percent less steel consumption for the beams than the steel solution. It shows the advantages of the composite solution although the comparison is only done for the beams of the structure.

The ground floor has no columns since the stories are suspended from the carrying storey on the top. That brings about a big architectural advantage in a hotel building.

The amount of steel, used for the columns and the trusses, is 185417 kg.

The weight per m³ for the columns and the trusses :
$$185417 / (7 \times 32 \times 14) = 59.13 \text{ kg/m}^3$$

The amount of steel, used for the beams obtained from the composite solution, is 68732 kg

The weight per m³ for the columns and the trusses :
$$68732 / (7 \times 31 \times 14) = 22.62 \text{ kg/m}^3$$

The amount of steel, used in the whole structure, is totally 81.75 kg/m³.

It seems preferable, considering architectural advantages, although the amount of steel per m² in usual steel structures, is 50 kg.

The solution of steel 52 and connections with bolts brings about lightness approximately 39 percent according to the solution of steel 37 and welded-connections.

In particular I would like to express my thanks to my adviser Prof. Dr. T. Seno ARDA, for his interest and help during this study.



BÖLÜM 1.ÇELİK ÇÖZÜM

1.1 Sistem

Alt katları, üstte taşıyıcı kata asılı, 5 katlı, köprü sistemli bir otel yapısıdır(Bkz. Şekil1.1 ve 1.2).

Taşıyıcı kat, Kafes kirişlerden teşkil edilmiştir. Kafes kirişler, yapının iki ucunda bulunan betonarme kulelere mesnetlenmektedir. Ayrıca düşey sirkülasyon hacimleri (asansörler,merdivenler) ve tesisatlar, betonarme kulelerin içinde yer almaktadır.

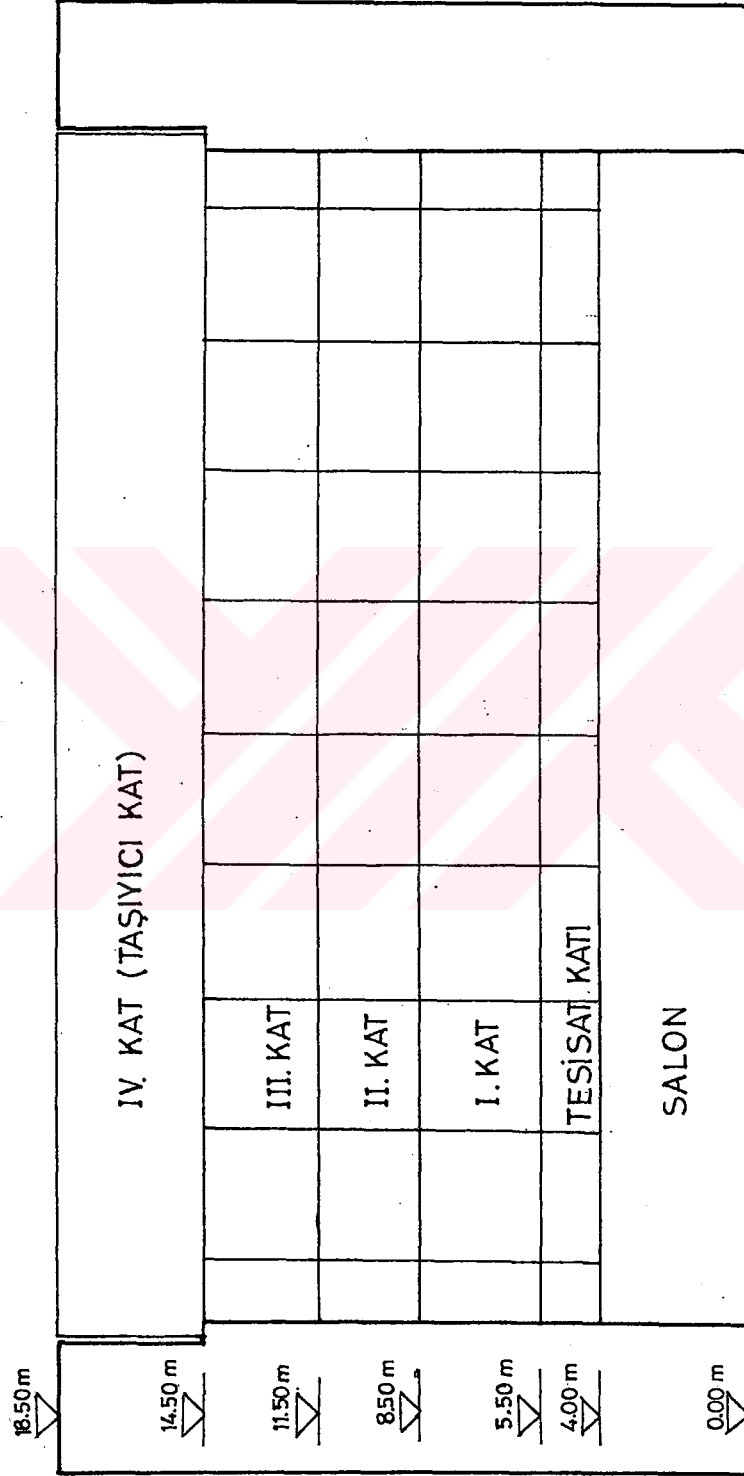
Döşemeler; tek ve ya çift doğrultuda çalışan, yerinde dökme betonarme plaklardan oluşmaktadır.

Yapının enine doğrultusundaki kirişler, sürekli kiriş olarak; boyuna doğrultudakiler ise basit kiriş olarak düzenlenmiştir. Bütünlüğü sağlamak için ilk 1.5 m'lik açıklıklarda da; aynı aksta 3.5 m'lik açıklıklarda hesapla bulunan kesitler devam ettirilmiştir.

Kolonlar; içte bir aksta ve dışta her iki aksta olmak üzere üç aks boyunca yerleştirilmiştir. Kolon sayısı fazla tutulmayarak, çelik kirişin büyük açıklıkları geçme avantajından faydalanma yoluna gidilmiştir.



Şekil. 1.1 Normal kat taşıyıcı elemanların yerleşim planı



Şekil 1.2 Yapının Önden görünüşü

1.2 Döşemeler

Döşemeler, yerinde dökme betonarme plaklar olarak teşkil edilmiştir. Malzeme olarak BS20, BÇI kullanılmıştır. TS500 uyarınca uzun kenarının kısa kenarına oranı 2'den büyük olanlar tek doğrultuda, küçük olanlar ise çift doğrultuda çalışan döşeme plakları olarak hesap edilmiştir [1]. D1 tek doğrultuda, D2, D3 ve D4 çift doğrultuda çalışmaktadır.

h_f döşeme kalınlığı (çift doğrultuda çalışanlarda):

$$h_f \geq \frac{l_{yn}(800 + \beta f_{yd})}{36000 + 5000m(1 + \alpha_p)} \text{ olmalıdır.}$$

Burada; l_{yn} : serbest açıklık $\beta = 0.07$ ($f_{yd} = \text{kg/cm}^2$ ise)

$$f_{yd}: 1910 \text{ kg/cm}^2 (\text{BÇI}) \quad m = \frac{l_{uzun}}{l_{kısa}}$$

α_p : sürekli kenar uzunluğunun tüm kenar uzunluğuna oranı

$$\text{D2 : } \frac{h_f \geq \frac{400(800 + 0.07 \times 1910)}{36000 + 5000 \times 1.14(1 + 0.77)}}{=} = 8.10 \text{ cm}$$

$$\text{D3 : } \frac{h_f \geq \frac{200(800 + 0.07 \times 1910)}{36000 + 5000 \times 1.33(1 + 1.0)}}{=} = 3.79 \text{ cm}$$

$$\text{D4 : } \frac{h_f \geq \frac{350(800 + 0.07 \times 1910)}{36000 + 5000 \times 1.75(1 + 1.0)}}{=} = 6.11 \text{ cm}$$

$$h_f > \frac{l_p}{35} \quad (\text{tek doğrultuda çalışan döşemelerde})$$

l_p : moment sıfır noktaları arasındaki mesafe

$$D1 : \quad h_f = \frac{150}{35} = 4.29 \text{ cm}$$

Döşeme kalınlığı 10 cm olarak seçilmiştir.

1.2.1 Döşeme Yükleri

TABAN HALISI	
SİVA	2cm
B.A.D	10cm
SİVA	2cm
Kaplama + Sıva = 0.087 t/m ²	
Betonarme döşeme..... = 0.250 t/m ²	
<u>g = 0.337 t/m²</u>	

Pd Taşıma Gücü hesap yükü :

D1, D3, D4 (hareketli yük) $q = 0.350 \text{ t/m}^2$

$$Pd = 1.4g + 1.6q = 1.4 \times 0.337 + 1.6 \times 0.350 = 1.032 \text{ t/m}^2$$

D2 $q = 0.200 \text{ t/m}^2$

$$Pd = 1.4 \times 0.337 + 1.6 \times 0.200 = 0.792 \text{ t/m}^2$$

1.2.2 Açıklık ve Mesnet Donatı Hesapları

D1.... $Pd = 1.032 \text{ t/m}^2$ $l_{kisa} = 1.50 \text{ m}$

$$\text{Maçıklık} = \frac{1.032 \times 1.50^2}{24} = 0.097 \text{ tm/m}$$

$$M_{mesnet} = \frac{1.032 \times 1.50^2}{12} = 0.194 \text{ tm/m}$$

Tablo 1.1 Döşeme Açıklık ve Mesnet Momentleri

Döşeme No	luzun	lkısa	m	g	q	Pd	Hal	X DOĞRULTUSU			Y DOĞRULTUSU					
								AÇIKLIK		MESNET	AÇIKLIK		MESNET			
								α	Mx		α	My				
—	—	—	m	t/m ²	t/m ²	t/m ²	—	—	tm/m	—	—	—	tm/m	—		
D2	Y	4.00	X	3.50	1.14	0.337	0.200	0.792		0.037	0.359	0.050	0.485	0.031	0.041	0.398
D3	Y	2.00	X	1.50	1.33	0.337	0.350	1.032		0.039	0.091	0.051	0.118	0.025	0.033	0.077
D4	X	3.50	Y	2.00	1.75	0.337	0.350	1.032		0.025	0.103	0.033	0.136	0.053	0.071	0.293
D1	Y	4.00	X	1.50	2.67	0.337	0.350	1.032	—	—	0.097	—	0.194	—	—	—

$$M = \alpha \times P_d \times l_{k1sa}^2$$

Tablo 1.2 Döşeme Açıklık Donatı Hesabı

NO		Mdx	h	dx	ks	As hes.	As min.	SEÇİLEN DONATI	
		Mdy		dy				ØS + ØS	Alanı
—		tcm/m	cm	cm	—	cm ² /m	cm ² /m	—	cm ² /m
D1	X	9.7	10	8.5	0.532	0.61	2.55	Ø8/39+Ø8/39	2.58
D2	X	35.9	10	8.5	0.542	2.29	3.35	Ø8/30+Ø8/30	3.35
	Y	30.1		7.7	0.542	2.12	3.35	Ø8/30+Ø8/30	3.35
D3	X	9.1	10	8.5	0.531	0.57	3.35	Ø8/30+Ø8/30	3.35
	Y	5.8		7.7	0.531	0.40	3.35	Ø8/30+Ø8/30	3.35
D4	X	10.3	10	7.7	0.534	0.71	3.35	Ø8/30+Ø8/30	3.35
	Y	21.9		8.5	0.537	1.38	3.35	Ø8/30+Ø8/30	3.35

Tablo 1.3 Döşeme Mesnet Donatı Hesabı

Mesnet adı	Mesnet mom.		Md	d	ks	As hesap	As mevcut	As ilave
	Sol	Sağ						
	tcm/m	tcm/m	tcm/m	cm	—	cm ² /m	cm ² /m	cm ² /m
D1/D2	19.4	48.5	42.68	8.5	0.545	2.74	3.09	—
D2/D2	48.5	48.5	48.5	8.5	0.547	3.12	3.35	—
D3/D4	11.8	13.6	12.7	8.5	0.533	0.80	3.35	—
D4/D4	13.6	13.6	13.6	8.5	0.534	0.85	3.35	—
D1/D3	—	7.7	7.7	8.5	0.531	0.48	5.03	—
D2/D4	39.8	29.3	37.91	8.5	0.543	2.42	3.35	—
D3/D3	7.7	7.7	7.7	8.5	0.531	0.48	3.35	—
D4/D4	29.3	29.3	29.3	8.5	0.540	1.86	3.35	—

1.2.3 Döşemenin Yatay Yüklere Karşı Yüksek Kiriş Olarak Çalışması Yönünden Kontrolü

Yatay yüklerin hesabında, rüzgardan daha elverişsiz olan deprem kuvvetleri gözönüne alınmıştır[1].

$$F=CxW \quad F = \text{Statik Eşdeğer Yatay Yük}$$

$$W = \text{Toplam Yapı Ağırlığı}$$

$$C = \text{Deprem Katsayısı}$$

$$C=C_0 \times K \times S \times I \quad C_0=0.08 \text{ (II.Derece Deprem Bölge Katsayısı)}$$

$$K=1.0 \text{ (Yapı Tipi Katsayısı)}$$

$$S=1.0 \text{ (Spektrum Katsayısı } S_{\max}=1.0)$$

$$I=1.0 \text{ (Yapı Önem Katsayısı)}$$

$$C=0.08 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 0.08$$

$$W_i = G_i + nP_i \quad W_i = i.\text{kat ağırlığı}$$

$$F_i = F \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \quad G_i = i.\text{kat zati yük}$$

$$P_i = i.\text{kat hareketli yük}$$

$$n = \text{hareketli yük katsayısı}$$

$$F_i = i.\text{kat yatay yükü}$$

$$h_i = i.\text{kat yüksekliği}$$

2 Nolu Aksta (Benzer adedi 2)

$$G_2 = (1.50 + 3.50/2) \times 14 \times 0.337 = 15.334 \text{ t}$$

$$P_2 = (1.50 \times 14 + 1.75 \times 6) \times 0.350 + 1.75 \times 8 \times 0.200 = 13.825 \text{ t}$$

$$W_2 = 15.334 + 0.30 \times 13.825 = 19.48 \text{ t}$$

$$\text{Toplam ağırlık } \sum W_2 = 5 \times 19.48 = 97.40 \text{ t}$$

$$\text{Deprem kuvveti } F_2 = 0.08 \times 97.4 = 7.79 \text{ t}$$

$$\sum W_i h_i = 19.48 (4 + 5.5 + 8.5 + 11.5 + 14.5) = 857.12 \text{ t}$$

3.Kat düzeyindeki deprem kuvveti,

$$F_{2,3} = 7.79 \frac{19.48 \times 11.5}{857.12} = 2.04 \text{ t}$$

3 Nolu Aksta (Benzer adedi 7)

$$G_3 = 3.50 \times 14 \times 0.337 = 16.513 \text{ t}$$

$$P_3 = 3.50 \times (8 \times 0.200 + 6 \times 0.350) = 12.950 \text{ t}$$

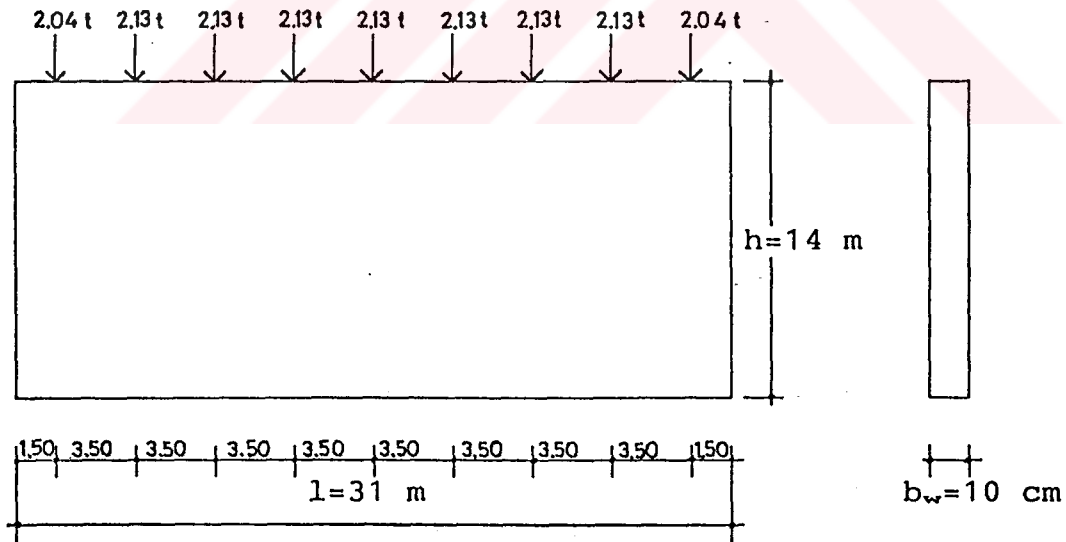
$$W_3 = 16.513 + 0.30 \times 12.950 = 20.40 \text{ t}$$

$$\text{Toplam ağırlık } \Sigma W_3 = 5 \times 20.40 = 102 \text{ t}$$

$$\text{Deprem kuvveti } F_3 = 0.08 \times 102 = 8.16 \text{ t}$$

$$\Sigma W_i h_i = 20.40 (4 + 5.5 + 8.5 + 11.5 + 14.5) = 897.60 \text{ t}$$

$$F_{3,3} = 8.16 \frac{20.40 \times 11.5}{897.60} = 2.13 \text{ t}$$



$$Q_{\max} = 2.04 + 2.13 \times 7/2 = 9.50 \text{ t}$$

$$T_{\max} = 9.50 \times 15.5 - [2.04 \times 14 + 2.13 (10.5 + 7 + 3.5)] = 73.88 \text{ tm}$$

$$l/h = 31/14 = 2.21 \sim 2 \quad \text{Yüksek kiriş}$$

Ana Donatı Hesabı :

$f_{cd}=130 \text{ kg/cm}^2(\text{BS20})$, $f_{yd}=1910 \text{ kg/cm}^2(\text{BÇI})$

manevela kolu; $z=0.2(1+2h)=0.2(31+2 \times 14)=11.8 \text{ m}$

$$\text{donatı; } A_s = \frac{M}{z \times f_{yd}} = \frac{7388}{1.91 \times 1180} = 3.28 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ } \emptyset 8 (4.02 \text{ cm}^2)$$

şerit genişliği; $l/h > 1 \quad 0.25h - 0.05l$

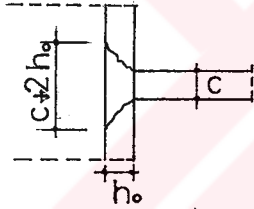
$$0.25 \times 14 - 0.05 \times 31 = 1.95 \text{ m}$$

Basınç zorları yönünden betonun güvenlik kontrolleri :

Kesme kuvveti bakımından; $Q_{lim}=0.20 \times f_{cd} \times b \times h$

$$Q_{lim}=0.20 \times 130 \times 10 \times 1400 = 364 \text{ t} > Q_{max}=9.50 \text{ t}$$

Mesnetlerde Ezilme Bakımından; $V_{lim}=0.80 \times b \times (c+2h_0) \times f_{cd}$



$$V_{lim}=0.80 \times 10 \times (10+2 \times 20) \times 130 = 52 \text{ t}$$

$$V_{lim}=52 \text{ t} > V_{max}=9.50 \text{ t}$$

Kesitler güvenlidir.

Gövde Donatısı :

$t=15 \text{ cm}$ seçilirse $Fe1=0.0025bt=0.0025 \times 10 \times 15 = 0.375 \text{ cm}^2$

$$\emptyset = \sqrt{\frac{4Fe1}{II}} = 0.69 \text{ cm} \rightarrow \emptyset 8$$

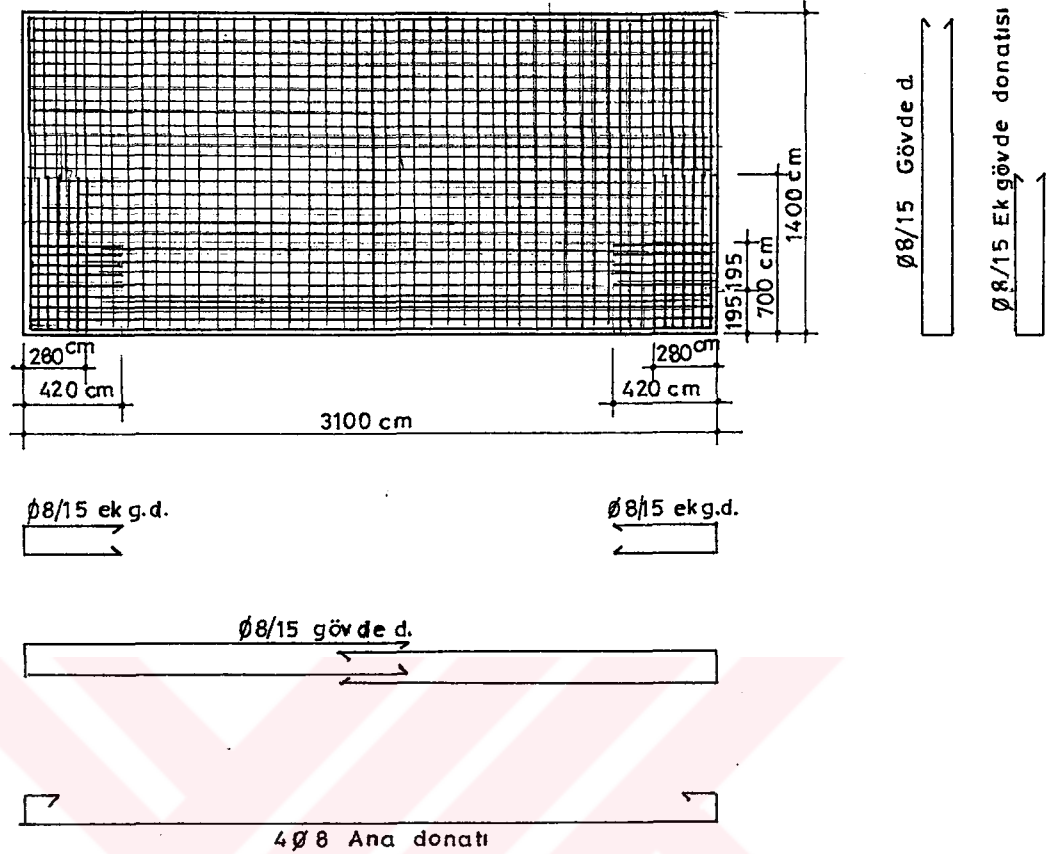
Ek Gövde Donatısı bölgeleri;

Yatay şerit genişliği=ana donatı şeridi= 195 cm

Yatay şerit uzunluğu= $0.3 \times h = 0.3 \times 1400 = 420 \text{ cm}$

Düşey şerit genişliği= $0.2 \times h = 0.2 \times 1400 = 280 \text{ cm}$

Düşey şerit uzunluğu= $0.5 \times h = 0.5 \times 1400 = 700 \text{ cm}$



1. Üst başlık burkulması, çelik kirişin rijitliği ile önleniyor.

2. Ana donatı, sadece üst yüzde gerekiyor (4 Ø8). Alt yüzde döşeme donatısı mevcuttur.

3. Ek donatılar ve üst yüzeydeki karesel ağ donatı ilave edilecektir. Alt yüzeyde döşeme donatısı mevcut olduğundan karesel ağ donatıya gerek yoktur.

4. Yatay kuvvetler diğer yönden de gelebileceğinden Ek ve İlave Gövde donatıları, simetrik olarak diğer yüzdede yerleştirilecektir.

1.3 Boyuna Doğrultudaki Kirişlerin Hesabı

Yapının enine doğrultusundaki kirişler, sürekli kiriş olarak; boyuna doğrultudakiler ise basit kiriş olarak düzenlenmiştir.

Kirişlerin boyutlandırılması, Plastik Hesaba göre yapılmıştır. TS4561 uyarınca yük arttırma katsayısı 1.7 olarak alınmıştır [2]. Arbed Profilleri kullanılmıştır.

Döşeme yükleri: $q=p+g$

$$D1, D3, D4 \dots q = 0.350 + 0.337 = 0.687 \text{ t/m}^2$$

$$D2 \dots \dots \dots q = 0.200 + 0.337 = 0.537 \text{ t/m}^2$$

TS500 uyarınca döşemeden kirişlere aktarılan yük:

$$\text{kısa kenara : } \frac{q \times l_{\text{kısa}}}{3}$$

$$\text{uzun kenara : } \frac{q \times l_{\text{kısa}}}{3} \times \left(\frac{3}{2} - \frac{1}{2m^2} \right) \quad m = \frac{l_{\text{uzun}}}{l_{\text{kısa}}}$$

K2 KİRİŞİ :

$$D2 \text{ döşemesinden} \dots \dots \dots \frac{0.537 \times 3.5}{3} = 0.627 \text{ t/m}$$

$$\text{Duvardan (Cam duvar plağı)} \dots 3 \times 0.025 = 0.075 \text{ t/m}$$

$$q = 0.702 \text{ t/m}$$

$$q^* = 1.7 \times 0.702 = 1.193 \text{ t/m}$$

$$M^* = \frac{q^* \times l^2}{8} = \frac{1.193 \times 3.5^2}{8} = 1.826 \text{ tm}$$

$M_p = W_p \times \sigma_{yd} > M^*$ olmalı. M_p : Plastikleşme momenti

σ_{yd} : Çeliğin akma sınırı

IPN 160 Profili :

Arbed Profil Tablosundan: $G=17.9$ kg/m

$W_{plx} = 136$ cm³ (Plastik mukavemet momenti)

$I_x = 935$ cm⁴ (Atalet momenti), $E = 2100$ t/cm² (Elastisite modülü)

$$M_p = 136 \times 2.40 = 326.40 \text{ tcm} > M = 182.6 \text{ tcm}$$

*Sehim irdelemesi:

$$q = 0.702 + (17.9/1000) = 0.720 \text{ t/m}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q l^4}{EI} < f_{lim} = \frac{l}{300} \text{ olmalı [3].}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{0.720 \times 10^{-2} \times 350^4}{2100 \times 935} = 0.72 \text{ cm} < f_{lim} = \frac{350}{300} = 1.17 \text{ cm}$$

K4 KİRİŞİ :

D2 döşemesinden.....= 0.627 t/m

D4 döşemesinden.....= 0.612 t/m

$$q = 1.239 \text{ t/m}$$

$$q^* = 1.7 \times 1.239 = 2.106 \text{ t/m}$$

$$M^* = \frac{q^* \times l^2}{8} = \frac{2.106 \times 3.5^2}{8} = 3.225 \text{ tm}$$

IPN 180 Profili :

Arbed Profil Tablosundan: $G=21.9$ kg/m

$$W_{plx} = 187 \text{ cm}^3 \quad I_x = 1450 \text{ cm}^4$$

$$M_p = 187 \times 2.40 = 448.80 \text{ tcm} > M = 322.5 \text{ tcm}$$

*Sehim irdellemesi:

$$q = 1.239 + (21.9/1000) = 1.261 \text{ t/m}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{1.261 \times 10^{-2} \times 350^4}{2100 \times 1450} = 0.81 \text{ cm} < f_{lim} = \frac{350}{300} = 1.17 \text{ cm}$$

K6 Kirişi :

$$D4 \text{ döşemesinden} \dots 2 \times 0.612 \text{ t/m} = 1.224 \text{ t/m}$$

$$q^* = 1.7 \times 1.224 = 2.081 \text{ t/m}$$

$$M^* = \frac{q^* \times l^2}{8} = \frac{2.081 \times 3.5^2}{8} = 3.187 \text{ tm}$$

IPN 180 Profili :

Arbed Profil Tablosundan: $G = 21.9 \text{ kg/m}$

$$W_{plx} = 187 \text{ cm}^3 \quad I_x = 1450 \text{ cm}^4$$

$$M_p = 187 \times 2.40 = 448.80 \text{ tcm} > M = 318.7 \text{ tcm}$$

*Sehim irdellemesi:

$$q = 1.224 + (21.9/1000) = 1.246 \text{ t/m}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{1.246 \times 10^{-2} \times 350^4}{2100 \times 1450} = 0.80 \text{ cm} < f_{lim} = \frac{350}{300} = 1.17 \text{ cm}$$

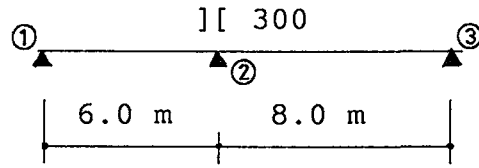
1.4 Enine Doğrultudaki Kirişlerin Hesabı:

K7 ve K8 iki açıklıklı sürekli kirişler olarak teşkil edilmiştir. Kolon kesitleri, kirişlerden aktarılan eğilme

momentleri nedeni ile fazla artış gösterdiğinden; çerçeve çalışması yapılmayarak, sürekli kirişten kolonlara moment aktarılmayacak ve buna göre birleşim hesapları yapılacaktır

Statik Çözüm :

Kirişe ön boyut olarak çift UPN 300 profili verilmiştir. Kiriş Cross yöntemi ile çözümlenecektir[4].



Dağıtma sayıları:

$I_x = \text{sabit}$

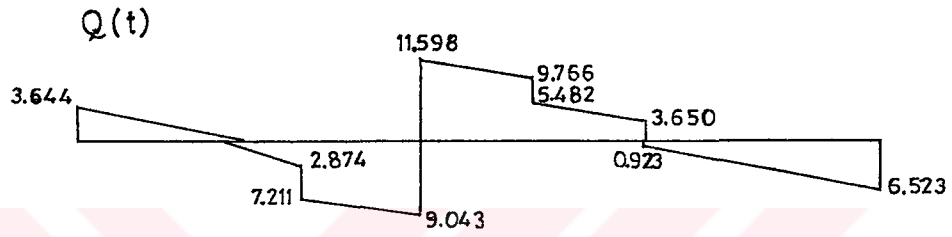
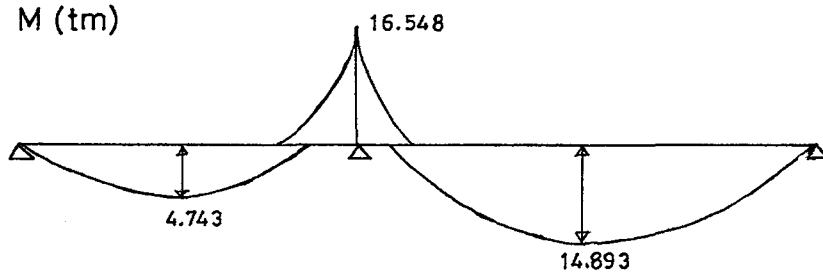
$$1-2 \text{ çubuğu} : r = \frac{0.75 \times I / 6}{(0.75 \times I / 6) + (0.75 \times I / 8)} = 0.57$$

$$2-3 \text{ çubuğu} : r = \frac{0.75 \times I / 8}{(0.75 \times I / 6) + (0.75 \times I / 8)} = 0.43$$

Yüklemeler :

	<u>İlk açıklık</u>	<u>İkinci açıklık</u>
I.Yükleme	q	q
II.Yükleme	g	q
III.Yükleme	q	g

Yukarıda verilen üç ayrı yüklemeye için Cross yöntemi ile çözüm yapılarak, elde edilen en elverişsiz kesit tesiri diagramları aşağıda gösterilmiştir :



Mukavemet hesabı :

K8 KİRİŞİ:

1 300 $S_x = 316 \text{ cm}^3$ (Statik moment)



$$W_{px} = 4 \times 316 = 1264 \text{ cm}^3$$

$$G = 46.2 \text{ kg/m}$$

$$M_{px} = 2.40 \times 1264 = 30.34 \text{ tm}$$

$$I_x = 8030 \text{ cm}^4$$

En Elverişsiz kesit tesirleri:

$$M^* = 1.7 \times 16.548 = 28.13 \text{ tm}$$

$$Q^* = 1.7 \times 11.598 = 19.72 \text{ t}$$

M_{pbx} Başlık plastik momenti:

$$M_{pbx} = b \cdot t_b (d - t_b) \cdot \sigma_{yd}$$

$$M_{pbx} = 2 \times [10 \times 1.6 \times (30 - 1.6)] \times 2.4 = 21.81 \text{ tm}$$

$$M_{pbx}=21.81 \text{ tm} < M^*=28.13 \text{ tm}$$

Moment etkisi gövdeye taşıyor.

Gövde plastik moment:

$$M_{pgx} = \frac{d_g F_g \bar{G}_{yd}}{4} = \frac{26.4 \times (2 \times 26.4 \times 1.0) \times 2.4}{4} = 8.36 \text{ tm}$$

Plastikleşme kesme kuvveti:

$$Q_{py} = 0.52 F_g \bar{G}_{yd} = 0.52 \times (2 \times 26.4) \times 2.4 = 65.89 \text{ t} > Q_{max} = 19.72 \text{ t}$$

Kesme kuvveti yönünden güvenlidir.

Kesitin taşıyabileceği plastik moment (M_{ux}):

$$\frac{M_{ux}}{M_{px}} = 1 - \frac{M_{pgx}}{M_{px}} \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{Q_y}{Q_{py}} \right)^2} \right]$$

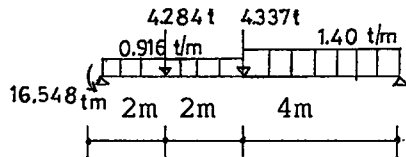
$$\frac{M_{ux}}{M_{px}} = 1 - \frac{8.36}{30.34} \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{19.72}{65.89} \right)^2} \right]$$

$$M_{ux} = 0.987 \times 30.34 = 29.96 \text{ tm} > M^* = 28.13 \text{ tm}$$

Kesit yeterlidir.

*Sehim irdelemesi [3]:

Sehim irdelemesi için daha elverişsiz olan 8 m'lik açıklık gözönüne alınmıştır.



$$\text{Ağırlıklı yayılı yük: } q' = \frac{0.916 \times 4 + 1.4 \times 4}{4+4} = 1.158 \text{ t/m}$$

$$q=1.158+(2 \times 46.2/1000)= 1.250 \text{ t/m}$$

Yayıllı yükten:

$$f_1 = \frac{5}{384} \times \frac{1.250 \times 10^{-2} \times 800^4}{2100 \times 2 \times 8030} = 1.98 \text{ cm}$$

Tekil yüklerden:

$$f_2 = \frac{Pl^3}{48EI} = \frac{4.337 \times 800^3}{48 \times 2100 \times 2 \times 8030} = 1.37 \text{ cm}$$

$$f_3 = \frac{Pl^2a}{6EI} \times \xi'(1-\alpha^2-\xi'^2) = \frac{4.284 \times 800^2 \times 200}{6 \times 2100 \times 2 \times 8030} \times 0.5 \times (1-0.25^2-0.5^2) = 0.93 \text{ cm}$$

Momentten:

$$f_4 = \frac{Ma l^2}{16EIx} = \frac{1654.8 \times 800^2}{16 \times 2100 \times 2 \times 8030} = -1.96 \text{ cm}$$

$$\Sigma f = 1.98 + 1.37 + 0.93 - 1.96 = 2.32 \text{ cm} < f_{lim} = \frac{800}{300} = 2.67 \text{ cm}$$

Yanal burkulma; betonarme döşemenin rijitliği ve kiriş üst başlığına kaynaklanan konstrüktif demirlerle (kayma elemanlarına benzer) önlenecektir.

K7 kirişi için ayrıca hesap yapılmayarak, bütünlüğü sağlamak için K8 kirişi ile aynı profil kullanılmıştır.

1.5 Çelik Çözüm Kiriş Metrajı :

Tablo 1.4 Çelik Çözüm Kiriş Metraj Hesabı

Kiriş No	Kesit	Boy (mt)	Birim Ağırlık (kg/m)	Benzer Adedi	Toplam Ağırlık (kg)
K1	IPN 160	1.50	17.9	4	107.40
K2	IPN 160	3.50	17.9	16	1002.40
K3	IPN 180	1.50	21.9	4	131.40
K4	IPN 180	3.50	21.9	16	1226.40
K5	IPN 180	1.50	21.9	4	131.40
K6	IPN 180	3.50	21.9	16	1226.40
K7	][UPN 300	14.00	2x46.2	2	2587.20
K8	][UPN 300	14.00	2x46.2	7	9055.20
TOPLAM					15467.80

1.6 Kolonların hesabı :

Kolonlar, eşdeğer çerçeve yöntemi ile aralarındaki mesafeler yatayda ve düşeyde ikiye bölünerek oluşturulan döşeme alan paylarından yük aldıkları kabul edilmiştir. Bulunan yük değerleri, diğer zati ağırlıkları hesaba katmak için güvenli tarafta kalmak üzere % 25 oranında arttırma yoluna gidilmiştir.

Dıştaki kolonlara aynı kesit ve içteki kolonlara dıştakilerden farklı olmak üzere, aynı tip kesit verilmiştir.

Kolonların kesitleri bütün katlarda değiştirilmeden aynen devam ettirilmiştir. Enine doğrultudaki sürekli kirişlerin çift U profili olması nedeni ile iç ve dış kolonların yükseklikleri konstrüktif olarak aynı tutulmuştur.

S1 Kolonu :

$$D1 \text{ döşemesinden} \dots 0.75 \times 4 \times 0.687 = 2.061 \text{ t}$$

$$D2 \text{ döşemesinden} \dots 1.75 \times 4 \times 0.537 = 3.759 \text{ t}$$

$$N = 5.820 \times 1.25 = 7.275 \text{ t}$$

S2 Kolonu :

$$D2 \text{ döşemesinden} \dots 4 \times 3.50 \times 0.537 = 7.518 \text{ t}$$

$$N = 7.518 \times 1.25 = 9.398 \text{ t}$$

S3 Kolonu :

$$D1 \text{ döşemesinden} \dots 0.75 \times 1 \times 0.687 = 0.515 \text{ t}$$

$$D2 \text{ döşemesinden} \dots 1.75 \times 1 \times 0.537 = 0.940 \text{ t}$$

$$D3 \text{ döşemesinden} \dots 0.75 \times 6 \times 0.687 = 3.092 \text{ t}$$

$$D4 \text{ döşemesinden} \dots 1.75 \times 6 \times 0.687 = 7.214 \text{ t}$$

$$N = 11.761 \times 1.25 = 14.701 \text{ t}$$

S4 Kolonu :

$$D4 \text{ döşemesinden} \dots 3.50 \times 6 \times 0.687 = 14.427 \text{ t}$$

$$D2 \text{ döşemesinden} \dots 3.50 \times 1 \times 0.537 = 1.880 \text{ t}$$

$$N = 16.307 \times 1.25 = 20.384 \text{ t}$$

S5 Kolonu :

$$D1 \text{ döşemesinden} \dots 0.75 \times 3 \times 0.687 = 1.546 \text{ t}$$

$$D2 \text{ döşemesinden} \dots 1.75 \times 3 \times 0.537 = 2.819 \text{ t}$$

$$N = 4.365 \times 1.25 = 5.456 \text{ t}$$

S6 Kolonu :

D2 döşemesinden.... $3.50 \times 3 \times 0.537 = 5.639$ t

$$N = 5.639 \times 1.25 = 7.048 \text{ t}$$

Kolonlar sadece çekmeye çalışmaktadır.

$$N_p = F_{eff} \cdot \sigma_{yd} > N^* \text{ olmalı [2].}$$

N_p : Plastikleşme normal kuvveti $N^* = 1.7 \times N$

F_{eff} : Efektif kesit alanı $\sigma_{yd}: 2.4 \text{ t/cm}^2$ (ST37)

Normal katlar, üstte taşıyıcı kata asılı olduğundan en elverişsiz durumdaki kolonlar, Taşıyıcı kata asılı ilk kolonlardır. Elverişsiz normal kuvvetler olarak bu kolonlara etkiyen çekme türündeki normal kuvvetler gözönüne alınacaktır. 4.Kat kolonlarına, tesisat katıda dahil olmak üzere dört kat asılıdır.

Tablo 1.5 Kolon kesit hesabı

Kolon No	N (t)	N* (t)	4xN* (t)	Seçilen Profil	F_{eff} (cm ²)	N_p (t)
S1	7.28	12.37	49.47	UPN 180	28.0	67.20
S2	9.40	15.98	63.91	UPN 180	28.0	67.20
S3	14.70	24.99	99.97	DIL 180	60.7	145.68
S4	20.38	34.65	138.61	DIL 180	60.7	145.68
S5	5.46	9.28	37.10	UPN 180	28.0	67.20
S6	7.05	11.98	47.30	UPN 180	28.0	67.20

UPN 180 (22.4 kg/m), DIL 180 (47.6 kg/m) [Arbed Profilleri]

1.6.1 Kolon Metraji :

Tablo 1.6 Kolon metraj hesabı (Bir normal katta)

Kolon No	Kesit	Boy (mt)	Birim Ağırlık (kg/m)	Benzer Adedi	Toplam Ağırlık (kg)
S1,S5	UPN 180	3.0	22.4	4	268.80
S2,S6	UPN 180	3.0	22.4	14	940.80
S3	DIL 180	3.0	47.6	2	285.60
S4	DIL 180	3.0	47.6	7	999.60
TOPLAM					2494.80

Tüm yapıda kolonların toplam ağırlığı (üç normal kat ve bir yarım tesisat katı olmak üzere):

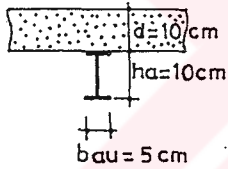
$$2494.80 \times 3.5 = 8731.80 \text{ kg}$$

BÖLÜM 2.KOMPOZİT ÇÖZÜM

Bu bölümde, enine ve boyuna kirişler kompozit olarak çözümlenecektir[5].Kirişlerin kompozit olarak boyutlandırılmasında, ilk çözümde hesaplarda elde edilen kesit tesirleri kullanılmıştır. Sehim hesaplarında ise elastik hesap ilkeleri gözönüne alınmıştır.

2.1 Boyuna Doğrultudaki Kirişlerin Hesabı:

K2 KİRİŞİ :



$$Q^* = 2.088 \text{ t}$$

$$M(+) = 182.68 \text{ tcm}$$

$$\text{Seçilen Profil: NPI 100} \quad t_g = 0.45 \text{ cm}$$

$$F_a = 10.6 \text{ cm}^2 \quad h_g = 8.57 \text{ cm}$$

Pozitif moment taşıma gücü:

Çalışan tabla genişliği;

$$b_{eff} \leq \begin{cases} l_x \\ 1/4 \\ 16d + b_{ao} \end{cases} \text{ olmalı.} \quad \begin{array}{l} l_x: \text{kirişler arası aks aralığı} \\ l: \text{kiriş açıklığı} \end{array}$$

$$b_{eff} \leq \begin{cases} l_x = 200 \text{ cm} \\ 1/4 = 350/4 = 87.50 \text{ cm} \text{ — } b_{eff} \\ 16d + b_{ao} = 16 \times 10 + 5 = 165 \text{ cm} \end{cases}$$

$$Q_{pa}=0.52 \bar{G}_y d \text{ tg } h_g = 0.52 \times 2.4 \times 0.45 \times 8.57 = 4.813 \text{ t}$$

$$Q_{pa} = 4.813 \text{ t} > Q^* = 2.088 \text{ t}$$

$0.3Q_{pa} = 1.444 \text{ t} < Q^* = 2.088 \text{ t}$ olduğundan
kesme kuvvetinin azaltıcı etkisi gözönüne alınmalıdır.

azaltılmış gövde kalınlığı:

$$t_g = t_g \sqrt{1 - \left(\frac{Q}{Q_{pa}} \right)^2} = 0.45 \sqrt{1 - \left(\frac{2.088}{4.813} \right)^2} = 0.405 \text{ cm}$$

$$t_g = 0.450 - 0.405 = 0.045 \text{ cm}$$

$$F_a = 10.6 - (0.045 \times 8.57) = 10.21 \text{ cm}^2$$

Tarafsız eksenin yeri:

($a=1.0$ ve $b=0.74$ olmak üzere iki azaltıcı katsayı)

$$Z = \alpha_a \bar{G}_y d F_a = 1.0 \times 2.4 \times 10.21 = 24.514 \text{ t}$$

$$y = \frac{Z}{\alpha_b \bar{G}_{br} b_{eff}} = \frac{24.514}{0.74 \times 0.250 \times 87.5} = 1.514 \text{ cm} < d = 10 \text{ cm}$$

$$h_{ao} = h_{au} = 5 \text{ cm}$$

$$M_u = Z[h_{ao} + d - y/2]$$

$$M_u = 24.514 \times [5 + 10 - 1.514/2] = 349.15 \text{ tcm} > M(+) = 182.68 \text{ tcm}$$

Kayma Elemanları:

Kayma elemanı olarak başlıklı saplama kullanılacaktır.

Başlıklı saplama gövde çapı(d_1):

$$d_1 < \begin{cases} 23 \text{ mm} \\ 2t_b = 2 \times 6.8 = 13.6 \text{ mm} \end{cases} \quad d_1 = 13 \text{ mm} \quad \bar{G}_{FH} = 3.5 \text{ t/cm}^2$$

$$h = 7 \text{ cm} \quad h/d_1 = 5.38 \quad \alpha = 1.00$$

Bir başlıklı saplamanın taşıma gücü:

$$H_{1u} \ll \begin{cases} 0.32 d_1^2 \sqrt{\sigma_{br} E_b} \\ 0.55 d_1^2 \sigma_{FH} \end{cases} \quad \text{min} \quad \begin{matrix} \text{BS20 } \sigma_{br}=250 \text{ kg/cm}^2 \\ E_b=285000 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix}$$

$$H_{1u} \ll \begin{cases} 0.32 \times 1.0 \times 1.3^2 \times \sqrt{250 \times 285000} = 4564.88 \text{ kg} \\ 0.55 \times 1.3^2 \times 3.5 = 3.253 \text{ t} \end{cases} \quad \text{--- } H_{1u}$$

$$H = \left(\frac{Z}{\sigma_{b_{max}}} \right)_{\min} = Z = 24.514 \text{ t}$$

$$n_H = \frac{H}{0.85 H_{1u}} = \frac{24.514}{0.85 \times 3.253} = 8.86 \quad 9 \text{ adet}$$

Ara mesafeleri (yarı pozitif bölge için);

$$e_b = \frac{350/2}{9} = 19.44 \text{ cm}$$

$$e_b = 19 \text{ cm alınacaktır.}$$

$$e_b \begin{cases} > 5d_1 = 6.5 \text{ cm} \\ < 3d = 30 \text{ cm} \\ < 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Minumum Enine Donatı:

$$\text{BS20 } f_{ctd} = 10.667 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{BÇI } f_{yd} = 1913 \text{ kg/cm}^2$$

$$H'(+)=H(+)-\alpha_b \sigma_{br} b a o y = 24514 - 0.74 \times 250 \times 5 \times 1.514 = 23114 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} d l_H = 0.65 \times 10.667 \times 10 \times 350/2 = 12134 \text{ kg}$$

$$H'(+)>V_{cr}$$

$$V_c = 0.80 V_{cr} = 0.80 \times 12134 = 9707 \text{ kg}$$

$$V_s = H'(+)-V_c = 13407 \text{ kg}$$

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{V_s}{f_{yd} l_H} = \frac{13407}{1913 \times 350/2} = 0.0401$$

Her kayma çatlağından 1 düz+2 pilye (toplam 6 kol):

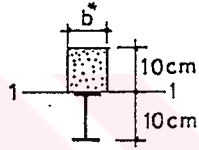
$$\frac{Ast1}{s} = \frac{0.0401}{6} = 0.0067 \quad \text{mevcut: } \frac{\phi 8/30}{30} = 0.0167$$

mevcut donatı yeterlidir.

Sehim Kontrolü:

$$n = \frac{Ea}{Eb} = \frac{2100000}{285000} = 7.37 \quad 2n = 14.74$$

$$b^* = \frac{b_{eff}}{2n} = \frac{87.5}{14.74} = 5.94 \text{ cm}$$



$$Y_{g1} = \frac{5.94 \times 10 \times 5 - 10.6 \times 5}{5.94 \times 10 + 10.6} = 3.49 \text{ cm}$$

$$NPI100 \quad G = 8.32 \text{ kg/m} \quad I_x = 171 \text{ cm}^4$$

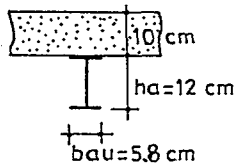
$$I_x = \frac{5.94 \times 10^3}{12} + 5.94 \times 10 \times (5 - 3.49)^2 + 171 + 10.6 \times (5 + 3.49)^2$$

$$I_x = 1565.49 \text{ cm}^4$$

$$q = 0.702 + 8.32/1000 = 0.710 \text{ t/m}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{0.710 \times 10^{-2} \times 350^4}{2100 \times 1565.49} = 0.42 \text{ cm} < f_{lim} = \frac{350}{300} = 1.17 \text{ cm}$$

K4 Kirişi :



$$Q^* = 3.686 \text{ t}$$

$$M(+) = 322.50 \text{ tcm}$$

$$\text{Seçilen Profil: NPI 120} \quad t_g = 0.51 \text{ cm}$$

$$F_a = 14.2 \text{ cm}^2 \quad h_g = 10.3 \text{ cm}$$

Pozitif moment taşıma gücü:

Çalışan tabla genişliği;

$$b_{eff} \left\{ \begin{array}{l} l_x = 300 \text{ cm} \\ 1/4 = 350/4 = 87.50 \text{ cm} \text{ — } b_{eff} \\ 16d + b_{ao} = 16 \times 10 + 5.8 = 165.8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$Q_{pa} = 0.52 \times 2.4 \times 0.51 \times 10.3 = 6.556 \text{ t} > Q^* = 3.686 \text{ t}$$

$0.3Q_{pa} = 1.967 \text{ t} < Q^* = 3.686 \text{ t}$ olduğundan
kesme kuvvetinin azaltıcı etkisi gözönüne alınmalıdır.

azaltılmış gövde kalınlığı:

$$t_g = 0.51 \sqrt{1 - \left(\frac{3.686^2}{6.556} \right)} = 0.422 \text{ cm}$$

$$t_g = 0.510 - 0.422 = 0.088 \text{ cm}$$

$$F_a = 14.2 - (0.088 \times 10.3) = 13.29 \text{ cm}^2$$

Tarafsız eksenin yeri:

$$Z = 1.0 \times 2.4 \times 13.29 = 31.898 \text{ t}$$

$$y = \frac{31.898}{0.74 \times 0.250 \times 87.5} = 1.971 \text{ cm} < d = 10 \text{ cm}$$

$$h_{ao} = h_{au} = 6 \text{ cm}$$

$$M_u = 31.898 \times [6 + 10 - 1.971/2] = 478.93 \text{ tcm} > M(+) = 322.50 \text{ tcm}$$

Kayma Elemanları:

Kayma elemanı olarak başlıklı saplama kullanılacaktır.

Başlıklı saplama gövde çapı(d_1):

$$d_1 < \begin{cases} 23 \text{ mm} \\ 2t_b = 15.4 \text{ mm} \end{cases} \quad d_1 = 15 \text{ mm} \quad \sigma_{FH} = 3.5 \text{ t/cm}^2$$

$$h = 7 \text{ cm} \quad h/d_1 = 4.67 \quad \alpha = 1.00$$

$$H_{1u} \ll \begin{cases} 0.32 \times 1.0 \times 1.5^2 \times \sqrt{250 \times 285000} = 6077.50 \text{ kg} \\ 0.55 \times 1.5^2 \times 3.5 = 4.33 \text{ t} \end{cases} \text{ — } H_{1u}$$

$$H = Z = 31.898 \text{ t}$$

$$n_H = \frac{H}{0.85 H_{1u}} = \frac{31.898}{0.85 \times 4.33} = 8.7 \quad 9 \text{ adet}$$

Ara mesafeleri (yarı pozitif bölge için);

$$e_b = \frac{350/2}{9} = 19.44 \text{ cm}$$

$$e_b = 19 \text{ cm alınacaktır.}$$

$$e_b \begin{cases} > 5d = 7.5 \text{ cm} \\ < 3d = 30 \text{ cm} \\ < 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Minumum Enine Donatı:

$$BS20 \quad f_{ctd} = 10.667 \text{ kg/cm}^2$$

$$BÇI \quad f_{yd} = 1913 \text{ kg/cm}^2$$

$$H' (+) = 31898 - 0.74 \times 250 \times 5.8 \times 1.971 = 29783 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 0.65 \times 10.667 \times 2 \times 10 \times 350/2 = 24267 \text{ kg}$$

$$H' (+) > V_{cr}$$

$$V_c = 0.80 V_{cr} = 19414 \text{ kg}$$

$$V_s = H' (+) - V_c = 10369 \text{ kg}$$

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{10369}{1913 \times 350/2} = 0.0309$$

Her kayma çatlağından 1 düz+2 pilye (toplam 6 kol):

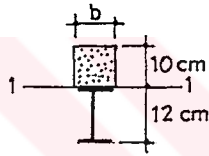
$$\frac{Ast1}{s} = \frac{0.0309}{6} = 0.0052 \quad \text{mevcut: } \frac{\phi 8/30}{30} = 0.0167$$

mevcut donatı yeterlidir.

Sehim Kontrolü:

$$n = \frac{Ea}{Eb} = \frac{2100000}{285000} = 7.37 \quad 2n = 14.74$$

$$b^* = \frac{b_{eff}}{2n} = \frac{87.5}{14.74} = 5.94 \text{ cm}$$



$$Y_{g1} = \frac{5.94 \times 10 \times 5 - 14.2 \times 6}{5.94 \times 10 + 14.2} = 2.88 \text{ cm}$$

$$NPI120 \quad G = 11.2 \text{ kg/m} \quad I_x = 328 \text{ cm}^4$$

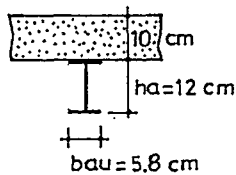
$$I_x = \frac{5.94 \times 10^3}{12} + 5.94 \times 10 \times (5 - 2.88)^2 + 328 + 14.2 \times (6 + 2.88)^2$$

$$I_x = 2209.70 \text{ cm}^4$$

$$q = 1.239 + 11.2/1000 = 1.250 \text{ t/m}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{1.250 \times 10^{-2} \times 350^4}{2100 \times 2209.70} = 0.53 \text{ cm} < f_{lim} = \frac{350}{300} = 1.17 \text{ cm}$$

K6 KİRİŞİ :



$$Q^* = 3.641 \text{ t}$$

$$M(+) = 318.65 \text{ tcm}$$

$$\text{Seçilen Profil: NPI 120} \quad t_g = 0.51 \text{ cm}$$

$$F_a = 14.2 \text{ cm}^2 \quad h_g = 10.3 \text{ cm}$$

Pozitif moment taşıma gücü:

Çalışan tabla genişliği;

$$b_{eff} < \begin{cases} l_x = 200 \text{ cm} \\ 1/4 = 350/4 = 87.50 \text{ cm} \text{ --- } b_{eff} \\ 16d + b_{ao} = 16 \times 10 + 5.8 = 165.8 \text{ cm} \end{cases}$$

$$Q_{pa} = 0.52 \times 2.4 \times 0.51 \times 10.3 = 6.556 \text{ t} > Q^* = 3.641 \text{ t}$$

$0.3Q_{pa} = 1.967 \text{ t} < Q^* = 3.641 \text{ t}$ olduğundan
kesme kuvvetinin azaltıcı etkisi gözönüne alınmalıdır.

azaltılmış gövde kalınlığı:

$$t_g = 0.51 \sqrt{1 - \left(\frac{3.641^2}{6.556} \right)} = 0.424 \text{ cm}$$

$$t_g = 0.510 - 0.424 = 0.086 \text{ cm}$$

$$F_a = 14.2 - (0.086 \times 10.3) = 13.31 \text{ cm}^2$$

Tarafsız eksenin yeri:

$$Z = 1.0 \times 2.4 \times 13.31 = 31.954 \text{ t}$$

$$y = \frac{31.954}{0.74 \times 0.250 \times 87.5} = 1.974 \text{ cm} < d = 10 \text{ cm}$$

$$h_{ao} = h_{au} = 6 \text{ cm}$$

$$M_u = 31.954 \times [6 + 10 - 1.974/2] = 479.73 \text{ tcm} > M(+) = 318.65 \text{ tcm}$$

Kayma Elemanları:

$$d_1 < \begin{cases} 23 \text{ mm} \\ 2t_b = 15.4 \text{ mm} \end{cases}$$

$$d_1 = 15 \text{ mm} \quad \sigma_{FH} = 3.5 \text{ t/cm}^2$$

$$h=7 \text{ cm} \quad h/d_1=4.67 \quad \alpha=1.00$$

$$H_{1u}=4.33 \text{ t}$$

$$H=Z= 31.954 \text{ t}$$

$$n_H = \frac{H}{0.85 H_{1u}} = \frac{31.954}{0.85 \times 4.33} = 8.7 \quad 9 \text{ adet}$$

Ara mesafeleri (yarı pozitif bölge için);

$$e_b = \frac{350/2}{9} = 19.44 \text{ cm}$$

$$e_b = 19 \text{ cm alınacaktır.}$$

$$e_b \begin{cases} > 5d_1 = 7.5 \text{ cm} \\ < 3d = 30 \text{ cm} \\ < 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Minumum Enine Donatı:

$$BS20 \quad f_{ctd} = 10.667 \text{ kg/cm}^2$$

$$B\check{Q}I \quad f_{yd} = 1913 \text{ kg/cm}^2$$

$$H'(+)=31954-0.74 \times 250 \times 5.8 \times 1.974=31952 \text{ kg}$$

$$V_{cr}=0.65 \times 10.667 \times 2 \times 10 \times 350/2= 24267 \text{ kg}$$

$$H'(+)>V_{cr}$$

$$V_c=0.80 V_{cr} =19414 \text{ kg}$$

$$V_s=H(+)'-V_c =12538 \text{ kg}$$

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{12538}{1913 \times 350/2} = 0.0375$$

Her kayma çatlağından 1 düz+2 pilye (toplam 6 kol):

$$\frac{A_{st1}}{s} = \frac{0.0375}{6} = 0.0062 \quad \text{mevcut: } \phi 8/30 \quad \frac{0.50}{30} = 0.0167$$

mevcut donatı yeterlidir.

Sehim Kontrolü :

$$n=7.37 \quad 2n=14.74$$

$$b^*=5.94 \text{ cm} \quad I_x=2209.70 \text{ cm}^4 \text{ (K4 Kirişi ile aynı)}$$

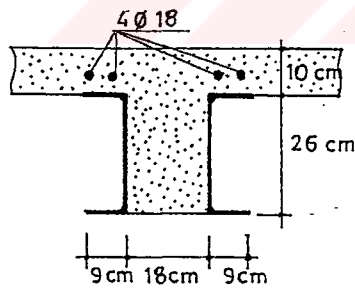
$$q= 1.224+11.2/1000 =1.235 \text{ t/m}$$

$$f=\frac{5}{384} \times \frac{1.235 \times 10^{-2} \times 350^4}{2100 \times 2209.70} =0.52 \text{ cm} < f_{11m}=\frac{350}{300}=1.17 \text{ cm}$$

2.2 Enine Doğrultudaki Kirişlerin Hesabı:

Çelik çözümde olduğu gibi, kompozit çözümde K7 kirişi için ayrıca hesap yapılmayarak, bütünlüğü sağlamak için K8 kirişi ile aynı profil kullanılmıştır.

K8 KİRİŞİ :



$$Q^*=19.72 \text{ t}$$

$$M(+)=2531.80 \text{ tcm}$$

$$M(-)=2813.16 \text{ tcm}$$

$$\text{UPN 260 : } t_g=1.0 \text{ cm}$$

$$F_a=48.3 \text{ cm}^2 \quad h_g=22.8 \text{ cm} \quad S_x=221 \text{ cm}^3$$

Pozitif moment taşıma gücü:

Çalışan tabla genişliği;

$$b_{eff} < \begin{cases} l_x=350 \text{ cm} \\ l/4=800/4=200 \text{ cm} \\ 16d+b_{ao}=16 \times 10+2 \times 9+18=196 \text{ cm} \longrightarrow b_{eff} \end{cases}$$

$$Q_{pa}=0.52 \times 2.4 \times 22.8 \times 1.0 = 56.91 \text{ t} > Q^*=19.72 \text{ t}$$

$$0.3Q_{pa}=17.07 \text{ t} < Q^*=19.72 \text{ t} \text{ olduğundan}$$

kesme kuvvetinin azaltıcı etkisi gözönüne alınmalıdır.

azaltılmış gövde kalınlığı:

$$t_g = 2 \times 1.0 \sqrt{1 - \left(\frac{19.72}{56.91} \right)^2} = 1.876 \text{ cm}$$

$$t_g = 2 \times 1.0 - 1.876 = 0.124 \text{ cm}$$

$$F_a = 2 \times 48.3 - (0.124 \times 22.8) = 93.77 \text{ cm}^2$$

$$W_{pa} = 4 \times 221 - \frac{0.124 \times 22.8^2}{4} = 867.88 \text{ cm}^3$$

$$Z = 1.0 \times 2.4 \times 93.77 = 225.048 \text{ t}$$

$$y = \frac{225.048}{0.74 \times 0.250 \times 196} = 6.207 \text{ cm} < d = 10 \text{ cm}$$

$$h_{ao} = h_{au} = 13 \text{ cm}$$

$$M_u = 225.048 \times [13 + 10 - 6.207/2] = 4477.7 \text{ tcm} > M(+) = 2531.8 \text{ tcm}$$

Negatif moment taşıma gücü:

$$M_{pa} = 1.0 \times 2.4 \times 867.88 = 2082.91 \text{ tcm}$$

Negatif bölge profil üstü ilave donatı 4 018 (BÇI):

$$Z' = 1.0 \times 2.4 \times 4 \times 2.54 = 24.384 \text{ t}$$

$$y' = h_t - (h_{ao} + h) = 36 - (13 + 2.5) = 20.5 \text{ cm}$$

Tarafsız eksen:

$$y = \frac{\alpha_a \bar{G}_{yd} \{F_a + (h_g + 2t_{bu}) \times t_g\}}{\alpha_b \bar{G}_{br} b_u + 2 \times \alpha_a \bar{G}_{yd} t_g}$$

$t_{bu}=1.4$ cm (profil başlık kalınlığı)

$b_u=18$ cm (gövde beton genişliği)

$$y = \frac{1 \times 2.4 \times \{4 \times 2.54 + (22.8 + 2 \times 1.4) \times 1.876\}}{0.74 \times 0.250 \times 18 + 2 \times 1.0 \times 2.4 \times 1.876} = 11.32 \text{ cm}$$

$$D_b = \alpha_b \bar{\sigma}_{br} b_u y = 0.74 \times 0.250 \times 18 \times 11.32 = 37.696 \text{ t}$$

$$\Delta M_1 = Z' y' + D_b (h_{au} - y/2) = 24.384 \times 20.5 + 37.696 \times (13 - 11.32/2)$$

$$\Delta M_1 = 776.56 \text{ tcm}$$

$$y'' = \frac{Z' - D_b}{2 \tan \alpha_a \bar{\sigma}_{yd}} = \frac{24.384 - 37.696}{2 \times 1.876 \times 1.0 \times 2.4} = -1.478 \text{ cm}$$

$$\Delta M_2 = \alpha_a \bar{\sigma}_{yd} \tan y'' y'' = 1.0 \times 2.4 \times 1.876 \times (-1.478) \times 1.478 = -9.84 \text{ tcm}$$

$$|-M_u| = M_{pa} + \Delta M_1 - \Delta M_2 = 2082.91 + 776.56 - (-9.84)$$

$$|-M_u| = 2869.31 \text{ tcm} > M(-) = 2813.16 \text{ tcm}$$

Kayma Elemanları :

Kayma elemanı olarak $\emptyset 14$ çift kollu etriye (Malzeme: BÇI) kullanılmıştır.

$$H_{1u} = \alpha_a \bar{\sigma}_{yd} F_{1H} m_H = 1.0 \times 2.4 \times 1.54 \times 2 = 7.392 \text{ t}$$

Pozitif momentler bölgesinde:

$$n_H = \frac{225.048}{0.85 \times 7.392} = 35.82 \quad 36 \text{ adet}$$

$$e_b = \frac{0.75 \times 800/2}{36} = 8 \text{ cm}$$

$$e_b \begin{cases} > 2l_k' = 2 \times 12 = 24 \text{ cm} \\ < 3d = 30 \text{ cm} \\ < 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$e_b = 25$ cm alınacaktır.

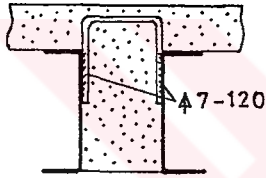
Negatif momentler bölgesinde:

$$n_H = \frac{24.384}{0.85 \times 7.392} = 3.8 \quad 4 \text{ adet}$$

$$e_b = \frac{0.25 \times 800 / 2}{4} = 50 \text{ cm} < 3d = 30 \text{ cm} \text{ olmalı.}$$

$e_b = 30$ cm alınacaktır.

Kaynakların tahkiki:



Etriyenin bir koluna gelen kuvvet:

$$H_{1u} / 2 = 3.696 \text{ t}$$

$$a = 7 \text{ mm} < 0.7 t_{\min} = 0.7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

$$l = 12 - 2 \times 0.7 = 10.6 \text{ cm}$$

$$F_k = 2 \times 0.7 \times 10.6 = 14.84 \text{ cm}^2$$

$$W_k = \frac{2 \times 0.7 \times 10.6^2}{6} = 26.22 \text{ cm}^3$$

$$M = 3.696 \times 12 / 2 = 22.18 \text{ tcm}$$

$$\tau = \frac{Q}{F_k} + \frac{M}{W_k} = \frac{3.696}{14.84} + \frac{22.18}{26.22} = 1.095 \text{ t/cm}^2 < \tau_{\text{kem}} = 1.1 \text{ t/cm}^2$$

Minumum Enine Donatı:

$$BS20 \quad f_{ctd} = 10.667 \text{ kg/cm}^2$$

$$B\text{ÇI} \quad f_{yd} = 1913 \text{ kg/cm}^2$$

Pozitif momentler bölgesinde:

$$H'(+)=225048-0.74 \times 250 \times 36 \times 6.207=183709 \text{ kg}$$

$$V_{cr}=0.65 \times 10.667 \times 2 \times 10 \times 300 = 41601 \text{ kg}$$

$$H' (+) > V_{cr}$$

$$V_c = 0.80 V_{cr} = 33281 \text{ kg}$$

$$V_s = H' (+) - V_c = 183709 - 33281 = 150428 \text{ kg}$$

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{150428}{1913 \times 300} = 0.2621 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Her kayma çatlağından 1 düz+2 pilye (toplam 6 kol):

$$\frac{A_{st1}}{s} = \frac{0.2621}{6} = 0.0437 \quad \text{mevcut: } \emptyset 8/30 \quad \frac{0.50}{30} = 0.0167$$

Pozitif moment bölgesi ilave: $0.0437 - 0.0167 = 0.027$

$$\emptyset 8/18 : 0.028$$

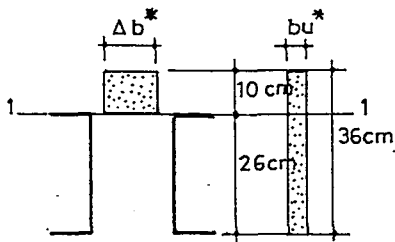
Negatif momentler bölgesinde:

$$H = \frac{n - n_{bo}}{n} \times H = \frac{4 - 4}{4} \times H = 0$$

Donatı hesabı gerekmiyor.

Sehim Kontrolü:

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2100000}{285000} = 7.37 \quad 2n = 14.74$$



$$b^* = \frac{b_{eff}}{2n} = \frac{196}{14.74} = 13.30 \text{ cm}$$

$$b_u^* = \frac{18}{14.74} = 1.22 \text{ cm}$$

$$\Delta b^* = 12.08 \text{ cm}$$

$$y_{G1} = \frac{96.6 \times 13 + 1.22 \times 36 \times (18 - 10) - 12.08 \times 10 \times 5}{96.6 + 120.8 + 1.22 \times 36} = 3.84 \text{ cm}$$

$$I_x = 2 \times 4820 + 96.6 \times (13 - 3.84)^2 + \frac{12.08 \times 10^3}{12} + 120.8 \times (5 + 3.84)^2 +$$

$$\frac{1.22 \times 36^3}{12} + 1.22 \times 36 \times (18 - 13.84)^2 = 33695 \text{ cm}^4$$

$$q = 1.158 + 2 \times 37.9 / 1000 = 1.196 \text{ t/m}$$

Yayıllı yükten:

$$f_1 = \frac{5}{384} \times \frac{1.196 \times 10^{-2} \times 800^4}{2100 \times 33695} = 0.90 \text{ cm}$$

Tekil yüklerden:

$$f_2 = \frac{4.337 \times 800^3}{48 \times 2100 \times 33695} = 0.65 \text{ cm}$$

$$f_3 = \frac{4.284 \times 800^2 \times 200}{6 \times 2100 \times 33695} \times 0.5 \times (1 - 0.25^2 - 0.5^2) = 0.44 \text{ cm}$$

Momentten:

$$f_4 = - \frac{1654.8 \times 800^2}{16 \times 2100 \times 33695} = -0.94 \text{ cm}$$

$$\Sigma f = 0.90 + 0.65 + 0.44 - 0.94 = 1.05 \text{ cm} < f_{lim} = \frac{800}{300} = 2.67 \text{ cm}$$

2.3 Kompozit Çözüm Kiriş Metrajı :

Tablo 2.1 Kompozit Çözüm Kiriş Metraj Hesabı

Kiriş	Kesit	Boy (mt)	Çelik Ağırlık (kg/m)	Benzer Adedi	Toplam Ağırlık (kg)
K1	IPN 100	1.50	8.32	4	49.92
K2	IPN 100	3.50	8.32	16	465.92
K3	IPN 120	1.50	11.20	4	67.20
K4	IPN 120	3.50	11.20	16	627.20
K5	IPN 120	1.50	11.20	4	67.20
K6	IPN 120	3.50	11.20	16	627.20
K7	] [UPN 260	14.00	2x37.90	2	2122.40
K8	] [UPN 260	14.00	2x37.90	7	7428.40
TOPLAM					11455.44

Kompozit çözüm kiriş toplam ağırlığı (altı tane döşeme olmak üzere):

$$11455.44 \times 6 = 68732.64 \text{ kg}$$

Yapının m² 'sine düşen çelik miktarı (kirişler için):

$$68732.64 / (7 \times 31 \times 14) = 22.62 \text{ kg/m}^2$$

BÖLÜM 3.TAŞIYICI KAT

3.1 Taşıyıcı Katın Düzenlenmesi:

Taşıyıcı katın üst seviyesinde, teras kullanım amaçlı bir mekan ve alt seviyesinde ise salon olarak kullanılacak bir mekan düşünülmektedir. Bu mekanlarda bölme duvarlardan kaçınılacağından, az sıklıkta kiriş yerleştirilmesiyle, döşemeler tek doğrultuda çalıştırılacaktır.

Tek doğrultuda çalışan döşemeler için minumum faydalı yükseklik :

$$h_{min} = \frac{l_p}{35} = \frac{4}{5} \times 350 \times \frac{1}{35} = 8 \text{ cm} < 8.5 \text{ cm (d=10 cm)}$$

(l_p için enine doğrultudaki ana kirişler ara mesafesi 3.5 m'nin 4/5 'i alınmıştır.)

Buna göre hesap yükü :

Betonarme Döşeme (10 cm)	= 250 kg/m ²
Sıva + Kaplama	= 100 "
Profil	= 25 "
	g = 375 "
Hareketli yük	p = 350 "
	q = 725 kg/m ²

•

3.2.1 Orta Akstaki Kafes Kiriş :

$$P_1 = 0.725 \times (8+6) / 2 \times 1.00 = 5.08 \text{ t}$$

$$P_2 = 0.725 \times (8+6) / 2 \times (3.50+2) / 2 = 13.96 \text{ t}$$

$$P_3 = 0.725 \times (8+6) / 2 \times 3.50 = 17.76 \text{ t}$$

$$N_1 = 99.968 / 1.7 + 13.96 = 72.77 \text{ t}$$

$$N_2 = 138.612 / 1.7 + 17.76 = 99.30 \text{ t}$$

$$\Sigma P_i / 2 = 506.60 \text{ t}$$

Çubuk kuvvetleri; Düğüm Noktaları Denge denklemleri ile çözümlenerek aşağıda tablo halinde verilmiştir:

Tablo 3.1 Orta Aks Kafes Kiriş Çubuk kuvvetleri

ÇUBUK KUVVETLERİ (t)					
Çubuk	(+)	(-)	Çubuk	(+)	(-)
D1	557.17		U1	0	
D2	544.53		U2	252.95	
D3	388.95		U3	611.63	
D4	233.37		U4	867.83	
D5	77.79		U5	1021.55	
V1		501.52	O1		252.95
V2		423.67	O2		611.63
V3		310.41	O3		867.83
V4		193.35	O4		1021.55
V5		76.29	O5		1072.79
V6		17.76			

3.2.2 Kenar Akstaki Kafes Kiriş :

$$P_1 = 0.725 \times 4 \times 1.00 = 2.90 \text{ t}$$

$$P_2 = 0.725 \times 4 \times (3.5 + 2) / 2 = 7.98 \text{ t}$$

$$P_3 = 0.725 \times 4 \times 3.50 = 10.15 \text{ t}$$

$$N_1 = 58.80 + 7.98 = 66.78 \text{ t}$$

$$N_2 = 81.54 + 10.15 = 91.69 \text{ t}$$

$$\Sigma P_i / 2 = 437 \text{ t}$$

Çubuk kuvvetleri; Düğüm Noktaları Denge denklemleri ile çözümlenerek aşağıda tablo halinde verilmiştir.

Tablo 3.2 Kenar Aks Kafes Kiriş Çubuk kuvvetleri

ÇUBUK KUVVETLERİ (t)					
Çubuk	(+)	(-)	Çubuk	(+)	(-)
D1	483.95		U1	0	
D2	473.73		U2	219.71	
D3	338.38		U3	531.75	
D4	203.03		U4	754.64	
D5	67.68		U5	888.37	
V1		434.10	O1		219.71
V2		364.42	O2		531.75
V3		264.75	O3		754.64
V4		162.91	O4		888.37
V5		61.07	O5		932.95
V6		10.15			

3.3. Çubukların Boyutlandırılması :

Çubuklar ve düğüm noktaları; kaynaklı birleşim için ST37 çeliğine ve bulonlu birleşim için ST52 çeliğine göre gözden geçirilmiştir [61].

3.3.1 Kaynaklı Birleşim :

Kaynaklı birleşim için çubuklardan, maksimum kuvvete maruz D1 diyagonalı, V1 dikmesi, alt ve üst başlık çubukları boyutlanarak, en elverişsiz olan 2 nolu düğüm noktası hesaplanmıştır.

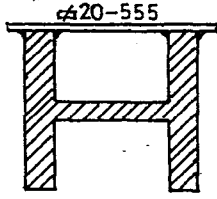
Üst Başlık :

$$O5=O_{max} = -1072.79 \text{ t}$$

$$Sk=350 \text{ cm} \quad (Sk: \text{Burkulma boyu})$$

$$\text{Seçilen Profil : HD 400x400x551} \quad h=45.5 \text{ cm} \quad b=41.8 \text{ cm}$$

$$F_1 = 702 \text{ cm}^2$$



$$F = 702 + 55.5 \times 2 = 813 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 122797.31 \text{ cm}^4$$

$$\text{Atalet yarıçapı : } i_{min} = \sqrt{\frac{I_y}{F}} = 12.29 \text{ cm}$$

$$\text{Narinlik ve Burkulma Katsayıları} \quad \lambda = \frac{350}{12.29} = 28.5 \quad \xrightarrow{\text{Tablodan}} w = 1.08$$

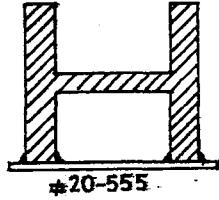
$$\sigma = \frac{w P}{F} = \frac{1.08 \times 1072.79}{813} = 1.43 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{enn} = 1.44 \text{ t/cm}^2$$

Alt Başlık :

$$U5=U_{max}= +1021.55 \text{ t}$$

$$Sk=350 \text{ cm}$$

Seçilen Profil : HD 400x400x551 $h=45.5 \text{ cm}$ $b=41.8 \text{ cm}$



$$F_1= 702 \text{ cm}^2$$

$$F=813 \text{ cm}^2 \quad i_{min}=12.29 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{1021.55}{813} = 1.26 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{emn} = 1.44 \text{ t/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{350}{12.29} = 28.5 < \lambda_{max} = 250$$

D1 Diyagonalı :

$$D1=D_{max}= +557.17 \text{ t}$$

$$Sk=447 \text{ cm}$$

Seçilen Profil : HD 400x400x551

$$F=702 \text{ cm}^2$$

$$i_{min}=i_y=10.8 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{557.17}{702} = 0.79 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{emn} = 1.44 \text{ t/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{447}{10.8} = 42 < \lambda_{max} = 250$$

V1 Dikmesi :

$$V1=V_{max}= -501.52 \text{ t}$$

$$Sk=400 \text{ cm}$$

Seçilen Profil : HD 400x400x551

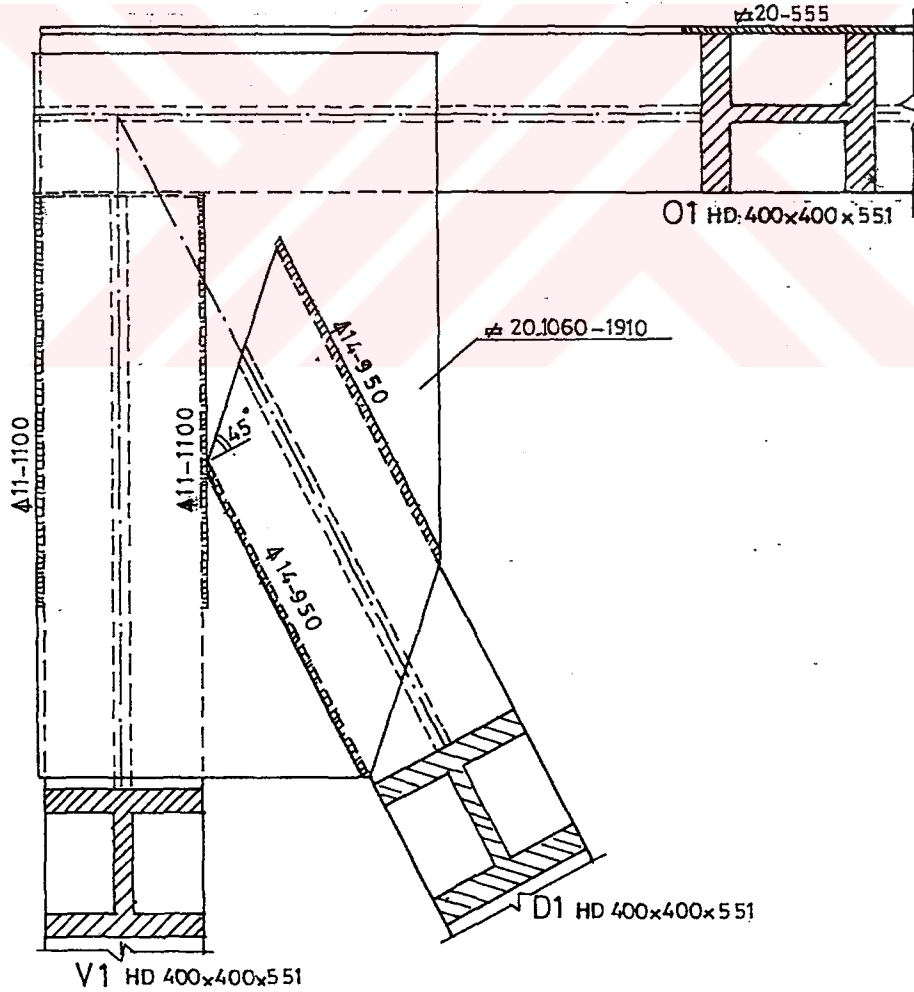
$F=702 \text{ cm}^2$

$i_{\min}=i_y=10.8 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{400}{10.8} = 37 \quad \xrightarrow{\text{Tablodan}} \quad w=1.12$$

$$\sigma = \frac{w P}{F} = \frac{1.12 \times 501.52}{702} = 0.80 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{\text{emn}} = 1.44 \text{ t/cm}^2$$

2 Nolu Düğüm Noktası :



D1 Çubuğunun Düğüm Levhasına Bağlantısı :

D1=557.17 t

Kaynak kordon kalınlığı (a) :

$$a=14 \text{ mm} < 0.7 t_{\min} = 14 \text{ mm} \quad t_{\min}=t_{\text{levha}}=20 \text{ mm}$$

Kaynak kordon uzunluğu (l_k) :

$$15a=210 \text{ mm} < l_k = 950 \text{ mm} < 100a = 1400 \text{ mm}$$

Kaynak alanı (F_k) :

$$F_k=4 \times 1.4 \times (95-2 \times 1.4)=516.32 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{N}{F_k} = \frac{557.17}{516.32} = 1.08 \text{ t/cm}^2 < \tau_{k, \text{emn}} = 1.10 \text{ t/cm}^2$$

V1 Çubuğunun Düğüm Levhasına Bağlantısı :

V1=501.52 t

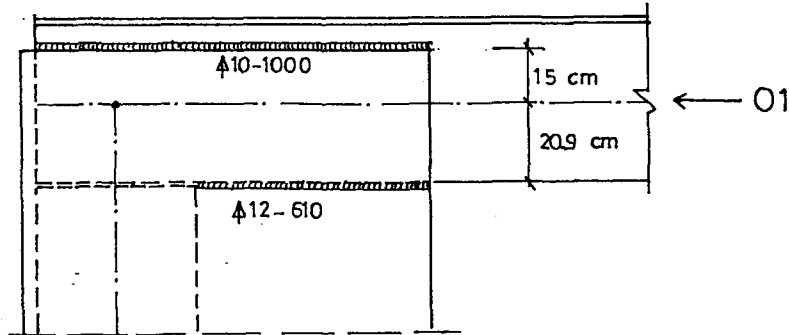
$$a=11 \text{ mm} < 0.7 t_{\min} = 14 \text{ mm} \quad t_{\min}=t_{\text{levha}}=20 \text{ mm}$$

$$15a=165 \text{ mm} < l_k = 1100 \text{ mm} < 100a = 1100 \text{ mm}$$

$$F_k=4 \times 1.1 \times (110-2 \times 1.1)=474.32 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{N}{F_k} = \frac{501.52}{474.32} = 1.06 \text{ t/cm}^2 < \tau_{k, \text{emn}} = 1.10 \text{ t/cm}^2$$

Düğüm Levhasının Üst Başlığa Bağlantısı :



$$O1=252.95 \text{ t}$$

Bir taraftaki kaynaklarda :

$$N= O1/2 = 126.48 \text{ t}$$

$$a_1=10 \text{ mm} < 0.7 t_{min} =14 \text{ mm}$$

$$l_1=1000 \text{ mm} < 100a_1=1000 \text{ mm}$$

$$l_1=100-2 \times 1.0 =98 \text{ cm}$$

$$F_{k1}= 98 \times 1.0 =98 \text{ cm}^2$$

$$a_2=12 \text{ mm} < 0.7 t_{min} =14 \text{ mm}$$

$$l_2= 610 \text{ mm} < 100a_2=1200 \text{ mm}$$

$$l_2= 61-2 \times 1.2 =58.60 \text{ cm}$$

$$F_{k2}= 58.6 \times 1.2 =70.32 \text{ cm}^2$$

Kaynakların çubuğun ağırlık merkezine göre statik momentlerinin eşitliği :

$$98.00 \times 15.0 \times 1.0 \approx 58.60 \times 20.9 \times 1.2$$

$$\tau_k = \frac{126.48}{(98+70.32)} = 0.75 \text{ t/cm}^2 < \tau_{k,emn} = 1.10 \text{ t/cm}^2$$

3.3.2 Bulonlu Birleşim :

Bulonlu birleşim için, bütün çubuklar ST52 ile boyutlanarak, düğüm noktalarının birleşim hesapları öngermeli yüksek mukavemetli bulonlu olarak yapılmıştır.

Burada ayrıca, Arbed profillerinde kendilerinin öngördüğü, kalınlık ile değişen akma gerilmeleri gözönüne alınmıştır. ST52 için kalınlık ile değişen emniyet gerilmeleri

aşağıda tablo halinde verilmiştir:

Tablo 3.3 ST52 için kalınlığa bağlı emniyet gerilmeleri değişimi (Y.D.1)

Malzeme kalınlığı mm	σ_{emn} (H) t/cm ²
0 < t < 16	2.16
16 < t < 40	2.10
40 < t < 63	2.04
63 < t < 80	1.98
80 < t < 100	1.92
100 < t < 125	1.86

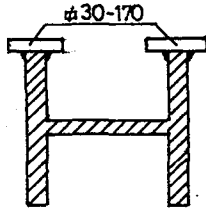
Üst Başlık :

$$O_5 = O_{max} = -1072.79 \text{ t}$$

$$S_k = 350 \text{ cm} \quad (S_k: \text{Burkulma boyu})$$

$$\text{Seçilen Profil : HD 400x400x383} \quad h = 41.6 \text{ cm} \quad b = 40.6 \text{ cm}$$

$$F_1 = 488 \text{ cm}^2$$



$$F = 488 + 2 \times 3 \times 17 = 590 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 93790 \text{ cm}^4$$

$$i_{min} = 12.61 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{350}{12.61} = 28 \quad \xrightarrow{\text{Tablodan}} w_{max} = 1.10$$

$$\sigma = \frac{w P}{F} = \frac{1.10 \times 1072.79}{590} = 2.00 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{emn} = 2.04 \text{ t/cm}^2$$

$$40 \text{ mm} < t_b = 48 \text{ mm} < 63 \text{ mm}$$

Alt Başlık :

$$U5=U_{\max} = +1021.55 \text{ t}$$

$$Sk=350 \text{ cm}$$

Kesit Üst Başlık ile aynı seçilmiştir:

$$F=590 \text{ cm}^2 \quad i_{\min}=12.61 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{1021.55}{590} = 1.73 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{\text{emn}} = 2.04 \text{ t/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{350}{12.61} = 28 < \lambda_{\max} = 250$$

D1 Diyagonalı :

$$D1 = +557.17 \text{ t} \quad Sk=447 \text{ cm}$$

Seçilen Profil : HD 400x400x383

$$F=488 \text{ cm}^2$$

$$i_{\min}=i_y=10.5 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{557.17}{488} = 1.14 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{\text{emn}} = 2.04 \text{ t/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{447}{10.5} = 43 < \lambda_{\max} = 250$$

D2 Diyagonalı :

$$D2 = +544.53 \text{ t} \quad Sk=532 \text{ cm}$$

Seçilen Profil : HD 400x400x383

$$F=488 \text{ cm}^2 \quad i_{\min}=10.5 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{544.53}{488} = 1.12 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{\text{emn}} = 2.04 \text{ t/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{532}{10.5} = 51 < \lambda_{\max} = 250$$

D3 Diyagonalı :

$$D3 = +388.95 \text{ t} \quad Sk = 532 \text{ cm}$$

$$\text{Seçilen Profil : } \underline{J 400 \times 400 \times 232} \quad h = 41.4 \text{ cm} \quad b = 40.5 \text{ cm}$$

$$F = 295.4 \text{ cm}^2$$

$$i_{\min} = i_y = 10.2 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{388.95}{295.4} = 1.32 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{\text{emn}} = 2.10 \text{ t/cm}^2$$

$$16 \text{ mm} < t_b = 28 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{532}{10.2} = 52 < \lambda_{\max} = 250$$

D4 Diyagonalı :

$$D4 = +233.37 \text{ t} \quad Sk = 532 \text{ cm}$$

$$\text{Seçilen Profil : } \underline{J 400 \times 400 \times 232} \quad F = 295.4 \text{ cm}^2 \quad i_{\min} = 10.2 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{233.37}{295.4} = 0.79 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{\text{emn}} = 2.10 \text{ t/cm}^2$$

$$\lambda = 52 < \lambda_{\max} = 250$$

D5 Diyagonalı :

$$D4 = +77.79 \text{ t} \quad Sk = 532 \text{ cm}$$

$$\text{Seçilen Profil : } \underline{W 410 \times 180 \times 85} \quad h = 41.7 \text{ cm} \quad b = 18.1 \text{ cm}$$

$$F = 108 \text{ cm}^2$$

$$i_{\min} = i_y = 4.08 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{77.79}{108} = 0.72 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{\text{emn}} = 2.10 \text{ t/cm}^2$$

$$16 \text{ mm} < t_b = 18.2 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{532}{4.08} = 130 < \lambda_{\max} = 250$$

V1 Dikmesi :

$$V1 = -501.52 \text{ t} \quad Sk = 400 \text{ cm}$$

$$\text{Seilen Profil : } J \text{ 400x400x232} \quad F = 295.4 \text{ cm}^2 \quad i_{min} = 10.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{400}{10.2} = 39 \quad \xrightarrow{\text{Tablodan}} w_{max} = 1.18$$

$$\sigma = \frac{w P}{F} = \frac{1.18 \times 501.52}{295.4} = 2.00 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{emn} = 2.10 \text{ t/cm}^2$$

V2 Dikmesi :

$$V2 = -423.67 \text{ t} \quad Sk = 400 \text{ cm}$$

$$\text{Seilen Profil : } J \text{ 400x400x232} \quad F = 295.4 \text{ cm}^2 \quad i_{min} = 10.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{400}{10.2} = 39 \quad \xrightarrow{\text{Tablodan}} w_{max} = 1.18$$

$$\sigma = \frac{w P}{F} = \frac{1.18 \times 423.67}{295.4} = 1.69 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{emn} = 2.10 \text{ t/cm}^2$$

V3,V4 Dikmesi :

$$V3 = -310.41 \text{ t} \quad Sk = 400 \text{ cm}$$

$$V4 = -193.35 \text{ t} \quad Sk = 400 \text{ cm}$$

$$\text{Seilen Profil : } J \text{ 400x400x232} \quad F = 295.4 \text{ cm}^2 \quad i_{min} = 10.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{400}{10.2} = 39 \quad \xrightarrow{\text{Tablodan}} w_{max} = 1.18$$

$$\sigma = \frac{w P}{F} = \frac{1.18 \times 310.41}{295.4} = 1.24 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{emn} = 2.10 \text{ t/cm}^2$$

V5,V6 Dikmesi :

$$V5 = -76.29 \text{ t} \quad S_k = 400 \text{ cm}$$

$$V4 = -17.76 \text{ t} \quad S_k = 400 \text{ cm}$$

Seçilen Profil : W 410x180x85 $F = 108 \text{ cm}^2$ $i_{min} = 4.08 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{400}{4.08} = 98 \quad \xrightarrow{\text{Tablodan}} w_{max} = 2.43$$

$$\sigma = \frac{w \cdot P}{F} = \frac{2.43 \times 76.29}{108} = 1.72 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{emn} = 2.10 \text{ t/cm}^2$$

3.4. Düğüm Noktalarının Bulonlu Birleşim Hesapları :

Birleşim için kullanılan bulonlar; öngermeli yüksek mukavemetli bulonlardır. Yükleme durumu H ve genelde statik yüklerin etkili olduğu kabul edilmiştir. Bulonların, montaj edildiği yüzeylerin iki kere oksijen alevi ile yakılması öngörülmüştür [6].

Bir bulonun emniyetle taşıyabileceği kuvvet:

$$P_{1,emn,1} = \frac{\mu \times N_o}{\gamma}$$

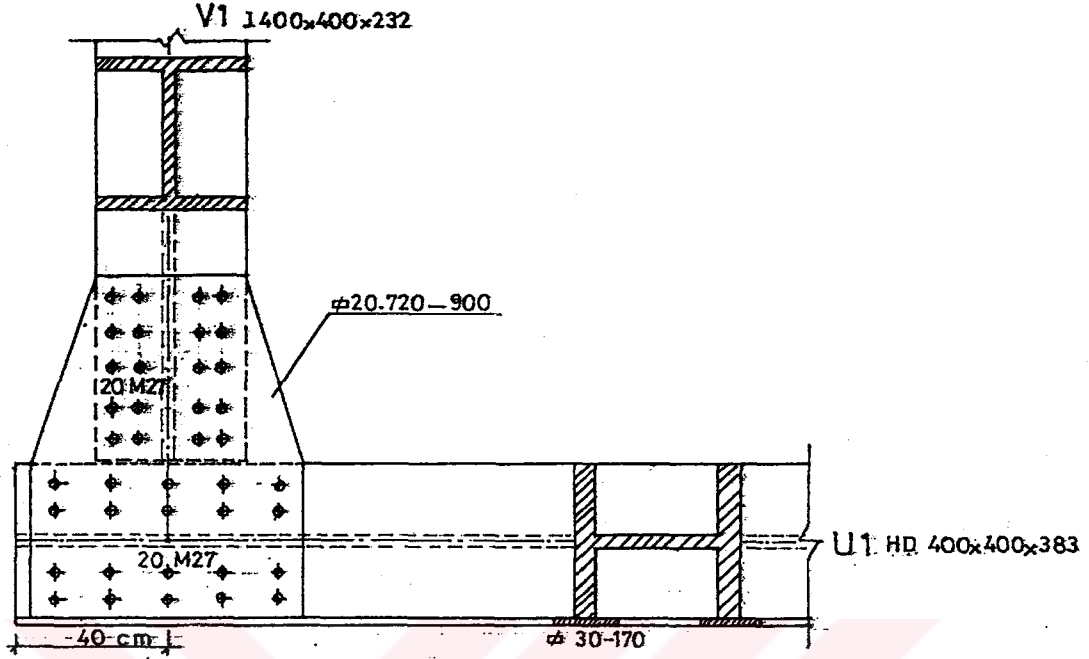
Burada,

N_o : Öngerme kuvveti

$\mu = 0.55$ (iki kere oksijen alevi ile yakılmış [ST52])

$\gamma = 1.25$ (Yükleme durumu 1 ve genelde statik yük)

Ayrıca, sanal ezilme ve çekme çubuklarında zayıf enkesitlerde gerilme kontrolü yapılacaktır [6].

1 Nolu Düğüm Noktası :V1 Çubuğunun Düğüm Levhasına Bağlantısı :

V1=501.52 t J 400x400x232 $t_b=2.8$ cm $t_{levha}=2$ cm

Levhada: $d_o = \sqrt{5x t_{min}} - 0.2 = \sqrt{5x 2} - 0.2 = 2.96 \approx 3.0$ cm $d_1 \leq 3.1$ cm

J 400x400x232 için M27 $d=2.8$ cm $< d_{max} = 3.1$ cm

$$P_{1,emn,1} = \frac{0.55 \times 29}{1.25} = 12.76 \text{ t}$$

Bir tarafta gerekli bulon sayısı:

$$n = \frac{V1/2}{P_{1,emn,1}} = \frac{250.76}{12.76} = 19.65 \longrightarrow 20 \text{ adet (4x5)}$$

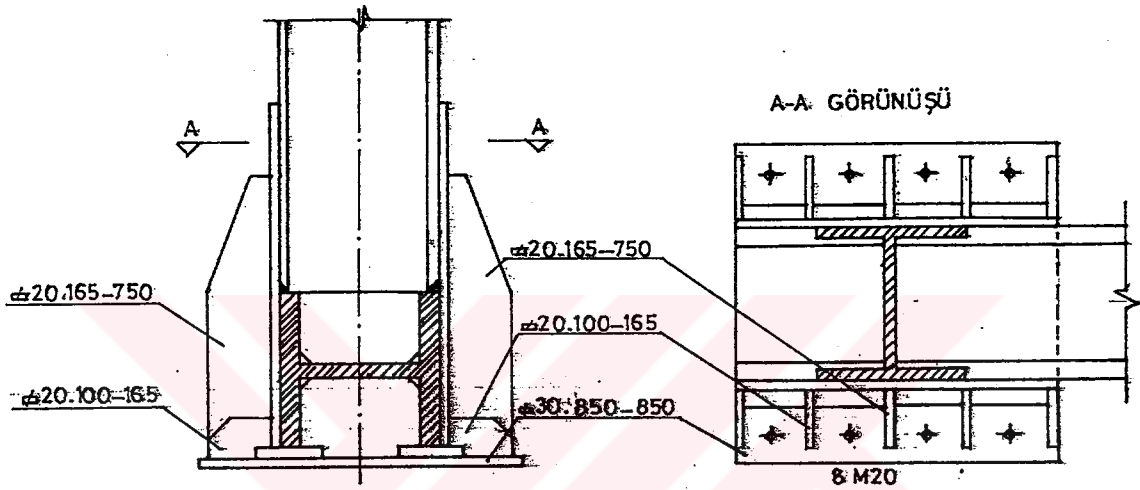
Bulon kenar (e_1) ve ara mesafeler (e) :

$$e_1 = 60 \text{ mm} \begin{cases} > 2d = 54 \text{ mm} \\ < 3d = 81 \text{ mm} \\ < 6t_{min} = 120 \text{ mm} \end{cases} \quad e = 150 \text{ mm} \begin{cases} > 3.5d = 94.5 \text{ mm} \\ < 8d = 216 \text{ mm} \\ < 15t_{min} = 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Sanal ezilme kontrolü :

$$P_1 = \frac{P}{n} = \frac{250.76}{20} = 12.54 \text{ t}$$

$$\sigma_L = \frac{P_1}{d \cdot t_{\min}} = \frac{12.54}{2.8 \times 2.0} = 2.24 \text{ t/cm}^2 < \sigma^*_{L,em} = 4.8 \text{ t/cm}^2$$



$$V_1 = 501.52 \text{ t} \quad J \ 400 \times 400 \times 232 \quad F_g = 64.4 \text{ cm}^2$$

$$N_{gövde} = 501.52 \times 64.4 / 295.4 = 109.34 \text{ t}$$

$$N_{başlık} = 501.52 - 109.34 = 392.18 \text{ t}$$

Kenar Levhalarla Aktarılacak Kuvvet :

$$N = 0.25 \times N_{başlık} + N_{gövde} = 207.39 \text{ t}$$

Köşe kaynaklarda :

$$a = 7 \text{ mm} < 0.7 t_{\min} = 14 \text{ mm} \quad l = 700 \text{ mm} \leq 100a = 700 \text{ mm}$$

$$F_k = 4 \times 0.7 \times (70 - 2 \times 0.7) = 192.1 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{207.39}{192.10} = 1.08 \text{ t/cm}^2 < \tau_{k,emn} = 1.70 \text{ t/cm}^2$$

Levhaların enkesit alanı :

$$F = 2 \times 16.5 \times 2 = 66 \text{ cm}^2 \gg F_g = 64.4 \text{ cm}^2$$

Taban Levhası :

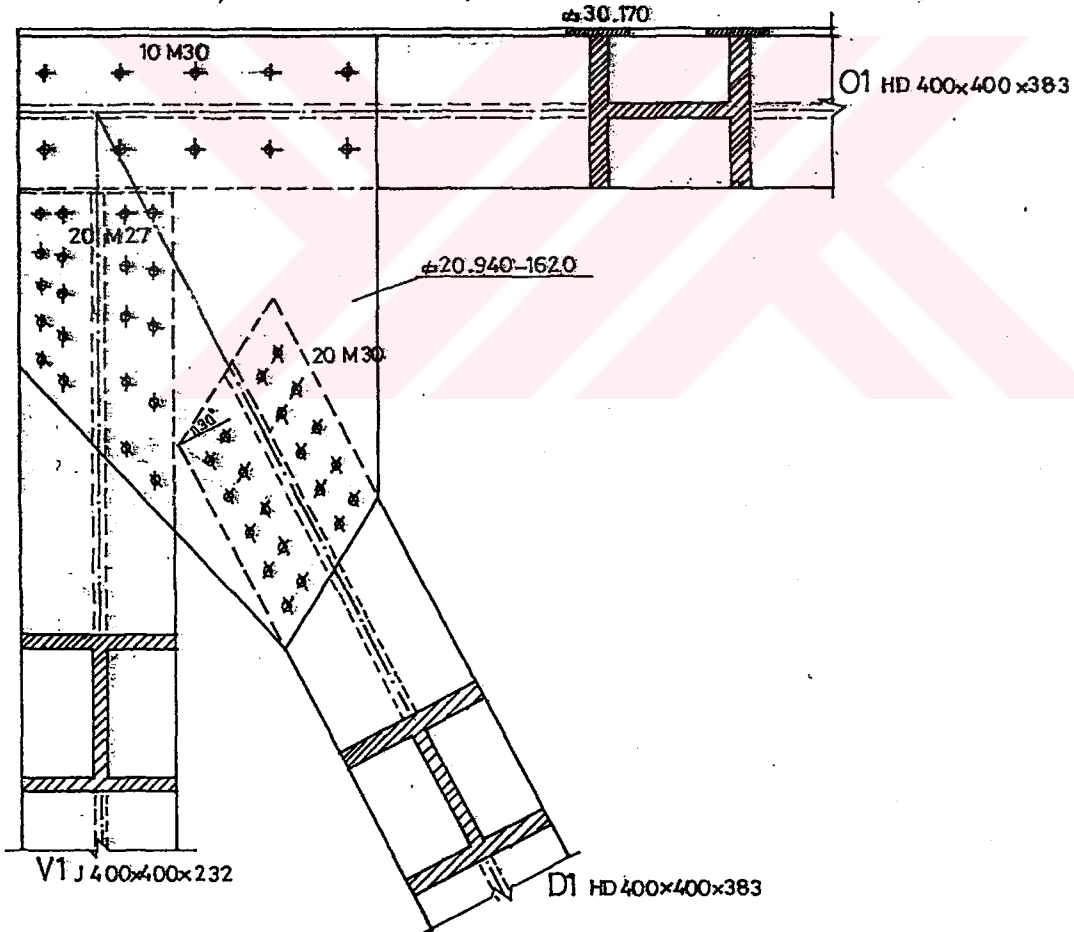
BS25 -B300 Basınç emniyet gerilmesi : $p_{em} = 70 \text{ kg/cm}^2$

$$p = \frac{N}{A_{levha}} \quad \text{---->} \quad A_{levha} = \frac{501520}{70} = 7165 \text{ cm}^2$$

seçilen: 85 cm x 85 cm (7225 cm²)

Taban levhası, 30 mm kalınlığında olup 20 mm kalınlığında nervür levhalarla desteklenmiştir. Ankraj bulonu olarak bir tarafta 4 olmak üzere 8 M20 bulonu kullanılmıştır

2 Nolu Düğüm Noktası :



D1 Çubuğunun Düğüm Levhasına Bağlantısı :

D1=557.17 t HD 400x400x383 $t_b=4.8 \text{ cm}$ M30

$$P_{1,emn,1} = \frac{0.55 \times 35}{1.25} = 15.40 \text{ t}$$

Bir tarafta gerekli bulon sayısı:

$$n = \frac{D1/2}{P_{1,emn,1}} = \frac{278.59}{15.40} = 18.09 \longrightarrow 20 \text{ adet (4x5)}$$

Bulon kenar (e_1) ve ara mesafeler (e) :

$$e_1 = 65 \text{ mm} \begin{cases} > 2d = 60 \text{ mm} \\ < 3d = 90 \text{ mm} \\ < 6t_{\min} = 120 \text{ mm} \end{cases} \quad e = 110 \text{ mm} \begin{cases} > 3.5d = 105 \text{ mm} \\ < 8d = 240 \text{ mm} \\ < 15t_{\min} = 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Sanal ezilme kontrolü :

$$P_1 = \frac{P}{n} = \frac{278.59}{20} = 13.93 \text{ t}$$

$$\sigma_L = \frac{P_1}{d \cdot t_{\min}} = \frac{13.93}{3.1 \times 2.0} = 2.25 \text{ t/cm}^2 < \sigma^*_{L,em} = 4.8 \text{ t/cm}^2$$

Çekme çubuğu kontrolü :

$$\text{Faydalı enkesit : } F_n = 488 - 2 \times 4 \times 3.1 \times 4.8 = 368.96 \text{ cm}^2$$

Zayıf enkesitte etkili olan çekme kuvveti:

$$P^* = P - 0.40 \cdot n_1 \cdot P_1 = 557.17 - 0.40 \times 2 \times 4 \times 13.93 = 512.59 \text{ t}$$

$$\sigma^* = \frac{P^*}{F_n} = \frac{512.59}{368.96} = 1.39 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{emn} = 2.04 \text{ t/cm}^2$$

Düğüm Levhasının Üst Başlığa Bağlantısı :

$$O1 = 252.95 \text{ t} \quad M30 \quad P_{1,emn,1} = 15.40 \text{ t}$$

Bir tarafta gerekli bulon sayısı:

$$n = \frac{O1/2}{P_{1,emn,1}} = \frac{126.48}{15.40} = 8.21 \longrightarrow 10 \text{ adet (2x5)}$$

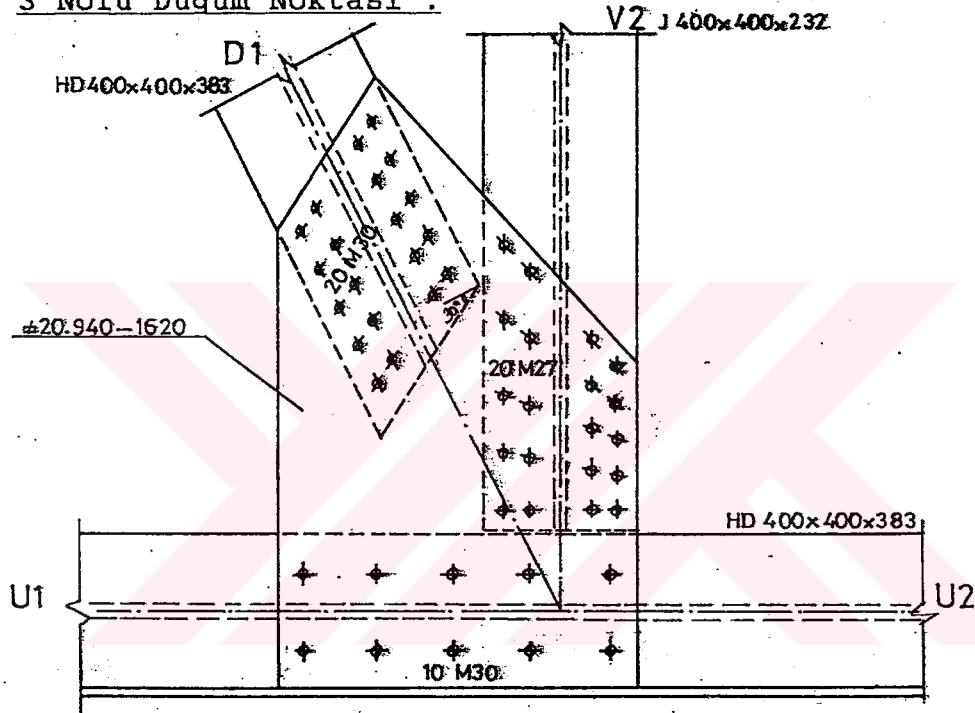
$e_1 = 70 \text{ mm} \quad e = 200 \text{ mm}$

Sanal ezilme kontrolü :

$$P_1 = \frac{P}{n} = \frac{126.48}{10} = 12.65 \text{ t}$$

$$\sigma_L = \frac{P_1}{d \cdot t_{\min}} = \frac{12.65}{3.1 \times 2.0} = 2.04 \text{ t/cm}^2 < \sigma^*_{L,em} = 4.8 \text{ t/cm}^2$$

3 Nolu Düğüm Noktası :



V2 Çubuğunun Düğüm Levhasına Bağlantısı :

$$V2 = 423.67 \text{ t} \quad J 400 \times 400 \times 232 \text{ için } M27 \quad P_{1,emn,1} = 12.76 \text{ t}$$

Bir tarafta gerekli bulon sayısı:

$$n = \frac{V2/2}{P_{1,emn,1}} = \frac{211.84}{12.76} = 16.60 \rightarrow 20 \text{ adet (4x5)}$$

$$\max.e_1 = 60 \text{ mm} \quad \max.e = 200 \text{ mm}$$

Sanal ezilme kontrolü :

$$P_1 = \frac{P}{n} = \frac{211.84}{20} = 10.59 \text{ t}$$

$$\sigma_L = \frac{P_1}{d \cdot t_{\min}} = \frac{10.59}{2.8 \times 2.0} = 1.89 \text{ t/cm}^2 < \sigma^*_{L,em} = 4.8 \text{ t/cm}^2$$

Düğüm Levhasının Alt Başlığa Bağlantısı :

M30 $P_{1, \text{emn}, 1} = 15.40 \text{ t}$

U2=252.95 t =01 ---- n=10 adet (2x5)

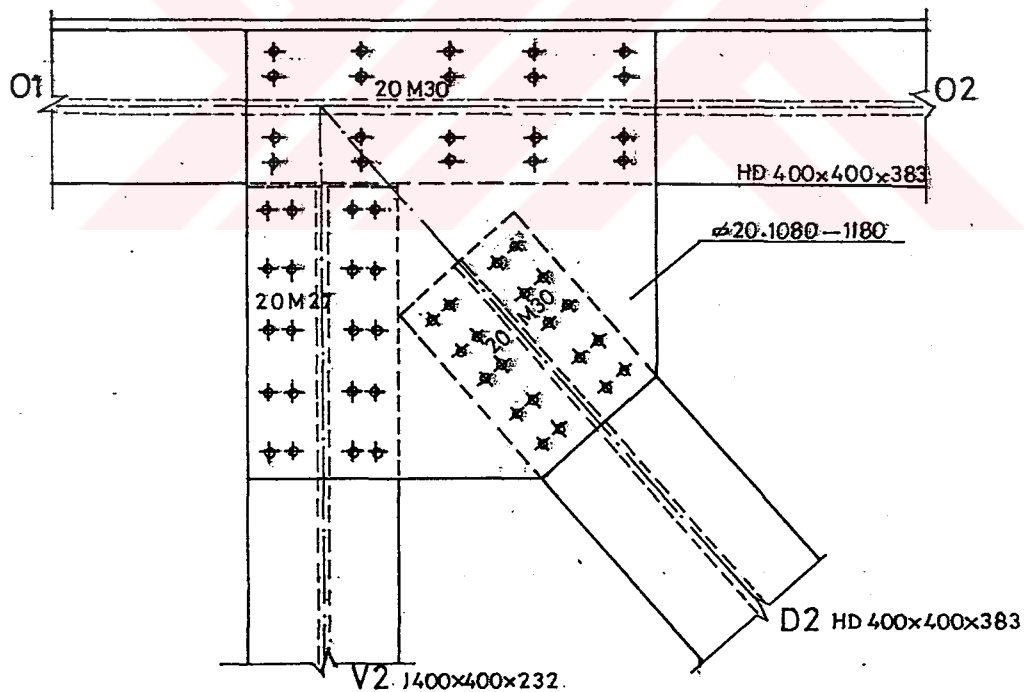
$P_1 = 12.65 \text{ t}$ (Bkz. 2 nolu düğüm nok.)

Çekme çubuğu kontrolü :

$$F_n = 590 - 2 \times 2 \times 3.1 \times 4.8 = 530.48 \text{ cm}^2$$
$$P^* = P - 0.40 \cdot n_1 \cdot P_1 = 252.95 - 2 \times 0.40 \times 2 \times 12.65 = 232.71 \text{ t}$$

$$\sigma^* = \frac{P^*}{F_n} = \frac{232.71}{530.48} = 0.44 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{emn} = 2.04 \text{ t/cm}^2$$

4 Nolu Düşüm Noktası :



D2 Çubuğunun Düğüm Levhasına Bağlantısı :

D2=544.53 t HD 400x400x383 : M30 $P_{1, \text{enn}, 1} = 15.40 \text{ t}$

Bir tarafta gerekli bulon sayısı:

$$n = \frac{D2/2}{P_{1,emn,1}} = \frac{272.27}{15.40} = 17.70 \longrightarrow 20 \text{ adet (4x5)}$$

$$e_1 = 65 \text{ mm} \quad e = 110 \text{ mm}$$

Sanal ezilme kontrolü :

$$P_1 = \frac{P}{n} = \frac{272.27}{20} = 13.61 \text{ t}$$

$$\sigma_L = \frac{P_1}{d \cdot t_{min}} = \frac{13.61}{3.1 \times 2.0} = 2.20 \text{ t/cm}^2 < \sigma^*_{L,em} = 4.8 \text{ t/cm}^2$$

Çekme çubuğu kontrolü :

$$F_n = 488 - 2 \times 4 \times 3.1 \times 4.8 = 368.96 \text{ cm}^2$$

$$P^* = P - 0.40 \cdot n_1 \cdot P_1 = 544.53 - 0.40 \times 2 \times 4 \times 13.61 = 500.98 \text{ t}$$

$$\sigma^* = \frac{P^*}{F_n} = \frac{500.98}{368.96} = 1.36 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{emn} = 2.04 \text{ t/cm}^2$$

Düğüm Levhasının Üst Başlığa Bağlantısı :

$$P = O2 - O1 = 611.63 - 252.95 = 358.68$$

$$1.5P = 538.02 \text{ t} < O2 = 611.63 \text{ t}$$

$$M30 \quad P_{1,emn,1} = 15.40 \text{ t}$$

Bir tarafta gerekli bulon sayısı:

$$n = \frac{1.5P/2}{P_{1,emn,1}} = \frac{269.01}{15.40} = 17.50 \longrightarrow 20 \text{ adet (4x5)}$$

$$e_1 = 80 \text{ mm} \quad e = 230 \text{ mm}$$

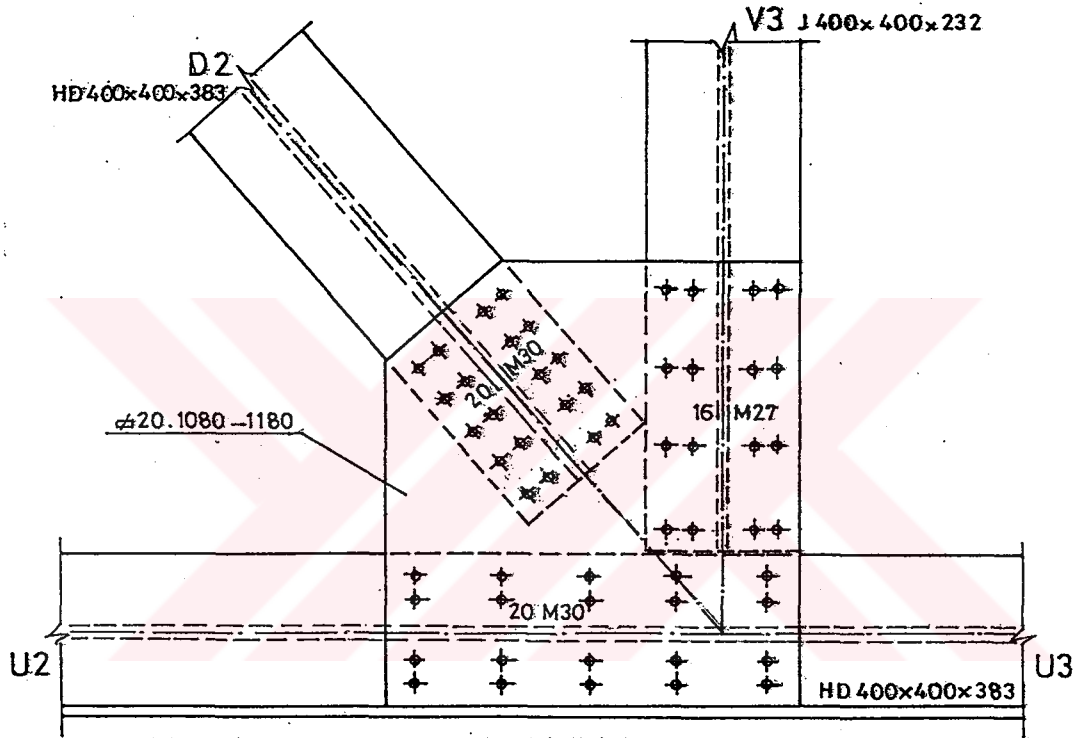
Sanal ezilme kontrolü :

$$P_1 = \frac{269.01}{20} = 13.45 \text{ t}$$

$$\sigma_L = \frac{13.45}{3.1 \times 2.0} = 2.17 \text{ t/cm}^2 < \sigma^*_{L,em} = 4.8 \text{ t/cm}^2$$

V2 Çubuğu için : (20 M27) $e_1=70 \text{ mm}$ $e=160 \text{ mm}$

5 Nolu Düğüm Noktası :



V3 Çubuğunun Düğüm Levhasına Bağlantısı :

V3=310.41 t J 400x400x232 : M27 $P_{1,emn,1}=12.76 \text{ t}$

Bir tarafta gerekli bulon sayısı:

$$n = \frac{V3/2}{P_{1,emn,1}} = \frac{155.21}{12.76} = 12.16 \rightarrow 16 \text{ adet (4x4)}$$

$e_1=75 \text{ mm}$ $e=210 \text{ mm}$

Sanal ezilme kontrolü :

$$P_1 = \frac{P}{n} = \frac{155.21}{16} = 9.70 \text{ t}$$

$$\sigma_L = \frac{9.70}{2.8 \times 2.0} = 1.73 \text{ t/cm}^2 < \sigma^*_{L,em} = 4.8 \text{ t/cm}^2$$

Düğüm Levhasının Alt Başlığa Bağlantısı :

M30 $P_{1,emn,1} = 15.40 \text{ t}$

$U2=O1=252.95 \text{ t}$ } $1.5P=538.02 \text{ t}$ $n=20 \text{ adet}$
 $U3=O2=611.63 \text{ t}$ } $P_1 = 13.45 \text{ t}$ (Bkz. 4 nolu düğüm nok.)
 $e_1=80 \text{ mm}$ $e=230 \text{ mm}$

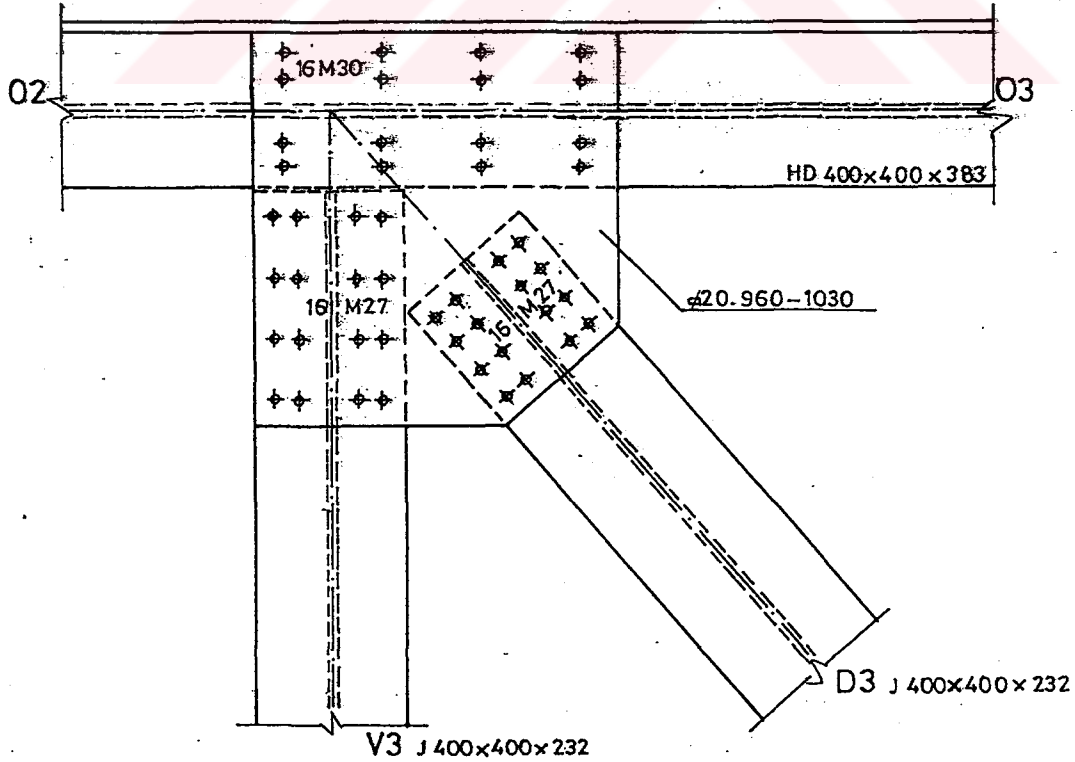
Çekme çubuğu kontrolü :

$$F_n = 590 - 2 \times 4 \times 3.1 \times 4.8 = 470.96 \text{ cm}^2$$

$$P^* = P - 0.40 n_1 P_1 = 538.02 - 2 \times 0.40 \times 4 \times 13.45 = 494.98 \text{ t}$$

$$\sigma^* = \frac{P^*}{F_n} = \frac{494.98}{470.96} = 1.05 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{emn} = 2.04 \text{ t/cm}^2$$

6 Nolu Düğüm Noktası :



D3 Çubuğunun Düğüm Levhasına Bağlantısı :

D3=388.95 t J 400x400x232 : M27 $P_{1,emn,1} = 12.76$ t

Bir tarafta gerekli bulon sayısı:

$$n = \frac{D3/2}{P_{1,emn,1}} = \frac{194.48}{12.76} = 15.24 \longrightarrow 16 \text{ adet (4x4)}$$

 $e_1 = 55$ mm $e = 95$ mm

Sanal ezilme kontrolü :

$$P_1 = \frac{P}{n} = \frac{194.48}{16} = 12.16 \text{ t}$$

$$\sigma_L = \frac{12.16}{2.8 \times 2.0} = 2.17 \text{ t/cm}^2 < \sigma^*_{L,em} = 4.8 \text{ t/cm}^2$$

Çekme çubuğu kontrolü :

$$F_n = 295.4 - 2 \times 4 \times 2.8 \times 2.8 = 232.68 \text{ cm}^2$$

$$P^* = P - 0.40 n_1 P_1 = 388.95 - 2 \times 0.40 \times 4 \times 12.16 = 350.04 \text{ t}$$

$$\sigma^* = \frac{P^*}{F_n} = \frac{350.04}{232.68} = 1.50 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{emn} = 2.10 \text{ t/cm}^2$$

Düğüm Levhasının Üst Başlığa Bağlantısı :

$$P = O3 - O2 = 867.83 - 611.63 = 256.20$$

$$1.5P = 384.30 \text{ t} < O3 = 867.83 \text{ t}$$

$$M30 \quad P_{1,emn,1} = 15.40 \text{ t}$$

Bir tarafta gerekli bulon sayısı:

$$n = \frac{1.5P/2}{P_{1,emn,1}} = \frac{192.15}{15.40} = 12.47 \longrightarrow 16 \text{ adet (4x4)}$$

 $e_1 = 90$ mm $e = 260$ mm

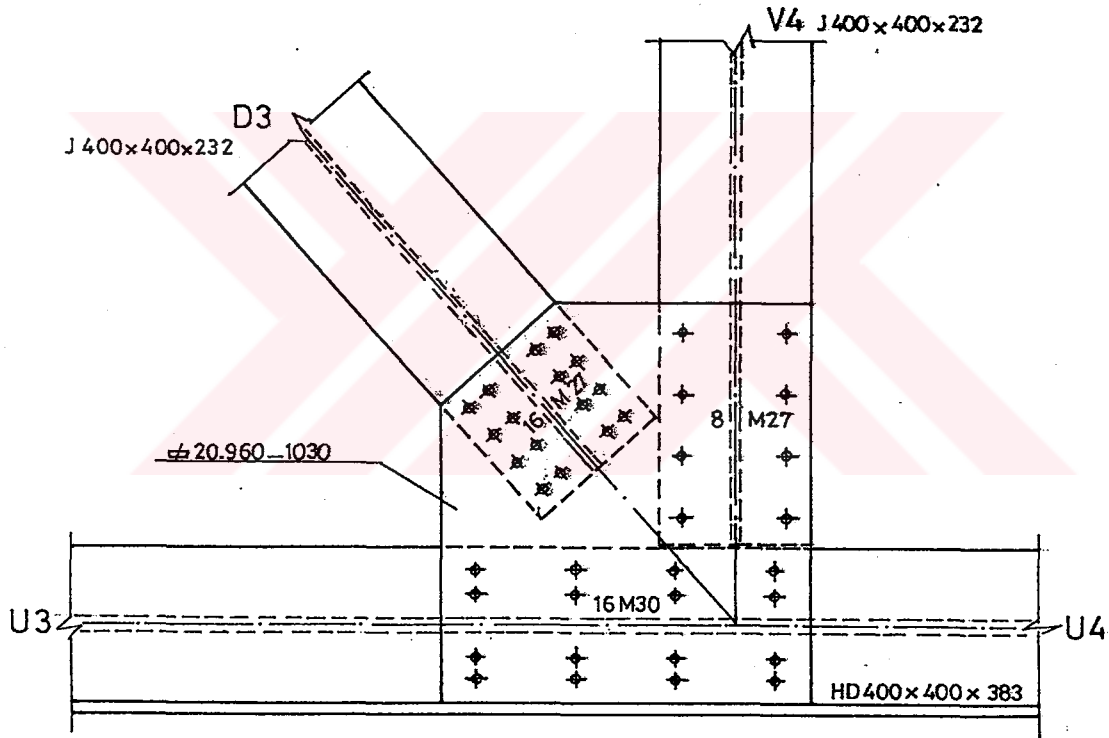
Sanal ezilme kontrolü :

$$P_1 = \frac{192.15}{16} = 12.01 \text{ t}$$

$$\sigma_L = \frac{12.01}{3.1 \times 2.0} = 1.94 \text{ t/cm}^2 < \sigma^*_{L,em} = 4.8 \text{ t/cm}^2$$

V3 Çubuğu için : (16 M27) $e_1 = 75 \text{ mm}$ $e = 160 \text{ mm}$

7 Nolu Düğüm Noktası :



V4 Çubuğunun Düğüm Levhasına Bağlantısı :

V4=193.35 t J 400x400x232 : M27 $P_{1,emn,1} = 12.76 \text{ t}$

Bir tarafta gerekli bulon sayısı:

$$n = \frac{V4/2}{P_{1,emn,1}} = \frac{96.68}{12.76} = 7.60 \rightarrow 8 \text{ adet (2x4)}$$

$e_1 = 75 \text{ mm}$ $e = 160 \text{ mm}$

Sanal ezilme kontrolu :

$$P_1 = \frac{P}{n} = \frac{96.68}{8} = 12.08 \text{ t}$$

$$\sigma_L = \frac{12.08}{2.8 \times 2.0} = 2.16 \text{ t/cm}^2 < \sigma^*_{L,em} = 4.8 \text{ t/cm}^2$$

Düğüm Levhasının Alt Başlığa Bağlantısı :

$$M30 \quad P_{1,emn,1} = 15.40 \text{ t}$$

$$U3=O2=611.63 \text{ t} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \quad 1.5P=384.30 \text{ t} \quad n=16 \text{ adet}$$

$$U4=O3=867.83 \text{ t} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \quad P_1 = 12.01 \text{ t} \quad (\text{Bkz. 6 nolu düğüm nok.})$$

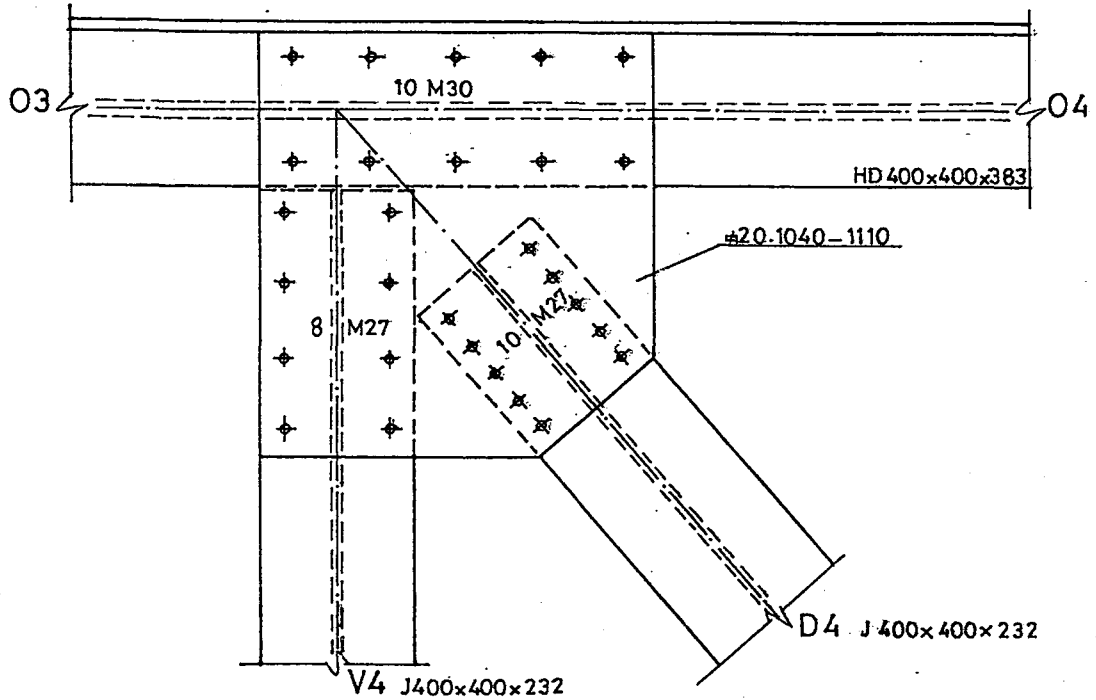
Çekme çubuğu kontrolu :

$$F_n = 590 - 2 \times 4 \times 3.1 \times 4.8 = 470.96 \text{ cm}^2$$

$$P^* = P - 0.40 n_1 \quad P_1 = 384.30 - 2 \times 0.40 \times 4 \times 12.01 = 345.87 \text{ t}$$

$$\sigma^* = \frac{P^*}{F_n} = \frac{345.87}{470.96} = 0.73 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{emn} = 2.04 \text{ t/cm}^2$$

8 Nolu Düğüm Noktası :



D4 Çubuğunun Düşüm Levhasına Bağlantısı :

D4=233.37 t J 400x400x232 : M27 $P_{1,emn,1} = 12.76$ t

Bir tarafta gerekli bulon sayısı:

$$n = \frac{D4/2}{P_{1,emn,1}} = \frac{116.69}{12.76} = 9.14 \longrightarrow 10 \text{ adet (2x5)}$$

$$e_1 = 55 \text{ mm} \quad e = 95 \text{ mm}$$

Sanal ezilme kontrolü :

$$P_1 = \frac{P}{n} = \frac{116.69}{10} = 11.67 \text{ t}$$

$$\sigma_L = \frac{11.67}{2.8 \times 2.0} = 2.08 \text{ t/cm}^2 < \sigma^*_{L,em} = 4.8 \text{ t/cm}^2$$

Çekme çubuğu kontrolü :

$$F_n = 295.4 - 2 \times 2 \times 2.8 \times 2.8 = 264.04 \text{ cm}^2$$

$$P^* = P - 0.40 n_1 P_1 = 233.37 - 2 \times 0.40 \times 2 \times 11.67 = 214.70 \text{ t}$$

$$\sigma^* = \frac{214.70}{264.04} = 0.81 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{emn} = 2.10 \text{ t/cm}^2 \quad F_n$$

Düşüm Levhasının Üst Başlığa Bağlantısı :

$$P = O4 - O3 = 1021.55 - 867.83 = 153.72 \text{ t}$$

$$1.5P = 230.58 \text{ t} < O3 = 1021.55 \text{ t}$$

$$M30 \quad P_{1,emn,1} = 15.40 \text{ t}$$

Bir tarafta gerekli bulon sayısı:

$$n = \frac{1.5P/2}{P_{1,emn,1}} = \frac{115.29}{15.40} = 7.50 \longrightarrow 8 \text{ adet}$$

Konstrüktif olarak n=10 adet alınmıştır.

$$e_1 = 80 \text{ mm} \quad e = 220 \text{ mm}$$

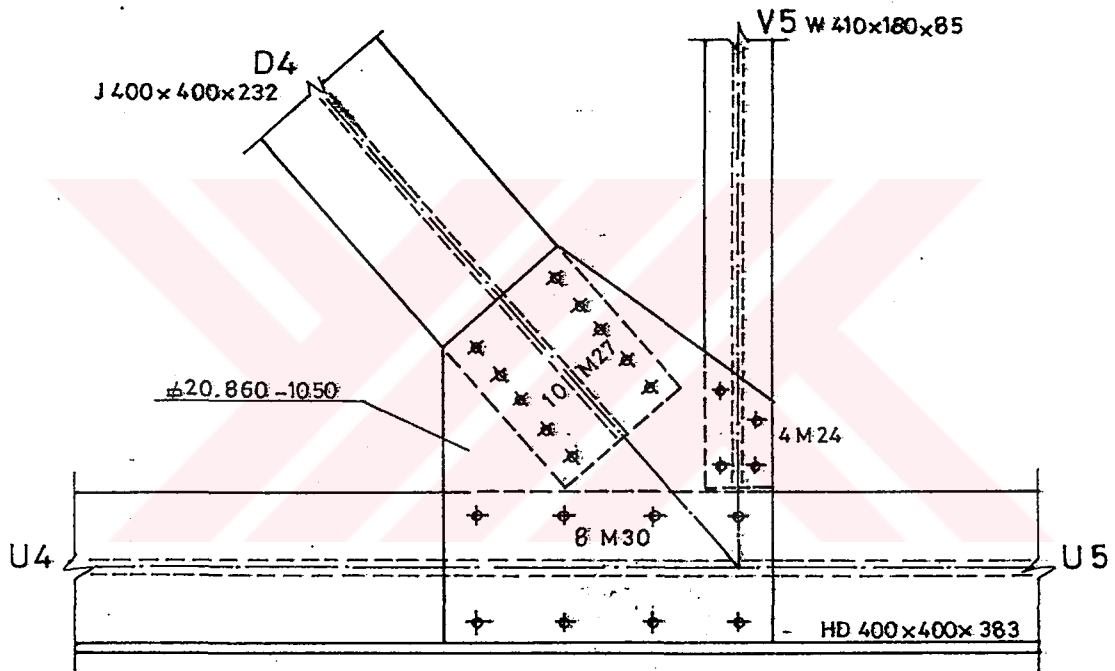
Sanal ezilme kontrolü :

$$P_1 = \frac{115.29}{10} = 11.53 \text{ t}$$

$$\sigma_L = \frac{11.53}{3.1 \times 2.0} = 1.86 \text{ t/cm}^2 < \sigma^*_{L,em} = 4.8 \text{ t/cm}^2$$

V4 Çubuğu için : (8 M27) $e_1 = 70 \text{ mm}$ $e = 190 \text{ mm}$

9 Nolu Düğüm Noktası :



V5 Çubuğunun Düğüm Levhasına Bağlantısı :

V5 = 76.29 t W 410x180x85 : $t_b = 18.2 \text{ cm}$

$$M24 \text{ ---- } P_{1,emn,1} = \frac{0.55 \times 22}{1.25} = 9.68 \text{ t}$$

Bir tarafta gerekli bulon sayısı:

$$n = \frac{V5/2}{P_{1,emn,1}} = \frac{38.15}{9.68} = 3.9 \rightarrow 4 \text{ adet (2x2)}$$

$e_1 = 70 \text{ mm}$ $e = 190 \text{ \& } 120 \text{ mm}$

Sanal ezilme kontrolü :

$$P_1 = \frac{P}{n} = \frac{38.15}{4} = 9.54 \text{ t}$$

$$\sigma_L = \frac{9.54}{2.5 \times 1.82} = 2.10 \text{ t/cm}^2 < \sigma^*_{L,em} = 4.8 \text{ t/cm}^2$$

Düğüm Levhasının Alt Başlığa Bağlantısı :

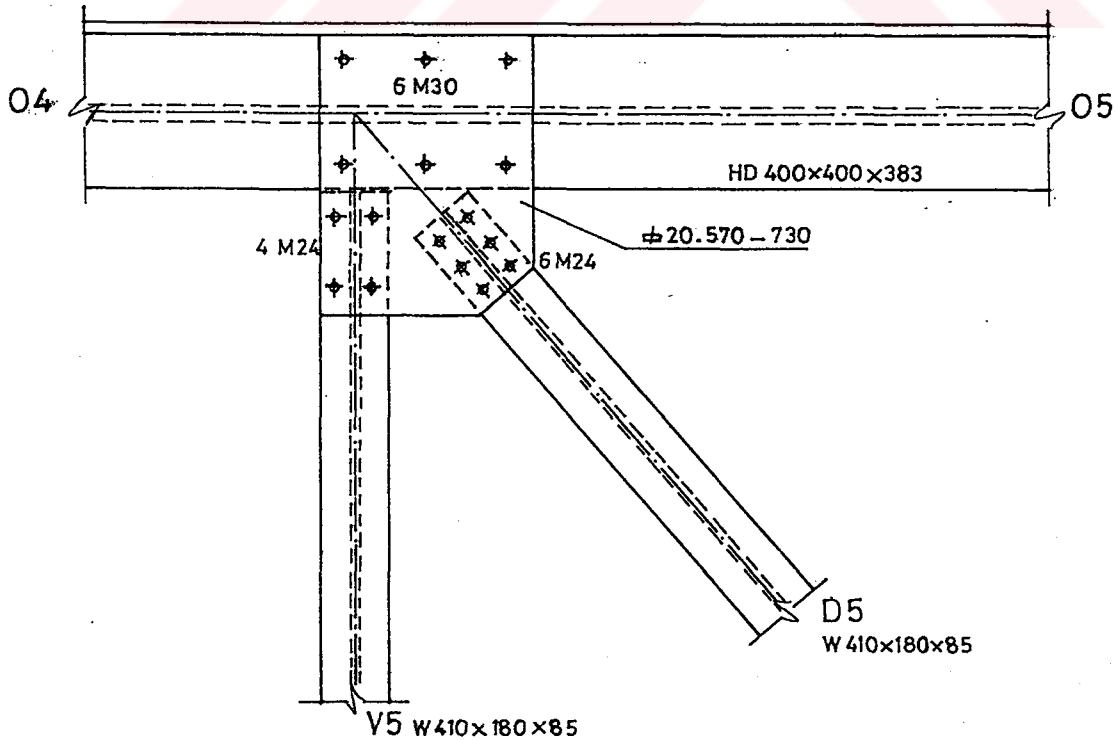
M30 $P_{1,emn,1} = 15.40 \text{ t}$

$U_4 = O_3 = 867.83 \text{ t}$ } $1.5P = 230.58 \text{ t}$ $n = 8 \text{ adet}$
 $U_4 = O_3 = 1021.55 \text{ t}$ } (Bkz. 8 nolu düğüm nok.)

$e_1 = 85 \text{ mm}$ $e = 230 \text{ mm}$

Çekme çubuğu kontrolü, 7 nolu düğüm noktasında daha elverişsiz alt başlık yükü için yapıldığından bir kez daha tekrarlamaya gerek duyulmamıştır.

10 Nolu Düğüm Noktası :



D5 Çubuğunun Düğüm Levhasına Bağlantısı :

D5=77.79 t W 410x180x85 : M24 $P_{1,emn,1} = 9.68$ t

Bir tarafta gerekli bulon sayısı:

$$n = \frac{D5/2}{P_{1,emn,1}} = \frac{38.90}{9.68} = 4.02 \longrightarrow 6 \text{ adet (2x3)}$$

$$e_1 = 50 \text{ mm} \quad e = 85 \text{ mm}$$

Sanal ezilme kontrolü :

$$P_1 = \frac{P}{n} = \frac{38.90}{6} = 6.48 \text{ t}$$

$$\sigma_L = \frac{6.48}{2.5 \times 1.82} = 1.42 \text{ t/cm}^2 < \sigma^*_{L,em} = 4.8 \text{ t/cm}^2$$

Çekme çubuğu kontrolü :

$$F_n = 108 - 2 \times 2 \times 2.5 \times 1.82 = 98.9 \text{ cm}^2$$

$$P^* = P - 0.40 n_1 P_1 = 77.79 - 2 \times 0.40 \times 2 \times 6.48 = 67.42 \text{ t}$$

$$\sigma^* = \frac{67.42}{98.9} = 0.68 \text{ t/cm}^2 < \sigma_{emn} = 2.10 \text{ t/cm}^2 \quad F_n$$

Düğüm Levhasının Üst Başlığa Bağlantısı :

$$P = O5 - O4 = 1079.72 - 1021.55 = 51.24 \text{ t}$$

$$1.5P = 76.86 \text{ t} < O5$$

$$M30 \quad P_{1,emn,1} = 15.40 \text{ t}$$

Bir tarafta gerekli bulon sayısı:

$$n = \frac{1.5P/2}{P_{1,emn,1}} = \frac{38.43}{15.40} = 2.50 \longrightarrow 4 \text{ adet}$$

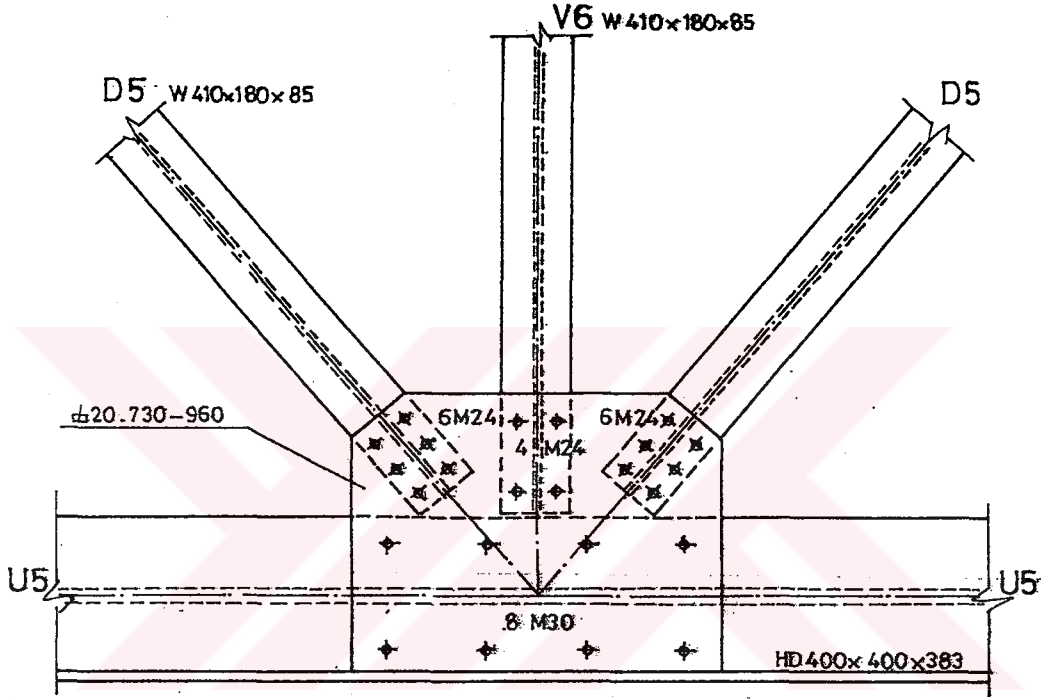
Konstrüktif olarak n=6 adet alınmıştır.

$$e_1 = 65 \text{ mm} \quad e = 220 \text{ mm}$$

Sanal ezilme kontrolu 9 nolu düğüm noktasında daha elverişsiz yükler için yapılmıştır.

V5 Çubuğu için : (4 M24) $e_1=70$ mm $e=190$ mm

11 Nolu Düğüm Noktası :



V6 Çubuğunun Düğüm Levhasına Bağlantısı :

V6=17.76 t W 410x180x85 : M24 $P_{1,emn,1} = 9.68$ t

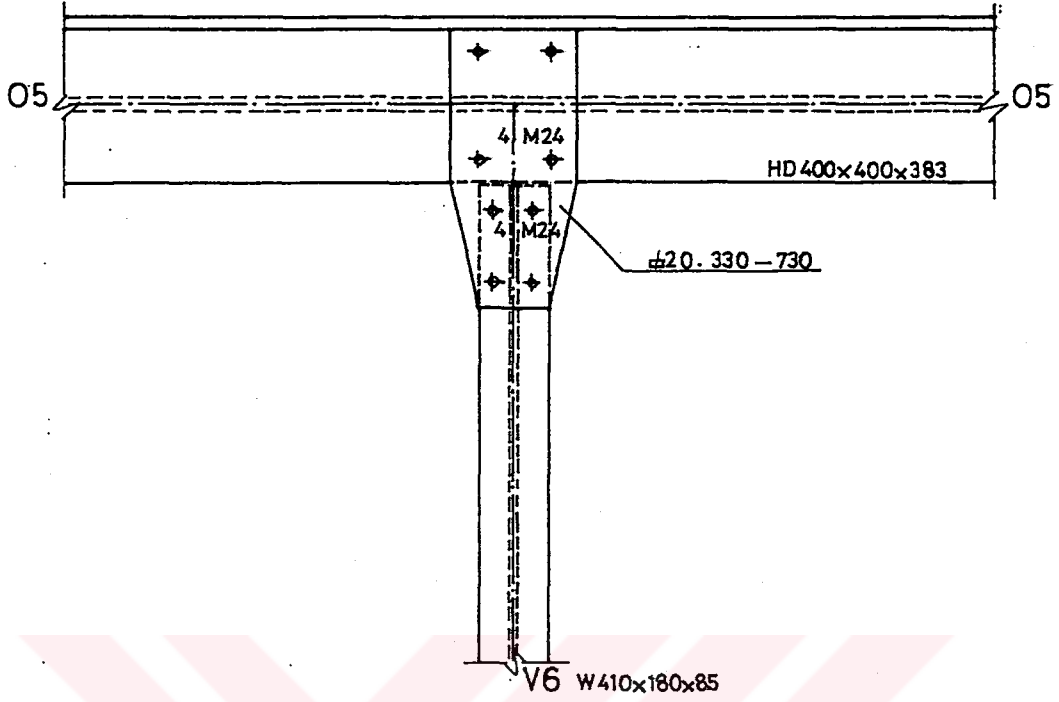
Bir tarafta gerekli bulon sayısı:

$$n = \frac{V6/2}{P_{1,emn,1}} = \frac{8.88}{9.68} = 0.9 \rightarrow 4 \text{ adet (2x2)}$$

$e_1=70$ mm $e=190$ mm

Alt başlık ile düğüm levhasını birleştiren bulonlar: konstrüktif 8 adet M30 bulonlarıdır.

$e_1=90$ mm $e=260$ mm

12 Nolu Düğüm Noktası :

V6 için : 4xM24 $e_1=70$ mm $e=190$ mm

Üst başlık için : 4xM24 $e_1=70$ mm $e=190$ mm

3.5. Bulonlu ve Kaynaklı Birleşimlerin Karşılaştırılması:

En elverişsiz olan 2 nolu düğüm noktası baz alınarak, kaynaklı birleşim hali ele alınmış ve bütün düğüm noktaları hesabında tercih edilen bulonlu birleşimle bu düğüm noktasında mukayese edilmiştir.

Aşağıda tablo halinde verilen hesaplarda görüleceği gibi; bulon birleşimli ST52 çözümü, kaynaklı ve ST37 çeliği ile yapılan çözüme göre %63 oranında hafifleme getirmektedir. Daha önceki bölümde görüleceği üzere, düğüm noktası hesaplarında bulonlu birleşim tercih edilmiştir.

Tablo 3.4 iki nolu düğüm noktası metraji

Kaynaklı Birleşimde			
	Boyut (m)	Birim Ağırlık (kg/m) (kg/m ²)	Toplam Ağırlık (kg)
O1 HD400x400x551	2	551	1102
∅20-555 (2 adet)	2x0.56	157	175.84
V1 HD400x400x551	4	551	2204
D1 HD400x400x551	4.47	551	2462
Düğüm Levhası 20	1.06x1.91	157	635.72
Σ			6579.56
Bulonlu Birleşimde			
	Boyut (m)	Birim Ağırlık (kg/m) (kg/m ²)	Toplam Ağırlık (kg)
O1 HD400x400x383	2	383	766
∅30 (2 adet)	0.17x2	235.5	160.14
V1 J400x400x232	4	232	928
D1 HD400x400x383	4.47	383	1712.01
Düğüm Levhası 20	0.94x1.62	157	478.16
Σ			4044.31

$$\frac{6579.56 - 4044.31}{6579.56} = 0.39$$

Bulon birleşimli ST52 çözümü diğerine göre % 39 civarında bir hafifleme getirmektedir.

3.6 Kafes Kiriş Metraji:

Kafes kiriş metraji aşağıda tablo halinde verilmiştir:

Tablo 3.5 Kafes kiriş metraj hesabı

Çubuklar					
Çubuk No	Kesit	Boy (mt)	Birim Ağırlık (kg/m)	Benzer Adedi	Toplam Ağırlık (kg)
Üst Baş.	HD400x400x383	32.0	383	3	36768
Alt Baş.	HD400x400x383	32.0	383	3	36768
V1	J400x400x232	4.0	232	6	5568
V2	J400x400x232	4.0	232	6	5568
V3	J400x400x232	4.0	232	6	5568
V4	J400x400x232	4.0	232	6	5568
V5	W410x180x85	4.0	85	6	2040
V6	W410x180x85	4.0	85	3	1020
D1	HD400x400x383	4.47	383	6	10272
D2	HD400x400x383	5.32	383	6	12225
D3	J400x400x232	5.32	232	6	7405
D4	J400x400x232	5.32	232	6	7405
D5	W410x180x85	5.32	85	6	2713
Σ					138888
Levhalar					
Kalınlık (mm)	Boyutlar (m x m)	Birim Ağırlık (kg/m²)	Benzer Adedi	Toplam Ağırlık (kg)	
30	0.17 x 32	235.50	12	15373.44	
20	0.72 x 0.90	157	12	1220.83	
20	0.19 x 0.36	157	12	128.87	
20	0.17 x 0.75	157	12	240.21	

Tablo 3.5 Kafes kiriş metraj hesabı (Devamı)

30	0.85 x 0.85	235.50	6	1020.89
20	0.94 x 1.62	157	24	5737.91
20	1.08 x 1.18	157	24	4801.94
20	0.96 x 1.03	157	24	3725.80
20	1.04 x 1.11	157	12	2174.89
20	0.86 x 1.05	157	12	1701.25
20	0.57 x 0.73	157	12	783.93
20	0.73 x 0.96	157	6	660.15
20	0.33 x 0.73	157	6	226.93
Σ				37797

Kafes Kiriş toplam metrajı : $138888 + 37797 = 176685$ kg

Kolon + Kafes Kiriş toplam metrajı :

$$8731.80 + 176685 = 185417 \text{ kg}$$

Yapının m^2 'sine düşen çelik miktarı (Kolon+Kafes kiriş için):

$$185417 / (7 \times 32 \times 14) = 59.13 \text{ kg}/m^2$$

SONUÇLAR

Yapılan bu çalışmada ele alınan, alt katları üstte taşıyıcı kata asıllı köprü sistemli, otel yapısında değişik faktörlerin etkisi gözönüne alınarak elde edilen sonuçlar aşağıda verilmiştir:

Yapı kirişlerinin salt çelik ve kompozit davranışları kıyaslanmıştır. Birinci bölüm tablo 1.4 'de görüleceği gibi Çelik çözümde 15.468 ton ve ikinci bölüm tablo 2.1 'de görüldüğü üzere Kompozit çözümde 11.455 ton çelik kullanılmaktadır. Buda kompozit çözümün, çelik çözüme kıyasla %26 daha az çelik sarfiyatına götürdüğünü ortaya çıkarmaktadır.

Ele alınan yapının, köprü sistemli bina türünde alt katının kolonsuz yapılabilmesi mimari açıdan büyük bir avantaj getirmektedir.

Kafes kiriş olarak çözülen üstteki taşıyıcı sistem ve buna asılan asma kolonların toplam ağırlığı 185.42 tondur. Buda binanın m^2 'sine 59.13 kg çelik ağırlığı getirmektedir. Kompozit kiriş çözümünden elde edilen $22.62 \text{ kg}/m^2$ ile yapıda kullanılan çelik miktarı toplam olarak $81.75 \text{ kg}/m^2$ 'yi bulmaktadır. Olağan bir çelik yapıda m^2 'de yaklaşık 50 kg çelik harcanmakla birlikte, elde edilen mimari avantajlar gözönüne alındığında, bu tür bir yapı tercih

edilebilir gözükmektedir.

Üst kattaki ana taşıyıcı sistem, çelik 37 ile kaynaklı ve çelik 52 ile bulon birleşimli olarak iki kez çözülmüştür. Bulon birleşimli ST52 çözümü diğer çözüme göre %39 civarında hafifleme getirmektedir.



K A Y N A K L A R

- [1] AKA, İ., KESKİNEL, F., ARDA, T.S., "Betonarme Yapı Elemanları".
- [2] ARDA, T.S., AŞKAR, G., "Plastic Design of Steel Structure", B.Ü. (1986).
- [3] "Beton Kalender", Berlin, (1969).
- [4] ÇETMELİ, E., "Çubuk Sistemler".
- [5] ARDA, T.S., YARDIMCI, N., "Çelik Yapıda Karma Elemanların Plastik Hesabı" (1991).
- [6] ARDA, T.S., "Çelik Yapılar Ders Notları".

Ö Z G E Ç M İ Ş

Atila YILDIZ, 1969 yılında Sivas'ta doğdu. İlk ve Orta Okulu Ümraniye'de, Lise tahsilini Üsküdar Halide Edip Adivar Lisesinde tamamladı. 1990 yılında İTÜ İnşaat Fakültesinden mezun oldu. 1990-91 Öğretim yılında İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Anabilim Dalı Yapı Analizi Programında Yüksek Lisans eğitimine başladı. Halen Yüksek Lisans eğitimine devam etmektedir.