

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇELİK BİR YAPININ PROJELENDİRİLMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Muhammet AYHAN

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

ARALIK 2005

ÇELİK BİR YAPININ PROJELENDİRİLMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Muhammet AYHAN

(501031029)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 18 Kasım 2005

Tezin Savunulduğu Tarih : 01 Aralık 2005

Tez Danışmanı : Doç . Dr. E.Filiz PİROĞLU

Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Erdoğan UZGİDER (İ.T.Ü.)

: Yard.Doç. Meltem ŞAHİN (M.S.Ü.)

ARALIK 2005

ÖNSÖZ

İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Bölümü Yapı Programı çerçevesinde gerçekleştirilen bu yüksek lisans tez çalışmasında deprem yüklemesi göz önüne alınmadan boyutlandırılan çelik ve betonarme olan Hangar de L'Aéroport Intercontinental yapısının süneklik düzeyi yüksek merkezi güçlendirilmiş tamamı çelik olarak boyutlandırılmış, metraji yapılmış ve maliyet analizi yapılmıştır. Boyutlandırma sırasında farklı çözümler denenmiş ve bir sonraki adıma en uygun çözümlerle devam edilmiştir.

1999 Düzce ve İzmit depremlerinden sonra mal sahipleri ve yapımcı firmalar özellikle sanayi yapılarında çelik yapıyı tercih etmeye başlamışlardır. Bu tercih, çelik yapının öneminin kavranması kadar, firmaların gerekli bilgiye, kadro ve deneyime sahip olmaya başlamalarıyla, gerekli kalifiye elemanın kolay teminiyle de yakından ilişkilidir.

Yakın gelecekte, dünyadaki teknolojik gelişmenin hızlı olması, globalleşen dünyaya ülkemizin de ayak uydurmak zorunda olması nedeniyle depreme dayanıklı ve mümkün olan en az hammadde kullanarak, yapım süresi kısa, fonksiyonel, deprem sırasında yüksek enerji yutma kapasitesine sahip çelik yapıların Türkiye'de yaygınlığının artacağı inancıyla bu tez hazırlanmıştır.

Çalışmalarım süresince değerli fikir ve tecrübelerinden yararlandığım, öncelikle sayın hocam Doç. Dr. Filiz Piroğlu'na, tezin son haline gelmesinde fikir ve tecrübeleriyle katkıda bulunan Prof. Dr. Erdoğan Uzgider'e, Yard. Doç. Dr. Meltem Şahin'e ve Yard. Doç. Dr. Özden Çağlayan'a, yapının değişik çözümlerinde bana fikir veren ve her türlü desteği veren çok değerli mühendis arkadaşlarıma, eğitim hayatım boyunca maddi, manevi her türlü desteği fazlasıyla sağlayan babam İrfan Ayhan ve Annem Firdes Ayhan'a, bu yoğun çalışma süresinde anlayışından ve desteğinden dolayı nişanlım Tuba Gülay'a teşekkürlerimi bir borç bilirim.

Aralık,2005

Muhammet AYHAN

İÇİNDEKİLER

TABLO LİSTESİ	vi
ŞEKİL LİSTESİ	viii
SEMBOL LİSTESİ	ix
ÖZET	xi
SUMMARY	xiii
1. GİRİŞ	1
1.1 Giriş	1
1.2 Çalışmada Yapılan Kabuller ve Kullanılan Malzemeler	1
2. SİSTEMİN YÜK ANALİZİ	9
2.1 Sabit Yükler	9
2.2 Kar Yükü	10
2.2 Hareketli Yükler	10
2.3 Rüzgar Yükü	10
2.4 Deprem Yükü	11
3. YAPININ ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI	18
3.1 Aşıkların Boyutlandırılması	18
3.1.1 Aşıkların Hadde Profili Olarak Boyutlandırılması	20
3.1.2 Aşıkların Uzay Aşık Olarak Boyutlandırılması	22
3.1.3 R Kirişi Hesabı	24
3.2 Kompozit Kat Döşemesi Hesabı	32
3.3 Kompozit Döşeme Kirişlerinin Hesabı	37
3.4 Çerçeve Ana Kirişlerinin Boyutlandırılması	48
3.5 Kolonların Boyutlandırılması	55
3.5.1 S101 Kolonunun Boyutlandırılması ve Ek Hesabı	55
3.5.2 S102 Kolonunun Boyutlandırılması ve Ek Hesabı	60
3.6 Güçlendirme Elemanlarının Boyutlandırılması ve Ek Hesabı	66
3.7 Makas Elemanlarının Boyutlandırılması	69
3.7.1 Makas Diyagonallerin Boyutlandırılması	69
3.7.2 Makas Dikmelerin Boyutlandırılması	81
3.7.3 Makas Üst Başlığın Boyutlandırılması	85
3.7.4 Makas Alt Başlığın Boyutlandırılması	86
3.7.5 Halatların Elemanların Boyutlandırılması	88
3.8 Boru Elemanların Boyutlandırılması ve Ek Hesabı	89
3.9 Cephe Kolonlarının ve Kuşakların Boyutlandırılması	91
3.10 Kolon Ankraj Hesabı	107
3.10.1 S101 Kolon Ankrajı	111
3.10.2 S102 Kolon Ankrajı	115
3.10.3 S104 Kolon Ankrajı	119
3.11 Radye Temelin Boyutlandırılması	121

4. ELEMAN BİRLEŞİMLERİNİN DETAYLANDIRILMASI	126
4.1 Güçlendirme Elemanının Detayı	126
4.2 Halat Ek ve Bağlantı Detayı	134
4.3 Dikme-Diyagonal- Üst Başlık Bağlantı Detayı	137
4.4 Boru Kesit- Kolon Birleşimi	139
4.5 Boru Kesit-Kolon- Makas Birleşimi	140
5. MALİYET ANALİZİ	143
5.1 Yapının Çelik ve Betonarme Metrajı	143
5.2 Birim Fiyatlar ve Tarifler	144
5.3 Yapının Toplam Maliyeti	145
6. SONUÇLAR	
KAYNAKLAR	148
EKLER	
ÖZGEÇMİŞ	

KISALTMALAR

TS	: Türk Standartları Enstitüsü
G	: Düşey Sabit Yükler
Q	: Düşey Hareketli Yükler
SPECX	: x Doğrultusunda Mod Birleştirme Yöntemine Göre Bulunan Deprem Yükü
SPECY	: y Doğrultusunda Mod Birleştirme Yöntemine Göre Bulunan Deprem Yükü
EX	: x Doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yükü
EY	: y Doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yükü
DIN1055	: Deutches Institut für Norme
AISC-ASD	: American Institute of Steel Construction-Allowable Stees Design

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1 : Etkin Yer İvme Katsayısı	11
Tablo 2.2 : Hareketli Yük Katılım Katsayısı	12
Tablo 2.3 : Bina Önem Katsayısı	12
Tablo 2.4. : Spektrum Karakteristik Periyotları	13
Tablo 2.5 : Modal Analiz Sonuçları	15
Tablo 3.1 : Aşık Elemanın Karakteristik Özellikleri	21
Tablo 3.2 : Kesitlerin Karakteristik Özellikleri	85
Tablo 3.3 : Alt Başlık Elemanlarının Karakteristik Özellikleri	87
Tablo 3.4 : Cephe Kolonlarının Karakteristik Özellikleri	94

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1 : Mevcut Yapıya Ait Bir Görünüş	1
Şekil 1.2 : Planda Çıkıntılar	2
Şekil 1.3 : Konsol Ucundaki Sehim Miktarı	2
Şekil 1.4 : Sistem Dispozisyon Planı.....	3
Şekil 1.5 : Yapı Modelinin Üç Boyutlu Görüntüsü	5
Şekil 2.1 : Rüzgar Yük Katsayıları	11
Şekil 2.2 : İvme Spektrumu	13
Şekil 3.1 : Yüklerin Aşığa Etkime Şekli	20
Şekil 3.2 : Uzay Aşık Kesit Görünüşü	22
Şekil 3.3 : Uzay Aşık Üç Boyutlu Görünüşü	23
Şekil 3.4 : R Kirişi Genel Görünüşü	24
Şekil 3.5 : R Kirişi Ön Boyutları	25
Şekil 3.6 : R Kirişi İç Kuvvet Diyagramları	25
Şekil 3.7 : Alt Başlık Kesiti	27
Şekil 3.8 : Üst Başlık Kesiti.....	27
Şekil 3.9 : R Kirişi Ön Boyutları	28
Şekil 3.10 : R Kirişi İç Kuvvet Diyagramları	28
Şekil 3.11 : Alt Başlık Kesiti	30
Şekil 3.12 : Üst Başlık Kesiti	30
Şekil 3.13 : Kompozit Döşeme Beton -Çelik Bağlantı Tipi	32
Şekil 3.14 : Saç Profil ve Plağın Boyutları	32
Şekil 3.15 : Yapıda Kullanılan Kompozit Döşeme Kesiti	33
Şekil 3.16 : Kesit Etkileri Dağıtım Yöntemi	37
Şekil 3.17 : Karma Kesitin Tarafsız Eksenin Yeri	38
Şekil 3.18 : Rötire Kuvvetlerinin Etkime Şekli	41
Şekil 3.19 : Kayma Elemanlarının Kesit Görünüşü	46
Şekil 3.20 : Ana Kirişin En Kesiti	50
Şekil 3.21 : Ana Kiriş Ek Detayı	52
Şekil 3.22 : S101 Kolonu En Kesiti	55
Şekil 3.23 : Kaynak Statik Moment Ekseni	58
Şekil 3.24 : S101 Ek Detayı	59
Şekil 3.25 : S102 Kolonu En Kesiti	61
Şekil 3.26 : Kaynak Statik Moment Ekseni	64
Şekil 3.27 : S102 Kolonu Ek Detayı	64
Şekil 3.28 : Çapraz Elemanı En Kesit Görünüşü	66
Şekil 3.29 : Güçlendirme Elemanının Ek Detayı	68
Şekil 3.30 : 2L100X100X10 En Kesit Görünüşü	70
Şekil 3.31 : Bağ Levhalarının Kaynaklanma Şekli	72

Şekil 3.32	: 2L120X120X12 En Kesit Görünüşü	73
Şekil 3.33	: 2L140X140X15 Enkesit Görünüşü	76
Şekil 3.34	: 2UNP 240 En Kesit Görünüşü	76
Şekil 3.35	: 2UNP 300 En Kesit Görünüşü	79
Şekil 3.36	: 2UNP 320 En Kesit Görünüşü	79
Şekil 3.37	: Üst Başlıkların En Kesit Görünüşü	85
Şekil 3.38	: Alt Başlıkların En Kesit Görünüşleri	86
Şekil 3.39	: Çelik Halatların Yapısı	89
Şekil 3.40	: Boru Elemanların En Kesiti	89
Şekil 3.41	: Boru Elemanların Ek Detayı	90
Şekil 3.42	: Cephe Kuşağı Ek Detayı	93
Şekil 3.43	: Cephe Kolonu Elemanlarının En Kesiti	94
Şekil 3.44	: S103 Kolonu Kuvvet ve İç Kuvvet Diyagramları	95
Şekil 3.45	: S104 Kolonu Kuvvet ve İç Kuvvet Diyagramları	99
Şekil 3.46	: S105 Kolonu Kuvvet ve İç Kuvvet Diyagramları	103
Şekil 3.47	: Ankastre Kolon Ayağı	107
Şekil 3.48	: Tepki Kuvvetinin Levhaya Aktarılma Hali	108
Şekil 3.49	: Üç Kenarı Ankastre Plak	109
Şekil 3.50	: Mafsallı Kolon Ayağı	110
Şekil 3.51	: S101 Kolonun Ankraj Detayı	111
Şekil 3.52	: I-I Kesitinde Gerilme Kontrolü Düzemli	113
Şekil 3.53	: S102 Kolonu Ankraj Detayı	115
Şekil 3.54	: I-I Kesitinde Gerilme Kontrolü Düzemli	117
Şekil 3.55	: S104 Kolon Ankrağı	120
Şekil 3.56	: G+Q+S Kombinasyonuna Göre Zemin Gerilmesi	121
Şekil 3.57	: Radye Temelin Kolon Alt Bölgelerinde Derinleşmesi	122
Şekil 3.58	: Normal Kuvvet ve Momentin Gerilme Yayılışı	124
Şekil 4.1	: Düğüm Noktası Serbest Cisim Diyagramı	127
Şekil 4.2	: Güçlendirme Elemanı Birleşim Detayı	129
Şekil 4.3	: Kolon-Kiriş-Güçlendirme Elemanı Üst Görünüşü	131
Şekil 4.4	: Kolon-Kiriş-Güçlendirme Elemanı Yan Görünüşü	131
Şekil 4.5	: Kolon-Kiriş-Güçlendirme Bağlantı Plakası VonMisses Gerilmesi	131
Şekil 4.6	: Halat Bitiş Detayı	134
Şekil 4.7	: Pim Enkesiti	135
Şekil 4.8	: Halat Kolon Plaka Bağlantı Detayı	136
Şekil 4.9	: Düğüm Noktası Detayı	137
Şekil 4.10	: Düğüm Noktasının Alındığı Yer	137
Şekil 4.11	: Boru-Kolon Birleşim Detayı	139
Şekil 4.12	: Boru Kesit-Kolon-Makas Detayı	140

SEMBOL LİSTESİ

a_x, a_y	:X ve Y yönünde plandaki girinti çıkıntı boyu
$A(T)$:Spektral ivme katsayısı
A_{smin}	:Minimum donatı kesit alanı
b_e	:Etkif genişlik
b_x, b_y	:Zımbalama çevresinin (u_p) “x” ve “y” doğrultularındaki boyutları
d	:Eğilme elemanlarında faydalı yükseklik
d'	:Basınç donatısı merkezinden ölçülen beton örtüsü
e	:Eğilme düzleminde hesaba katılacak dışmerkezlik
e_{min}	:Minimum dışmerkezlik
e_x, e_y	:“x” ve “y” doğrultularındaki dışmerkezlikler
E_c	:Beton elastisite modülü
f	:Sehim
f_{cd}	:Beton tasarım basınç dayanımı
f_{ctd}	:Beton tasarım eksenel çekme dayanımı
f_{yd}	:Boyuna donatı tasarım akma dayanımı
G	:Kalıcı yük
h	:Döşeme kalınlığı, eleman yüksekliği, kiriş toplam yüksekliği, kolonun eğilme düzlemindeki kesit boyutu
i	:Eylemsizlik yarıçapı
I	:Eylemsizlik momenti
I	:Bina önem katsayısı
k_s	:Donatı hesabına esas katsayı
k_v	:Zemin düşey yatak katsayısı
K	:Donatı hesabına esas katsayı
M	:Binanın toplam kütlesi
n	:Hareketli yük katılım katsayısı
N_d	:Yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel kuvvet
N_{di}	:i'nci kattaki tasarım eksenel yükü
N_{dmax}	:Yük katsayıları kullanılarak, sadece düşey yüklere göre veya düşey yükler ve deprem yüklerine göre hesaplanan eksenel basınç kuvvetlerinin en büyüğü
N_{max}	:En büyük tasarım eksenel yükü
q_i	:Binanın i'nci katındaki toplam hareketli yük
Q	:Hareketli yük etkisi
R	:Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_a(T)$:Deprem yükü azaltma katsayısı

S(T)	:Spektrum katsayısı
T	:Binanın doğal titreşim periyodu (s)
T_A, T_B	:Spektrum karakteristik periyotları
T_r, T_s	:Binanın r'inci ve s'inci doğal titreşim periyotları(s)
u_p	:Zımbalama çevresi (yüklenen alana d/2 uzaklıkta)
U_x	:X yönü öteleme kütle katılım oranı
U_y	:Y yönü öteleme kütle katılım oranı
V_t	:Binaya etkiyen toplam deprem yükü (taban kesme kuvveti)
V_t	:Eşdeğer deprem yükü yönteminde , gözönüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü
V_{tB}	:Mod birleştirme yönteminde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda modlara ait katkıların birleştirilmesi ile bulunan bina toplam deprem yükü (taban kesme kuvveti)
W	:Binanın hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
w_i	:Binanın i'inci katının hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı momentleri toplamının,binanın tümü için tabanda meydana gelen toplam devrilme momentine oranı
β	:Burkulma Boyu Katsayısı
β	:Mod birleştirme yöntemi ile hesaplanan büyüklüklerin alt sınırlarının belirlenmesi için kullanılan katsayı
ρ_{min}	:Minimum donatı oranı
γ	:Zımbalamada eğilme etkisini yansıtan katsayı
σ_z	:Zemin emniyet gerilmesi

ÇELİK BİR YAPININ PROJELENDİRİLMESİ

ÖZET

Bu tez çalışmasında bir ara katı bulunan deprem yüklerine göre boyutlandırılmamış, çelik ve betonarme taşıyıcı sistemden oluşan mevcut bir uçak hangarı yapısının merkezi güçlendirilmiş, süneklik düzeyi yüksek, sadece çelik taşıyıcı sistemden oluşacak şekilde yatay ve düşey yükler altında statik ve çelik hesapları yapılmış, ilgili imalat çizimleri yapılmış ve maliyet analizi yapılmıştır.

Taşıyıcı sistem modeli oluşturulurken mümkün olduğunca mevcut sistemin geometrik açıklığı sabit tutulmuş, sadece taşıyıcı sistemde değişiklik yapılmıştır. Yapının taşıyıcı sistemi deprem ve rüzgar yüklerinin sünekliği yüksek çaprazlardan oluşan bir çelik çerçeve sistemi ile karşılanacak şekilde düzenlenmiştir. Yapının konsol bölümü, fazla sehimin önlenmesi amacıyla başlıkları çift profil kullanılarak çok parçalı profilden oluşan kafes kirişten oluşturulmuştur. Yapı sadece kendi ağırlığıyla çözülmüş, bulunan sehim kadar ters sehim verilmiştir. Böylece öngerme halatlarına özel bir yöntemle öngerme verilmesine gerek kalmamıştır. Çatının yatay etkiler altında rijit bir cisim gibi hareket etmesi için çatı düzleminde deprem bağlantıları oluşturulmuştur. Ayrıca çatı düzlemi ve çatı düzlemi dışına burkulma boylarının azaltılması için yatay ve düşey yönde çatı stabilite bağlantıları kullanılmıştır. Yapıda bulunan arakat bölümünün kat yüksekliği 7,2 m'dir. Arakatlı bölümlerde döşeme tipi kompozit döşeme olarak seçilmiştir. Yapıda 12 m uzunluğunda döşeme kirişleri 1.00 m aralıkla kullanılmış, kompozit döşeme kirişleri mevcut yük, sıcaklık değişimi, rötre, sünme ve sehim koşulları göz önünde bulundurularak boyutlandırılmıştır. Yapıda bulunan yatay stabilite elemanları, düşey stabilite bağlantıları, kolonlar, kirişler boyutlandırılırken TS648 (Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları), bağlantı detayları oluşturulurken DIN 4100 ve DIN 6914-15-16, TS3357 dikkate alınmıştır. Yapının temellerinin hesaplanmasında TS500'de (Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları) bulunan kurallara uyulmuştur. Hem çelik hem de betonarme elemanlar boyutlandırılırken Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'te bulunan ilgili maddelere uyulmuş ve bu maddeye atıfta bulunulmuştur.

Yapının, 1. derece deprem bölgesinde ve Z4 sınıfı zemin üzerinde yer aldığı kabul edilmiştir. Yapıda malzeme olarak C30 kalitesinde betonarme betonu ve S420 kalitesinde betonarme çeliği kullanılmıştır. Zemin emniyet gerilmesi 250 kN/m^2 , zemin düşey yatak katsayısı 50000 kN/m^3 alınmıştır. Yapıda kullanılan çelik profiller, levhalar ve boru elemanlar St 37 kalitesindedir.

Yapının taşıyıcı sisteminin üst yapısının çözümü üç boyutlu olarak ETABS v8.5.0 (Extended 3D Analysis of Building Systems) ile yapılmıştır. Oluşturulan matematik modelin mesnet tepkileri, elemanların dönmeleriyle birlikte SAFE v7.01 programına

aktarılarak temelin çözümlenmesi yapılmıştır.Yapının çok uzun olması nedeniyle 60 metrede bir derz oluşturulmuştur. Bu nedenle iki derz arasındaki bir modül çözülmüştür. Bu şekilde bir yaklaşım, hem yapının çözümlenmesi aşamasında hesaplama süresini azaltmış, hem de kullanım aşamasında hiperstatiklik derecesi çok fazla olan, çok uzun binalarda etkili olan ısı değişim etkisinin azaltılması sağlanmıştır. Oluşturulan bilgisayar modelinde kolon ve kirişler çubuk eleman, döşemeler kompozit döşeme, temel ise kabuk eleman olarak tanımlanmıştır. Temel sistemi radye temel olarak seçilmiştir. Temel sistemi zemin düşey yatak katsayısından hareketle bulunan çökme yayları tanımlanarak modellenmiştir.

Taşıyıcı sistemin boyutlandırılmasında düşey ve yatay yükler uygun kombinasyonları AISC-ASD'nin (American Institute of Steel Construction-Allowable Stees Design) öngördüğü kurallarına göre kombinasyonlar oluşturulmuştur. Yüklerin belirlenmesinde düşey yükler için TS498 (Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri) kullanılmış, rüzgar yükleri DIN1055 (Deutches Institut für Norme) kullanılmış, deprem yükü "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik" kurallarına göre belirlenmiştir.

Yapı ile ilgili imalat çizimler Tekla Structure v10.1 ve Autocad 2004 programıyla yapılmıştır. Bu çizimler aşağıdaki sıra ile verilmiştir.

- Temel planı ve detayı
- Dispozisyon planı
- Birleşim detayları.

Son bölümde yapının maliyet analizi yapılmıştır. Bu analizde betonarme ve çelik kısım ayrı ayrı hesaplanmış, toplam yapı maliyeti belirlenmiştir.

DESIGN OF A STEEL STRUCTURE

SUMMARY

The main objective of this study is to re-design the hangar for aeroplanes, which consists of steel and reinforced concrete moment frames considering also the earthquake loads and using a concentric bracing system in order to achieve high ductility level. This study is composed of design, static analysis and drawing of the aeroplane hangar structure under horizontal and vertical loads based on the high level of ductility. A cost analysis is also done.

In the computer model, as far as possible, that present system kept firm in clear span, only changes are made in bearing system. Load bearing system of structure is constructed by using long brace elements regarding ductility under the earthquake and wind loads. Cantilever part of the structure is comprised of double profiled truss due to prevent of high deflections. Horizontal and vertical roof braces are used for the integrity movement of roof and reduction in buckling lengths of structural elements. Floor height of the mezzanine part that used in the structure is 7.2 meters. The composite floor is chosen as the type of floor in the mezzanine parts. 12 meters high floor beams are used with 1 meter openings in the structure; those composite floor beams are measured with respect to current load, shrinkage, creep, and deflection conditions.

In this study, in the design of horizontal and vertical stability frames, columns, and beams, TS648 (Building Code for Steel Structures), design of connection details TS 3357 and DIN 6914-15-16 rules are taken into consideration. Furthermore, in the calculation of base of structure, the rules are used given found in the TS500 (Requirements for Design and Construction of Reinforced Concrete Structures).

It is assumed that the structure is based in the first degree earthquake zone and on the Z4 class ground. In the structure, quality of C30 concrete and quality of S420 reinforced concrete steel bars are used. Also, the ground safety tension 250 kN/m^2 , ground horizontal and vertical coefficient 50000 kN/m^3 are assumed. Steel profiles, plates and pipes frames used in structure are St37 qualified.

The ETABS v8.5.0 is used as a computational program to analyze the superstructure as a load bearing system of the structure. The support reactions of current structure with rotations of elements are transferred to SAFE v7.01 program and an analysis of the base structure is under taken. The structure is too long, so an expansion joint is designed for every 60 meters. Between two expansion joints, a module solution is considered. This approach not only reduces the calculation time of structure analysis phase, but also diminishes the effect of temperature changes within the building that has a considerable amount of degrees of freedom. In the computer model, the columns and the beams are defined as frame elements; floors are defined as composite floors, and the base structure is defined as a shell element. Basic structure

is chosen as mat. Basic structure is actually modelled with considering spring elements depending upon ground horizontal support coefficient.

In the design of load bearing systems, the adequate combinations of horizontal and vertical loads are formed with respect to AISC-ASD (American Institute of Steel Construction-Allowable Steel Design) rules. In order to determine loads, for the vertical loads TS498 (Design Loads for Buildings), and for the wind loads of DIN (Deutches Institut für Norme) is considered. Earthquake load are utilized according to rules of Turkish Code called “Regulations for Buildings of Disestars Regions” .

Drawings for the structure is prepared by Tekla Structure v10.1 and Autocad program. These drawings are in order as follows:

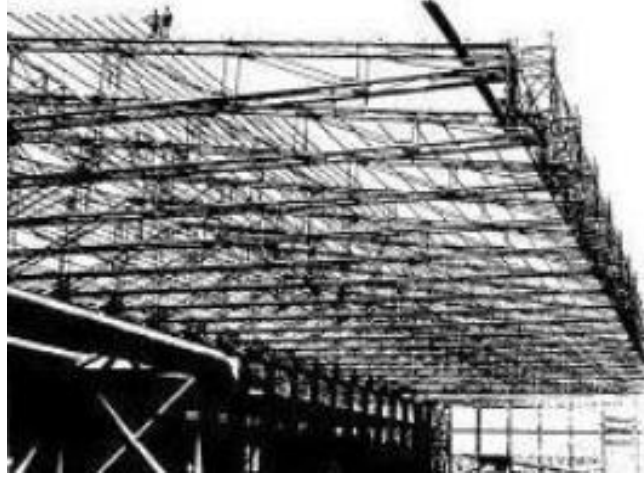
- Basic Plan and Details,
- Disposition Plan,
- Connection Details.

In last chapter cost analysis is done. In this analysis reinforced concrete ana steel quantities are calculated alone and total cost is defined.

1. GİRİŞ

1.1 Giriş

Sunulan bu çalışmada kesit geometrisi bakımından alışlagelmiş simetrik yapıların dışında olan bir çelik yapının TS648, TS500 ve Deprem Yönetmeliği'ne göre detaylı olarak boyutlandırılması amaçlanmıştır. Bu amaçla deprem yüklemesi göz önüne alınmadan boyutlandırılan çelik ve betonarme olan Hangar de L'Aéroport Intercontinental yapısının mimari planları örnek alınmıştır. Mevcut yapının üretimi Şekil 1.1'de görülmektedir. Yapının temiz açıklığı sabit kabul edilmiş, sadece taşıyıcı sistem ve elemanlar değiştirilmiştir. Bu incelemenin sonunda çelik yapılar ile ilgili olarak boyutlamada önemle üzerinde durulması gereken bazı noktalara da değinilmiş, boyutlanan yapının gerekli imalat çizimleri ekte verilmiş ve en son bölümde yapının maliyet analizi yapılmıştır.

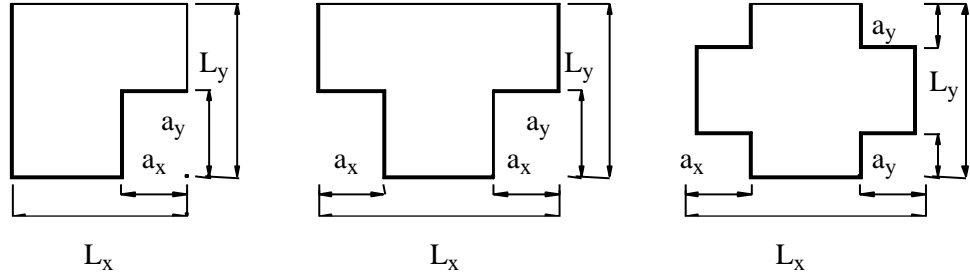


Şekil 1.1 Mevcut Yapıya Ait Bir Görünüş

1.1 Çalışmada Yapılan Kabuller ve Kullanılan Malzemeler

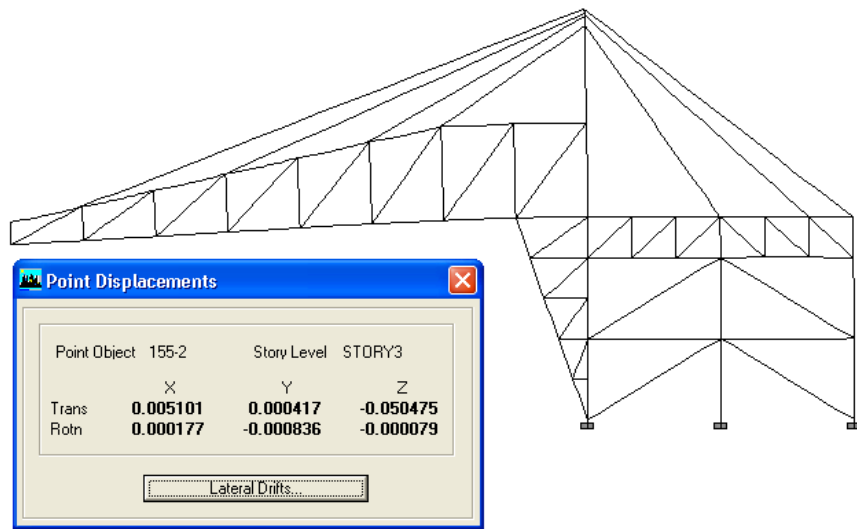
Yapı tek ara katlı 51.5 m konsolu olan, 75.2 m x 238.5 m alana oturan bir uçak hangar yapısıdır. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelikte A3 düzensizliği olarak adlandırılan, kat planlarında çıkıntı yapan kısımların birbirine dik

iki doğrultudaki boyutlarının her ikisinin de, binanın o katının aynı doğrultulardaki toplam plan boyutlarının %20'sinden daha büyük olması durumu (Şekil 1.2) bulunmaktadır. Deprem yönetmeliği bu tür yapılarda, kat döşemelerinin kendi düzlemleri içinde deprem kuvvetlerini düşey taşıyıcı sistem elemanları arasında güvenle aktarabileceği hesapla doğrulanması gerektiği koşulunu öne sürmektedir.



Şekil 1.2 Planda Çıkıntılar Düzensizliği

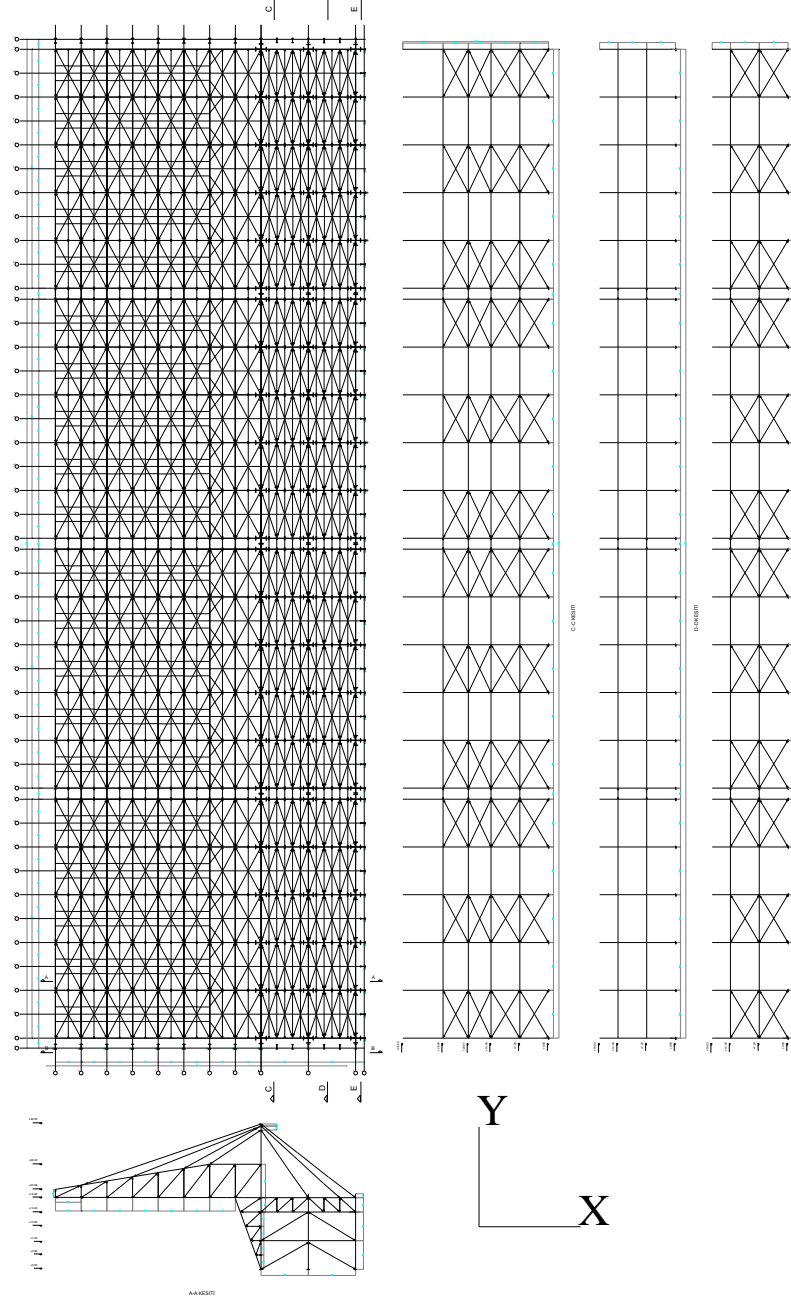
Yapının konsol kısmının ucunda sürgülü kapı bulunmaktadır. Ayrıca fazla deplasmanın elemanların mesletlenme koşulunu değiştireceği düşüncesiyle, konsol ucundaki sehimin $l/1000$ değeriyle sınırlandırılmıştır. Bu amaçla konsola, zati ağırlığının meydana getirdiği sehim (80 mm) kadar ters sehim verilmiştir. Böylece kar yağması durumunda sadece kar yüklemesinden dolayı oluşacak sehim miktarının $l/1000$ değeriyle sınırlandırılması yeterli olmuştur. Şekil 1.3'de kar yağması durumunda sistemde oluşacak sehim miktarı görülmektedir. Denklem 1.1'de görüldüğü gibi sehim koşulu sağlanmıştır.



Şekil 1.3 Konsol Ucundaki Sehim Miktarı

$$\frac{50.4}{52000} = \frac{1}{1032} < \frac{1}{1000} \quad (1.1)$$

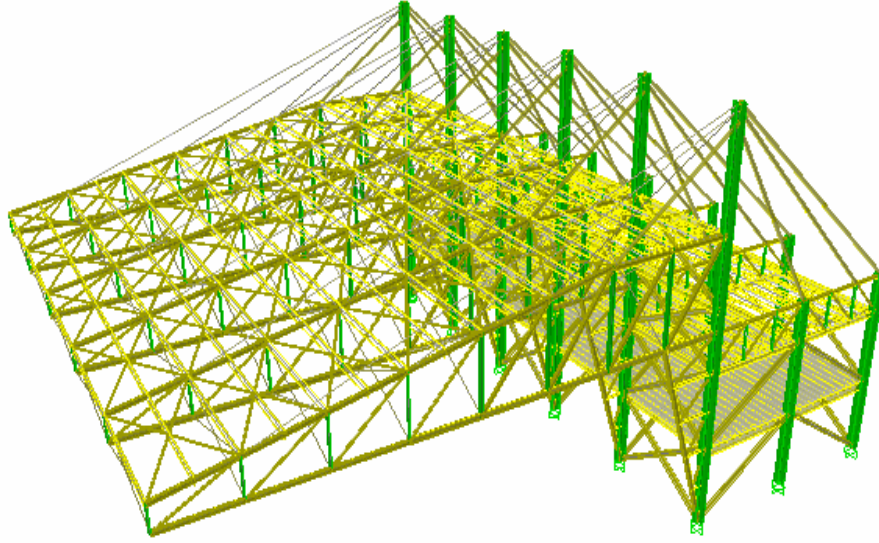
Yapının temelinde 0.4 m yüksekliğinde radye temel sistemi tercih edilmiştir. Zımbalama bakımından yetersiz olan kolon alt bölgelerinde radye temel yüksekliği 0.8 m olarak düzenlenmiştir. Boyutlandırılan yapının taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi yüksek çelik çaprazlardan oluşan çerçevelerden meydana gelmiştir (Şekil 1.4). Dispozisyon planında da görüldüğü gibi (Şekil 1.4) bu güçlendirilmiş çerçeveler kenar akslarda oluşturulmuştur. Döşeme sistemi kompozit döşeme olarak seçilmiştir.



Şekil 1.4 Sistem Dispozisyon Planı

Yapı hakkındaki diğer bilgiler aşağıda özetlenmiştir:

- Yapı tek ara katlı toplam yapı yüksekliği: 36,50 m'dir.
- Kat yükseklikleri:
Ara kat yüksekliği: 7.20 m
Konsol Yüksekliği : 26.40 m
Yapının En Yüksek Kotu : + 36.5 m
- Yapının yaklaşık olarak kat alanı 5405 m²'dir.
- Yapının oturma alanı yaklaşık 17000 m²'dir
- Yapıda kullanılan malzemeler:
Üst Yapı Çeliği : St37
Beton Kalitesi : C30
Donatı Çeliği : S420
- Yapı I. Derece Deprem Bölgesinde olup $A_0=0.40$ alınmıştır.
- Yapı Z4 sınıfı zemin üzerinde yer almaktadır. Zemin karakteristik periyotları $T_A=0.20$ ve $T_B=0.90$ s olarak kabul edilmiştir.
- Yapının üzerinde bulunduğu zemin için
Zemin emniyet gerilmesi $\sigma_z=250$ kN/m²
Düşey yatak katsayısı $k_v=50000$ kN/m³ alınmıştır.
- Yapı büro + işyeri + garaj kullanım amacına hizmet edecek olup,
Hareketli yük katılım katsayısı $n=0.60$
Bina önem katsayısı ise $I=1.2$ alınmıştır.
- Temel sistemi 0.40 m yüksekliğinde radye temeldir. Kolon alt bölgelerinde radye temel yüksekliği 0.80 m olarak boyutlandırılmıştır.
- Birleşimlerde kullanılan bağlantı bulonları H10.9, ankraj bulonları H5.6 kalitesindedir.



Şekil 1.5 Yapı Modelinin Üç Boyutlu Görüntüsü

Hazırlanan bilgisayar modelinde kolon ve kirişler çubuk elemanlarla, radye temel ise kabuk elemanlarla tariflenmiştir. Döşemeler ise levha elemanlarla modellenmiş olup herhangi bir hareket kısıtlaması tanımlanmamıştır. Düşey yüklerin ilgili elemanlara aktarımı ETABS v 8.50 tarafından otomatik olarak yapılmıştır.

İkinci bölümde yapıya etkiyen yükler tanımlanmıştır. Yüklerin belirlenmesinde hangi yönetmeliklerden yararlandığı ve bilgisayar modeline nasıl aktarıldığı açıklanmıştır. Sabit ve hareketli yükler yapının kullanım amacı göz önünde bulundurularak TS498'den alınmıştır. Rüzgar yükünün belirlenmesinde DIN 1055'den yararlanılmıştır. Uçak Hangarının kapısının açık veya kapalı olması durumunda değişen rüzgar yükünün farklılığı oluşturulan yük kombinasyonlarında dikkate alınmıştır.

Deprem yüklerinin belirlenmesinde Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmeliğin ilgili kurallarına uyulmuştur. Yapının, yatay yük analizinde x ve y doğrultularını temsil edebilecek derecede yüksek kütle katılım oranına sahip modlara karşı gelen periyotlar, yapının x ve y doğrultusu karakteristik periyotları olarak kullanılmıştır. Yapının modal analizi sonucu bulunan taban kesme kuvveti değerleri, Deprem Yönetmeliği'ne göre bulunan eşdeğer deprem yükü yöntemiyle hesaplanan toplam taban kesme kuvveti değerine uygun katsayılarla çarpılarak yükseltilmiştir.

Yapıda süneklik düzeyi yüksek merkezi güçlendirilmiş çelik çapraz sistemlerin kullanılması göz önünde bulundurularak, taşıyıcı sistem davranış katsayısı olarak $R=7$ seçilmiştir. Belirlenen yüklerin yapıya etkisi incelenmiş, yapının deplasmanları yönetmelikte belirlenen sınır şartlardan daha kötü koşul oluşturmamasına dikkat edilmiştir.

Yapıya düzgün sıcaklık değişimi olarak ± 15 °C verilmiştir. Kesitlerin belirlenmesi aşamasında, özellikle alt kat kolonlarında ve merkezi güçlendirilmiş çerçevelerinde düzgün sıcaklık değişimini içeren kombinasyonların daha elverişsiz durum oluşturduğu görülmüştür.

Üçüncü bölümde yapı elemanlarının boyutlandırılması yapılmıştır. Çelik elemanların boyutlandırılması TS648'e göre yapılmıştır. Betonarme radye temel detaylandırılırken TS500'e uygun çözümler üretilmiştir.

Aşıkların tasarımında birkaç farklı alternatifler denenmiştir. İlk olarak hadde profiliyle çözüm yapılmış ancak bu eleman için çok fazla ağır çözümler elde edilmiştir. Alternatif olarak uzay aşıklar ve R kirişi denenmiştir. Yapı için en uygun çözümün R kirişi olduğu görülmüş ve modellemeye bu çözümle devam edilmiştir.

Kat döşemesi hesaplanırken döşeme sacının, betonun priz almadan önce kalıp olarak görev yaptığı, betonun priz aldıktan sonra döşeme alt donatısı gibi çalıştığı hesaplarda gösterilmiştir.

Kompozit döşeme kirişlerinin boyutlandırılırken kesin bir yöntem olan *kesit etkilerini dağıtım yöntemi* kullanılmıştır. Boyutlandırmada yapı yüklerinin oluşturduğu gerilmelerin yanısıra, betonun priz alma esnasında su kaybetmesinden ve betona sürekli etki eden yükler altında kalıcı deformasyonlarının zamana bağlı olarak artmasından dolayı oluşan etkiler de gözönüne alınmıştır. Döşeme kirişinin sehim miktarının kullanılan yönetmeliklerde yer alan üst sınırlandırmaların altında kalması şartına da uyulmuştur. Döşeme kirişleri 12 metre uzunluğunda olmasına rağmen, montaj sırasında gerekli olabileceği düşüncesiyle, kompozit kirişlerde ek detayı düşünülmüş ve detaylarda bu ek verilmiştir.

Çerçeve ana kirişleri sehim şartları ve kesit gerilmeleri sınır değerlerine göre seçilmiştir. Ek düzenlemesi kesitin kapasitesine göre yapılmıştır. Tüm bağlantılar yüksek mukavemetli bulonlarla (H10.9) yapılmıştır.

Çerçeve çaprazlarının ve eklerinin düzenlenmesinde sünekliği arttıracak önlemler alınmış ve bu tür düzenleme kurallarına uyulmuştur.

Yapının temeli radye temel olarak boyutlandırılmıştır. Yapının temelinin modeli SAFE v7.01 ile yapılmıştır. Radye temelin kalınlığının azaltmak için kolon altlarında radye plağı derinleştirilmiştir. Böylece gerekli zımbalama dayanımı sağlanmıştır.

Çelik elemanların boyutlamasında kullanılan yükleme kombinasyonları AISC-ASD'ye göre belirlenmiştir. Bu kombinasyonlar aşağıda görülmektedir.

1. D
2. D+L+(L_r ya da S ya da R)
3. $0.75 \times [D+L+(L_r \text{ ya da } S \text{ ya da } R)+T]$
4. D+A
5. $0.75 \times [D+(W \text{ ya da } E)+T]$
6. D+A+(S ya da 0.5W ya da E)
7. $0.75 \times [D+L+(L_r \text{ ya da } S \text{ ya da } R)+(W \text{ ya da } E)]$
8. $0.75 \times (D+L+W+0.5S)$
9. $0.75 \times (D+L+0.5W \text{ ya da } S)$
10. $0.66 [D+L+(L_r \text{ ya da } S \text{ ya da } R)+(W \text{ ya da } E)+T]$

Radye temelin boyutlandırılmasında kullanılan kombinasyonlar TS500'den alınmıştır. Bu kombinasyonlar aşağıda verilmiştir.

1. 1.4G+1.6L
2. G+1.2L+1.2T
3. G+1.3L+1.3W
4. 0.9G+1.3W
5. G+L+E
6. 0.9G+E

Temel zemin emniyeti gerilmesinin kontrolünün yapıldığı kombinasyonlar aşağıda verilmiştir.

1. G+L
2. 0.67(G+L+E)
3. 0.80(G+W)

G, D: Ölü yük

L, Q : Döşeme hareketli yükü

L_r : Çatı hareketli yükü

A: Kren yükü

S : Kar yükü

R : Yağmur yükü

W : Rüzgar yükü

E : Deprem Yüklemesi

T : Sıcaklık Değişimi

Bu tez çalışmasında kullanılan beton çeliği ve beton ile ilgili malzeme karakteristikleri aşağıda verilmiştir.

$$f_{ck} = 3 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{C30 için})$$

$$f_{cd} = 2 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = 0.125 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yk} = 42 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{S420 için})$$

$$f_{yd} = 36.5 \text{ kN/cm}^2$$

Bu tez çalışmasında kullanılan yapı çeliği (St37) ile ilgili malzeme karakteristikleri aşağıda verilmiştir.

$$\sigma_a = 24 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{çem,H}} = 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{çem,HZ}} = 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{\text{em,H}} = 8.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{\text{em,HZ}} = 9.56 \text{ kN/cm}^2$$

Son bölümde yapının betonarme ve çelik metrajları yapılmış ve buna bağlı olarak yapının maliyet analizi gerçekleştirilmiştir. Maliyet analizinde Bayındırlık Bakanlığının belirlediği birim fiyatları dikkate alınmıştır.

2. SİSTEMİN YÜK ANALİZİ

2.1 Sabit Yükler

Sabit yükler TS498 yönetmeliği uyarınca belirlenmiştir. Yönetmeliğe göre, sabit yükler yapı içerisindeki tüm elemanların ağırlıklarının oluşturduğu statik kuvvetler olarak tanımlanmıştır. Döşemeler, kirişler, kolonlar, tüm çaprazlar, aşıklar, döşeme ve tavan kaplaması, sabit bölücü duvarlar, cephe ve çatı kaplaması ve mekanik dağıtım sistemlerinin ağırlıklarıdır. Kullanılan malzemelerin olan düşey yük analizi aşağıda verilmiştir.

12 cm 'lik kompozit döşemede yük analizi:

Kaplama + sıva	0.05×22	$= 1.10 \text{ kN/m}^2$
Betonarme plak (12 cm kalınlığında)	0.12×25	$= 3.00 \text{ kN/m}^2$
Tesisat + havalandırma		$= 0.75 \text{ kN/m}^2$
Bölme duvar yükleri		$= 0.75 \text{ kN/m}^2$
		<hr/>
		$g = 5.60 \text{ kN/m}^2$

Konsol bölümde sabit yük olarak aşağıdaki yük değerleri alınmıştır.

Aliminyum saç	0.05×22	$= 1.10 \text{ kN/m}^2$
Tesisat + havalandırma		$= 0.75 \text{ kN/m}^2$

Tanımlanan diğer taşıyıcı elemanların öz ağırlıkları ETABS programı tarafından yapı çözümlenirken otomatik olarak alınmıştır [14].

2.2 Kar Yüğü

Kar yüğü TS498'de yapının denizden yüksekliğine göre ve sınıflandırılan dört bölgeye göre belirlenmektedir.Yapının denizden yüksekliğinin 200 metreden az ve birinci bölgede bulunduğu kabul edilmiştir [4].

Buna kar yüğü değeri aşağıda verilen şekliyle kabul edilmiştir.

$$P_{ko} = 0.75 \text{ kN/m}^2 \quad (P_{ko} : \text{Zati karyüğü değeri})$$

2.3 Hareketli Yüğü

Hareketli yüğülerin seğıiminde yapının kullanım amacı gözönünde bulundurulur [3]. Yapının katlı bölümü büro ve atölye olarak kullanılacaktır. Buna göre döşemelere yayılı yüğü olarak aşağıda verilen değer hareketli yüğü değer olarak kabul edilmiştir.

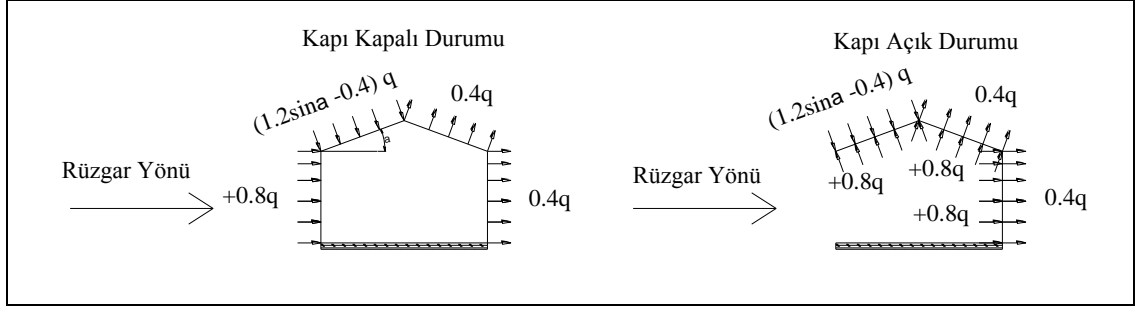
$$q = 3.50 \text{ kN/m}^2 \quad (q : \text{Hareketli yüğü hesap değer})$$

Ayrıca çatı bölümünde onarım ve montaj için hareketli yüğü değer aşağıda verilmiştir.

$$q_{\text{ç}} = 1.00 \text{ kN/m}^2 \quad (q_{\text{ç}} : \text{Çatı hareketli yüğü hesap değer})$$

2.4 Rüzgar Yüğü

Rüzgar yüğülerinin belirlenmesinde DIN 1055'den (Deutches İnstitut für Norme) yararlanılmıştır. Kapının açık veya kapalı olması, modellemede ayrı ayrı yükleme durumu yaratmış, bu fark hesaplara ve kombinasyonlara yansıtılmıştır. Belirlenen yüğüler çatı düzlemine dik doğrultuda, dolayısıyla aşık düşey eksenini doğrultusunda etkilmiştir. Belirlenen yüğü değerleri Şekil 2.1'de verilmiştir [15].



Şekil 2.1 Rüzgar Yük Katsayıları

$$q_r = 0.8 \text{ kN/m}^2$$

(q_r : Rüzgar yükü)

2.5 Deprem Yüğü

Yapının deprem yükü hesabı tamamıyla Deprem Yönetmeliğı kurallarına göre yapılmıştır. Yapının deprem yükü analizi ile ilgili tüm yapı ve zemin parametreleri, bu yönetmeliğın ışığı altında değerlendirilmiş ve yönetmeliğın uygun gördüğü değerler hesaplarda kullanılmıştır. Yapı üç boyutlu olarak modellenmiş olup yatay yük analizinde hem modal analiz yöntemi hem de eşdeğer deprem yükü yöntemi kullanılmıştır. Her iki yöntemde de elastik deprem yükünün bulunmasında kullanılan Elastik Deprem Yükleri İçin Spektral Katsayısı $A(T)$ %5 sönüm oranı için tasarım ivme spektrumunun yerçekimi ivmesi g 'ye bölünmesine karşı gelen Spektral İvme Katsayısı;

$$A(T) = A_0 \cdot I_S(T) \quad (2.1)$$

ile verilir. Etkin yer ivmesi katsayısı adını alan A_0 için değerler Tablo 2.1'de tanımlanmıştır [1].

Tablo 2.1 Etkin yer ivmesi katsayısı (A_0)

Deprem Bölgesi	A_0
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

Yapılan kabuller:

- Yapı 1. derece deprem bölgesinde olup $A_0=0,40$ alınmıştır.
- Bina önem katsayısı olan (I) Tablo 2.3'e göre (yapı işyeri ve büro olarak kullanılacaktır) $I=1.2$ alınmıştır [1].
- Yapının deprem hesabına esas olan kütlelerinin hesabında kullanılacak olan hareketli yük katılım katsayısı Tablo 2.2'den ($n=0.60$) olarak alınmıştır [1].

Tablo 2.2 Hareketli yük katılım katsayısı (n)

<i>Binanın Kullanım Amacı</i>	n
Depo, antrepo, vb.	0.80
Okul, öğrenci yurdu, spor tesisi, sinema, tiyatro, konser salonu, garaj, lokanta, mağaza, vb.	0.60
Konut, işyeri, otel, hastane, vb.	0.30

Tablo 2.3 Bina önem katsayısı (I)

Binanın Kullanım Amacı veya Türü	Bina Önem Katsayısı (I)
<u>1. Deprem sonrası kullanımı gereken binalar ve tehlikeli madde içeren binalar</u> a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler,dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri; vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1.5
<u>2. İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyanın saklandığı binalar</u> a) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. b) Müzeler	1.4
<u>3. İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar</u> Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları, vb.	1.2
<u>4. Diğer binalar</u> Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb)	1.0

Denklem 2.1’de Spektrum Katsayısı, $S(T)$, yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T ’ye bağlı olarak Denklem 2.2a, Denklem 2.2b, Denklem 2.2c’den uygun olan ile hesaplanacaktır.

$$S(T) = 1 + 1.5 T / T_A \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (2.2a)$$

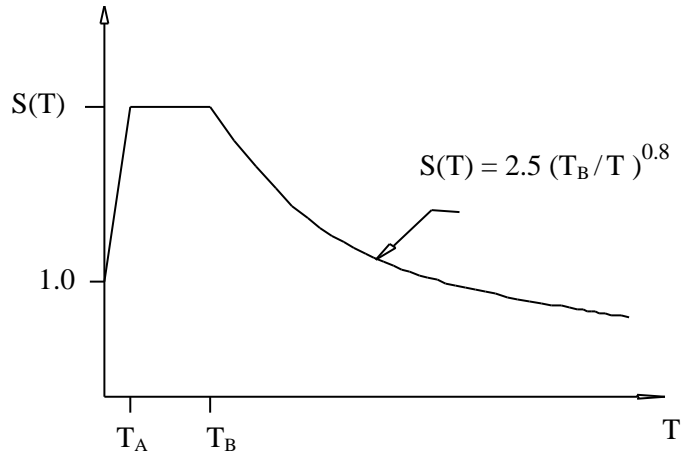
$$S(T) = 2.5 \quad (T_A < T \leq T_B) \quad (2.2b)$$

$$S(T) = 2.5 (T_B / T)^{0.8} \quad (T > T_B) \quad (2.2c)$$

Denklem 2.2a, Denklem 2.2b, Denklem 2.2c’deki Spektrum Karakteristik Periyotları, T_A ve T_B , yerel zemin sınıflarına bağlı olarak Tablo 2.4’te verilmiştir.

Tablo 2.4 - Spektrum Karakteristik Periyotları (T_A , T_B)

Yerel Zemin Sınıfı	T_A (saniye)	T_B (saniye)
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90



Şekil 2.2 İvme Spektrumu

- Yapı Z4 sınıfı zemin üzerinde bulunduğu varsayılmaktadır. $T_A=0,20$ ve $T_B=0,90$
- Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını gözönüne almak üzere Denklem 3.3a ve Denklem 3.3b 'de verilen spektral ivme

katsayısına göre bulunacak deprem yükleri, aşağıda tanımlanan Deprem Yükü Azaltma Katsayısına bölünecektir.

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5) T / T_A \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (2.3a)$$

$$R_a(T) = R \quad (T > T_A) \quad (2.3b)$$

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı R, süneklik düzeyi yüksek merkezi güçlendirilmiş çelik çaprazlı sistem kullanılmasından dolayı 7 alınmıştır [6].

Verilen yatay yük hesabına esas olan yapı ve zemin parametreleri ışığı altında yapının üç boyutlu olarak deprem hesabı ETABS v8.50 ile yapılmıştır.

Yapının modal analiz sonuçları incelendiğinde DepremYönetmeliği Madde 6.8.4 ile verilen mod katkılarının birleştirilmesi bahsindeki kurallara uygun olarak mod katkıları tam karesel birleştirme yöntemi ile birleştirilmiştir.

6.8.4 Binaya etkiyen toplam deprem yükü, kat kesme kuvveti, iç kuvvet bileşenleri, yerdeğiştirme ve görelî kat ötelemesi gibi büyüklüklerin her biri için ayrı ayrı uygulanmak üzere, her titreşim modu için hesaplanan ve eşzamanlı olmayan maksimum katkıların istatistiksel olarak birleştirilmesi için uygulanacak kurallar aşağıda verilmiştir:

- $T_s < T_r$ olmak üzere, gözönüne alınan herhangi iki titreşim moduna ait doğal periyotların daima $T_s / T_r < 0.80$ koşulunu sağlaması durumunda, maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için Karelerin Toplamının Kare Kökü Kuralı uygulanabilir.
- Yukarıda belirtilen koşulun sağlanamaması durumunda, maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için Tam Karesel Birleştirme (CQC) Kuralı uygulanacaktır. Bu kuralın uygulanmasında kullanılacak çapraz korelasyon katsayılarının hesabında, modal sönüm oranları bütün titreşim modları için %5 olarak alınacaktır.

Modal analiz için yeterli mod sayısını belirlenmesinde Deprem Yönetmeliği Madde 6.8.3 ile verilen kurala uyularak toplam 36 mod gözüne alınmıştır.

6.8.3 Hesaba katılması gereken yeterli titreşim modu sayısı, gözönüne alınan birbirine dik x ve y yatay deprem doğrultularının her birinde, her bir mod için hesaplanan etkin kütle'lerin toplamının, hiçbir zaman bina toplam kütlelerinin

%90'ından daha az olmaması kuralına göre belirlenecektir. Ayrıca gözönüne alınan deprem doğrultusunda etkin kütlesi, bina toplam kütlelerinin %5'inden büyük olan bütün titreşim modları gözönüne alınacaktır.

Modal analiz sonuçları Tablo 2.5'de verilmiştir. Bu tabloda,
 (Ux:Herhangi bir moda ait X yönü etkin kütle katılım oranı)
 (Uy:Herhangi bir moda ait Y yönü etkin kütle katılım oranı)

Tablo 2.5 - Modlara Göre Kütle Katılım oranları

Mod	Periyot	UX	UY	Top(UX)	Top(UY)
1	0.647425	0.000	19.286	0.000	19.286
2	0.395234	0.000	1.606	0.000	20.892
3	0.318445	2.196	0.000	2.196	20.892
4	0.317823	0.000	0.205	2.196	21.097
5	0.309925	0.000	0.345	2.196	21.442
6	0.300984	0.000	9.724	2.196	31.166
7	0.250582	0.001	2.913	2.197	34.079
8	0.245754	65.087	0.000	67.284	34.079
9	0.219780	0.000	1.058	67.284	35.138
10	0.214412	0.000	1.202	67.284	36.340
11	0.211568	0.000	0.251	67.284	36.591
12	0.208943	0.000	10.795	67.284	47.386
13	0.206513	0.000	11.918	67.284	59.303
14	0.196692	0.001	8.930	67.285	68.233
15	0.178137	0.000	3.717	67.285	71.950
16	0.140784	0.000	0.247	67.285	72.197
17	0.132021	0.000	10.505	67.285	82.703
18	0.125860	0.069	0.000	67.353	82.703
19	0.124117	0.000	6.865	67.353	89.567
20	0.123450	0.000	2.148	67.354	91.715
21	0.114480	23.418	0.000	90.772	91.715
22	0.111982	0.000	0.107	90.772	91.823
23	0.108637	0.040	0.822	90.812	92.645
24	0.108153	4.097	0.006	94.909	92.651
25	0.103585	0.000	0.122	94.909	92.773
26	0.102957	0.000	0.102	94.909	92.876
27	0.101535	0.001	0.534	94.910	93.409
28	0.100010	0.291	0.009	95.201	93.418
29	0.095214	0.001	1.705	95.202	95.124
30	0.086847	0.000	0.141	95.202	95.264
31	0.083854	0.000	0.167	95.202	95.432
32	0.082426	0.279	0.004	95.481	95.435
33	0.081788	0.001	0.545	95.482	95.980
34	0.080224	0.000	0.294	95.482	96.274
35	0.075558	0.000	0.033	95.482	96.306
36	0.074373	0.001	0.030	95.483	96.336

Denprem yönetmeliği 6.8.5'e göre;

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda, 6.8.4'e göre birleştirilerek elde edilen bina toplam deprem yükü V_{tB} 'nin, Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nde Denk.6.4'ten hesaplanan bina toplam deprem yükü V_t 'ye oranının aşağıda tanımlanan β değerinden küçük olması durumunda ($V_{tB} < \beta V_t$), Mod Birleştirme Yöntemi'ne göre bulunan tüm iç kuvvet ve yerdeğiştirme büyüklükleri, Denklem 2.4'e göre büyütülecektir.

$$B_D = (\beta V_t / V_{tB}) B_B \quad 2.4$$

A1, B2 veya B3 türü düzensizliklerden en az birinin binada bulunması durumunda Denklem 2.5'de $\beta=1.00$, bu düzensizliklerden hiçbirinin bulunmaması durumunda ise $\beta=0.90$ alınacaktır.

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen Toplam Eşdeğer Deprem Yükü (taban kesme kuvveti), V_t , Denklem 2.5 ile belirlenecektir:

$$V_t = \frac{W A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 A_o I W \quad (2.5)$$

Denklem 2.5'te yer alan ve binanın deprem sırasındaki toplam ağırlığı olarak gözönüne alınacak olan W , Denklem 2.6 ile belirlenecektir.

$$W = \sum_{i=1}^N w_i \quad (2.6)$$

Denklem 2.6'teki w_i kat ağırlıkları ise Denklem 2.7 ile hesaplanacaktır.

$$w_i = g_i + n q_i \quad (2.7)$$

Denklem 2.7'de yer alan Hareketli Yük Katılım Katsayısı, n , Tablo 2.2'de verilmiştir ve bu değer mevcut yapı için 0.6 alınmıştır.

- Yapının deprem yükünün hesabında dikkate alınan ağırlığı

$$\sum W = 2396.22 \times 9.81 = 23506.92 \text{ kN.sn}^2/m.$$

Yapının modal analiz sonuçları incelendiğinde eşdeğer deprem yükü ile toplam taban kesme kuvvetinin hesaplamasında kullanılması gereken X ve Y doğrultusu karakteristik öteleme periyotlarının yapının X ve Y doğrultusundaki hareketini en iyi temsil eden (içinde barındıran)

$$T_x=0.246 \text{ s (8. Mod)}$$

$$T_y=0.647 \text{ s (1. Mod)}$$

olduğu görülür. Bu periyotlar ve Denklem 2.2a yardımı ile,

$$S(T_x) = 2.5$$

“X doğrultusu Spektrum katsayısı”

$$S(T_y) = 2.5$$

“Y doğrultusu Spektrum katsayısı”

Sistemin toplam taban kesme kuvveti Denklem 2.5 ile hesaplanır.

$$V_{tx} = V_{ty} = \frac{23506.92 \times 1.2 \times 0.4 \times 2.5}{7} = 4029.76 \text{ kN} > 0.10 \times 1 \times 23506.92 = 2350.69 \text{ kN}$$

Modal analiz ile bulunan ve katsayılarla yükseltelen kesme kuvvetleri aşağıda verilmiştir.

	<u>X(kN)</u>	<u>Y(kN)</u>
SPECX (Toplam)	4029.60	138.90
SPECY (Toplam)	2355.20	4030.00

3. YAPININ ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI VE BİRLEŞİMLERİN DETAYLANDIRILMASI

Yapı elemanları boyutlandırılırken elemanın taşıyıcı sistemdeki görevi dikkate alınmış, hesaplanan iç kuvvetlerin oluşturduğu kombinasyon değerlerine göre TS648’de verilen hesap yöntemleri kullanılmıştır. Her elemanın ekleri ve bağlantı detayları elemanın boyutlandırılması sonrasında hesaplanmış ve bölüm başlığına dahil edilmiştir. Farklı çözümlerin önerildiği elemanlarda ise sadece seçilen kesiti içeren çözümün detayı verilmiştir.

3.1 Aşıkların Boyutlandırılması

Aşık kirişlerinin hesabını yapmadan önce boyutlandırmada uygulanan statik sistemin seçilmesi gerekir. Bu statik sistemler şunlardır:

- Basit kiriş
- Sürekli kiriş

Statik sistemin seçiminin yapılması aşağıdaki karşılaştırmaların sonucunda yapılmıştır.

Basit kiriş: Gerek imalat, gerek montaj yönlerinden en kolay uygulanan sistemdir. Sakıncaları ise, büyük moment değeri vermesi sonucu kesitin ekonomik çıkmaması ve profillerin fazla kesilmesi nedeniyle malzeme kaybının çok olmasıdır. Aşığın basit kiriş olarak boyutlandırıldığı sistemde, kesitin belirlenmesinde esas olan moment değeri Denklem 3.1’e göre hesaplanır. Aşığın sehimi Denklem 3.2 ile hesaplanır.

$$M = \frac{q \times l^2}{8} \quad (3.1)$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I} \quad (3.2)$$

- q : Elemanın üzerinde bulunan yayılı yük değeri.
l : Yükün yayılı olduğu elemanın boyu.
I : Elemanın yük doğrultusuna dik doğrultudaki atalet momenti.
E : Elemanın elastisite momenti

Sürekli kiriş: Bir önceki sisteme göre moment değerinin küçük olması ekonomik kesitlere gitme olanağı doğurur. Malzeme kayıpları da daha az meydana gelir. Bunlara karşın, ek problemi ile montaj zorluğu ortaya çıkar, yani basit kiriş sisteminde avantaj olan ayrıntılar burada sorun yaratabilir. Sürekli kiriş şeklindeki aşık sistemlerinde göz önüne tutulacak moment değerleri Denklem 3.3 ve Denklem 3.4'e göre hesaplanacaktır. Sehim miktarı ise Denklem 3.5 ile hesaplanacaktır.

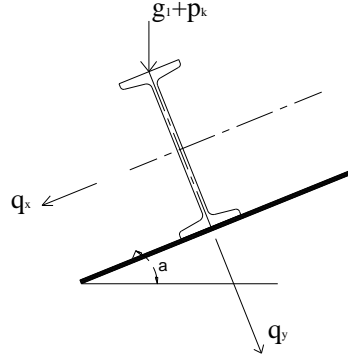
$$\text{Kenar açıklık ve birinci iç mesnette; } M_1 = \frac{q \times l^2}{11} \quad (3.3)$$

$$\text{İç açıklık ve diğer mesnetlerde } M_2 = \frac{q \times l^2}{16} \quad (3.4)$$

$$f = 0.248 \times \frac{q \times l^4}{I} \quad (3.5)$$

- q : Elemanın üzerinde bulunan yayılı yük değeri.
l : Yükün yayılı olduğu elemanın boyu.
I : Elemanın yük doğrultusuna dik doğrultudaki atalet momenti.

Aşıklar, genellikle çatı eğimine dik olarak yerleştirilen elemanlardır. Bu nedenle de, öz ağırlık ile kar yükü yük doğrultusu, aşık kesitinin gövdesine paralel ekseni ile çatı eğimi kadar bir açı yapar. Şekil 3.1'de yüklerin aşığa etkime şekli görülmektedir.



Şekil 3.1 Yüklerin Aşığa Etkime Şekli

Yükler Denklem 3.6 ve Denklem 3.7 ile eleman eksen takımına dönüştürülür gerilme ve sehim kontrol edilerek aşık boyutlandırılmış olur.

$$q'_x = q \times \cos\alpha \quad (3.6a)$$

$$q'_y = q \times \sin\alpha \quad (3.6b)$$

Gerilme kontrolü Denklem 3.7, sehim kontrolü 3.8'a göre yapılır.

Gerilme kontrolü:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_{cem} \quad (3.7)$$

Sehim kontrolü:

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \leq f_{max} \left(= \frac{l}{300} \right) \quad (3.8)$$

3.1.1 Aşıkların Hadde Profili Olarak Boyutlandırılması

Aşığın hadde profili olarak boyutlandırılması iki açıklıkta sürekli ve üçte bir noktalarından gergili olarak yapılmıştır.

Aşık yük analizi:

Alüminyum sac	:	0.10 kN/m ²
Aşık özağırlığı	:	0.10 kN/m ²
Havalandırma ve yangın söndürme tertibatı	:	0.50 kN/m ²
		<hr/>
		$g_1=0.70 \text{ kN/m}^2$
Kar yükü	:	$p_k=0.75 \text{ kN/m}^2$

$$q = g_1 + p_k = 0.70 + 0.75 = 1.45 \text{ kN/m}^2$$

Çatı eğimi; $\alpha=9.40^\circ$, $\cos\alpha=0.987$, $q.\sin\alpha=0.163$

$$q'_x = q.\cos\alpha = 1.45 \times 0.987 = 1.43 \text{ kN/m}^2 \quad (3.6a)$$

$$q'_y = q.\sin\alpha = 1.45 \times 0.163 = 0.24 \text{ kN/m}^2 \quad (3.6b)$$

$$q_x = q'_x \times b = 1.43 \times 3.20 = 4.58 \text{ kN/m} \quad (\text{b: iki aşık arasındaki mesafe})$$

$$q_y = q'_y \times b = 0.24 \times 3.20 = 0.77 \text{ kN/m}$$

$$M_x = \frac{q_x \times l^2}{11} = \frac{4.58 \times 12^2}{11} = 59.96 \text{ kNm} \quad (3.3)$$

$$M_y = \frac{q_y \times l^2}{11} = \frac{0.77 \times (12/3)^2}{11} = 1.12 \text{ kNm} \quad (3.3)$$

Tablo 3.1 Aşık Elemanın Karakteristik Özellikleri

Kesit	F (cm ²)	I _{xx} (cm ⁴)	I _{yy} (cm ⁴)	W _{xx} (cm ³)	W _{yy} (cm ³)
IPE 300	53.80	8360.00	604.00	557.00	80.50

Gerilme Kontrolü:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{5996}{557} + \frac{1.12}{80.5} = 10.77 + 0.01 = 10.78 \text{ kN/cm}^2 \leq 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

Sehim Kontrolü:

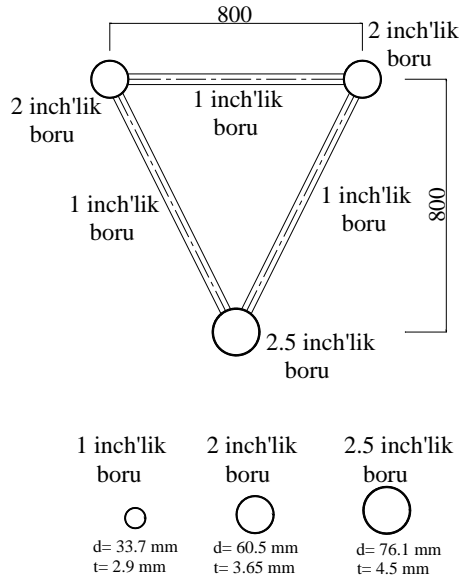
$$f_x = 0.248 \frac{q_x \times l^4}{I_x} = 0.248 \frac{4.58 \times 12^4}{8360} = 2.82 \text{ cm} \quad (3.5)$$

$$f_y = 0.248 \frac{q_y \times l^4}{I_y} = 0.248 \frac{0.77 \times (12/3)^4}{604} = 0.08 \text{ cm} \quad (3.5)$$

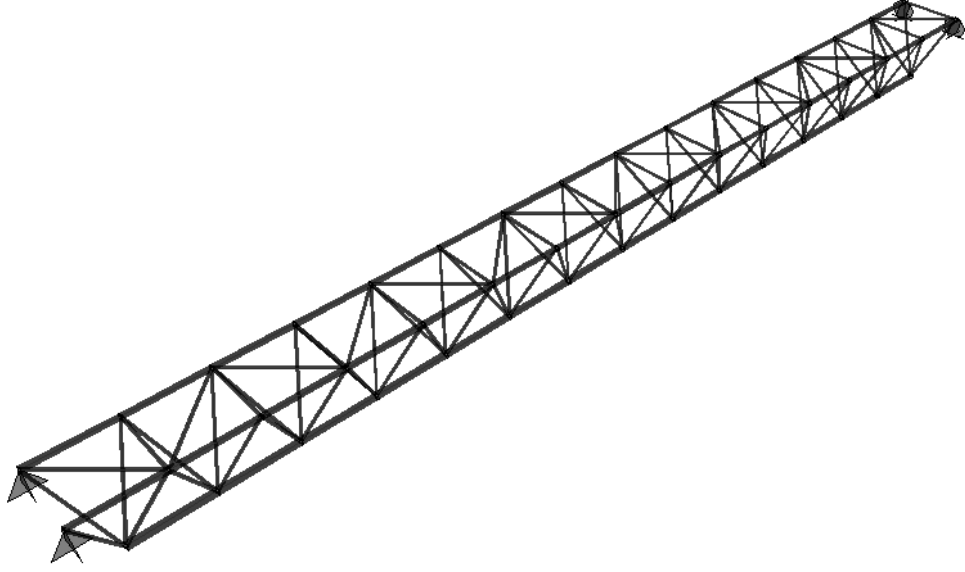
$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{2.82^2 + 0.08^2} = 2.82 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} = \frac{l}{300} \quad (3.8)$$

3.1.2 Aşıkların Uzay Aşık Olarak Boyutlandırılması

Uzay aşık sistemi SAP2000 v8.3.7’de modellenmiş, Şekil 3.3, aynı yükler altında bir uzay aşık seçilmiştir. Uzay kafes aşığın yüksekliği ve genişliği 80 cm seçilmiştir. (1) no’lu eleman 2.5 inch (76.1 mm), (2) ve (3) no’lu elemanlar 2 inch (60.5 mm), örgü elemanları ise Şekil 3.2’de görüldüğü gibi 1 inch ‘lik (33.7 mm) borulardan seçilmiştir. Boru elemanlar St37 kalitesindedir.



Şekil 3.2 Uzay Aşık Kesit Görüntüsü



Şekil 3.3 Uzay Aşık Üç Boyutlu Görünüşü

2.5 inch (76.1 cm)'lik boru elemanların boyutlandırılması (çekme elemanı):

$$\sigma_{\text{çem}} = 14.44 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{St 37 kalitesindeki elemanların çekme emniyet gerilmesi})$$

$$F = 10.12 \text{ cm}^2 \quad (\text{Boru enkesit alanı})$$

$$P = 105.12 \text{ kN} \quad (\text{Eleman iç kuvvet değeri})$$

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{105.12}{10.12} = 10.39 \text{ kN/cm}^2 < 14.44 \text{ kN/cm}^2$$

2 inch'lik boru elemanların boyutlandırılması (basınç elemanı):

$$P = -64.46 \text{ kN}$$

$$F = 6.52 \text{ cm}^2 \quad (\text{Boru elemanın en kesit alanı})$$

$$L = 80 \text{ cm} \quad (\text{Elemanın boyu})$$

$$I_{xx} = I_{yy} = 26.45 \text{ cm}^4 \quad (\text{Boru elemanın atalet momenti})$$

$$i_{xx} = i_{yy} = 2.01 \text{ cm} \quad (\text{Boru elemanın atalet yarıçapı})$$

$$\lambda = \frac{80}{2.01} = 39.80 \quad \rightarrow \omega = 1.07 \quad (\text{Ek A})$$

$$\sigma = \omega \times \frac{P}{F} = 1.07 \times \frac{64.46}{6.52} = 10.58 \text{ kN/cm}^2 < 18.50 \text{ kN/cm}^2$$

1 inch'lik boru elemanların boyutlandırılması:

$$P = \pm 16.77 \text{ kN}$$

$$F = 2.81 \text{ cm}^2 \quad (\text{Boru elemanın en kesit alanı})$$

$$L = 94.34 \text{ cm} \quad (\text{Elemanın boyu})$$

$$I_{xx} = I_{yy} = 3.36 \text{ cm}^4 \quad (\text{Boru elemanın atalet momenti})$$

$$i_{xx} = i_{yy} = 1.09 \text{ cm} \quad (\text{Boru elemanın atalet yarıçapı})$$

Basınç elemanı olarak boyutlandırması:

$$\lambda = \frac{94.34}{1.09} = 86.55 \quad \rightarrow \omega = 1.48 \quad (\text{Ek A})$$

$$\sigma = \omega \times \frac{P}{F} = 1.48 \times \frac{16.77}{2.81} = 8.83 \text{ kN/cm}^2 < 11.88 \text{ kN/cm}^2$$

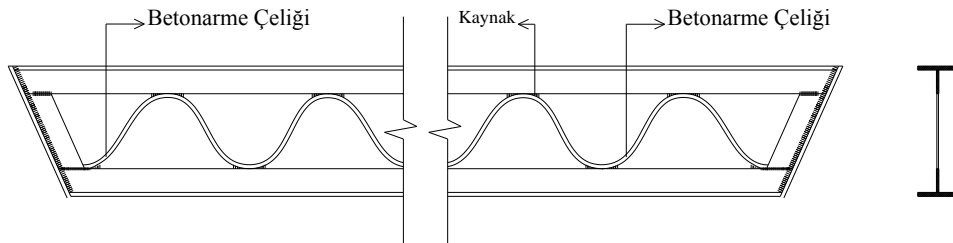
Çekme elemanı olarak boyutlandırması:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{16.77}{2.81} = 5.97 \text{ kN/cm}^2 < 11.88 \text{ kN/cm}^2$$

$$G = 0.338 \text{ kN/m} \quad (\text{Uzay aşığın metredeki ağırlığı})$$

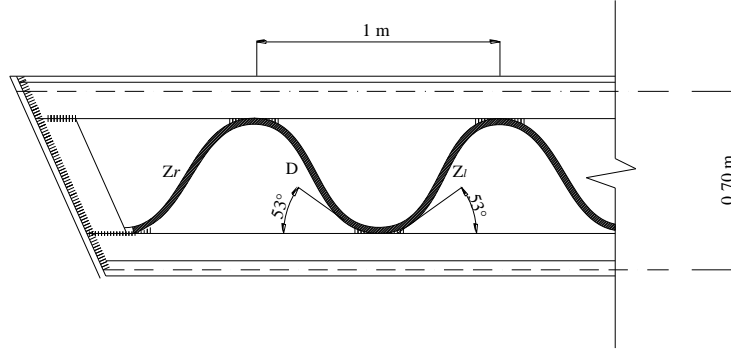
3.1.3 Aşıkların R Kiriş Olarak Boyutlandırılması

Aşıkların değişik çözümleri aranırken son olarak R kirişi şeklinde boyutlama yapılmıştır (Şekil 3.4). R kirişleri, I hadde profillerinin ağır olduğu ve dolayısıyla ekonomik olmadığı büyük açıklıklarda aşıklar, makas ve döşeme kirişi olarak kullanılır. I hadde profiline göre sistem yüksekliği daha büyük olduğundan daha az sehim yapar.

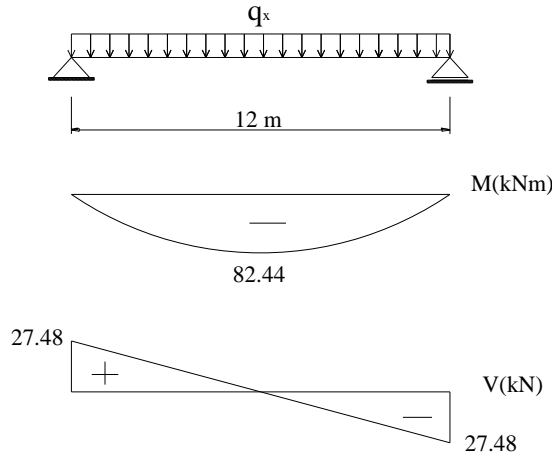


Şekil 3.4 R Kirişi Genel Görünüşü

R kiriş hesabı, moment değerinin kuvvet çiftine dönüştürülüp bulunan çekme ve basınç değerlerine göre elemanların kontrolüne dayanır. Diyagonal olarak kullanılan betonarme çeliğinin burkulma boyu EK B’da verilen burkulma boyu ve mesnetlenme koşullarına göre çizilmiş Resinger eğrilerinden faydalanılmıştır. R kirişi yüksekliği tavsiye edildiği gibi l/15-20’de mertebesinde seçilmiştir. Şekil 3.5’de seçilen ön boyutlar görülmektedir.



Şekil 3.5 R Kirişi Ön Boyutları



Şekil 3.6 R Kirişi İç Kuvvet Diyagramları

D ve Zi değerlerinin hesaplanması:

$$\cos 53 = 0.6, \sin 53 = 0.8$$

$$\frac{4}{6} = \frac{V_i}{27.48} \Rightarrow V_i = 18.32 \text{ kN}$$

$$\frac{5}{6} = \frac{V_D}{27.48} \Rightarrow V_D = 22.90 \text{ kN}$$

$$D = \frac{22.90}{0.8} = 28.63 \text{ kN}$$

$$Z_r = \frac{27.48}{0.8} = 34.35 \text{ kN}$$

$$Z_1 = \frac{18.32}{0.8} = 22.90 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{array}{l} k_r = \frac{34.35}{28.63} = 1.19 \rightarrow S_r = 0.605 \\ k_1 = \frac{22.90}{28.63} = 0.8 \rightarrow S_l = 0.635 \end{array} \right\} \Rightarrow S_k = 0.620 \quad (\text{EK C})$$

Diyagonaller için hesap yapılırken betonarme çeliğinin gerçek boyu bulunur ve tablodan okunan değerle hesap boyu belirlenir [17].

$$L = 0.876 \text{ m} \quad (\text{Diyagonalin gerçek boyu})$$

$$P = 34.35 \text{ kN} \quad (\text{Diyagonale gelen basınç kuvveti})$$

Seçilen kesit: $\Phi 24$ Betonarme Çeliği

$$F = 4.52 \text{ cm}^2, I_{xx} = I_{yy} = 1.629 \text{ cm}^4, i_{xx} = i_{yy} = 0.6 \text{ cm}$$

$$S = S_k \times L = 0.62 \times 0.876 = 0.543 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{54.3}{0.6} = 90.5 \rightarrow \omega = 1.77$$

$$\sigma = \omega \times \frac{P}{F} = 1.77 \times \frac{34.35}{4.52} = 13.45 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

İşçiliğin artmaması için alt başlık ve üst başlık Stahlbau-Profile'dan T hazır profil seçilmiştir. Diğer elemanlar boyutlandırılırken en büyük moment değeri kuvvet kollarına çevrilir alt başlık çekme elemanı olarak, üst başlık basınç elemanı olarak boyutlandırılır.

$$M_{\max} = 82.44 \text{ kNm} \quad (\text{Şekil 3.6'dan okunan moment değeri})$$

$$P = \frac{M}{h} = \frac{82.44}{0.7} = 117.77 \text{ kN} \quad (h; \text{profil ağırlık eksenleri arasında kalan mesafe})$$

Alt başlığın boyutlandırılması:

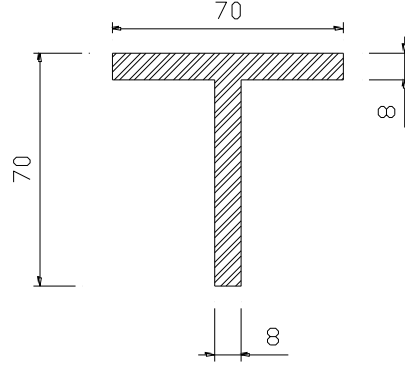
L=1m

(iki diyagonal arasındaki mesafe)

Seçilen kesit: (Şekil 3.7)

T70

$F=10.6 \text{ cm}^2$, $I_{xx} = 44.4 \text{ cm}^4$, $I_{yy} = 22.1 \text{ cm}^4$, $i_{xx} = 2.05 \text{ cm}$, $i_{yy} = 1.44 \text{ cm}$



Şekil 3.7 Alt Başlık Kesiti

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{117.77}{10.6} = 11.11 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

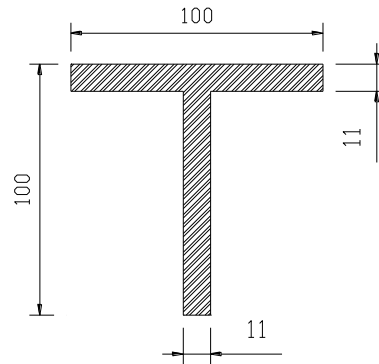
Üst başlığın boyutlandırılması:

L=1m

(iki diyagonal arasındaki mesafe)

Seçilen kesit: T100 (Şekil 3.8)

$F=16.4 \text{ cm}^2$, $I_{xx} = 179 \text{ cm}^4$, $I_{yy} = 88.3 \text{ cm}^4$, $i_{xx} = 2.92 \text{ cm}$, $i_{yy} = 2.05 \text{ cm}$



Şekil 3.8 Üst Başlık Kesiti

$$\lambda = \frac{100}{3.51} = 28.50 \rightarrow \omega = 1.08$$

$$\sigma = 1.08 \times \frac{117.77}{16.4} = 7.76 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

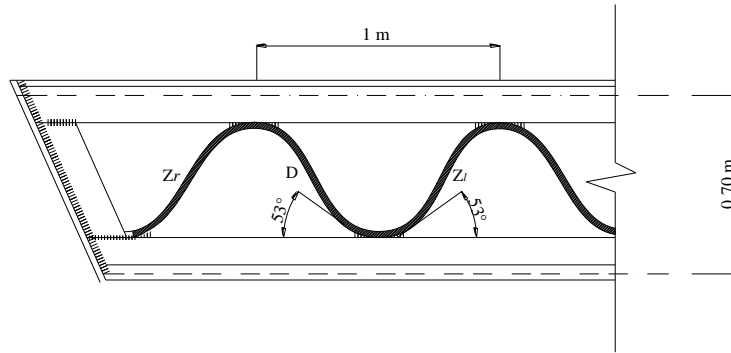
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I} \quad (\text{f; Basit kirişte sehim miktarı})$$

$$f_x = \frac{5}{384} \times \frac{0.00458 \times 1200^4}{2100 \times 34685} = 1.7 \text{ cm}$$

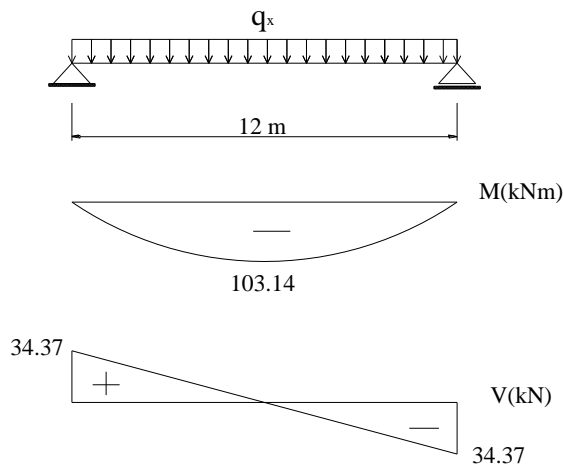
$$f = \sqrt{1.7^2 + 1.1^2} = 2.02 \text{ cm} < 4 \text{ cm} = \frac{l}{300}$$

$$G = 0.164 + 0.083 + 0.04 = 0.287 \text{ kN/m} \quad (\text{R Kirişin metredeki ağırlığı})$$

Çerçeve Aşıklarının Boyutlandırılması:



Şekil 3.9 R Kirişi Ön Boyutları



Şekil 3.10 R Kirişi İç Kuvvet Diyagramları

D ve Z₁ değerleri hesaplanması :

$$\cos 53 = 0.6, \sin 53 = 0.8$$

$$\frac{4}{6} = \frac{V_1}{34.37} \Rightarrow V_1 = 22.91 \text{ kN}$$

$$\frac{5}{6} = \frac{V_D}{34.37} \Rightarrow V_D = 28.64 \text{ kN}$$

$$D = \frac{28.64}{0.8} = 35.8 \text{ kN}$$

$$Z_r = \frac{34.37}{0.8} = 42.96 \text{ kN}$$

$$Z_1 = \frac{22.91}{0.8} = 28.64 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{array}{l} k_r = \frac{42.96}{35.8} = 1.20 \rightarrow S_r = 0.605 \\ k_1 = \frac{28.64}{35.8} = 0.8 \rightarrow S_l = 0.635 \end{array} \right\} \Rightarrow S_k = 0.620 \quad (\text{EK C})$$

Diyagonaller için hesap yapılırken betonarme çeliğinin gerçek boyu bulunur ve tablodan okunan değerle hesap boyu belirlenir [17].

$$L = 0.830 \text{ m} \quad (\text{Diyagonalin gerçek boyu})$$

$$P = 42.96 \text{ kN} \quad (\text{Diyagonale gelen basınç kuvveti})$$

Seçilen kesit: $\Phi 26$ Betonarme Çeliği

$$F = 5.31 \text{ cm}^2, I_{xx} = I_{yy} = 2.24 \text{ cm}^4, i_{xx} = i_{yy} = 0.65 \text{ cm}$$

$$S = S_k \times L = 0.62 \times 0.830 = 0.515 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{51.5}{0.65} = 79.23 \rightarrow \omega = 1.61$$

$$\sigma = \omega \times \frac{P}{F} = 1.61 \times \frac{42.96}{5.31} = 13.03 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{\max} = 103.14 \text{ kNm} \quad (\text{Şekil 3.10'den okunan moment değeri})$$

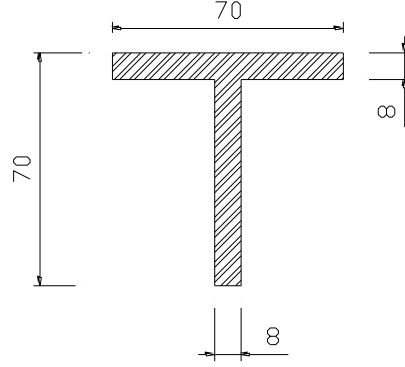
$$P = \frac{M}{h} = \frac{103.14}{0.7} = 147.34 \text{ kN} \quad (\text{h; profil ağırlık eksenleri arasında kalan mesafe})$$

Alt başlığın boyutlandırılması:

$$L=1\text{m} \quad (\text{iki diyagonal arasındaki mesafe})$$

Seçilen kesit: (Şekil 3.11)

$$T70; F=10.6 \text{ cm}^2, I_{xx} = 44.4 \text{ cm}^4, I_{yy} = 22.1 \text{ cm}^4, i_{xx} = 2.05 \text{ cm}, i_{yy} = 1.44 \text{ cm}$$



Şekil 3.11 Alt Başlık Kesiti

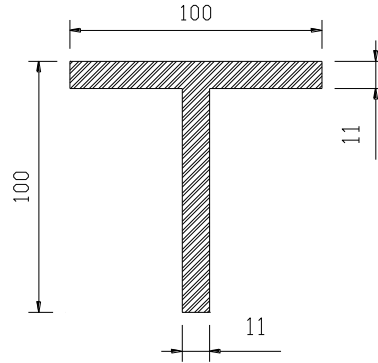
$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{147.34}{10.6} = 13.90 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

Üst başlığın boyutlandırılması:

$$L=1 \text{ m} \quad (\text{iki diyagonal arasındaki mesafe})$$

Seçilen kesit: T100 (Şekil 3.12)

$$F=16.4 \text{ cm}^2, I_{xx} = 179 \text{ cm}^4, I_{yy} = 88.3 \text{ cm}^4, i_{xx} = 2.92 \text{ cm}, i_{yy} = 2.05 \text{ cm}$$



Şekil 3.12 Üst Başlık Kesiti

$$\lambda = \frac{100}{3.51} = 28.50 \rightarrow \omega = 1.08$$

$$\sigma = 1.08 \times \frac{147.34}{16.4} = 9.70 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I} \quad (\text{f; Basit kirişte sehım miktarı})$$

$$f_x = \frac{5}{384} \times \frac{0.00573 \times 1200^4}{2100 \times 34685} = 2.12 \text{ cm}$$

$$f = 2.12 \text{ cm} < 4 \text{ cm} = \frac{l}{300}$$

Değişik çözümlerde bulunan aşık ağırlıklarının karşılaştırılmasıyla R kirişinin daha hafif olacağı görülmüştür.

R kirişinin zayıf yönde deplasmanlarını tutmak amacıyla üçte bir noktalarından gergilerle tutulmuştur. Gergiler yuvarlak demirden seçilmiştir. Profillere bulun tarzında bağlanılmıştır, bundan ötürü de gergi demiri uçlarına dış açılır ve gerilme kontrolleri dış dibi alanlarına göre yapılmıştır. Gergilerdeki (Z_{\max}) en büyük çekme kuvveti eğik gergi çubuğunda oluşur.

$$\text{İki gergi halinde } Z_{\max} = \frac{1}{\cos\beta} \left(q_y \times \frac{L}{3} \times \frac{n-3}{2} \right) \quad (3.9a)$$

$$Z_{\max} = \frac{1}{\cos\beta} \left(q_y \times \frac{L}{3} \times \frac{n-3}{2} \right) = \frac{1}{0.949} \left(0.77 \times \frac{12}{3} \times \frac{13-3}{2} \right) = 16.23 \text{ kN} \quad (3.9b)$$

Seçilen gergi enkesiti :

$$\Phi 14 \rightarrow F_d = \frac{\pi \times (0.86 \times 1.4)^2}{4} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{Z_{\max}}{F_d} = \frac{16.23}{1.14} = 14.24 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

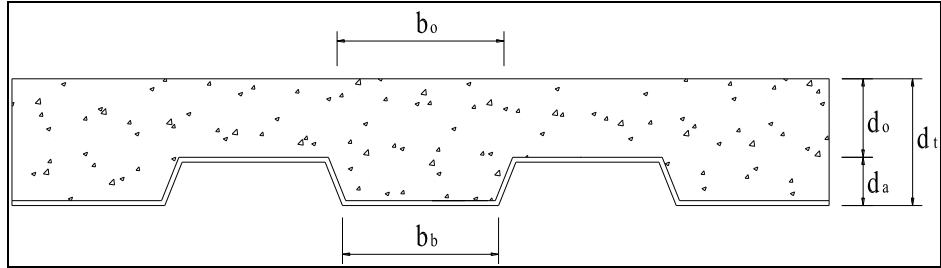
3.2 Kompozit Döşeme Hesabı

Kompozit çalışmanın gerçekleşebilmesi için, katlanmış çelik sac ile betonun beraber çalışması gerekir. Sac ile beton arasındaki aderans, bu beraber çalışma için yeterli değildir ve ihmal edilir. Aderansın sağlanması için Şekil 3.13'de olduğu gibi çelik kamalar kullanılmıştır.



Şekil 3.13 Kompozit Döşeme Beton-Çelik Bağlantı Tipi

Plak bir miktar hasır donatı ile güçlendirilmiştir. Hasır donatı konulmasının sebebi yükün homojen dağıtılması ve yangın mukavemetini artırmaktır. [16] Korozyona dayanıklı olması açısından galvanize sac kullanılmıştır. Çelik sacın elastisite modülü 220000 kN/m^2 'dir. Sac kalınlığı t , en az 0.7 mm olmalıdır. Sac kalınlığı 1 mm seçilmiştir, ve minimum sac kalınlığından büyüktür.



Şekil 3.14 Sac Profil ve Plâğın Boyutları

$$\left. \begin{array}{l} b_0 \geq 50 \text{ mm} \\ d_0 \geq 50 \text{ mm} \\ d_t \geq 90 \text{ mm} \\ d_a \leq 80 \text{ mm} \end{array} \right\} \quad (3.10)$$

Katlanmış Sacın Kalıp Sürecinde Çalışması :

Katlanmış sac, kalıp görevini üstlenirken, üzerine yük olarak; kendi ağırlığı (g_a), beton ağırlığı (g_b), ve inşaat süreci hareketli (p_0) yükleri gelir. Mesnet açıklığı 3 m 'den küçük olduğu için $p_0=2 \text{ KN/m}^2$ olarak alınmıştır.

Katlanmış sactaki kesit zorları sürekli kiriş kabulüyle belirlenmiştir.

Karma Çalışma Süreci :

Kompozit plak, bu aşamada bütün işletme yüklerini (g+q) taşıyacak şekilde ele alınmıştır. Mesnetlerde kesitin %0.2'si kadar mesnet donatısı koyulmuştur.

Kompozit Döşeme Mukavemet Hesapları :

Kompozit döşeme mukavemet hesapları 1 metre genişliğinde döşeme şeridi için yapılmıştır.

$$Z = \alpha_a \times \sigma_F \times A_s \quad (3.11)$$

$$y = \frac{Z}{\alpha_b \times \sigma_{br} \times (100\text{cm})} \leq \begin{cases} d_0 \\ d_s / 2 \end{cases} \quad (3.12)$$

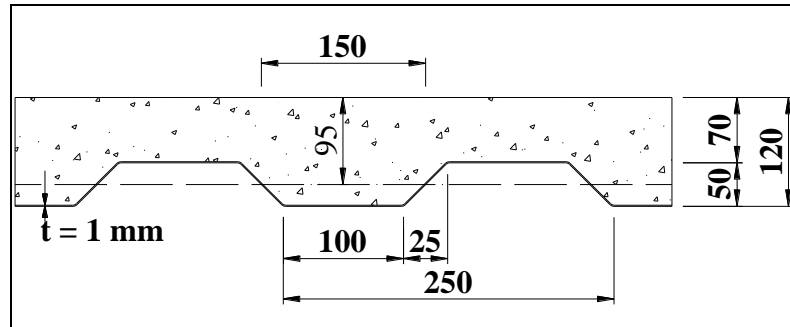
$$M_u = Z \times \left(d_s - \frac{y}{2} \right) \quad (3.13)$$

Sehim Kontrolü :

$$b' = \frac{b_{\text{eff}}}{2 \times n} \quad (3.14)$$

$$f_{\text{max}} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^2}{E \times I} \quad (3.15)$$

Karma çalışma ön koşullarının irdelenmesi:



Şekil 3.15 Yapıda Kullanılan Kompozit Döşeme Kesiti

$$t = 1 \text{ mm} > t_{\min} = 0.7 \text{ mm}$$

$$d_a = 50 \text{ mm} < \max d_a = 80 \text{ mm}$$

$$d_0 = 70 \text{ mm} > \min d_0 = 50 \text{ mm}$$

$$d_t = 120 \text{ mm} > \min d_t = 90 \text{ mm}$$

Çelik sac levha, simetrik dalgalı olduğu için ağırlık merkezi 50 mm yükseliğin ortasından geçer.

$$b_0 = 125 \text{ mm} > \min b_0 = 50 \text{ mm}$$

$$r = 5 \text{ mm} < \max r = 8 \text{ mm} (t \leq 2 \text{ mm için})$$

$$d_s = 95 \text{ mm}$$

Yüklerin Belirlenmesi :

$$A_s = 2 \times \left(10 + \sqrt{2.5^2 + 5^2} \right) \times \frac{100}{25} \times 0.1 = 12.47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$g_a = 0.001247 \times 1 \times 78.5 = 0.1 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Katlanmış çelik sac})$$

$$g_b = \left(1 \times 0.07 + \frac{1}{0.25} \times \frac{0.1 + 0.15}{2} \times 0.05 \right) \times 1 \times 25 = 2.38 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Beton})$$

$$g_s = g_b + g_a = 0.1 + 2.38 = 2.48 \text{ kN/m}^2$$

$$g' = 0.07 \times 22 = 1.54 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Sıva+Kaplama})$$

$$g = 2.48 + 1.54 = 4.02 \text{ kN/m}^2$$

Katlanmış çelik sacın kalıp sürecinde hesabı (1 m genişlik için) :

$$g = 2.48 \text{ kN/m} = 2.48 \text{ kg/cm}$$

$$p = 2.00 \text{ kN/m} = 2.00 \text{ kg/cm}$$

$$I_a = \frac{100}{25} \times 2 \times \left(\frac{0.1 \times 5^3}{12} + 0.1 \times 10 \times 2.45^2 \right) = 56.35 \text{ cm}^4 \quad (\text{Çelik sacın atalet momenti})$$

$$\max f = (0.00677 \times 2.48 + 0.00990 \times 2) \times 100^4 \times \frac{1}{2.1 \times 10^6 \times 56.35} = 0.031 \text{ cm}$$

$$\max f = 0.031 < f_{\lim} = \frac{100}{150} = 0.667 \text{ cm} \quad (\text{uygun})$$

$$\max |M| = (0.08 \times 2.48 + 0.117 \times 2.00) \times 1^2 = 0.43 \text{ kNm}$$

$$\max f = (0.00677 \times 2.48 + 0.00990 \times 2) \times 100^4 \times \frac{1}{2.1 \times 10^6 \times 56.35} = 0.031 \text{ cm}$$

$$\max f = 0.031 < f_{\text{lim}} = \frac{100}{150} = 0.667 \text{ cm}$$

$$\max |M| = (0.08 \times 2.48 + 0.117 \times 2.00) \times 1^2 = 0.43 \text{ kNm}$$

$$\max |Q| = (0.60 \times 2.48 + 0.617 \times 2.00) \times 1 = 2.72 \text{ kN}$$

$$\frac{b''}{t} = \frac{10}{0.1} = 100 > 45 \sqrt{\frac{2.35}{2.2}} = 46.5 \quad (\text{Kalın cidarlı hesap yapılamaz})$$

$$b' = 10 - 2 \times 0.5 = 9 \text{ cm}$$

$$\frac{b'}{t} = \frac{9}{0.1} = 90 < 500, \quad d'_g = \sqrt{2.5^2 + 5^2} - 2 \times 0.5 = 4.59 \text{ cm}$$

$$\frac{d'_g}{t} = \frac{4.59}{0.1} = 45.9 < 150 \quad (\text{İnce cidarlı hesap yapılabilir})$$

$$\sigma = \sigma_{\text{cm}} = 0.6 \times \sigma_F = 0.6 \times 22 = 13.2 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{b'}{t} = 90 > 1.64 \sqrt{\frac{21000}{13.2}} = 65.4$$

$$b_e = 1.64 \times 0.1 \times \sqrt{\frac{21000}{13.2}} = 6.54 \text{ cm}$$

$$b'' - b_e = 10 - 6.54 = 3.46 \text{ cm}$$

$$y' = \frac{-3.46 \times 0.1 \times 4 \times 2.45}{12.47 - 3.46 \times 0.1 \times 4} = -0.306 \text{ cm}$$

Negatif değer aşağıya kaymayı belirtmektedir.

$$I_e = 56.35 - 4 \times 3.46 \times 0.1 \times 2.45^2 - (12.47 - 4 \times 3.46 \times 0.1) \times 0.306^2 = 47 \text{ cm}^2$$

$$W_e = \frac{47}{2.806} = 16.75 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{43}{16.75} = 2.58 \text{ kN/cm}^2 < 13.2 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau = \frac{2.72}{2 \times (5 - 2 \times 0.1) \times 0.1 \times 4} = 0.71 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\sigma_v = \sqrt{2.58^2 + 3 \times 0.71} = 2.86 \text{ kN/cm}^2 < 0.75 \times 22 = 16.5 \text{ kN/cm}^2$$

Karma plakta taşıma gücü kontrolü (1 metre genişlik için) :

$$q = 4.02 + 3.50 = 7.52 \text{ kN/m}$$

$$Z = 1 \times 22 \times 12.47 = 274.34 \text{ kN} \quad (3.11)$$

$$y = \frac{274.34}{0.7 \times 3.5 \times 100} = 1.12 < \begin{cases} d_o = 7 \text{ cm} \\ \frac{d_s}{2} = \frac{9.5}{2} = 4.75 \text{ cm} \end{cases} \quad (3.12)$$

$$M_u = 274.34 \times \left(9.5 - \frac{1.306}{2}\right) = 2427 \text{ kNcm} \quad (3.13)$$

$$\max |M| < M_u, 160 \text{ kNcm} < 2427 \text{ kNcm}$$

Sehim kontrolü:

$$E_b = 3200 \text{ kN/cm}^2, E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$n = \frac{21000}{3200} = 6.56$$

Eşdeğer kesit:

$$\frac{100}{2 \times 6.56} = 7.62 \text{ cm}$$

$$F_b = 7 \times 7.62 = 53.34 \text{ cm}^2$$

$$F_a = 12.47 \text{ cm}^2$$

$$y_o = \frac{53.34 \times 3.5 + 12.47 \times 2.5}{53.34 + 12.47} = 3.31 \text{ cm}$$

$$y_u = 7 + 5 - 3.31 = 8.69 \text{ cm}$$

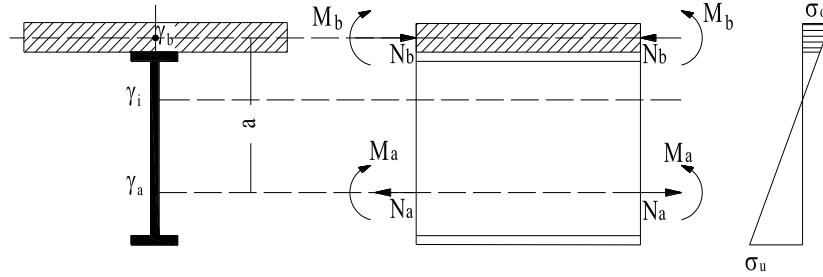
$$I_x = \frac{7.62 \times 7^3}{12} + 53.34 \times (3.31 - 3.5)^2 + 56.35 + 12.47 \times (8.69 - 2.5)^2$$

$$I_x = 753.90 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{0.0752 \times 100^4}{2.1 \times 10^4 \times 753.90} = 0.006 \text{ cm} < \frac{100}{300} = 0.333$$

3.3 KOMPOZİT DÖŞEME KİRİŞLERİNİN HESABI

Betonarme döşeme plaklarıyla çelik döşeme kirişlerinin ortak çalıştırılmasıyla ortaya çıkan karma (kompozit kirişler) kirişler, üzerlerine serbestçe oturan bir betonarme plağı yalnız başlarına taşımaya çalışan çelik kirişlere göre daha ekonomiktir. Çünkü bir karma kirişte, eğilmeden ileri gelen kuvvet çiftinin çekme bileşeni çelik profilde, basınç bileşeni ise ya yalnız betonarme plakça, ya da betonarme plak ve çelik profilin bir bölümünce ortak olarak taşınmaktadır. Dolayısıyla da çelik profil, eğilmenin basınç bileşenini taşımaktan ya bütünüyle ya da büyük ölçüde kurtulmaktadır. Betonarme tablanın bir ölü yük olmaktan çıkıp basınç bileşenini taşıyan yararlı bir elemana dönüşmesinin yanı sıra, böyle bir ortak çalışmada kuvvet çiftinin z manivela kolunun da büyümesi ikinci bir ekonomik etken oluşturmaktadır. Kompozit kirişlerin hesabı elastik yöntem kullanılarak kesit etkilerinin dağıtma yöntemine göre yapılmıştır. Bu hesap kesin bir hesap yöntemidir. Karma kiriş enkesitine etki eden M_0 eğilme momenti, kesiti oluşturan çelik profil ve betonarme plağa atalet momentlerinin ideal kesitin atalet momentine oranlarına göre dağıtılır.



Şekil 3.16 Kesit Etkileri Dağıtım Yöntemi

Bu yöntemin temeli Şekil 3.16’de görülmektedir. Hesap için gerekli kavramlar işlem sırasına göre aşağıda verilmektedir.

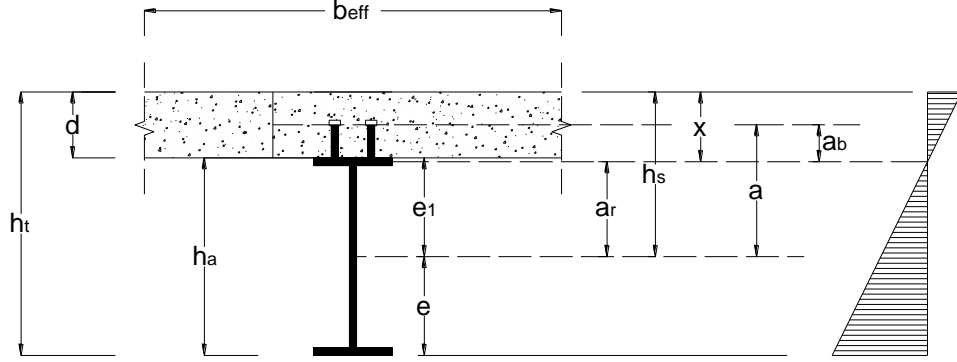
$$b_{\text{eff}} = \begin{cases} l_x & ; \text{Kirişler arası aks aralığı} \\ 1/4 & ; \text{Kiriş açıklığı} \\ 16d + b_{\text{ao}} & ; d: \text{tabla kalınlığı, } b_{\text{ao}}: \text{Çelik profilin üst başlığı} \end{cases} \quad (3.16)$$

$$F_b = d * b_{\text{eff}} \quad (\text{Beton enkesit alanı}) \quad (3.17)$$

$$F'_b = F_b / n \quad (\text{Etkili beton enkesit alanı}) \quad (3.18)$$

$$n = E_b/E_a \quad (\text{Çeliğin elastisite modülünün, betonun elastisite modülüne oranı}) \quad (3.19)$$

$$F_i = F_a + F_b' \quad (\text{Karma kesitin enkesit alanı}) \quad (3.20)$$



Şekil 3.17 Karma Kesitin Tarafsız Eksenin Yeri

$$x = \frac{(F_b' \times d/2) + (F_a \times h_s)}{F_i} \quad (\text{Karma kiriş enkesitinin ağırlık merkezi}) \quad (3.21)$$

Betonarme plağa ve çelik kirişe etkiyen kesit etkileri;

$$M_b = \frac{I_b}{n \times I_i} \times M_0 \quad (3.22)$$

$$M_a = \frac{I_a}{I_i} \times M_0 \quad (3.23)$$

$$N = N_b = N_a = \frac{F_a \times a_r}{I_i} \times M_0 \quad (3.24)$$

$$M_0 = M_b + M_a + N \times a \quad (\text{Karma kirişte moment denklemleri}) \quad (3.25)$$

$$I_i = I_a + F_a \times a_r^2 + (I_b/n) + (F_b/n) \times a_b^2 \quad (\text{Karma kesitin ideal atalet momenti}) \quad (3.26)$$

Gerilmelerin hesaplanması:

$$\text{Beton için } \sigma_{bo} = -\frac{N_b}{F_b} - \frac{M_b \times d}{I_b \times 2}, \quad \sigma_{bu} = \frac{N_b}{F_b} + \frac{M_b \times d}{I_b \times 2} \quad (3.27)$$

$$\text{Çelik için } \sigma_{ao} = -\frac{N_a}{F_a} - \frac{M_a}{I_a} \times e_1, \quad \sigma_{au} = \frac{N_a}{F_a} + \frac{M_a}{I_a} \times e \quad (3.28)$$

Sehim kontrolü:

$$b' = \frac{b_{\text{eff}}}{2 \times n} \quad (3.29)$$

$$f_{\text{max}} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^2}{E \times I} \quad (\text{E çeliğin elastisite modülü}) \quad (3.30)$$

Yük Analizi:

Kaplama + sıva	0.05 × 22 = 1.10 kN/m ²
Betonarme plak	0.12 × 25 = 3.00 kN/m ²
Tesisat + havalandırma	= 1.50 kN/m ²
	—————
	5.60 kN/m ²

$$q \quad \dots\dots\dots = 3.50 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Döşeme hareketli yük değeri})$$

$$g_1 \quad \dots\dots\dots 5.60 \times 1.0 = 5.60 \text{ kN/m}^2$$

$$g_0 \quad \dots\dots\dots = 0.66 \text{ kN/m}^2 \quad (g_0: \text{Kiriş zati ağırlığı})$$

$$g_t = \dots\dots\dots g_1 + g_0 = 6.26 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 \quad \dots\dots\dots 1 \times 3.5 = 3.5 \text{ kN/m}^2 \quad (1 \text{ metre aralık için yük})$$

$$q = \dots\dots\dots g_1 + g_0 + q_1 = 9.76 \text{ kN/m}$$

$$b_{\text{eff}} = \begin{cases} 1 \text{ m} & ; \text{Kirişler arası aks aralığı} \\ 12/4 = 3 \text{ m} & ; \text{Kiriş açıklığı} \\ 16 \times 0.12 + 0.18 = 2.10 \text{ m} & \text{IPE 400} \end{cases} \quad (3.16)$$

$$b_{\text{eff}} = 1 \text{ m}$$

IPE 400 (Çelik kalitesi ST37):

$$E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{em} = 14.4 \text{ kN/cm}^2, F = 84.5 \text{ cm}^2, I_x = 16270 \text{ cm}^4$$

C30 Betonu için :

$$E_b = 3200 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{em} = 0.85 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_b = 12 \times 100 = 1200 \text{ cm}^2 \quad (\text{Beton en kesit alanı})$$

$$n = 21000/3200 = 6.56 \quad (\text{Çelik elastisite modülünün beton elastisite modülüne oranı})$$

$$F_b' = 1200/6.56 = 182.93 \text{ cm}^2 \quad (\text{Etkili beton en kesit alanı})$$

$$F_i = 84.5 + 182.93 = 267.43 \text{ cm}^2 \quad (\text{Karma kesitin en kesit alanı})$$

$$x = \frac{(182.93 \times 12/2) + (84.5 \times 32)}{267.43} = 14.22 \text{ cm} \quad (\text{Karma kesitin ağırlık merkezi})$$

Karma kesitin ağırlık merkezinin ağırlık merkezinin beton alanının dışında çıkması nedeniyle yeniden hesaplanmasına gerek yoktur.

$$I_i = 23130 + 84.5 \times (32 - 14.22)^2 + \frac{100 \times 12^3}{12 \times 6.56} + \frac{12 \times 100}{6.56} \times (14.22 - 6)^2 = 64398.04 \text{ cm}^4$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{9.76 \times 12^2}{8} = 175.68 \text{ kNm}$$

$$M_b = \frac{14400}{6.56 \times 64398.04} \times 175.68 = 5.988 \text{ kNm} \quad (3.23)$$

$$M_a = \frac{23130}{64398.04} \times 175.68 = 63.1 \text{ kNm} \quad (3.22)$$

$$N = N_b = N_a = \frac{84.5 \times 17.78}{64398.04} \times 17568 = 409.86 \text{ kN} \quad (3.24)$$

Kontrol :

$$409.86 \times 0.26 + 63.1 + 5.988 = 175.68 \text{ kN}$$

$$\sigma_{bo} = -\frac{409.86}{100 \times 12} - \frac{598.8 \times 12}{14400 \times 2} = -0.341 - 0.25 = 0.591 \text{ kN/cm}^2 < 0.850 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.27)$$

$$\sigma_{au} = \frac{409.86}{84.5} + \frac{6310 \times 20}{23130 \times 2} = 4.85 + 2.73 = 7.58 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.28)$$

Sehim hesabı:

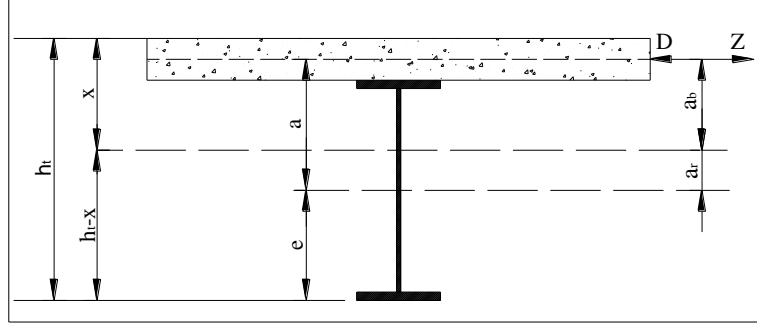
$$b' = \frac{100}{2 \times 6.56} = 7.62 \text{ cm}$$

$$x = \frac{(7.62 \times 12 \times 12/2) + (84.5 \times 32)}{91.44 + 84.5} = 18.49 \text{ cm} \quad (\text{Yeni kesitin ağırlık merkezi})$$

$$I_x = \frac{7.62 \times 12^3}{12} + 7.62 \times 12 \times (18.49 - 6)^2 + 84.5 \times (32 - 18.49)^2 + 23130 = 53914.87 \text{ cm}^4$$

Rötreden dolayı oluşan gerilmelerin hesabı :

Rötre, betonun kurummasından dolayı kışalmasıdır. Rötreden dolayı kışalmak isteyen betonarme plak, kamalarla çelik kirişe bağlı olduğundan kendisinde ve çelik kirişte iç gerilmeler oluşmasına neden olacaktır. Kompozit döşeme kirişlerinin hesabı yapılırken bu etki de dikkate alınmıştır. Etki aşağıdaki yöntemle hesaplanmıştır.



Şekil 3.18 Rötreye Kuvvetlerinin Etkime Şekli

1. Betonarme plağın ϵ_{st} rötresinden dolayı serbest olarak kışaldığı, başlangıçtaki uzunluğuna Denklem 3.32 ile hesaplanan kuvvetle geri getirildiği düşünülür. Betonarme plakta meydana gelen gerilmeler Denklem 3.33 ile hesaplanır.

$$Z = \epsilon_{st} \times E_{bs} \times F_b \quad (3.31)$$

$$\sigma_{bo,1} = \sigma_{bu,1} = \frac{Z}{F_b} \quad (3.32)$$

2. Z kuvvetiyle çekilen betonarme plak, beton rötresini tamamladıktan sonra çelik kirişe kamalarla tesbit edilir.

3. Karma kirişe, betonarme plağın ağırlık merkezinden $D = -Z$ kuvveti etki ettirilir. Bu kuvvetten meydana gelen gerilmeler Denklem 3.33 ve Denklem 3.34 aracılığıyla hesaplanır.

$$\sigma_{bo,2} = \sigma_{bu,2} = -\frac{D}{n \times F_i} \quad (3.33)$$

$$\sigma_{ao,1} = \sigma_{au,1} = -\frac{D}{F_i} \quad (3.34)$$

D kuvvetinin a_b dışmerkezliğinden $\Delta M_D = D \times a_b$ momenti doğar. Bu momentten meydana gelen gerilmeler Denklem 3.35, Denklem 3.36, Denklem 3.37, Denklem 3.38 ile hesaplanır.

$$\sigma_{bo,3} = - \frac{\Delta M_D \times x}{n \times I_i} \quad (3.35)$$

$$\sigma_{bu,3} = - \frac{\Delta M_D \times (x-d)}{n \times I_i} \quad (3.36)$$

$$\sigma_{ao,2} = n \times \sigma_{bu,3} \quad (3.37)$$

$$\sigma_{au,2} = - \frac{\Delta M_D \times (h_t - x)}{I_i} \quad (3.38)$$

Bulunan bütün gerilmeler toplanarak sonuç gerilmeler elde edilir. Bulunan dışmerkez moment kesite dağıtılır.

$$M_{b,s} = \Delta M_D \times \frac{I_b}{n \times I_i} = \epsilon_{st} \times E_{bs} \times F_b \times a_b \times \frac{I_b}{n \times I_i} \quad (3.39)$$

$$M_{a,s} = \Delta M_D \times \frac{I_a}{I_i} = \epsilon_{st} \times E_{bs} \times F_b \times a_b \times \frac{I_a}{I_i} \quad (3.40)$$

$$N_s = N_{b,s} = N_{a,s} = - \frac{M_{b,s} + M_{a,s}}{a} \quad (3.41)$$

Dağıtılan kesit etkileri moment denge denklemini sağlamalıdır.

$$M_{b,s} + M_{a,s} + N_s \times a = M_s$$

Döşeme kirişinin boyutlandırılması:

$$E_{bs} = \frac{n}{n_{Fs}} \times E_b \quad (3.42)$$

$$n_v = 1.4 \times n \quad (3.43)$$

$$n_{Fs} = n_v (1 + \psi_{Fs} \varphi_{fv}) \quad (3.44)$$

$$\varphi_{fv} = \frac{\varphi_{fo} (k_{ft} - k_{fto})}{1.4} \quad (3.45)$$

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{so} (k_{st} - k_{sto})$$

$$\alpha_v \varphi_{fv} = \varphi_{fv} \frac{F_a \times I_a}{F_{iv} \times I_{iv}} \quad (3.46)$$

$\varphi_{fo} = 2,7$, $k_{ft} = 1,65$, $k_{fto} = 0,5$, $\varepsilon_{so} = -46 \times 10^{-5}$, $k_{st} = 0,98$, $k_{sto} = 0,15$ değerleri rötre fonksiyonun elemanlarıdır [DIN4227, Kısım I ; Beton-Kalender 1982, Kısım II].

$$\varphi_{fv} = \frac{2.7(1.65-0.5)}{1.4} = 2.22$$

$$\varepsilon_{st} = -46 \times 10^{-5} (0.98-0.15) = -38.18 \times 10^{-5}$$

$$\alpha_v \varphi_{fv} = 2.22 \times \frac{84.5 \times 23130}{215.16 \times 59699.42} = 0.34$$

$$\alpha_v \varphi_{fv} \Rightarrow \psi_{FS} = 0.5282 \quad (\text{Ek D})$$

$$n_{Fs} = 9.184 \times (1 + 0.5282 \times 2.22) = 19.95$$

$$E_{bs} = \frac{6.56}{19.95} \times 3200 = 1052.23 \text{ kN/cm}^2$$

$$Z = 38.18 \times 10^{-5} \times 1052.52 \times 12 \times 100 = 482.22 \text{ kN}$$

$$\sigma_{bo,1} = \sigma_{bu,1} = \frac{482.22}{1200} = 0.402 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bo,2} = \sigma_{bu,2} = -\frac{482.22}{6.56 \times 267.43} = -0.275 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta M_D = 482.22 \times (14.22 - 6) = 3963.85 \text{ kNcm} \quad (3963.85 \text{ kNcm} = 39.6385 \text{ kNm})$$

$$\sigma_{bo,3} = -\frac{3963.85 \times 14.22}{6.56 \times 64398.04} = -0,133 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bu,3} = -\frac{3963.86 \times (14.33 - 12)}{6.56 \times 64398.04} = 0,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ao,2} = -6.56 \times 0.02 = -0.1312 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{au,2} = -\frac{3963.85 \times (52 - 14.22)}{64398.04} = 2.325 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ao,1} = \sigma_{au,1} = -\frac{-482.22}{267.43} = -1.803 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bo,s} = 0.402 - 0.275 - 0.133 = 0.006 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{au,s} = -1.803 + 2.325 = 0.552 \text{ KN/cm}^2$$

Sünmeden Dolayı Oluşan Gerilmelerin Hesabı:

Betonun sürekli etki eden yükler altında kalıcı deformasyonlarının zamana bağlı olarak artmasına sünme denir. Karma kirişte betonarme plağın sünmesinden dolayı kesit etkilerinin hesabı için, önce karma kirişin sünmeden dolayı değişen ağırlık merkezinin yeri, betonun elastisite modülü Denklem 3.3.22 ve Denklem 3.3.23 ile hesaplanır.

$$E_{\varphi B} = \frac{n}{n_{FB}} \times E_b \quad (3.47)$$

$$n_{FB} = n_v (1 + \varphi_{FB} \times \varphi_{fv}) \quad (3.38)$$

$$M_{b,\varphi} = \frac{I_b}{n_{FB} \times I_{i\varphi}} \times M_0$$

$$M_{a,\varphi} = \frac{I_a}{I_{i\varphi}} \times M_0$$

$$N_{\varphi} = N_{b,\varphi} = N_{a,\varphi} = \frac{F_a \times a_{r\varphi}}{I_{i\varphi}}$$

Kontrol;

$$M_{a,\varphi} + M_{b,\varphi} + N_{\varphi} = M_0$$

$$\alpha_v \varphi_{fv} = 2.22 \times \frac{84.5 \times 23130}{59699.42 \times 215.16} = 0.24$$

$$\alpha_v \varphi_{fv} \Rightarrow \varphi_{FB} = 1.1910 \quad (\text{Ek D})$$

$$n_{FB} = 9.184 \times (1 + 1.191 \times 2.22) = 33.46$$

$$x_{\varphi} = \frac{(1200/33.46) \times 6 + 84.5 \times 32}{(1200/33.46) + 84.5} = \frac{2919.18}{120.36} = 24.25 \text{ cm}$$

$$a_{r\varphi} = 32 - 24.25 = 7.75 \text{ cm}$$

$$a_{b\varphi} = 24.25 - 6 = 18.25 \text{ cm}$$

$$I_{i\varphi} = \frac{100 \times 12}{33.46} \times (18.25)^2 + \frac{100 \times 12^3}{12 \times 33.46} + 23130 + 84.5 \times 7.75^2$$

$$I_{i\varphi} = 11944.85 + 430.36 + 23130 + 5075.28 = 40580.5 \text{ cm}^4$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{4.1 \times 12^2}{8} = 73.80 \text{ kNm}$$

$$M_{b,\varphi} = \frac{430.36}{40580.5} \times 7380 = 78.26 \text{ kNcm}$$

$$M_{a,\varphi} = \frac{23130}{40580.5} \times 7380 = 4206.44 \text{ kNcm}$$

$$N_{\varphi} = N_{b,\varphi} = N_{a,\varphi} = \frac{84.5 \times 7.75}{40580.5} \times 7380 = 119.1 \text{ kN}$$

Kontrol;

$$78.26 + 4206.44 + 119.1 \times 26 = 7380 \text{ kNcm} ; 73.80 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{bo,\varphi} = -\frac{119.1}{1200} - \frac{78.26 \times 12}{14400 \times 2} = -0.1 - 0.032 = -0.132 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{bu,\varphi} = -\frac{119.1}{1200} + \frac{78.26 \times 12}{14400 \times 2} = -0.1 + 0.032 = -0.068 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ao,\varphi} = \frac{119.1}{84.5} - \frac{4206.44 \times 40}{23130 \times 2} = 1.409 - 3.637 = -2.228 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{au,\varphi} = \frac{119.1}{84.5} + \frac{4206.44 \times 40}{23130 \times 2} = 1.409 + 3.637 = 5.046 \text{ kN/cm}^2$$

Gerilmelerinin Süperpozisyonu:

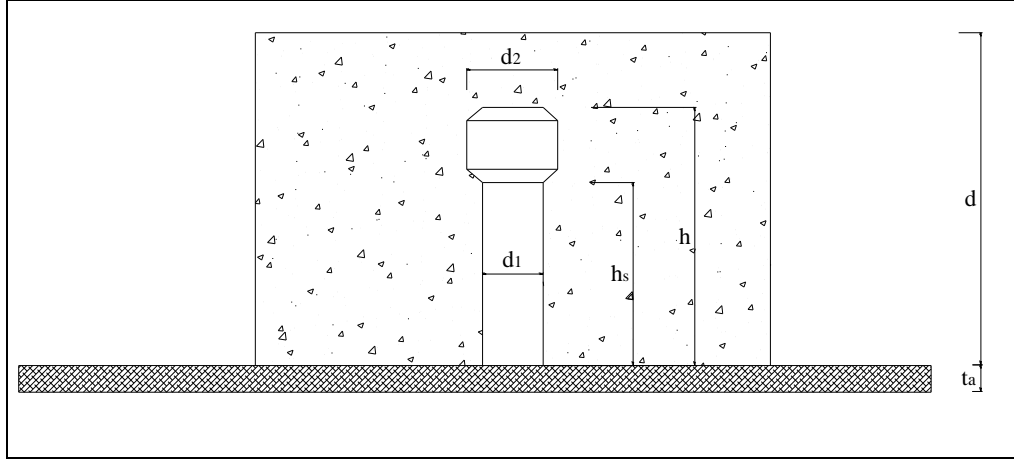
$$\sigma_{bo,son} = 0.591 + 0.006 + 0.132 = 0.729 \text{ kN/cm}^2 < 0.85 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\sigma_{au,son} = 7.58 + 0.552 + 5.046 = 13.178 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Hesaplardan da anlaşılacağı gibi bu şekilde bir kompozit kiriş uygulaması sehim ve gerilme açısından uygundur.

Kayma Elemanlarının Hesabı:

Bir kayma kirişte, kayma bağlantılarının amacı çelik enkesitle betonarme plağı birbirlerine, bir bütün olarak çalışabilecekleri şekilde bağlamaktır. Bir kayma elemanının Alman normunca uyması gereken büyüklükleri şekilde verilmiştir.



Şekil 3.19 Kayma Elemanlarının Kesit Görünüşü

$$\left. \begin{array}{l} h_s \geq 5 \text{ cm} \\ d_1 \leq \begin{cases} 2.3 \text{ cm} \\ 2 \times t_a \end{cases} \\ d_2 \geq 1.5 \times d_1 \end{array} \right\} \text{Tavsiye edilen değerler}$$

$$H_{lu} = 0.32 \times \alpha_{br} \times d_1^2 \sqrt{\beta_{wn} \times E_b} \leq 0.55 \times d_1^2 \times \sigma_{FH}$$

E_b : Betonun Elastisite Modülü

σ_{FH} : Kayma bağlantısının akma sınırı ($\max \sigma_{FH} = 35 \text{ kN/cm}^2$)

$$\alpha = \begin{cases} h/d = 3.0 \text{ için } 0.85 \\ h/d_1 \geq 4.2 \text{ için } 1.00 \end{cases} \quad (3.39)$$

Başlık saplamalarının birbirlerine uzaklıkları:

$$\text{Enine doğrultuda } e \geq 4 \times d_1$$

$$\text{Boyuna doğrultuda } e_b \begin{cases} \geq 5 \times d_1 \\ \leq (3 : 4) \times d \leq 60 \text{ cm} \end{cases}$$

Bir moment ekstremum noktası ile bir moment sıfır noktası arası olarak sınırlandırılacak bir kayma bölgesine konulması gerekli kayma bağlantı elemanı sayısı, plastik hesapta Denklem 3.40 ile hesaplanır.

$$n_h = \frac{H}{\alpha_H \times H_{lu}} \quad (3.40)$$

H : söz konusu bölgede plaka çelik arasındaki kayma kuvveti

α_H : genellikle 0.85 değerinde alınan bir güvenlik katsayısıdır.

Ele alınan kayma bölgesinde, çelik profilin taşıyabileceği Z kuvveti ile beton tablanın taşıyabileceği D_b basınç kuvvetinden küçük olanına eşittir.

$$H = \left\{ \begin{array}{l} Z = \alpha_a \times \sigma_F \times F_a \\ \alpha_b \times \sigma_{br} \times b_{eff} \times d \end{array} \right\}_{min}$$

Kayma elemanı olarak akma sınırı 35 kN/cm^2 boyu 10 cm , kalınlığı 2.2 cm olan kamalar seçilmiştir.

$$\alpha = \{10 / 2.2 = 4.54 \geq 4.2 \text{ için } 1.00$$

$$H_{lu} \leq \left\{ \begin{array}{l} 0.32 \times 1 \times 2.2^2 \sqrt{3200 \times 3.5} = 163.91 \text{ kN} \\ 0.55 \times 2.2^2 \times 35 = 93.17 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$H_{lu} = 93.17 \text{ kN}$$

$$Z = 1 \times 24 \times 84.5 = 2028 \text{ kN}$$

$$D_b = 0.74 \times 3.5 \times 100 \times 12 = 3108 \text{ kN}$$

$$H = 2028 \text{ kN}$$

$$n_h = \frac{2028}{0.85 \times 93.17} = 25.6 \rightarrow 26 \text{ adet}$$

$$e_b \left\{ \begin{array}{l} \geq 5 \times 2.2 = 11 \text{ cm} \\ \leq 3 \times 12 = 36 \text{ cm} \\ \leq 60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Kama elemanları 30 cm arayla çakılacaktır.

3.4 Çerçeve Ana Kirişlerinin Boyutlandırılması

Çerçeve ana kirişleri sıcaklık değişimi ve bu doğrultudaki depremin oluşturduğu kombinasyonda en kritik iç kuvvet değerine erişmiştir. Eleman hem normal kuvvete hem de döşeme kirişlerine mesnetlik etmesi dolayısıyla kesme kuvvetinin oluşturduğu momente sahiptir. Elemanın boyutlandırılması eksenel basınç ve eğilme etkisindeki çubuklar için yapılan hesaplar uygulanacaktır. Eleman boyutlandırılırken Denklem 3.41 koşulu sağlanırsa Denklem 3.43, aksi halde (3.42) denklemi kullanılır.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \leq 0.15 \quad (3.41)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \times \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}\right) \times \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \times \sigma_{by}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}\right) \times \sigma_{By}} &\leq 1 \\ \frac{\sigma_{eb}}{0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} &\leq 1 \end{aligned} \right\} \quad (3.42)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1 \quad (3.43)$$

Denklemlerde y eksenini için bulunan terimler kontrol edilen ana kirişte bu eksen doğrultusunda iç kuvvet bulunmaması dolayısıyla kullanılmayacaktır.

- σ_{eb} : Yalnız eksenel basınç etkisi altında hesaplanan gerilme
- σ_{bem} : Yalnız eksenel basınç kuvveti etkisinde uygulanacak emniyet gerilmesi
- σ_{bx}, σ_{by} : Yalnız eğilme momentleri etkisinde hesaplanan eğilme-basınç başlığı gerilmeleri
- σ_{Bx}, σ_{By} : Yalnız eğilme momentleri etkisinde uygulanacak eğilme-basınç başlığı için gerilmeleri emniyet gerilmeleri
- $\sigma'_{ex}, \sigma'_{ey}$: (x-x) ve (y-y) asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve Euler gerilimsinden türetilen gerilmeler
- C_{mx}, C_{my} : Elemanın uçlarına etkiyen M_x, M_y moment diyagramlarını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğun tutulma düzenini göz önüne tutan katsayılar

Herhangi bir enkesitte basınç başlığı olarak enkesitin başlık elemanı ile, basınç bölgesindeki gövde yüksekliğinin (1/3)'nün çalıştığı varsayılır [4].

$$\sigma_{cb} = \frac{P}{F} \quad (3.44)$$

$$\sigma_{bem} = \frac{\sigma_{cem}}{\omega_x} \quad (3.45)$$

$$\sigma_b = \frac{M_x}{I_x} \times (d_1 + t_1) \quad (3.46)$$

$$\lambda_{yb} \leq \sqrt{\frac{3 \cdot 10^7 \times C_b}{\sigma_a}} \Rightarrow \sigma_{Bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a \times \lambda_{yb}^2}{9 \times 10^7 \times C_b} \right] \quad (3.47)$$

$$\lambda_{yb} \geq \sqrt{\frac{3 \cdot 10^7 \times C_b}{\sigma_a}} \Rightarrow \sigma_{Bx} = \frac{10^7 \times C_b}{\lambda_{yb}^2} \quad (3.48)$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times C_b}{s_{ky} \times \frac{d}{F_b}} \quad (3.49)$$

$$\sigma_{Bx} \leq 0.6 \times \sigma_a \quad (3.50)$$

Elamanın zayıf yönde narinliğine göre Denklem 3.47 veya Denklem 3.48 ile yalnız eğilme momentleri etkisi altında uygulanacak eğilme basınç başlığı emniyet gerilmeleri hesaplanır. Ayrıca bulunan bu emniyet gerilmesi Denklem 3.50 ile bulunan değerden küçük olmalıdır. En kesitte basınç başlığı dolu kesit, dikdörtgene yakın formda ve alanı da çekme başlığından küçük değilse Denklem 3.49 denklemiyle emniyet gerilmesi sınırlandırılır.

$$-\sigma_e = \frac{829 \times 10^4}{\lambda_x^2} \quad (3.51)$$

Ayrıca kesitin kopmaklık kontrolü yapılmalıdır. Bu kontrol Denklem 3.52 ve Denklem 3.53 ile yapılır.

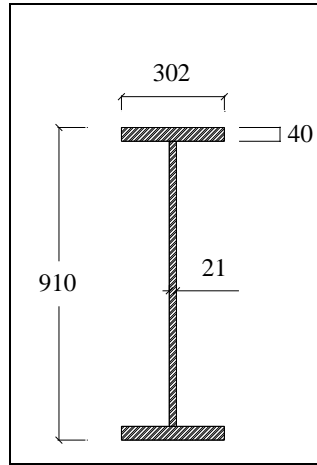
$$\frac{b}{t_b} \leq 17 \quad (3.52)$$

$$\frac{d_g}{t_g} \leq 44 \quad (3.53)$$

Denklemlerde bulunan C_b ve C_m değerlerini Ek B de verilen moment şekillerine göre belirlenmiştir. Ana Kirişin kesiti HEM 900 (Şekil 3.21) olarak belirlenmiştir. Kesit boyutlandırılırken 1. bölümde çelik elemanların boyutlandırılmasında kullanılacak kombinasyonlardan 10. kombinasyon en elverişsiz durum oluşturmuştur. Kesitin y yönünde döşeme kirişlerinin burkulma başlığını tuttuğu gözönünde bulundurularak hesaplar yapılmıştır.

Kesite gelen etkiler:

$$P = -1562.65 \text{ kN}, M = 177221.00 \text{ kNcm}, V = 40.83 \text{ kN}$$



Şekil 3.20 Ana Kirişin Enkesiti

HEM 900 kesitinin karakteristikleri :

$$F = 424 \text{ cm}^2, I_{xx} = 570400 \text{ cm}^4, W_{xx} = 12540 \text{ cm}^3, i_{xx} = 36.7 \text{ cm}, I_{yy} = 18450 \text{ cm}^4,$$

$$W_{yy} = 1220 \text{ cm}^3, i_{yy} = 6.6 \text{ cm}$$

$$F_b = 30.2 \times 4 + \frac{1}{2} \times \left(\frac{1}{3} (91 - 2 \times 4) \right) \times 2.1 = 149.85 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = 4 \times \frac{30.2^3}{12} = 9181.20 \text{ cm}^4, i_{yb} = \sqrt{\frac{9181.2}{149.85}} = 7.83 \text{ cm}, \lambda_{yb} = \frac{95}{7.85} = 12.1$$

Kesitin kompaktlık kontrolü:

$$\frac{302}{40} = 7.55 \leq 17 \quad (3.52)$$

$$\frac{770}{21} = 36.67 \leq 44 \quad (3.53)$$

Denklem 3.52 ve Denklem 3.53 kontrolleriyle kesitin kopmak olduğu görülmüştür.

$$\alpha_{kx} = 1.00 \quad (\text{x yönünde burkulma boyu katsayıları})$$

$$\alpha_{ky} = 0.08 \quad (\text{y yönünde burkulma boyu katsayısı})$$

$$\beta_{ky} = \beta_{kx} = 1.00$$

$$S_{kx} = \alpha_{kx} \times \beta_{kx} \times L = 1.00 \times 1.00 \times 11.85 = 11.85 \text{ m} = 1185 \text{ cm}$$

$$S_{ky} = \alpha_{ky} \times \beta_{ky} \times L = 0.08 \times 1.00 \times 11.85 = 0.95 \text{ m} = 95 \text{ cm}$$

$$\sigma_{eb} = \frac{1562.65}{424} = 3.69 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.44)$$

$$\lambda_x = \frac{1185}{36.7} = 32.3 \rightarrow \omega = 1.11$$

$$\sigma_{bem} = \frac{19.15}{1.11} = 17.25 \quad (3.45)$$

$$\sigma_b = \frac{177221.00}{12540} = 14.13 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.46)$$

$$C_b = 1 \text{ (Ek B)}$$

$$\sigma'_e = \frac{829 \times 10^4}{\lambda_x^2} = 7898.1 \text{ kg/cm}^2 = 78.98 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_m = 1 + \psi \times \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_e} = 1 - 0.2 \times \frac{3.69}{78.98} = 0.99$$

$$\sqrt{\frac{3.10^7 \times 1}{2400}} = 111.8 > \lambda_{yb} \Rightarrow \sigma_{Bx} = \frac{10^7 \times 1}{12.1^2} = 683013.5 \text{ kg/cm}^2 = 6830.14 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1}{95 \times \frac{91}{149.85}} = 14560.3 \text{ kg/cm}^2 = 145.60 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.49)$$

$$\sigma_{Bx} \leq 0.6 \times 24 \times 1.33 = 19.15 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.50)$$

$$\frac{3.69}{17.25} + \frac{0.99 \times 14.13}{\left(1 - \frac{3.69}{78.98}\right) \times 19.15} = 0.21 + 0.77 = 0.99 < 1 \quad (\text{uygun})$$

Kesme güvenliğinin kontrolü:

Kesme kuvvetinin sadece gövde tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır.

$$T = 40.83 \text{ kN}$$

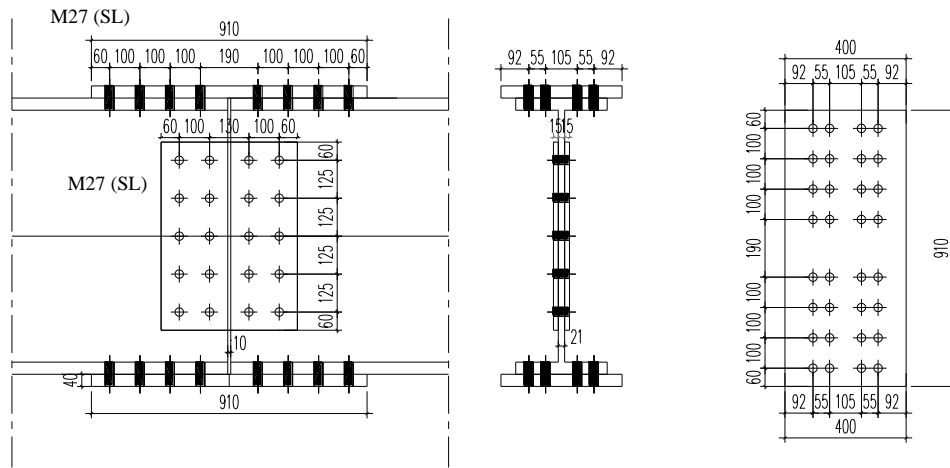
$$F_g = (91 - 2 \times 4) \times 2.1 = 174.30 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{40.83}{174.30} = 0.23 \text{ kN/cm}^2 < 11.05 \text{ kN/cm}^2 = 1.33 \times 8.31 \quad (\text{uygun})$$

Kesitin sehim kontrolü:

$$2 \text{ cm} < 3.95 = \frac{L}{300} \quad (\text{uygun})$$

Anakiriş ekinin hesaplanması:



Şekil 3.21 Ana Kiriş Ek Detayı

Ana kiriş moment kapasitesine göre yapılacaktır. Bu yaklaşımla eklenen başlık ve gövde levhalarının alanının profil başlık ve gövde levhalarının alanından büyük

seçilmiştir. Ek levhalarının tahkikine gerek kalmamış sadece bağlantı elemanları için hesap yapılmıştır. Başlık bulonları sadece momentten kaynaklanan kuvvete göre boyutlanmıştır.

$$F_n^g = 83 \times 2.1 - 5 \times 2.8 \times 2.1 = 144.9 \text{ cm}^2 \quad (F_n^g; \text{profil gövde net alanı})$$

$$F_{nek}^g = 2 \times 1.6 \times 62 - 5 \times 2.8 \times 1.6 = 176 \text{ cm}^2 \quad (F_{nek}^g; \text{gövde ek levhasının net alanı})$$

$$F_n^b = 30.2 \times 4 - 4 \times 2.8 \times 4 = 76 \text{ cm}^2 \quad (F_n^b; \text{profil başlık net alanı})$$

$$F_{nek}^b = 4 \times 40 - 4 \times 2.8 \times 4 = 115.2 \text{ cm}^2 \quad (F_{nek}^b; \text{başlık ek levhasının net alanı})$$

$$F_{nek}^g > F_n^g, F_{nek}^b > F_n^b$$

$$I_{ek}^g = 2 \times \frac{1.6 \times 62^3}{12} = 63554.13 \text{ cm}^4 \quad (I_{ek}^g; \text{gövde ek levhaları atalet momenti})$$

$$I_{ek}^b = 2 \times 4 \times 40 \times 47.5^2 = 722000 \text{ cm}^4 \quad (I_{ek}^b; \text{başlık ek levhaları atalet momenti})$$

$$\Sigma I_{ek} = I_{ek}^g + I_{ek}^b = 63554.13 + 722000 = 785554.13 \text{ cm}^4$$

$$M_{ek} = 14.40 \times 12540 = 180576 \text{ kNcm} > 177221.00 \text{ kNcm}$$

$$V_{ek} = 40.83 \text{ kN}$$

$$M_{ek}^b = \frac{I_{ek}^b}{\Sigma I_{ek}} \times M_{ek} = \frac{722000}{785554.13} \times 180576 = 165966.76 \text{ kNcm}$$

$$M_{ek}^g = \frac{I_{ek}^g}{\Sigma I_{ek}} \times M_{ek} = \frac{63554.13}{785554.13} \times 180576 = 14609.24 \text{ kNcm}$$

Başlık bulonlarının irdelenmesi:

$$N_b = \frac{M_{ek}^b}{h} = \frac{165966.76}{91} = 1823.81 \text{ kN}$$

$$\tau_{sem} = 24 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{lem} = 28 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{SL Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için})$$

$$N_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = \frac{\pi \times 2.8^2}{4} \times 24 = 147.70 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{makaslama emniyet kuvveti})$$

$$N_l = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 4 \times 2.8 \times 28 = 313.6 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{ezilme emniyet kuvveti})$$

$$N_{em} = \min(N_s, N_l), N_{em} = 147.70 \text{ kN}$$

$$n_{\text{bulon}} = \frac{1823.81}{147.70} \cong 12.4, \text{ seçilen bulon adedi 16'dır.}$$

Gövde bulonlarının irdelenmesi:

$$\Sigma M_{\text{ek}}^g = M_{\text{ek}}^g + Q_{\text{ek}} \times a = 14609.24 + 40.83 \times 11.5 = 15078.79 \text{ kNcm}$$

$$\Sigma r^2 = 4 \times (r_1^2 + r_2^2 + r_3^2) = 4 \times (5^2 + 13.46^2 + 25.49^2) = 3423.65$$

$$N_{1y}^M = \frac{x}{\Sigma r^2} \times \Sigma M_{\text{ek}}^g = \frac{5}{3423.65} \times 15078.79 = 22.02 \text{ kN}$$

$$N_{1x}^M = \frac{y}{\Sigma r^2} \times \Sigma M_{\text{ek}}^g = \frac{24.98}{3423.65} \times 15078.79 = 110.02 \text{ kN}$$

$$N_{1x}^Q = \frac{40.83}{10} \cong 4.08 \text{ kN}$$

N_{1y}^M : bulonların ağırlık merkezine en uzak mesafedeki bulonda y eksenini doğrultusunda momentten dolayı oluşan kesme kuvveti.

N_{1x}^M : bulonların ağırlık merkezine en uzak mesafedeki bulonda x eksenini doğrultusunda momentten dolayı oluşan kesme kuvveti.

N_{1y}^Q : kesitteki kesme kuvvetinin bir bulon üzerindeki y doğrultusunda oluşturduğu kesme kuvvetidir.

$$\Sigma N = \sqrt{\left((N_{1y}^M) + (N_{1y}^Q) \right)^2 + (N_{1x}^M)^2} = \sqrt{(22.02 + 4.08)^2 + (110.02)^2} = 113.07 \text{ kN}$$

$$\tau_{\text{sem}} = 24 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{\text{lem}} = 28 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{SL Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için})$$

$$N_s = m \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{\text{sem}} = 2 \times \frac{\pi \times 2.8^2}{4} \times 24 = 295.41 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{makaslama emniyet kuvveti})$$

$$N_l = d \times t_{\text{min}} \times \sigma_{\text{lem}} = 2.1 \times 2.8 \times 28 = 164.64 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{ezilme emniyet kuvveti})$$

$$N_{\text{em}} = \min(N_s, N_l), N_{\text{em}} = 164.64 \text{ kN}$$

164.64 kN > 113.07 kN, 10 adet M27 (SL) bulon seçilmesi uygundur.

3.5 Kolonların Boyutlandırılması

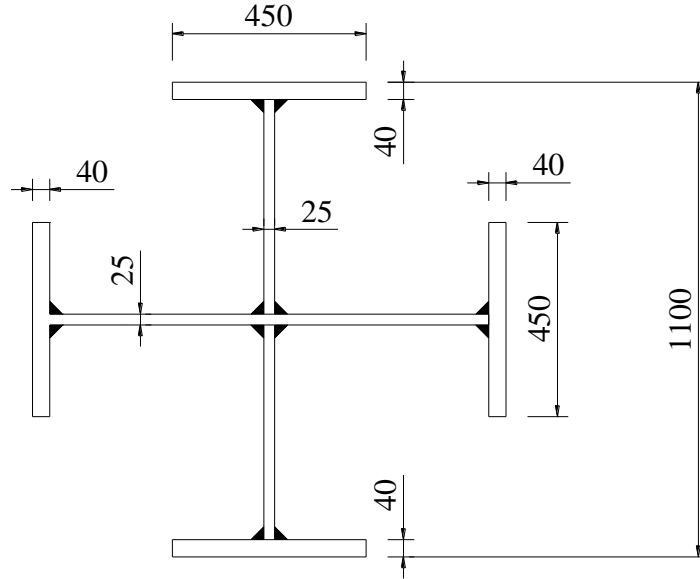
Modelde iki tip kolon bulunmaktadır. Kolonların kontrolü yapılırken en olumsuz kesit tesirlerine göre yapılmıştır.

3.5.1 S101 Kolonunun Boyutlandırılması ve Ek Hesabı

Kolonlar levhalardan oluşturulmuştur (Şekil 3.22). Elemanlar eğilme ve basınç etkisinde olan elemanlardır. Bu nedenle Bölüm 3.4’de yapılan kontroller yapılacaktır. Ayrıca yapma kesit olmalarından dolayı metot kaynaklar tahkik edilecektir. Kolonun tutulmamış boyu 7.20 m’dir.

Kesite gelen etkiler:

$P = -43530.70$ KN, $M_{xx} = 6864$ kNcm, $M_{yy} = 27711$ kNcm, $T_{33} = 11.22$ kN, $T_{22} = 30.15$ kN



Şekil 3.22 S101 Kolonu Enkesiti

$$F = 4 \times 45 \times 4 + 102 \times 2.5 + 2 \times 2.5 \times 49.8 = 1224 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = I_{yy} = \frac{2.5 \times 102^3}{12} + 2 \times \frac{45 \times 4^3}{12} + 2 \times \frac{4 \times 45^3}{12} + 2 \times \frac{49.8 \times 2.5^3}{12} + 2 \times 45 \times 4 \times 53^2$$

$$I_{xx} = 1293684.7 \text{ cm}^4$$

$$W_{xx} = W_{yy} = \frac{I_{xx}}{\frac{h}{2}} = \frac{I_{yy}}{\frac{h}{2}} = \frac{1293684.7}{55} = 23521.54 \text{ cm}^3$$

$$i_{xx} = i_{yy} = \sqrt{\frac{I}{F}} = \sqrt{\frac{1293684.7}{1224}} = 32.51 \text{ cm}$$

$$F_b = 4 \times 45 + \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 2.5 \times 102 = 222.5 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = I_{xb} = \frac{45^3 \times 4}{12} = 30375 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = i_{xb} = \sqrt{\frac{30375}{222.5}} = 11.68 \text{ cm}$$

$$\beta_{kx} = 0.50 \quad (\text{x yönünde burkulma boyu katsayısı})$$

$$\beta_{ky} = 1.00 \quad (\text{y yönünde burkulma boyu katsayısı})$$

$$\lambda_{xb} = \frac{0.5 \times 720}{11.68} = 31, \quad \lambda_{yb} = \frac{720}{11.68} = 62$$

$$\lambda_y = \frac{720}{32.51} = 22.14 \rightarrow \omega_y = 1.03, \quad \lambda_x = \frac{0.5 \times 720}{32.51} = 11.07 \rightarrow \omega_x ; 1.03$$

$$\sigma_{eb} = \frac{4353.70}{1224} = 3.56 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.44)$$

$$\sigma_{bemx} = \sigma_{bemy} = \frac{19.15}{1.03} = 18.59 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.45)$$

$$\sigma_{by} = \frac{27711}{23521.54} = 1.18 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.46)$$

$$C_{bx} = 1.75 - 1.05 \left(\frac{2538}{6864} \right) + 0.3 \times \left(\frac{2538}{6864} \right)^2 = 1.40 \quad (\text{EK B})$$

$$C_{by} = 1.75 - 1.05 \left(\frac{8894}{27711} \right) + 0.3 \times \left(\frac{8894}{27711} \right)^2 = 1.44 \quad (\text{EK B})$$

$$\sigma'_{ex} = \sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{22.14^2} = 16912.2 \text{ kg/cm}^2 \cong 169.12 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{my} = 0.6 + 0.4 \times \frac{8894}{27711} = 0.73 \quad (\text{EK D})$$

$$C_{mx} = 1 + \psi \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_e} = 1 - 0.4 \times \frac{3.72}{169.12} = 0.99 \quad (\text{EK B})$$

$$\sqrt{\frac{3 \cdot 10^7 \times 1}{2400}} = 111.8 > \lambda_{yb} \Rightarrow \sigma_{Bx} = \frac{10^7 \times 1.40}{62^2} = 36420.3 \text{ kg/cm}^2 \cong 364.20 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.40}{720 \times \frac{110}{222.5}} = 3303.8 \text{ kg/cm}^2 \cong 33.04 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.49)$$

$$\sigma_{Bx} \leq 0.6 \times 24 \times 1.33 = 19.15 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.49)$$

$$\sqrt{\frac{3 \cdot 10^7 \times 1}{2400}} = 111.8 > \lambda_{yb} \Rightarrow \sigma_{Bx} = \frac{10^7 \times 1.44}{62^2} = 37460.9 \text{ kg/cm}^2 \cong 374.61 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.44}{720 \times \frac{110}{222.5}} = 3398.2 \text{ kg/cm}^2 \cong 33.98 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.48)$$

$$\sigma_{Bx} \leq 0.6 \times 24 \times 1.33 = 19.15 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.50)$$

$$\frac{3.56}{18.59} + \frac{0.99 \times 0.29}{\left(1 - \frac{0.29}{169.12}\right) \times 19.15} + \frac{0.73 \times 1.18}{\left(1 - \frac{0.29}{169.12}\right) \times 19.15} = 0.19 + 0.01 + 0.05 = 0.25 < 1$$

Kesme güvenliğinin kontrolü:

Kesme kuvvetinin sadece gövde levhaları tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır.

$$V = 30.15 \text{ kN}$$

$$F_g = 2.5 \times 102 + 2 \times 45 \times 4 = 615 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{30.15}{615} \cong 0.05 \text{ kN/cm}^2 < 9.56 \text{ kN/cm}^2$$

Yapma kesit 0.40 m arayla 0.80 m boyunda kaynak çekilerek oluşturulmuştur. Kaynakların kayma değeri, Şekil 3.24'de bulunan eksene göre statik momentiyle orantılı olacak şekilde hesaplanmıştır. Kaynaklara gelen normal kuvvet elemanın aktardığı kuvvet kadardır. Bu değer parça alanının toplam alana oranıyla bulunmuştur. Momentten kaynaklanan etki kuvvet koluna bölünerek normal kuvvete dönüştürülmüştür.

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.7 \times t = 0.7 \times 2.5 = 1.75 \text{ cm}$$

seçilen kaynak kalınlığı: 1.5 cm

$$15 \times a \leq L_k \leq 100 \times a, a = 1.2 \text{ cm}$$

$$L_k = 90 \text{ cm}$$

$$S_{22} = 45 \times 4 \times 53 = 9540 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{Q \times S}{2 \times I \times a} = \frac{30.15 \times 9540}{2 \times 1293684.70 \times 1.5} \times \frac{1.2}{0.8} = 0.11 \text{ kN/cm}^2 < 10.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_b = 45 \times 4 = 180 \text{ cm}^2$$

$$F_t = 1224 \text{ cm}^2$$

$$P_k^n = 4354.07 \times \frac{180}{1224} \cong 640.30 \text{ kN}$$

Momentten kaynaklanan etki:

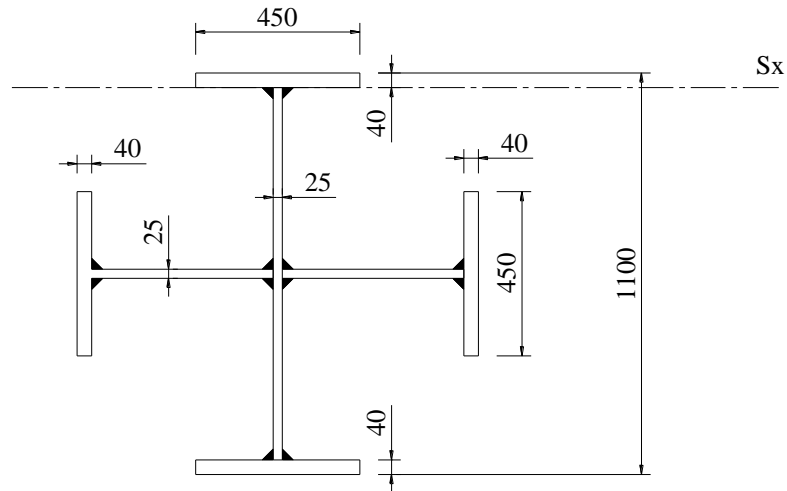
$$P_k^m = \frac{277.11}{1.02} = 271.68 \text{ kN}$$

$$P_k = P_k^m + P_k^n = 271.68 + 640.30 = 911.98 \text{ kN}$$

$$F_k = (90 - 2 \times 1.5) \times 1.5 = 130.5 \text{ cm}^2$$

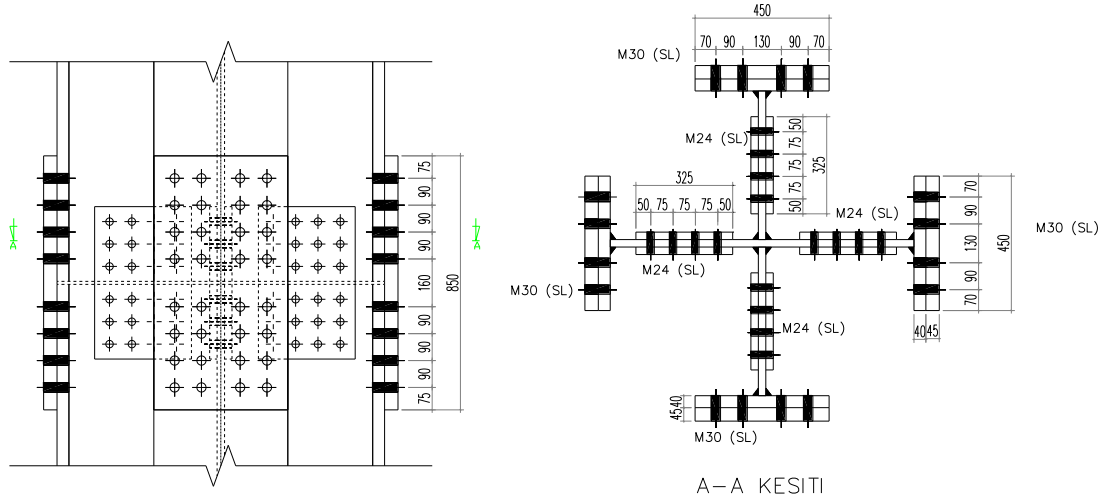
$$\sigma_k = \frac{911.98}{130.5} = 6.99 \text{ kN/cm}^2 < 11.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_k = \left(\sqrt{\sigma_k^2 + \tau_k^2} \right) \cong 7.00 \text{ kN/cm}^2 < 11.00 \text{ kN/cm}^2$$



Şekil 3.23 Kaynak Statik Moment Eksenini

S101 Kolonunun Ek Hesabı:



Şekil 3.24 S101 Ek Detayı

Kolonların ek hesabı kolon normal kuvvet kapasitesine göre yapılmıştır. Eklenen levhaların net alanları mevcut kolonların alanından fazla seçilerek sadece ek bölgedeki bulonlar tahkik edilmiştir. Tam ek yaklaşımıyla kolonun eki hesaplanmıştır. Bu yaklaşımda kolon uçları temas etse dahi, temas yoluyla kuvvet aktarıldığı kabul edilmez.

$$F_n^b = 45 \times 4 - 4 \times 3.1 \times 4 = 130.4 \text{ cm}^2$$

$$F_{nek}^b = 45 \times 4.5 - 4 \times 3.1 \times 4.5 = 146.7 \text{ cm}^2$$

$$F_n^g = 102 \times 2.5 - 4 \times 4 \times 2.5 \times 2.5 = 155 \text{ cm}^2$$

$$F_{nek}^g = 4 \times 2 \times 32.5 - 4 \times 4 \times 2.5 \times 2.5 = 225 \text{ cm}^2$$

$$F_{nek}^b > F_n^b, F_{nek}^g > F_n^g \quad (\text{Kesit seçimi uygun})$$

Başlık bulonlarının irdelenmesi:

$$N_b = 45 \times 4 \times 14.4 = 2592 \text{ kN}$$

$$\tau_{sem} = 24 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{lem} = 28 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{SL Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için})$$

$$N_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = \frac{\pi \times 3.1^2}{4} \times 24 = 181.05 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{makaslama emniyet kuvveti})$$

$$N_l = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 4.5 \times 3.1 \times 28 = 390.60 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{ ezilme emniyet kuvveti})$$

$$N_{em} = \min(N_s, N_l), N_{em} = 181.05 \text{ kN}$$

$$n_{\text{bulon}} = \frac{2592}{181.05} \cong 14.32, \text{ seçilen } 16\text{M}30 \text{ (SL)}$$

Gövde bulonlarının irdelenmesi:

$$N_b = 0.5 \times 102 \times 2.5 \times 14.4 = 1836 \text{ kN}$$

$$\tau_{sem} = 24 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{lem} = 28 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{SL Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için})$$

$$N_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\pi \times 2.5^2}{4} \times 24 = 235.50 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{ makaslama emniyet kuvveti})$$

$$N_l = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 2.5 \times 2.5 \times 28 = 175.84 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{ ezilme emniyet kuvveti})$$

$$N_{em} = \min(N_s, N_l), N_{em} = 175.84 \text{ kN}$$

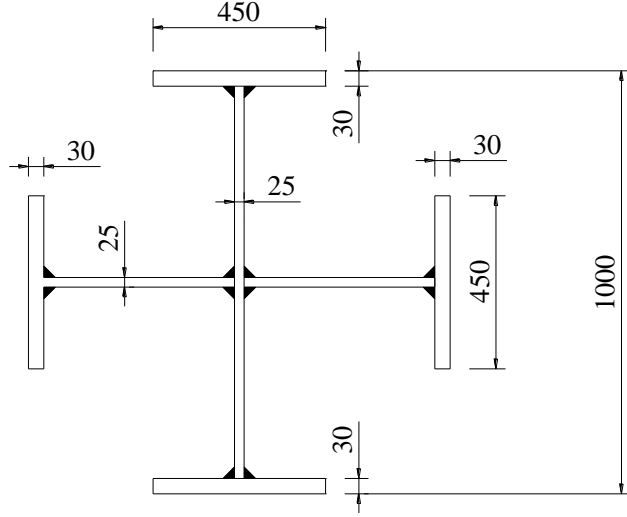
$$n_{\text{bulon}} = \frac{1836}{175.84} \cong 10.44, \text{ seçilen } 12\text{M}24 \text{ (SL)}$$

3.5.2 S102 Kolonunun Boyutlandırılması ve Ek Hesabı

S102 kolonu Şekil 3.26'da görüldüğü gibi levhalardan oluşturulmuştur . Elemanlar eğilme ve basınç etkisinde olan elemanlardır. Bu nedenle Bölüm 3.4'de yapılan kontroller yapılacaktır. Ayrıca yapma kesit olmalarından dolayı metot kaynaklar tahkik edilecektir. Kolonun tutulmamış boyu 7.20 m'dir.

Kesite gelen etkiler:

$$P = -659.59 \text{ kN}, M_{xx} = 320.17 \text{ kNcm}, T_{33} = 77.55 \text{ kN}$$



Şekil 3.25 S102 Kolonu Enkesiti

$$F = 4 \times 45 \times 3 + 94 \times 2.5 + 2 \times 2.5 \times 45.75 = 1003.75 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = I_{yy} = \frac{2.5 \times 94^3}{12} + 2 \times \frac{45 \times 3^3}{12} + 2 \times \frac{3 \times 45^3}{12} + 2 \times \frac{45.75 \times 2.5^3}{12} + 2 \times 45 \times 4 \times 48.5^2$$

$$I_{xx} = I_{yy} = 854030 \text{ cm}^4$$

$$W_{xx} = W_{yy} = \frac{I_{xx}}{\frac{h}{2}} = \frac{I_{yy}}{\frac{h}{2}} = \frac{854030}{50} = 17080.60 \text{ cm}^3$$

$$i_{xx} = i_{yy} = \sqrt{\frac{I}{F}} = \sqrt{\frac{854030}{1003.75}} = 29.17 \text{ cm}$$

$$F_b = 3 \times 45 + \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 2.5 \times 94 = 174.17 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = I_{xb} = \frac{45^3 \times 3}{12} = 22781.25 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = i_{xb} = \sqrt{\frac{22781.25}{174.17}} = 11.44 \text{ cm}$$

$$\beta_{kx} = 1.00$$

(x yönünde burkulma boyu katsayısı)

$$\beta_{ky} = 1.00$$

(y yönünde burkulma boyu katsayısı)

$$\lambda_{xb} = \frac{1.00 \times 720}{11.44} = 63, \lambda_{yb} = \frac{1.00 \times 720}{11.44} = 63$$

$$\lambda_y = \frac{1.00 \times 720}{29.17} = 24.68 \rightarrow \omega_y = 1.06, \lambda_x = \frac{1.00 \times 720}{29.17} = 24.68 \rightarrow \omega_x ; 1.06$$

$$\sigma_{eb} = \frac{659.59}{1000.75} = 0.66 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.44)$$

$$\sigma_{bemx} = \sigma_{bemy} = \frac{19.15}{1.06} = 18.07 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.45)$$

$$\sigma_{bx} = \frac{32017}{17080.60} = 1.75 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.46)$$

$$C_{bx} = 1.75 - 1.05 \left(\frac{20400}{32020} \right) + 0.3 \times \left(\frac{20400}{32020} \right)^2 = 1.21 \quad (\text{Ek B})$$

$$\sigma'_{ex} = \sigma'_{ey} = \frac{829 \times 10^4}{24.68^2} = 13610.2 \text{ kg/cm}^2 \cong 136.10 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{mx} = 0.6 + 0.4 \times \frac{20400}{32020} = 0.85 \quad (\text{Ek B})$$

$$\sqrt{\frac{3 \cdot 10^7 \times 1.21}{2400}} = 122.99 > \lambda_{yb} \Rightarrow \sigma_{Bx} = \frac{10^7 \times 1.21}{63^2} = 30486.3 \text{ kg/cm}^2 \cong 304.86 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1.21}{720 \times \frac{100}{174.17}} = 2458.70 \text{ kg/cm}^2 \cong 24.59 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.49)$$

$$\sigma_{Bx} \leq 0.6 \times 24 \times 1.33 = 19.15 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.50)$$

$$\frac{0.66}{18.07} = 0.04 < 0.15 \quad (3.41)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} = \frac{0.66}{18.07} + \frac{1.75}{19.15} = 0.04 + 0.09 = 0.13 < 1 \quad (\text{uygun})$$

Kesme güvenliğinin kontrolü:

Kesme kuvvetinin sadece gövde levhaları tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır.

$$T = 77.55 \text{ kN}$$

$$F_g = 2.5 \times 94 + 2 \times 45 \times 3 = 505 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{77.55}{505} \cong 0.15 \text{ kN/cm}^2 < 8.31$$

Yapma kesit 0.40 m arayla 0.8 m boyunda kaynak çekilerek oluşturulmuştur. Kaynakların kayma değeri, Şekil 3.27’de bulunan eksene göre statik momentiyile orantılı olacak şekilde hesaplanmıştır. Kaynaklara gelen normal kuvvet elemanın aktardığı kuvvet kadardır. Bu değer parça alanının toplam alana oranıyla bulunmuştur. Momentten kaynaklanan etki kuvvet koluna bölünerek normal kuvvete dönüştürülmüştür.

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.7 \times t = 0.7 \times 2.5 = 1.75 \text{ cm}$$

$$15 \times a \leq L_k \leq 60 \times a, a = 1.5 \text{ cm}$$

$$L_k = 80 \text{ cm}, S_{22} = 45 \times 3 \times 48.5 = 6547.5 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{Q \times S}{2 \times I \times a} = \frac{77.55 \times 6547.5}{2 \times 854030 \times 1.5} \times \frac{1.5}{0.9} = 0.30 \text{ kN/cm}^2 < 11.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_b = 45 \times 3 = 135 \text{ cm}^2$$

$$F_t = 1003.74 \text{ cm}^2$$

$$P_k^n = 659.59 \times \frac{135}{1003.75} \cong 88.71 \text{ kN}$$

Momentten kaynaklanan etki:

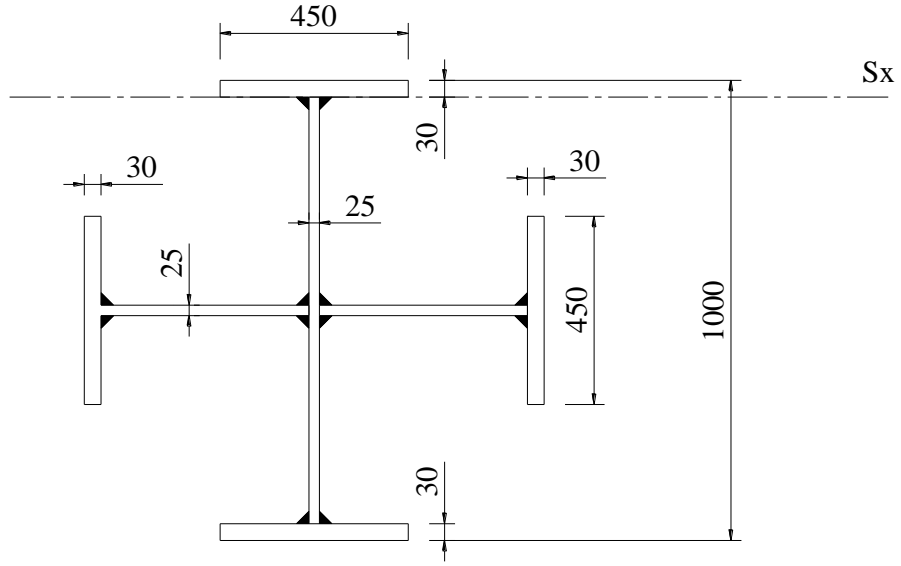
$$P_k^m = \frac{320.17}{0.94} = 340.61 \text{ kN}$$

$$P_k = P_k^m + P_k^n = 340.61 + 88.71 = 429.32 \text{ kN}$$

$$F_k = (90 - 2 \times 1.5) \times 1.5 = 130.5 \text{ cm}^2$$

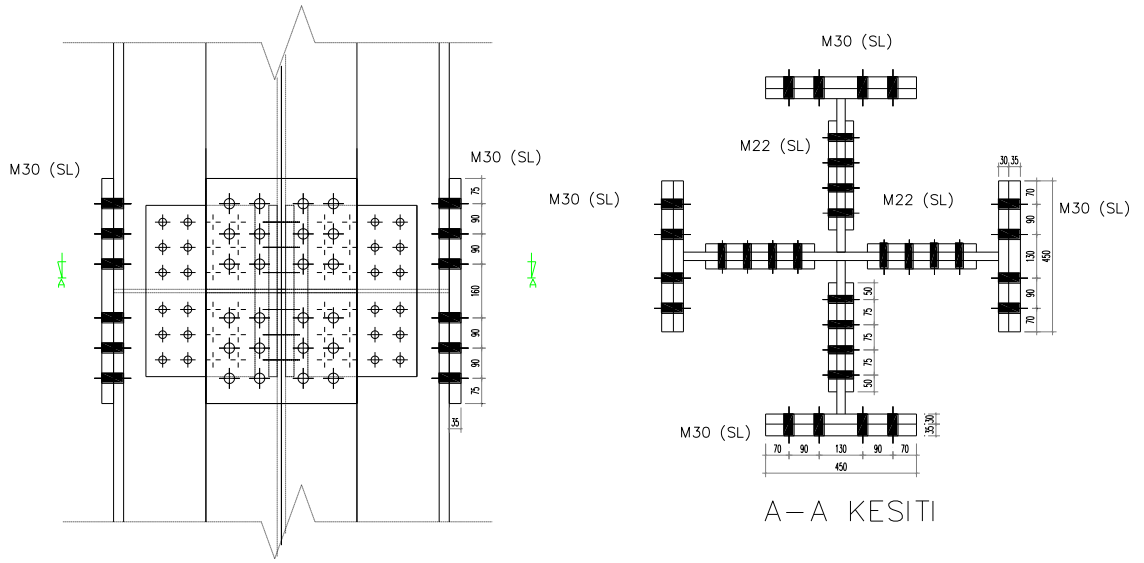
$$\sigma_k = \frac{429.32}{130.5} = 3.29 \text{ kN/cm}^2 < 11.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_k = \sqrt{\sigma_k^2 + \tau_k^2} \cong 3.31 \text{ kN/cm}^2 < 11.00 \text{ kN/cm}^2$$



Şekil 3.26 Kaynak Statik Moment Eksen

S102 Kolonunun Ek Hesabı:



Şekil 3.27 S102 Kolonu Ek Detayı

Kolonların ek hesabı kolon normal kuvvet kapasitesine göre yapılmıştır. Eklenen levhaların net alanları mevcut kolonların alanından fazla seçilerek sadece ek bölgesindeki bulonlar tahkik edilmiştir. Tam ek yaklaşımıyla kolonun eki hesaplanmıştır. Bu yaklaşımda kolon uçları temas etse dahi, temas yoluyla kuvvet aktarıldığı kabul edilmez.

$$F_n^b = 45 \times 3 - 3 \times 3.1 \times 4 = 97.80 \text{ cm}^2$$

$$F_{nek}^b = 45 \times 3.5 - 4 \times 3.1 \times 3.5 = 114.10 \text{ cm}^2$$

$$F_n^g = 94 \times 2.5 - 2 \times 4 \times 2.5 \times 2.5 = 185 \text{ cm}^2$$

$$F_{nek}^g = 4 \times 2.5 \times 32.5 - 4 \times 4 \times 2.5 \times 2.5 = 245 \text{ cm}^2$$

$$F_{nek}^b > F_n^b, F_{nek}^g > F_n^g \quad (\text{Kesitin seçimi uygun})$$

Başlık bulonlarının irdelenmesi:

$$N_b = 45 \times 3 \times 14.4 = 1944 \text{ kN}$$

$$\tau_{sem} = 24 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{lem} = 28 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{SL Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için})$$

$$N_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = \frac{\pi \times 3.1^2}{4} \times 24 = 181.05 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{makaslama emniyet kuvveti})$$

$$N_l = d \times t_{min} \times \sigma_{lem} = 3 \times 3.1 \times 28 = 260.4 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{ezilme emniyet kuvveti})$$

$$N_{em} = \min(N_s, N_l), N_{em} = 181.05 \text{ kN}$$

$$n_{bulon} = \frac{1944}{181.05} \cong 10.74, \text{ seçilen } 12M30 \text{ (SL)}$$

Gövde bulonlarının irdelenmesi:

$$N_b = 0.5 \times 94 \times 2.5 \times 14.4 = 1692 \text{ kN}$$

$$\tau_{sem} = 24 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{lem} = 28 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{SL Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için})$$

$$N_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\pi \times 2.3^2}{4} \times 24 = 199.33 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{makaslama emniyet kuvveti})$$

$$N_l = d \times t_{min} \times \sigma_{lem} = 2.3 \times 2.5 \times 28 = 161.00 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{ezilme emniyet kuvveti})$$

$$N_{em} = \min(N_s, N_l), N_{em} = 161.00 \text{ kN}$$

$$n_{bulon} = \frac{1692}{175.84} \cong 10.51, \text{ seçilen } 12M22 \text{ (SL)}$$

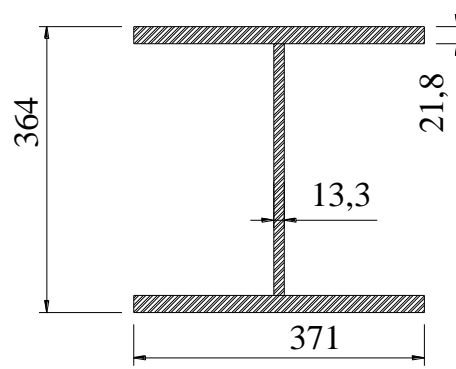
3.6 Güçlendirme Elemanlarının Boyutlandırılması

Güçlendirme elemanlarının boyutlandırılması sırasında süneklik düzeyi yüksek merkezi güçlendirilmiş elemanların uyması gereken koşullara göre boyutlandırılmıştır. Güçlendirme elemanın burkulma boyu 13.57 m'dir.

Bu kurallar:

- Örgü elemanları, deprem yüklerinin oluşturduğu aksenal yükün 1.5 katı için boyutlandırılmalıdır.
- Örgü elemanlarının birleştiği kiriş elemanları, kolonlar arasında sürekli olmalıdır.

Bu koşullar dikkate alınarak seçilen çapraz elemanı Şekil 3.28'de verilmiştir.



Şekil 3.28 Çapraz Elemanı Enkesit Görünüşü

Seçilen Kesit: HD360×162

$$F=206 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = 51540 \text{ cm}^4, I_{yy} = 18560 \text{ cm}^4, W_{xx} = 2832 \text{ cm}^3, W_{yy} = 1001 \text{ cm}^3$$

$$i_{xx} = 15.8 \text{ cm}, i_{yy} = 9.49 \text{ cm}$$

$$P_T = P_E + P_V \quad (3.54)$$

$$P_d = 1.5 \times P_T \quad (3.55)$$

$$P_E = 343.33 \text{ kN} \quad (P_E : \text{Deprem yükünden dolayı oluşan aksenal kuvvet})$$

$$P_V = 130.10 \text{ kN} \quad (P_V : \text{Düşey yükten dolayı oluşan aksenal kuvvet})$$

$$P_T = 130.10 + 343.10 = 473.20 \text{ kN} \quad (3.54)$$

$$P_d = 1.5 \times 473.20 = 709.80 \text{ kN} \quad (3.55)$$

$$\beta = 1.00 \quad (\text{Burkulma boyu katsayısı})$$

$$S = \beta \times L = 1357 \times 1 = 1357 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1357}{9.49} \cong 143.00 \rightarrow \omega = 3.55$$

$$\lambda_{\max} = 5.87 \times \sqrt{\frac{E}{\sigma_a}} = 5.87 \times \sqrt{\frac{2100}{2.4}} = 173.64, \lambda < \lambda_{\max}$$

Gerilme Kontrolü:

$$\sigma_{em} = 1.33 \times 14.4 = 19.15 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{709.80}{206} \times 3.55 = 12.23 \text{ kN/cm}^2 < 19.15 \text{ kN/cm}^2$$

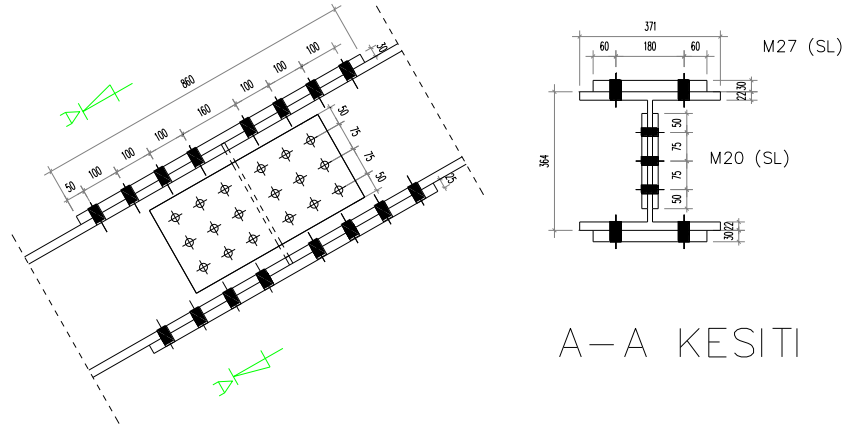
Çapraz elemanların elastik ötesi bir davranış için boyutlandırıldığı için, bu kesitlerde kopmak olması şartı aranır. Kesitin kompakt olması veya olmaması (3.52) ve (3.53) koşullarına uyması veya uymamasıyla ilgilidir.

$$\frac{371}{21.8} = 17 = 17 \quad (3.52)$$

$$\frac{320.4}{13.3} = 24.10 < 44 \quad (3.53)$$

Yapılan kontroller sonucunda seçilen elemanın kompakt kesit olduğu belirlenmiştir.

Güçlendirme Elemanlarının Ek Hesabı:



Şekil 3.29 Güçlendirme Elemanının Ek Detayı

Güçlendirme elemanın ek hesabı da kesitin normal kuvvet kapasitesine göre yapılmıştır.

$$F_n^b = 37.1 \times 2.18 - 2 \times 2.8 \times 2.18 = 68.67 \text{ cm}^2$$

$$F_{nek}^b = 3 \times 30 - 2 \times 3 \times 2.8 = 73.20 \text{ cm}^2$$

$$F_n^g = 32.04 \times 1.33 - 2 \times 2.3 \times 1.33 = 36.50 \text{ cm}^2$$

$$F_{nek}^g = 2 \times 1.5 \times 22.5 - 2 \times 1.5 \times 2.3 \times 2 = 53.70 \text{ cm}^2$$

$$F_{nek}^b > F_n^b, F_{nek}^g > F_n^g \quad (\text{Kesit seçimi uygun})$$

Başlık bulonlarının irdelenmesi:

$$N_b = 37.1 \times 2.18 \times 14.4 \cong 1164.65 \text{ kN}$$

$$\tau_{sem} = 24 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{lem} = 28 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{SL Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için})$$

$$N_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = \frac{\pi \times 2.8^2}{4} \times 24 = 147.71 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{makaslama emniyet kuvveti})$$

$$N_l = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 4.5 \times 2.18 \times 28 = 274.68 \text{ kN} \quad (N_l; \text{ezilme emniyet kuvveti})$$

$$N_{em} = \min(N_s, N_l), N_{em} = 147.71 \text{ kN}$$

$$N_{em} = \min(N_s, N_l), N_{em} = 147.71 \text{ kN}$$

$$n_{bulon} = \frac{1164.65}{147.71} \cong 7.89, \text{ seçilen } 8M27 \text{ (SL)}$$

Gövde bulonlarının irdelenmesi:

$$N_g = 32.40 \times 1.33 \times 14.4 \cong 613.63 \text{ kN}$$

$$\tau_{sem} = 24 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{lem} = 28 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{SL Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için})$$

$$N_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\pi \times 2.1^2}{4} \times 24 = 166.17 \text{ kN} \quad (N_s; \text{ makaslama emniyet kuvveti})$$

$$N_l = d \times t_{min} \times \sigma_{lem} = 1.33 \times 2.1 \times 28 = 78.39 \text{ kN} \quad (N_l; \text{ ezilme emniyet kuvveti})$$

$$N_{em} = \min(N_s, N_l), N_{em} = 78.39 \text{ kN}$$

$$n_{bulon} = \frac{613.63}{78.39} \cong 7.83, \text{ seçilen } 9M20 \text{ (SL)}$$

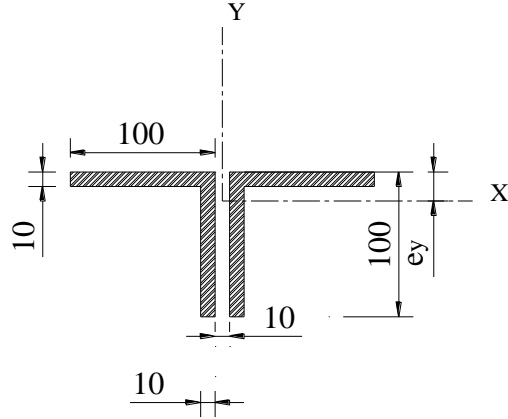
3.7 Makas Elemanlarının Boyutlandırılması

Çatı elemanları 6 grupta toplanmış ve boyutlandırma sırasında her elemanın konumu iç kuvvetlerine göre kontrol yapılmıştır.

3.7.1 Makas Diyagonallerin Boyutlandırılması

Diyagonal olarak $2L100X100X10$, $2L120X120X12$, $2L140X140X15$, $2UNP240$, $2UNP300$, $2UNP320$ kullanılmıştır. Bu elemanlardan en olumsuz durumu oluşturan çekme ve basınç kombinasyonuna göre hesabı verilecektir.

2L100X100X10 elemanının hesabı:



Şekil 3.30 2L100X100X10 En Kesit Görünüşü

L100X100X10'in kesit özellikleri:

$$F= 19.2 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx}= I_{yy}= 177 \text{ cm}^4, W_{xx}= 24.7 \text{ cm}^3, i_{xx}= i_{yy}= 3.04 \text{ cm}, e_y=2.82 \text{ cm}$$

Çekme durumunda:

$$P= 44.46 \text{ kN (HZ)}$$

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{44.46}{2 \times 19.2} = 1.16 \text{ kN/cm}^2 < 19.15 \text{ kN/cm}^2 = 1.33 \times 14.4$$

Basınç durumunda kesit çok parçalı basınç elemanı olarak boyutlandırılacaktır.

$$P= -72.39 \text{ kN (HZ)}$$

Elemanların bağ levhaları düzenlenirken eleman tam ve tek sayıya bölünmüştür. Bu nedenle kesitin bağ levhalarının baş ve sondaki aralıkları farklıdır. Bu durum dikkate alınmış ve en büyük aralık için hesap yapılmıştır.

$$L= 2.00 \text{ m}$$

Çok Parçalı Kesitin Karakteristik Değerleri:

$$I_{xx} = 2 \times 177 = 354 \text{ cm}^4, i_{xx} = 3.04 \text{ cm}$$

$$I_{yy} = 2 \times 177 + 2 \times 19.2 \times (2.82 + 0.5)^2 = 777.26 \text{ cm}^4, i_{yy} = \sqrt{\frac{777.26}{2 \times 19.2}} = 4.50 \text{ cm}$$

$$\beta_{kx} = \beta_{ky} = 1.00 \quad (\text{Burkulma boyu katsayıları})$$

$$S_{kx} = S_{ky} = 1 \times 200 = 200 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{200}{3.04} = 65.79, \lambda_y = \frac{200}{4.5} = 44.45$$

$$\lambda_1 \leq \begin{cases} 50 & \left(\frac{1}{2} \times \lambda_x \leq 50 \text{ ise} \right) \\ \frac{1}{2} \times \lambda_x & \left(\frac{1}{2} \times \lambda_x > 50 \right) \end{cases} \quad (3.56)$$

$$S_{k1} = 0.84 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = \frac{62}{3.04} = 27.63 < 50$$

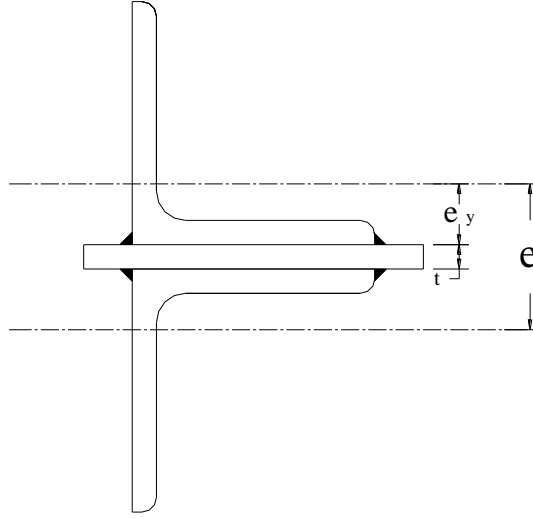
$$\lambda_{y1} = \sqrt{44.45^2 + 27.63^2} = 52.34$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = 65.79 \rightarrow \omega = 1.43$$

$$\sigma = \frac{1.43 \times 72.39}{2 \times 19.2} = 2.70 \text{ kN/cm}^2 < 19.15 \text{ kN/cm}^2$$

Bağ levhalarının hesabı:

Çok parçalı basınç çubuklarında kullanılan bağlantı elemanları (bağ levhaları) hayali bir kesme kuvvetine göre hesaplanır. Basınç çubuğunun enkesitini oluşturan parçaların eksenleri arasındaki e mesaesi Şekil 3.7.1 gözönünde tutularak bu kesme kuvveti, bağ levhaları denklem 3.7.2, 3.7.3 ve 3.7.4'e göre boyutlandırılır.



Şekil 3.31 Bağ Levhalarının Kaynaklanma Şekli

$$e \leq 20 \times i_1 \text{ için } Q_i = \frac{F \times \sigma_{\text{çem}}}{80} \quad (3.57)$$

$$e > 20 \times i_1 \text{ için } Q_i = \left[1 + 0.05 \times \left(\frac{e}{i_1} - 20 \right) \right] \times \frac{F \times \sigma_{\text{çem}}}{80} \quad (3.58)$$

$$T = \frac{Q \times s_{kl}}{e} \quad (3.59)$$

$$e_y = 2.82 \text{ cm}, 20 \times 3.04 = 60.8 \text{ cm}$$

$$3.82 \leq 60.8 \text{ için } Q_i = \frac{2 \times 19.2 \times 14.40}{80} = 6.92 \text{ kN} \quad (3.57)$$

$$T = \frac{6.92 \times 62}{3.82} = 112.31 \text{ kN} \quad (3.59)$$

$$T_1 = \frac{112.31}{2} = 56.16 \text{ kN}$$

$$M = 56.16 \times (0.5 + 3.82) = 242.61 \text{ kNcm}$$

$$\tau_{kem} = 9.00 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{kem} = 11 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{hem} = 11 \text{ kN/cm}^2$$

$$t = 1 \text{ cm}, a_{\text{max}} = 0.7 \times 4 = 0.7 \text{ cm}$$

$$a = 0.7 \text{ cm için}, l = l' - 2 \times a, F_k = a \times (l' - 2 \times a), l' = 12 \text{ cm}$$

$$F_k = 2 \times (12 - 2 \times 0.7) \times 0.7 = 14.84 \text{ cm}^2$$

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

$$\tau_k = \frac{56.16}{14.84} = 3.74 \text{ kN/cm}^2$$

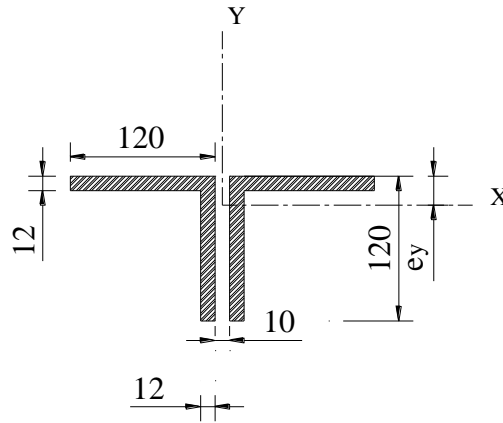
$$\sigma_k = \frac{M}{W_k} = \frac{242.61}{26.22} = 9.25 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{kv} = \sqrt{\sigma_k^2 + \tau_k^2} = \sqrt{9.25^2 + 3.74^2} = 9.87 \text{ kN/cm}^2 < 11.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

L120X120X12'in kesit özellikleri: (Şekil 3.32)

$$F = 27.5 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = I_{yy} = 368 \text{ cm}^4, W_{xx} = 42.7 \text{ cm}^3, i_{xx} = i_{yy} = 3.65 \text{ cm}, e_y = 3.40 \text{ cm}$$



Şekil 3.32 2L120X120X12 Enkesit Görünüşü

Çekme durumunda:

$$P = 278.56 \text{ kN (H)}$$

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{278.56}{2 \times 27.5} = 5.06 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

Basınç durumunda kesit çok parçalı basınç elemanı olarak boyutlandırılacaktır.

$$P = -195.49 \text{ kN (HZ)}$$

Elemanların bağ levhaları düzenlenirken eleman tam ve tek sayıya bölünmüştür. Bu nedenle kesitin bağ levhalarının baş ve sondaki aralıkları farklıdır. Bu durum dikkate alınmış ve en büyük aralık için hesap yapılmıştır. Elemanın serbest boyu hesaplarda 5.343 m olarak alınmıştır.

Çok parçalı elemanın karakteristik özellikleri:

$$I_{xx} = 2 \times 368 = 736 \text{ cm}^4, i_{xx} = 3.65 \text{ cm}$$

$$I_{yy} = 2 \times 368 + 2 \times 27.5 \times (3.4 + 0.5)^2 = 1572.55 \text{ cm}^4, i_{yy} = \sqrt{\frac{1572.55}{2 \times 27.5}} = 5.35 \text{ cm}$$

$$\beta_{kx} = \beta_{ky} = 1.00 \quad (\text{Burkulma boyu katsayıları})$$

$$S_{kx} = S_{ky} = 1 \times 534.3 = 534.3 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{534.3}{3.65} = 146.40, \lambda_y = \frac{534.3}{5.35} = 99.87$$

$$\lambda_1 \leq \begin{cases} 50 & \left(\frac{1}{2} \times \lambda_x \leq 50 \text{ ise} \right) \\ \frac{1}{2} \times \lambda_x & \left(\frac{1}{2} \times \lambda_x > 50 \right) \end{cases} \quad (3.56)$$

$$S_{k1} = 0.98 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = \frac{98}{3.65} = 26.85 < 73.1 = \frac{\lambda_x}{2} \quad (3.56)$$

$$\lambda_{y1} = \sqrt{99.87^2 + \frac{2}{2} \times 26.85^2} = 103.04$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = 146.40 \rightarrow \omega = 3.73$$

$$\sigma = \frac{3.73 \times 195.49}{2 \times 27.5} = 13.26 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

Bağ levhalarının hesabı:

$$e_y = 3.40 \text{ cm}, 20 \times 3.65 = 73 \text{ cm}$$

$$8.80 \leq 73 \text{ için } Q_i = \frac{2 \times 27.5 \times 14.40}{80} = 9.90 \text{ kN} \quad (3.56)$$

$$T = \frac{9.90 \times 98}{8.80} = 110.25 \text{ kN} \quad (3.59)$$

$$T_1 = \frac{110.25}{2} = 55.13 \text{ kN}$$

$$M = 55.13 \times (0.5 + 3.40) = 215.00 \text{ kNcm}$$

$$0.3 \leq a \leq 0.7 \times t_{\min}, 15 \times a \leq l \leq 100 \times a$$

$$\tau_{kem} = 11.00 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{kem} = 11.00 \text{ kN/cm}^2, \sigma_v = 11.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$t = 1.2 \text{ cm}, a_{\max} = 0.7 \times 4 = 0.84 \text{ cm}$$

$$a = 0.5 \text{ cm için}, l = l' - 2 \times a, F_k = a \times (l' - 1 \times a), l' = 12 \text{ cm}$$

$$F_k = 2 \times (12 - 1 \times 0.5) \times 0.5 = 11.50 \text{ cm}^2$$

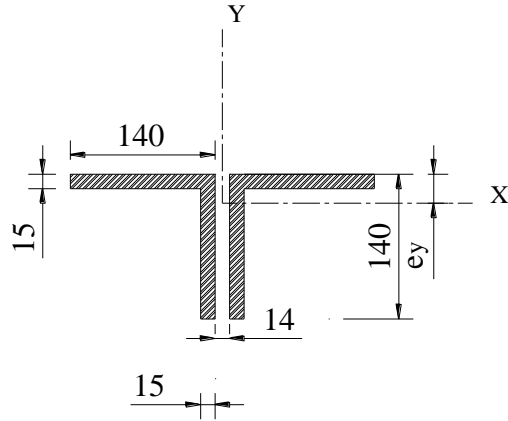
$$W_k = 2 \times \frac{0.5 \times 11.5^2}{6} = 22.04 \text{ cm}^3$$

$$\tau_k = \frac{55.13}{11.50} = 4.79 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{M}{W_k} = \frac{215}{22.04} = 9.75 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_k^2 + \tau_k^2} = \sqrt{9.75^2 + 4.79^2} = 10.9 \text{ kN/cm}^2 < 11.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

L140X140X15'in kesit özellikleri:



Şekil 3.33 2L140X140X15 Enkesit Görünüşü

$$F= 39.75 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx}= I_{yy}= 733.46 \text{ cm}^4, W_{xx}= 73.73 \text{ cm}^3, i_{xx}= i_{yy}= 4.30 \text{ cm}, e_y=4.05\text{cm}$$

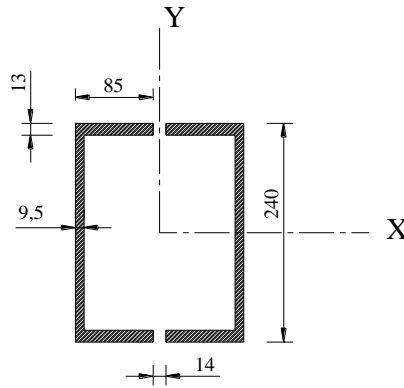
Çekme durumunda:

$$P= 423.38 \text{ kN (H)}$$

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{423.38}{2 \times 39.75} = 5.33 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

Bu elemanlar basınç elemanı olmamalarına rağmen TS 648'de belirtildiği gibi çekme elemanlarında $\lambda \leq 250$ olacak şekilde bağ levhaları teşkil edilmiştir.

UNP240'in kesit özellikleri: (Şekil 3.34)



Şekil 3.34 2UNP240 Enkesit Görünüşü

$$F= 42.3 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx}= 3600, I_{yy}= 248 \text{ cm}^4, W_{xx}= 300 \text{ cm}^3, W_{yy}= 39.6 \text{ cm}^3, i_{xx}= 9.22, i_{yy}= 2.42 \text{ cm},$$

$$e_y=2.23 \text{ cm}$$

Çekme durumunda:

$$P= 532.16 \text{ kN (H)}$$

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{532.16}{2 \times 42.3} = 6.29 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

Basınç durumunda kesit çok parçalı basınç elemanı olarak boyutlandırılacaktır.

$$P= -398.90 \text{ kN (H)}$$

Elemanların bağ levhaları düzenlenirken eleman tam ve tek sayıya bölünmüştür. Bu nedenle kesitin bağ levhalarının baş ve sondaki aralıkları farklıdır. Bu durum dikkate alınmış ve en büyük aralık için hesap yapılmıştır. Elemanın serbest boyu hesaplarda 7.32 m olarak alınmıştır.

Çok parçalı elemanın karakteristik özellikleri:

$$I_{xx} = 2 \times 3600 = 7200 \text{ cm}^4, i_{xx} = 9.22 \text{ cm}$$

$$I_{yy} = 2 \times 248 + 2 \times 42.30 \times (6.27 + 1)^2 = 4967.36 \text{ cm}^4, i_{yy} = \sqrt{\frac{4967.36}{2 \times 42.30}} = 7.67 \text{ cm}$$

$$\beta_{kx} = \beta_{ky} = 1.00 \quad (\text{Burkulma boyu katsayıları})$$

$$S_{kx} = S_{ky} = 1 \times 732 = 732 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{732}{9.22} = 79.40, \lambda_y = \frac{732}{7.67} = 95.44$$

$$\lambda_1 \leq \begin{cases} 50 & \left(\frac{1}{2} \times \lambda_x \leq 50 \text{ ise} \right) \\ \frac{1}{2} \times \lambda_x & \left(\frac{1}{2} \times \lambda_x > 50 \right) \end{cases} \quad (3.56)$$

$$S_{k1} = 1.20 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = \frac{120}{2.42} = 49.59 < 73.1 = \frac{\lambda_x}{2} \quad (3.56)$$

$$\lambda_{y1} = \sqrt{95.44^2 + \frac{2}{2} \times 49.59^2} = 108.56$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_1 = 108.56 \rightarrow \omega = 2.18$$

$$\sigma = \frac{2.18 \times 398.90}{2 \times 42.30} = 10.30 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

Bağ levhalarının hesabı:

$$e_y = 14.54 \text{ cm}, 20 \times 2.42 = 48.40 \text{ cm}$$

$$14.54 \leq 73 \text{ için } Q_i = \frac{2 \times 42.3 \times 14.40}{80} = 15.20 \text{ kN} \quad (3.56)$$

$$T = \frac{15.20 \times 120}{8.80} = 125.50 \text{ kN} \quad (3.59)$$

$$T_1 = \frac{125.50}{2} = 62.75 \text{ kN}$$

$$M = 62.50 \times 1 = 62.50 \text{ kNcm}$$

$$0.3 \leq a \leq 0.7 \times t_{\min}, 15 \times a \leq l \leq 100 \times a$$

$$\tau_{kem} = 11.00 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{kem} = 11.00 \text{ kN/cm}^2, \sigma_v = 11.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$t = 1.2 \text{ cm}, a_{\max} = 0.7 \times 4 = 0.84 \text{ cm}$$

$$a = 0.5 \text{ cm için}, l = l' - 2 \times a, F_k = a \times (l' - 2 \times a), l' = 18 \text{ cm}$$

$$F_k = 2 \times (18 - 2 \times 0.5) \times 0.5 = 17.00 \text{ cm}^2$$

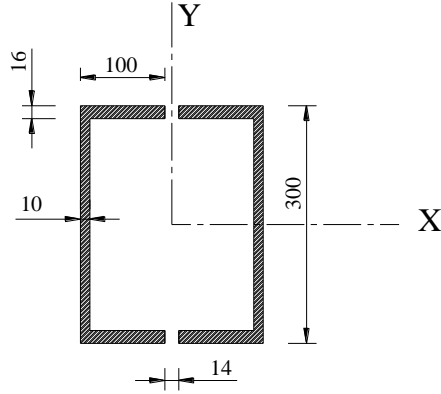
$$W_k = 2 \times \frac{0.5 \times 17.00^2}{6} = 48.17 \text{ cm}^3$$

$$\tau_k = \frac{62.50}{17} = 3.68 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{M}{W_k} = \frac{62.5}{48.17} = 1.30 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_k^2 + \tau_k^2} = \sqrt{3.68^2 + 1.30^2} = 3.90 \text{ kN/cm}^2 < 11.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

UNP300'in kesit özellikleri:



Şekil 3.35 2UNP300 Enkesit Görünüşü

$$F= 58.8 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx}= 8030, I_{yy}= 495 \text{ cm}^4, W_{xx}= 535 \text{ cm}^3, W_{yy}= 67.8 \text{ cm}^3, i_{xx}= 11.7, i_{yy}= 2.90 \text{ cm},$$

$$e_y=2.70 \text{ cm}$$

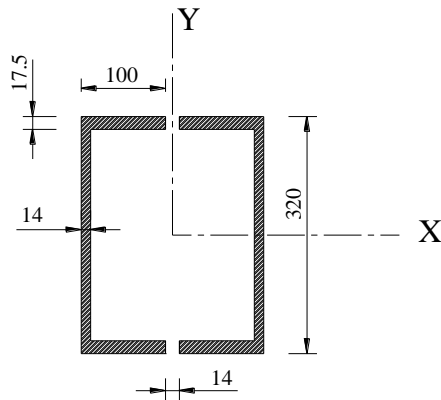
Çekme durumunda:

$$P= 516.09 \text{ kN (H)}$$

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{516.09}{2 \times 58.8} = 4.39 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

Bu elemanlar da basınç elemanı olmamalarına rağmen TS 648'de belirtildiği gibi çekme elemanlarında $\lambda \leq 250$ olacak şekilde bağ levhaları teşkil edilmiştir.

UNP320'in kesit özellikleri:



Şekil 3.36 2UNP320 Enkesit Görünüşü

$$F= 75.8 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx}= 10870, I_{yy}= 597 \text{ cm}^4, W_{xx}= 679 \text{ cm}^3, W_{yy}= 80.60 \text{ cm}^3, i_{xx}= 12.1, i_{yy}= 2.60 \text{ cm},$$
$$e_y=2.60 \text{ cm}$$

Basınç durumunda kesit çok parçalı basınç elemanı olarak boyutlandırılacaktır.

$$P= -891.34 \text{ kN (H)}$$

Elemanların bağ levhaları düzenlenirken eleman tam ve tek sayıya bölünmüştür. Bu nedenle kesitin bağ levhalarının baş ve sondaki aralıkları farklıdır. Bu durum dikkate alınmış ve en büyük aralık için hesap yapılmıştır.

$$L= 10.576 \text{ m}$$

Çok Parçalı Kesitin Karakteristik Değerleri:

$$I_{xx} = 2 \times 10870 = 21740 \text{ cm}^4, i_{xx} = 12.1 \text{ cm}$$

$$I_{yy} = 2 \times 597 + 2 \times 75.8 \times (8.4)^2 = 1416.16 \text{ cm}^4, i_{yy} = \sqrt{\frac{1416.16}{2 \times 75.8}} = 9.34 \text{ cm}$$

$$\beta_{kx} = \beta_{ky} = 1.00 \quad (\text{Burkulma boyu katsayıları})$$

$$S_{kx} = S_{ky} = 1 \times 1057.6 = 1057.6 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{1057.6}{12.1} = 87.40, \lambda_y = \frac{1057.6}{9.34} = 113.23$$

$$\lambda_1 \leq \begin{cases} 50 & \left(\frac{1}{2} \times \lambda_x \leq 50 \text{ ise} \right) \\ \frac{1}{2} \times \lambda_x & \left(\frac{1}{2} \times \lambda_x > 50 \right) \end{cases} \quad (3.56)$$

$$S_{k1} = 1.30 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = \frac{130}{2.6} = 50 < 50, \lambda_x \leq 100$$

$$\lambda_{y1} = \sqrt{99.87^2 + \frac{2}{2} \times 50^2} = 111.69$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = 111.69 \rightarrow \omega = 2.29$$

$$\sigma = \frac{2.29 \times 891.34}{2 \times 75.8} = 13.46 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

Bağ levhalarının hesabı:

$$i_{\min} = 2.60 \text{ cm}, 20 \times 2.60 = 52 \text{ cm}$$

$$16.80 \leq 52 \text{ için } Q_i = \frac{2 \times 75.8 \times 14.40}{80} = 27.29 \text{ kN}$$

$$T = \frac{27.29 \times 130}{23.60} = 150.33 \text{ kN}$$

$$T_1 = \frac{150.33}{2} = 75.17 \text{ kN}$$

$$M = 75.17 \times 1 = 75.17 \text{ kNcm}$$

$$0.3 \leq a \leq 0.7 \times t_{\min}, 15 \times a \leq l \leq 100 \times a$$

$$\tau_{kem} = 11.00 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{kem} = 11.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$t = 1.4 \text{ cm}, a_{\max} = 0.7 \times 1.4 = 0.98 \text{ cm}$$

$$a = 0.8 \text{ cm için}, l = l' - 2 \times a, F_k = a \times (l' - 2 \times a), l' = 18 \text{ cm}$$

$$F_k = 2 \times (18 - 2 \times 0.5) \times 0.5 = 17.00 \text{ cm}^2$$

$$W_k = 2 \times 0.5 \times \frac{17^2}{6} = 48.17 \text{ cm}^3$$

$$\tau_k = \frac{75.17}{17} = 4.42 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{M}{W_k} = \frac{75.17}{48.17} = 1.54 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{kv} = \sqrt{\sigma_k^2 + \tau_k^2} = \sqrt{1.54^2 + 4.42^2} = 4.68 \text{ kN/cm}^2 < 11.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

3.7.2 Makas Dikmelerinin Boyutlandırılması

Dikmelerin boyutlandırılması diyagonallerin boyutlandırılması gibi yapılmıştır. Dikme elemanı olarak 2L100X100X10, 2L120X120X12, 2L140X140X15, 2UNP240, 2UNP300 kesitler kullanılmıştır. Kesitler seçilirken olanaklar ölçüsünde

aynı olmasına dikkat edilmiştir. Kesitlerin karakteristik özellikleri Bölüm 3.7.1’de verilmiştir. Bu nedenle elemanların kesit özellikleri tekrar verilmemiştir.

2L100X100X10 dikmesinin boyutlandırılması:

Basınç durumunda kesit çok parçalı basınç elemanı olarak boyutlandırılacaktır.

$$P = -69.70 \text{ kN (HZ)}$$

Elemanların bağ levhaları düzenlenirken eleman tam ve tek sayıya bölünmüştür. Bu nedenle kesitin bağ levhalarının baş ve sondaki aralıkları farklıdır. Bu durum dikkate alınmış ve en büyük aralık için hesap yapılmıştır.

$$L = 2.574 \text{ m}$$

$$\beta_{kx} = \beta_{ky} = 1.00 \quad (\text{Burkulma boyu katsayıları})$$

$$S_{kx} = S_{ky} = 1 \times 257.4 = 257.4 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{257.4}{3.04} = 84.67, \quad \lambda_x = \frac{257.4}{4.50} = 57.20$$

$$\lambda_1 \leq \begin{cases} 50 & \left(\frac{1}{2} \times \lambda_x \leq 50 \text{ ise} \right) \\ \frac{1}{2} \times \lambda_x & \left(\frac{1}{2} \times \lambda_x > 50 \right) \end{cases}$$

$$S_{k1} = 0.84$$

$$\lambda_1 = \frac{84}{3.04} = 27.64 < 50$$

$$\lambda_{y1} = \sqrt{57.20^2 + \frac{2}{2} \times 27.64^2} = 60.51$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = 84.67 \rightarrow \omega = 1.69$$

$$\sigma = \frac{1.69 \times 69.70}{2 \times 19.2} = 3.07 \text{ kN/cm}^2 < 19.15 \text{ kN/cm}^2$$

Bağ levhalarının hesabı:

Bölüm 3.7’de diyagonal olarak hesaplanan aynı kesit için bulunan bağ levhaları dikmelerde aynı şekilde kullanılmıştır.

2L120X120X12 dikmesinin boyutlandırılması:

Çekme durumunda:

$$P = 172.45 \text{ kN (HZ)}$$

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{172.45}{2 \times 27.5} = 3.14 \text{ kN/cm}^2 < 19.15 \text{ kN/cm}^2 = 1.33 \times 14.40$$

Basınç durumunda kesit çok parçalı basınç elemanı olarak boyutlandırılacaktır.

$$P = -162.72 \text{ kN (HZ)}$$

Elemanların bağ levhaları düzenlenirken eleman tam ve tek sayıya bölünmüştür. Bu nedenle kesitin bağ levhalarının baş ve sondaki aralıkları farklıdır. Bu durum dikkate alınmış ve en büyük aralık için hesap yapılmıştır.

$$L = 5.192 \text{ m}$$

$$\beta_{kx} = \beta_{ky} = 1.00 \quad (\text{Burkulma boyu katsayıları})$$

$$S_{kx} = S_{ky} = 1 \times 519.20 = 519.20 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{519.20}{3.65} = 142.25, \quad \lambda_y = \frac{519.20}{5.35} = 97.05$$

$$\lambda_1 \leq \begin{cases} 50 & \left(\frac{1}{2} \times \lambda_x \leq 50 \text{ ise} \right) \\ \frac{1}{2} \times \lambda_x & \left(\frac{1}{2} \times \lambda_x > 50 \right) \end{cases}$$

$$S_{k1} = 0.90 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = \frac{116}{3.04} = 29.60 < 71.13 = \frac{\lambda_x}{2}$$

$$\lambda_{y1} = \sqrt{97.05^2 + \frac{2}{2} \times 29.60^2} = 101.46$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = 142.25 \rightarrow \omega = 3.50$$

$$\sigma = \frac{3.50 \times 162.72}{2 \times 27.5} = 10.35 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

2L140X140X15 dikmesinin boyutlandırılması:

Basınç durumunda kesit çok parçalı basınç elemanı olarak boyutlandırılacaktır.

$$P = -295.01 \text{ kN (HZ)}$$

Elemanların bağ levhaları düzenlenirken eleman tam ve tek sayıya bölünmüştür. Bu nedenle kesitin bağ levhalarının baş ve sondaki aralıkları farklıdır. Bu durum dikkate alınmış ve en büyük aralık için hesap yapılmıştır.

$$L = 5.148 \text{ m}$$

$$\beta_{kx} = \beta_{ky} = 1.00 \quad (\text{Burkulma boyu katsayıları})$$

$$S_{kx} = S_{ky} = 1 \times 514.80 = 514.80 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{514.80}{4.30} = 119.72, \quad \lambda_y = \frac{514.80}{6.40} = 80.44$$

$$\lambda_1 \leq \begin{cases} 50 & \left(\frac{1}{2} \times \lambda_x \leq 50 \text{ ise} \right) \\ \frac{1}{2} \times \lambda_x & \left(\frac{1}{2} \times \lambda_x > 50 \right) \end{cases}$$

$$S_{k1} = 101 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = \frac{101}{4.30} = 23.49 < 59.86 = \frac{\lambda_x}{2}$$

$$\lambda_{y1} = \sqrt{119.72^2 + \frac{2}{2} \times 23.49^2} = 122.00$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = 122.00 \rightarrow \omega = 2.55$$

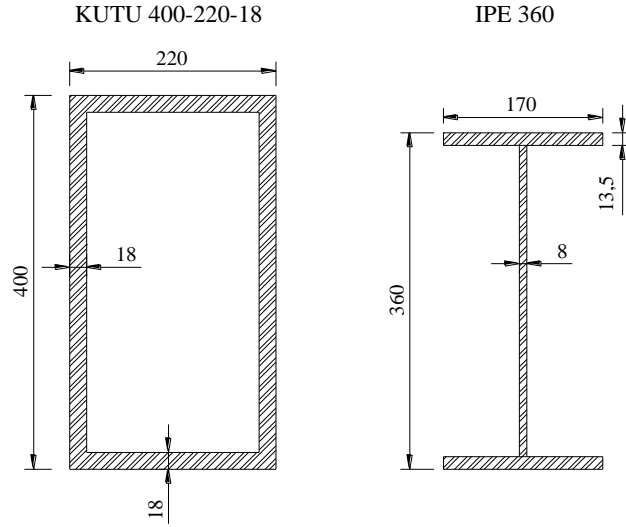
$$\sigma = \frac{2.55 \times 295.01}{2 \times 39.75} = 9.46 \text{ kN/cm}^2 < 19.15 \text{ kN/cm}^2 = 14.40 \times 1.33$$

Bağ levhalarının hesabı:

Bölüm 3.7'de diyagonal olarak hesaplanan aynı kesit için bulunan bağ levhaları dikmelerde aynı şekilde kullanılmıştır.

3.7.3 Makas Üst Başlığın Boyutlandırılması

Üst başlık olarak iki tip kesit seçilmiştir. Bu kesitler konsolda kutu kesit, diğer makaslarda IPE 360 olarak belirlenmiş ve Şekil 3.35’de çizilmiştir. Kesitlerin karakteristik özellikleri Tablo 3.2’de verilmiştir.



Şekil 3.37 Üst Başlıkların Enkesit Görünüşleri

Tablo 3.2 Kesitlerin Karakteristik Özellikleri

Kesit	F (cm ²)	I _{xx} (cm ⁴)	I _{yy} (cm ⁴)	W _{xx} (cm ³)	W _{yy} (cm ³)	i _{xx} (cm)	i _{yy} (cm)
Kutu 400-220-18	210.24	43382.90	16597.17	2169.15	1508.83	14.37	8.86
IPE 360	72.70	16270.00	1043.00	903.89	122.71	14.96	3.79

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} = \frac{560.68}{149.76} + \frac{9650}{1203.44} = 3.74 + 8.02 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

Kutu 400-220-18 elemanının boyutlandırılması:

Eleman çekme elemanı olarak boyutlandırılacaktır.

$$P = 602.16 \text{ kN (H)}$$

$$M= 72.21 \text{ kNm}$$

$$T= 336.02 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} = \frac{602.16}{210.24} + \frac{7221}{2169.15} = 2.86 + 3.32 \text{ kN/cm}^2 = 6.18 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

IPE 360 elemanının boyutlandırılması:

Eleman basınca çalışan elemanı olarak boyutlandırılacaktır.

$$P= 628.92 \text{ kN (H)}$$

$$L=3.949 \text{ m}$$

$$\beta_{kx} = \beta_{ky} = 1.00 \quad (\text{x ve y yönü burkulma katsayısı})$$

$$S_{kx} = 1 \times 3.949 = 3.949$$

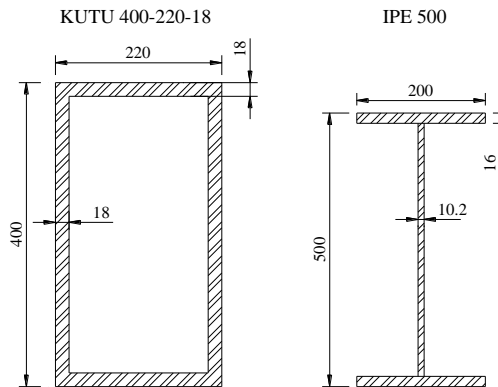
$$S_{ky} = 0.5 \times 3.949 = 1.975$$

$$\lambda_y = \frac{197.5}{3.79} = 52.11 \rightarrow \omega_y = 1.28, \lambda_x = \frac{394.9}{14.96} = 26.39 \rightarrow \omega_x = 1.07$$

$$\sigma = \frac{1.28 \times 628.92}{72.70} = 11.07 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

3.7.4 Makas Alt Başlığın Boyutlandırılması

Makas alt başlık elemanları basınca çalışan elemanlardır. Bu elemanların Şekil 3.36'de enkesitleri verilmiştir. Kesitlerin karakteristik özellikleri ise Tablo 3.3' de verilmiştir.



Şekil 3.38 Alt Başlık Elemanları Kesit Görünüşleri

Tablo 3.3 Alt Başlık Elemanlarının Karakteristik Özellikleri

Kesit	F (cm ²)	I _{xx} (cm ⁴)	I _{yy} (cm ⁴)	W _{xx} (cm ³)	W _{yy} (cm ³)	i _{xx} (cm)	i _{yy} (cm)
Kutu 400-220-18	210.24	43382.90	16597.17	2169.15	1508.83	14.37	8.86
IPE 500	116.00	48200.00	2140.00	1930.00	214.00	20.40	4.31

Kutu 400-220-18 elemanının boyutlandırılması:

Eleman basınca çalışan eleman olarak boyutlandırılacaktır. Elemanın serbest boyu 6.438 m'dir.

$$P = 1942.42 \text{ kN (H)}$$

$$\beta_{kx} = 1.00 \quad (\text{x yönünde burkulma boyu katsayıları})$$

$$\beta_{ky} = 1.00 \quad (\text{y yönünde burkulma boyu katsayıları})$$

$$S_{kx} = 1 \times 6.438 = 6.438$$

$$S_{ky} = 1 \times 6.438 = 6.438$$

$$\lambda_y = \frac{643.8}{8.86} = 72.66 \rightarrow \omega_y = 1.51, \quad \lambda_x = \frac{643.8}{14.3} = 45.02 \rightarrow \omega_x = 1.21$$

$$\sigma = \frac{1.51 \times 1942.42}{210.24} = 13.95 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

IPE 500 elemanının boyutlandırılması:

Eleman eğilmeli basınca çalışan eleman olarak boyutlandırılacaktır. Elemanın boyu 3.949 m'dir.

$$P = 628.92 \text{ kN/cm}^2 \text{ (H)}$$

$$F_b = 1.6 \times 20 + \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 1.02 \times 46.8 = 39.96 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = \frac{20^3 \times 1.6}{12} = 1066.67 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{1066.67}{39.96}} = 5.17 \text{ cm}$$

$$M = 81.92 \text{ kN/cm}^2$$

$$\beta_{kx} = 1.00 \quad (\text{x yönünde burkulma boyu katsayıları})$$

$$\beta_{ky} = 0.50 \quad (\text{y yönünde burkulma boyu katsayıları})$$

$$S_{kx} = 1.00 \times 394.9 = 394.90 \text{ cm}$$

$$S_{ky} = 0.50 \times 394.9 = 197.45 \text{ cm}$$

$$\lambda_{yb} = \frac{197.45}{5.17} = 38.19$$

$$\lambda_y = \frac{197.45}{4.31} = 45.81 \rightarrow \omega_y = 1.22, \lambda_x = \frac{394.90}{20.40} = 19.36 \rightarrow \omega_x ; 1.02$$

$$\sigma_{eb} = \frac{628.92}{116.00} = 5.42 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.44)$$

$$\sigma_{bemx} = \frac{14.40}{1.22} = 11.80 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.45)$$

$$\sigma_{bx} = \frac{8192.00}{1930} = 4.24 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.46)$$

$$\sqrt{\frac{3.10^7 \times 1.00}{2400}} = 111.80 > \lambda_{yb} \Rightarrow \sigma_{Bx} = \frac{10^7 \times 1.00}{38.19^2} = 68564.72 \text{ kg/cm}^2 \cong 685.65 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} \leq 0.6 \times 24 = 14.40 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.50)$$

$$\frac{5.42}{11.80} = 0.46 > 0.15 \quad (3.41)$$

$$\frac{5.42}{11.80} + \frac{0.99 \times 4.24}{\left(1 - \frac{5.42}{221.18}\right) \times 14.40} = 0.46 + 0.30 = 0.76 < 1 \quad (\text{uygun})$$

3.7.5 Halat Elemanların Boyutlandırılması

Şekil 3.7.4.1'de de görüldüğü gibi çelik halatlar, merkezde bulunan özün çelik tellerin içten dışa oluşturdukları bir elemanlardır. Kullanılan halat 1 öz etrafında 6 çelik tel grubu vardır. Halat elemanlar sadece çekmeye çalışan elemanlardır. Bu nedenle elemanlara gelen en büyük çekme değerine göre kontrol edilirler. Üreticinin

verdiği kopma değerinin yarısı emniyet değeri olarak kabul edilecektir [Kaptanlar Çelik, Halatlar Kataloğu].



Şekil 3.39 Çelik Halatların Yapısı

Gerilme Kontrolü:

$$P= 205.00 \text{ kN}$$

$$D= 4.8 \text{ cm}$$

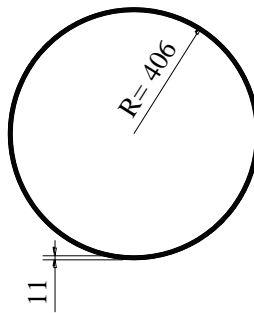
(D; halat elemanın çapı)

$$P_{\max}=684.00 \text{ kN}, P < 0.5XP_{\max}=342 \text{ kN}$$

(uygun)

3.8 Boru Elemanların Boyutlandırılması

Boru elemanlar da halat elemanlar gibi sadece çekmeye çalıştırılmıştır. Buna göre elemanlara gelen en büyük yüke göre kontrol edilmiştir. Şekil 3.7.5.1’de de görüldüğü gibi boru kesitler çapı 40.6 cm et kalınlığı 1.1 cm olan elemanlardır.



Şekil 3.40 Boru Elemanların Enkesiti

$$P= 571.24 \text{ kN (H)}$$

$$M= 108.81 \text{ kNm}$$

$$D = 40.6 \text{ cm}$$

(D; boru elemanın çapı)

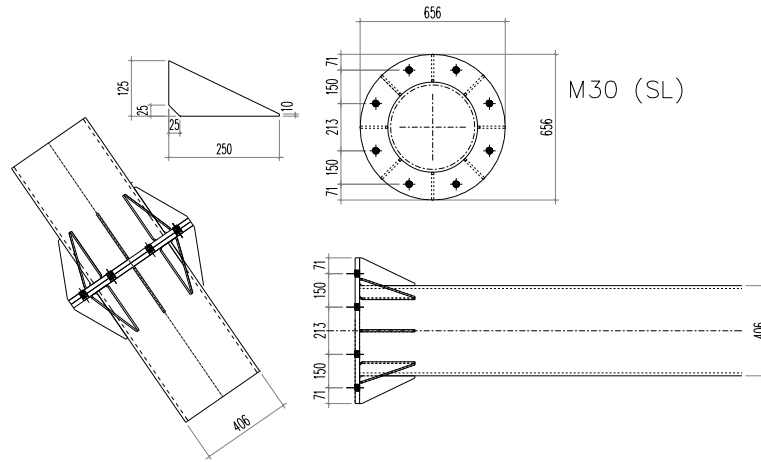
$$t = 1.1 \text{ cm}$$

$$F = 136 \text{ cm}^2$$

$$I = 26642.84 \text{ cm}^4, W = 1312.46 \text{ cm}^3, i = 13.97 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{571.24}{136} + \frac{10881}{1312.46} = 4.20 + 8.29 = 12.49 \text{ kN/cm}^2 < 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

Boru Elemanların Ek Hesabı:



Şekil 3.41 Boru Elemanların Ek Detayı

Boru elemanın eki elemana gelen çekme kapasitesine göre yapılmıştır. Bağlantıda kullanılan bulonlar, kuvvetin bulon eksenini doğrultusunda gelmesi dolayısıyla öngermeli yüksek mukavemetli bulonlar olarak tasarlanmıştır.

$$P_{\max} = F \times \sigma_{\text{çem}} = 136 \times 14.40 = 1958.40 \text{ kN}$$

$$15 \times a \leq l \leq 100 \times a$$

$$3 \leq a \leq 0.7 \times t_{\min}$$

$$t_{\min} = 15 \text{ mm}, 0.7 \times 15 = 10.5 \text{ mm}$$

seçilen kaynak kalınlığı: 6 mm

$$\tau_{\text{em}} = 11.00 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{\text{kem}} = 11.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{k1} = 8 \times 2 \times (24 - 2 \times 0.6) \times 0.6 = 218.88 \text{ cm}^2$$

$$F_{k2} = 8 \times 2 \times (11.5 - 1 \times 1) \times 1 = 184 \text{ cm}^2$$

$$\tau_1 = \frac{1958.40}{218.88} = 8.95 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau_2 = \frac{1958.40}{184} = 10.64 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Bulonların tahkiki:

Bulonların çekmeye çalıştırılması durumunda emniyetle taşıyabileceği çekme kuvveti Denklem 3.60 ile hesaplanır. H yüklemesinde v emniyet katsayısı 2.5 olarak alınmıştır[6].

Seçilen bulon: M30

M36 bulon için P_v (bulona uygulanan öngerilme kuvveti) değeri

$$P_v = 290 \text{ kN} \quad (P_v : \text{bulona uygulanan öngerilme kuvveti})$$

$$P_b = \frac{1569.60}{8} = 196.20 \text{ kN} \quad (P_b : \text{bir bulona gelen kuvvet})$$

$$P_{bu} = \frac{\sigma_s}{v} \times A_s \quad (3.60)$$

P_{bu} :bir bulonun taşıyabileceği maksimum çekme kuvveti

$$v = 2.5, A_s = 5.61 \text{ cm}^2$$

$$P_{bu} = \frac{90}{2.5} \times 5.61 = 201.96 \text{ kN}$$

$$201.96 > 196.20, P_{bu} > P_b \quad (\text{uygun})$$

3.9 Cephe Kolonlarının ve Kuşakların Boyutlandırılması

Cephe kaplamasının taşıyıcısı olarak kullanılan cephe kolonları üç tip olarak hesaplanmıştır. Rüzgar yüklerini çatıya ve temele iletmekle görevlidirler. Bu dikmeler düşey yük taşıyıcısı olarak kullanılmamıştır. Bu yüzden çatının üst başlığına düşeyde oval olarak deliklere teşkil edilmiş bulonlarla bağlıdır. Kuşaklar kaplamanın bağlandığı ilk elemanlardır. Bu elemanlar iki açıklıkta sürekli ve ortadan

gergili olarak boyutlandırılmıştır. Cephe kuşaklarının hesabı Bölüm 3.1.1' deki aşıklar gibi yapılacaktır. Sadece en altta bulunan cephe kuşağı yapı duvarına tam oturması için UPN 200 olarak boyutlandırılmıştır.

Cephe kuşaklarının hesabı:

Cephe kuşakları düşeyde 2.5 m'de bir kullanılmıştır.

Düşey yükler :

Cephe kaplaması $2.5 \times 0.10 = 0.25 \text{ kN/m}$
 Kuşak Özağırlığı $2.5 \times 0.15 \cong 0.38 \text{ kN/m}$

$$g_z = 0.38 \text{ kN/m}$$

Rüzgar Yüğü $1.5 \times 1.2 \times 0.8 = 1.44 \text{ kN/m}$
 $l=6.44 \text{ m}$ (l; iki cephe kolonu arasındaki mesafe)

$$M_y = \frac{q_x \times l^2}{11} = \frac{0.38 \times (6.44/2)^2}{11} = 0.36 \text{ kNm}$$

$$M_x = \frac{q_y \times l^2}{11} = \frac{1.44 \times (6.44)^2}{11} = 5.43 \text{ kNm}$$

Seçilen Profil: UPN 120 (St37)

$F= 1.00 \text{ cm}^2$, $I_{xx}= 364$, $I_{yy}= 43.2 \text{ cm}^4$, $W_{xx}= 80.70 \text{ cm}^3$, $W_{yy}= 11.10 \text{ cm}^3$ $i_{xx}= 4.62$,

$i_{yy}= 1.59 \text{ cm}$, $e_y=1.60 \text{ cm}$

Gerilme Kontrolü:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{543}{80.70} + \frac{36}{11.10} = 6.79 + 3.24 = 10.03 \text{ kN/cm}^2 \leq 14.40 \text{ kN/cm}^2$$

Sehim Kontrolü:

$$f_x = 0.248 \times \frac{q_x \times l^4}{I_x} = 0.248 \times \frac{1.44 \times 6.44^4}{364} = 1.70 \text{ cm}$$

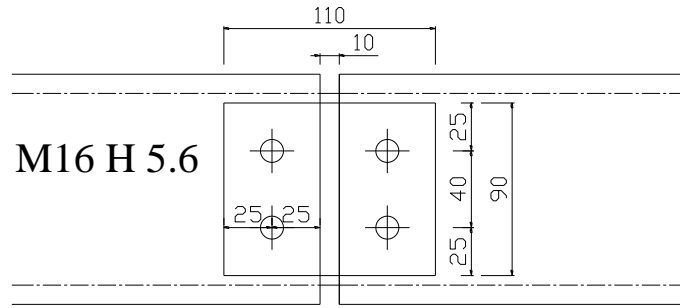
$f_y ; 0$

$$f = 1.70 \text{ cm} = 2.15 \text{ cm} = \frac{l}{300}$$

Kuşakların ek hesabı :

Kuşakların eki mesnet bölgesinden L/4 mesafelerindeki eleman iç kuvvetlerine göre boyutlandırılmıştır. Bu noktada moment olmamasına rağmen kesitin moment kapasitesine göre ek hesabı yapılmıştır [7].

$$T= 3.1 \text{ kN}$$



Şekil 3.42 Cephe Kuşağı Ek Detayı

$$\tau_{sem} = 24 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{lem} = 48 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{H 5.6 uygun bulonlar için})$$

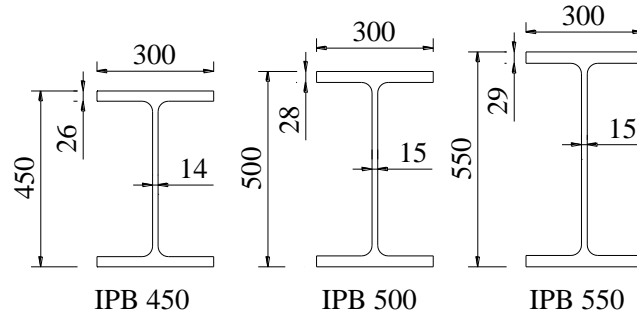
$$N_s = m \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = \frac{\pi \times 1.7^2}{4} \times 24 = 54.45 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{makaslama emniyet kuvveti})$$

$$N_l = d \times t_{min} \times \sigma_{lem} = 1.7 \times 0.7 \times 48 = 57.12 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{ezilme emniyet kuvveti})$$

$$N_{em} = \min(N_s, N_l), N_{em} = 54.45 \text{ kN}$$

54.45 kN > 3.1 kN, 2 adet M16 H 5.6 uygun bulon kesit eki için yeterlidir.

Cephe kolonlarının hesabı:



Şekil 3.43 Cephe Kolonları En Kesitleri

Tablo 3.4 Cephe Kolonları Karakteristik Değerleri

Kesit	F (cm ²)	I _{xx} (cm ⁴)	I _{yy} (cm ⁴)	W _{xx} (cm ³)	W _{yy} (cm ³)	i _{xx} (cm)	i _{yy} (cm)
IPB450	218.00	79890.00	11720.00	3550.00	781.00	19.10	7.33
IPB500	239.00	107200.00	12620.00	4290.00	842.00	21.20	7.25
IPB550	254.00	136700.00	13080.00	4970.00	872.00	23.20	7.17

S103 kolonunun hesabı:(IPB500)

Cephe kolonları 6.44 m de bir kullanılmış, kolona gelen yükler bu aralığa göre belirlenmiştir. Bu nedenle cephe kolonlarının yükleri aynıdır. Yalnız boylarının farklılığından dolayı iç kuvvetleri farklıdır.

Düşey yükler :

Cephe kaplaması 6.44 × 0.10 = 0.65 kN/m
 Kuşak Özağırlığı 1.5 × 0.15 ≅ 0.97 kN/m
 Kolon Özağırlığı ≅ 1.87 kN/m

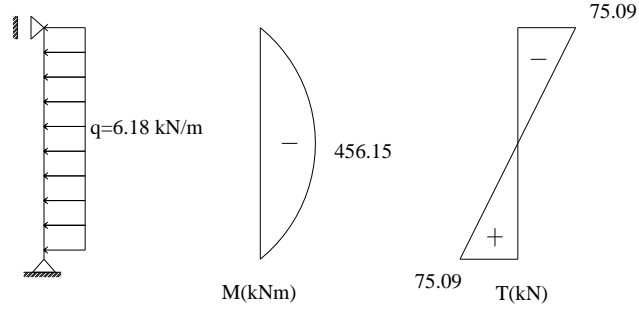
$$g_z = 3.49 \text{ kN/m}$$

Rüzgar Yüğü 6.44 × 1.20 × 0.8 = 6.18 kN/m
 l=6.44 m (l; iki cephe kolonu arasındaki mesafe)

$$M = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6.18 \times 24.30^2}{8} = 304.10 \text{ kNm}$$

$$T = \frac{6.18 \times 24.30}{2} = 75.09 \text{ kN}$$

$$N = 24.30 \times 3.49 = 84.81 \text{ kN}$$



Şekil 3.44 S103 Cephe Kolonu İç kuvvet Diyagramları

$$L = 24.30 \text{ m}$$

$$F_b = 2.8 \times 30 + \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 1.45 \times 44.4 = 94.73 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = \frac{30^3 \times 2.8}{12} = 6300 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = i_{xb} = \sqrt{\frac{6300}{94.73}} = 8.16 \text{ cm}$$

$$S_{kx} = 24.30 \text{ m} \quad (\text{x yönünde burkulma boyu katsayıları})$$

$$S_{ky} = 6.20 \quad (\text{y yönünde burkulma boyu katsayıları})$$

$$\lambda_{yb} = \frac{620}{8.16} = 76$$

$$\lambda_y = \frac{620}{7.25} = 85.51 \rightarrow \omega_y = 1.70, \quad \lambda_x = \frac{2430}{21.20} = 114.62 \rightarrow \omega_x = 2.35$$

$$\sigma_{eb} = \frac{84.81}{239} = 0.36 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.44)$$

$$\sigma_{bem} = \frac{19.15}{2.35} = 8.15 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.45)$$

$$\sigma_{bx} = \frac{45615}{4290} = 10.63 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.45)$$

$$C_b = 1 \quad (\text{Ek B})$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{114.62^2} = 631.01 \text{ kg/cm}^2 \cong 6.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{mx} = 1 \quad (\text{EK B})$$

$$\sqrt{\frac{3 \cdot 10^7 \times 1.00}{2400}} = 111.80 > \lambda_{yb} \Rightarrow \sigma_{Bx} = \frac{10^7 \times 1}{75.98^2} = 1732.21 \text{ kg/cm}^2 \cong 17.32 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1}{620 \times \frac{50}{94.73}} = 2566.90 \text{ kg/cm}^2 \cong 25.67 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.49)$$

$$\sigma_{Bx} \leq 0.6 \times 24 \times 1.33 = 19.15 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.50)$$

$$\frac{0.36}{8.15} = 0.04 < 0.15$$

$$\frac{\sigma_{cb}}{0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} = \frac{0.33}{0.6 \times 24} + \frac{10.63}{17.32} = 0.02 + 0.62 = 0.64 < 1 \quad (\text{uygun})$$

Sehim kontrolü:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{0.00618 \times 2430^4}{2100 \times 107200} = 8.31 < \frac{l}{240} \quad (\text{uygun})$$

Kesme güvenliğinin kontrolü:

Kesme kuvvetinin sadece gövde levhaları tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır..

$$T = 75.09 \text{ kN}$$

$$F_g = 1.45 \times (55 - 2 \times 2.8) = 71.63 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{75.09}{71.63} \cong 1.05 \text{ kN/cm}^2 < 11.05 \text{ kN/cm}^2 = 1.33 \times 8.31$$

Cephe kolonu ek hesabı:

Cephe kolonlarının ek hesabı yapılırken kesitin eğilme kapasitesi dikkate alınmıştır. Başlık ve gövde eklerine gelen etkiler kesitin gövde ve başlık eklerinin atalet momentleri oranında dağıtılmıştır. Kesit ekinin hesabı Bölüm 3.4'deki yaklaşımla yapılmıştır.

$$F^b = 30 \times 2.9 = 87.00 \text{ cm}^2$$

$$F_{ek}^b = 30 \times 3.0 = 90.00 \text{ cm}^2$$

$$F^g = 1.5 \times 44.2 = 66.30 \text{ cm}^2$$

$$F_{ek}^g = 2 \times 1.0 \times 39 = 78 \text{ cm}^2$$

$$F_{ek}^b > F^b, F_{ek}^g > F^g \quad (\text{Kesit seçimi uygun})$$

$$I_{ek}^g = 2 \times \frac{1.0 \times 39^3}{12} = 9886.50 \text{ cm}^4 \quad (I_{ek}^g; \text{ gövde ek levhaları atalet momenti})$$

$$I_{ek}^b = 2 \times 3 \times 30 \times 26.5^2 = 126405 \text{ cm}^4 \quad (I_{ek}^b; \text{ başlık ek levhaları atalet momenti})$$

$$\Sigma I_{ek} = I_{ek}^g + I_{ek}^b = 9886.50 + 126405 = 136291.50 \text{ cm}^4$$

$$M_{ek} = 14.40 \times 4290 = 61776 \text{ kNcm}$$

$$Q_{ek} = 50.06 \text{ kN}$$

$$M_{ek}^b = \frac{I_{ek}^b}{\Sigma I_{ek}} \times M_{ek} = \frac{126405}{136291.50} \times 61776 = 57294.81 \text{ kNcm}$$

$$M_{ek}^g = \frac{I_{ek}^g}{\Sigma I_{ek}} \times M_{ek} = \frac{9886.5}{136291.50} \times 61776 = 4481.21 \text{ kNcm}$$

Başlık bulonlarının irdelenmesi:

$$N_b = \frac{M_{ek}^b}{h} = \frac{57294.81}{50} = 1145.90 \text{ kN}$$

$$\tau_{sem} = 24 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{lem} = 28 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{SL Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için})$$

M27 bulon için:

$$N_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = \frac{\pi \times 2.8^2}{4} \times 24 = 147.70 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{makaslama emniyet kuvveti})$$

$$N_l = d \times t_{min} \times \sigma_{lem} = 2.9 \times 2.8 \times 28 = 227.36 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{ezilme emniyet kuvveti})$$

$$N_{em} = \min(N_s, N_l), N_{em} = 147.70 \text{ kN}$$

$$n_{bulon} = \frac{1145.90}{147.70} \cong 7.76$$

Kesit başlık eki için 8M27(SL) seçilmiştir.

Gövde bulonlarının irdelenmesi:

$$\Sigma M_{ek}^g = M_{ek}^g + Q_{ek} \times a = 4481.21 + 50.06 \times 9.31 = 4952.30 \text{ kNcm}$$

$$\Sigma r^2 = 4 \times (r_1^2 + r_2^2) = 4 \times 12.57^2 + 2 \times 3.75^2 = 660.15$$

$$N_{1y}^M = \frac{x}{\Sigma r^2} \times \Sigma M_{ek}^g = \frac{3.75}{660.15} \times 4952.30 = 28.13 \text{ kN}$$

$$N_{1x}^M = \frac{y}{\Sigma r^2} \times \Sigma M_{ek}^g = \frac{12}{660.15} \times 4952.30 = 90.02 \text{ kN}$$

$$N_{1x}^Q = \frac{75.09}{6} \cong 12.52 \text{ kN}$$

$$\Sigma N = \sqrt{\left((N_{1x}^M) + (N_{1x}^Q) \right)^2 + \left(N_{1y}^M \right)^2} = \sqrt{(12.59 + 90.02)^2 + (28.13)^2} = 106.33 \text{ kN}$$

$$\tau_{sem} = 27 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{lem} = 38 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{SL Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için})$$

M24 bulon için :

$$N_s = m \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\pi \times 2.5^2}{4} \times 27 = 132.47 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{makaslama emniyet kuvveti})$$

$$N_l = d \times t_{min} \times \sigma_{lem} = 1.5 \times 2.5 \times 38 = 142.50 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{ezilme emniyet kuvveti})$$

$$N_{em} = \min(N_s, N_l), N_{em} = 132.47 \text{ kN}$$

105.00 kN > 100.09 kN, 6 adet M24 (SL) bulon seçilmesi uygundur.

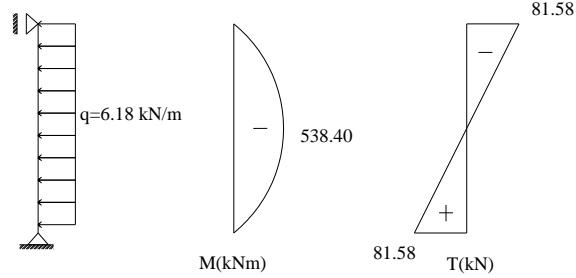
S104 kolonunun hesabı:(IPB550)

$$L=26.40 \text{ m}$$

$$M=\frac{q \times l^2}{8} = \frac{6.18 \times 26.40^2}{8} = 538.40 \text{ kNm}$$

$$T=\frac{6.18 \times 26.40}{2} = 81.58 \text{ kN}$$

$$N=26.40 \times 3.61=95.31 \text{ kN}$$



Şekil 3.45 S104 Cephe Kolonu İç kuvvet Diyagramları

$$F_b = 2.9 \times 30 + \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 1.5 \times 49.20 = 99.30 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = \frac{30^3 \times 2.9}{12} = 6525 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = i_{xb} = \sqrt{\frac{6525}{99.30}} = 8.11 \text{ cm}$$

$$S_{kx} = 24.30 \text{ m} \quad (\text{x yönünde burkulma boyu katsayıları})$$

$$S_{ky} = 6.20 \text{ m} \quad (\text{y yönünde burkulma boyu katsayıları})$$

$$\lambda_{yb} = \frac{620}{8.11} = 76.45$$

$$\lambda_y = \frac{620}{7.17} = 86.47 \rightarrow \omega_y = 1.72, \lambda_x = \frac{2640}{23.2} = 113.79 \rightarrow \omega_x ; 2.33$$

$$\sigma_{eb} = \frac{95.31}{254} = 0.38 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.44)$$

$$\sigma_{bem} = \frac{19.15}{2.33} = 8.22 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.45)$$

$$\sigma_{bx} = \frac{53840}{4970} = 10.83 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.46)$$

$$C_b = 1 \quad (\text{Ek B})$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{113.79^2} = 640.25 \text{ kg/cm}^2 \cong 6.40 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{mx} = 1 \quad (\text{EK B})$$

$$\sqrt{\frac{3 \cdot 10^7 \times 1.00}{2400}} = 111.80 > \lambda_{yb} \Rightarrow \sigma_{Bx} = \frac{10^7 \times 1}{76.45^2} = 17109 \text{ kg/cm}^2 \cong 17.11 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1}{620 \times \frac{55}{99.30}} = 2446 \text{ kg/cm}^2 \cong 24.46 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.48)$$

$$\sigma_{Bx} \leq 0.6 \times 24 \times 1.33 = 19.15 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.50)$$

$$\frac{0.38}{8.15} = 0.02 < 0.15$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} = \frac{0.38}{0.6 \times 24} + \frac{10.83}{17.11} = 0.03 + 0.63 = 0.66 < 1 \quad (\text{uygun})$$

Sehim kontrolü:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{0.00618 \times 2640^4}{2100 \times 136700} = 9.08 \text{ cm} < \frac{l}{240} \quad (\text{uygun})$$

Kesme güvenliğinin kontrolü:

Kesme kuvvetinin sadece gövde levhaları tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır.

$$T = 81.58 \text{ kN}$$

$$F_g = 1.5 \times (50 - 2 \times 2.9) = 66.30 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{54.38}{66.30} \cong 0.82 \text{ kN/cm}^2 < 11.05 \text{ kN/cm}^2 = 1.33 \times 8.31$$

Cephe kolonu ek hesabı:

Cephe kolonlarının ek hesabı yapılırken kesitin eğilme kapasitesi dikkate alınmıştır. Başlık ve gövde eklerine gelen etkiler kesitin gövde ve başlık eklerinin atalet momentleri oranında dağıtılmıştır. Kesit ekinin hesabı Bölüm 3.4'deki yaklaşımla yapılmıştır.

$$F^b = 30 \times 2.9 = 87.00 \text{ cm}^2$$

$$F_{ek}^b = 30 \times 3.0 = 90.00 \text{ cm}^2$$

$$F^g = 1.5 \times 49.2 = 73.80 \text{ cm}^2$$

$$F_{ek}^g = 2 \times 1.0 \times 43 = 86.00 \text{ cm}^2$$

$$F_{ek}^b > F^b, F_{ek}^g > F^g \quad (\text{Kesit seçimi uygun})$$

$$I_{ek}^g = 2 \times \frac{1.0 \times 43^3}{12} = 13251.17 \text{ cm}^4 \quad (I_{ek}^g; \text{ gövde ek levhaları atalet momenti})$$

$$I_{ek}^b = 2 \times 3 \times 30 \times 29^2 = 151380 \text{ cm}^4 \quad (I_{ek}^b; \text{ başlık ek levhaları atalet momenti})$$

$$\Sigma I_{ek} = I_{ek}^g + I_{ek}^b = 13251.17 + 151380 = 164631.17 \text{ cm}^4$$

$$M_{ek} = 14.40 \times 4970 = 71568 \text{ kNcm}$$

$$T_{ek} = 81.58 \text{ kN}$$

$$M_{ek}^b = \frac{I_{ek}^b}{\Sigma I_{ek}} \times M_{ek} = \frac{151380}{164631.17} \times 71568 = 65807.49 \text{ kNcm}$$

$$M_{ek}^g = \frac{I_{ek}^g}{\Sigma I_{ek}} \times M_{ek} = \frac{13251.17}{164631.17} \times 71568 = 5776.35 \text{ kNcm}$$

Başlık bulonlarının irdelenmesi:

$$N_b = \frac{M_{ek}^b}{h} = \frac{65807.49}{55} = 1196.50 \text{ kN}$$

$$\tau_{sem} = 24 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{lem} = 28 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{SL Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için})$$

M27 Bulon için:

$$N_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = \frac{\pi \times 2.8^2}{4} \times 24 = 147.70 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{makaslama emniyet kuvveti})$$

$$N_l = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 2.9 \times 2.8 \times 28 = 227.36 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{ezilme emniyet kuvveti})$$

$$N_{em} = \min(N_s, N_l), N_{em} = 147.70 \text{ kN}$$

$$n_{bulon} = \frac{1196.50}{147.70} \cong 8.10$$

Kesit başlık eki için 10M27(SL) seçilmiştir.

Gövde bulonlarının irdelenmesi:

$$\Sigma M_{ek}^g = M_{ek}^g + Q_{ek} \times a = 4972.35 + 54.38 \times 9.25 = 5475.37 \text{ kNcm}$$

$$\Sigma r^2 = 4 \times (r_1^2 + r_2^2) = 4 \times 14.5^2 + 2 \times 3.75^2 = 869.13$$

$$N_{1y}^M = \frac{x}{\Sigma r^2} \times \Sigma M_{ek}^g = \frac{3.75}{869.13} \times 5475.37 = 23.62 \text{ kN}$$

$$N_{1x}^M = \frac{y}{\Sigma r^2} \times \Sigma M_{ek}^g = \frac{14}{869.13} \times 5475.37 = 88.20 \text{ kN}$$

$$N_{1x}^Q = \frac{81.58}{6} \cong 13.55 \text{ kN}$$

$$\Sigma N = \sqrt{\left((N_{1x}^M) + (N_{1x}^Q) \right)^2 + (N_{1y}^M)^2} = \sqrt{(13.55 + 88.20)^2 + (23.62)^2} = 92.31 \text{ kN}$$

$$\tau_{sem} = 24 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{lem} = 28 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{SL Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için})$$

M24 Bulon için:

$$N_s = m \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\pi \times 2.5^2}{4} \times 24 = 117.75 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{makaslama emniyet kuvveti})$$

$$N_l = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 1.5 \times 2.5 \times 28 = 105.00 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{ ezilme emniyet kuvveti})$$

$$N_{em} = \min(N_s, N_l), N_{em} = 105.00 \text{ kN}$$

105.00 kN > 104.50 kN, 6 adet M24 (SL) bulon seçilmesi uygundur.

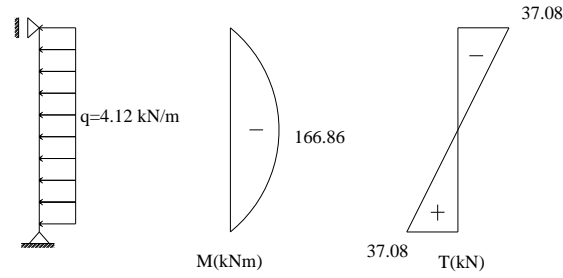
S105 kolonunun hesabı: (IPB450)

$$L = 18.00 \text{ m}$$

$$M = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6.18 \times 18^2}{8} = 250.29 \text{ kNm}$$

$$T = \frac{6.18 \times 18.00}{2} = 55.62 \text{ kN}$$

$$N = 18.00 \times 3.33 = 59.94 \text{ kN}$$



Şekil 3.46 S105 Cephe Kolonu İç kuvvet Diyagramları

$$F_b = 2.6 \times 30 + \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 1.4 \times 39.8 = 87.29 \text{ cm}^2$$

$$I_{yb} = \frac{30^3 \times 2.6}{12} = 5850 \text{ cm}^4$$

$$i_{yb} = \sqrt{\frac{5850}{87.29}} = 8.19 \text{ cm}$$

$$S_{kx} = 18.00 \text{ m} \quad (\text{ x yönünde burkulma boyu katsayıları})$$

$$S_{ky} = 620 \text{ m} \quad (\text{ y yönünde burkulma boyu katsayıları})$$

$$\lambda_{yb} = \frac{620}{8.19} = 75.70$$

$$\lambda_y = \frac{620}{7.33} = 85.58 \rightarrow \omega_y = 1.70, \lambda_x = \frac{1800}{19.10} = 99.48 \rightarrow \omega_x ; 1.96$$

$$\sigma_{eb} = \frac{59.90}{218} = 0.27 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.44)$$

$$\sigma_{bem} = \frac{19.15}{1.96} = 9.77 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.44)$$

$$\sigma_{bx} = \frac{250.29}{3350} = 7.05 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.46)$$

$$C_b = 1 \quad (\text{Ek B})$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{829 \times 10^4}{99.48^2} = 837.69 \text{ kg/cm}^2 \cong 8.38 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_{mx} = 1 \quad (\text{EK B})$$

$$\sqrt{\frac{3.10^7 \times 1.00}{2400}} = 111.80 > \lambda_{yb} \Rightarrow \sigma_{Bx} = \frac{10^7 \times 1}{75.70^2} = 1745.05 \text{ kg/cm}^2 \cong 17.45 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Bx} = \frac{84 \times 10^4 \times 1}{620 \times \frac{45}{87.29}} = 2628 \text{ kg/cm}^2 \cong 26.28 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.49)$$

$$\sigma_{Bx} \leq 0.6 \times 24 \times 1.33 = 19.15 \text{ kN/cm}^2 \quad (3.50)$$

$$\frac{0.27}{10.94} = 0.03 < 0.15$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.6 \times \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} = \frac{0.27}{0.6 \times 24} + \frac{.05}{17.45} = 0.02 + 0.41 = 0.43 < 1 \quad (\text{uygun})$$

Sehim kontrolü:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{0.00618 \times 1800^4}{2100 \times 48200} = 5.57 \text{ cm} < \frac{l}{240} \quad (\text{uygun})$$

Kesme güvenliğinin kontrolü:

Kesme kuvvetinin sadece gövde levhaları tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır.

$$T = 55.62 \text{ kN}$$

$$F_g = 1.4 \times (45 - 2 \times 2.6) = 55.72 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{55.62}{55.72} \cong 1.00 \text{ kN/cm}^2 < 11.05 \text{ kN/cm}^2 = 1.33 \times 8.31$$

Cephe kolonu ek hesabı:

Cephe kolonlarının ek hesabı yapılırken kesitin eğilme kapasitesi dikkate alınmıştır. Başlık ve gövde eklerine gelen etkiler kesitin gövde ve başlık eklerinin atalet momentleri oranında dağıtılmıştır. Kesit ekinin hesabı Bölüm 3.4'deki yaklaşımla yapılmıştır.

$$F^b = 30 \times 2.6 = 78.00 \text{ cm}^2$$

$$F_{ek}^b = 30 \times 3 = 90.00 \text{ cm}^2$$

$$F^g = 1.4 \times 39.6 = 55.72 \text{ cm}^2$$

$$F_{ek}^g = 2 \times 1.0 \times 34 = 68.00 \text{ cm}^2$$

$$F_{ek}^b > F^b, F_{ek}^g > F^g \quad (\text{Kesit seçimi uygun})$$

$$I_{ek}^g = 2 \times \frac{1.0 \times 43^3}{12} = 13251.17 \text{ cm}^4 \quad (I_{ek}^g; \text{ gövde ek levhaları atalet momenti})$$

$$I_{ek}^b = 2 \times 3 \times 30 \times 21.12^2 = 80137.80 \text{ cm}^4 \quad (I_{ek}^b; \text{ başlık ek levhaları atalet momenti})$$

$$\Sigma I_{ek} = I_{ek}^g + I_{ek}^b = 6550.70 + 80137.80 = 86688.50 \text{ cm}^4$$

$$M_{ek} = 14.40 \times 3550 = 51120 \text{ kNcm}$$

$$T_{ek} = 55.62 \text{ kN}$$

$$M_{ek}^b = \frac{I_{ek}^b}{\Sigma I_{ek}} \times M_{ek} = \frac{80137.80}{86688.50} \times 51120 = 47257.07 \text{ kNcm}$$

$$M_{ek}^g = \frac{I_{ek}^g}{\Sigma I_{ek}} \times M_{ek} = \frac{6530.7}{86688.5} \times 51120 = 3862.93 \text{ kNcm}$$

Başlık bulonlarının irdelenmesi:

$$N_b = \frac{M_{ek}^b}{h} = \frac{51120}{45} = 1136 \text{ kN}$$

$$\tau_{sem} = 24 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{lem} = 28 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{SL Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için})$$

M24 bulon için:

$$N_s = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = \frac{\pi \times 2.5^2}{4} \times 24 = 117.75 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{makaslama emniyet kuvveti})$$

$$N_l = d \times t_{\min} \times \sigma_{lem} = 2.6 \times 2.5 \times 28 = 182 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{ezilme emniyet kuvveti})$$

$$N_{em} = \min(N_s, N_l), N_{em} = 117.50 \text{ kN}$$

$$n_{bulon} = \frac{1136}{117.50} \cong 9.67$$

Kesit başlık eki için 10M24(SL) seçilmiştir.

Gövde bulonlarının irdelenmesi:

$$\Sigma M_{ek}^g = M_{ek}^g + Q_{ek} \times a = 3862.93 + 55.62 \times 9.25 = 4377.42 \text{ kNcm}$$

$$\Sigma r^2 = 4 \times (r_1^2 + r_2^2) = 4 \times 16.5^2 + 2 \times 3.75^2 = 1117.13$$

$$N_{ly}^M = \frac{x}{\Sigma r^2} \times \Sigma M_{ek}^g = \frac{3.75}{1117.13} \times 4377.42 = 14.69 \text{ kN}$$

$$N_{lx}^M = \frac{y}{\Sigma r^2} \times \Sigma M_{ek}^g = \frac{16}{1117.13} \times 4377.42 = 62.69 \text{ kN}$$

$$N_{lx}^Q = \frac{55.62}{6} \cong 9.27 \text{ kN}$$

$$\Sigma N = \sqrt{\left((N_{lx}^M) + (N_{lx}^Q) \right)^2 + (N_{ly}^M)^2} = \sqrt{(9.27 + 62.69)^2 + (14.69)^2} = 73.45 \text{ kN}$$

$$\tau_{sem} = 24 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{lem} = 28 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{SL Tipi H10.9 kalitesindeki bulonlar için})$$

M27 bulon için :

$$N_s = m \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{sem} = 2 \times \frac{\pi \times 2.8^2}{4} \times 24 = 117.75 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{makaslama emniyet kuvveti})$$

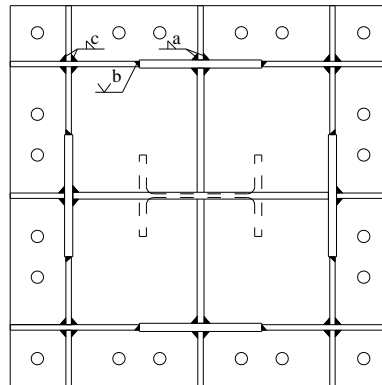
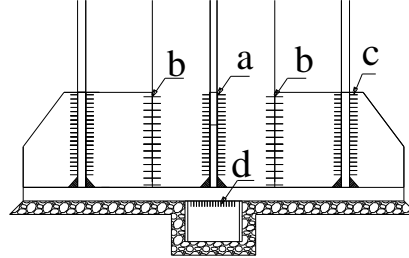
$$N_l = d \times t_{min} \times \sigma_{lem} = 1.4 \times 2.8 \times 28 = 109.76 \text{ kN} \quad (N_{s1}; \text{ezilme emniyet kuvveti})$$

$$N_{em} = \min(N_s, N_l), N_{em} = 109.76 \text{ kN}$$

109.76 kN > 73.45 kN, 6 adet M27 (SL) bulon seçilmesi uygundur.

3.10 Kolon Ankraj Hesabı

Üst yapıdan gelen etkilerin gereği gibi temel aktarılabilmesi için, kolonun temele bağlantısı hesap kabullerine uygun olarak yapılır. Bu kapsamda, kolon ayaklarının tasarımı yapılmıştır. Buna göre, mesnetlenme şekli ankastre olarak varsayılan haç kolonları ile, mesnetlenme şekli basit olarak varsayılan cephe kolonları ankraj hesapları yapılacaktır.



Şekil 3.47 Ankastre Kolon Ayağı

Ankraj bulon çapı ve adedi Denklem 3.60 kullanılarak tespit edilir.

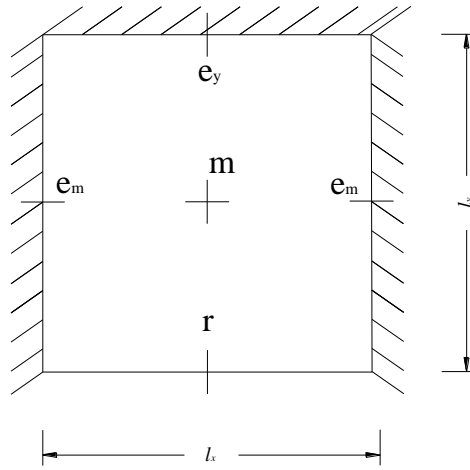
$$\sigma_z = \frac{Z}{n \times F_z} \leq \sigma_{\text{çem}} \quad (3.60)$$

σ_z : Çekme kuvvetinin ankraj bulonlarında oluşturduğu gerilme

F_z : Ankraj bulonunun dış dibi alanı

Z : Ankraj bulonlarına gelen çekme kuvveti

Taban levhası kalınlığının hesabı plak hesabı gibi yapılmıştır. Taban levhası üç kenarından ankastre, bir kenarı boşa bir plak gibi düşünülüp çözülmüştür.



Şekil 3.49 Üç Kenarı Ankastre Plak

$$K = q \times l_x \times l_y \quad (3.61)$$

$$\varepsilon = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow m \quad (\text{Ek E})$$

$$M = \frac{K}{m} \quad (3.62)$$

$$\sigma = \frac{M}{W_l} \leq \sigma_{em} \quad (3.63)$$

W_l : levhanın t kalınlığı için mukavemet momenti

Guse Levhası Yüksekliği Hesabı:

Normal kuvvet ve moment, guse levhalarına a1 kaynaklarıyla aktarılır. Bu kaynaklardan birine gelen kuvvet Denklem 3.11.8 ile hesaplanır.

$$N_{g,a} = \frac{N}{16} + \frac{M}{4h} \quad (3.64)$$

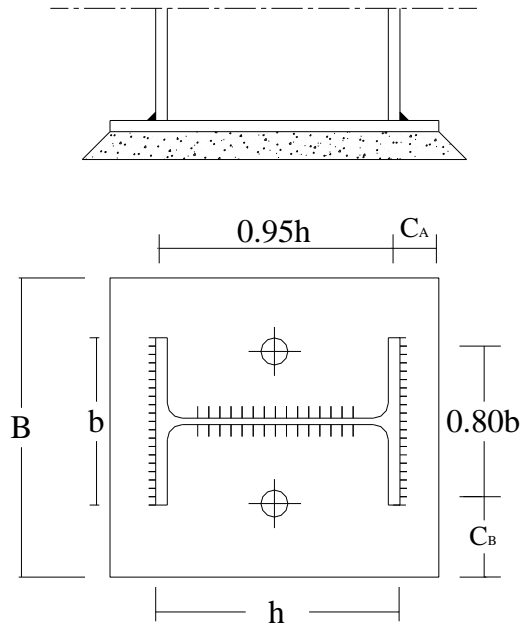
$$N_{g,c} = \frac{N}{16} + \frac{M}{8h} \quad (3.65)$$

Kesme kaması için tahkikler:

Kesme için kullanılan eleman ve elemanı taban levhasına bağlayan kaynaklar (d kaynakları) tahkik edilir.

Mafsallı Kolon Ayağı:

Bu şekilde oluşturulan kolon ayağında temele sadece normal kuvvet ve kesme kuvveti aktarılır. Kesme kuvveti ankastre kolon ayağında olduğu gibi kesme kaması kullanılarak alt yapıya aktarılır.



Şekil 3.50 Mafsallı Kolon Ayağı

$$p = \frac{N}{A \times B} \leq p_{em} \quad (3.66)$$

$$C_A = \frac{1}{2}(A-0.95 \times h) \quad (3.67)$$

$$C_B = \frac{1}{2}(B-0.80 \times b) \quad (3.68)$$

$$C = \max(C_A, C_B) \quad (3.69)$$

$$M = p \times \frac{C^2}{2} \quad (3.70)$$

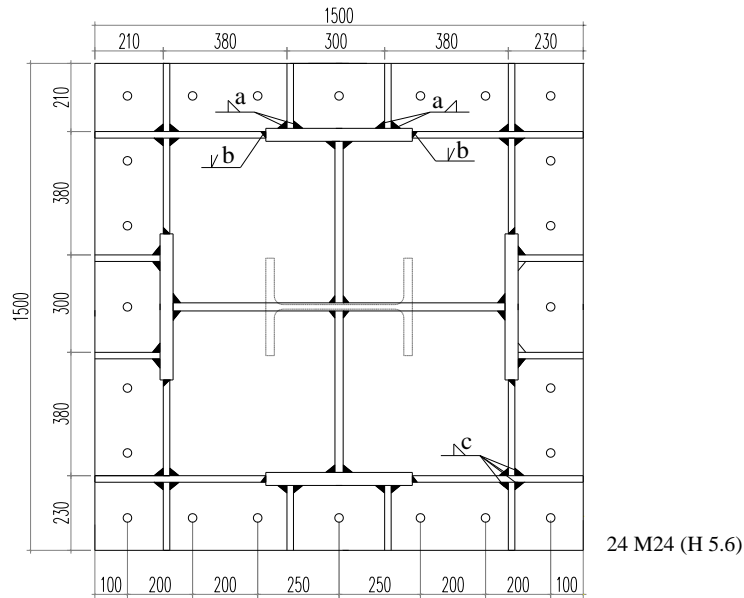
Bulunan moment değerinin oluşturduğu gerilme Denklem 3.70 denkleminde göre tahkik edilir.

3.10.1 S101 Kolon Ankrajı

Taban levhasının belirlenmesinde Bölüm 1’de verilen kombinasyonlardan alınmıştır. Ayrı kombinasyonlar ankraj bulonu, taban levhası ve kama elemanları için kritik durum yaratmış, hesaplarda bu fark göz önünde bulundurulmuştur.

$N=5792.20$ kN, $M_y=344.02$ kNm, $T_x=460.90$ kN (10. Kombinasyon grubu)

$N=4914.44$ kN, $M_y=428.81$ kNm, $T_x=705.60$ kN (10. Kombinasyon grubu)



Şekil 3.51 S101 Kolonun Ankraj Detayı

$$D = \frac{344.02 + 5795.20 \times 0.65}{0.6 + 0.525} = 3390.43 \text{ kN}$$

$$Z = \frac{428.81 - 4914.40 \times 0.65}{0.6 + 0.5625} = -2280.87 \text{ kN (basınç)}$$

Z değerinin negatif çıkması ankraj bulonlarına çekme kuvvetinin gemediğini göstermektedir. Gerilmenin düzgün yayılması için M24 (H 5.6) ankraj bulonu olarak seçilmiştir.

Beton basınç gerilmesinin kontrolü:

$$p = \frac{3390.43}{(150/4) \times 150} \cong 0.61 \text{ kN/cm}^2 < 0.85 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Taban levhasının kalınlığı:

$$K = 0.65 \times 36 \times 20 = 468 \text{ kN}$$

$$\varepsilon = \frac{20}{36} = 0.56 \Rightarrow m = 6.96$$

$$M = \frac{468}{6.96} = 67.25 \text{ kNcm}$$

Taban levhası kalınlığı $t=5 \text{ cm}$ için hesap:

Taban levhasının kalınlığı S101 kolonun taban levhasının kalınlığıyla seçilmiştir.

$$W_l = \frac{5^2}{6} = 4.17 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{67.25}{4.17} = 16.13 \text{ kN} < 16.56 \text{ kN} \quad (\text{seçilen kalınlık uygun})$$

Guse levhasını profil başlığına bağlayan kaynaklarda kontrol:

$$N_{g,a} = N_{g,b} = \frac{5795.20}{24} + \frac{344.02}{4 \times 1.1} = 319.66 \text{ kN}$$

$$N_{g,c} = \frac{5795.20}{24} + \frac{344.02}{8 \times 1.1} = 280.56 \text{ kN}$$

Kaynakların gerilme tahkiki için a ve c köşe kaynağı 1 cm , b küt kaynağı 1.5 cm olarak seçilmiştir. Guse levhasının yüksekliği 35 cm 'dir.

$$F_{k,a} = F_{k,c} = (35 - 2 \times 1) \times 1 = 33 \text{ cm}^2$$

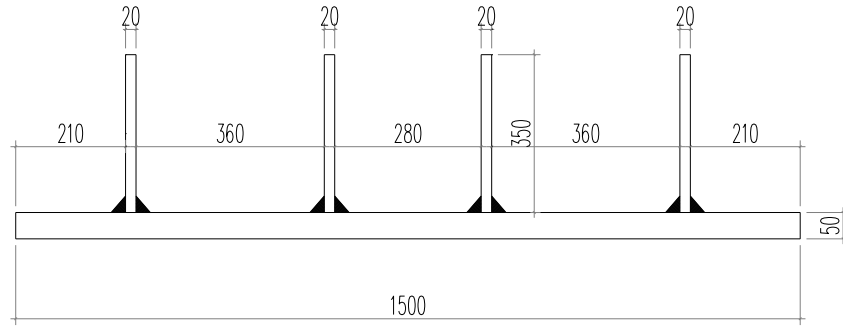
$$F_{k,b} = (35 - 2 \times 1.5) \times 1.5 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{k,a} = \frac{319.66}{33} = 9.69 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau_{k,b} = \frac{319.66}{48} = 6.66 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau_{k,c} = \frac{280.56}{33} = 8.50 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2$$

I-I Kesitinde gerilme kontrolü:



Şekil 3.52 I-I Kesitinde Gerilme Kontrolü Düzenli

$$y_g = \frac{150 \times 5 \times 2.5 + 4 \times 2 \times 35 \times 22.5}{4 \times 2 \times 35 + 150 \times 5} = 7.94 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = 4 \times \frac{35^3 \times 2}{12} + 4 \times 2 \times 35 \times 14.56^2 + 150 \times 5 \times 5.44^2 + \frac{5^3 \times 150}{12} = 111699.24 \text{ cm}^4$$

Guse levhalarının uç kesitinde gerilme kontrolü:

$$M_D = D \times \left(\frac{A-h}{2} - \frac{A}{8} \right) = 3390.43 \times \left(\frac{150-110}{2} - \frac{150}{8} \right) = 4238.04 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{4238.04}{111699.24} \times (35 + 5 - 7.94) = 1.21 \text{ kN/cm}^2 < 16.56$$

Guse levhalarını taban levhasına bağlayan dikişlerinde kontrol:

$$S_x = 5 \times 150 \times (7.94 - 2.5) = 4080 \text{ cm}^3$$

$$Q = D = 3390.43 \text{ kN}$$

$$\tau_k = \frac{Q \times S_x}{I_{xx} \times 2 \times a} = \frac{3390.43 \times 4080}{111699.24 \times 2 \times 4 \times 1.4} = 11.06 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynakların kontrolü:

$$\tau_k = \frac{805.60}{1 \times [(45 \times 4 - 1 \times 1 \times 2) + (45 \times 4 - 4 \times 2 \times 1)]} = 2.3 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kama elemanında kontrol:

İki yönde de yaklaşık aynı kesme kuvvetleri olduğundan kesme elemanı olarak yapma kutu kesit seçilmiştir.

Seçilen eleman: HEB 500

$$p' = \frac{705.60}{30 \times (35 - 5)} \cong 0.78 \text{ kN/cm}^2 < 0.85 \text{ kN/cm}^2$$

Profilde kontrol:

$$M = 0.78 \times \frac{(35 - 5)^2}{2} = 351 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{351}{4290} \cong 0.08 \text{ kN/cm}^2 < 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

Kamayı taban levhasına bağlayan kaynaklar:

$$I_k = 2 \times 1 \times \frac{(39 - 1 \times 2)^3}{12} + 2 \times 1.2 \times (30 - 2 \times 1.2) \times 26.2^2 = 53911.95 \text{ cm}^4$$

$$F_k = 2 \times 1 \times (39 - 2 \times 1) = 74 \text{ cm}^2$$

$$M = 705.60 \times \frac{30 + 5}{2} = 12348 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{12348}{53911.95} \times \left(\frac{50}{2} + 1.2 \right) = 6.11 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{705.60}{74} = 9.54 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2$$

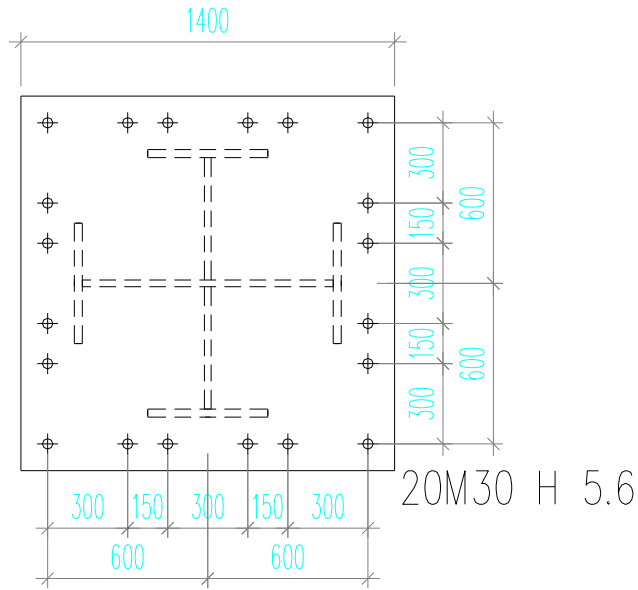
$$\sigma_v = \sqrt{6.11^2 + 9.54^2} = 11.33 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

3.10.2 S102 Kolon Ankrağı

Taban levhasının belirlenmesinde Bölüm 1'de verilen kombinasyonlardan alınmıştır. Ayrı kombinasyonlar ankraj bulonu, taban levhası ve kama elemanları için kritik durum yaratmış, hesaplarda bu fark göz önünde bulundurulmuştur.

$$N = -676.80 \text{ kN}, M_y = 109.80 \text{ kNm}, T_x = 249.20 \text{ kN} \quad (7. \text{ Kombinasyon grubu})$$

$$N = 1578.10 \text{ kN}, M_y = 155.04 \text{ kNm}, T_x = 658.50 \text{ kN} \quad (10. \text{ Kombinasyon grubu})$$



şekil 3.53 S102 Kolonu Ankraj Detayı

$$D = \frac{109.80 - 676.80 \times 0.6}{0.6 + 0.525} = -263.36 \text{ kN}$$

$$Z_1 = \frac{109.80}{0.6 + 0.525} = 97.60 \text{ kN} \quad (\text{sadece momentten kaynaklanan çekme kuvveti})$$

$$Z_2 = \frac{676.80}{20} = 33.840 \text{ kN}$$

Z_1 bir sıradaki bulonlar tarafından taşınan yük, Z_2 ise eksenel çekmeden dolayı bir bulonun taşınması gereken yükür.

$$Z = Z_1 \times \frac{1}{6} + Z_2 = 97.60 \times \frac{1}{6} + 33.84 = 50.11 \text{ kN}$$

Z: En fazla zorlanan bulonun taşınması gereken yük

Beton basınç gerilmesinin kontrolü:

$$D = \frac{155.04 + 1578.1 \times 0.6}{0.6 + 0.525} = 979.47 \text{ kN}$$

$$Z = \frac{155.04 - 1578.10 \times 0.6}{0.6 + 0.525} = -703.84 \text{ kN (basınç)}$$

$$p = \frac{979.47}{(140/4) \times 140} \cong 0.20 \text{ kN/cm}^2 < 0.85 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Ankraj bulonlarının hesabı:

$$F_z = \frac{\pi \times (0.86 \times d)^2}{4} = \frac{\pi \times (0.86 \times 3.0)^2}{4} = 5.22 \text{ cm}^2 \text{ (M30-H5.6)}$$

$$\sigma_z = \frac{50.11}{5.22} = 9.60 \text{ kN/cm}^2 < 11.20 \text{ kN/cm}^2$$

Taban levhasının kalınlığı:

$$K = 0.20 \times 46.5 \times 20 = 186 \text{ kN}$$

$$\varepsilon = \frac{20}{46.5} \Rightarrow m = 6.51$$

$$M = \frac{186}{6.51} = 28.57 \text{ kN/cm}^2$$

Taban levhası kalınlığı $t=5$ cm için hesap:

Taban levhasının kalınlığı S101 kolonun taban levhasının kalınlığıyla seçilmiştir.

$$W_t = \frac{5^2}{6} = 4.17 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{28.57}{4.17} = 6.86 \text{ kN} < 16.56 \text{ kN} \quad (\text{seçilen kalınlık uygun})$$

Guse levhasını profil başlığına bağlayan kaynaklarda kontrol:

$$N_{g,a} = N_{g,b} = \frac{1578.10}{16} + \frac{155.04}{4 \times 1} = 137.39 \text{ kN}$$

$$N_{g,c} = \frac{1578.10}{16} + \frac{155.04}{8 \times 1} = 118.01 \text{ kN}$$

Kaynakların gerilme tahkiki için *a* ve *c* köşe kaynağı 1 cm, *b* küt kaynağı 1.5 cm olarak seçilmiştir. Guse levhasının yüksekliği 35 cm'dir.

$$F_{k,a} = F_{k,c} = (35 - 2 \times 1) \times 1 = 33 \text{ cm}^2$$

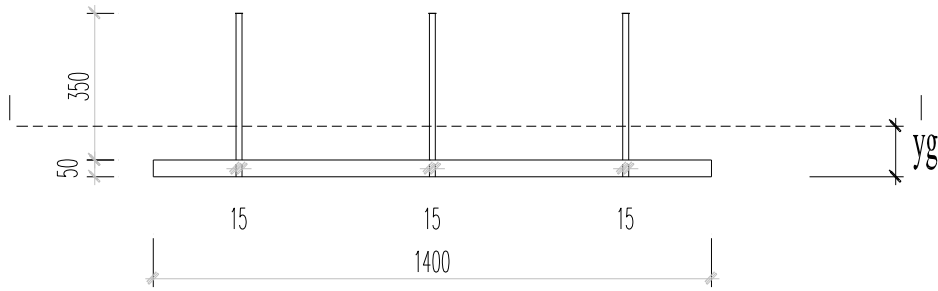
$$F_{k,b} = (35 - 2 \times 1.5) \times 1.5 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{k,a} = \frac{137.39}{33} = 4.16 \text{ kN/cm}^2 < 11.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau_{k,b} = \frac{137.39}{48} = 2.86 \text{ kN/cm}^2 < 11.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

$$\tau_{k,c} = \frac{118.01}{33} = 3.58 \text{ kN/cm}^2 < 11.00 \text{ kN/cm}^2$$

I-I Kesitinde gerilme kontrolü:



Şekil 3.54 I-I Kesitinde Gerilme Kontrolü Düzenli

$$y_g = \frac{140 \times 5 \times 2.5 + 3 \times 1.5 \times 35 \times 20}{3 \times 1.5 \times 35 + 140 \times 5} = 5.71 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = 3 \times \frac{35^3 \times 1.5}{12} + 3 \times 1.5 \times 35 \times 16.79^2 + 140 \times 4 \times 3.21^2 = 66248.32 \text{ cm}^4$$

Guse levhalarının uç kesitinde gerilme kontrolü:

$$M_D = D \times \left(\frac{A-h}{2} - \frac{A}{8} \right) = 979.47 \times \left(\frac{140-100}{2} - \frac{140}{8} \right) = 2448.68 \text{ kNcm}$$

$$M_z = Z \times \left(\frac{A-h}{2} - e_1 \right) = 50.11 \times \left(\frac{140-100}{2} - 10 \right) = 510.10 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{2448.68}{66248.32} \times (35 + 5 - 5.71) = 1.27 \text{ kN/cm}^2 < 16.56$$

Guse levhalarını taban levhasına bağlayan dikişlerinde kontrol:

$$S_x = 5 \times 140 \times 3.21 = 2247 \text{ cm}^3$$

$$Q = D = 979.47 \text{ kN}$$

$$\tau_k = \frac{Q \times S_x}{I_{xx} \times 2 \times a} = \frac{979.47 \times 2247}{66248.32 \times 2 \times 3 \times 1.0} = 5.54 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kolon gövdesini taban levhasına bağlayan kaynakların kontrolü:

$$\tau_k = \frac{658.50}{1 \times [(45 \times 4 - 4 \times 1 \times 2) + (40 \times 4 - 4 \times 2 \times 1)]} = 2.01 \text{ kN/cm}^2 < 12.5 \text{ kN/cm}^2$$

Kama elemanında kontrol:

İki yönde de yaklaşık aynı kesme kuvvetleri olduğundan kesme elemanı olarak yapma kutu kesit seçilmiştir.

Seçilen eleman: HEB 500

$$p' = \frac{658.50}{30 \times (35 - 5)} \cong 0.73 \text{ kN/cm}^2 < 0.85 \text{ kN/cm}^2$$

Profilde kontrol:

$$M = 0.73 \times \frac{(35 - 5)^2}{2} = 328.50 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{328.50}{4290} \cong 0.08 \text{ kN/cm}^2 < 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

Kamayı taban levhasına bağlayan kaynaklar:

$$I_k = 2 \times 1 \times \frac{(34 - 1 \times 2)^3}{12} + 2 \times 1.2 \times (30 - 2 \times 1.2) \times 24.7^2 = 45873.69 \text{ cm}^4$$

$$F_k = 2 \times 1 \times (39 - 2 \times 1) = 74 \text{ cm}^2$$

$$M = 658.50 \times \frac{30 + 5}{2} = 11523.75 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{11523.75}{45873.69} \times \left(\frac{45}{2} + 1.2 \right) = 5.96 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{658.50}{74} = 8.90 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{5.96^2 + 8.90^2} = 10.71 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

3.10.3 S104 Kolon Ankrağı

S104 kolonunun ankrağı kesme kuvveti ve eksenel basınç aktaran bir ankrağ tipidir.

$$p = \frac{86.86}{40 \times 65} \leq 0.033 \text{ kN/cm}^2 < 0.85 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_A = \frac{1}{2} (65 - 0.95 \times 55) = 6.38 \text{ cm}$$

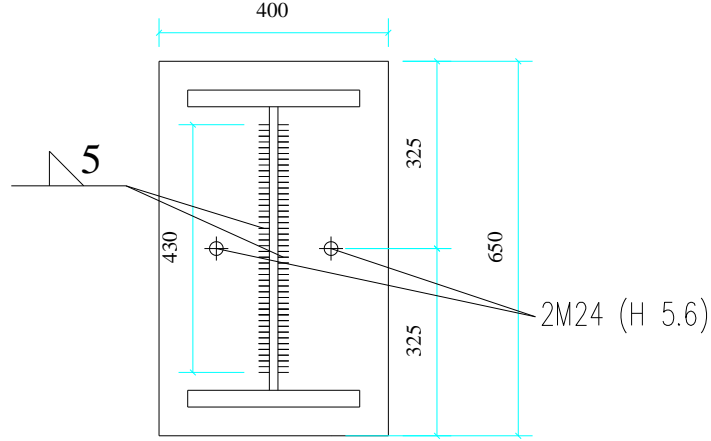
$$C_B = \frac{1}{2} (40 - 0.80 \times 30) = 8.00 \text{ cm}$$

$$C = \max(C_A, C_B)$$

$$M = 0.033 \times \frac{8^2}{2} = 1.06 \text{ kNcm/cm}$$

$$t \geq C \times \sqrt{\frac{3 \times p}{\sigma_{\text{cem}}}} \Rightarrow t \geq 8 \sqrt{\frac{3 \times 0.033}{14.40}} = 0.67 \text{ cm}$$

Seçilen levha kalınlığı 1.5 cm'dir.



Şekil 3.55 S104 Kolon Ankrağı

Cephe kolonunu taban levhasına bağlayan kaynakların kontrolü:

$$F_k = 2 \times (43 - 2 \times 0.5) \times 0.5 = 42 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{54.58}{42} = 1.30 \text{ kN/cm}^2 < 19.15 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Kama elemanının hesabı:

Beton gerilmesinin kontrolü:

Seçilen eleman: INP 180

$$p' = \frac{54.58}{9.1 \times (15 - 5)} \cong 0.60 \text{ kN/cm}^2 < 0.85 \text{ kN/cm}^2$$

Profilde kontrol:

$$M = 0.60 \times \frac{(15 - 5)^2}{2} = 30 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{30}{146} \cong 0.21 \text{ kN/cm}^2 < 16.56 \text{ kN/cm}^2$$

Kamayı taban levhasına bağlayan kaynaklar:

$$I_k = 2 \times 0.5 \times (15 - 2 \times 0.5) \times 9^2 = 1134 \text{ cm}^4$$

$$F_k = 2 \times 0.5 \times (14 - 2 \times 0.5) = 13.00 \text{ cm}^2$$

$$M = 54.58 \times \frac{15+0.5}{2} = 422.99 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{422.99}{1134} \times \left(\frac{15}{2} + 0.5 \right) = 2.98 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2$$

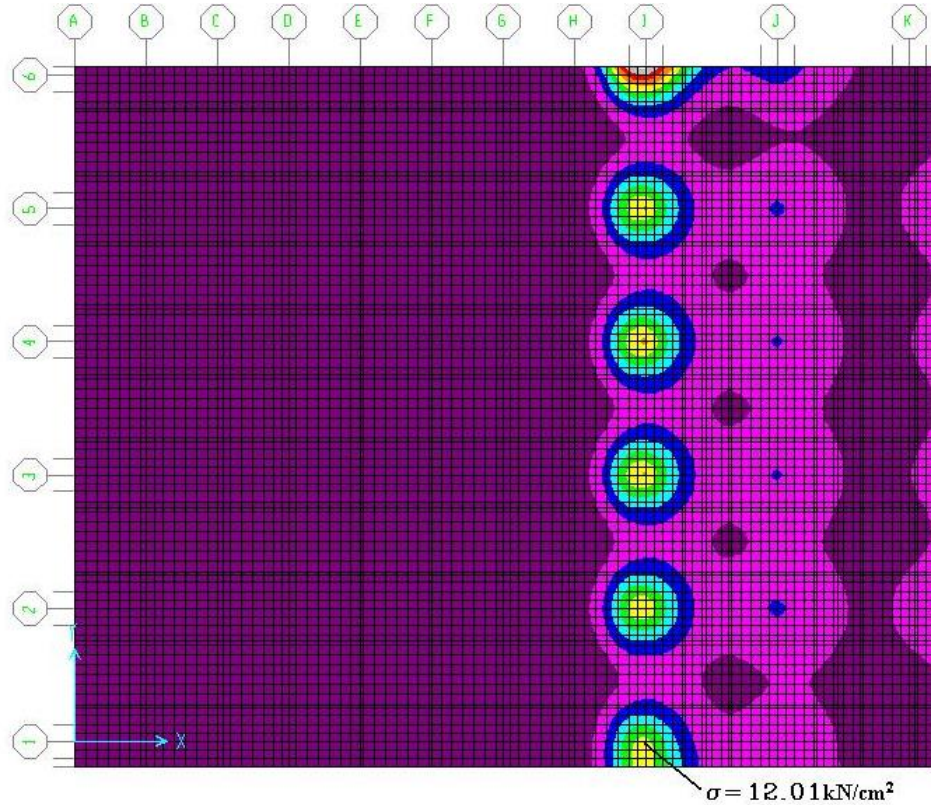
$$\tau_k = \frac{54.58}{13.00} = 4.20 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{2.98^2 + 4.20^2} = 5.15 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Ankraj bulonları konstriktif olarak 2M24 (H 5.6) olarak seçilmiştir.

3.11 Radye Temelin Boyutlandırılması

Temel boyutlanması sırasında SAFE v7.01 programından yararlanılmıştır. Oluşturulan üst yapı yükleri programa aktarılmıştır. Maksimum zemin gerilmesinin zemin emniyet gerilmesini aşmamasına dikkat edilmiştir. Şekil 3.51'de Bölüm 1'de verilen kombinasyonlardan en elverişsiz olanının G+Q+S kombinasyonu olduğu görülmektedir.

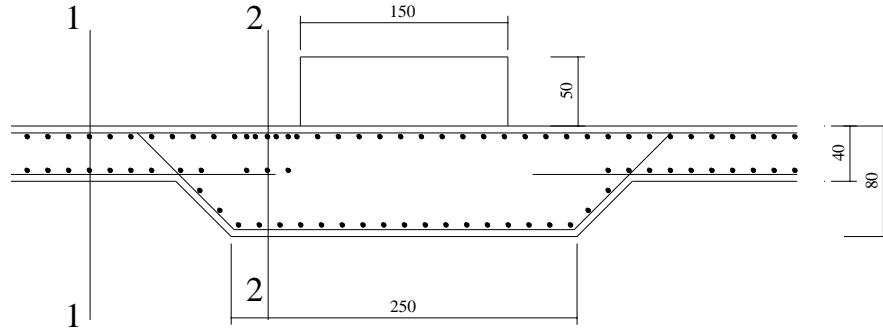


Şekil 3.56 G+Q+S Kombinasyonuna Göre Zemin Gerilmesi

$$\sigma < \sigma_{zem}$$

(temel boyutları zemin emniyet gerilmesi açısından uygun)

Radye temelin kesit yüksekliği bütün alanda aynı seçilmemiş, yalnız zımbalama etkisinin fazla olduğu kolon alt bölgelerinde radye temel Şekil 3.12.2’de görüldüğü gibi derinleştirilmiştir. Bu yaklaşım yapının geniş bir alana oturması nedeniyle önemli ölçüde ekonomik bir çözüm olmuştur.



Şekil 3.57 Radye Temelin Kolon Alt Bölgelerinde Derinleşmesi

$$A_{smin} = 0.002 \times b_w \times d_t \quad (3.71)$$

b_w : Eleman eğilme genişliği (temel için 1 m genişlik)

d_t : Kesit yüksekliğinden pas payının çıkarılmış boy (temel için 0.35 m ve 0.75 m, pas payı 0.05 m)

Kesit yüksekleri için gereken minimum donatının hesaplanması:

$$A_{smin1} = 0.002 \times 100 \times 35 = 7.00 \text{ cm}^2 \quad (3.72)$$

$$A_{smin2} = 0.002 \times 100 \times 75 = 15.00 \text{ cm}^2 \quad (3.73)$$

Kesite gerekli donatı alanının hesaplanması:

$$K = \frac{b_w \times (d_t)^2}{M} \quad (3.74)$$

Bulunan K değeri *İ.T.Ü İnşaat Fakültesi Betonarme Yapılar Çalışma Grubu*'nun hazırladığı *Betonarme Tablo ve Abaklar*'ın kullanılarak k_s değeri bulunur..Denklem 3.75 ile mevcut moment için gerekli donatı alanı mm^2 cinsinden bulunur. Bulunan

donatı alanı Denklem 3.71'de bulunan minimum donatı alanından az ise kesite minimum donatı seçilir.

$$A_s = \frac{k_s \times M}{d_t} \quad (3.75)$$

1-1 kesitinde donatı hesabı:

$$M_{xx}^1 = -81.00 \text{ kNm/m}$$

$$M_{yy}^1 = -61.70 \text{ kNm/m}$$

$$K = \frac{1 \times (0.35)^2}{81} = 151.23 \times 10^5 \rightarrow k_s = 2.83 \text{ (Ek G)}$$

$$A_{sxx} = \frac{2.83 \times 81}{0.35} = 654.94 \text{ mm}^2 \cong 6.55 \text{ cm}^2 < A_{smin1}$$

$M_{xx}^1 > M_{yy}^1$ olduğu için A_{syy} değerini hesaplamaya gerek yoktur. Bu kesite iki yönde de minimum donatı seçilmiştir.

Seçilen donatı: $\Phi 12/15$

$$A_{\Phi 12/15} = 7.54 \text{ cm}^2 > A_{smin1}$$

2-2 kesitinde donatı hesabı:

$$M_{xx}^2 = -1080.30 \text{ kNm/m}$$

$$M_{yy}^2 = 1359.20 \text{ kNm/m}$$

$$K_y = \frac{1 \times (0.75)^2}{1359.20} = 41.39 \times 10^5 \rightarrow k_s = 2.98$$

$$A_{syy} = \frac{2.98 \times 1359.20}{0.75} = 5400 \text{ mm}^2 \cong 54 \text{ cm}^2 > A_{smin2}$$

$$K_x = \frac{1 \times (0.75)^2}{1080.20} = 52.07 \times 10^5 \rightarrow k_s = 2.91$$

$$A_{syy} = \frac{2.91 \times 1080.20}{0.75} = 4191 \text{ mm}^2 \cong 41.91 \text{ cm}^2 > A_{smin2}$$

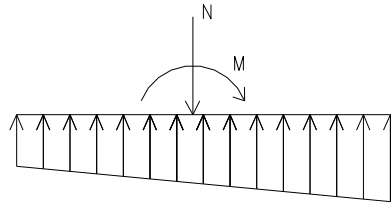
Seçilen donatı: $\Phi 12/15 + \Phi 30/15$

$$A = 54.64 \text{ cm}^2 > 54.00 \text{ cm}^2$$

Zımbalama kontrolü:

Zımbalama çevresinin taşıyabileceği en büyük kuvvetin mevcut iç kuvvetten az olması gerekmektedir [4]. Şekil 3.56’de görüldüğü gibi normal kuvvet ile birlikte moment olan elemanlarda aynı zımbalama çevresinde değişik yükler oluşmaktadır. Bu farklı durum yönetmelikte Denklem 3.76 ile dikkate alınmıştır ve Denklem 3.77 ile alt sınır belirtilmiştir.

$$N=V_{pd}=6208.40 \text{ kN}, M_x=6.04 \text{ kNm}, M_y=554.33 \text{ kN/m}$$



Şekil 3.58 Normal Kuvvet ve Momentin Gerilme Yayılışı

$$e=0.4 \times \frac{M}{N} \quad (3.76)$$

$$e_{\min}=0.015+0.03 \times h \quad (3.77)$$

$$V_{pr} = \gamma \times f_{ctd} \times u_p \times d_t \quad (3.78)$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \times \frac{e_x + e_y}{\sqrt{b_x \times b_y}}} \quad (3.79)$$

$$b = b + d_t \quad (3.80)$$

b: Kolon genişliği

f_{ctd} : Beton hesap çekme dayanımı

u_p : Zımbalama çevresi

$$e_{\min}=0.015 \text{ cm}+0.03 \times 1.6=0.063 \text{ m}$$

$$e_x=0.4 \times \frac{6.04}{6208.40}; 0, e_x=e_{\min}, e_y=0.4 \times \frac{554.33}{6208.40}; 0.089 \text{ m}$$

$$b_x = b_y = 1.6 + 0.75 = 2.35 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + 1.5 \times \frac{0.089 + 0.063}{\sqrt{2.35 \times 2.35}}} = 0.91$$

$$u_p = 4 \times 2.35 = 9.40 \text{ m}$$

$$V_{pr} = 0.91 \times 1250 \times 9.4 \times 0.75 = 8019.38 \text{ kN}$$

$$V_{pr} > V_{pd}$$

(Seçilen kesit kalınlığı uygun)

4. ELEMAN BİRLEŞİMLERİNİN DETAYLANDIRILMASI

Bu bölümde, elemanların birleşimleri detaylandırılmıştır. Güçlendirme elemanının hesabındaki temel felsefeye değinilmiş, diğer birleşimlerin ise doğrudan hesabı yapılmıştır.

4.1 Güçlendirme Elemanın Birleşim Detayı

Güçlendirme elemanlarının birleşimleri, aşağıda tanımlanan yüklerin en küçüğünü taşıyabilecek yük taşıyabilecek yük taşıma kapasitesine sahip olmalıdır [6]:

- Örgü elemanının aksel çekme halindeki yük taşıma kapasitesi,
- Deprem yükünden dolayı örgü elemanlarında oluşan aksel kuvvetin 2.8 katı ile gravitasyonel yüklerden aynı elemanlarda oluşan aksel yüklerin toplamı,
- Taşıyıcı sistem tarafından örgü elemanına aktarılabilen maksimum aksel kuvvet.

Güçlendirme elemanın bulonlu birleşiminde elemanın etkili faydalı enkesit alanının, kayıpsız enkesit alanına oranı denklem 4.1’de verilen orandan fazla olmalıdır [7].

$$\frac{F_n}{F} \geq \frac{1.2 \times \alpha \times \sigma^*}{\sigma_u} \quad (4.1)$$

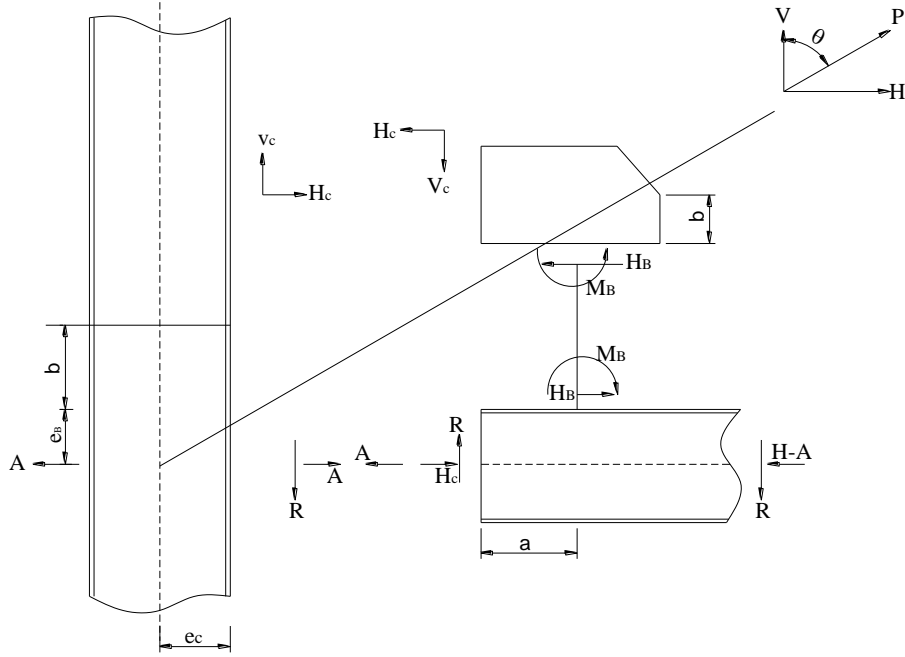
F_n :kesitin faydalı alanı

F :kesitin kayıpsız alanı

σ_u :malzemenin çekme mukavemeti

Güçlendirme elemanının kolon ve kirişle birleştiği noktada bağlantı moment oluşturmayacak şekilde ön boyutlanmış, ancak bağlantı levhasının mimari açıdan oluşturacak boyutlarda çıkması sebebiyle daha küçük bir levha seçilmiş ve oluşacak moment dikkate alınmıştır [8].

Düğüm noktasındaki serbest cisim diyagramını Şekil 4.1’de görüldüğü gibidir.



Şekil 4.1 Düğüm Noktası Serbest Cisim Diyagramı

Kuvvet çiftlerine dönüştürülmesi Denklem 4.2 ile yapılmaktadır [7]. Ayrıca oluşacak moment Denklem 4.3 ile hesaplanır.

$$\alpha - \beta \times \tan \theta = e_b \times \tan \theta - e_c \quad (4.2)$$

$$M_b = |V_b (\alpha - \bar{\alpha})| \quad (4.3)$$

P :Güçlendirme elemanına etkiyen eksenel kuvvet

H-A :Kirişe etkiyen eksenel kuvvet

R :Kirişe etkiyen kesme kuvvet

e_b :Kirişin yarı yüksekliği

e_c :Kolonun yarı yüksekliği

α :Kolon yüzünden guse levhasının merkezine olan uzaklık

$\bar{\alpha}$:Seçilen guse levhasının kolon yüzünden merkezine olan uzaklık

β :Kiriş yüzeyinden guse levhasının merkezine olan uzaklık olan uzaklık

$$V_c = \frac{\beta}{r} \times P \quad (4.4)$$

$$H_c = \frac{e_c}{r} \times P \quad (4.5)$$

$$H_b = \frac{\alpha}{r} \times P \quad (4.6)$$

$$V_b = \frac{e_b}{r} \times P \quad (4.7)$$

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \quad (4.8)$$

Bu bilgiler ışığında güçlendirme elemanın hesabı yapılmıştır.

Güçlendirme elemanı:HD360x162

$P_E=314.00$ kN, $P_d=161.70$ kN

- $P_{\max} = F \times \sigma_y = 187.79 \times 14.40 = 2704.18$ kN
- $P_{\max} = 2.8 \times 314 + 161.70 = 1040.90$ kN

Birleşim bu değerlerden en küçüğüne göre hesaplanacaktır. Birleşimin bulonlu olması nedeniyle Denklem 4.1 koşulunun sağlanması gerekmektedir.

$$\sigma^* = \frac{1040.90}{183.24} = 5.68 \text{ kN/cm}^2$$

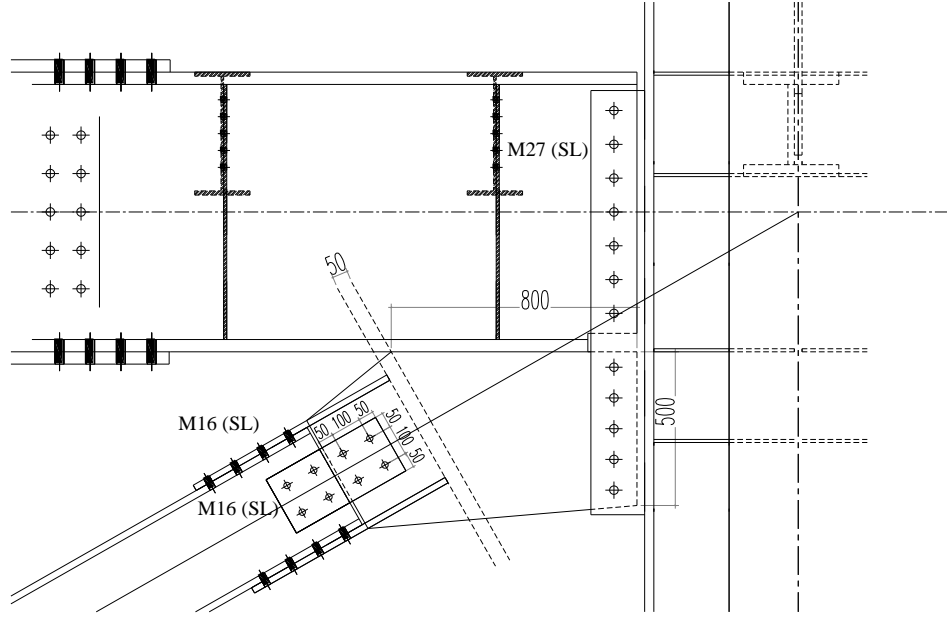
$$\sigma_u = 37 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{St37 malzemenin çekme mukavemeti})$$

$$\alpha = 1$$

Şekil 4.1'de görüldüğü gibi birleşimde (8+8+4) 20M16 (SL) tipi bulon bulunmaktadır. Net alan bu duruma göre hesaplanacaktır.

$$\Delta F_n = 2 \times 2 \times 1.6 \times 2.18 + 2 \times 1.6 \times 1.33 = 22.76 \text{ cm}^2$$

$$F_n = F - \Delta F = 206 - 22.76 = 183.24 \text{ cm}^2$$



Şekil 4.2 Güçlendirme Elemanı Birleşim Detayı

$$\frac{183.24}{206} \geq \frac{1.2 \times 1 \times 6.68}{37} \Rightarrow 0.89 > 0.22 \quad (\text{uygun})$$

Bir bulonun taşıyabileceği yük:

$$\frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{em} = \frac{\pi \times 1.7^2}{4} \times 27 = 61.25 \text{ kN}$$

$$\sigma_{lem} \times (\min \sum t) \times d = 43 \times 1.33 \times 1.7 = 97.22 \text{ kN} \quad (\text{Gövdede})$$

$$\sigma_{lem} \times (\min \sum t) \times d = 43 \times 2.18 \times 1.7 = 159.36 \text{ kN} \quad (\text{Başlıkta})$$

$$P_{em} = 20 \times 61.25 = 1225 \text{ kN} > 1040.90 \text{ kN}$$

$$P_{flaş} = \frac{(1040.90 - 8 \times 61.25)}{2} = 275.45 \text{ kN}$$

$$F_n = 32 \times 2 - 2 \times 1.7 \times 2 = 57.20 \text{ cm}^2$$

$$\sigma^* = \frac{275.45}{57.20} = 4.81 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{57.20}{32 \times 2} \geq \frac{1.2 \times 1 \times 4.81}{37} \Rightarrow 0.89 > 0.16 \quad (\text{uygun})$$

Flanş kaynaklarında kontrol:

$$a=5 \text{ mm}, l=30 \text{ cm}$$

$$l' = 30 - 2 \times 0.5 = 29 \text{ cm}$$

$$F_k = 4 \times 29 \times 0.5 = 58 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{275.45}{58} = 4.75 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Guse Levhasını Kontrolü:

Guse levhası güçlendirme elemanının ilettiği basınç kuvvetini burkulmadan taşıyabilmelidir. Whithmore Metoduna göre eleman kontrol edilmiştir [8].

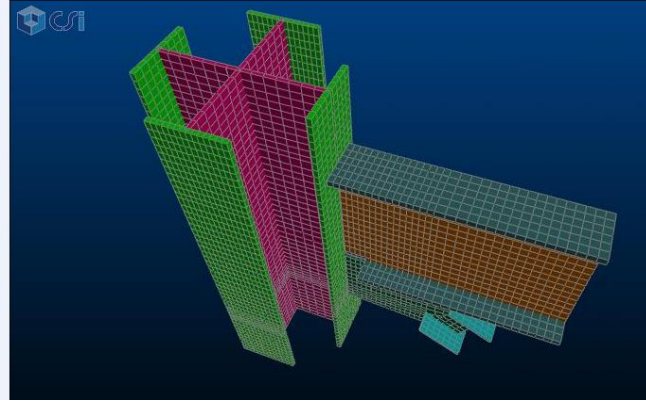
$$b = \text{kesit genişliği} + 2 \times l_w \times \tan 30 = 36.4 + 2 \times 30 \times \tan 30 = 71.04 \text{ cm}$$

$$r = \frac{t}{\sqrt{12}} = \frac{2.5}{\sqrt{12}} = 0.72 \text{ cm}$$

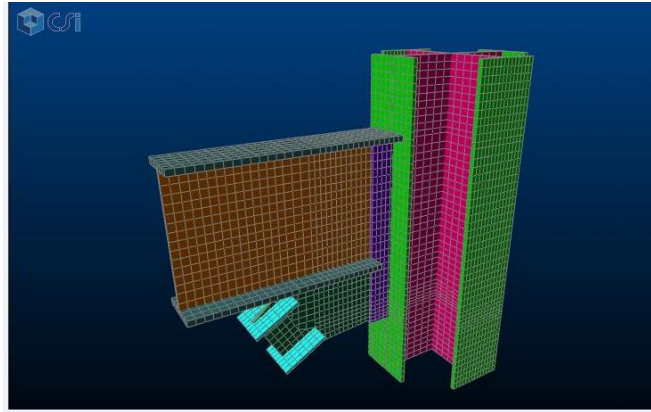
UBC 97'de guse levhasının minimum 2.5 cm olması tavsiye edilmesi dolayısıyla bu eleman 2.5 cm seçilmiştir.

$$\frac{k \times l}{r} = \frac{1.0 \times 71.04}{0.72} = 118.40 \rightarrow \omega = 1.94$$

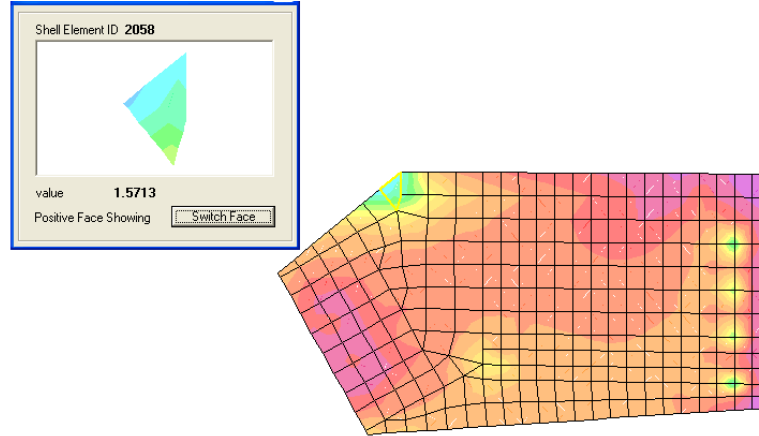
$$\sigma_a = \frac{14.44}{1.94} = 7.44 \text{ kN/cm}^2$$



Şekil 4.3 Kolon-Kiriş-Güçlendirme Elemanı Üst Görünüşü



Şekil 4.4 Kolon-Kiriş-Güçlendirme Elemanı Yan Görünüşü



Şekil 4.5 Kolon-Kiriş-Güçlendirme Bağlantı Plakası VonMisses Gerilmesi

$$P_{levha} = 1.7 \times 2.5 \times 71.04 \times 7.44 = 2246.28 \text{ kN}$$

$$P_{\text{çapraz}} = 1.7 \times 1040.90 = 1769.53 \text{ kN} < P_{levha} \quad (\text{uygun})$$

$$e_b = 43.50 \text{ cm}, e_c = 47.00 \text{ cm}, \tan \theta = 1.646$$

$$\alpha - \beta \times 1.646 = 43.5 \times 1.646 - e_c \quad (4.2)$$

$$\beta = 25 \text{ cm için } \alpha = 66 \text{ cm olmaktadır.}$$

$\bar{\alpha} = 40 \text{ cm}$ olacak şekilde düzenleme yapılarak çözüme devam edilecektir.

$$r = \sqrt{(66 + 47)^2 + (25 + 43.50)^2} = 131.92 \quad (4.8)$$

$$V_c = \frac{25}{131.92} \times 1040.90 = 197.26 \text{ kN} \quad (4.4)$$

$$H_c = \frac{47}{131.92} \times 1040.90 = 370.85 \quad (4.5)$$

$$H_b = \frac{66}{131.92} \times 1040.90 = 518.71 \text{ kN} \quad (4.6)$$

$$V_b = \frac{43.50}{131.92} \times 1040.90 = 343.27 \text{ kN} \quad (4.7)$$

$$M_b = |343.27 \times (66 - 40)| = 8925.02 \text{ kNcm} \quad (4.3)$$

Guse levhasının kirişe bağlandığı yerde köşe kaynak dikişinin tahkiki:

$$a = 8 \text{ mm}, l = 80 \text{ cm}$$

$$F_k = 2 \times 0.8 \times (80 - 2 \times 0.8) = 125.44 \text{ cm}^2$$

$$W_k = 2 \times \frac{0.8 \times (80 - 2 \times 0.8)^2}{6} = 1639.08 \text{ cm}^3$$

$$\tau_k = \frac{518.71}{125.44} = 4.14 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{343.27}{125.44} + \frac{8925.02}{1639.08} = 8.12 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{8.12^2 + 4.14^2} = 9.11 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2$$

Guse levhasının kolona birleşimi:

$$P_s = \frac{2.8^2 \times \pi}{4} \times 27 = 166.20 \text{ kN}$$

$$P_l = 2.8 \times 2.5 \times 43 = 301.00 \text{ kN}$$

$$P_{em} = \min(P_s; P_l) = 166.20 \text{ kN}$$

$$P_t = \sqrt{197.26^2 + 518.71^2} = 554.20 \text{ kN}$$

$$n = \frac{554.20}{166.20} = 3.34 \quad 4M27(10.9)$$

Levha kolon birleşimindeki kaynak dikişlerinin tahkiki:

$$a = 10 \text{ mm} , l = 50 \text{ cm}$$

$$F_k = 2 \times 1 \times (50 - 2 \times 1) = 96 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{197.26}{96} = 2.05 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{343.24}{96} = 4.13 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{4.13^2 + 2.05^2} = 4.61 \text{ kN} < 12.50 \text{ kN/cm}^2$$

Kıyaslamaya gerilmesi kontrolüne gerek yoktur.

Kiriş kolon birleşimi:

$$R = 13.10 \text{ kN}$$

$$P_v = V_b + R = 343.27 + 13.10 = 356.37 \text{ kN}$$

$$P_h = 370.85 \text{ kN}$$

$$\sigma_k = \frac{343.24}{196} = 1.75 \text{ kN/cm}^2$$

Levha kolon birleşimindeki kaynak dikişlerinin tahkiki:

$$a = 10 \text{ mm} , l = 79 \text{ cm}$$

$$F_k = 2 \times 1 \times (79 - 2 \times 1) = 154 \text{ cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{356.37}{154} = 2.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_k = \frac{370.24}{154} = 2.41 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{2.31^2 + 2.41^2} = 3.33 \text{ kN} < 12.50 \text{ kN/cm}^2$$

Bulonların tahkiki:

$$P_T = \sqrt{370.24^2 + 356.37^2} = 513.88 \text{ kN}$$

$$P_s = \frac{2.1^2 \times \pi}{4} \times 27 = 93.47 \text{ kN}$$

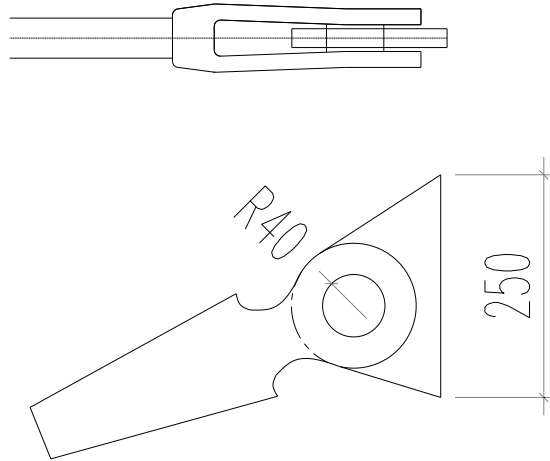
$$P_l = 2.5 \times 2.1 \times 43 = 225.75 \text{ kN}$$

$$P_{em} = \min(P_s; P_l) = 93.47 \text{ kN}$$

$$n = \frac{513.88}{93.47} = 5.49 \quad 7M20(10.9)$$

4.2 Halat Ek ve Bağlantı Detayı

Şekil 4.6'de detayı verilen kesitler en elverişsiz konuma göre hesaplanacaktır.



Şekil 4.6 Halat Bitiş Detayı

$$P=205.00 \text{ kN}$$

Eğilmeye göre hesap:

$$\sigma_e = \frac{M \times (d/s)}{I} = \frac{M \times (d/2)}{\frac{\pi \times d^4}{64}} = \frac{10.2 \times M}{d^3} \quad (\text{eğilmeye göre hesap})$$

$$M = \frac{\sigma_{emn} \times d^3}{10.2} \quad (4.9)$$

Denklem 4.9 ile bulunan moment değeri pim taşıyabileceği maksimum momentin 1/1.70 katıdır.

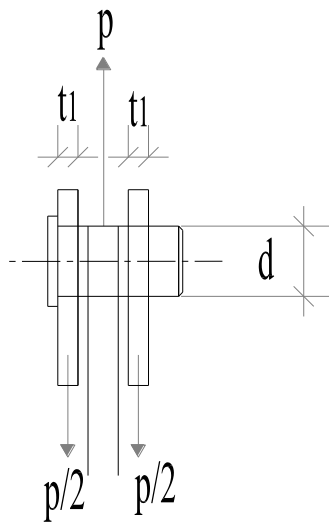
Kaymaya göre hesap:

$$\tau = \frac{Q \times S}{I \times t} = \frac{4 \times Q}{3 \times F} \quad (4.10)$$

Ezilmeye göre tahkik:

$$\sigma_t = \frac{P}{t \times d} \quad (4.11)$$

$$d^3 \geq \frac{10.2 \times M_{\max}}{1.7 \times \sigma_{emn}} = 6 \times \frac{M_{\max}}{\sigma_{emn}}$$



Şekil 4.7 Pim Enkesiti

$$M_{\max} = \frac{p}{2} \times \frac{d_1}{2} = \frac{205 \times 5}{4} = 256.25 \text{ kNcm}$$

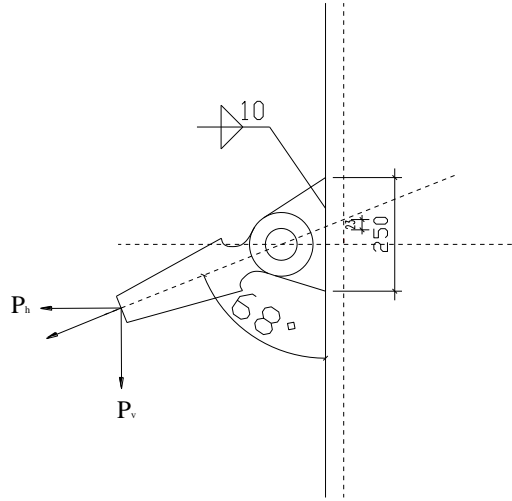
$$d^3 \geq 6 \times \frac{256.25}{28.4} = 54.14, \sigma_{em} = 28.40 \text{ kN/cm}^2 \text{ (ST70-HZ)}$$

$d = 3.78$, seçilen pim çapı: 4.00 cm

$$\tau = \frac{Q \times S}{I \times t} = \frac{4 \times 205 / 2}{3 \times \pi \times \frac{4.0^2}{4}} = 10.88 \text{ kN/cm}^2 < 15.99, \tau_{em} = 15.99 \text{ kN/cm}^2 \text{ (ST70)}$$

$$\sigma_l = \frac{205/2}{4 \times 1.5} = 17.08 \text{ kN/cm}^2 < 32 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{lem} = 32 \text{ kN/cm}^2 \text{ (ST37)}$$

Levhanın Kolona birleşiminde kullanılan kaynakların tahkiki(Şekil 4.8)



Şekil 4.8 Halat Kolon Plaka Bağlantı Detayı

$$a = 10 \text{ mm}, l = 21 \text{ cm}$$

$$l' = 21 - 2 \times 1 = 19 \text{ cm}$$

$$F_k = 2 \times 1 \times 19 = 38 \text{ cm}^2$$

$$W_k = 2 \times \frac{1 \times 19^2}{6} = 120.33 \text{ cm}^3$$

$$P_v = P \times \cos \alpha = 205 \times \cos 68 = 76.79 \text{ kN}$$

$$P_h = P \times \sin \alpha = 205 \times \sin 68 = 190.07 \text{ kN}$$

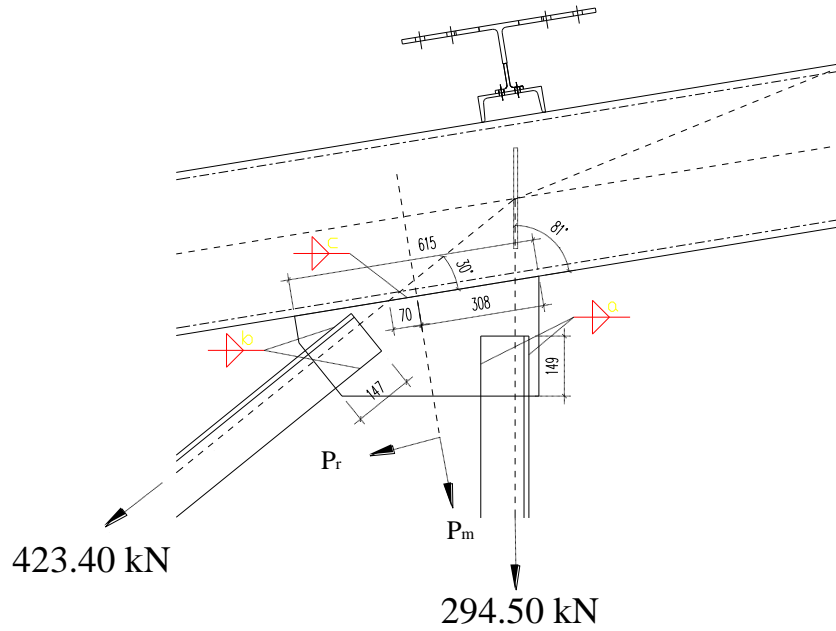
$$M = 2.3 \times 190.07 = 437.16 \text{ kNcm}$$

$$\tau_h = \frac{190.07}{38} = 5.00 \text{ kN/cm}^2 < 12.50$$

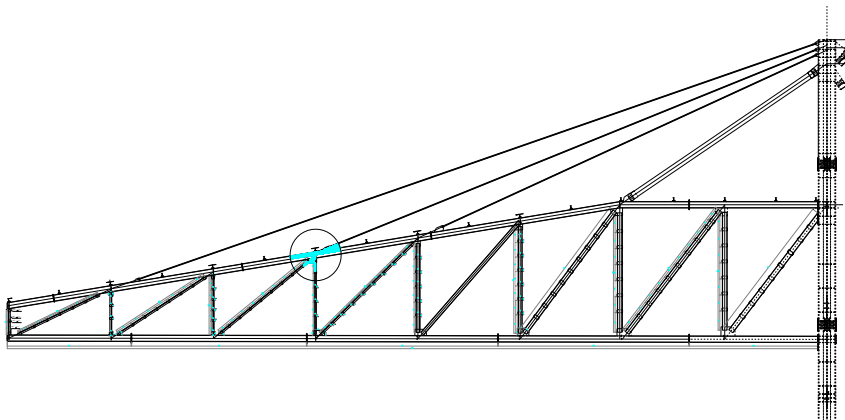
$$\sigma_h = \frac{76.79}{38} + \frac{437.16}{120.33} = 5.65 \text{ kN/cm}^2 < 12.50$$

$$\sigma_v = \sqrt{5.65^2 + 5^2} = 7.54 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2$$

4.3 Dikme-Diyagonal-Üst Başlık Bağlantı Detayı



Şekil 4.9 Düğüm Noktası Detayı



Şekil 4.10 Düğüm Noktasının Alındığı Yer

a kaynaklarının kontrolü:

$$a=5 \text{ mm}, l=14.9\text{cm}$$

$$l' = 14.9 - 2 \times 0.5 = 13.9 \text{ cm}$$

$$F_{ka} = 4 \times 13.9 \times 0.5 = 27.80 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{ka} = \frac{294.50}{27.80} = 10.59 \text{ kN/cm}^2 < 11.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

b kaynaklarının kontrolü:

$$a=8 \text{ mm}, l=14.7\text{cm}$$

$$l' = 14.7 - 2 \times 0.8 = 13.1 \text{ cm}$$

$$F_{ka} = 4 \times 13.1 \times 0.8 = 41.92 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{ka} = \frac{423.40}{41.92} = 10.01 \text{ kN/cm}^2 < 11.00 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

c kaynaklarının kontrolü:

$$P_r = 423.40 \times \cos 30 + 294.50 \times \cos 9 = 657.55 \text{ kN}$$

$$P_m = 423.40 \times \sin 30 + 294.50 \times \sin 9 = 257.77 \text{ kN}$$

$$\Delta M = |423.4 \times \sin 30 \times 7 - 294.50 \times \cos 9 \times 30.8| = 7477.03 \text{ kNcm}$$

$$a=10 \text{ mm}, l=61.50\text{cm}$$

$$l' = 61.50 - 2 \times 1 = 59.5 \text{ cm}$$

$$F_{ka} = 2 \times 59.5 \times 1 = 119 \text{ cm}^2$$

$$W_k = 2 \times \frac{1 \times 59.5^2}{6} = 1180.08 \text{ cm}^3$$

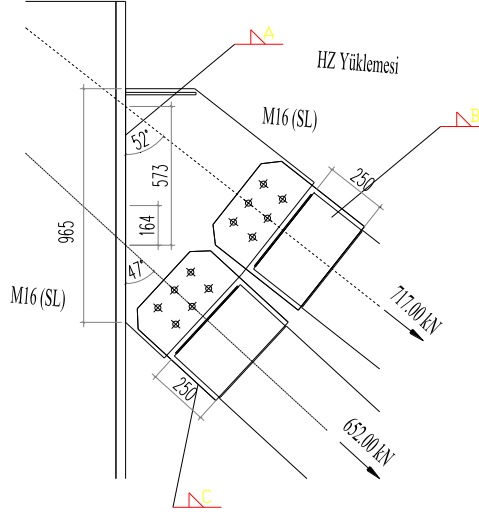
$$\tau_{ka} = \frac{657.55}{119} = 5.53 \text{ kN/cm}^2 < 11.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ka} = \frac{257.77}{119} + \frac{7477.03}{1180.08} = 8.50 \text{ kN/cm}^2 < 11.00 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{8.5^2 + 5.53^2} = 10.14 \text{ kN/cm}^2 < 11.00 \text{ kN/cm}^2$$

(uygun)

4.4 Boru Kesit-Kolon Birleşimi



Şekil 4.11 Boru-Kolon Birleşim Detayı

$$P_r = 652.00 \times \cos 47 + 717.00 \times \cos 52 = 886.09 \text{ kN}$$

$$P_m = 652.00 \times \sin 47 + 717.00 \times \sin 52 = 1041.85 \text{ kN}$$

$$\Delta M = |652.00 \times \sin 47 \times 16.4 - 717.00 \times \sin 52 \times 52.3| = 21729.48 \text{ kNcm}$$

a kaynaklarının kontrolü:

$$a = 12 \text{ mm}, l = 96.5 \text{ cm}$$

$$l' = 96.50 - 2 \times 1.2 = 94.10 \text{ cm}$$

$$F_{ka} = 2 \times 94.10 \times 1.2 = 225.84 \text{ cm}^2$$

$$W_k = 2 \times \frac{1.2 \times 94.1^2}{6} = 3541.92 \text{ cm}^3$$

$$\tau_{ka} = \frac{886.09}{225.84} = 3.92 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{ka} = \frac{1041.85}{225.84} + \frac{21729.48}{3541.92} = 10.74 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{10.74^2 + 3.92^2} = 11.43 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

Bulonların kontrolü:

$$P_s = 2 \times \frac{\pi \times 1.7^2}{4} \times 27 = 125.51 \text{ kN} \quad (\text{makaslama})$$

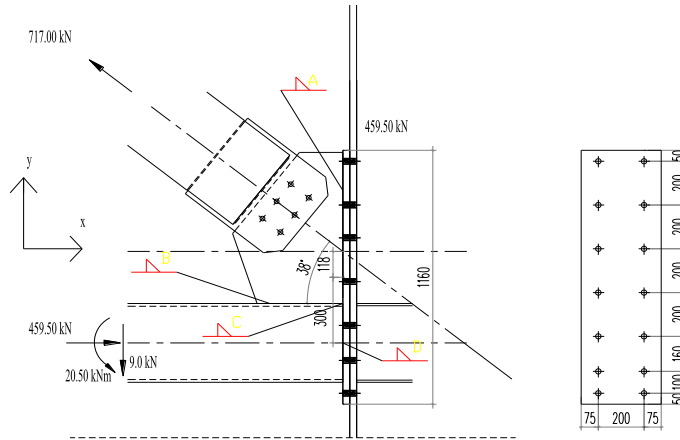
$$P_l = 2 \times 1.7 \times 43 = 146.20 \text{ kN} \quad (\text{ezilme})$$

$$P_{em} = (P_s; P_l) = 125.51 \text{ kN}$$

$$n = \frac{717.00}{125.51} = 5.71 \rightarrow 6 \text{M16(SL)}$$

4.5 Boru Kesit-Kolon- Makas Birleşimi

Bağlantıda önce bulon hesaplanmıştır. Tarafsız eksenin yeri bulonları statik momentlerinin eşitliğinden bulunmuştur [6]. Kullanılan bulonlar 10.9 kalitesindedir.



Şekil 4.12 Boru Kesit-Kolon-Makas Detayı

$$\frac{b \times s_0^2}{2} = \frac{\sigma_{a,em}}{\sigma_{em}} \times \sum A_i (s_i - s_0) \quad (4.14)$$

$$I_a = \frac{b \times s_0^3}{3} + \frac{\sigma_{a,em}}{\sigma_{em}} \times A_i \times \sum (s_i - s_0)^2 \quad (4.15)$$

b : İki bulon arasındaki yatay uzaklık

s_0 : Tarafsız eksenin düşeyde levha altında itibaren uzaklık

$$\frac{20 \times s_0^2}{2} = \frac{0.5 \times 90}{0.6 \times 24} \times 3.53 \times 2 \times [(15 - s_0) + (31 - s_0) + (51 - s_0) + (71 - s_0) + (91 - s_0) + (111 - s_0)]$$

$$s_0 = 22.71 \text{ cm}$$

$$I_a = \frac{20 \times 22.71^3}{3} + \frac{0.5 \times 90}{0.6 \times 24} \times 3.53 \times [(31 - 22.71)^2 + (51 - 22.71)^2 + (71 - 22.71)^2 + (91 - 22.71)^2 + (111 - 22.71)^2]$$

$$I_a = 250840.59 \text{ cm}^4$$

$$W_a = \frac{250840.59}{93.29} = 2688.83 \text{ cm}^3$$

$$P_x = 459.50 - 717 \times \cos 38 = -105.50 \text{ kN}$$

$$P_y = 717 \times \sin 38 = 441.43 \text{ kN}$$

$$M = 2050 + 717 \times \cos 38 \times 11.8 + 459.50 \times 30 = 22502.04 \text{ kNcm}$$

$$T = -9 + 717 \times \sin 38 = 432.43 \text{ kN}$$

$$P_b = \frac{105.50}{14 \times 3.53} + \frac{22502.04}{2688.83} = 2.13 + 8.37 = 10.5 \text{ kN/cm}^2 < 41 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

a kaynaklarının kontrolü:

$$a=10 \text{ mm}, l=70 \text{ cm}$$

$$l' = 70 - 2 \times 1 = 68 \text{ cm}$$

$$F_{ka} = 2 \times 68 \times 1 = 136 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{ka} = \frac{717 \times \cos 38}{136} = 4.15 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

b kaynaklarının kontrolü:

$$a=10 \text{ mm}, l=37.5 \text{ cm}$$

$$l' = 37.5 - 2 \times 1 = 35.5 \text{ cm}$$

$$F_{ka} = 2 \times 35.5 \times 1 = 71 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{ka} = \frac{717 \times \sin 38}{136} = 3.24 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2$$

c başlık kaynaklarının kontrolü:

$$P_c = \frac{21.59}{72.70} \times 459.90 + \frac{20.5}{0.36} = 193.52 \text{ kN}$$

$$a=10 \text{ mm}, l=17 \text{ cm}$$

$$l' = 17$$

(Kaynak profil ucundan döndürülecek)

$$F_{ka} = 2 \times 17 \times 1 = 17 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{kc} = \frac{193.52}{17} = 10.19 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2$$

d kaynaklarının kontrolü:

$$a=5 \text{ mm}, l=27 \text{ cm}$$

$$l' = 27 - 2 \times 0.5 = 25 \text{ cm}$$

$$F_{kd} = 2 \times 25 \times 0.5 = 25 \text{ cm}^2$$

$$P_d = \frac{26.77}{72.70} \times 459.90 = 169.25 \text{ kN}$$

$$\tau_{kd} = \frac{169.25}{25} = 6.78 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{kd} = \frac{9}{25} = 0.36 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{0.36^2 + 6.78^2} = 6.79 \text{ kN/cm}^2 < 12.50 \text{ kN/cm}^2$$

5. MALİYET ANALİZİ

Bu bölümde yapının maliyet analizi yapılmıştır. Hesaplanan malzeme miktarı yapılan metraj sonucunda bulunan değerler kabul edilmiş, üretim sırasında oluşacak kayıplar göz önünde bulundurulmamıştır. Bu bölümde sadece kullanılan hammadde miktarı ve bu miktarların Bayındırlık Bakanlığının 21 Eylül 2005 tarihli yayınladığı tutarları hesaplanmıştır. Fakat bu değerlerin Ocak 05 fiyatları olduğu göz önünde bulundurulmuş ve fiyatlar %20 oranında arttırılmıştır.

5.1 Yapının Çelik ve Betonarme Metraji

St 37.2 çelik malzeme:

Levhalar (Haç kolon+Kutu Kesit+Bağlantı levhaları)	2487.04 ton
Hadde Elemanları	1847.24 ton
Toplam:	4334.28 ton

C35 betonarme betonu:

Temel Beton	7958.25 m ³
Döşeme Beton	588.47 m ³
Toplam:	8546.72 m ³
BÇIII Betonarme Çeliği	529.59 ton
BÇIV Döşeme Çeliği	47.08 ton
Toplam:	576.67 ton

5.2 Birim Fiyatlar ve Tarifleri

Fiyatlar dolar üzerinden değerlendirilecektir. Bu değerlendirmede Merkez Bankası 8 Ekim 2005 tarihli dolar kuru dikkate alınmıştır (1\$=1.323 YTL)

Birim fiyatlar ve tarifleri:

1 m³ beton (C35- poz no:16.059)

Satın alınan ve beton pompasıyla basılan hazır beton,

$$86.65 \times 1.2 = 103.98 \text{ YTL} / 1.323 \text{ YTL} = 78.69 \$$$

1 ton betonarme demiri (poz no:23.015)

0-28 mm nervürlü beton çelik çubuklarının kesilmesi, bükülmesi ve yerine konması

$$600 \times 1.2 = 720 \text{ YTL} / 1.323 \text{ YTL} = 544.22 \$$$

1 ton çelik konstrüksiyon (23.101)

Her çeşit profil çelik çubuk ve çelik saçlara karkas inşaat yapılması, yerine tesbiti.

$$2255.75 \times 1.2 = 2706.9 \text{ YTL} / 1.323 \text{ YTL} = 2046.03 \$$$

5.3 Yapının Toplam Maliyeti

Bu bölümde verilen maliyet sadece kullanılan malzeme miktarının maliyetidir. Unutulmamalıdır ki yapının gerçek maliyeti burada bulunan değerden fazladır. Burada dikkate alınmayan ve maliyeti etkileyen diğer faktörler ise proje maliyetleri, kayıplar, kredi faizleri, süre ve de bu süre içerisindeki inşaat malzemelerinin fiyatlarıdır.

$$\text{Toplam üst yapı çeliğinin maliyeti} \dots\dots\dots 2046.03 \times 4334.28 = 8868066.91 \$$$

$$\text{Toplam betonarme çeliğinin maliyeti} \dots\dots\dots 544.22 \times 576.67 = 313835.35 \$$$

$$\text{Toplam betonarme betonunun maliyeti} \dots\dots\dots 78.69 \times 8546.72 = 672541.40 \$$$

$$\text{Toplam malzeme maliyeti} = 9.854.443,66 \$$$

6. SONUÇLAR

Bu çalışmada uzun bir konsolu olan bir hangar yapısı yatay ve düşey yükler altında TS648 ve Deprem Yönetmeliği kuralları dahilinde projelendirilmiştir. Yapının taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi yüksek merkezi güçlendirilmiş çaprazlardan oluşmaktadır. Yapının yatay yük analizinde modların birleştirilmesi yöntemi kullanılmış, bulunan taban kesme kuvveti değerleri Deprem Yönetmeliği'nde belirtilen eşdeğer deprem yükü yöntemi ile bulunan toplam taban kesme kuvveti değerine çekilmiştir.

Aşağıda hesaplarda izlenen sıra korunarak çelik bir yapının tasarımında dikkatle üzerinde durulması gereken bazı kurallara ve tasarımı yapılan bu yapı ile ilgili bazı önemli noktalara değinilmiştir.

Yapıdaki döşeme sistemi kompozit olup deprem yüklerinin düşey taşıyıcı elemanlara aktarılmasında herhangi bir problem bulunmamaktadır, kompozit döşeme sistemi kullanıldığından yatay yükler altında döşeme elemanlarında oluşabilecek kesit etkileri ihmal edilmiş ve döşemeler sistemden ayrı olarak oluşturulan bir model üzerinde sadece düşey yüklerin etkisi gözetilerek hesaplanmıştır. Yapının düşey ve yatay yükler altında çözümlenmesi, boyutlandırılması ve detaylandırılması sonucu aşağıdaki hususların belirtilmesinde fayda görülmüştür:

- a. Yapının taşıyıcı sistemi ve taşıyıcı elemanların seçiminde sistemin geometrisi büyük rol oynamaktadır. Mevcut yapının taşıyıcı sistemi boru elemanla oluşturulmuştur. Bu çalışmada mevcut sisteme alternatif bir taşıyıcı sistem aranması nedeniyle boru kesit kullanılmamıştır. Bunun sonucunda konsol ucundaki sehmin verilen sınırlar içerisinde tutulması güçleşmiştir.
- b. Konsol ucundaki sehmin gerekli sınırlar arasında tutabilmek için halatlar kullanılmıştır. Çözümlemenin şekli halat elemanlardan dolayı nonlineer çözümlenme yapılmıştır. Bulunan sehmin kadar ters sehmin verilmiş yeniden çözümlenme yapılmıştır. Gerekli sehmin koşulu böylece sağlanmıştır.

- c. Oluşturulan matematik modelde halatların en elverişsiz kombinasyonda bile basınç kuvveti almadığı (halatların boşalmadığı) görülmüş ve sistemin modal analizi ile çözümüne devam edilmiş; elemanlar bu çözümlenmeden oluşan iç kuvvetlerin oluşturduğu kombinasyonlara göre boyutlandırılmıştır.
- d. Sistem boyutlandırılırken sehim koşulu belirgin bir şekilde boyutlamada rol oynamıştır. Bu nedenle elemanların birçoğu eğilme, ya da kesme emniyet gerilmelerine ulaşmadan kullanılmıştır.
- e. Yapının yatay yüklere göre hesabında hangi yöntemin (Eşdeğer deprem yükü yöntemi veya Modların birleştirilmesi) kullanılacağı dikkatle belirlenmelidir.
- f. Özellikle burulma oranının yüksek olduğu, geometri ve rijitlik bakımından simetrik olmayan, kat yüksekliklerinin birbirinden önemli ölçüde fark ettiği, kütle dağılımı bakımından düzenli olmayan yapıların hesabında eşdeğer deprem yükü ile yapılacak çözüm sonuçlarının modal analiz yöntemi ile de karşılaştırılması ve kesit etkilerinin katlar bazındaki dağılımında büyük farklar gözlenmesi durumunda modal analiz yönteminin kullanılması yoluna gidilmesi gerektiği unutulmamalıdır.
- g. Yapının temelleri ile modellenmesi durumunda statik ve dinamik analiz sonuçlarının zeminin özelliğine göre değişiklikler gösterdiği gözlenmiştir. Zemin düşey yatak katsayısı düşük olan zeminlerde üst yapı çözümündeki bu farkların yüksek olandakilere oranla büyük farklar gösterdiği, özellikle düşey yatak katsayısı düşük olan zeminlerde perde taban momentlerinde hem kesit tesiri bazında hem de bu momentlerin yapı içindeki dağılımında farklılıklar oluşmuştur.
- h. Süneklik düzeyi yüksek merkezi güçlendirilmiş olarak tasarlanan yapılarda kat yüksekliği ve akslar arasında büyük fark olması tasarlanan bağlantı elemanlarının mimari problemler doğuracak kadar aşırı büyük levhalar çıkmasına neden olmaktadır.
- i. Yapının taşıyıcı elemanları dolu gövdeli elemanlar halinde seçilmesinden dolayı montajı güçleştirecek detaylar çıkmıştır.
- j. Ülkemizde kalifiye kaynakçının az olması nedeniyle mümkün olduğu kadar şantiye kaynağı az kullanılmıştır.
- k. Yapının toplam metrajı yapılmıştır. Bu metrajda toplam bağlantı levhalarının bütün yapı üst yapının %5.22'si kadarı olduğu görülmüştür.

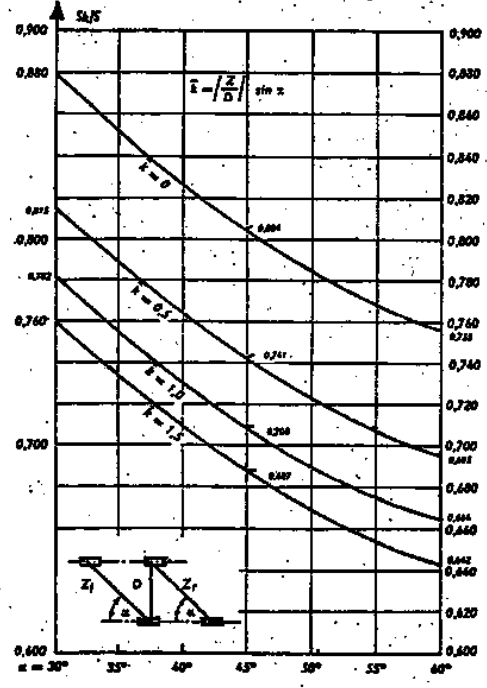
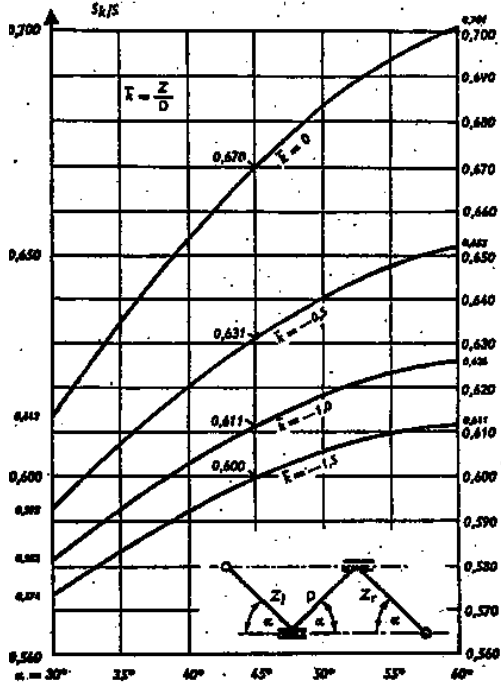
- l. Yapının metrajı sonucunda toplam 4334.28 ton St37 kalitesinde üst yapı çeliği , 8546.72 m³ C30 kalitesinde betonarme betonu, 576.67 ton S420 kalitesinde inşaat demiri hesaplanmıştır.
- m. Yapıda 10.45 kg/m³ üst yapı çeliği, m³ betonda 67.5 kg S420 kalitesinde inşaat demiri kullanılmıştır.
- n. Yapının projede kullanılan (kayıpsız) tüm malzemesi 9.854.443,66 \$ olarak hesaplanmıştır.
- o. Yapının toplam maliyeti hesaplanırken taşıma, proje, kredi, arsa, kira bedelleri hesaba katılmamıştır. Ayrıca inşaat süresi ve başka unsurlar yapı bedeli hesaplanırken dikkate alınmamıştır.

KAYNAKLAR

- [1] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 1997.
İmar İskan Bakanlığı , Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı
- [2] **TS500**, 2000. Betonarme yapıların hesap ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara*
- [3] **TS498**, 1984. Betonarme elemanlarının boyutlandırılmasında alınacak yükler, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara*
- [4] **TS648**, 1980. Çelik yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara
- [5] **UBC,Volume II**, 1997, Uniform Building Code,
- [6] **Deren H., Erdoğan U., Piroğlu F.**, 2005, Çelik Yapılar, Çağlayan Kitabevi, İstanbul
- [7] **Odabaşı Y**, 1997, Ahşap ve Çelik Yapı Elemanları, Beta, İstanbul
- [8] **Seismic Design Manual, Volume III**, 2000, Structural Engineers Association of California(SEAOC), California
- [9] **Arda, T.S, Özgen, A.**, Seminer Notları, Kompozit Taşıyıcı Elemanlar Matbaası, İstanbul
- [10] **Köseoğlu, S.**, 1992. Temeller, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul
- [11] **Wilson, E. L.**, 1998. Three Dimensional Static and Dynamics of Structures, Berkeley, California
- [12] **SAP2000 Analyis Reference Manual**, 1998. Computers and Structures Inc. Berkeley, California
- [13] **ETABS User's Manual**, 1999. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California
- [14] **DIN 1055**, 1999.Deutch Institute of Norme.
- [15] **Arda, T.S, Yardımcı, N.**, 1991. Çelik Karma Elemanların Plastik Hesabı
- [16] **Ardan, Fahrettin**, Monografiler No.6, İ.T.Ü Matbaası, İstanbul

- [17] **Çetmeli, Enver**, 1974, Çubuk Sistemler, Plaklar ve Kabukların Hesabı İçin Tablolar, Matbaa Teknisyenleri Koll. Şti., İstanbul
- [18] **Erdoğan U., Arda T.**, 1989, Soğukta Şekil Verilmiş İnce Cidarlı Çelik Elemanlar, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbası, İstanbul
- [19] **İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Betonarme Yapılar Çalışma Grubu**, 2004, Betonarme Tablo ve Abaklar, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbası, İstanbul
- [20] **AISC(1993) LRFD**, 1993, Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Buildings, 1993, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [21] **AISC(1997)**, 1999, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, with Supplement No.1 dated 1999, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

EK C. (3. BÖLÜM) R KİRİŞLERİNİN HESABI İÇİN RESİNGER EĞRİLERİ



**EK D. (3. BÖLÜM) KOMPOZİT ELEMANLARIN HESABI İÇİN
KULLANILAN RÖTRE VE SÜNME FONKSİYONLARINA AİT
KATSAYILAR**

α, ψ, ν	F1	F2	F3	α, ψ, ν	F1	F2	F3	α, ψ, ν	F1	F2	F3
.02	.0198	1.0100	.5016	1.02	.6394	1.7384	.5825	2.02	.8673	3.2367	.6578
.04	.0392	1.0202	.5033	1.04	.6465	1.7588	.5851	2.04	.8699	3.2797	.6592
.06	.0582	1.0306	.5049	1.06	.6535	1.7795	.5867	2.06	.8725	3.3232	.6606
.08	.0768	1.0410	.5066	1.08	.6604	1.8006	.5882	2.08	.8750	3.3675	.6619
.10	.0951	1.0517	.5083	1.10	.6671	1.8219	.5898	2.10	.8775	3.4124	.6633
.12	.1130	1.0624	.5099	1.12	.6737	1.8436	.5914	2.12	.8799	3.4580	.6647
.14	.1306	1.0733	.5116	1.14	.6801	1.8655	.5930	2.14	.8823	3.5044	.6660
.16	.1478	1.0844	.5133	1.16	.6865	1.8878	.5945	2.16	.8846	3.5514	.6673
.18	.1647	1.0956	.5149	1.18	.6927	1.9104	.5961	2.18	.8869	3.5992	.6687
.20	.1812	1.1070	.5166	1.20	.6988	1.9334	.5976	2.20	.8891	3.6477	.6700
.22	.1976	1.1185	.5183	1.22	.7047	1.9567	.5992	2.22	.8913	3.6969	.6713
.24	.2133	1.1302	.5199	1.24	.7106	1.9803	.6007	2.24	.8935	3.7470	.6727
.26	.2289	1.1420	.5216	1.26	.7163	2.0043	.6023	2.26	.8956	3.7978	.6740
.28	.2442	1.1540	.5233	1.28	.7219	2.0286	.6038	2.28	.8977	3.8494	.6753
.30	.2591	1.1661	.5249	1.30	.7274	2.0533	.6053	2.30	.8997	3.9018	.6766
.32	.2738	1.1785	.5266	1.32	.7328	2.0783	.6069	2.32	.9017	3.9550	.6779
.34	.2882	1.1910	.5282	1.34	.7381	2.1037	.6084	2.34	.9036	4.0090	.6792
.36	.3023	1.2036	.5299	1.36	.7433	2.1295	.6099	2.36	.9055	4.0639	.6805
.38	.3161	1.2165	.5315	1.38	.7484	2.1557	.6115	2.38	.9074	4.1197	.6818
.40	.3296	1.2295	.5332	1.40	.7534	2.1822	.6130	2.40	.9092	4.1763	.6831
.42	.3429	1.2427	.5348	1.42	.7582	2.2092	.6145	2.42	.9110	4.2338	.6843
.44	.3559	1.2561	.5365	1.44	.7630	2.2365	.6160	2.44	.9128	4.2922	.6856
.46	.3687	1.2697	.5381	1.46	.7677	2.2643	.6175	2.46	.9145	4.3515	.6869
.48	.3812	1.2834	.5398	1.48	.7723	2.2925	.6190	2.48	.9162	4.4118	.6881
.50	.3934	1.2974	.5414	1.50	.7768	2.3211	.6205	2.50	.9179	4.4729	.6894
.52	.4054	1.3115	.5431	1.52	.7812	2.3501	.6220	2.52	.9195	4.5351	.6906
.54	.4172	1.3259	.5447	1.54	.7856	2.3796	.6235	2.54	.9211	4.5982	.6919
.56	.4287	1.3404	.5464	1.56	.7898	2.4095	.6250	2.56	.9226	4.6624	.6931
.58	.4401	1.3552	.5480	1.58	.7940	2.4398	.6264	2.58	.9242	4.7275	.6943
.60	.4511	1.3701	.5497	1.60	.7981	2.4706	.6279	2.60	.9257	4.7937	.6956
.62	.4620	1.3853	.5513	1.62	.8021	2.5019	.6294	2.62	.9271	4.8609	.6968
.64	.4727	1.4007	.5529	1.64	.8060	2.5336	.6309	2.64	.9286	4.9292	.6980
.66	.4831	1.4163	.5546	1.66	.8098	2.5658	.6323	2.66	.9300	4.9986	.6992
.68	.4933	1.4321	.5562	1.68	.8136	2.5985	.6338	2.68	.9314	5.0690	.7004
.70	.5034	1.4482	.5578	1.70	.8173	2.6317	.6352	2.70	.9327	5.1406	.7016
.72	.5132	1.4644	.5594	1.72	.8209	2.6654	.6367	2.72	.9341	5.2133	.7028
.74	.5228	1.4809	.5611	1.74	.8244	2.6996	.6381	2.74	.9354	5.2872	.7040
.76	.5323	1.4977	.5627	1.76	.8279	2.7343	.6396	2.76	.9367	5.3622	.7052
.78	.5415	1.5147	.5643	1.78	.8313	2.7695	.6410	2.78	.9379	5.4384	.7064
.80	.5506	1.5319	.5659	1.80	.8347	2.8053	.6424	2.80	.9391	5.5159	.7076
.82	.5595	1.5493	.5675	1.82	.8379	2.8416	.6439	2.82	.9403	5.5944	.7087
.84	.5682	1.5671	.5691	1.84	.8411	2.8785	.6453	2.84	.9415	5.6745	.7099
.86	.5768	1.5850	.5707	1.86	.8443	2.9159	.6467	2.86	.9427	5.7557	.7110
.88	.5852	1.6032	.5724	1.88	.8474	2.9539	.6481	2.88	.9438	5.8382	.7122
.90	.5934	1.6217	.5740	1.90	.8504	2.9925	.6495	2.90	.9449	5.9221	.7133
.92	.6014	1.6405	.5756	1.92	.8533	3.0317	.6509	2.92	.9460	6.0072	.7145
.94	.6093	1.6595	.5772	1.94	.8562	3.0715	.6523	2.94	.9471	6.0938	.7156
.96	.6171	1.6788	.5787	1.96	.8591	3.1119	.6537	2.96	.9481	6.1817	.7168
.98	.6246	1.6984	.5803	1.98	.8619	3.1529	.6551	2.98	.9492	6.2710	.7179
1.00	.6321	1.7182	.5819	2.00	.8646	3.1945	.6565	3.00	.9502	6.3618	.7190

EK E. (3. BÖLÜM) ÜÇ KENARI SÜREKLİ PLAK ELEMAN İÇİN MOMENT KATSAYILARI

$\varepsilon =$	0.25	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
m_{xr}	56.20	40.00	24.70	18.70	16.00	15.10	15.20	15.90	16.80	17.90	19.20	20.50	21.80	23.30
m_{xm}	116.00	86.90	54.40	40.50	33.00	29.10	26.80	25.60	25.10	25.10	25.30	25.60	26.40	27.30
m_{ym}	-59.80	-69.50	-188.00	323.00	105.00	80.00	72.00	70.50	73.50	79.50	90.00	104.00	122.00	145.00
m_{er}	5.23	5.05	5.00	5.21	5.59	6.02	6.50	7.05	7.54	8.10	8.65	9.30	10.00	10.60
m_{em}	26.70	22.20	17.30	14.70	13.15	12.20	11.60	11.38	11.22	11.50	11.75	12.30	12.80	13.35
m_{ey}	8.60	8.00	7.50	7.47	7.81	8.42	9.25	10.20	11.30	12.40	13.50	14.50	15.60	16.70

Ek F. (3. ve 4. BÖLÜM) KAYNAK EMNİYET GERİLMELERİ

Kaynak Türü	Gerilme Durumu	Röntgen Kontrolü	Emniyet Gerilmeleri	
			H (kN/cm ²)	HZ (kN/cm ²)
KÜT	Basınç, Eğilmede Basınç	σ_k Yapılmış veya yapılmamış	14	16
	Çekme, Eğilmede Çekme	σ_k Yapılmış, ayrıca profilin ortalama başlık kalınlığı $t \leq 11$ mm	11	12.5
		σ_k Yapılmamış veya $t > 11$ mm	0.7	0.8
	Çekme, Eğilmede Çekme	σ_k Yapılmış	14	16
σ_k Yapılmamış		11	12.5	
KÖŞE	Basınç, Çekme, Eğilmede Basınç ve Çekme	σ_k Yapılmış	11	12.5
	Kıyaslama	σ_v Yapılmış veya yapılmamış	11	12.5
	Sınır	σ_s Yapılmış veya yapılmamış	7.5	7.5
GENEL	Kayma	τ_k Yapılmış veya yapılmamış	11	12.5

Ek G. PAFTA LİSTESİ

DİS-01 : Dispozisyon Planı

MAK-01 : Makas Birleşim Detayı ve Metrajı

MAK-02 : Makas Birleşim Detayı ve Metrajı

MAK-02 : Makas Birleşim Detayı ve Metrajı

CER-01 : Çerçeve Birleşim Detayı ve Metrajı

CAP-01 : I Aksı Birleşim Detayı ve Metrajı

CAP-02 : J Aksı Birleşim Detayı ve Metrajı

CAP-03 : K Aksı Birleşim Detayı ve Metrajı

STA-01 : Stabilite Bağlantı Detayları

TEM-01 : Temel Kalıp Planı ve Detayı

ÖZGEÇMİŞ

Muhammet Ayhan, 1980 yılında Rize’de doğdu. İlk öğrenimini Rize’de, orta ve lise öğrenimini Ankara’da tamamladı. 1998 yılında İ.T.Ü İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümünü kazandı. 2003 yılında lisans eğitimini iyi derece ile tamamladı. 2003 güz yarısında İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim dalı, Yapı Mühendisliği Bölümüne girmeye hak kazandı. Yüksek Lisans ders programını 2005 yılında tamamladı.

Yazar, 2003 yılında başladığı proje mühendisliği görevini halen özel bir firmada sürdürmektedir.