

66441

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

SABANCI CENTER AKBANK KULESİ İÇİN BİR SİSTEM ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnşaat Müh. Osman SALICI

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 17 Ocak 1997

Tezin Savunulduğu Tarih : 7 Şubat 1997

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Erdoğan UZGİDER

Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Alpaz ÖZGEN

Prof. Dr. Metin AYDOĞAN

07/03/97
teu 19 1 2

7.3.97

7/3/97

BM

ŞUBAT 1997

ÖNSÖZ

İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Bölümü Yapı Programı çerçevesinde gerçekleştirilen bu yüksek lisans tez çalışmasında, betonarme karkas olan **Sabancı Center Akbank Kulesi**, çelik konstrüksiyon olarak üç farklı şekilde dizayn edilerek birbirleri arasında ve Akbank kulesiyle statik, maliyet, imalat, montaj ve yapım süreleri bakımından karşılaştırılmış ve bir sistem analizi yapılmıştır.

Türkiye’de şimdiye kadar yapılan çok katlı binalar (endüstri yapıları hariç) betonarme olarak yapılmıştır. Bunun en önemli nedenleri arasında; Mal sahiplerinin ve yapımcı firmaların, çelik konstrüksiyon yapılara alışkanlıklarının olmaması, çeliğin ilk yapım sırasındaki maliyetinin betonarmeye göre fazla olması, Türkiye de örnek bir çelik yapının olmaması, yapımcı firmaların çelik konstrüksiyon yapı için (ofis,otel,iş merkezi vb..) gerekli bilgi,tecrübe,kadro ve donanımına sahip olmamaları ve betonarme bina yapımında çalışan kalifiye elemanların çelik konstrüksiyon bina için gerekli kalifiye eleman sayısına göre daha fazla olması ve kolay temini olarak sayılabilir.

Fakat çok yakın gelecekte, dünyadaki teknolojik gelişmenin hızlı olması, buna bağlı çoğu şeyin bu hıza paralel olarak değişme zorunluluğu olması ve bu değişime en hızlı ayak uydurabilecek, depreme karşı dayanıklı, temel yükleri bakımından hafif, yapım süresi kısa, fonksiyonel çelik yüksek yapıların artık Türkiye’de de yapılması gerektiği inancıyla bu tez hazırlanmıştır.

Çalışmalarım süresince değerli fikirlerinden ve tecrübelerinden yararlandığım, sayın hocam Prof. Dr. Erdoğan UZGİDER’e, eğitim hayatım boyunca maddi, manevi her türlü desteği fazlasıyla sağlayan çok sevdiğim aileme, tez yazımında bana yardımcı olan sevgili arkadaşlarıma teşekkürlerimi bir borç bilirim.

17.1.1997

Osman SALICI

İÇİNDEKİLER

ÖNSÖZ	ii
SEMBOL LİSTESİ	vi
ŞEKİL LİSTESİ	viii
TABLO LİSTESİ	x
ÖZET	xi
SUMMARY	xii
BÖLÜM 1 GİRİŞ	1
1.1 Konunun Tanıtımı	1
BÖLÜM 2 YÜKLER	14
2.1 Sabit Yükler	14
2.2 Hareketli Yükler	15
BÖLÜM 3 SİSTEMİN YÜK ANALİZİ	16
3.1 Sabit Yükler	16
3.2 Hareketli Yükler	16
3.3 Yatay Taşıyıcı Elemanlar İçin Toplam Yayılı Yük	16
3.4 Düşey Taşıyıcı Elemanlar İçin Toplam Yayılı Yük	17
3.5 Rüzgar Yükleme	17
3.6 Deprem Yükleme	21
BÖLÜM 4 YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI	27
4.1 Kompozit Kat Döşemesi	27
4.2 Kat Kirişleri	34
4.2.1 Kompozit Kat Kirişleri	37
4.2.1.1 K1 Kirişi	41
4.2.1.2 K2 Kirişi	49
4.2.1.3 K3 Kirişi	56
4.2.2 Çelik Kat Kirişleri	58
4.2.2.1 C1 Kirişi	58
4.2.2.2 C2 Kirişi	61
4.2.2.3 C3 Kirişi	62
4.2.2.4 C4 Kirişi	65
4.2.2.5 C5 Kirişi	68
4.2.2.6 C6 Kirişi	71
4.2.2.7 C7 Kirişi	72
4.3 Kolonlar	74
4.3.1 Kenar Kolon Kesitleri	74

4.3.1.1 1. Tip	75
4.3.1.2 2. Tip	75
4.3.1.3 3. Tip	76
4.3.1.4 4. Tip	76
4.3.1.5 5. Tip	77
4.3.2 Orta Kolon Kesitleri	79
4.3.2.1 1. Tip	79
4.3.2.2 2. Tip	79
4.3.2.3 3. Tip	80
4.3.2.4 4. Tip	81
4.3.2.5 5. Tip	81
4.4 Düşey Çaprazlar	85
4.4.1 K Çaprazları	85
4.4.1.1 1. Tip	85
4.4.1.2 2. Tip	86
4.4.1.3 3. Tip	87
4.4.1.4 4. Tip	87
4.4.1.5 5. Tip	88
4.4.2 X Çaprazla	90
4.4.2.1 1. Tip	90
4.4.2.2 2. Tip	90
4.4.2.3 3. Tip	91
4.4.2.4 4. Tip	92
4.4.2.5 5. Tip	92
4.5 Kolon Taban Detayları	97
4.5.1 Kenar Kolon Tabanı	97
4.5.2 Orta Kolon Tabanı	103
BÖLÜM 5 MALİYET ANALİZİ	108
5.1 Zaman Planlaması	108
5.2 Maliyet Analizi	110
5.2.1 Betonarme Karkas Yapının Taşıyıcı Sisteminin Malzeme Miktarları	112
5.2.2 Çelik Konstrüksiyon Yapının Taşıyıcı Sisteminin Malzeme Miktarları	113
5.2.3 B.A Çekirdekli Çelik Yapının Taşıyıcı Sisteminin Malzeme Miktarları	114
5.2.4 Birim Fiyatlar ve Tarifleri	115
5.2.5 Piyasadan Alınan Fiyatlar	117
5.2.6 Birim Fiyatlar ve Piyasa Fiyatlarına Göre Yapıların Maliyetleri	117
5.2.7 Şantiye Elemanlarının ve Donanımın Genel Maliyete Katkısı Katkısızlıkları	120
5.2.8 Proje Maliyeti	121
5.2.9 Yapıların Toplam Maliyeti	121
5.2.10 Yapı Sistemlerinin Kira Gelirleri	122
5.2.11 Yapı Sistemlerinin Yatırımı	123

BÖLÜM 6 SONUÇLAR VE ÖNERİLER	132
KAYNAKLAR	137
EKLER	138
ÖZGEÇMİŞ	192



SEMBOL LİSTESİ

C_e	: Bölge faktörü
C_p	: Dış basınç katsayısı
C_g	: Fırtına faktörü
q	: Yayılı rüzgar yükü
A	: Spektral ivme
A_o	: Max yer ivmesi
S	: Spektrum katsayısı
g	: Yerçekimi ivmesi
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
T_k	: Sn cinsinden spektrum köşe periyodu
T	: Periyod
g_a	: Katlanmış çelik sacın m^2 ağırlığı
g_b	: Betonun m^2 ağırlığı
p	: Yayılı yük
M	: Moment
Q	: Kesme kuvveti
P	: Merkezi basınç kuvveti
t	: Çelik elemanların et kalınlığı
f	: Sehim
I	: Atalet momenti
W	: Mukavemet momenti
σ	: Eğilme ve basınç gerilmesi

τ	: Kayma gerilmesi
σ_k	: Kaynaklar için kıyaslama gerilmesi
n	: Çeliğin elastisite modülünün , betonun elastisite modülüne oranı
b_{eff}	: Betonarme kesit için etkili tabla genişliği
E_a	: Çeliğin elastisite modülü
E_b	: Betonun elastisite modülü
F_b	: Beton en kesit alanı
F_b'	: Etkili beton en kesit alanı
d	: Beton kesit kalınlığı
σ_{bo}	: Beton üst lifinde basınç gerilmesi
σ_{au}	: Çelik alt başlığında çekme gerilmesi
Z	: Rötreden kaynaklanan kuvvet
σ_ϕ	: Sünmeden dolayı oluşan gerilme
σ_s	: Rötreden dolayı oluşan gerilme
α_H	: Güvenlik katsayısı
n_H	: Kayma kaması sayısı
H	: Plakla çelik profil arasındaki kayma kuvveti
σ_{br}	: Beton küp mukavemeti
F_{bek}	: Başlık ek levhasının faydalı en kesit alanı
F_{gek}	: Gövde ek levhasının faydalı en kesit alanı
I_{bek}	: Başlık ek levhalarının toplam en kesit alanı
I_{gek}	: Gövde ek levhalarının toplam atalet momenti
K	: Plakta oluşan kuvvet

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1 3 Boyutlu statik sistem	9
Şekil 1.2 K Çapraz Sistemi	10
Şekil 1.3 X Çapraz Sistemi	11
Şekil 1.4 Akbank kulesi boy kesiti	12
Şekil 1.5 Akbank kulesi kat planı	13
Şekil 3.1 Rüzgar yüklemesi	20
Şekil 3.2 Spektrum değerleri	24
Şekil 4.1 Kompozit kat döşemesi	27
Şekil 4.2 Döşeme statik yüklemesi	28
Şekil 4.3 Katlanmış çelik sac	30
Şekil 4.4 Mimari kat planı	35
Şekil 4.5 Statik kat planı	36
Şekil 4.6 Kompozit kiriş kesiti	37
Şekil 4.7 K1 kirişi yüklemesi	41
Şekil 4.8 HE 700 B kirişinin eki	47
Şekil 4.9 HE 700 B için bulon yerleşimi	48
Şekil 4.10 K2 kirişi yüklemesi	49
Şekil 4.11 HE 600 B kirişinin eki	54
Şekil 4.12 HE 600 B için bulon yerleşimi	56
Şekil 4.13 K3 kirişi yüklemesi	56
Şekil 4.14 C1 kirişi yüklemesi	58

Şekil 4.15	HE 800 B kirişinin eki	59
Şekil 4.16	HE 800 B için bulon yerleşimi	61
Şekil 4.17	C2 kirişi yüklemesi	61
Şekil 4.18	C3 kirişi yüklemesi	62
Şekil 4.19	IPE 400 kirişinin eki	63
Şekil 4.20	IPE 400 için bulon yerleşimi	64
Şekil 4.21	C4 kirişi yüklemesi	65
Şekil 4.22	IPE 360 kirişinin eki	66
Şekil 4.23	IPE 360 için bulon yerleşimi	67
Şekil 4.24	C5 kirişi yüklemesi	68
Şekil 4.25	HE 900 B kirişinin eki	69
Şekil 4.26	C6 kirişi yüklemesi	71
Şekil 4.27	C7 kirişi yüklemesi	72
Şekil 4.28	Kat kirişlerinin kesitleri	73
Şekil 4.29	Kenar kolon kesitler	78
Şekil 4.30	Orta kolon kesitleri	84
Şekil 4.31	K çapraz kesitleri	89
Şekil 4.32	X çapraz kesitleri	93
Şekil 4.33	HD 260*260*288 eki	94
Şekil 4.34	HD 260*260*325 eki	95
Şekil 4.35	Nervür levhası kaynakları	99
Şekil 4.36	Izgara profili	100
Şekil 4.37	Kenar kolon taban plakası	102
Şekil 4.38	Merkezlilik parçası	104
Şekil 4.39	Orta kolon taban plakası	107

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 3.1 Kat ağırlıkları ve kütleleri	26
Tablo 5.1 Zaman planlaması	109
Tablo 5.2 Çelik konstrüksiyon yapının kredili yatırım maliyeti	126
Tablo 5.3 Çelik konstrüksiyon yapının yatırım borcunun kapanması	127
Tablo 5.4 B.A karkas yapının kredili yatırım	128
Tablo 5.5 B.A. karkas yapının yatırım borcunun kapanması	129
Tablo 5.6 B.A. çekirdekli çelik kon.yapının kredili yatırım maliyeti	130
Tablo 5.7 B.A. çekirdekli çelik kon. yapının yatırım borcunun kapanması	131

ÖZET

Günümüzde nüfusun büyük bir bölümü büyük şehirlerin merkezlerinde toplanmıştır. Türkiye’de büyükşehir diye tanımlanan yerlerde arazi fiyatları yer darlığından ve merkeze yakın olmak için yerleşmek isteyen insanların taleplerinden dolayı oldukça büyük rakamlara ulaşmıştır. Büyük şehirlerde yatay genişlemenin yanında dikey genişleme gerekliliği ortaya çıkmıştır. Bu da çok katlı yapıların yapılma zorunluluğunu ortaya çıkarmıştır.

Büyük bir bölümü deprem kuşağı içinde bulunan ülkemizde yapılacak yüksek yapıların taşıyıcı sistemlerinin seçimi kullanılacak malzeme, yapım süresi, maliyeti ülkemizin içinde bulunduğu ekonomik durumu ve inşaat sektörümüzün imkanları ve yapılabilecekleri gözünde tutularak bu tez hazırlanmıştır. Tez konusuna örnek olarak son zamanlarda yapılmış mimari ve teknolojik açıdan önemli bir yapı olan *Sabancı Center Akbank kulesi* alınmıştır. Bu yapı yatay yüklerin B.A. çekirdek ile aktarıldığı çevredeki kolonlarında sadece düşey yük taşıdığı tamamı B.A. bir yapıdır. (B.A. = betonarme)

Tezde Akbank kulesi, mimari boyutlarına ve görüntüsüne sadık kalınarak belirlenen tamamı çelik konstrüksiyon olan iki ayrı sistem ve B.A. çekirdeğin olduğu fakat diğer taşıyıcı elemanların çelik konstrüksiyon olarak tasarlandığı 3. bir sistemle hem statik açıdan hem yapım süresi açısından hem de maliyet açısından karşılaştırmalı olarak kıyaslanmıştır.

Taşıyıcı sistemler SAP 90 (Yapısal Analiz Programı) ile statik ve dinamik olarak düşeyde ve yatayda yüklenerek çözülmüş ve bilinen boyutlandırma yöntemleri ile kesitler boyutlandırılmıştır. Sonuçta sistemlerin yatay deplasmanları, periyodları, çubuk kuvvetleri ve düğüm nokta deplasmanları bulunarak birbirleriyle kıyaslanmıştır. Çelik konstrüksiyon yapılar deprem sırasında daha sünek bir davranış gösterdiklerinden (malzemeden dolayı) ve temele gelen yükler açısından daha hafif olduklarından, kısa sürede inşa edilebildiklerinden tamir edilebilme ve ilave yapılabilme özelliğinden, şantiye giderlerinin azlığından, temel maliyetin düşüklüğünden ve kesitler küçük olmasından dolayı daha fazla kullanma alanına sahip olmasından dolayı B.A. yapıya göre daha avantajlı olduğu görülmüştür. Maliyet olarak çelik malzeme B.A. yapının malzemesinden ve işçiliğinin daha pahalı olmasından dolayı tamamı çelik konstrüksiyon yapı daha pahalıya gelmektedir. Fakat yapıların kendini kira geliriyle amorti etmesi süresi hesaplandığında tamamı çelik konstrüksiyon yapı ile tamamı B.A. Karkas yapı arasında zaman açısından fazla bir fark olmadığı fakat B.A. çekirdekli çelik konstrüksiyon kompozit yapının amorti süresinin diğer yapı sistemlerine göre daha kısa olduğu seçilmesi gereken yapı sisteminin B.A. çekirdekli çelik konstrüksiyon kompozit yapı olduğu görülmüştür.

THE SYSTEM ANALYSIS FOR AKBANK TOWER OF SABANCI CENTER

SUMMARY

Today, in the big city centers, where lots of people live and trading is increased by the population, to find an area for building business centers, hotels, trade centers, etc.. nearly impossible. On the other hand to provide continuity during the managing of the companies, workers, business, large and big building should be built. So that multistory buildings should be designed, calculated and constructed specially with economical, easy, usable method. Also such constructions are being built mostly in İstanbul in Turkey. Because İstanbul is the biggest city with respect to its population, trading etc..

İstanbul is in the second earthquake zone according to the old Turkish standards but now it is in first zone according to the latest Turkish standards that is published by Ministry of Public Works.

As the height of the building increases, more suitable materials should be chosen for elastic behaviour against the earthquake ; as well as architectural functions should not be interrupted ; besides the construction become easier, economic, strong and long lasting. In addition to these it is needed more equipment (in limited site) and causes minimum pollution during the construction for the environment. Also it is controllable easily and in shortest time it uses money. All these items can be provided in Turkey. First of all, the developing countries which have got multistory buildings in the world, such as U.S.A, JAPAN, CANADA and are especially under the earthquake threat should be examined. At the same time economic situation and existing position of the construction sector has to be followed and investigated very carefully to reach the most suitable decision before when beginning of the construction planning.

In this thesis, to define the most suitable construction system from the point of view of statics, time and cost, to compare with three different construction systems of steel and composite materials. The Akbank tower of Sabancı Center in İstanbul has been selected as a sample. Two of them are designed as steel construction and the third one has got reinforced concrete core and around of it there is steel structure which is carried with vertical loads. In the steel structure, girders and slabs are composite system, beams, columns and vertical diagonal members are steel construction. The three structural systems have the same architectural functions height and width and floors. For the statical calculation, loads are taken from from the Akbank Tower statical calculation.

General information about Sabancı Tower ;

Whole building area is 107000 m² and site area is 18171 m². The Akbank tower has got 5 basements, ground floor and 33 normal floors. The Holding tower

has got the same underground structure and 28 normal floors. At the Akbank tower there are 4 more floors over the 33th floor. These floors consist of plumbing, instrument, lifting shaft. Office floors has got 875 m² area. In the similar highrise building the ratio between ofis and core is % 30 - % 35, but Sabancı Center has got 224 m² core area that is % 28. Tower core consists of lifting holes, 8 lifting shafts, wet spaces, staircase, tea office and plumbing, heating, ventilating, equipment shafts.

As a statical system ; Building is of reinforced concrete. According to the floors, the core thickness is changing. Numbers of columns are 5 on both sides. These columns are connected with continuous beams which are parallel to the sides of the building. The thickness of the slab has been defined according to the TS 500 and the thickness was found as 20 cm. Thickness of the shear wall of the core is changing between 50 and 20 cm.

Loads ; Dead load and live load have been defined according to TS 498 and DIN 1055. For the office floors live load has been taken as 5 kN/ m² but for the vertical members, it was taken as 2 kN/ m² and in addition for light partition walls 0.75 kN/m²

Foundation ; The dimensions of the foundation is approximately 100*100 m for all building and is made of mat foundation which has got 1 m thickness, but under the towers, the thickness of the mat foundation is 3m.

Materials ; Concrete is of BS 35 ; Reinforcement is of BÇ III

For designing of the steel structure system, all items mention above have been taken exactly the same and the height of the floors is 3.5 m from top of the slab to the top of the other slab above

Design of the first steel structure system ;

Lateral loads are carried by the steel core consisting of truss system members. Side columns are carrying just vertical loads. Beams and girders are connected to the columns as a hinge. Beams and slab are of composite sections.

Design of the second steel structure system ;

It is the same system with the first system, but the different part is that girders are fix connected to the columns at every two floors.

Design of the third steel structure system ;

Lateral loads are carried by the reinforced concrete core which is in the middle of the building and made of the space truss system but the other members are steel and composite materials. They are carrying vertical loads

For multistory building, lateral loads are important as much as vertical loads. So wind pressure or earthquake loads are getting important much more than the ordinary buildings that are not so importantly high structures. The people who live in the multistory buildings, can be effected from the lateral deflections. This means that

limits at lateral deflections is a very important design criteria. In these buildings it is assumed that floors has rigid behaviour. Their displacement is same as the vertical members.

It is obvious that high-rise structures have to cope with enormous gravity loads compared to other structures. On the other hand, the overall stiffness of high-rise buildings under the action of lateral forces, such as wind and earthquakes, is governed by the stiffness of the individual components of the steel structure.

Stiffness depending on the geometrical section and its influence on deflection and buckling behavior on the one hand and the steel strength controlling the load bearing capacity of strength controlling the load bearing capacity of beams and columns on the other hand. Further more, the mechanical properties as, for example, the weldability have a determinative influence on fabrication costs.

In the steel structures, the slab and most of the beams have been calculated as composite section. These sections' calculation consist of all necessary verifications. All connections have been designed with bolt connections on the site because of the welding on the site and during the erection is both too difficult and control is not possible. In this connection high quality bolts have been used.

For the dimensioning of the columns and vertical diagonal space truss members. Computer programs called as **sap 90 (structural analysis program)** has been used. In this program the structure can be calculated against the statical and dynamic loads. All sections of members have been found according to these program outputs. It is mentioned below.

For the steel sections ARBED profiles have been used (these are W, HD, HE-B) Concrete is BS 35 like Akbank Tower . Reinforcement is BÇ III . But the slab thickness is 15 cm since composite section is calculated. For this structural analysis program, ideal statical system as a data file must be prepared. It means buildings must be defined with coordinates, section properties, weights, loads, masses if it is necessary , restraints and members. Three type of steel structures have been solved with this sap90 against the statical wind loads as well as dynamic earthquake loads as a result of , forces on the members , reactions and deflections on the joints was found. Steel sections can be dimensioned according to the steel structures with using the sap 90 outputs.

Capacity of the sap 90 ;

For the statical analysis : max. equation numbers are 10000
max joint numbers are 4000

For the dynamic analysis : max. equation numbers are 6000
max joint numbers are 2500

In the data file which has been solved : max. equation numbers are 5073
max joint numbers are 1611
max member numbers 3450

For the other systems all steel dimensions are taken like the first system. For the section verifications of the three steel structure. Just the first system members have been dimensioned

After the statical and dynamic analysis, material list had been prepared for the first, third and existing structure, then not only Turkish construction markets prices but also Ministry of Public Work's prices had been taken to calculate the cost of the structural systems. At the end of the cost analysis, the steel structure system is the most expensive among the three systems. But when we calculated the redemption of a band of all structural system, the composite system (third system) is the most economical. There are no differences between the steel structure system and the real system (R.C. structure) from the point of the view of amortization of time and price.

General Results Of The Steel Structures ;

Steel construction is characterized by the following features.

1. Large spans can be achieved with comparatively small expenditure. Thus in multistory building, the number of supports is reduced and plan flexibility is increased.
2. The loadbearing parts of steel construction have small section; a particularly important point for the section of vertical members. The stanchions of steel construction can be merged with the exterior walls, without encroaching on usable space.
3. The light weight of steel skeleton-frames is of great importance for high-rise buildings and in difficult foundation conditions, and can produce appreciable cost savings;
4. Steel multistory buildings can take daring structural form, as in suspended and bridged structures and extended cantilevers.
5. Adaptability of the load-bearing structure is easily achieved with steel structures and in the case of certain systems, complete demountability and replication.
6. Requirements of the building inspectorate, e.g., fire regulations are requirements applying to materials, such as anti-corrosion, have for long been quite economically met and no longer add any appreciable costburdens to steel skeleton-frames.
7. The basic product for the steel skeleton consists of steel sections with a limited type-range, which when combined nevertheless allow an unlimited number of possibilities.
8. Steel structures, particularly the simpler forms of multistory building, lend themselves to the use of cheap, partly or wholly-automated production lines. This illuminates the necessity for keeping to standard series, since re-jigging in the steel shop can be easily done.
9. The high degree of accuracy possible in the fabrication of steel building components, ensures narrow tolerances in erection, which in turn speeds up assembly and favors the use of prefabricated components.

10. Structural steel components are relatively light and can therefore be moved over long distances without high transport costs.

11. Modern mobile cranes or tower cranes provide hoisting apparatus, which allow short assembly time with small labor outlay.

12. Steel erection takes up little site space. Space only for hoisting apparatus and delivery vehicles suffices, for as a rule, erection can be done without other interceding apparatus.

13. Necessary erection periods need to be very exactly calculated in advance, to allow rapid erection to meet completion dates.

14. Steel erection is not dependent on season and weather conditions. Short total completion periods will follow if the foundations are ready prepared before winter, and erection, unaffected by weather conditions, proceeds during winter months.

15. Moreover the reduced thickness of the flooring makes it possible to obtain one or several additional levels in height, depending on the size of the buildings. When land is expensive, as is usually the case in towns or cities, this saving of building area can have a significant effect on the profitability of the investment in matters of land purchase.

16. Using steel for construction means in this connection taking the minimum of risks.

17. During the "concealed time", supplies are prepared and machining takes place at the workshop. The work is carried out under protection from the elements and in accordance with methods of industrial production which permit production costs to be reduced accordingly.

18. The materials which will then be delivered to the site only to be assembled there in accordance with a rigorous work schedule drawn up from the beginning will therefore offer all the guarantees of a reliable and precisely made product.

19. The frequent occurrence of difficult work sites, in urban and suburban areas. Steel construction is not affected by work areas being confined or difficult to reach. The framework can be assembled on a small site which is even enclosed between existing structures and, where the site is in a central position, without interfering with traffic.

20. In steel construction the work site does not cause any pollution. Assembly and dismantling take place without producing dust, med. noise or any other nuisances detrimental to the builder who almost certainly would have to bear the costs of preventing disturbances to adjacent property owners by taking precautions and providing costly extra equipment.

21. Time is its principal parameter. Building means in fact investing substantial capital which will only produce a profit when the structure is completed and brought into operation.

22. There is no doubt that much earlier access to the structure is obtained by using steel.

23. In a steel structure the repair work is greatly facilitated when the need arises, as it must at some time or other. In the event of a local accident, for example, the damaged parts can be very rapidly replaced without affecting adjoining sections or causing the stoppage of utilisation, which would occur particularly if scaffolding and cumbersome pollution-producing machinery and equipment were used.

24. Dynamic competition the growing demands of users and the increasingly rapid rate of technical and technological progress are all bringing about more rapid changes in people's way of life as well as in production techniques.

25. For these tall and heavy buildings the usual spread footings may not be sufficient to support the loads. If the bearing strength of the soil is high, steel grillage footings may be sufficient, but for poor soil conditions pile or pier foundations may be necessary.

26. High wind pressures on the sides of tall buildings produce overturning moments.

27. A building must not only be braced sufficiently laterally to prevent failure but also prevented from deflecting so much as to injure its various parts. Another item of importance is the provision of sufficient bracing to give the occupants a feeling of safety. They might not have this feeling in tall buildings which have a great deal of lateral movement in times of high winds. There have actually been tales of occupants of the upper floors of tall buildings complaining of seasickness on very windy days.

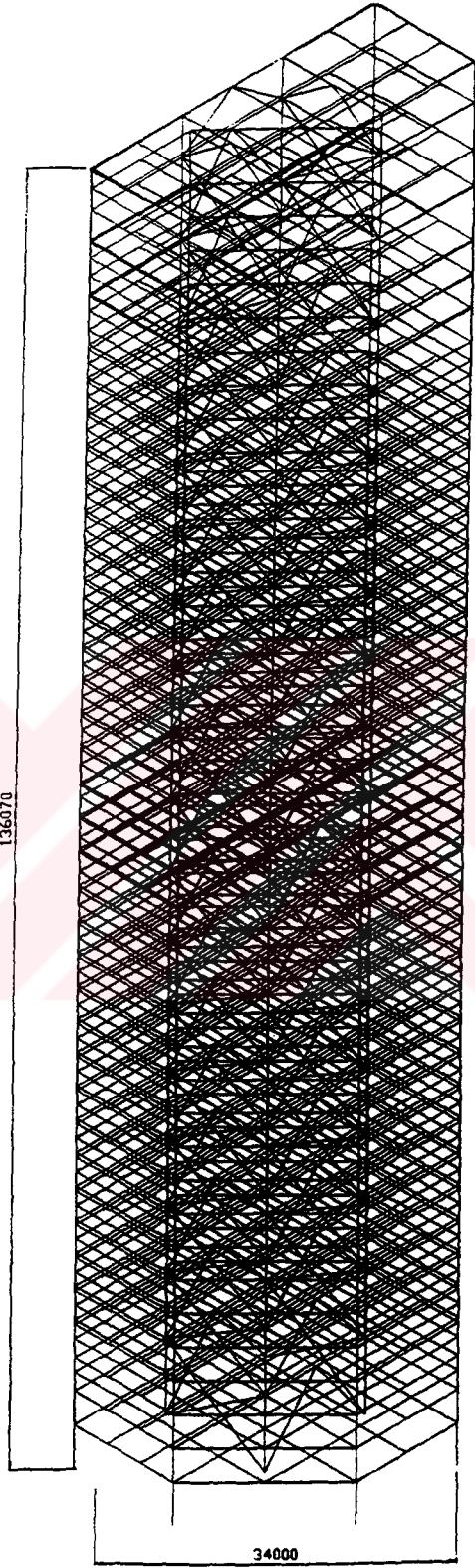


Figure 1. 3D Statical system of the steel structure

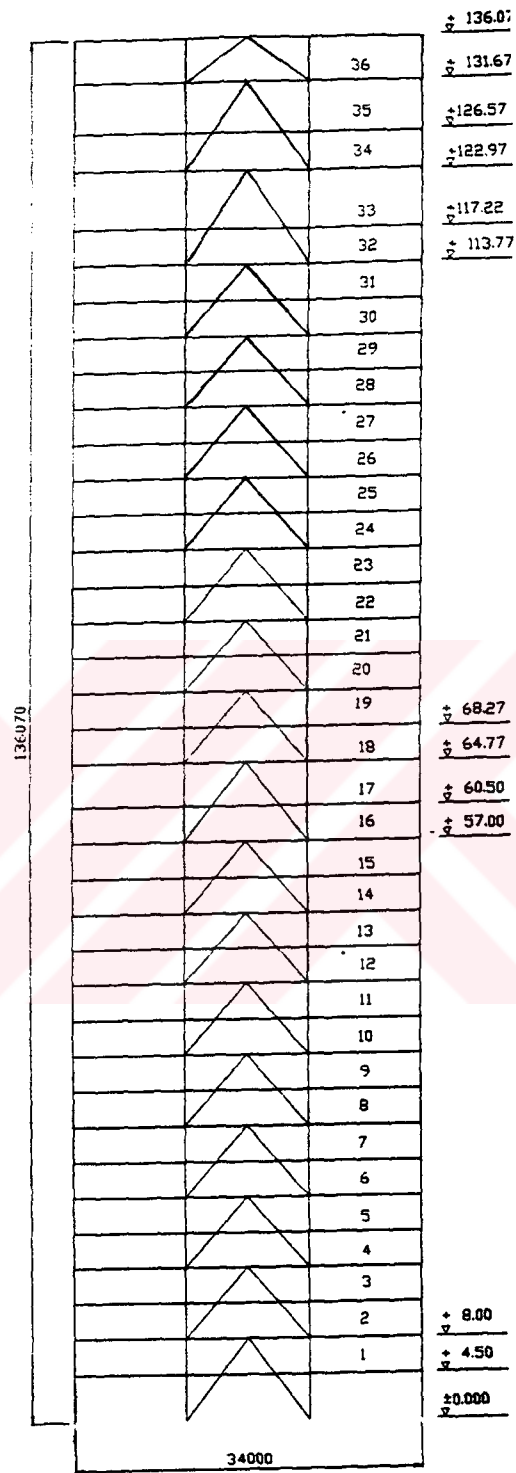


Figure 2. K Bracings the steel structure

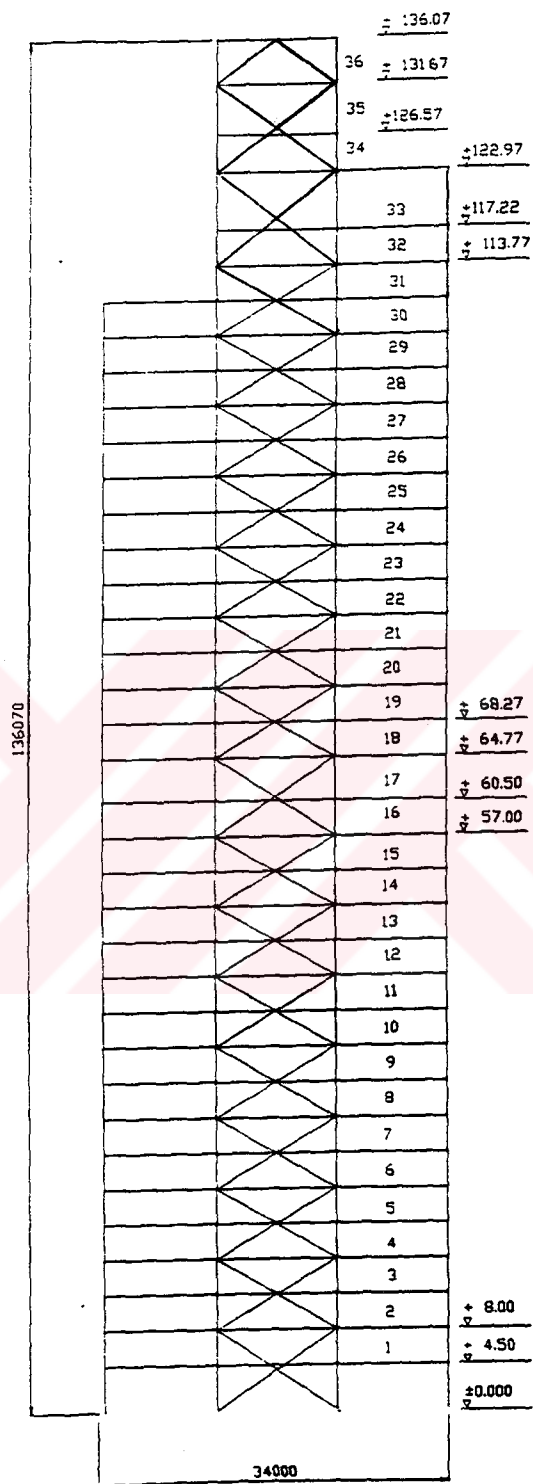


Figure 3. X Bracings the steel structure

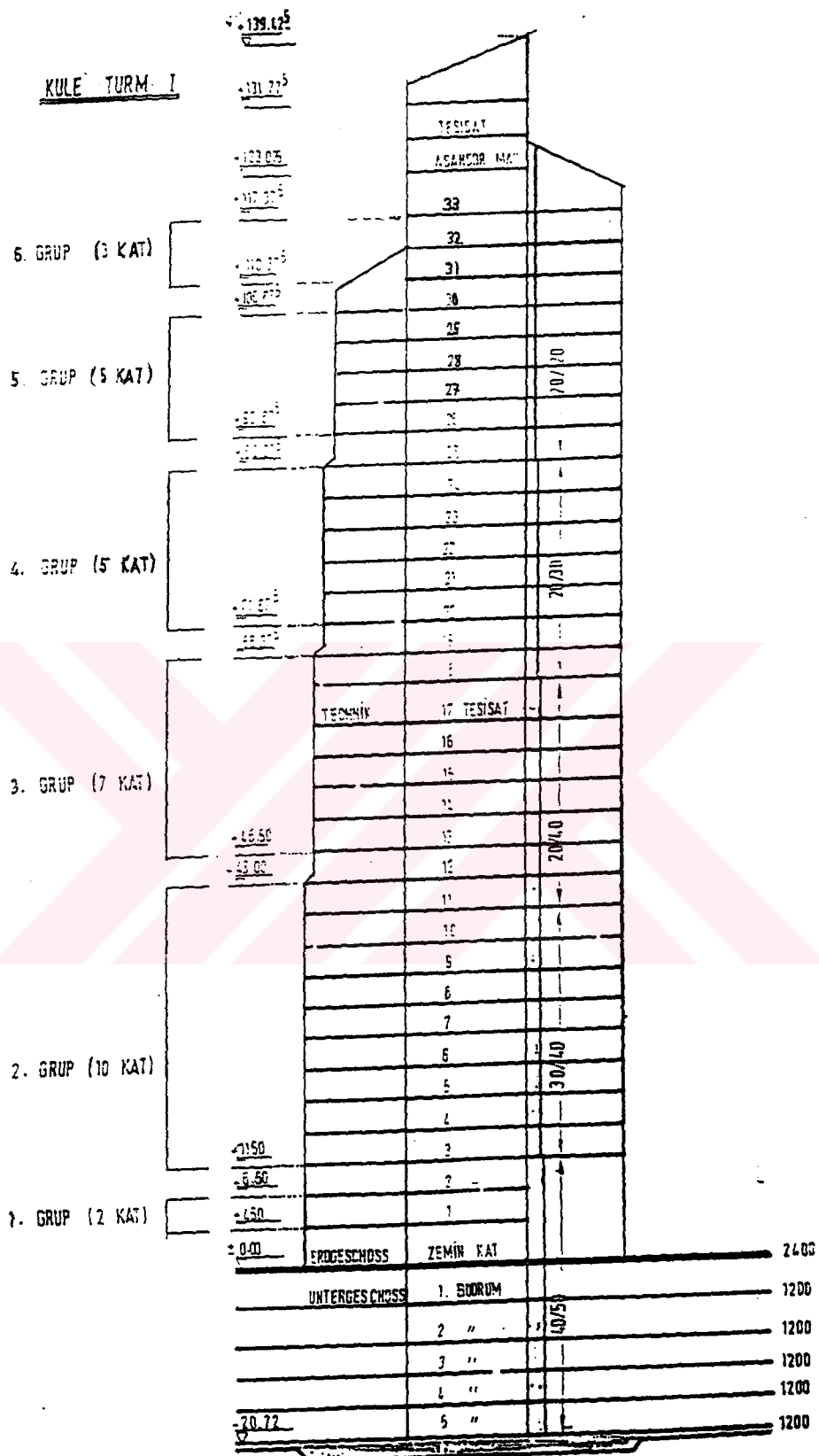


Figure 4. System of Akbank tower.

BÖLÜM 1. GİRİŞ

1.1 KONUNUN TANIMI

Türkiye’de nüfusun çoğunluğunun büyük şehirlerin merkezlerinde toplanmasından ve insanların merkezlere yakın yerlerde yaşama ve çalışma isteğinin artmasında şehir merkezlerinde ve ticaretin yoğun olduğu yerlerde geniş araziler bulmak hemen hemen imkansız hale gelmiştir. Bir yandan da firmalar, otellerin, iş merkezlerinin şehir merkezlerinde yapılması gerekliliğinden ve kesintisiz bir çalışmanın sağlanabilmesi için bütün bölümlerin (firmalar ve iş merkezleri için) bir arada bulunmasının gerekli olmasından oteller için ise daha çok yatak kapasitesine sahip olması gerektiğinden dar arazilerde yatayda genişlemenin zorluğu ve isteklere cevap verememesi yüzünden bu tip yapılarda dikey genişleme düşünülmesi ve yapıların buna göre dizayn edilmesi zorunluluğu ortaya çıkmıştır. Durum böyle olunca ve özellikle İstanbul’da bu tip yapıların çoğalması ve İstanbul’un deprem bölgesinde bulunmasından dolayı taşıyıcı sistem seçimi kat sayısı arttıkça önem kazanmaya başlamıştır.

Yapı yüksekliği arttıkça yüksekliğe uygun, deprem bölgelerinde sünek davranış gösteren, yapının mimari fonksiyonlarını aksatmayan, imalatı kolay, ekonomik, uzun ömürlü, fazla ekipman gerektirmeyen (inşaat sahasının darlığından dolayı) çevreye inşaat sırasında en az zarar veren, kontrolü kolay, kısa sürede gelir getirmeye başlayan en uygun malzeme ile yapım şekli ve tasarımı gerekmektedir. Bunun içinde dünyadaki gelişmiş ülkelerdeki bu tür yapıların incelenmesi ve nasıl yapıldıklarının araştırılması bunun yanında da Türkiye’deki ekonomik durum ve inşaat sektöründeki teknolojinin göz önünde bulundurularak en doğru kararın baştan çok iyi ve isabetli bir şekilde verilmesi gerekmektedir. Yatırıma başladıktan sonra geri dönüşler oldukça zor, zahmetli ve ekonomik açıdan yıkıcı olur böyle bir karardan da geriye dönmek imkansız gibi birşeydir.

Hazırlanan bu tezde Türkiye şartlarına uygun, güvenli, ekonomik, yapımı kolay yapı taşıyıcı sistemi ve taşıyıcı sistem malzemesi seçimi için statik maliyet ve süre

bakımından karşılaştırma yapılabilecek yapılmış ve kullanılmakta olan İstanbul şehrinin 4. Levent semtindeki 37 katlı tamamı B.A. SABANCI CENTER AKBANK kulesi örnek olarak seçilmiştir Aynı mimari fonksiyonlara bağlı kalınarak seçilen taşıyıcı sistemden ilk ikisinde tamamı çelik konstrüksiyon olan , üçüncüsünde B.A. çekirdekli çelik kolon ve kirişli kompozit yapı sistemleri statik, yapım süresi, ekonomiklik, maliyet açısından AKBANK kulesi ile kıyaslanmıştır.

Analizi yapılan SABANCI CENTER için genel bir bilgi vermek gerekirse;

AKBANK kulesi İSTANBUL şehrinin 4. Levent semtinde bulunmaktadır. Bölge 2. Derece deprem bölgesidir.Yapının inşaat alanı 107.000 m² olup, arsa alanı 18.171 m²'dir.5 Bodrum, zemin kat ,33 normal katlı Akbank Kulesi , 28 katlı Holding kulesi ve 2 katlı şube bloğundan oluşan yapıda, 9300 m² olan 5. bodrum katta havalandırma, sprinkler, soğutma santralleri, kalorifer dairesi ve 10 otoluk otopark mevcuttur. 9200 m² olan 4. bodrum katta 160 otoluk otopark, arşiv ve olepo mahalleri bulunmaktadır.9200 m² olan 3. bodrum katta 110 otoluk otopark, fitness center, PTT dağıtım, depo ve matbaa bulunmaktadır.9300 m² olan 2. bodrum Aknet ve Bimsa computer merkez ve ofisleri ile jeneratör mahallerine ayrılmıştır.9900 m² olan 1. bodrum katta 1000 kişiye hizmet veren Akbank kafeterya ve 800 kişiye hizmet veren Holding kafeterya, genel müdürlük kasa daireleri şube kasa dairesi ve eklentileri ile tatil kasa dairesi ve trafo mahallerine ayrılmıştır.4900 m² olan giriş katında Akbank ve Holding giriş holler 1900 m²'lik çok amaçlı bölünebilir toplantı ve sergi salonu ve 1200 m²'lik banka şubesi bulunmaktadır.Zemin kat girişinde her iki kule 22 mt. yüksekliğinde çelik konstrüksiyon giriş saçağı ile birleştirilmiş ve 12 mt. yüksekliğindeki kule giriş holler ile harmonik bir birleştirici unsur olarak düşünülmüştür.

Giriş saçağı merkezinde bulunan 8 mt. çapındaki granit süs havuzu ve giriş saçağında bulunan 8 mt. çapındaki paslanmaz çelik avize girişe estetik bur unsur kazandırmıştır.Kule katlarının projeledirilmesinde yapılan incelemelerden ofis katlarında 30 ile 40 kişinin çalışacağı ve her katta idareci ve toplantı odalarına ihtiyaç duyulacağı not edilerek yapının cephe etkisinin getirdiği kademelerin ve yapının 4 kademedede geri çekilmesi sonucu gerekli kullanıma göre ideal büro alanlarının 800 m² civarında bir alan olması saptanmıştır.Bu konumda 875 m² ile başlayan büro alanı

kademeler sonucu 835 m²'ye kadar azalarak düzenlenmiştir. Emsal yapılarda % 30 - %35 olan büro - çekirdek oranı Sabancı Center'de 224 m² çekirdek alanı ile % 28 mertebesinde çözülmüştür. Kule çekirdekleri, başlıca fonksiyonlar itibarı ile asansör holü, 8 adet asansör shaftı, ıslak mahaller, çekirdek merdiveni, çay ofisi ve tesisat shaftlarından oluşmaktadır.

Yapının yüksek yapılar sınıfına girmesi dolayısı ile önem kazanan yangın emniyet, kulelerde çekirdek merdiveni haricinde iki adet yangın merdiveninin öngörülmesini zaruri hale getirmiştir. Yangın ile mücadele ve korunma prensiplerinde yapı belirli yangın zonlarına bölünerek her kesimden maximal 30 mt.'de duman hücresi bulunan yangına 1.5 saat dayanıklı malzeme ile emniyete alınmış yangın kaçış merdivenleri düzenlemiştir. [1]

Statik sistem olarak ;

Yapı betonarme karkas olup düşey taşıyıcı sistem merkezdeki katlara göre değişken kalınlıklı çekirdek perdeleriyle cephe kolonlarından oluşmaktadır. Kolon sayısı heriki cephede 5 adettir. Bu kolonlar cepheye paralel olan bir mütemadi kirişle bağlanmıştır. Kolon boyutları mimari mülahazalarla, büro katlarında sabit tutulmuş olup çevre kiriş boyutları da tesisat kanallarına, asma tavan içinde geçiş sağlamak amacıyla $b_w / h = 120/45$ cm. olarak sınırlandırılmıştır. Döşeme kalınlığı TS 500 12.5.3'e göre tayin edilmiş olup m. büro katlarında 20 cm. kalınlığındadır. 45 derecelik dönme bölgelerinde ise, yine aynı kalınlıkda gizli kirişler tertip edilmiştir. Çekirdek perde kalınlıkları 50-20 cm. arasında ve temelden yukarıya doğru incelmekte olup çekirdek iç yüzü, mimari yönden sabit tutulmuştur. [1]

Perde kalınlıklarının değişimi aşağıdaki gibidir:

Temel -	11.500 kotu arası	50 cm.
11.500 -	58.375 kotu arası	40 cm.
58.375 -	89.375 kotu arası	30 cm.
89.375 -	tepe noktası arası	20 cm.

Max. döşeme açıklığı 7.55 m. olup, yine max. 3.00 açıklıklı konsollara sahiptirler.

Çevre kiriş açıklıkları ise 6.00 + 6.00 + 7.56 + 7.56 + 6.00 + 6.00 m.'dir. [1]

Yükler ;

Yapının ölü ve servis yükleri TS 498 (1987) ile DIN 1055'e göre saptanmıştır. Ancak büro katlarındaki servis yükleri, bu tip binalarda edinilen tecrübelerle göre, sadece yatay taşıyıcı elemanları için, $p = 500 \text{ kg/m}^2$ alınmış, düşey taşıyıcı elemanlar için ise TS 498'de verilen $p = 200 \text{ kg/m}^2$ değeri öngörülmüştür. Muhtemel hafif bölümü duvarları için ise, bu yük, 75 kg/m^2 artırılmıştır. [1]

Temeller ;

Yaklaşık $100 \times 100 \text{ m}$ boyutlarındaki ve tüm kompleksi kapsayan radye plağı derzsiz olarak tertip edilmiştir. Bundaki gaye gerek radye gerekse bodrum dış perdelerinde, genellikle yalıtım sorunlarına neden olan yatay ve düşey derzlere devre dışı bırakmak olmuştur. Radye plak kalınlığı, kuleler altında 3.00 diğer bölgelerde ise 1.50 m 'dir. Radye, 1014 kare eleman (1116 düğüm noktası) içeren elastik mesnetli plak olarak hesaplanmış ve yatak katsayısı, zemin raporu gereğince $k = 50.000 \text{ t/m}^3$ alınmıştır. Röt ve sünme tesirlerini karşılamak için gerek radye gerekse bodrum dış perdeleri için özel teçhizat hesaplanmıştır. Diğer taraftan, şantiyenin günlük beton kapasitesi gözönüne alınarak, radyeden beton döküm anoları teptiplenerek numaralandırılmış ve anolar münavebeli olarak betonlanmıştır. Temelin yüksekliği nedeniyle, üst teçhizat, profil demirinden oluşan bir iskele yardımıyla tutulmuş, anoların düşey iş derzleri için gerekli önlemler alınmıştır. Ayrıca hidrasyon ısıları da devamlı olarak takip edilmiştir. İnşaat boyunca yapılan gözlemlerde, temel plağında hiçbir çatlak gözlenmemiştir. [1]

Malzeme;

Kulelerde, temel dahil, BS 35 BÇ. III kullanılmıştır. Beton yapımında sadece katkısız portland çimentosu öngörülmüştür.

Örnek alınan AKBANK KULESİNİN mimari çalışma fonksiyonlarına aynen bağlı kalınarak ve yukarıda anlatılan herşey aynen kullanılarak çelik konstrüksiyon sistemler dizayn edilmiştir. Ofis katları, tesisat katları, asansör tesisatı katı , yangın merdivenlerinin yerleri ,havalandırma boşlukları, ıslak hacimler aynen alınmıştır. Kat yüksekliği ofis katlarında alt kat döşemesi üstünden üst kat

döşemesi üstüne 3.5 m olarak alınmıştır. Karşılaştırması yapılacak sistemlerin açıklaması aşağıda yapılmıştır.

Çözülen 1. Sistem ; Yatay yüklerin , binanın çekirdek bölümü diye adlandırılan asansörlerin bulunduğu merkez etrafında teşkil edilen düşey çapraz sistemi ile temele aktarıldığı ve kolonların sadece eksenel yük taşıdığı sistemdir. Bu sistemde elemanlar birbirlerine basit olarak , sadece kesme kuvveti veya sadece eksenel yük aktaracak şekilde bağlanmıştır. Kat kirişlerinden, uzun açıklığa sahip olan ve ara kirişlerin yüklerini kolonlara taşıyan ana kirişler kompozit olarak hesaplanmıştır.

Çözülen 2. Sistem ; Yatay yüklerin, çekirdek bölgesindeki düşey çaprazlarla birlikte , her iki katta bir oluşturulan üç açıklıklı çerçevelerle taşındığı sistemdir. Kat kirişlerinden ana taşıyıcı kirişler 1. sistemdeki gibi kompozittir. Bu sistemde kolonlar ve kirişler her iki kata bir çerçeve oluşturacak şekilde yani kesme ve normal kuvvetin yanında moment aktaracak şekilde bağlanmıştır.

Çözülen 3. Sistem ; Yatay yüklerin , aynı AKBANK kulesindeki gibi betonarme boşluklu perde sistemi ile aktarıldığı, orta kısımda çelik kolon ve çapraz sisteminin bulunmadığı, kenar kolonların ve diğer elemanların çelik olduğu ve kenar kolonların sadece eksenel yük taşıdığı kompozit bir sistemdir. Bu sistemde de ana taşıyıcı kat kirişleri kompozit olarak hesaplanmıştır.

Yüksek binalar için yatay kuvvetler, yerçekimi kuvvetleri kadar önemlidir. Çelik konstrüksiyon yapılarda yapı B.A. yapılara oranla daha hafif olduğundan rüzgar basıncı büyük etkilere yol açmaktadır ve dizaynda önemli yükler düşünülmesine ve yatay deplasmandaki sınırlamalara göre rijitliğin artırılmasına sebep olmaktadır. Yatay deprem yükü ise, daha doğrusu dinamik olarak etkiyen deprem yükü yapının ağırlığı ile doğru orantılı olduğundan B.A. yapılarda rüzgardan daha fazla önemli rol oynamaktadır. Yüksek yapılarda kesit hesaplarında önemli rol oynayan faktör yatay deplasman sınırlamasıdır. Genellikle yüksek yapılarda yapının yaptığı yatay deplasman insanlar üzerinde psikolojik ve sağlık açısından etkili olmaktadır insanlarda deniz tutmasını andıran etkilere sebep olmaktadır. Yatay yüklerin temele aktarılması işide bu

tip yüksek yapılarda çerçeve sistemleri ile veya çekirdek sistemleri ile yapılmaktadır. Çekirdek sistemleri B.A. veya çelik çapraz sistemler olabilir. Yüksek yapılarda kat döşemesinin ve kirişlerinin yatay düzlemde yeter rijitlikte olduğu kabul edilip yatay yükleri kat seviyesinde karşılayıp düşey elemanlarla birlikte aynı deplasman yaptığı düşünülmektedir.

Kesit boyutlandırılması yapılırken, Akbank kulesinin hesaplarında kabul edilen yükler aynen alınıp ilk önce kompozit kirişlerin hesabı yapılmıştır. Yapılan kompozit kiriş hesaplarında betondan kaynaklanan ve ilave gerilmelere sebep olan rötre ve sünme etkilerde dikkate alınarak hesaplanmıştır. Kompozit kirişlerin dışındaki ara taşıyıcı kirişlerde çelik kiriş olarak hesaplanmıştır. Kirişlerin kolonlara olan bağlantısı montaj kolaylığı açısından kirişlerin aynı kesitinden yaklaşık 1'er metre uzunluğunda kısımları kolonlara kayanmış olarak fabrikada montaj yapıp kirişler bu kiriş kesitlerine bulonlu bağlanması sağlanmıştır bunlar için yüksek mukavemetli bulonlar kullanılmıştır. Sadece düşey yük taşıyan kenar kolon kesitleri ile çekirdek bölümündeki çapraz elemanlarla birlikte yatay yükleri temele aktaran orta kolonlar statik ve dinamik çözüm yapabilen bilgisayar programı yardımıyla kesit tesirleri olarak çözülmüştür. Bu programdan alınan temel yüklerine göre kolon taban tipi seçilip elemanların kesitleri hesaplanmıştır. Bu programın açıklaması aşağıda yapılmıştır.

Çelik konstrüksiyon yapılar için tahkik edilecek kolon kesitleri ARBED kataloğundan seçilmiş geniş başlıklı W ve HD profillerinden bileşik simetrik kesit olarak oluşturulmuştur. Kirişler HE-B profillerinden , düşey diyagonal elemanlar HD profillerinden seçilmiştir.

Malzeme AKBANK kulesinde kullanılan, beton BS 350 , çelik St 37.2 olarak hesaplar yapılmıştır. Betonarme döşeme kalınlığı gerekli konstrüksiyonlar uygulanarak AKBANK kulesindeki gibi 20 cm değil, 15 cm olarak hesaplanmıştır.

Her üç sistemde SAP 90 (STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAM) diye bilinen yapı analizi programı kullanılarak , statik sistemi idealleştirilmiş bir data dosyası hazırlanıp, düşey yüklere ve yatay yüklere (rüzgar yükleri , deprem yükleri) göre çözümlenerek gerekli kesit tesirleri bulunduğundan sonra boyutlandırma yapılmıştır. Yapı düşey yüklere ve rüzgar yüküne karşı statik olarak , deprem yüklerine karşı MODAL ANALİZ YÖNTEMİ kullanılarak çözülmüştür.

Kullanılan sap90 programı sistemleri çubuk sistem ve varsa kabuk elemanlar olarak tanımlayıp , sonuç olarak elemanlardaki kesit tesirlerini (moment , kesme kuvveti ve normal kuvvet) ve aynı zamanda düğüm nokta kuvvetlerini , sistemin düğüm noktalarında yaptığı yatay , düşey deplasmanlarla dönmeleri vermektedir. Bu etkileri gene sap90 programına ilave yazılan **saplot** programı ile görüntülü olarak ister üç boyutlu , ister iki boyutlu görmekteyiz. Sap90 programı aynı zamanda ikinci mertebe etkisine görede hesap yapabildiğinden sistemler bu etkide göz önüne alınarak statik ve dinamik olarak çözülmüştür. Programın kapasitesi , denklem sayısı , düğüm nokta sayısı ve eleman sayısına göre belirlenmektedir.

Sap90 programının kapasitesi ;

Statik analiz için	:	Max. denklem sayısı	10000
		Max düğüm nokta sayısı	4000
Dinamik analiz için	:	Max. denklem sayısı	6000
		Max düğüm nokta sayısı	2500
Tezde çözülen sistemin	:	Max denklem sayısı	5085 (dinamik analizde)
		Max düğüm nokta sayısı	1611
		Max eleman sayısı	3450

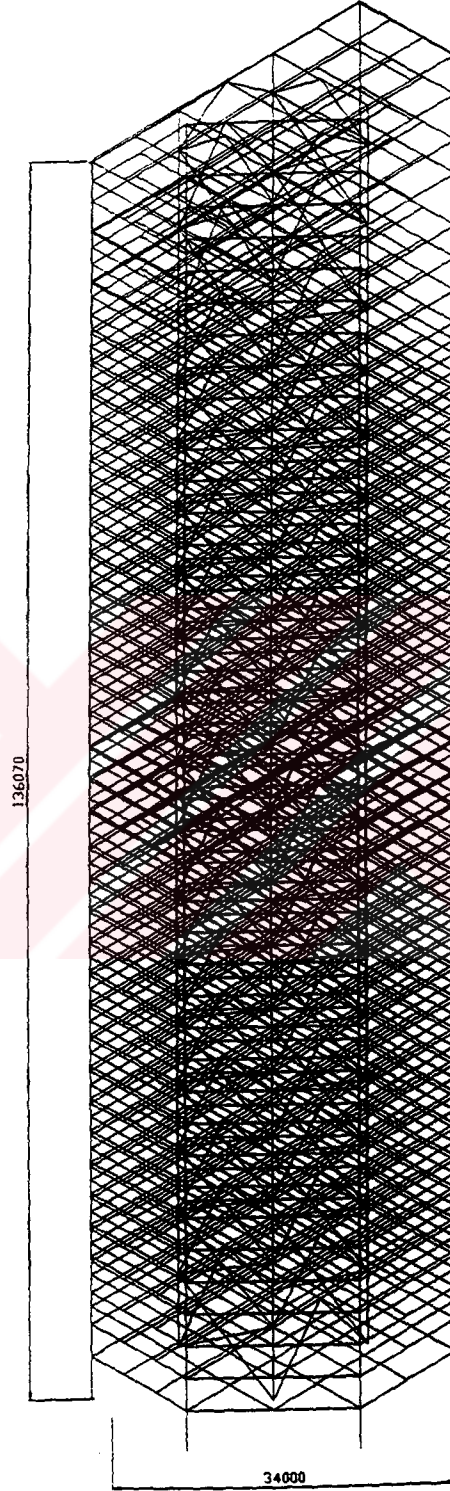
Bilgisayar sonuçlarına göre her üç sistem içinde çelik konstrüksiyon elemanların boyutlandırılmasına esas olarak 1. sistemin (yatay yüklerin çekirdek bölgesindeki düşey çaprazlarla taşındığı, kolonların sadece eksenel yük taşıdığı sistem) sonuçları alınmıştır. Diğer iki sisteminde çözümü yapılmış ve bunlarla ilgili çıktıların değerlendirilmesi (statik, maliyet, zaman açısından) sonuç bölümünde yapılmış ve çıktıları ek bölümüne konmuştur. Betonarme çekirdekli çelik konstrüksiyon kompozit sistemdeki betonarme çekirdek perdenin kalınlığı aynen gerçek sistemdeki gibi kullanılmıştır.

Yapılan statik hesaplar ve kesit boyutlandırması kesin hesap gibi yapılmış ve idael boyutlar elde edilmiştir. Hesaplarda kullanılan bütün hesap yöntemleri standartlara uygun, güncel olarak kullanılan pratik hesaplardan 1. sistem için kesit boyutlandırması kesin olarak yapıldıktan sonra tamamı çelik konstrüksiyon 1. sistemin, B.A. çekirdekli çelik konstrüksiyon kompozit sistemin ve mevcut tamamı B.A. sistemin malzeme

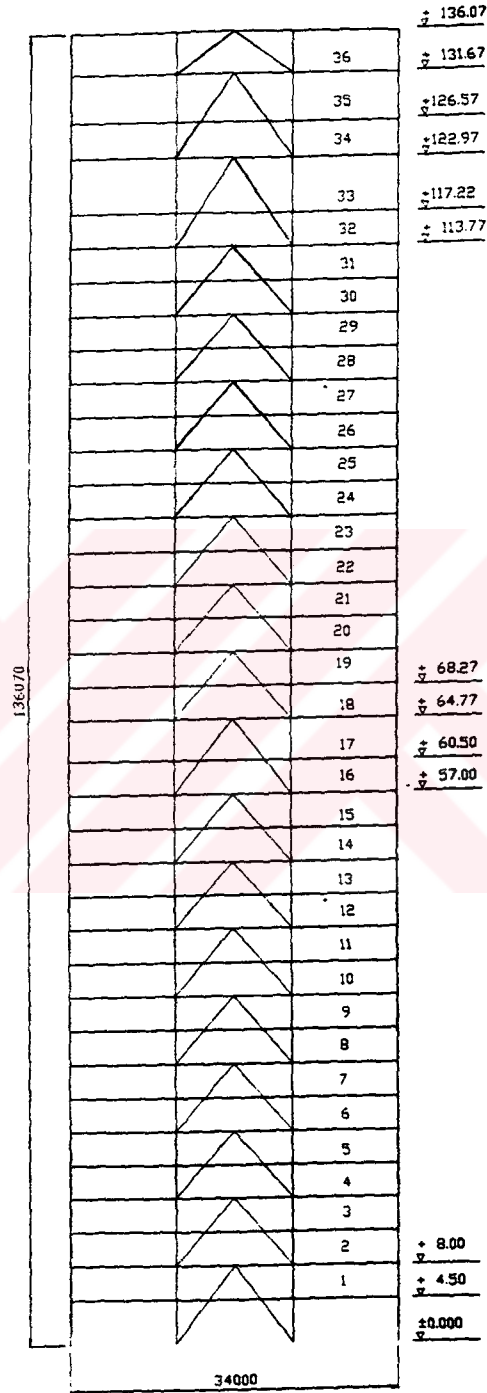
miktarları hesaplanmış, yapım süreleri karşılaştırması için zaman planlaması yapılmış ve maliyet analizi ile birlikte yapılan yatırım planlaması sonucunda sadece kira geliri ile kendi kendilerini amorti etme süreleri bulunmuştur. Maliyet analizine esas alınan malzeme fiyatları Bayındırlık Bakanlığının yayınladığı 1996 yılı birim fiyatları ve Büyük inşaat firmalarının ihalelere girerken verdikleri fiyatları baz alınarak belirlenmiştir.

Zaman planlaması ise günümüzdeki inşaat teknolojisi ve imkanları araştırılıp birebir yüksek yapı şantiyeleri gezilip ve yetkilelerle görüşülerek yapılmıştır. Yatırım planlaması için bir inşaat firmasının PROKON Mühendislik İnş. Tic. Ltd. Şti. yetkili mali müşaviri ve kurucu ortaklarıyla ve diğer yatırımcı firmalarla görüşülerek Türkiye'nin durumuda göz önünde bulundurularak hazırlanmıştır.

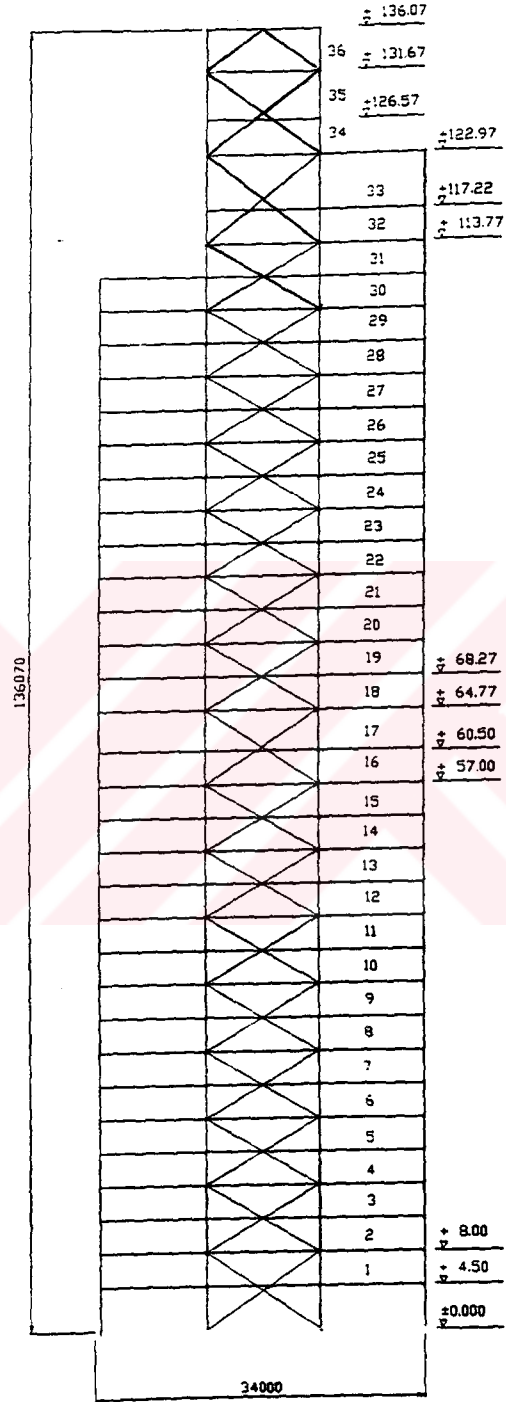




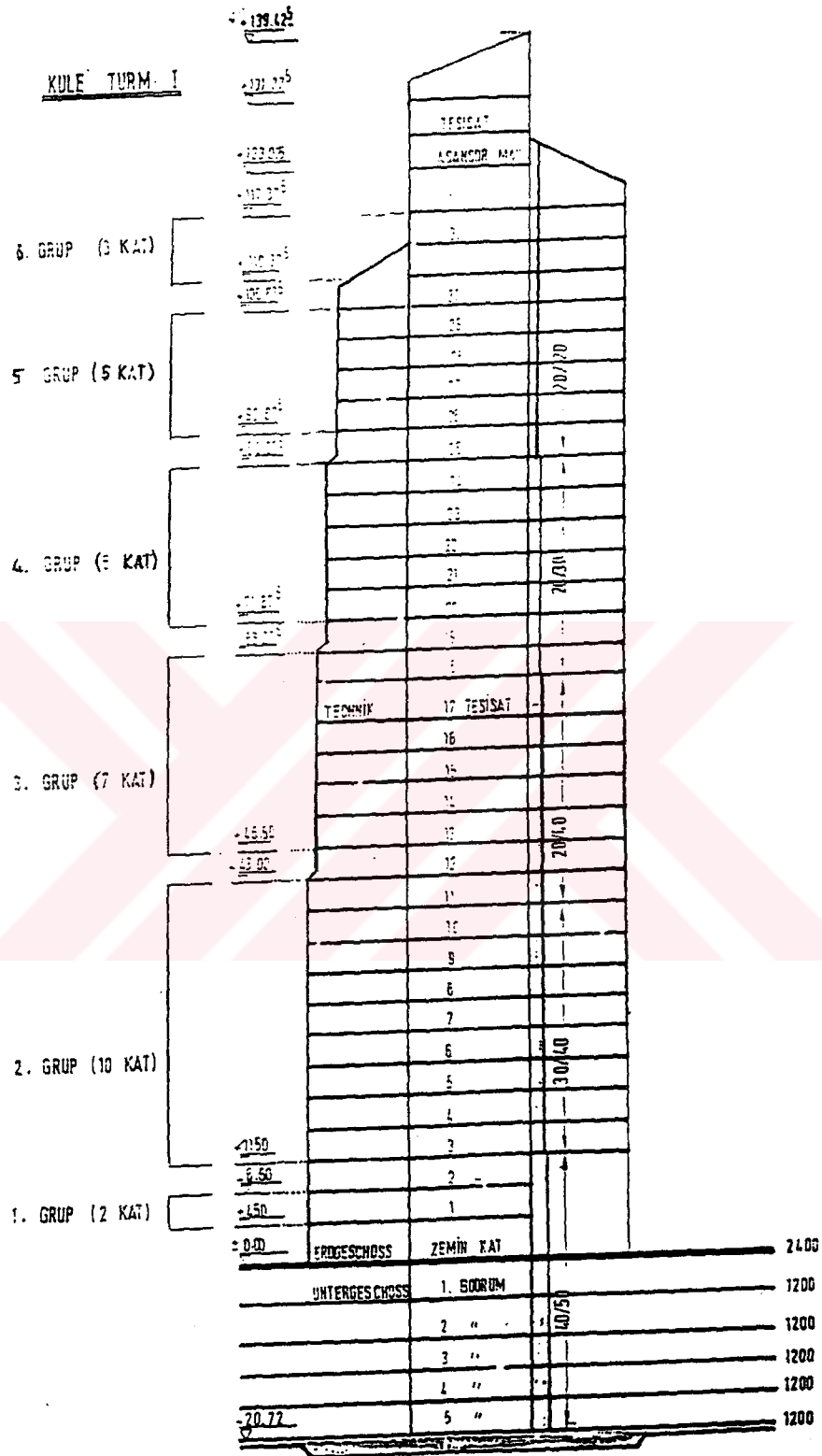
Şekil 1.1 3 boyutlu statik sistem



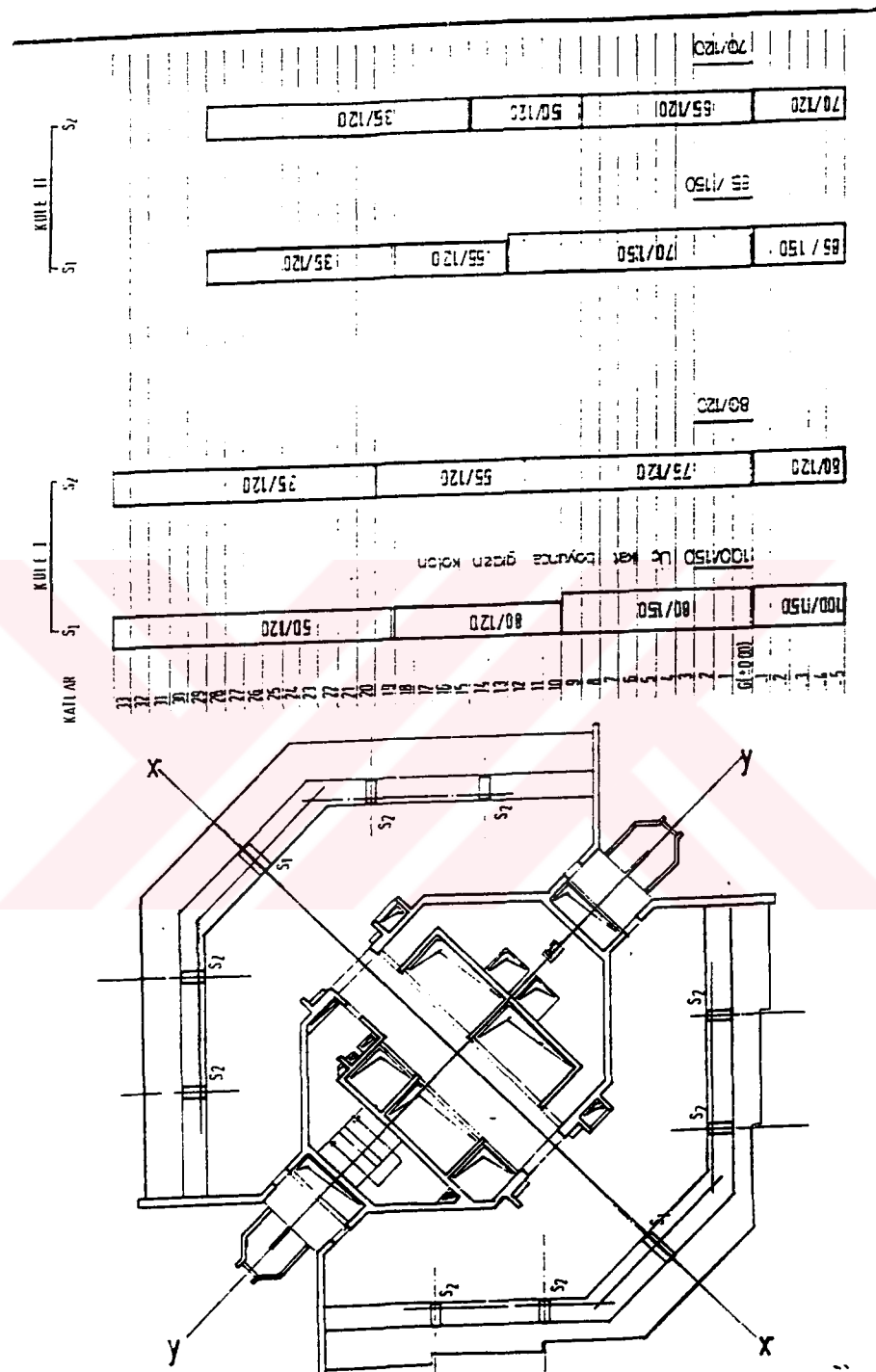
Şekil 1.2 K çapraz sistemi



Şekil 1.3 X çapraz sistemi



Şekil 1.4 Akbank kulesi boy kesiti



Şekil 1.5 Akbank kulesi kat planı

BÖLÜM 2. YÜKLER

Yapı yükü olarak iki ana kaynak vardır ; DOĞA ve İNSAN

DOĞA ; Jeofizik kuvvetler

Yerçekimi

Meteorolojik ve sismik kuvvetler

Yerçekimi; Yapının kendi ağırlığı yapının tüm ömrü boyunca sabit kalır.

Sürekli değişen yapı doluluğu da yerçekimi etkisi altındadır.

Meteorolojik; Rüzgar , ısı , nem , yağmur , kar , buz

Sismolojik; Depremler

İNSAN ; Araba, asansör ve makine v.b. şoklarla ya da insanların ve aletlerin hareketi ile veya patlama ve çarpma sonucu oluşan yüklerdir.

DOĞA & İNSAN ; Yapının kütlesi , boyutu , şekli ve malzemeleri , jeofizik kuvvet davranış etkileri.

2.1 SABİT YÜKLER

Yapı içindeki tüm elemanların ağırlıklarının oluşturduğu statik kuvvetler olarak tanımlanabilir.

Taşıyıcı elemanlar ; Döşemeler

Kirişler

Kolonlar

Çaprazlar

Döşeme ve tavan kaplaması

Sabit bölücü duvarlar

Cephe kaplaması

Depolama tankları

Mekanik dağıtım sistemlerinin ağırlığı

2.2 HAREKETLİ YÜKLER

Yapı içindeki yada üzerindeki nesnelerin ağırlığından doğan yükler .

insan

mobilya

hareketli bölmeler

kitaplar

mekanik aletler

arabalar

endüstri makinaları



BÖLÜM 3. SİSTEMİN YÜK ANALİZİ

3.1 SABİT YÜKLER

15 cm kalınlığında betonarme döşeme : $25 \text{ kN} / \text{m}^3 * 0.15 \text{ m} = 3.75 \text{ kN} / \text{m}^2$

4 cm sıva + kaplama : $22 \text{ kN} / \text{m}^3 * 0.04 \text{ m} = 0.90 \text{ kN} / \text{m}^2$

Kat kirişleri : $1.20 \text{ kN} / \text{m}^2$

Tesisat yükleri : $0.15 \text{ kN} / \text{m}^2$

Cam cephe kaplaması : $25 \text{ kN} / \text{m}^3 * 0.02 \text{ m} = 0.50 \text{ kN} / \text{m}^2$

Bölme duvar yükleri : $0.75 \text{ kN} / \text{m}^2$

3.2 HAREKETLİ YÜKLER

Yatay taşıyıcı elemanlar için : $5.00 \text{ kN} / \text{m}^2$

Düşey taşıyıcı elemanlar için : $2.00 \text{ kN} / \text{m}^2$

3.3 YATAY TAŞIYICI ELEMANLAR İÇİN TOPLAM YAYILI YÜK

Ara kirişler için ;

Yayılı yük : $5.00 \text{ kN} / \text{m}^2$

B.A. Döşeme : $3.75 \text{ kN} / \text{m}^2$

Sıva + Kaplama : $0.90 \text{ kN} / \text{m}^2$

Çelik kiriş : $1.20 \text{ kN} / \text{m}^2$

Tesisat : $0.15 \text{ kN} / \text{m}^2$

$\Sigma 11.00 \text{ kN} / \text{m}^2$

Kenar kirişler için ;

$\Sigma 11.00 \text{ kN} / \text{m}^2 + 0.50 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (cam cephe)} = 11.50 \text{ kN} / \text{m}^2$

3.4 DÜŞEY TAŞIYICI ELEMANLAR İÇİN TOPLAM YAYILI YÜK

Yayılı yük	: 2.75 kN / m ²
B.A. Döşeme	: 3.75 kN / m ²
Sıva + Kaplama	: 0.90 kN / m ²
Çelik kiriş	: 1.20 kN / m ²
Cam cephe	: 0.50kN / m ²
Tesisat	: <u>0.15 kN / m²</u>
Σ	9.25 kN / m ² $\cong$ 9.50 kN / m ²

3.5 RÜZGAR YÜKLEMESİ

Rüzgar yüklemesi KANADA şartnamesine göre yapılmıştır

$$p = q * C_e * C_g * C_p \quad (3.1)$$

p = rüzgar basıncı

$$q = C * V^2 \text{ (ortalama hızdan meydana gelen rüzgar yükleri) } \quad (3.2)$$

$$C = 50 * 10^{-6} \text{ (eğer } V \text{ km / h)}$$

$$650 * 10^{-6} \text{ (eğer } V \text{ m / h)}$$

$$V = 90 \text{ km / h (= 25 m / h)}$$

$$q = 0.41 \text{ kN/m}^2$$

C_e = Bölge faktörü

	<u>C_e</u>		<u>C_e</u>
0 - 6 m arası	0.9	30 - 44 m arası	1.3
6 - 12 m arası	1.0	44 - 64 m arası	1.4
12 - 20 m arası	1.1	64 - 85 m arası	1.5
20 - 30 m arası	1.2	85 - 140 m arası	1.6

C_g = Fırtına faktörü ; 2.0 (bütün yapı elemanları için aynı)

C_p = Dış basınç katsayısı

$C_p = 0.8$ (rüzgarın basınç yaptığı dik cephede)

$C_p = - 0.5$ (rüzgarın emme yaptığı dik cephede)

$C_p = 0.45$ (rüzgarın emme ve basınç yaptığı eğik cephede)

$C_p = 0.03 \alpha - 0.9$; $\alpha = 45^\circ$

Rüzgarın dik etkidiği yüzeylerdeki emme ve çekme kuvvetinin toplamı ;

<u>P (kN / m²)</u>		
0 - 6	m arası	0.96
6 - 12	m arası	1.08
12 - 20	m arası	1.18
20 - 30	m arası	1.30
30 - 44	m arası	1.40
44 - 64	m arası	1.51
64 - 85	m arası	1.61
85 - 140	m arası	1.72

Rüzgarın eğik etkidiği yüzeylerdeki emme ve çekme kuvvetinin toplamı ;

<u>P (kN / m²)</u>		
0 - 6	m arası	0.68
6 - 12	m arası	0.74
12 - 20	m arası	0.82
20 - 30	m arası	0.90
30 - 44	m arası	0.96
44 - 64	m arası	1.04
64 - 85	m arası	1.12
85 - 140	m arası	1.18

KANADA şartnamesine göre SABANCI CENTER yapısı C bölgesine girdiğinden 0-30 metre arasındaki rüzgar basıncını 30 metredeki rüzgar basıncı baz alınarak üniform bir yükleme yapılmıştır.

Yayılı yük olarak rüzgar yükü ;

Dik kısımlarda ;

(m) (m)

$$q_1 = 1.30 * 6 + 0.9 * 5.5 = 12.75 \text{ kN / m}$$

$$q_2 = 1.40 * 6 + 0.96 * 5.5 = 13.68 \text{ kN / m}$$

$$q_3 = 1.51 * 6 + 1.04 * 5.5 = 14.78 \text{ kN / m}$$

$$q_4 = 1.61 * 6 + 1.12 * 5.5 = 15.82 \text{ kN / m}$$

$$q_5 = 1.72 * 6 + 1.18 * 5.5 = 16.81 \text{ kN / m}$$

Eğik kısımlarda ;

(m)

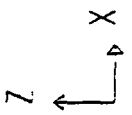
$$q_6 = 0.9 * 5.5 = 5.00 \text{ kN / m}$$

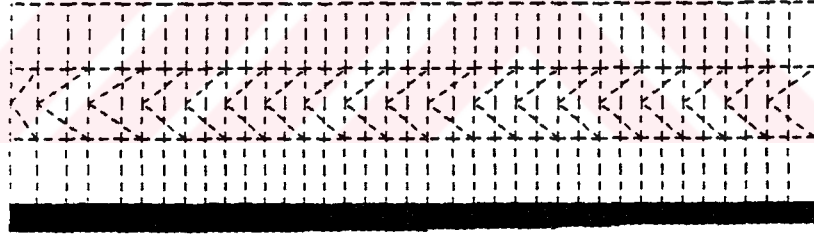
$$q_7 = 0.96 * 5.5 = 5.28 \text{ kN / m}$$

$$q_8 = 1.04 * 5.5 = 5.72 \text{ kN / m}$$

$$q_9 = 1.12 * 5.5 = 6.16 \text{ kN / m}$$

$$q_{10} = 1.18 * 5.5 = 6.50 \text{ kN / m}$$

	FRAME LOADS LOAD 2	MINIMA W .1303E+01 P .0000E+00 MAXIMA W .1720E+01 P .0000E+00	SAP90
---	--------------------------	--	-------



Şekil 3.1 Rüzgar yüklemesi

3.6 DEPREM YÜKLEMESİ

(TEMmuz 94 Taslak Deprem Şartnamesine Göre)

Bütün deprem bölgelerinde, temel üst kotundan itibaren ölçülen toplam yüksekliğin 75 metreyi ve kat sayısının 25' i aştığı tüm binalar için **Modal Analiz Yönteminin** kullanılması zorunludur. [2]

$$A = A_0 * I * S * 1/R \quad (3.3)$$

A= spectral ivme

A₀ : Max yer ivmesi

I : Bina önem katsayısı

S : Spektrum katsayısı

A = Max yer ivmesi İSTANBUL 2 . derece deprem bölgesine girdiğinden
0.30 g dir

$$g = 9.81 \text{ m / sn}^2$$

$$I = 1$$

R = Taşıyıcı sistem davranış katsayısı

R = 4.5 ; Yatay yüklerin tamamının çaprazlı çelik perdeler tarafından taşındığı binalar

R = 6.0 ; Yatay yüklerin tamamının sünekliği arttırılmış betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar

R = 5.0 ; Yatay yüklerin sünekliği arttırılmış çerçeveler ile birlikte çaprazlı çelik perdeler tarafından rijitlikleri oranında taşındığı binalar.

Spectrum Katsayısı ;

$$0 \leq T < T_k / 4 \quad \text{için} \quad S = 1 + (6T / T_k)$$

$$T_k / 4 \leq T \leq T_k \quad \text{için} \quad S = 2.5$$

$$T > T_k \quad \text{için} \quad S = 2.5 (T_k / T)^{0.8}$$

$T_k = 0.30$; Saniye cinsinden spectrum köşe periyodu . Zemin sınıfına göre değişmektedir.

Hesaba katılması gerekli titreşim modu sayısı, her bir deprem doğrultusunda her mod için hesaplanan **ETKİN KÜTLELERİN** toplamının , hiç bir zaman bina toplam kütlelerinin % 90 ' ından az olmaması kuralına göre belirlenecektir. Ancak üç ve daha fazla serbestlik dereceli binalarda , herbir doğrultuda en az ilk üç titreşim modu mutlaka gözönüne alınacaktır.

Titreşim modlarının birbirine yakın olduğu durumlarda daha güvenilir sonuçlar veren Tam Karesel Birleştirme Kuralının uygulanmasında , modal sönüm oranları , bütün modlarda birbirine eşit olmak üzere % 5 'e eşit alınacaktır.

SİSTEMİN SPECTRUM DEĞERLERİ VE SAP 90 DATA VERİLERİ

Açı ; $A = 0^\circ$ Depremi binaya etkiye açısı

$$\text{Ölçek ; } S = A_0 * (1 / R) \quad (3.4)$$

$$R = 4.5 \text{ için } S = 0.3 * 9.81 / 4 = 0.654$$

$$R = 6.0 \text{ için } S = 0.3 * 9.81 / 6 = 0.490$$

$$R = 5.0 \text{ için } S = 0.3 * 9.81 / 5 = 0.588$$

$$0 \leq T < 0.3 / 4 = 0.075 \text{ sn için } S = 1 + (6T / T_k)$$

<u>periyod (T)</u>	<u>1 yönü</u>	<u>2 yönü</u>
0.000	1.000	1.000
0.025	1.500	1.500
0.050	2.000	2.000

$$0.3 / 4 = 0.075 \leq T \leq 0.3 \text{ için } S = 2.500$$

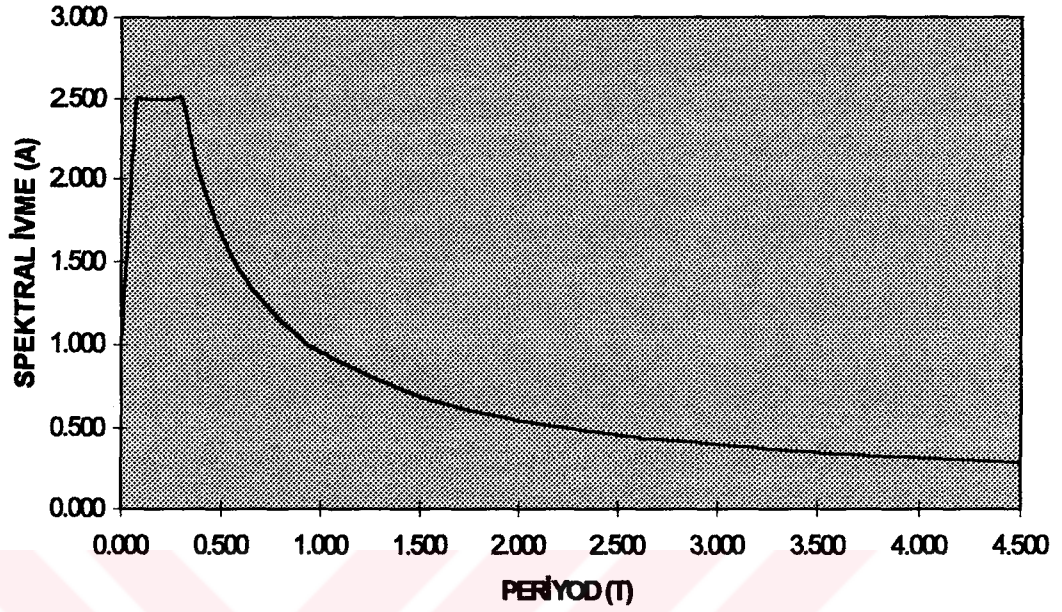
<u>periyod (T)</u>	<u>1 yönü</u>	<u>2 yönü</u>
0.075	2.500	2.500

0.100	2.500	2.500
0.150	2.500	2.500
0.200	2.500	2.500
0.250	2.500	2.500
0.300	2.500	2.500

T > 0.3 için $S = 2.5 (0.3 / T)^{0.8}$

periyod (T)	1 yönü	2 yönü
0.350	2.210	2.210
0.400	1.986	1.986
0.500	1.661	1.661
0.600	1.436	1.436
0.700	1.269	1.269
0.800	1.141	1.141
0.900	1.038	1.038
1.000	0.954	0.954
1.500	0.690	0.690
2.000	0.548	0.548
2.500	0.458	0.458
3.000	0.396	0.396
3.500	0.350	0.350
4.000	0.315	0.315
4.500	0.286	0.286

SPEKTRUM DEĞERLERİ



Şekil 3.2 Spektrum değerleri

KAT KÜTLELERİNİN HESABI ;

Deprem hesabında düşey taşıyıcı elemanlar için kullanılacak yayılı yük ;
 $9.50 \text{ kN} / \text{m}^2$

Kat alanları ;

1. tip $\Rightarrow$ giriş katı + 1. - 30. katlar (31 kat) ; 914 m^2
2. tip $\Rightarrow$ 31. - 33. katlar (3 kat) ; 661 m^2
3. tip $\Rightarrow$ 34. - 36. katlar (3 kat) ; 408 m^2

Yayılı yükten dolayı kat ağırlıkları ;

1. tip $\Rightarrow 914 \text{ m}^2 * 9.50 \text{ kN} / \text{m}^2 = 8683 \text{ kN}$
2. tip $\Rightarrow 661 \text{ m}^2 * 9.50 \text{ kN} / \text{m}^2 = 6280 \text{ kN}$

$$3. \text{ tip} \Rightarrow 408 \text{ m}^2 * 9.50 \text{ kN/ m}^2 = 3876 \text{ kN}$$

Kolon ağırlıkları (kenar + orta kolonlar ve yangın koruması malzemesi)

KENAR + ORTA

$$1. \text{ tip} \Rightarrow (8 * 18.92 + 4 * 34.39) * 1.5 = 433.38 \text{ kN / m}$$

$$2. \text{ tip} \Rightarrow (8 * 16.39 + 4 * 28.26) * 1.5 = 366.24 \text{ kN / m}$$

$$3. \text{ tip} \Rightarrow (8 * 13.57 + 4 * 22.57) * 1.5 = 298.26 \text{ kN / m}$$

$$4. \text{ tip} \Rightarrow (8 * 10.58 + 4 * 18.00) * 1.5 = 234.96 \text{ kN / m}$$

$$5. \text{ tip} \Rightarrow (8 * 8.02 + 4 * 12.29) * 1.5 = 169.98 \text{ kN / m}$$

$$5. \text{ tip} \Rightarrow (6 * 8.02 + 4 * 12.29) * 1.5 = 145.92 \text{ kN / m}$$

$$5. \text{ tip} \Rightarrow (4 * 8.02 + 4 * 12.29) * 1.5 = 121.86 \text{ kN / m}$$

Çaprazların ağırlıkları (Yangından korunma malzemesi dahil)

K

X

$$1. \text{ tip} \Rightarrow 2.88 * 1.5 = 4.32 \text{ kN / m} ; 3.30 * 1.5 = 4.95 \text{ kN / m}$$

$$2. \text{ tip} \Rightarrow 2.52 * 1.5 = 3.78 \text{ kN / m} ; 2.52 * 1.5 = 3.78 \text{ kN / m}$$

$$3. \text{ tip} \Rightarrow 2.19 * 1.5 = 3.28 \text{ kN / m} ; 2.19 * 1.5 = 3.29 \text{ kN / m}$$

$$4. \text{ tip} \Rightarrow 1.91 * 1.5 = 2.87 \text{ kN / m} ; 1.66 * 1.5 = 2.49 \text{ kN / m}$$

$$5. \text{ tip} \Rightarrow 1.49 * 1.5 = 2.24 \text{ kN / m} ; 1.31 * 1.5 = 1.97 \text{ kN / m}$$

Yerçekimi ivmesi $g = 9.81 \text{ m / sn}^2$

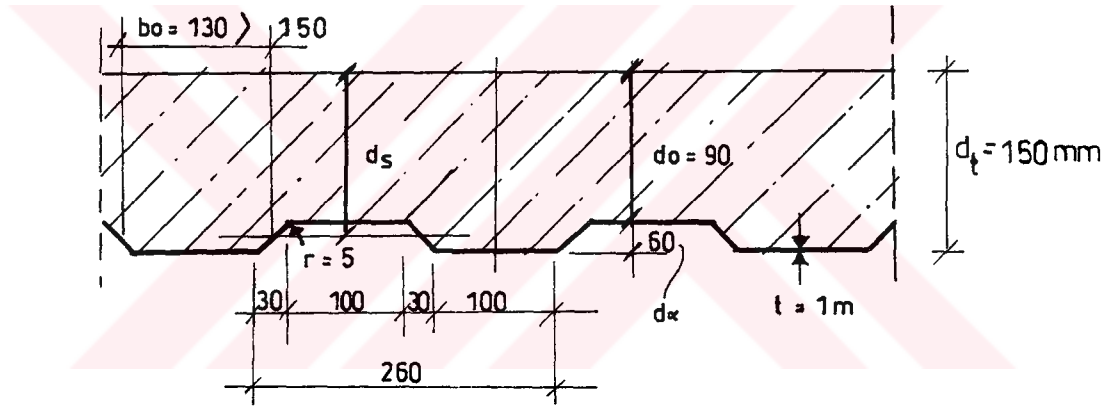
Tablo 3.1 Kat Ağırlıkları ve Kütleleri

KAT NO	YAYILI YÜK (kN)	KOLONLAR (kN)	ÇAPRAZLAR (kN)	KAT ADEDİ	TOP. AĞIR. (kN)	KÜTLELER (Ton)
1	8683	$433.38 * 4 = 1734$	$4.32 * 20 = 230$ $4.95 * 29$	1	10647	$10647 / 9.81$ 1085
2 - 5	8683	$433.38 * 3.5 = 1517$	$4.32 * 18 = 216$ $4.95 * 28$	4	10416	$10416 / 9.81$ 1062
6 - 10	8683	$366.24 * 3.5 = 1282$	$3.78 * 18 = 174$ $3.78 * 28$	5	10139	$10139 / 9.81$ 1034
11 - 15	8683	$298.26 * 3.5 = 1044$	$3.28 * 18 = 151$ $3.29 * 28$	5	9878	$9878 / 9.81$ 1007
16 - 20	8683	$234.96 * 3.5 = 822$	$3.28 * 18 = 151$ $3.29 * 28$	5	9656	$9656 / 9.81$ 984
21 - 25	8683	$169.98 * 3.5 = 595$	$2.87 * 18 = 121$ $2.49 * 28$	5	9399	$9399 / 9.81$ 958
26 - 30	8683	$169.98 * 3.5 = 595$	$2.24 * 18 = 95$ $1.97 * 28$	5	9373	$9373 / 9.81$ 955
31	8683	$145.92 * 3.5 = 511$	$2.24 * 18 = 95$ $1.97 * 28$	1	9289	$9289 / 9.81$ 947
32	6280	$145.92 * 3.5 = 511$	$2.24 * 18 = 95$ $1.97 * 28$	1	6886	$6886 / 9.81$ 702
33	6280	$145.92 * 4.63 = 676$	$2.24 * 22 = 108$ $1.97 * 30$	1	7064	$7064 / 9.81$ 720
34	6280	$145.92 * 4.63 = 676$	$2.24 * 22 = 108$ $1.97 * 30$	1	7064	$7064 / 9.81$ 720
35	3876	$121.86 * 4.3 = 524$	$2.24 * 20 = 102$ $1.97 * 29$	1	4502	$4502 / 9.81$ 459
36	3876	$121.86 * 4.75 = 579$	$2.24 * 18 = 95$ $1.97 * 28$	1	4550	$4550 / 9.81$ 464
37	3876	$121.86 * 2.2 = 268$	$2.24 * 15 = 47$ $1.97 * 15$	1	4191	$4191 / 9.81$ 427

BÖLÜM 4. YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI

4.1 KOMPOZİT KAT DÖŞEMESİ

Çelik konstrüksiyon yapının , yerinde dökülen betonarme bir döşeme plağında kalıp önemli bir sorun yarattığından , fazla bir taşıyıcı destek gerekmeksizin kendini taşıyabilen katlanmış çelik saçın donatı gibide çalışarak kompozit ve ekonomik bir sistem oluşturması sağlanabilmektedir. Bu tezde de kat döşemeleri kompozit olarak düşünülmüş ve buna göre hesaplanmıştır. [3, s 72-92]



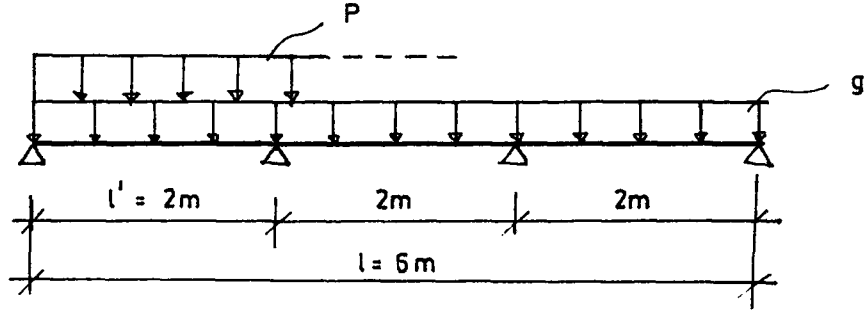
Şekil 4.1 Kompozit Kat Döşemesi

Döşeme tek doğrultuda çalışan bir plak gibidir.

$$l_k = 200 \text{ cm}$$

$$l_u = 600 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad l_u / l_k = 600 / 200 = 3 > 2$$

kompozit döşeme kalınlığı olarak 15 cm seçilmiştir . Döşeme her 2 metrede bir mesnetlenen sürekli bir döşeme gibi hesaplanmıştır.



Şekil 4.2 Döşeme Statik Yükleme

$$b_o = 130 \text{ mm}$$

$$b_b = 100 \text{ mm}$$

Malzeme BS 350 = B 400 (4 kN / cm²)

$\sigma_f = 22 \text{ kN / cm}^2$ çelik saçın akma mukavemeti

Hareketli yük 5 kN / m²

$$n = 1.7 \quad \alpha_a = 1 \quad \alpha_b = 0.74$$

a) Karma çalışma ön koşullarının irdelenmesi ;

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

$$d_a = 60 \text{ mm} < \text{max } d_a = 80 \text{ mm}$$

$$d_o = 90 \text{ mm} > \text{min } d_o = 50 \text{ mm}$$

$$d_t = 150 \text{ mm} > \text{min } d_t = 90 \text{ mm}$$

Çelik saç levha , simetrik dalgalı olup ağırlık merkezi 60 mm yüksekliğin ortasından geçer.

$$b_o = 100 + 2 * (30 / 2) = 130 \text{ mm} > \text{min } b_o = 50 \text{ mm}$$

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

$$d_s = 90 + 60 / 2 = 120 \text{ mm}$$

b) Yüklerin belirlenmesi ;

Katlanmış çelik sac ;

$$A_s = 2 * (10 + (3^2 + 6^2)^{1/2}) * (100 / 26) * 0.1 = 12.85 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$g_s = 0.001285 \text{ m}^2 / \text{m} * 1.0 \text{ m} * 78.5 \text{ kN} / \text{m}^3 = 0.1 \text{ kN} / \text{m}^2 \Rightarrow \text{çelik sacın ağırlığı}$$

Beton ;

$$g_b = (1.0 * 0.09 + (1 / 0.26) * 0.13 * 0.06) * 1.0 * 25.0 \text{ kN} / \text{m}^3 = 3 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$l = 2 \text{ m}$$

$$l' = 1 \text{ m seçilerek } (1 / 2 \text{ açıklıkta geçici ara mesnet })$$

$$P_o = 2 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (l' \leq 2 \text{ m })$$

$$g_s = g_a + g_b = 0.1 + 3.0 = 3.1 \text{ kN} / \text{m}^2$$

kaplama + sıva 4 cm ;

$$g' = 0.04 * 22.0 = 0.88 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$g = 3.1 + 0.88 = 3.98 = 4 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$p = 5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

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

$$g = g_s = 3.1 \text{ kN} / \text{m} = 0.031 \text{ kN} / \text{cm}$$

$$p = p_o = 2.0 \text{ kN} / \text{m} = 0.02 \text{ kN} / \text{cm}$$

$$I_a = (100 / 26) * 2 * ((0.1 * 6^3 / 12) + 0.1 * 10 * 2.95^2) = 80.79 \text{ cm}^4$$

$$\max f = (0.00677 * 3.10 + 0.0099 * 2) * 100^4 * (1 / (2.1 * 10^6 * 80.79))$$

$$\max f = 0.024 \text{ cm} < f_{\min} = 200 / 150 = 1.33 \text{ cm}$$

$\max f < 10 \text{ mm}$ olduğundan g_f ek yükü hesabı gerektirmez.

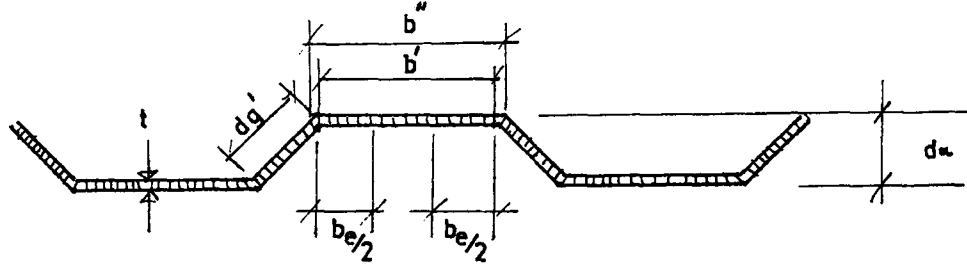
Sürekli kiriş hesabı ile ;

$$\max M = (0.08 * g_s + 0.117 * p_o g_s) * l^2 \quad (4.1)$$

$$(4.1) \quad \max M = (0.08 * 3.1 + 0.117 * 2) l^2 = 0.482 \text{ kNm} = 48.2 \text{ kNcm}$$

$$\max Q = (0.6 * 3. g_s + 0.617 * 2) * g_s \quad (4.2)$$

$$(4.2) \quad \max Q = (0.6 * 3.1 + 0.617 * 2) * 1 = 3.09 \text{ kN}$$



Şekil 4.3 Katlanmış Çelik Saç

$$t \leq 2 \text{ mm} \quad \text{için} \quad r \leq 8 \text{ mm}$$

$$t \geq 2 \text{ mm} \quad \text{için} \quad r \leq 4t$$

$$b'' / t > 45 * (2.35 / \sigma_f)^{1/2} \quad (4.3)$$

$$(4.3) \quad b'' / t = 10 / 0.1 = 100 > 45 * (2.35 / 2.2 \text{ t/cm}^2) = 46.51$$

sonuç olarak kalın cidarlı hesap yapılamaz ince cidarlı hesap yapılabilmesi için ;

$$b' / t \leq 500 \quad d_g' / t \leq 150 \quad \text{olmalıdır.}$$

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

$$b' / t = 9 / 0.1 = 90 < 500$$

$$d_g' = (6^2 + 3^2)^{1/2} - 2 * 0.5 = 5.71$$

$$d_g' / t = 5.71 / 0.1 = 57.1 < 150 \quad \text{olup ince cidarlı hesap yapılabilir.}$$

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

ön kabulü ile,

$$b' / t \leq 1.64 * (E / \sigma) \quad \text{ise } b_e = b' \quad (4.4)$$

$$b' / t > 1.64 * (E / \sigma) \quad \text{ise } b_e = 1.64 * t * (E / \sigma) \quad (4.5)$$

$$(4.5) \quad b' / t = 90 > 1.64 * (21000 / 13.2)^{1/2} = 65.4 \text{ cm}$$

olduğundan etkin genişlik

$$b_e = 1.64 * 0.1 * (21000 / 13.2)^{1/2} = 6.54 \text{ cm} \quad \text{alınmıştır.}$$

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

olağan ağırlık merkezinden sapma ;

(1 m genişlikte 4 nervür olduğu gözönünde tutularak)

$$y' = (-3.46 * 0.1 * 4 * 2.95) / (12.85 - 3.46 * 0.1 * 4) = 4.083 / 11.466 = -0.356 \text{ cm}$$

(-) işareti aşağıya doğru kaymayı belirtmektedir.

$$y_o = 3 + 0.356 = 3.356 \text{ cm}$$

$$y_u = 3 - 0.356 = 2.644 \text{ cm}$$

$$I_e = 80.79 - (4 * 3.46 * 0.1 * 2.95^2) - (12.85 - 4 * 3.46 * 0.1) * 0.356^2$$

$$I_e = 67.3 \text{ cm}^4$$

$$\text{mın } W_e = 67.3 / 3.356 = 20.05 \text{ cm}^3$$

$$\max \sigma = M / W_e = 48.2 / 20.05 = 2.40 \text{ kN/cm}^2 < 13.2 \text{ KkN/cm}^2 = \sigma_{em}$$

$$\tau = (3.09 / (2 * (6 - 2 * 0.1) * 0.1 * 4)) = 0.67 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = (2.4^2 + 3 * 0.67^2)^{1/2} = 2.1 \text{ kN/cm}^2 < 0.75 * \sigma_F = 16.50 \text{ kN/cm}^2$$

Fazlasıyla güvenlidir. Dolayısıyla ile 13.2 kN / cm² yerine 2.58 kN / cm² olarak hesabın tekrarı gereksiz görülmüştür.

Karma plakta taşıma gücü kontrolleri (1 m genişlik için)

$$q = 4 + 5 = 9 \text{ kN/m}$$

$$q^* = 1.7 * 9 = 15.3 \text{ kN / m}$$

$$\max M = 15.3 * 2^2 / 8 = 7.65 \text{ kNm} = 765 \text{ kNcm}$$

$$\max Q = 15.3 * 2 / 2 = 15.3 \text{ kN}$$

$$Z = \alpha_a * \sigma_F * A_s \quad (\text{pozitif momentler bölgesinde eğilme hesabı}) \quad (4.6)$$

$$(4.6) \quad Z = 1.0 * 22 * 12.85 = 282.7 \text{ kN}$$

$$y = Z / (\alpha_b * \sigma_{br} * 100 \text{ cm}) \leq (d_o \text{ veya } d_s / 2) \quad (4.7)$$

$$(4.7) \quad y = 282.7 / (0.74 * 4 * 100) = 0.96 \text{ cm} \leq (d_o = 9 \text{ cm} , d_s / 2 = 6 \text{ cm})$$

Kesitçe taşınabilecek en büyük moment değeri

$$M_u = Z * (d_s - y/2) \quad (4.8)$$

$$(4.8) \quad M_u = 282.7 * (12 - 0.96 / 2) = 3257 \text{ kNcm}$$

$$\max M = q * l^2 / 8 = 765 \text{ kNcm} < 3257 \text{ kNcm}$$

Moment yönünden yeterlidir.

$$Q_{lu} = b_o * d_s * \tau_{br} + 2 * t * d_a * 0.52 * \sigma_F \quad (4.9)$$

$$(4.9) \quad Q_{lu} = 13 * 12 * 0.038 + 2 * 0.1 * 6 * 0.52 * 22 \\ = 5.94 + 13.73 = 19.67 \text{ kN / nervür}$$

$$Q_u = 100 / 26 (19.67) = 75.65 \text{ kN}$$

$$\max Q = 15.43 \text{ kN} < 75.65 \text{ kN} \quad \text{kesme yönünden yeterlidir.}$$

sehim kontrolü ;

$$BS 35 \Rightarrow E_b = 3320 \text{ kN / cm}^2$$

$$n = 6.33$$

Eşdeğer kesit ;

$$100 / 2n = 100 / (2 * 6.33) = 7.899 \text{ cm} = 7.9 \text{ cm}$$

$$A_b = 7.9 * 9 = 71.1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12.85 \text{ cm}^2$$

$$y_o = (71.7 * 4.5 + 12.85 * 3) / (71.1 + 12.85) = 476.85 / 83.95 = 5.68 \text{ cm}$$

$$y_u = 9 + 6 - 5.68 = 9.32 \text{ cm}$$

$$I_x = (7.9 * 9^3) / 12 + 71.1 * (9.32 - 4.5)^2 + 80.79 + 12.85 * (9.32 - 3)^2$$

$$I_x = 2726 \text{ cm}^4$$

$$f = (5 / 384) * (0.09 * 200^4 / 21000 * 2726) = 0.03 \text{ cm} < 200 / 500 = 0.4 \text{ cm}$$

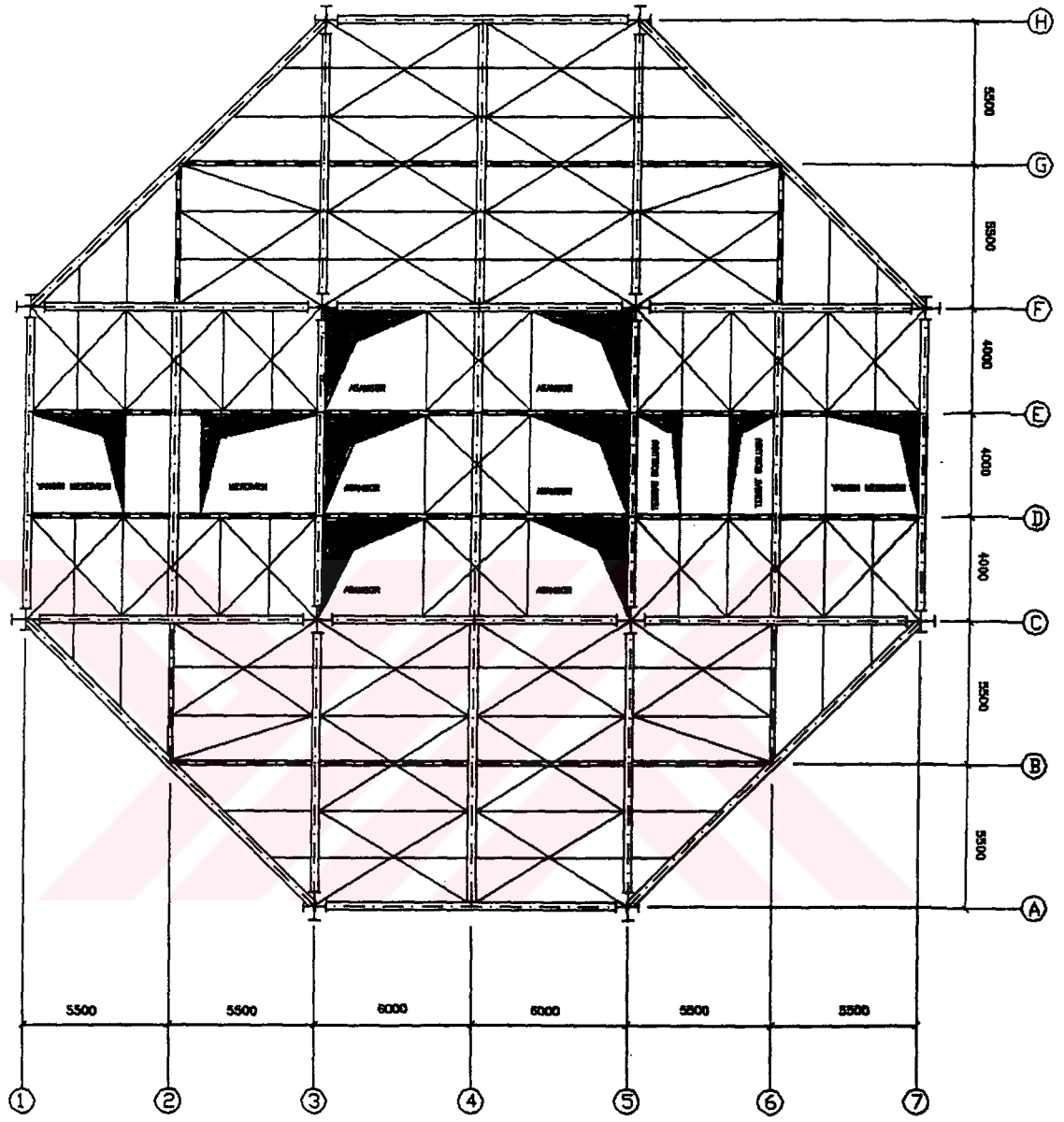


4.2 KAT KİRİŞLERİ

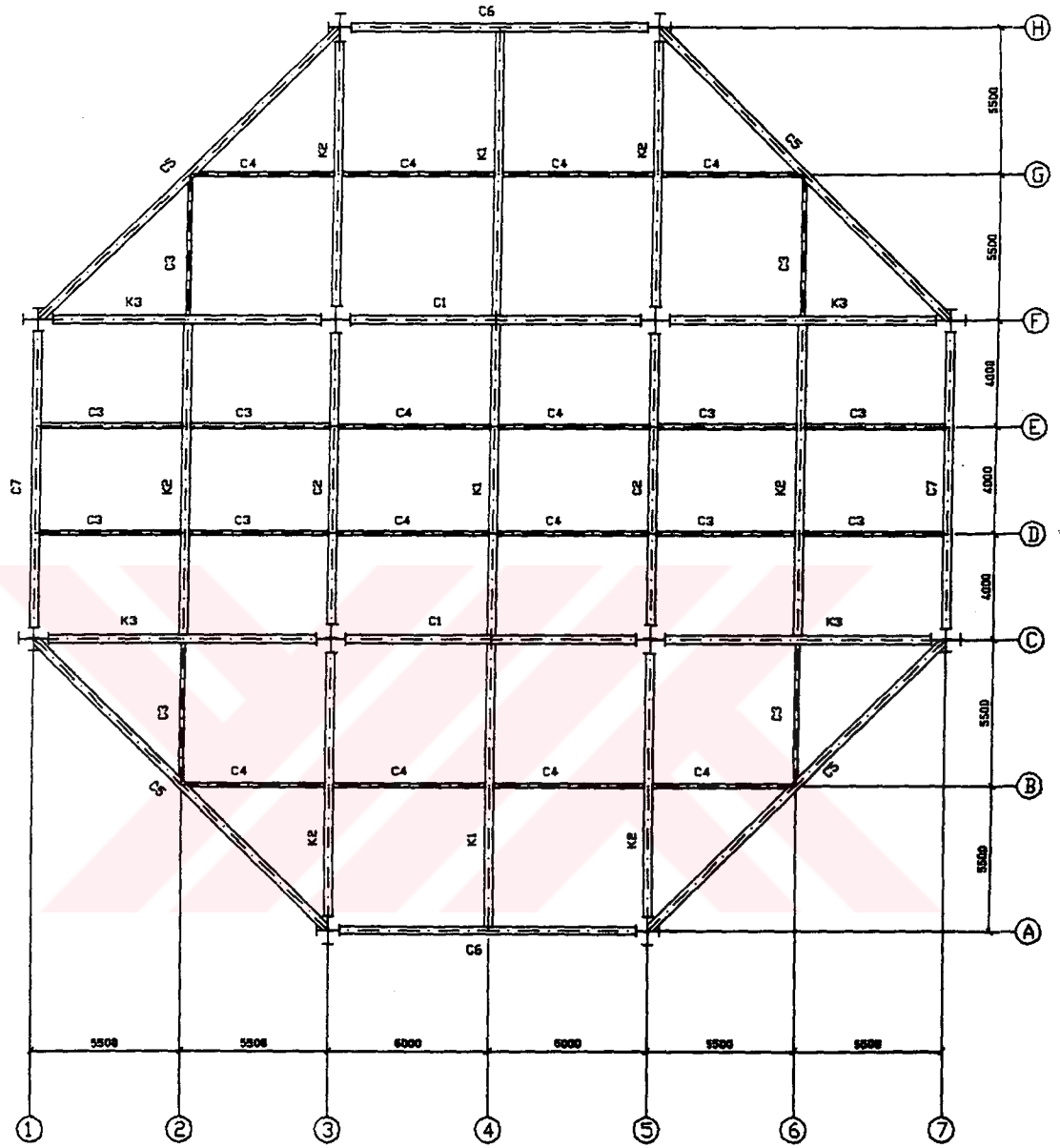
Yatay taşıyıcı elemanlar olan kat kirişlerinin bir kısmı KOMPOZİT KİRİŞ, bir kısmında ÇELİK KİRİŞ olarak hesaplanmıştır. Kompozit olarak hesaplananlar **K** harfi ile, çelik olarak hesaplananlar **C** harfi ile markalanmıştır. Kiriş kesiti olarak hadde profilleri seçilmiştir. Ana taşıyıcı kirişlerde **HE - B** , tali kirişlerde **IPE** profilleri kullanılmıştır. Kirişler yatay yüklerin sadece çelik perdeler veya boşluklu betonarme çekirdek sistemle taşındığı yapılarda sadece düşey yükler dikkate alınarak boyutlandırılmıştır. [4]

Kirişlerin montajının kolay yapılabilmesi için kirişlerin her iki ucundan belli mesafede (moment sıfır noktasına yakın ve bağlandığı kolondan veya kirişten, civatalı eke izin verecek uzaklıkta bir yerde) ek levhalı ve civatalı bir birleşim düşünülmüş ve buna göre her kiriş için ek ve bağlantı hesabı tasarlanmıştır. Montaj sırasında montajı yapılacak kirişler, kolonlara ve kirişlere imalat sırasında kaynaklanmış parçalarına rahat bir şekilde bağlanacaklardır. Böyle olunca kirişlerin boylarından dolayı herhangi bir yerleştirme sorunu çıkmayacaktır.

Kirişlerin moment sıfır noktalarına yakın yerde ek hesabına esas olarak , kesitlerin taşıyabileceği moment değerinin yarısı esas alınmıştır. Kirişlerin boyları tam boy olarak max 12 metre uzunluğunda olduğundan ve piyasadaki kirişlerin standard boylarında 12 metre olduğu yaklaşımla, montaj sırasında artacak parçalardan da kiriş ortasında ek yaparak bir kiriş oluşturulmayacağından max yüke göre ek hesabı yapılmamıştır. Sadece diyagonal kenar kiriş olan ve uzunluğu 15.56 metre olan kiriş için max yüke göre ek hesabı yapılmıştır çünkü bu kirişten artan parçalardanda bir kiriş oluşturulabilir ve yapılacak ekte kiriş ortasında olabilir.



Şekil 4.4 Mimari Kat Planı

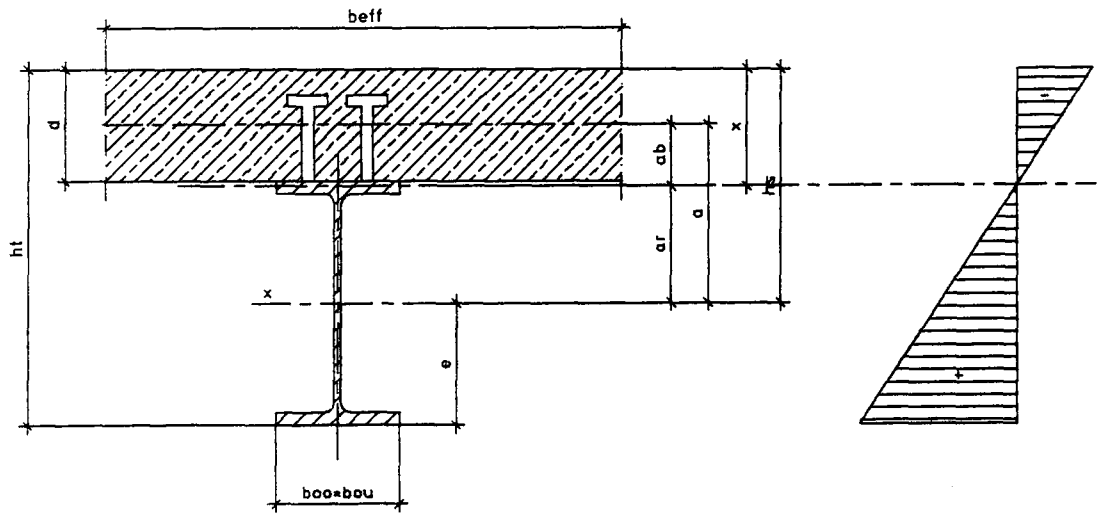


Şekil 4.5 Statik Kat Planı

4.2.1 KOMPOZİT KAT KİRİŞLERİ

Betonarme döşeme plaklarıyla çelik döşeme kirişlerinin ortak çalıştırılmasıyla ortaya çıkan kompozit kirişler, üzerlerine serbestçe oturan çelik kirişlere göre çok ekonomiktirler. Çünkü bir karma kirişte eğilmeden ileri gelen kuvvet çiftinin çekme bileşeni çelik profilce, basınç bileşeni ise ya yalnız betonarme plakça yada betonarme plak ve çelik profilin bir bölümünce ortak olarak taşınmaktadır. Dolayısıyla da çelik profil, eğilmenin basınç bileşenini taşımaktan ya bütünüyle yada büyük ölçüde kurtulmaktadır. Betonarme tablanın bir ölü yük olmaktan çıkıp basınç bileşenini taşıyan yararlı bir elemana dönüşmesinin yanı sıra böyle ortak bir çalışmada kuvvet çiftinin manivela kolunun da büyümesi ikinci bir ekonomik etken oluşturmaktadır. Kompozit kirişlerin hesabı elastik yöntem kullanılarak KESİT ETKİLERİNİN DAĞITIMI YÖNTEMİNE göre hesaplanmıştır. Bu hesap kesin bir hesap yöntemi değildir. 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. Betonarme plak ile çelik profilin işletme ve sabit yüklerin tamamında ortak çalışmasının sağlanması için çelik profil plak betonu dökülmeden önce açıklığın üçte bir ara noktalardan mesnetlendiği ve beton hesaplarda öngörülen mukavemetini kazandıktan sonra söküldüğü düşünülmüştür. [5, s 91-135]

Kirişlerin sehim sınırı olarak $1/480$ değeri kullanılmaktadır. [6, s 145-189]



Şekil 4.6 Kompozit Kiriş Kesiti

b_{eff} = Etkili tabla genişliği aşağıdaki değerlerin min alınacaktır .

$$b_{eff} = \begin{cases} l_x & ; \text{ Kirişler arası aks aralığı} \\ l / 4 & ; \text{ Kiriş açıklığı} \\ 16d + b_{ao} & ; \quad d : \text{ tabla kalınlığı } , \quad b_{ao} : \text{ çelik profil üst başlık genişliği} \end{cases}$$

(4.10)

$$F_b = d * b_{eff} \text{ (beton en kesit alanı)} \quad (4.11)$$

$$F'_b = F_b / n \text{ (etkili beton enkesit alanı)} \quad (4.12)$$

$$n = E_b / E_a \text{ (çelik elastisite modülünün , beton elastisite modülüne oranı)} \quad (4.13)$$

$$F_i = F_a + F'_b \text{ (karma kesitin enkesit alanı)} \quad (4.14)$$

$$x = ((F'_b * d / 2) + (F_a * h_s)) / F_i \quad (4.15)$$

(karma kiriş enkesitinin ağırlık merkezi)

Betonarme plağa ve çelik kirişe etkiyen kesit etkileri ;

$$M_b = (I_b / (n I_i)) * M_o \quad (4.16)$$

$$M_a = (I_a / I_i) * M_o \quad (4.17)$$

$$N = N_b = N_a = ((F_a * a_r) / I_i) * M_o \quad (4.18)$$

$$M_o = M_b + M_a + N * a \text{ (Karma kesitte moment denge deklemleri)} \quad (4.19)$$

$$I_i = I_a + F_a * a_r^2 + I_b / n + (F_b / n) * a_b^2 \quad (4.20)$$

(Karma kesitin ideal atalet momenti)

Gerilmeler ;

$$\sigma_{bo} = - (N_b / F_b) - ((M_b * d) / (I_b * 2)) \leq \sigma_{b, emm} \text{ (Beton)} \quad (4.21)$$

$$\sigma_{au} = (N_a / F_a) - ((M_a * e) / I_a) \leq \sigma_{a, emm} \text{ (Çelik)} \quad (4.22)$$

Sehim kontrolü ;

$$b^* = b_{eff} / (2 * n) \quad (4.23)$$

$$f_{max} = (5 / 48) * ((M_{max} * L^2) / (E * I)) \quad (4.24)$$

Rötre dolayı gerilme hesabı ;

Betonun kurumadan dolayı ksalmasına rötre denir. Rötreden dolayı ksalmak isteyen betonarme plak, kamalarda çelik kirişe bağı olduğundan onu zorlayacak ve dolayısıyla kendinde ve çelik kirişte iç gerilmelerin doğmasına sebep olacaktır. bu gerilmeler şu şekilde hesaplanmaktadır. [5, s 91-135]

1. Betonarme plağın ϵ_{st} rötresinden dolayı serbest olarak kısaldığı , başlangıçtaki uzunluğuna

$$Z = \epsilon_{st} * E_{bs} * F_b \quad (4.25)$$

kuvvetiyle getirildiği düşünülür. Betonarme plakta

$$\sigma_{bo,1} = Z / F_b \quad (4.26)$$

gerilmesi meydana gelir.

2. Z kuvveıyla 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

$$\sigma_{bo,2} = - D / (n_v * F_{iv}) \quad (4.27)$$

$$\sigma_{au,1} = - D / F_{iv} \quad (4.28)$$

olur. D kuvvetinin a_b dışmerkezliğinden

$$\Delta M_D = D * a_b \quad (4.29)$$

momenti doğar. Bu momentten meydana gelen gerilmeler

$$\sigma_{bo,3} = - \Delta M_D * x / (n_v * I_{iv}) \quad (4.30)$$

$$\sigma_{au,2} = \Delta M_D * (h_t - x) / I_{iv} \quad (4.31)$$

bağıntılarına göre hesaplanır. Nihai gerilmeler

$$\sigma_{bo,s} = \sigma_{bo,1} + \sigma_{bo,2} + \sigma_{bo,3} \quad (4.32)$$

$$\sigma_{au,s} = \sigma_{au,1} + \sigma_{au,2} \quad (4.33)$$

$$n_v = 1.4 * n \quad (4.34)$$

$$F_{iv} = (I_b / n_v) + F_a \quad (4.35)$$

$$I_{iv} = I_a + F_a * a_r^2 + I_b / n_v + (F_b / n_v) * a_b^2 \quad (4.36)$$

$$E_{bs} = (n / n_{Fs}) * E_b \quad (4.37)$$

$$n_{Fs} = n_v * (1 + \Psi_{Fs} * \varphi_{fv}) \quad (4.38)$$

$$\varphi_{fv} = (\varphi_{fo} * (k_{ft} - k_{fto}) / 1.4 \quad (4.39)$$

$$\varphi_{fv} * \alpha_v = \varphi_{fv} * (F_a * I_a) / (F_{iv} * I_{iv}) \Rightarrow \text{tablo} \Rightarrow F_3 = \Psi_{Fs} \quad (4.40)$$

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{so} * (k_{st} - k_{sto}) \quad (4.41)$$

Sünmeden dolayı gerilme hesabı ;

Betonun sürekli etki eden yükler altında kalıcı deformasyonlarının zamana bağlı olarak artmasıdır. [5]

Önce karma kirişin sünmeden dolayı değişen ağırlık merkezinin yeri , betonun elastisite modülü

$$E_{bB} = (n / n_{FB}) * E_b \quad \text{olarak hesaplanır} \quad (4.42)$$

$$n_{FB} = n_v (1 + \Psi_{FB} * \varphi_{fv}) \quad (4.43)$$

$$I_{i\varphi} = I_a + F_a * a_{r\varphi}^2 + I_b / n_{FB} + (F_{b\varphi} / n_{FB}) * a_{b\varphi}^2 \quad (4.44)$$

$$M_{b\varphi} = (I_b / (n_{FB} * I_{i\varphi})) * M_o \quad (4.45)$$

$$M_{a\varphi} = (I_a / I_{i\varphi}) * M_o \quad (4.46)$$

$$N_{\varphi} = N_{b\varphi} = N_{a\varphi} = ((F_a * a_{r\varphi}) / I_{i\varphi}) * M_o \quad (4.47)$$

$$M_o = M_{b\varphi} + M_{a\varphi} + N_{\varphi} * a \quad (\text{Karma kesitte moment denge deklemi}) \quad (4.48)$$

Gerilmeler ;

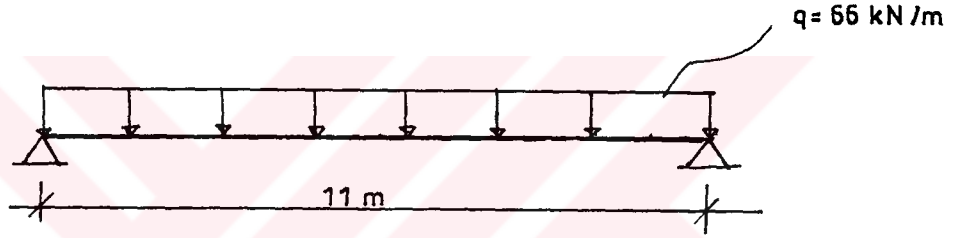
$$\sigma_{\varphi} = N / F + M / W \quad (4.49)$$

toplam gerilmeler

$$\sigma_b = \sigma_{bo} + \sigma_{bo, s} + \sigma_{bo, \varphi} \quad (4.50)$$

$$\sigma_a = \sigma_{ao} + \sigma_{ao, s} + \sigma_{ao, \varphi} \quad (4.51)$$

4.2.1.1 K1 KIRIŞI



Şekil 4.7 K1 Kirişi Yüklendiği

$$\begin{aligned} M_{\max} &= q \cdot l^2 / 8 \\ &= 66 \cdot 11.00^2 / 8 \\ &= 998.25 \text{ kNm} = 99825.00 \text{ kNcm} \end{aligned} \quad (4.52)$$

$$Q_{\max} = 66 \cdot 11 / 2 = 363 \text{ kN}$$

$$\text{Malzeme ; BS 350} \quad E_b = 3320.00 \text{ kN / cm}^2 \quad [7]$$

$$\text{St 37.2} \quad E_a = 21000.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.5) \quad n = 21000 / 3320 = 6.33$$

Seçilen kesit HE 700 B

Kesit özellikleri ; $F_a = 306 \text{ cm}^2$ $I_a = 256900 \text{ cm}^4$ $W_a = 7340 \text{ cm}^3$

$$b_{ao} = 30 \text{ cm} \quad h_a = 70 \text{ cm} \quad [4]$$

$$I_x = 550 \text{ cm}$$

$$(4.10) \quad b_{\text{eff}} = \left\{ \begin{array}{l} l / 4 = 1100 / 4 = 2.75 \text{ m} = 275 \text{ cm} \\ 16d + b_{ao} = 16 * 15 + 30 = 270 \text{ cm} \rightarrow \min \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 16d + b_{ao} = 16 * 15 + 30 = 270 \text{ cm} \rightarrow \min \end{array} \right.$$

$$(4.11) \quad F_b = 15 * 270 = 4050 \text{ cm}^2$$

$$I_b = 270 * 15^3 / 12 = 75937.5 \text{ cm}^4$$

$$(4.12) \quad F'_b = 4050 / 6.33 = 640 \text{ cm}^2$$

$$(4.14) \quad F_i = 306 + 640 = 946 \text{ cm}^2$$

$$(4.15) \quad x = (640 * 7.5 + 306 * 50) / 946 = 21.25 \text{ cm}$$

$$a_r = 50 - 21.25 = 28.75 \text{ cm}$$

$$a_b = 21.25 - 7.5 = 13.75 \text{ cm}$$

$$(4.20) \quad I_i = 256900 + 306 * 28.75^2 + 75937.5 / 6.33 + 640 * 13.75^2 = 642824 \text{ cm}^4$$

$$(4.16) \quad M_b = (11996.4 / 642824) * 99825 = 1863 \text{ kNcm}$$

$$(4.17) \quad M_a = (256900 / 642834) * 99825 = 39894 \text{ kNcm}$$

$$(4.18) \quad N = (306 * 28.75 / 642824) * 99825 = 1366 \text{ kN}$$

$$(4.19) \quad M_o = 1863 + 39894 + 1366 * 42.50 = 99825 \text{ kNcm}$$

$$(4.21) \quad \sigma_{bo} = - (1366 / 4050) - ((1863 * 15) / (75937.5 * 2)) = -0.524 \text{ kN/cm}^2 < 1.40 \text{ kN/cm}^2$$

$$(4.22) \quad \sigma_{ao} = (1366 / 306) + (39894 / 256900) * 35 = 9.90 \text{ kN/cm}^2 < 14.0 \text{ kN/cm}^2$$

Sehim kontrolu ;

$$(4.24) \quad f_{\text{max}} = (5 / 48) * ((99825 * 1100^2) / (21000 * 642824)) = 0.93 \text{ cm} < 1100 / 480 = 2.30 \text{ cm}$$

Rötreden dolayı gerilme hesabı ;

$$n = 6.33$$

$$(4.34) \quad n_v = 1.4 * 6.33 = 8.86$$

$$(4.35) \quad F_{iv} = (4050 / 8.86) + 306 = 763.11 \text{ cm}^2$$

$$(4.36) \quad I_{iv} = 256900 + 75937.5 / 8.86 + (4050 / 8.86) * 13.75^2 + 306 * 28.75^2$$

$$I_{iv} = 604821 \text{ cm}^4$$

$$\varphi_{fo} = 2.7 \quad |$$

$$k_{ft} = 1.65 \quad |$$

$$k_{fto} = 0.50 \quad | \Rightarrow \text{DIN 4227 kısım 1 (Beton Kalender 1982 Kısım 2)}$$

$$\varepsilon_{so} = -46 * 10^{-5} \quad |$$

$$k_{st} = 0.98 \quad |$$

$$k_{sto} = 0.15 \quad |$$

$$(4.39) \quad \varphi_{fv} = 2.7 * (1.65 - 0.5) / 1.4 = 2.22$$

$$(4.41) \quad \varepsilon_{st} = -46 * 10^{-5} * (0.98 - 0.15) = -38.18 * 10^{-5}$$

$$(4.40) \quad \alpha_v * \varphi_{fv} = 2.22 * (306 * 256900 / 763.11 * 604821) = 0.38$$

Tablo 5.1 $\Rightarrow F_3 \Rightarrow \Psi_{fs} = 0.5315$ (tatonmanla) (ekler tablo a.1)

$$(4.38) \quad n_{fs} = 8.86 * (1 + 0.5315 * 2.22) = 19.31$$

$$(4.37) \quad E_{bs} = (6.33 / 19.31) * 3320 = 1088.33 \text{ cm}^4$$

$$(4.25) \quad Z = -38.18 * 10^{-5} * 1088.33 * 4050 = 1682.87 \text{ kN} \quad (= -D)$$

$$(4.26) \quad \sigma_{bo,1} = 1682.87 / 4050 = 0.42 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$(4.27) \quad \sigma_{bo,2} = - (1682.87 / (6.33 * 946)) = -0.28 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$(4.28) \quad \sigma_{au,1} = -1682.87 / 946 = -1.78 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$(4.29) \quad \Delta M_D = 1682.87 * 13.75 = 23139.46 \text{ kNcm}$$

$$(4.30) \quad \sigma_{bo,3} = - (23139.46 * 21.25 / 6.33 * 642824) = -0.12 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$(4.35) \quad \sigma_{au,2} = - (23139.46 * (85 - 21.25) / 642824) = 2.29 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Nihai gerilmeler ;

$$(4.32) \quad \sigma_{bo,s} = 0.42 - 0.28 - 0.12 = 0.02 \text{ kN/cm}^2$$

$$(4.33) \quad \sigma_{au,s} = -1.78 + 2.29 = 0.51 \text{ kN/cm}^2$$

Sünmeden dolayı gerilme hesabı ;

$$M_o = 42 * 11^2 / 8 = 635.25 \text{ kNm} = 63525 \text{ kNcm}$$

$$(4.39) \quad \phi_{fv} = 2.7 * (1.65 - 0.5) / 1.4 = 2.22$$

Tablo 5.1 $\Rightarrow F_2 \Rightarrow \Psi_{fb} = 1.2161$ (tatonmanla)

$$(4.43) \quad n_{FB} = 8.86 * (1 + 1.2161 * 2.22) = 32.78$$

$$F_{b\phi} = 4050 / 32.78 = 123.55 \text{ cm}^2$$

$$F_{i\phi} = 123.55 + 306 = 429.55 \text{ cm}^2$$

sünmeden dolayı değişen ağırlık merkezinin yeri ;

$$x = (123.55 * 7.5 + 306 * 50) / 429.55 = 37.78 \text{ cm}$$

$$a_{r\phi} = 50 - 37.78 = 12.22 \text{ cm}$$

$$a_{b\phi} = 37.78 - 7.5 = 30.28 \text{ cm}$$

$$(4.44) \quad I_{i\phi} = 256900 + 306 * 12.22^2 + 75937.5 / 32.78 + 123.55 * 30.28^2$$

$$I_{i\phi} = 418191 \text{ cm}^4$$

$$(4.45) \quad M_{b\phi} = (75937.5 / 32.78 * 418191) * 63525 = 351.89 \text{ kNcm}$$

$$(4.46) \quad M_{a\phi} = (256900 / 418191) * 63525 = 39024.2 \text{ kNcm}$$

$$(4.47) \quad N_{\phi} = (306 * 12.22 / 418191) * 63525 = 568.02 \text{ kN}$$

$$(4.48) \quad M_o = 351.89 + 39024.2 + 568.02 * 42.5 = 63525 \text{ kNcm}$$

$$(4.21) \quad \sigma_{bo, \varphi} = - (568.02 / 4050) - (351.89 * 15 / 75937.5 * 2) = -0.18 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

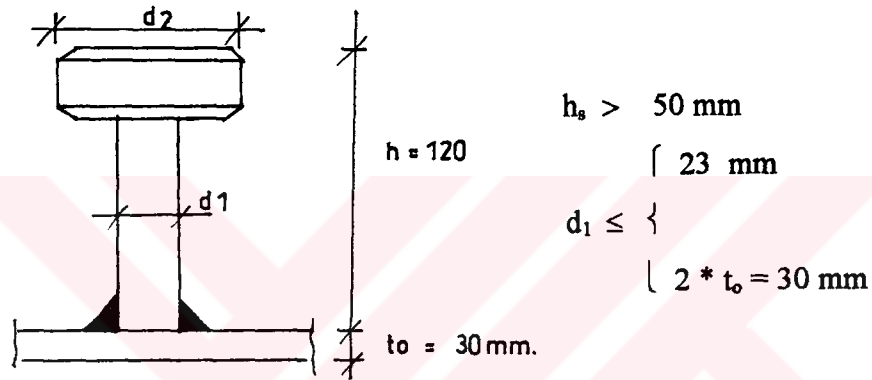
$$(4.22) \quad \sigma_{au, \varphi} = (568.02 / 306) + (39024.2 * 35 / 256900) = 7.17 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

kompozit kirişteki toplam gerilme ;

$$(4.50) \quad \sigma_b = -0.524 + 0.02 - 0.18 = |-0.684| \text{ kN} / \text{cm}^2 < 1.40 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$(4.51) \quad \sigma_a = 9.90 + 0.51 + 7.1 = 17.58 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 18.00 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Kayma elemanları ; [3, 5]



$$h_s > 50 \text{ mm}$$

$$\{ 23 \text{ mm}$$

$$d_1 \leq \{$$

$$\{ 2 * t_o = 30 \text{ mm}$$

$$d_2 \geq 1.5 * d_1 = 1.5 * 23 = 34.5 \cong 35 \text{ mm}$$

Kayma elemanı olarak , çift sıra $d_1 = 23 \text{ mm}$ ve $h = 12 \text{ mm}$ olan başlıklı saplama ($\alpha_{FH} = 35 \text{ kN} / \text{cm}^2$) kullanılmıştır.

$$h / d_1 = 12 / 2.3 = 5.127 \Rightarrow \alpha = 1.00 \text{ güvenlik derecesi}$$

$$n_H = H / (\alpha_H * H_{lu}) \quad \text{kayma kaması sayısı} \quad (4.52)$$

$$H_{lu} = 0.32 * \alpha * d_1^2 * (\sigma_{br} * E_b)^{1/2} \leq 0.55 * d_1^2 * \sigma_{FH} \quad (4.53)$$

H_{lu} için yukarıdaki değerlerden küçük olan kullanılacak.

α_H = genellikle 0.85 değerinde alınan bir güvenlik katsayısıdır.

H = plakla çelik profil arasındaki kayma kuvveti.

$$\sigma_{br} = \text{beton anma mukavemeti (küp)} \quad \text{BS 350} \Rightarrow 4 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.32 * 1.00 * 2.3^2 * (4 * 3320)^{1/2} = 195.08 \text{ kN} \\ H_{lu} \leq \left\{ \begin{array}{l} 0.55 * 2.3^2 * 35 = 101.83 \text{ kN} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z \\ D_b \end{array} \right\} \min \quad \begin{array}{l} Z = \alpha_a * \sigma_F * F_a = 1 * 14 \text{ kN / cm}^2 * 306 \text{ cm}^2 = 4284 \text{ kN} \\ D = \alpha_b * \sigma_{br} * b_{eff} * d = 0.74 * 4 * 306 \text{ cm}^2 * 15 = 13586.4 \text{ kN} \end{array}$$

$$H = Z = 4284 \text{ kN}$$

$$(4.52) \quad n_H = 4284 / (0.85 * 101.83) = 49.49 = 50 \text{ adet kayma kaması}$$

Kayma kamaları aralıkları ;

$$\text{enine doğrultuda} \quad e \geq 4 * d_1 \Rightarrow 4 * 2.3 = 9.2 \text{ cm} \quad \text{seçilen } 15 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} \text{boyuna doğrultuda} \quad e_b = 24 \text{ cm} \geq 5 * 2.3 = 11.5 \text{ cm} \\ < 3 * 15 = 45 \text{ cm} \\ < 60 \text{ cm} \end{array}$$

Hesaplanan kayma kaması sayısı, kirişin moment sıfır noktası ile max momentin olduğu noktaya kadar olan bölüm içindir.

Montaj eki hesabı ; [8, s 19-20,199]

$$Q_{max} = 363 \text{ kN}$$

$$M = 0.5 * 14 \text{ kN / cm}^2 * W_a = 0.5 * 14 * 7340 = 51380 \text{ kNcm}$$

Ek levhalarının kontolu; Başlık eklevhalarının alanı ve gövde ek levhalarının alanı profilin başlık ve gövde alanlarından büyük veya eşitse ek levhaları için herhangi bir hesaba gerek yoktur. Ek levhaları böyle seçilince sadece bağlantı elemanları için hesap yapılmıştır.

F_{bek} (Başlık ek levhasının faydalı enkesit alanı)

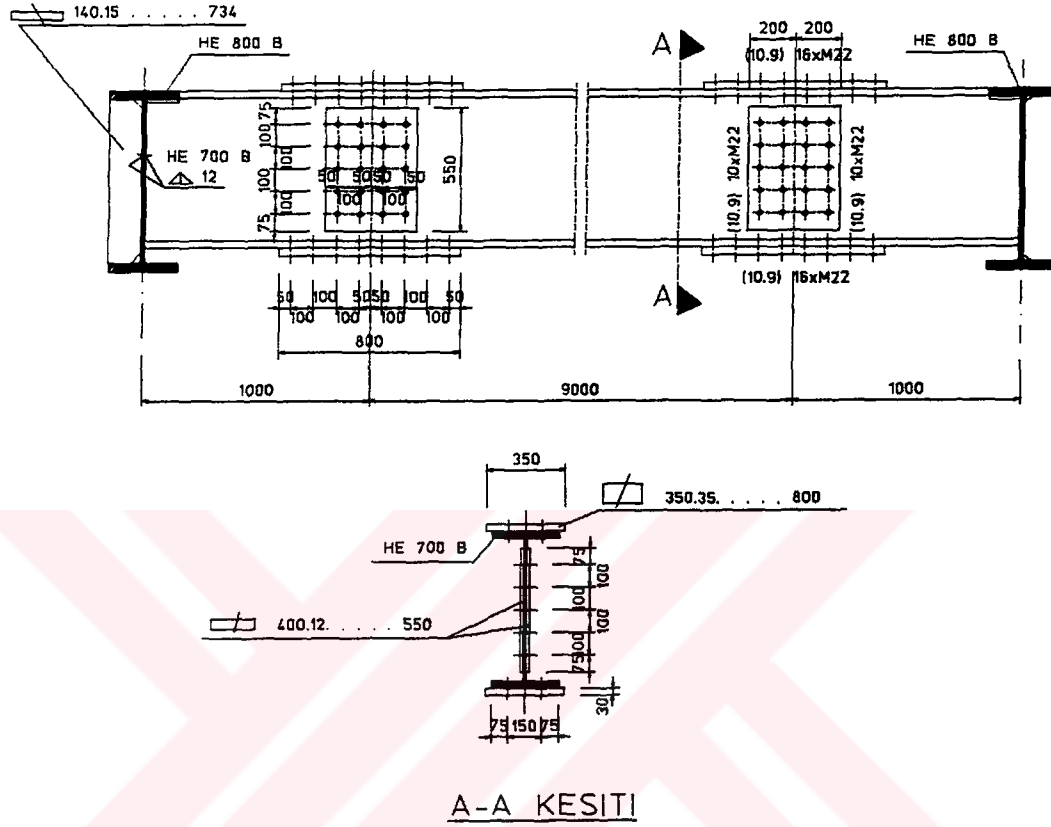
F_b (Profil başlığının faydalı enkesitalanı)

F_{gek} (Gövde ek levhasının faydalı enkesit alanı)

F_g (Profil gövdesinin faydalı enkesit alanı)

I_{bek} (Başlık ek levhalarının toplam atalet momenti)

I_{gek} (Gövde ek levhasının atalet momenti)



Şekil 4.8 HE 700 B Kirişinin eki

$$\Sigma F_{ek} = 2 * F_{bek} + F_{gek}$$

$$\Sigma I_{ek} = I_{bek} + I_{gek}$$

$$F_{bek} = 3.5 * 35 - (4.15 * 2) = 114.2 \text{ cm}^2 > F_b = 3.2 * 30 - (4.15 * 2) = 87.7 \text{ cm}^2$$

$$F_{gek} = 2 * 1.2 * 55 - 2 * (4.52 * 5) = 86.8 \text{ cm}^2 > F_g = 1.73 * 58 - (4.52 * 5) = 77.74 \text{ cm}^2$$

$$I_{bek} = 2 * 35 * 3.5 * (35 + 1.5)^2 = 330888 \text{ cm}^4$$

$$I_{gek} = 2 * 1.2 * 55^3 / 12 = 33275 \text{ cm}^4$$

$$\Sigma I_{ek} = 330888 + 33275 = 364163 \text{ cm}^4$$

Başlık bulonları sadece momentten gelen kuvvete göre, gövde bulonlarında moment ile birlikte kesme kuvvetinden gelen kuvvetlere göre hesaplanmıştır. Başlık ek levhalarınca aktarılan , ek levhalarının atalet momentleriyle belirlenmektedir.

$$M_{ek}^b = 51380 * (330888 / 364163) = 46685 \text{ kNcm}$$

Gövde ek levhalarınca aktarılan, ek levhalarının atalet momentleriyle belirlenmektedir.

$$M_{ek}^g = 51380 * (33275 / 364163) = 4695 \text{ kNcm}$$

Başlık bulonlarının irdelenmesi ;

$$N_b (\text{başlık bulonlarına gelen kuvvet}) = 46685 / 70 = 667 \text{ kN}$$

Bir başlık için ekin bir tarafında kullanılacak bulon ; 10.9 kalitesinde (SL) 8 adet M 22 yüksek mukavemetli bulondur. 1 adet M 22 bulon 91.0 kN kesme kuvveti taşımaktadır.

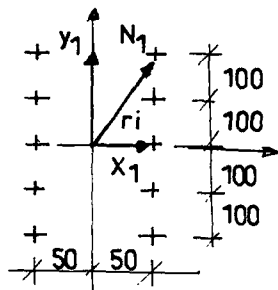
$$N_{b1} = 667 / 8 = 83 \text{ kN} < 91.0 \text{ kN}$$

82 kN bir tane M22 bulona gelen kesme kuvvetidir ve bulon bu yükü taşıyabilmektedir.

Gövde bulonlarının irdelenmesi ;

$$M_{ek}^{gB} = M_{ek}^g + Q_{ek}^g * a = 4695 + 363 * 10 = 8325 \text{ kNcm}$$

a = ekin bir tarafındaki bulonların ağırlık merkezinin eke olan mesafesi



$$\Sigma r_i^2 = 4 * (20^2 + 5^2) + 4 * (10^2 + 5^2) + 2 * 5^2$$

$$\Sigma r_i^2 = 2250 \text{ cm}^2$$

$$x_1 = 5 \text{ cm}$$

Şekil 4.9 HE 700 B için Bulon Yerleşimi $y_1 = 20 \text{ cm}$

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 keme kuvvetinin bir bulon üzerindeki y dorultusunda oluşturduğu kesme kuvvetidir.

$$N_{1y}^m = 8325 * 5 / 2250 = 18.50 \text{ kN}$$

$$N_{1x}^m = 8325 * 20 / 2250 = 74 \text{ kN}$$

$$N_{1y}^Q = 363 / 10 = 36.30 \text{ kN}$$

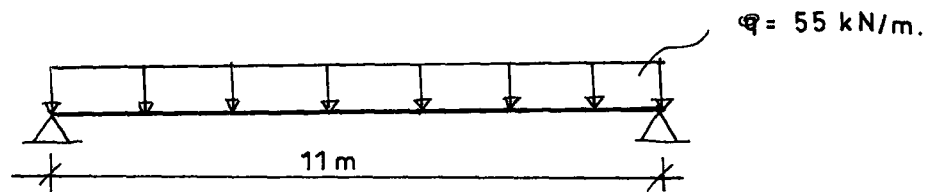
$$\Sigma N = ((18.50 + 36.30)^2 + 74^2)^{1/2} = 92.08 \text{ kN}$$

Seçilen 10.9 kalitesinde M 24 $\Rightarrow 92.08 \text{ kN} > 98.60 \text{ kN}$

Delik ezilmesine göre kontrol ;

$$\sigma_L = 2.4 * 1.7 * 28 \text{ kN} / \text{cm}^2 = 114.24 \text{ kN} > 108.5 \text{ kN}$$

4.2.1.2 K2 Kirişi



Şekil 4.10 K2 Kirişi Yüklemesi

$$\begin{aligned} M_{\max} &= q * l^2 / 8 \\ &= 55 * 11.00^2 / 8 \\ &= 831.88 \text{ kNm} = 83188.00 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

$$Q = 55 * 11 / 2 = 302.5 \text{ kN}$$

Malzeme ; BS 350 $E_b = 3320.00 \text{ kN / cm}^2$
 St 37.2 $E_a = 21000.00 \text{ kN / cm}^2$

$$(4.5) \quad n = 21000 / 3320 = 6.33$$

Seçilen kesit HE 600 B

Kesit özellikleri ; $F_a = 270 \text{ cm}^2$ $I_a = 171000 \text{ cm}^4$ $W_a = 5701 \text{ cm}^3$

$b_{ao} = 30 \text{ cm}$ $h_a = 60 \text{ cm}$

$l_x = 550 \text{ cm}$

$$(4.10) \quad b_{\text{eff}} = \left\{ \begin{array}{l} l / 4 = 11.00 / 4 = 2.75 \text{ m} = 270 \text{ cm} \\ 16d + b_{ao} = 16 * 15 + 30 = 270 \text{ cm} \rightarrow \min \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 550 \text{ cm} \\ 16d + b_{ao} = 16 * 15 + 30 = 270 \text{ cm} \rightarrow \min \end{array} \right.$$

$$(4.11) \quad F_b = 15 * 270 = 4050 \text{ cm}^2$$

$$I_b = 270 * 15^3 / 12 = 75937.5 \text{ cm}^4$$

$$(4.12) \quad F'_b = 4050 / 6.33 = 640 \text{ cm}^2$$

$$(4.14) \quad F_i = 270 + 640 = 910 \text{ cm}^2$$

$$x = (640 * 7.5 + 270 * 45) / 910 = 18.63 \text{ cm}$$

$$a_r = 45 - 18.63 = 26.37 \text{ cm}$$

$$a_b = 18.63 - 7.5 = 11.13 \text{ cm}$$

$$(4.20) \quad I_i = 171000 + 270 * 26.37^2 + 75937.5 / 6.33 + 640 * 11.13^2 \\ = 450029 \text{ cm}^4$$

$$(4.16) \quad M_b = (11996.4 / 450029) * 83188 = 2217.5 \text{ kNcm}$$

$$(4.17) \quad M_a = (171000 / 450029) * 83188 = 31609 \text{ kNcm}$$

$$(4.18) \quad N = (270 * 26.37 / 450029) * 83188 = 1316 \text{ kN}$$

$$(4.19) \quad M_o = 2217.5 + 31609 + 1316 * 37.5 = 83188 \text{ kNcm}$$

$$(4.21) \quad \sigma_{bo} = - (1316 / 4050) - ((2217 * 15) / (75937.5 * 2)) = \\ = -0.54 \text{ kN / cm}^2 < 1.40 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.22) \quad \sigma_{ao} = (1316 / 270) + (31609 / 171000) * 30 \\ = 10.42 \text{ kN / cm}^2 < 14.0 \text{ kN / cm}^2$$

Sehim kontrolu ;

$$(4.24) \quad f_{\max} = (5 / 48) * ((83188 * 1100^2) / (21000 * 450029)) \\ = 1.11 \text{ cm} < 1100 / 480 = 2.30 \text{ cm}$$

Rötreden dolayı gerilme hesabı ;

$$n = 6.33$$

$$(4.34) \quad n_v = 1.4 * 6.33 = 8.86$$

$$(4.35) \quad F_{iv} = (4050 / 8.86) + 270 = 727.11 \text{ cm}^2$$

$$(4.36) \quad I_{iv} = 171000 + 75937.5 / 8.86 + (4050 / 8.86) * 11.13^2 + 270 * 26.37^2$$

$$I_{iv} = 423947 \text{ cm}^4$$

$$\begin{array}{l|l} \varphi_{fo} = 2.7 & \\ k_{ft} = 1.65 & \\ k_{fto} = 0.50 & \Rightarrow \text{DIN 4227 kısım 1 (Beton Kalender 1982 Kısım 2)} \\ \varepsilon_{so} = -46 * 10^{-5} & \\ k_{st} = 0.98 & \\ k_{sto} = 0.15 & \end{array}$$

$$(4.39) \quad \varphi_{fv} = 2.7 * (1.65 - 0.5) / 1.4 = 2.22$$

$$(4.41) \quad \varepsilon_{st} = -46 * 10^{-5} * (0.98 - 0.15) = -38.18 * 10^{-5}$$

$$(4.40) \quad \alpha_v * \varphi_{fv} = 2.22 * (270 * 171000 / 727.11 * 423947) = 0.33$$

Tablo 5.1 $\Rightarrow F_3 \Rightarrow \Psi_{fs} = 0.5274$ (tatonmanla)

$$(4.38) \quad n_{fs} = 8.86 * (1 + 0.5274 * 2.22) = 19.23$$

$$(4.37) \quad E_{bs} = (6.33 / 19.23) * 3320 = 1092.85 \text{ cm}^4$$

$$(4.25) \quad Z = -38.18 * 10^{-5} * 1092.85 * 4050 = 1689.86 \text{ kN} \quad (= -D)$$

$$(4.26) \quad \sigma_{bo,1} = 1689.86 / 4050 = 0.42 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$(4.27) \quad \sigma_{bo,2} = -(1689.86 / (6.33 * 910)) = -0.29 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$(4.28) \sigma_{au,1} = -1689.86 / 910 = -1.86 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$(4.29) \Delta M_D = 1689.86 * 11.13 = 18808.14 \text{ kNcm}$$

$$(4.30) \sigma_{bo,3} = - (18808.14 * 18.63 / 6.33 * 450029) = -0.12 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$(4.31) \sigma_{au,2} = - (18808.14 * (75-18.63) / 450029) = 2.36 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Nihai gerilmeler ;

$$(4.32) \sigma_{bo,s} = 0.42 - 0.29 - 0.12 = 0.08 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$(4.33) \sigma_{au,s} = -1.86 + 2.36 = 0.50 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Sünmeden dolayı gerilme hesabı ;

$$M_o = 35 * 11^2 / 8 = 529.40 \text{ kNm} = 52940 \text{ kNcm}$$

$$(4.39) \varphi_{fv} = 2.7 * (1.65 - 0.5) / 1.4 = 2.22$$

$$(4.40) \alpha_v * \varphi_{fv} = 0.33 \Rightarrow \text{Tablo 5.1 } F_2 \Rightarrow \Psi_{fs} = 1.1848 \text{ (tatonmanla)}$$

$$(4.43) n_{FB} = 8.86 * (1 + 1.1848 * 2.22) = 32.16$$

$$F_{b\varphi} = 4050 / 32.16 = 125.93 \text{ cm}^2$$

$$F_{i\varphi} = 125.93 + 270 = 395.93 \text{ cm}^2$$

sünmeden dolayı değişen ağırlık merkezinin yeri ;

$$x = (125.93 * 7.5 + 270 * 45) / 395.93 = 33.07 \text{ cm}$$

$$a_{r\varphi} = 45 - 33.07 = 11.93 \text{ cm}$$

$$a_{b\varphi} = 33.07 - 7.5 = 25.57 \text{ cm}$$

$$(4.44) I_{i\varphi} = 171000 + 270 * 11.93^2 + 75937.5 / 32.16 + 125.93 * 25.57^2$$

$$I_{i\varphi} = 294125 \text{ cm}^4$$

$$(4.45) M_{b\varphi} = (75937.5 / 32.16 * 294125) * 52940 = 425.00 \text{ kNcm}$$

$$(4.46) \quad M_{a\phi} = (171000 / 294125) * 52940 = 30778.5 \text{ kNcm}$$

$$(4.47) \quad N_{\phi} = (270 * 11.93 / 294125) * 52940 = 579.77 \text{ kN}$$

$$(4.48) \quad M_o = 425.00 + 30778.5 + 579.77 * 37.5 = 52940 \text{ kNcm}$$

$$(4.21) \quad \sigma_{bo, \phi} = - (579.77 / 4050) - (425.00 * 15 / 75937.5 * 2) = -0.185 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$(4.22) \quad \sigma_{a\phi} = (579.77 / 270) + (30778.5 * 30 / 171000) = 7.55 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

kompozit kirişteki toplam gerilme ;

$$(4.50) \quad \sigma_b = -0.54 + 0.02 - 0.185 = |-0.705| \text{ kN} / \text{cm}^2 < 1.40 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$(4.51) \quad \sigma_a = 10.42 + 0.50 + 7.55 = 18.47 \text{ kN} / \text{cm}^2 \cong 18.00 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Kayma elemanları ;

$$h_s > 50 \text{ mm}$$

$$d_1 \leq \begin{cases} 23 \text{ mm} \\ 2 * t_o = 30 \text{ mm} \end{cases}$$

$$d_2 \geq 1.5 * d_1 = 1.5 * 23 = 34.5 \cong 35 \text{ mm}$$

Kayma elemanı olarak , çift sıra $d_1 = 23 \text{ mm}$ ve $h = 12 \text{ mm}$ olan başlıklı saplama ($\alpha_{FH} = 35 \text{ kN} / \text{cm}^2$) kullanılmıştır.

$$h / d_1 = 12 / 2.3 = 5.127 \Rightarrow \alpha = 1.00 \text{ güvenlik derecesi}$$

$$n_H = H / (\alpha_H * H_{lu}) \quad \text{kayma kaması sayısı} \quad (4.50)$$

$$H_{lu} = 0.32 * \alpha * d_1^2 * (\sigma_{br} * E_b)^{1/2} \leq 0.55 * d_1^2 * \sigma_{FH} \quad (4.51)$$

H_{lu} için yukarıdaki değerlerden küçük olan kullanılacak.

α_H = genellikle 0.85 değerinde alınan bir güvenlik katsayısıdır.

H = plakla çelik profil arasındaki kayma kuvveti.

σ_{br} = beton anma mukavemeti (küp) BS 350 $\Rightarrow 4 \text{ kN / cm}^2$

$$\{ 0.32 * 1.00 * 2.3^2 * (4 * 3320)^{1/2} = 195.08 \text{ kN}$$

$$H_{lu} \leq \{$$

$$\{ 0.55 * 2.3^2 * 35 = 101.83 \text{ kN}$$

$$H = \begin{Bmatrix} Z \\ D_b \end{Bmatrix} \min \quad \begin{aligned} Z &= \alpha_a * \sigma_F * F_a = 1 * 14 \text{ kN / cm}^2 * 270 \text{ cm}^2 = 3780 \text{ kN} \\ D &= \alpha_b * \sigma_{br} * b_{eff} * d = 0.74 * 4 * 270 \text{ cm}^2 * 15 = 11988.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$H = Z = 3780 \text{ kN}$$

$$(4.50) \quad n_H = 3780 / (0.85 * 101.83) = 43.67 = 44 \text{ adet kayma kaması}$$

Kayma kamaları aralıkları ;

$$\text{enine doğrultuda} \quad e \geq 4 * d_1 \Rightarrow 4 * 2.3 = 9.2 \text{ cm} \quad \text{seçilen } 15 \text{ cm}$$

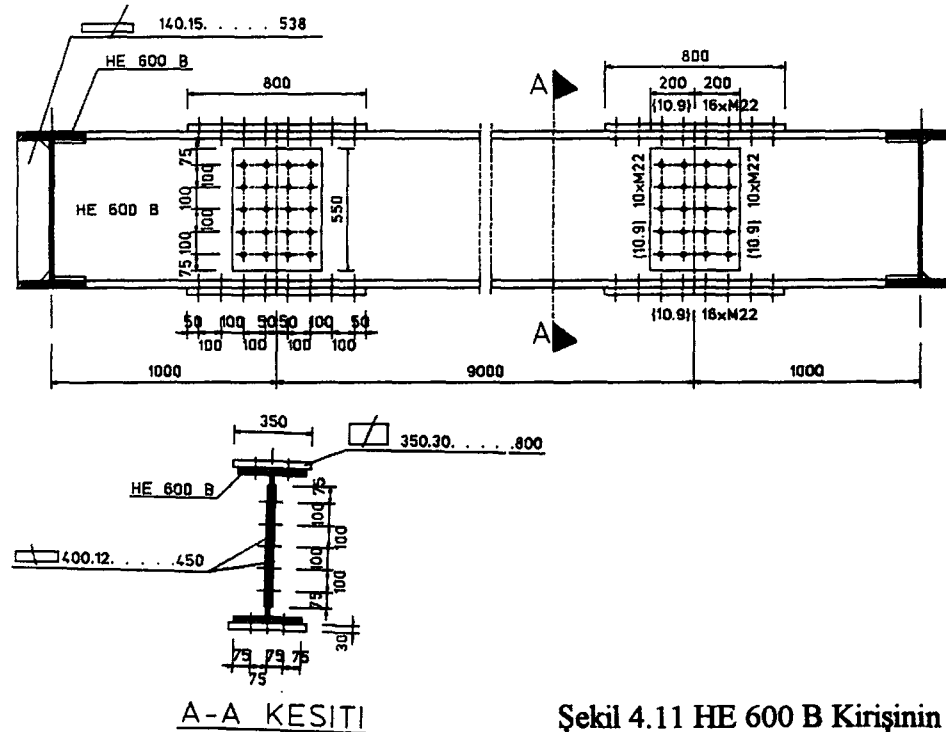
$$\text{boyuna doğrultuda} \quad (e_b = 25 \text{ cm} \geq 5 * 2.3 = 11.5 \text{ cm})$$

$$(< 3 * 15 = 45 \text{ cm}), (< 60 \text{ cm})$$

Hesaplanan kayma kaması sayısı, kirişin moment sıfır noktası ile max momentin olduğu noktaya kadar olan bölüm içindir.

Montaj eki hesabı ; [8, s 19-20, 199]

$$Q_{max} = 302.5 \text{ kN} ; M = 0.5 * 14 \text{ kN / cm}^2 * W_a = 0.5 * 14 * 5701 = 39907 \text{ kNcm}$$



Şekil 4.11 HE 600 B Kirişinin Eki

Ek levhalarının kontolu;

$$F_{bek} = 3 * 35 - (4.15 * 2) = 96.7 \text{ cm}^2 > F_b = 3 * 30 - (4.15 * 2) = 81.7 \text{ cm}^2$$

$$F_{gek} = 2 * 1.2 * 45 - (2 * 4.15 * 5) = 66.5 \text{ cm}^2 > F_g = 1.55 * 48.6 - (4.15 * 5) = 54.58 \text{ cm}^2$$

$$I_{bek} = 2 * 35 * 3 * (30 + 1.5)^2 = 208372 \text{ cm}^4$$

$$I_{gek} = 2 * 1.2 * 45^3 / 12 = 18225 \text{ cm}^4$$

$$\Sigma I_{ek} = 208372 + 18225 = 226597 \text{ cm}^4$$

Başlık ek levhalarınca aktarılan ;

$$M_{ek}^b = 39907 * (208372 / 226597) = 36697 \text{ kNcm}$$

Gövde ek levhalarınca aktarılan ;

$$M_{ek}^g = 39907 * (18225 / 226597) = 3210 \text{ kNcm}$$

Başlık bulonlarının irdelenmesi ;

$$N_b (\text{başlık bulonlarına gelen kuvvet}) = 36697 / 60 = 611.6 \text{ kN}$$

Bir başlık için ekin bir tarafında kullanılacak bulon ; 10.9 kalitesinde (SL) 8 adet M 22 yüksek mukavemetli bulondur.

1 adet M 22 bulon 91.0 kN kesme kuvveti taşımaktadır

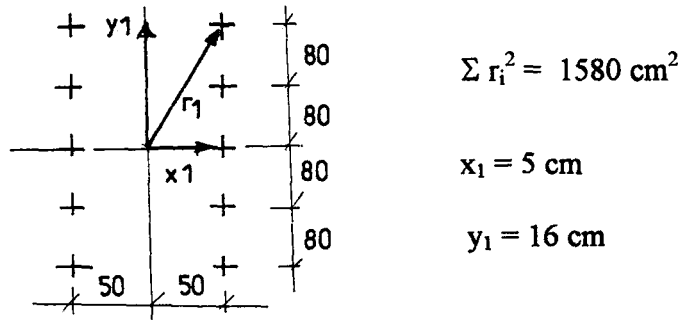
$$N_{b1} = 611.6 / 8 = 76.45 \text{ kN} < 91.0 \text{ kN}$$

82 kN bir tane M 22 bulona gelen kesme kuvvetidir ve bulon bu yükü taşıyabilmektedir.

Gövde bulonlarının irdelenmesi ;

$$M_{ek}^{gB} = M_{ek}^g + Q_{ek}^g * a = 3210 + 302.5 * 10 = 6235 \text{ kNcm}$$

$$\Sigma r_i^2 = 4 * (16^2 + 5^2) + 4 * (8^2 + 5^2) + 2 * 5^2$$



Şekil 4.12 HE 600 B İçin Bulon Yerleşimi

$$N_{ly}^m = 6235 * 5 / 1580 = 19.73 \text{ kN}$$

$$N_{1x}^m = 6235 * 16 / 1580 = 63.14 \text{ kN}$$

$$N_{1y}^Q = 302.5 / 10 = 30.25 \text{ kN}$$

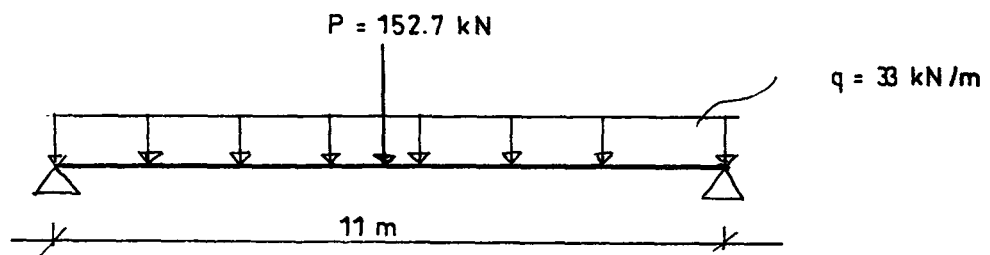
$$\Sigma N = ((19.73 + 30.25)^2 + 63.14^2)^{1/2} = 80.53 \text{ kN}$$

Seçilen 10.9 kalitesinde M 22 $\Rightarrow$ 91.0 kN > 80.53 kN

Delik ezilmesine göre kontrol ;

$$\sigma_L = 2.2 * 1.55 * 28 \text{ kN / cm}^2 = 95.48 \text{ kN} > 91.0 \text{ kN}$$

4.2.1.3 K3 KİRİŞİ



Şekil 4.13 K3 Kirişi Yüklemesi

$$\begin{aligned} M_{\max} &= q * l^2 / 8 \\ &= 33 * 11.00^2 / 8 + 152.7 * 11 / 4 \\ &= 919.06 \text{ kNm} = 91906.00 \text{ kNcm} \end{aligned} \quad (4.17)$$

$$Q = (33 * 11 / 2) + (152.7 / 2) = 257.85 \text{ kN}$$

Malzeme ;	BS 350	$E_b = 3320.00 \text{ kN / cm}^2$
	St 37.2	$E_a = 21000.00 \text{ kN / cm}^2$

$$(4.5) \quad n = 21000 / 3320 = 6.33$$

Seçilen kesit HE 600 B

Kesit özellikleri ; $F_a = 270 \text{ cm}^2$ $I_a = 171000 \text{ cm}^4$
 $b_{a0} = 30 \text{ cm}$ $h_a = 60 \text{ cm}$

$$(4.10) \quad b_{\text{eff}} = \begin{cases} l_x = 550 \text{ cm} \\ 1/4 = 11.00/4 = 2.75 \text{ m} = 275 \text{ cm} \\ 16d + b_{\text{ao}} = 16 * 15 + 30 = 270 \text{ cm} \rightarrow \min \end{cases}$$

$$(4.11) \quad F_b = 15 * 270 = 4050 \text{ cm}^2$$
$$I_b = 270 * 15^3 / 12 = 75937.5 \text{ cm}^4$$

$$(4.12) \quad F'_b = 4050 / 6.33 = 640 \text{ cm}^2$$

$$(4.14) \quad F_i = 270 + 640 = 910 \text{ cm}^2$$

$$x = (640 * 7.5 + 270 * 45) / 910 = 18.63 \text{ cm}$$

$$a_r = 45 - 18.63 = 26.37 \text{ cm}$$

$$a_b = 18.63 - 7.5 = 11.13 \text{ cm}$$

$$(4.20) \quad I_i = 171000 + 270 * 26.37^2 + 75937.5 / 6.33 + 640 * 11.13^2$$
$$= 450029 \text{ cm}^4$$

$$(4.16) \quad M_b = (11996.4 / 450029) * 91906 = 2450 \text{ kNcm}$$

$$(4.17) \quad M_a = (171000 / 450029) * 91906 = 34922 \text{ kNcm}$$

$$(4.18) \quad N = (270 * 26.37 / 450029) * 91906 = 1454 \text{ kN}$$

$$(4.19) \quad M_o = 2450 + 34922 + 1454 * 37.50 = 91906 \text{ kNcm}$$

$$(4.21) \quad \sigma_{b0} = - (1454 / 4050) - ((2450 * 15) / (75937.5 * 2))$$

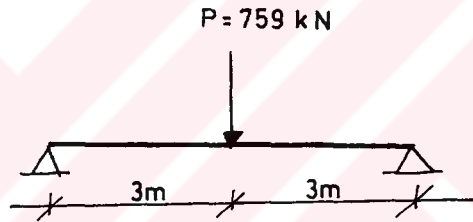
$$\begin{aligned}
 &= -0.60 \text{ kN / cm}^2 < 1.40 \text{ kN / cm}^2 \\
 (4.22) \quad \sigma_{ao} &= (1454 / 270) + (34922 / 171000) * 25 \\
 &= 10.49 \text{ kN / cm}^2 < 14.0 \text{ kN / cm}^2
 \end{aligned}$$

Sehim kontrolu ;

$$\begin{aligned}
 (4.24) \quad f_{\max} &= (5 / 48) * ((91906 * 1100^2) / (21000 * 450029)) \\
 &= 1.23 \text{ cm} < 1100 / 480 = 2.30 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

4.2.2 ÇELİK KAT KİRİŞLERİ

4.2.2.1 C1 KİRİŞİ



Şekil 4.14 C1 Kirişi Yüklemesi

$$P = (66 * 11 + 66 * 12) / 2 = 759.00 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= P * L / 4 \\
 &= 759 * 6 / 4 = 1138.5 \text{ kNm} = 113850.00 \text{ kNcm}
 \end{aligned} \tag{4.54}$$

$$Q = 759 / 2 = 379.5 \text{ kN}$$

$$\sigma = M_{\max} / W_x \leq \sigma_{a, \text{cmn}} \tag{4.55}$$

seçilen kesit ; HE 800 B

$$\text{Kesit özellikleri ; } F_a = 334 \text{ cm}^2 \quad I_x = 359100 \text{ cm}^4 \quad W_x = 8977 \text{ cm}^3$$

$$(4.55) \quad \sigma = 113850 / 8977 = 12.68 \text{ kN / cm}^2 < 14.00 \text{ kN / cm}^2$$

Sehim kontrolu ;

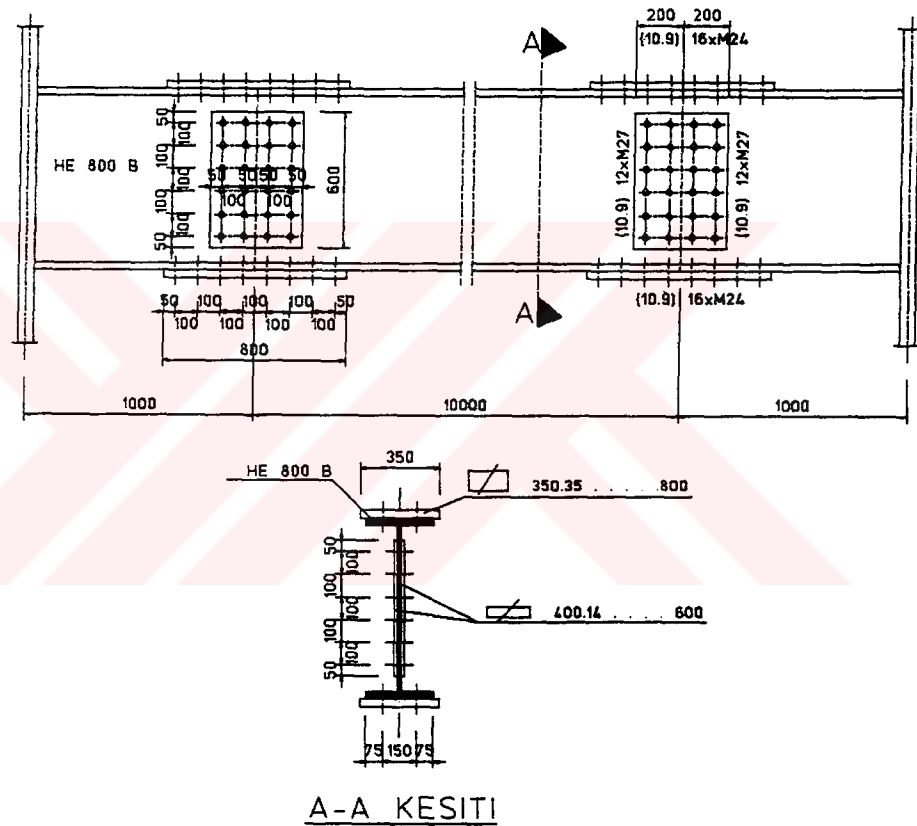
$$(4.24) \quad f_{\max} = (5/48) * ((113850 * 600^2) / (21000 * 359100))$$

$$= 0.57 \text{ cm} < 600 / 480 = 1.25 \text{ cm}$$

Montaj eki hesabı ;

$$Q_{\max} = 379.5 \text{ kN}$$

$$M = 0.5 * 14 * 8977 = 62839 \text{ kNcm}$$



Şekil 4.15 HE 800 B Kirişinin Eki

Ek levhalarının kontrolü;

$$F_{\text{bek}} = 3.5 * 35 - (4.91 * 2) = 112.68 \text{ cm}^2 > F_b = 3.3 * 30 - (2 * 4.91) = 89.18 \text{ cm}^2$$

$$F_{\text{gek}} = 2 * 1.4 * 60 - (4.91 * 2 * 6) = 109.1 \text{ cm}^2 > F_g = 1.75 * 67.5 - (4.91 * 6) = 88.66 \text{ cm}^2$$

$$I_{\text{bek}} = 2 * 35 * 3.5 * (41.5)^2 = 421951 \text{ cm}^4$$

$$I_{gek} = 2 * 1.4 * 60^3 / 12 = 50400 \text{ cm}^4$$

$$\Sigma I_{ek} = 421951 + 50400 = 472351 \text{ cm}^4$$

Başlık ek levhalarınca aktarılan ;

$$M_{ek}^b = 62839 * (421951 / 472351) = 56134 \text{ kNcm}$$

Gövde ek levhalarınca aktarılan ;

$$M_{ek}^g = 62839 * (50400 / 472351) = 6705 \text{ kNcm}$$

Başlık bulonlarının irdelenmesi ;

$$N_b (\text{başlık bulonlarına gelen kuvvet}) = 55134 / 80 = 701.7 \text{ kN}$$

Bir başlık için ekin bir tarafında kullanılacak bulon ; 10.9 kalitesinde (SL) 8 adet M 24 yüksek mukavemetli bulondur.

1 adet M 24 bulon 108.5 kN kesme kuvveti taşımaktadır

$$N_{b1} = 701.7 / 8 = 87.7 \text{ kN} < 108.5 \text{ kN}$$

87.7 kN bir tane M24 bulona gelen kesme kuvvetidir ve bulon bu yükü taşıyabilmektedir.

Gövde bulonlarının irdelenmesi ;

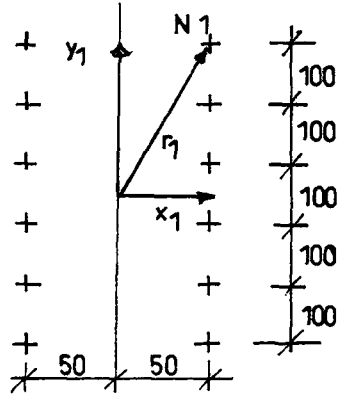
$$M_{ek}^{gB} = M_{ek}^g + Q_{ek}^g * a = 6705 + 379.5 * 10 = 10500 \text{ kNcm}$$

$$\Sigma r_i^2 = 4 * (25^2 + 5^2) + 4 * (15^2 + 5^2) + 4 * (5^2 + 5^2)$$

$$\Sigma r_i^2 = 3800 \text{ cm}^2$$

$$x_1 = 5 \text{ cm}$$

$$y_1 = 16 \text{ cm}$$



Şekil 4.16 HE 800 B Kirişinin Bulon Yerleşimi

$$N_{1y}^m = 10500 \cdot 5 / 3800 = 13.82 \text{ kN}$$

$$N_{1x}^m = 10500 \cdot 25 / 3800 = 69.08 \text{ kN}$$

$$N_{1y}^Q = 379.5 / 12 = 31.63 \text{ kN}$$

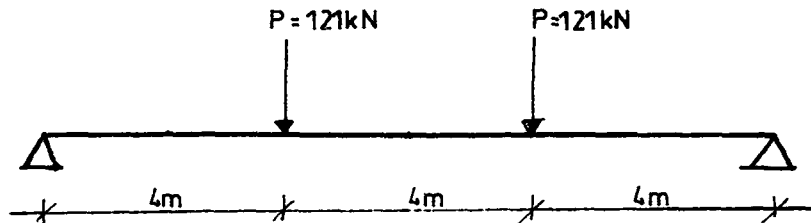
$$\Sigma N = ((13.82 + 31.63)^2 + 69.08^2)^{1/2} = 88.15 \text{ kN}$$

Seçilen 10.9 kalitesinde M 24 $\Rightarrow 108.5 \text{ kN} > 88.82 \text{ kN}$

Delik ezilmesine göre kontrol ;

$$\sigma_L = 2.4 \cdot 1.75 \cdot 28 \text{ kN} / \text{cm}^2 = 117.6 \text{ kN} > 91.0 \text{ kN}$$

4.2.2.2 C2 KIRIŞI



Şekil 4.17 C2 Kirişinin Yüklenmesi

$$P = (44 * 5.5) / 2 = 121 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = P * l'$$

$$= 121 * 4 = 484 \text{ kNm} = 48400.00 \text{ kNcm}$$

seçilen kesit ; HE 600 B

$$\text{Kesit özellikleri ; } F_a = 270 \text{ cm}^2 \quad I_x = 171000 \text{ cm}^4 \quad W_x = 5701 \text{ cm}^3$$

$$(4.55) \quad \sigma = 48400 / 5701$$

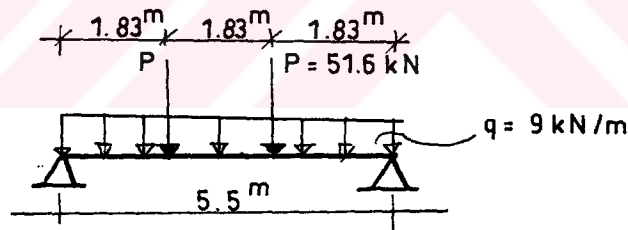
$$= 8.49 \text{ kN / cm}^2 < 14.00 \text{ kN / cm}^2$$

Sehim kontrolü ;

$$(4.24) \quad f_{\max} = (5 / 48) * ((48400 * 1200^2) / (21000 * 171000))$$

$$= 2.02 \text{ cm} < 1200 / 480 = 2.50 \text{ cm}$$

4.2.2.3 C3 Kirişi



Şekil 4.18 C3 Kirişinin Yüklenmesi

$$M = 76.4 * 2.75 - (9 * 2.75^2 / 2 + 51.6 * 0.915)$$

$$= 128.85 \text{ kNm} = 12885 \text{ kNcm}$$

$$Q = 76.35 \text{ kN}$$

seçilen kesit ; IPE 400

$$\text{Kesit özellikleri ; } F_a = 84.5 \text{ cm}^2 \quad I_x = 23130 \text{ cm}^4 \quad W_x = 1156 \text{ cm}^3 [7]$$

$$(4.55) \quad \sigma = 12885 / 1156$$

$$= 11.15 \text{ kN/cm}^2 < 14.00 \text{ kN/cm}^2$$

Sehim kontrolü ;

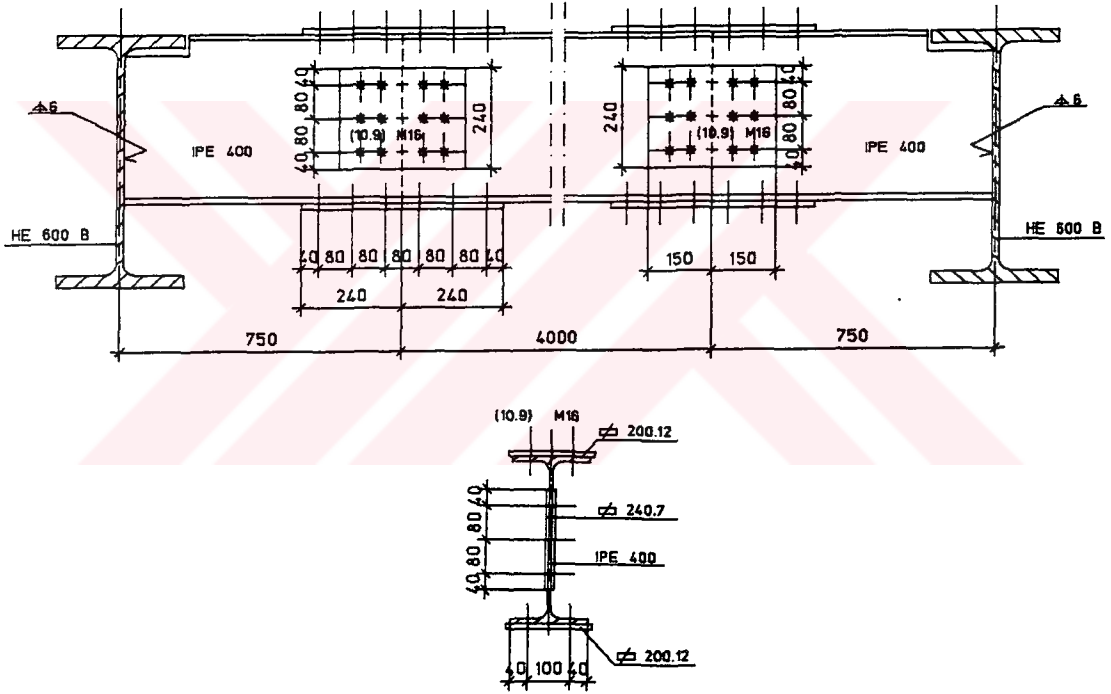
$$(4.24) \quad f_{\max} = (5/48) * ((12885 * 550^2) / (21000 * 23130))$$

$$= 0.83 \text{ cm} < 550 / 480 = 1.15 \text{ cm}$$

Montaj eki hesabı ;

$$Q_{\max} = 76.35 \text{ kN}$$

$$M = 0.5 * 14 * 1156 = 8092 \text{ kNcm}$$



Şekil 4.19 IPE 400 Kirişinin Eki

Ek levhalarının kontrolü;

$$F_{\text{bek}} = 1.4 * 20 - (2 * 2.27) = 23.46 \text{ cm}^2 > F_b = 24.3 - (2 * 2.27) = 19.76 \text{ cm}^2$$

$$F_{\text{gek}} = 2 * 0.7 * 26 - (2 * 3 * 2.27) = 22.78 \text{ cm}^2 > F_g = 0.86 * 33.1 - (3 * 2.27) = 21.66 \text{ cm}^2$$

$$I_{\text{bek}} = 2 * 20 * 1.4 * (20.7)^2 = 23995 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{gek}} = 2 * 0.7 * 26^3 / 12 = 2050 \text{ cm}^4$$

$$\Sigma I_{ek} = 23995 + 2050 = 26045 \text{ cm}^4$$

Başlık ek levhalarınca aktarılan ;

$$M_{ek}^b = 8092 * (23995 / 26045) = 7455 \text{ kNcm}$$

Gövde ek levhalarınca aktarılan ;

$$M_{ek}^g = 8092 * (2050 / 26045) = 637 \text{ kNcm}$$

Başlık bulonlarının irdelenmesi ;

$$N_b (\text{başlık bulonlarına gelen kuvvet}) = 7555 / 40 = 186.38 \text{ kN}$$

Bir başlık için ekin bir tarafında kullanılacak bulon ; 10.9 kalitesinde (SL) 6 adet M 16 yüksek mukavemetli bulondur. 1 adet M 16 bulon 48.5 kN kesme kuvveti taşımaktadır

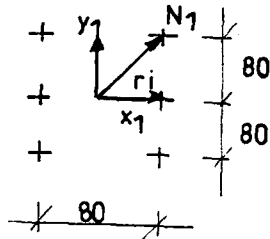
$$N_{b1} = 186.38 / 6 = 31.06 \text{ kN} < 48.5 \text{ kN}$$

31.06 kN bir tane M 16 bulona gelen kesme kuvvetidir ve bulon bu yükü taşıyabilmektedir.

Gövde bulonlarının irdelenmesi ;

$$M_{ek}^{gB} = M_{ek}^g + Q_{ek}^g * a = 637 + 76.35 * 8 = 1248 \text{ kNcm}$$

$$\Sigma r_i^2 = 4 * (4^2 + 8^2) + 2 * 4^2$$



$$\Sigma r_i^2 = 352 \text{ cm}^2$$

$$x_1 = 4 \text{ cm}$$

$$y_1 = 8 \text{ cm}$$

Şekil 4.20 IPE 400 Kirişinin Bulon Yeleşimi

$$N_{1y}^m = 1248 * 4 / 352 = 14.18 \text{ kN}$$

$$N_{1x}^m = 1248 * 8 / 352 = 28.36 \text{ kN}$$

$$N_{1y}^Q = 76.35 / 6 = 12.73 \text{ kN}$$

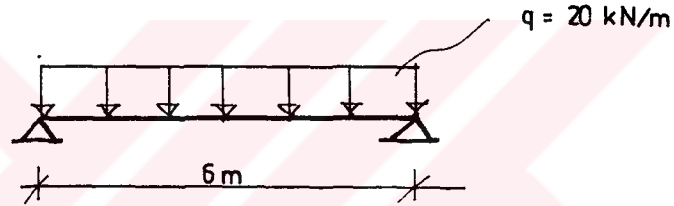
$$\Sigma N = ((12.74 + 12.73)^2 + 25.48^2)^{1/2} = 36.03 \text{ kN}$$

Seçilen 10.9 kalitesinde M 16 $\Rightarrow 48.5 \text{ kN} > 38.06 \text{ kN}$

Delik ezilmesine göre kontrol ;

$$\sigma_L = 1.6 * 0.86 * 28 \text{ kN} / \text{cm}^2 = 38.53 \text{ kN} > 36.03 \text{ kN}$$

4.2.2.4 C4 KIRIŞI



Şekil 4.21 IPE 360 Kirişinin Yüklenmesi

$$P = (66 * 11 + 66 * 12) / 2 = 759.00 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = q * l^2 / 8$$

$$= 20 * 6^2 / 8 = 90 \text{ kNm} = 9000 \text{ kNcm}$$

$$Q = 60 \text{ kN}$$

seçilen kesit ; IPE 360

$$\text{Kesit özellikleri ; } F_a = 72.7 \text{ cm}^2 \quad I_x = 16270 \text{ cm}^4 \quad W_x = 904 \text{ cm}^3$$

$$(4.55) \quad \sigma = 9000 / 904$$

$$= 9.96 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 14.00 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Sehim kontrolü ;

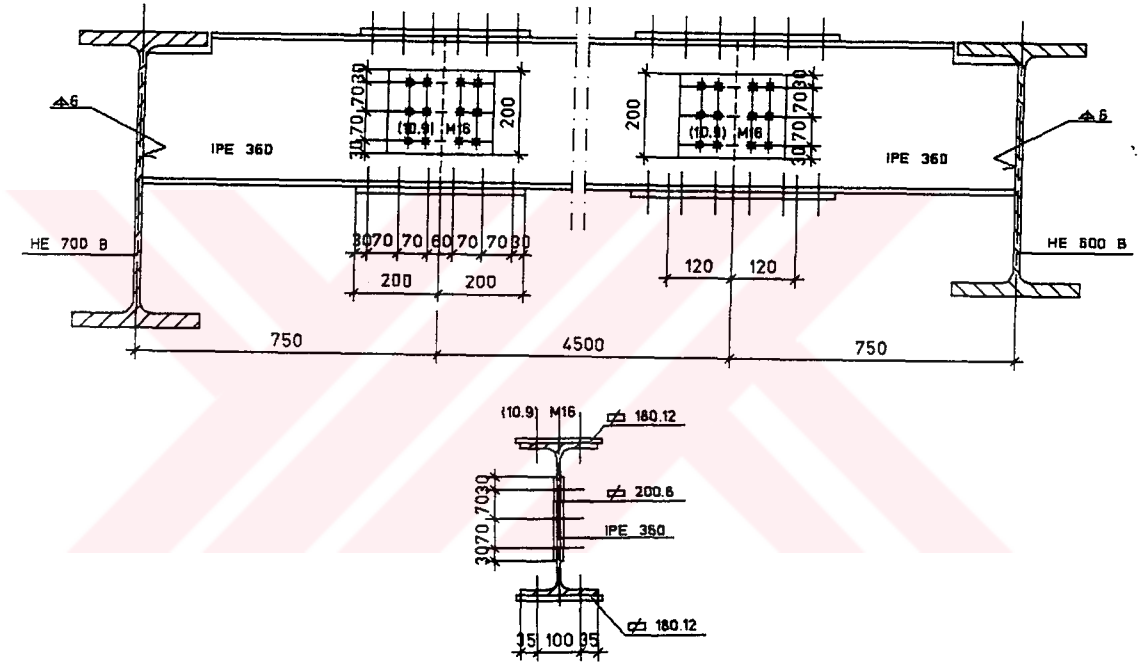
$$(4.24) \quad f_{\max} = (5 / 48) * ((9000 * 600^2) / (21000 * 16270))$$

$$= 0.99 \text{ cm} < 600 / 480 = 1.25 \text{ cm}$$

Montaj eki hesabı ;

$$Q_{\max} = 60 \text{ kN}$$

$$M = 0.5 * 14 * 904 = 6328 \text{ kNcm}$$



Şekil 4.22 IPE 360 Kirişinin Eki

Ek levhalarının kontrolü;

$$F_{\text{bek}} = 1.4 * 18 - (2 * 2.27) = 20.66 \text{ cm}^2 > F_b = 21.6 - (2 * 2.27) = 17.06 \text{ cm}^2$$

$$F_{\text{gek}} = 2 * 0.7 * 24 - (2 * 3 * 2.27) = 19.98 \text{ cm}^2 > F_g = 0.8 * 29.86 - (3 * 2.27) = 17.08 \text{ cm}^2$$

$$I_{\text{bek}} = 2 * 18 * 1.4 * (18.7)^2 = 17624 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{gek}} = 2 * 0.7 * 24^3 / 12 = 1613 \text{ cm}^4$$

$$\Sigma I_{\text{ek}} = 17624 + 1613 = 19237 \text{ cm}^4$$

Başlık ek levhalarınca aktarılan ;

$$M_{ek}^b = 6328 * (17624 / 19237) = 5797 \text{ kNcm}$$

Gövde ek levhalarınca aktarılan ;

$$M_{ek}^g = 6328 * (1613 / 19237) = 530.6 \text{ kNcm}$$

Başlık bulonlarının irdelenmesi ;

$$N_b (\text{başlık bulonlarına gelen kuvvet}) = 6010 / 36 = 167 \text{ kN}$$

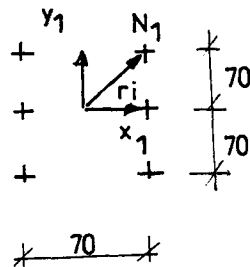
Bir başlık için ekin bir tarafında kullanılacak bulon ; 10.9 kalitesinde (SL) 6 adet M 16 yüksek mukavemetli bulondur. 1 adet M 16 bulon 48.5 kN kesme kuvveti taşımaktadır

$$N_{b1} = 161 / 6 = 26.8 \text{ kN} < 48.5 \text{ kN}$$

26.8 kN bir tane M 26 bulona gelen kesme kuvvetidir ve bulon bu yükü taşıyabilmektedir.

Gövde bulonlarının irdelenmesi ;

$$M_{ek}^{gB} = M_{ek}^g + Q_{ek}^g * a = 530.6 + 60 * 7 = 950.6 \text{ kNcm}$$



$$\Sigma r_i^2 = 4 * (3.5^2 + 7^2) + 2 * 3.5^2$$

$$\Sigma r_i^2 = 269.5 \text{ cm}^2$$

$$x_1 = 3.5 \text{ cm}$$

$$y_1 = 7 \text{ cm}$$

Şekil 4.23 IPE 360 Kirişinin Bulon Yerleşimi

$$N_{ly}^m = 980.6 * 3.5 / 269.5 = 12.74 \text{ kN}$$

$$N_{lx}^m = 980.6 * 7 / 269.5 = 25.47 \text{ kN}$$

$$N_{ly}^Q = 60 / 6 = 10 \text{ kN}$$

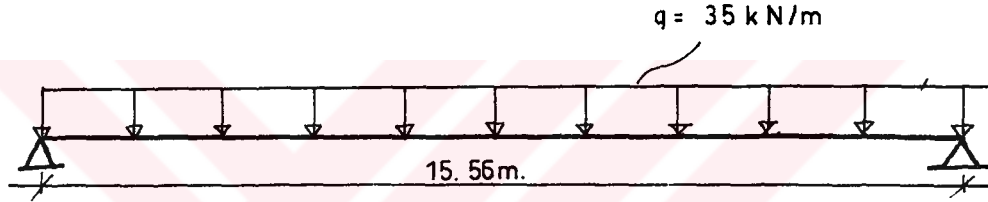
$$\Sigma N = ((12.74 + 10)^2 + 25.47^2)^{1/2} = 34.14 \text{ kN}$$

Seçilen 10.9 kalitesinde M 16 $\Rightarrow 48.5 \text{ kN} > 27.77 \text{ kN}$

Delik ezilmesine göre kontrol ;

$$\sigma_L = 1.6 * 0.86 * 28 \text{ kN} / \text{cm}^2 = 38.53 \text{ kN} > 25.87 \text{ kN}$$

4.2.2.5 C5 KIRIŞI



Şekil 4.24 C5 Kirişinin Yüklenmesi

$$\begin{aligned} M_{\max} &= q * l^2 / 8 \quad [8, \text{s } 102-136] \\ &= 35 * 15.56^2 / 8 = 1059.25 \text{ kNm} = 105925.00 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

seçilen kesit ; HE 900 B

$$\text{Kesit özellikleri ; } F_a = 371 \text{ cm}^2 \quad I_x = 494100 \text{ cm}^4 \quad W_x = 10980 \text{ cm}^3 [4]$$

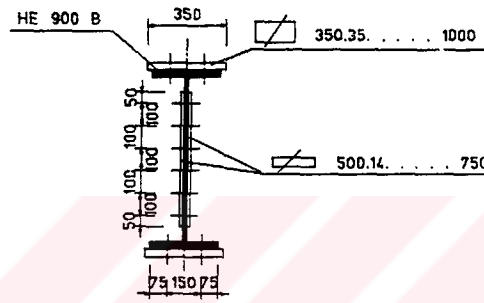
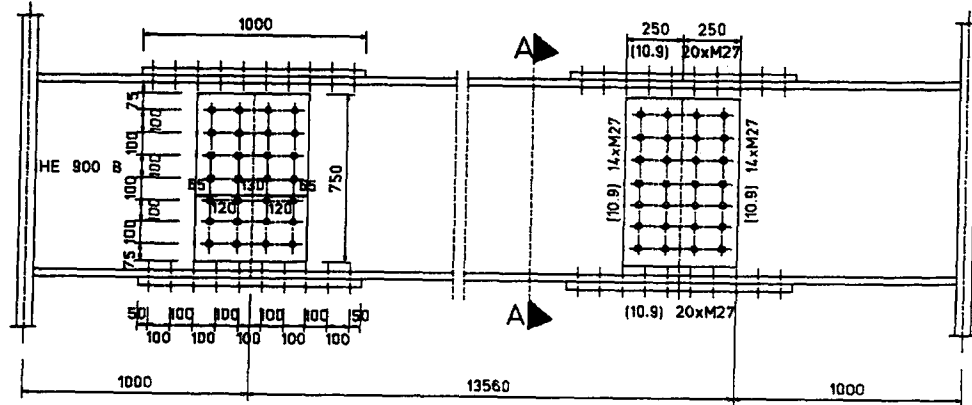
$$(4.55) \quad \sigma = 105925 / 10980 = 9.65 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 14.00 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Sehim kontrolü ;

$$\begin{aligned} (4.24) \quad f_{\max} &= (5 / 48) * ((105925 * 1556^2) / (21000 * 494100)) \\ &= 2.57 \text{ cm} < 1556 / 480 = 3.24 \text{ cm} \end{aligned}$$

kesitin taşıyabileceği maximum momenti momente göre ek hesabı ;

$$M = 14 * 10980 = 153720 \text{ kNcm}$$



A-A KESİTİ

Şekil 4.25 HE 900 B Kirişinin Eki

Ek levhalarının kontrolü;

$$F_{bek} = 3.5 * 35 - (2 * 6.16) = 110.18 \text{ cm}^2 > F_b = 3.5 * 30 - (2 * 6.16) = 92.68 \text{ cm}^2$$

$$F_{gek} = 2 * 1.4 * 75 - (2 * 7 * 6.16) = 123.76 \text{ cm}^2 > F_g = 1.85 * 77 - (7 * 6.16) = 99.33 \text{ cm}^2$$

$$I_{bek} = 2 * 35 * 3.5 * (46.75)^2 = 535463 \text{ cm}^4$$

$$I_{gek} = 2 * 1.4 * 75^3 / 12 = 98438 \text{ cm}^4$$

$$\Sigma I_{ek} = 535463 + 98438 = 633901 \text{ cm}^4$$

Başlık ek levhalarınca aktarılan ;

$$M_{ek}^b = 153720 * (535463 / 633901) = 129849 \text{ kNcm}$$

Gövde ek levhalarınca aktarılan ;

$$M_{ek}^g = 153720 * (98438 / 633901) = 23871 \text{ kNcm}$$

Başlık bulonlarının irdelenmesi ;

$$N_b (\text{başlık bulonlarına gelen kuvvet}) = 129849 / 90 = 1443 \text{ kN}$$

Bir başlık için ekin bir tarafında kullanılacak bulon ; 10.9 kalitesinde (SL) 12 adet M 27 yüksek mukavemetli bulondur. 1 adet M 27 bulon 137.5 kN kesme kuvveti taşımaktadır

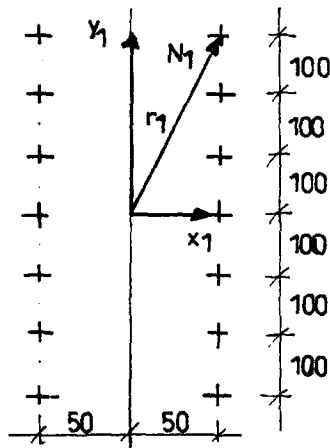
$$N_{b1} = 1443 / 12 = 120.25 \text{ kN} < 137.5 \text{ kN}$$

120.25 kN bir tane M 27 bulona gelen kesme kuvvetidir ve bulon bu yükü taşıyabilmektedir.

Gövde bulonlarının irdelenmesi ; [8, s 19-20, 199]

$$M_{ek}^{gB} = M_{ek}^g + Q_{ek}^g * a = 23871 + 0 = 23871 \text{ kNcm}$$

$$\Sigma r_i^2 = 4 * (30^2 + 5^2) + 4 * (20^2 + 5^2) + 4 * (10^2 + 5^2) + 2 * 5^2$$



$$\Sigma r_i^2 = 5950 \text{ cm}^2$$

$$x_1 = 5 \text{ cm}$$

$$y_1 = 30 \text{ cm}$$

$$N_{1y}^m = 23871 * 5 / 5950 = 20.06 \text{ kN}$$

$$N_{1x}^m = 23871 * 30 / 5950 = 120.36 \text{ kN}$$

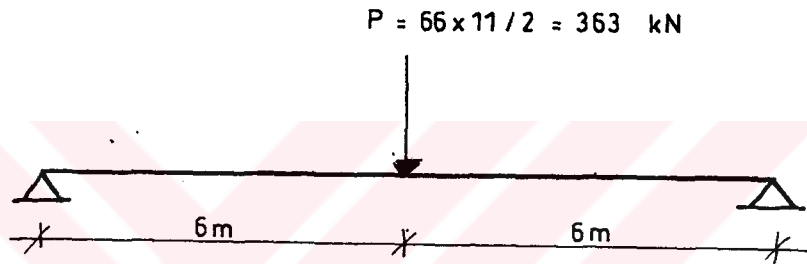
$$\Sigma N = ((20.06^2 + 120.36^2)^{1/2} = 122.02 \text{ kN}$$

Seçilen 10.9 kalitesinde M 27 $\Rightarrow 137.5 \text{ kN} > 122.02 \text{ kN}$

Delik ezilmesine göre kontrol ;

$$\sigma_L = 1.85 * 2.7 * 28 \text{ kN} / \text{cm}^2 = 139.86 \text{ kN} > 137.5 \text{ kN}$$

4.2.2.6 C6 KIRIŞI



Şekil 4.26 C6 Kirişinin Yükleneş

$$\begin{aligned} M_{\max} &= P * l / 4 \\ &= (66 * 11 / 2) * 12 / 4 = 1089.00 \text{ kNm} = 108900.00 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

seçilen kesit ; HE 800 B

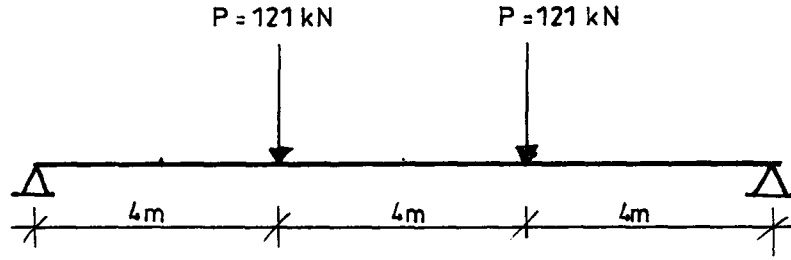
$$\text{Kesit özellikleri ; } F_a = 334 \text{ cm}^2 \quad I_x = 359100 \text{ cm}^4 \quad W_x = 8977 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} (4.55) \quad \sigma &= 108900 / 8977 \quad [8, \text{s } 102-136] \\ &= 12.13 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 14.00 \text{ kN} / \text{cm}^2 \end{aligned}$$

Sehim kontrolü ;

$$\begin{aligned} (4.24) \quad f_{\max} &= (5 / 48) * (108900 * 1200^2) / (21000 * 359100) \\ &= 2.16 \text{ cm} < 1556 / 480 = 2.50 \text{ cm} \end{aligned}$$

4.2.2.7 C7 Kirişı



Şekil 4.27 C7 Kirişinin Yüklenmesi

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= P \cdot 4 \\
 &= 121 \cdot 4 \\
 &= 484 \text{ kNm} = 48400.00 \text{ kNcm}
 \end{aligned}$$

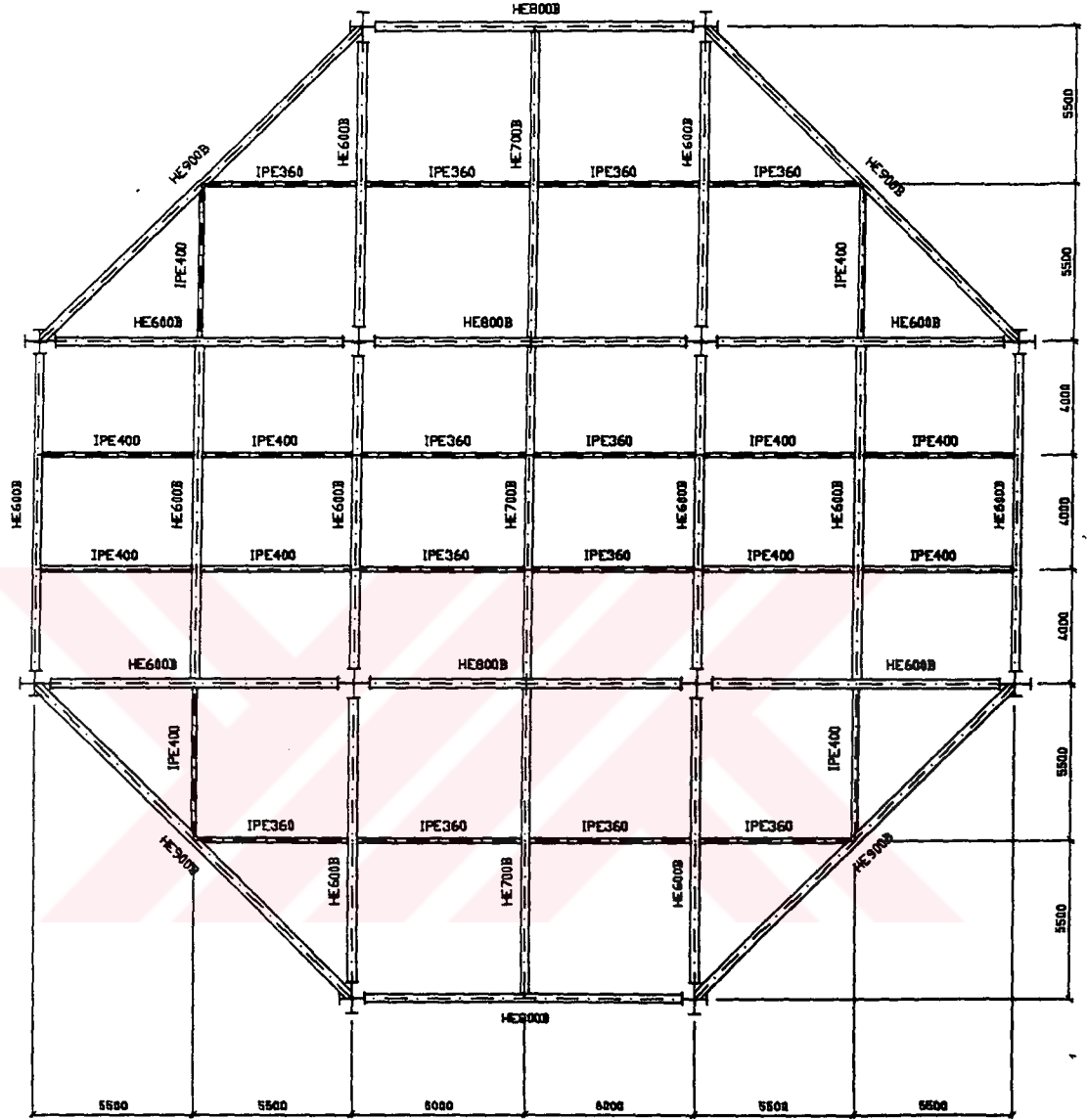
seçilen kesit ; HE 600 B

Kesit özellikleri ; $F_a = 270 \text{ cm}^2$ $I_x = 171000 \text{ cm}^4$ $W_x = 5701 \text{ cm}^3$

$$\begin{aligned}
 (4.55) \quad \sigma &= 48400 / 5701 \quad [8, s 102-136] \\
 &= 8.49 \text{ kN / cm}^2 < 14.00 \text{ kN / cm}^2
 \end{aligned}$$

Sehim kontrolü ;

$$\begin{aligned}
 (4.24) \quad f_{\max} &= (5 / 48) \cdot ((48400 \cdot 1200^2) / (21000 \cdot 171000)) \\
 &= 2.02 \text{ cm} < 1200 / 480 = 2.50 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



Şekil 4.28 Kat Kirişlerinin Kesitleri

4.3 KOLONLAR

Kolon kesiti olarak hadde profilleri seçilmiştir. İmalatın ve işçiliğin getireceği ilave maliyetler ve zaman kaybı dolayısı ile yapma kesitlerden kaçınılmıştır. Hadde profilleri birbirlerine kaynakla bileştirilerek 1. grup basınç çubukları olarak kullanılmıştır. Kolon kesitleri geniş başlıklı **W** ve iki adet **HD** profillerinden her iki ekseninde de simetrik bileşik bir kesit olarak oluşturulmuştur. Kolon burkulma boyu olarak kat yüksekliği esas alınmıştır. [8]

Kolon profilleri yatay yüklerin, çelik perdelerle veya boşluklu betonarme çekirdek perde sistemleri ile taşındığı yapılarda basınç yüküne göre hesaplanmış, hem çelik perdelerle hem de her iki katta bir oluşturulan çerçeve sistemi ile taşındığı yapıda basınç yükü ile birlikte etkiyen moment'e göre , yukarıdaki ilk iki sisteme göre bulunan kesitler kontrol edilmiş değişmesi gereken kesitler hesap sırasında belirtilmiştir. Kolon kesitleri her beş katta bir alan ve ağırlık olarak azaltılarak beş tipte dizayn edilmiştir.

Katların birbirlerine göre rölatif yer değiştirmesi sınırı olarak ÇELİK YÜKSEK YAPILAR kitabından ; [9, s 205-401]

$$\delta_{alt} = 0.0015 * h \quad \delta_{üst} = 0.0025 * h \quad h = \text{kat yüksekliği}$$

değerleri alınarak karşılaştırma yapılmıştır

4.3.1 KENAR KOLONLAR KESİTLERİ

$$\sigma = (w * P) / F \leq \sigma_{a,emn} \quad [8, s 59-78] \quad (4.56)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a,emn} &= 14.00 \text{ kN / cm}^2 && ; \text{ Hz yüklemesi} \\ &16.00 \text{ kN / cm}^2 && ; \text{ Hz yüklemesi} \\ &14.00 * 1.33 = 18.62 \text{ kN / cm}^2 && ; \text{ Deprem Yüklemeesi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_x &= S_x / I_x \quad \} \\ &\lambda_{max} \Rightarrow w \text{ tablosundan ; } w \text{ değeri bulunur} && (4.57) \\ \lambda_y &= S_y / I_y \quad \} \end{aligned}$$

4.3.1.1 1. TİP (0. - 4. Katlar arası)

$$P_{\max} \cong 25000.00 \text{ kN (H yüklemesi)}$$

$$S_x = S_y = 450 * 2 = 900 \text{ cm}$$

seçilen kesit ; W 1000 * 400 * 790 [4]

$$2 * \text{HD } 400 * 400 * 551$$

Bileşik kesitin özellikleri ;

$$F = 2410 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2006960 \text{ cm}^4 \quad i_x = (2006960 / 2410)^{1/2} = 28.86 \text{ cm}$$

$$I_y = 1270048 \text{ cm}^4 \quad i_y = (1270048 / 2410)^{1/2} = 22.96 \text{ cm} = i_{\min}$$

$$(4.57) \lambda_{\max} = 900 / 22.96 = 39.20 \Rightarrow w = 1.16$$

$$(4.56) \sigma = (1.16 * 25000) / 2410 = 12.03 \text{ kN / cm}^2 \leq 14.00 \text{ kN / cm}^2$$

4.3.1.2 2. TİP (5. - 9. Katlar arası)

$$P_{\max} \cong 21000.00 \text{ kN (H yüklemesi)}$$

$$S_x = S_y = 350 * 2 = 700 \text{ cm}$$

seçilen kesit ; W 1000 * 400 * 714

$$2 * \text{HD } 400 * 400 * 551$$

Bileşik kesitin özellikleri ;

$$F = 2088 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 1780900 \text{ cm}^4 \quad i_x = (1780900 / 2088)^{1/2} = 29.20 \text{ cm}$$

$$I_y = 998828 \text{ cm}^4 \quad i_y = (998828 / 2088)^{1/2} = 21.89 \text{ cm} = i_{\min}$$

$$(4.57) \lambda_{\max} = 700 / 21.82 = 32.08 \Rightarrow w = 1.11$$

$$(4.56) \sigma = (1.11 * 21000) / 2088 = 11.16 \text{ kN / cm}^2 \leq 14.00 \text{ kN / cm}^2$$

4.3.1.3 3.TİP (10. - 14. Katlar arası)

$$P_{\max} \cong 17250.00 \text{ kN (H yüklemesi)}$$

$$S_x = S_y = 350 * 2 = 700 \text{ cm}$$

seçilen kesit ; W 1000 * 400 * 591 [4]

$$2 * \text{HD } 400 * 400 * 383$$

Bileşik kesitin özellikleri ;

$$F = 1729 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 1438240 \text{ cm}^4 \quad i_x = (1438240 / 1729)^{1/2} = 28.84 \text{ cm}$$

$$I_y = 769067 \text{ cm}^4 \quad i_y = (769067 / 1729)^{1/2} = 21.09 \text{ cm} = i_{\min}$$

$$(4.57) \lambda_{\max} = 700 / 21.09 = 33.19 \Rightarrow w = 1.11$$

$$(4.56) \sigma = (1.11 * 17250 / 1729 = 11.07 \text{ kN / cm}^2 \leq 14.00 \text{ kN / cm}^2$$

4.3.1.4 4. TİP (15. - 19. Katlar arası)

$$P_{\max} \cong 13600.00 \text{ kN (H yüklemesi)}$$

$$S_x = S_y = 350 * 2 = 700 \text{ cm}$$

seçilen kesit ; W 1000 * 400 * 483

$$2 * \text{HD } 400 * 400 * 288$$

Bileşik kesitin özellikleri ;

$$F = 1349 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 1144860 \text{ cm}^4 \quad i_x = (1144860 / 1349)^{1/2} = 29.13 \text{ cm}$$

$$I_y = 533364 \text{ cm}^4 \quad i_y = (533364 / 1349)^{1/2} = 19.88 \text{ cm} = i_{\min}$$

$$(4.57) \lambda_{\max} = 700 / 19.88 = 35.21 \Rightarrow w = 1.13$$

$$(4.56) \sigma = (1.13 * 13600) / 1349 = 11.39 \text{ kN / cm}^2 \leq 14.00 \text{ kN / cm}^2$$

4.3.1.5 5. TİP

(20. - 36. Katlar arası)

$$P_{\max} \cong 10000.00 \text{ kN (H yüklemesi)}$$

$$S_x = S_y = 350 * 2 = 700 \text{ cm}$$

seçilen kesit ; W 1000 * 400 * 371

$$2 * \text{HD } 400 * 400 * 216 \text{ [4]}$$

Bileşik kesitin özellikleri ;

$$F = 1022 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 868200 \text{ cm}^4 \quad i_x = (868200 / 1022)^{1/2} = 29.15 \text{ cm}$$

$$I_y = 373459 \text{ cm}^4 \quad i_y = (373459 / 1022)^{1/2} = 19.12 \text{ cm} = i_{\min}$$

$$(4.57) \quad \lambda_{\max} = 700 / 19.12 = 36.61 \Rightarrow w = 1.15$$

$$(4.56) \quad \sigma = (1.15 * 10000) / 1022 = 11.25 \text{ kN / cm}^2 \leq 14.00 \text{ kN / cm}^2$$

Kolon Ek Hesabı ;

Tam ek hesabında kolonun tam yükü esas alınır. Kolon profillerinin uçları temas etse dahi temas yoluyla kuvvet aktarıldığı kabul edilmez gövde ek levhalarının enkesit alanları üst kolon profilinin gövde ve başlık alanlarından az olmayacak şekilde seçilir.

[8]

Gövde ve başlık eki bulonları :

$$P_g = P * F_g / F \quad : \quad \text{gövde bulonlarına gelen kuvvet}$$

$$P_b = P * F_b / F \quad : \quad \text{başlık bulonlarına gelen kuvvet}$$

P = üst kolon profilindeki merkezi basınç kuvveti

F = üst kolon profilinin enkesit alanı

F_g = üst kolon profilinin gövde enkesit alanıF_b = üst kolon profilinin başlık en kesit alanı

1. tip ile 2. tip kolonun eki :

$$P = 21000 \text{ kN} \quad P_g = 21000 * (413.45 / 2088) = 4158 \text{ kN}$$

$$F_b = 1122.58 \text{ cm}^2 \quad F_g = 413.45 \text{ cm}^2$$

$$F = 2088 \text{ cm}^2 \quad P_b = 21000 * (1122.58 / 2088) = 11290 \text{ kN}$$

Başlık bulonu olarak tek tesirli 10.9 kalitesinde M 30 seçilmiştir.

Bir tane M 30 169.5 kN yük taşımaktadır.

gerekli bulon sayısı $11290 / 169.5 = 67$ adet M 30

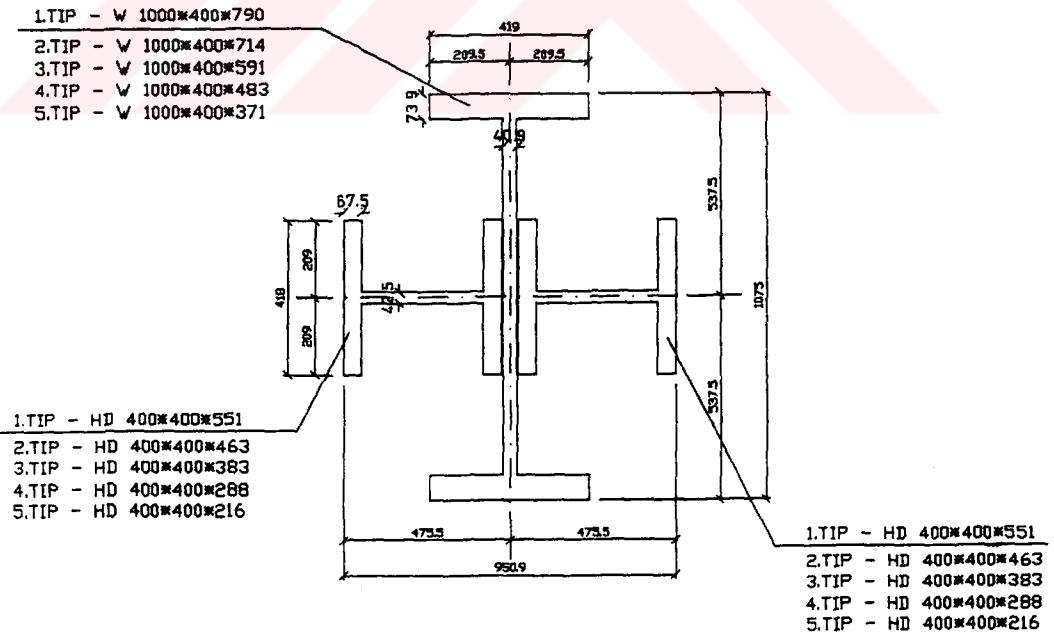
kullanılan konstrüktif olarak $5 * 16 = 80$ adet M 30

Başlık bulonu olarak çift tesirli 10.9 kalitesinde M 24 seçilmiştir.

Bir tane M 24 217 kN yük taşımaktadır.

gerekli bulon sayısı $4158 / 217 = 19$ adet M 24

kullanılan konstrüktif olarak $3 * 8 = 24$ adet M 24



Şekil 4.29 Kenar Kolon Kesitleri

4.3.2 ORTA KOLON KESİTLERİ

4.3.2.1 1. TİP (0. - 4. Katlar arası)

$$P_H = 37000.00 \text{ kN (H yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = 54550.00 \text{ kN (Hz yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = 57770.00 \text{ kN (Hz deprem yüklemesi)}$$

$$S_x = S_y = 450 \text{ cm}$$

seçilen kesit ; W 920 * 420 * 1262

$$2 * \text{HD } 400 * 400 * 1086 [4]$$

Bileşik kesitin özellikleri ;

$$F = 4381 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 3197600 \text{ cm}^4 \quad i_x = (3197600 / 4381)^{1/2} = 27.02 \text{ cm}$$

$$I_y = 3139322 \text{ cm}^4 \quad i_y = (3139322 / 4381)^{1/2} = 26.77 \text{ cm} = i_{\min}$$

$$(4.57) \lambda_{\max} = 450 / 26.77 = 16.81 \Rightarrow w = 1.00$$

$$(4.56) \sigma_H = (1.00 * 37000) / 4381 = 8.44 \text{ kN / cm}^2 \leq 14.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.56) \sigma_{Hz} = (1.00 * 54550) / 4381 = 12.45 \text{ kN / cm}^2 \leq 16.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.56) \sigma_{Hz} = (1.00 * 57770) / 4381 = 13.18 \text{ kN / cm}^2 \leq 18.62 \text{ kN / cm}^2$$

4.3.2.2 2. TİP (5. - 9. Katlar arası)

$$P_H = 31360.00 \text{ kN (H yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = 45450.00 \text{ kN (Hz yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = 48250.00 \text{ kN (Hz deprem yüklemesi)}$$

$$S_x = S_y = 350 \text{ cm}$$

seçilen kesit ; W 920 * 420 * 1188

$$2 * \text{HD } 400 * 400 * 818$$

Bileşik kesitin özellikleri ;

$$F = 3600 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2878000 \text{ cm}^4 \quad i_x = (2878000 / 3600)^{1/2} = 28.27 \text{ cm}$$

$$I_y = 2337182 \text{ cm}^4 \quad i_y = (2337182 / 3600)^{1/2} = 25.48 \text{ cm} = i_{\min}$$

$$(4.57) \lambda_{\max} = 350 / 25.48 = 13.74 \Rightarrow w = 1.00$$

$$(4.56) \sigma_H = (1.00 * 31360) / 3600 = 8.71 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq 14.00 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$(4.56) \sigma_{Hz} = (1.00 * 45450) / 3600 = 12.63 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq 16.00 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$(4.56) \sigma_{Hz} = (1.00 * 48250) / 3600 = 13.40 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq 18.62 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

4.3.2.3 3. TİP

(10. - 14. Katlar arası)

$$P_H = 25920.00 \text{ kN} \text{ (H yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = 35500.00 \text{ kN} \text{ (Hz yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = 38160.00 \text{ kN} \text{ (Hz deprem yüklemesi)}$$

$$S_x = S_y = 350 \text{ cm}$$

seçilen kesit ; W 920 * 420 * 1072

2 * HD 400 * 400 * 593 [4]

Bileşik kesitin özellikleri ;

$$F = 2875 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2479820 \text{ cm}^4 \quad i_x = (2479820 / 2875)^{1/2} = 29.37 \text{ cm}$$

$$I_y = 1469749 \text{ cm}^4 \quad i_y = (1469749 / 2875)^{1/2} = 22.61 \text{ cm} = i_{\min}$$

$$(4.57) \lambda_{\max} = 350 / 22.61 = 15.48 \Rightarrow w = 1.00$$

$$(4.56) \sigma_H = (1.00 * 25920) / 2875 = 9.02 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq 14.00 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$(4.56) \sigma_{Hz} = (1.00 * 35500) / 2875 = 12.35 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq 16.00 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$(4.56) \sigma_{Hz} = (1.00 * 38160) / 2875 = 13.27 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq 18.62 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

4.3.2.4 4. TİP

(15. - 19. Katlar arası)

$$P_H = 20670.00 \text{ kN (H yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = 27600.00 \text{ kN (Hz yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = 30160.00 \text{ kN (Hz deprem yüklemesi)}$$

$$S_x = S_y = 350 \text{ cm}$$

seçilen kesit ; W 920 * 420 * 876**2 * HD 400 * 400 * 463**

Bileşik kesitin özellikleri ;

$$F = 2294 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 1945600 \text{ cm}^4 \quad i_x = (1945600 / 2294)^{1/2} = 29.12 \text{ cm}$$

$$I_y = 1036568 \text{ cm}^4 \quad i_y = (1036568 / 2294)^{1/2} = 21.26 \text{ cm} = i_{\min}$$

$$(4.57) \quad \lambda_{\max} = 350 / 21.26 = 16.49 \Rightarrow w = 1.00$$

$$(4.56) \quad \sigma_H = (1.00 * 20670) / 2294 = 9.01 \text{ kN / cm}^2 \leq 14.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.56) \quad \sigma_{Hz} = (1.00 * 27600) / 2294 = 12.03 \text{ kN / cm}^2 \leq 16.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.56) \quad \sigma_{Hz} = (1.00 * 30160) / 2294 = 13.15 \text{ kN / cm}^2 \leq 18.62 \text{ kN / cm}^2$$

4.3.2.5 5. TİP

(20. - 36. Katlar arası)

$$P_H = 15400.00 \text{ kN (H yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = 19030.00 \text{ kN (Hz yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = 21250.00 \text{ kN (Hz deprem yüklemesi)}$$

$$S_x = S_y = 350 \text{ cm}$$

seçilen kesit ; W 920* 400 * 653**2 * HD 400 * 400 * 288**

Bileşik kesitin özellikleri ;

$$F = 1566 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 1369460 \text{ cm}^4 \quad i_x = (1369460 / 1566)^{1/2} = 29.57 \text{ cm}$$

$$I_y = 565704 \text{ cm}^4 \quad i_y = (565704 / 1566)^{1/2} = 19.00 \text{ cm} = i_{\min}$$

$$(4.57) \lambda_{\max} = 350 / 19.00 = 18.42 \Rightarrow w = 1.00$$

$$(4.56) \sigma_H = (1.00 * 15400) / 1566 = 9.83 \text{ kN / cm}^2 \leq 14.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.56) \sigma_{Hz} = (1.00 * 19030) / 1566 = 12.15 \text{ kN / cm}^2 \leq 16.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.56) \sigma_{Hz} = (1.00 * 21250) / 1566 = 13.57 \text{ kN / cm}^2 \leq 18.62 \text{ kN / cm}^2$$

Kolon Ek Hesabı ;

Tam ek hesabında kolonun tam yükü esas alınır. Kolon profillerinin uçları temas etse dahi temas yoluyla kuvvet aktarıldığı kabul edilmez gövde ek levhalarının enkesit alanları üst kolon profilinin gövde ve başlık alanlarından az olmayacak şekilde seçilir.

[8]

Gövde ve başlık eki bulonları :

$$P_g = P * F_g / F \quad : \quad \text{gövde bulonlarına gelen kuvvet}$$

$$P_b = P * F_b / F \quad : \quad \text{başlık bulonlarına gelen kuvvet}$$

P = üst kolon profilindeki merkezi basınç kuvveti

F = üst kolon profilinin enkesit alanı

F_g = üst kolon profilinin gövde enkesit alanı

F_b = üst kolon profilinin başlık en kesit alanı

1. tip ile 2. tip kolonun eki :

$$P = 31500 \text{ kN}$$

$$F_b = 1844.04 \text{ cm}^2$$

$$F_g = 790.13 \text{ cm}^2$$

$$F = 3600 \text{ cm}^2$$

$$P_g = 31500 * (790.13 / 3600) = 6913.6 \text{ kN}$$

$$P_b = 31500 * (1844.04 / 3600) = 16135.35 \text{ kN}$$

Başlık bulonu olarak tek tesirli 10.9 kalitesinde M 36 seçilmiştir.

Bir tane M 30 244.5 kN yük taşımaktadır.

gerekli bulon sayısı $16135.35 / 244.5 = 66$ adet M 30

kullanılan konstrüktif olarak $5 * 16 = 80$ adet M 36

Gövde bulonu olarak çift tesirli 10.9 kalitesinde M 24 seçilmiştir.

Bir tane M 24 217 kN yük taşımaktadır.

gerekli bulon sayısı $6913.6 / 217 = 32$ adet M 24

kullanılan konstrüktif olarak $3 * 12 = 36$ adet M 24

Birleşik kolon kesitinde metod kaynağı hesabı ; [8]

Metod kaynağı ile birleşen kolon kesitinin özellikleri

$$S_b = 45.4 * 12.5 * 22.2 = 12598.5 \text{ cm}^3$$

$$b = 12.5 \text{ cm}$$

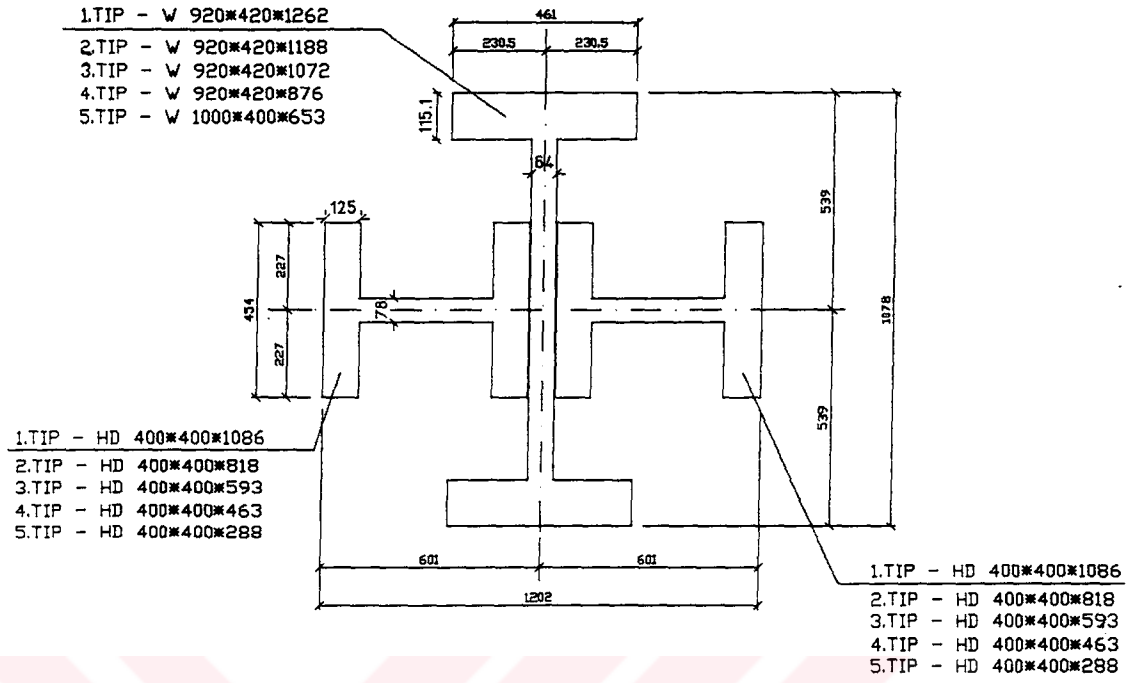
$$I_x = 595700 \text{ cm}^4$$

$$Q = 2220 \text{ kN}$$

Metod kaynağı 80 cm ara ile 120 cm boyunda kolon boyunca yapılacaktır. Buna göre hesap yaptığımızda.

$$\text{Birim boya gelen kuvvet } T_1 = Q * S / I_x = 2220 * 12598.5 / 595700 = 46.95 \text{ kN / cm}$$

$$\text{kayma gerilmesi } \tau = (2 / 1.2) * 46.95 / (2 * 4) = 9.78 \text{ kN / cm}^2 < 10.5 \text{ kN / cm}^2$$



Şekil 4.30 Orta Kolon Kesitleri

4.4 DÜŞEY ÇAPRAZLAR

Düşey çaprazlar , yapının ortasında bulunan çekirdek sisteminin elemanlarıdır. Düşey çaprazlar kolonlarla birlikte , bir kafes kiriş gibi çalışarak . yapıya gelen yatay yükleri kesit alanları ile sınırlı olarak taşıdıkları eksenel kuvvetlerle temele aktarmaktadırlar. Kolonlar ve çaprazlarla oluşturulan çekirdek sistem , tıpkı bir ucu ankastre konsol kiriş gibi çalışarak yatay yükleri temele aktarmaktadır. Yapıdaki düşey çaprazların boyutlandırılmasındaki ilk düşünülen etken, elemanların üzerlerine gelen çekme ve basınç kuvvetleridir. Ancak yapı yüksekliği arttıkça, yapının yapacağı yatay deplasmanın da artacağı gerçeğiyle, yatay deplasmanın azalmasında büyük faktörü olan çapraz elemanlarının rijitliklerinin bu oranda artması gerekmektedir. Çapraz elemanların ağırlığının, yapının toplam ağırlığı düşünülünce fazla bir toplam tutmadığı görülmektedir. Bu yüzden bu sistemde çapraz elemanların boyutlandırılması yatay deplasman sınırları dikkate alınarak yapılmıştır.

Düşey çaprazlar X ve K çaprazları olmak üzere iki şekilde dizayn edilmiştir. K çaprazları , ofis katlarına giriş yerlerinde , kapı boşluğunun oluşması ve binanın çalışma fonksiyonunun bozulmaması için yerleştirilmiştir. X çaprazları K çaprazları düzlemine dik düzlemde asansörlerin arka tarafına , çalışma fonksiyonuna engel olmayacak şekilde yerleştirilmişlerdir. Her iki tipteki çapraz kesitleri HD hadde profillerinden seçilmiştir. [4, 8, s 59-78, 9, s 205-401]

4.4.1 K ÇAPRAZLARI

4.4.1.1 1.TİP (0. - 5. Katlar arası)

$$P_H = - 450.00 \text{ kN (H yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = - 2880.00 \text{ kN (Hz yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = - 2915 .00 \text{ kN (Hz deprem yüklemesi)}$$

$$S_x = S_y = 500 \text{ cm}$$

seçilen kesit ; HD 260 * 260 * 288

Kesitin özellikleri ;

$$F = 367 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 60630 \text{ cm}^4 \quad i_x = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_y = 18840 \text{ cm}^4 \quad i_y = 7.16 \text{ cm} = i_{\min}$$

$$(4.57) \lambda_{\max} = 500 / 7.16 = 69.83 \Rightarrow w = 1.41$$

$$(4.56) \sigma_H = (1.41 * 450) / 367 = 1.73 \text{ kN / cm}^2 \leq 14.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.56) \sigma_{Hz} = (1.41 * 2880) / 367 = 11.06 \text{ kN / cm}^2 \leq 16.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.56) \sigma_{Hz} = (1.41 * 2915) / 367 = 11.20 \text{ kN / cm}^2 \leq 18.62 \text{ kN / cm}^2$$

4.4.1.2 2.TİP

(6. - 11. Katlar arası)

$$P_H = - 460.00 \text{ kN (H yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = - 2350.00 \text{ kN (Hz yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = - 2425 .00 \text{ kN (Hz deprem yüklemesi)}$$

$$S_x = S_y = 461 \text{ cm}$$

Seçilen kesit ; HD 260 * 260 * 252 [4]

Kesitin özellikleri ;

$$F = 321 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 50770 \text{ cm}^4 \quad i_x = 12.60 \text{ cm}$$

$$I_y = 15980 \text{ cm}^4 \quad i_y = 7.06 \text{ cm} = i_{\min}$$

$$(4.57) \lambda_{\max} = 461 / 7.06 = 65.29 \Rightarrow w = 1.35$$

$$(4.56) \sigma_H = (1.35 * 460) / 321 = 1.93 \text{ kN / cm}^2 \leq 14.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.56) \sigma_{Hz} = (1.35 * 2350) / 321 = 9.88 \text{ kN / cm}^2 \leq 16.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.56) \sigma_{Hz} = (1.35 * 2425) / 321 = 10.20 \text{ kN / cm}^2 \leq 18.62 \text{ kN / cm}^2$$

4.4.1.3 3.TİP (12. - 17. Katlar arası)

$$P_H = - 460.00 \text{ kN (H yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = - 2050.00 \text{ kN (Hz yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = - 2095.00 \text{ kN (Hz deprem yüklemesi)}$$

$$S_x = S_y = 461 \text{ cm}$$

seçilen kesit ; HD 260 * 260 * 219

Kesitin özellikleri ;

$$F = 279 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 42020 \text{ cm}^4 \quad i_x = 12.30 \text{ cm}$$

$$I_y = 13480 \text{ cm}^4 \quad i_y = 6.95 \text{ cm} = i_{\min}$$

$$(4.57) \lambda_{\max} = 461 / 6.95 = 66.33 \Rightarrow w = 1.36$$

$$(4.56) \sigma_H = (1.36 * 460) / 279 = 2.24 \text{ kN / cm}^2 \leq 14.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.56) \sigma_{Hz} = (1.36 * 2050) / 279 = 9.99 \text{ kN / cm}^2 \leq 16.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.56) \sigma_{Hz} = (1.36 * 2095) / 279 = 10.21 \text{ kN / cm}^2 \leq 18.62 \text{ kN / cm}^2$$

4.4.1.4 4.TİP (18. - 23. Katlar arası)

$$P_H = - 460.00 \text{ kN (H yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = - 1680.00 \text{ kN (Hz yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = - 1850.00 \text{ kN (Hz deprem yüklemesi)}$$

$$S_x = S_y = 461 \text{ cm}$$

seçilen kesit ; HD 260 * 260 * 191

Kesitin özellikleri ;

$$F = 243 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 35210 \text{ cm}^4 \quad i_x = 12.00 \text{ cm}$$

$$I_y = 11440 \text{ cm}^4 \quad i_y = 6.86 \text{ cm} = i_{\min}$$

$$(4.57) \lambda_{\max} = 461 / 6.86 = 67.20 \Rightarrow w = 1.37$$

$$(4.56) \sigma_H = (1.37 * 460) / 243 = 2.59 \text{ kN / cm}^2 \leq 14.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.56) \sigma_{Hz} = (1.37 * 1680) / 243 = 9.47 \text{ kN / cm}^2 \leq 16.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.56) \sigma_{Hz} = (1.37 * 1850) / 243 = 10.43 \text{ kN / cm}^2 \leq 18.62 \text{ kN / cm}^2$$

4.4.1.5 5.TİP (24. - 36. Katlar arası)

$$P_H = - 450.00 \text{ kN (H yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = - 1260.00 \text{ kN (Hz yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = - 1520.00 \text{ kN (Hz deprem yüklemesi)}$$

$$S_x = S_y = 461 \text{ cm}$$

seçilen kesit ; HD 260 * 260 * 149

Kesitin özellikleri ;

$$F = 190 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 25970 \text{ cm}^4 \quad i_x = 11.70 \text{ cm}$$

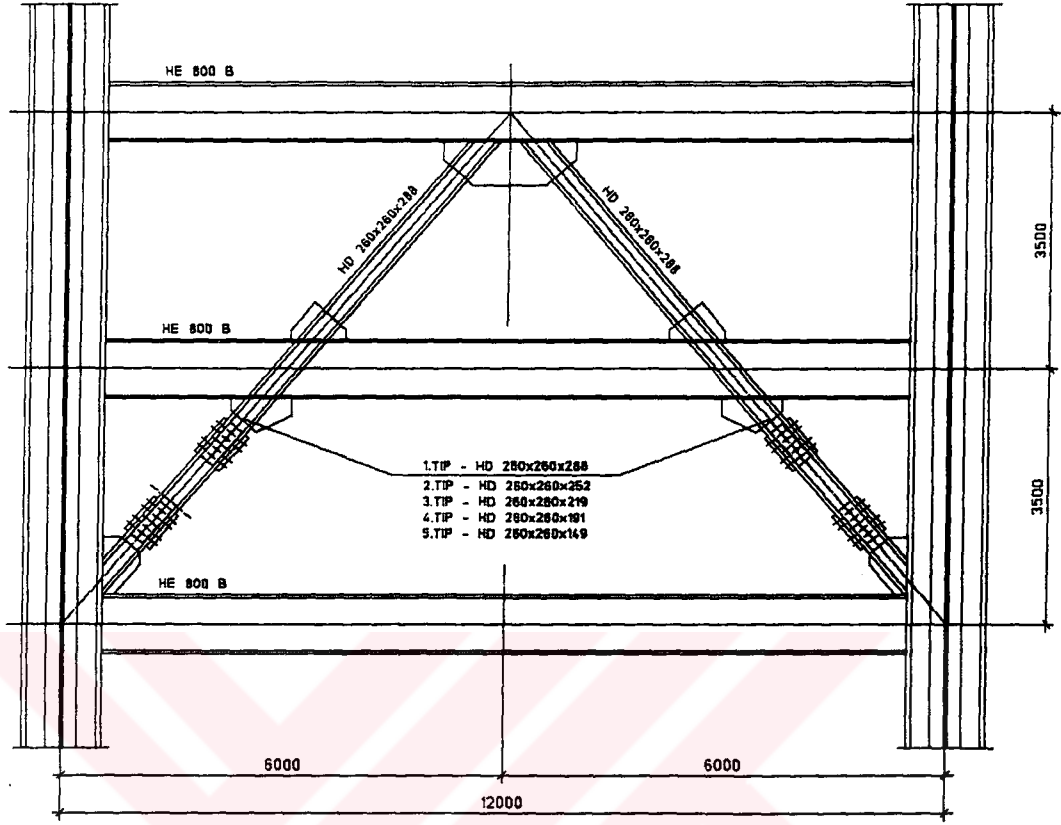
$$I_y = 8652 \text{ cm}^4 \quad i_y = 6.76 \text{ cm} = i_{\min}$$

$$(4.57) \lambda_{\max} = 461 / 6.76 = 68.19 \Rightarrow w = 1.39$$

$$(4.56) \sigma_H = (1.39 * 450) / 190 = 3.29 \text{ kN / cm}^2 \leq 14.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.56) \sigma_{Hz} = (1.39 * 1260) / 190 = 9.21 \text{ kN / cm}^2 \leq 16.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.56) \sigma_{Hz} = (1.39 * 1520) / 190 = 11.12 \text{ kN / cm}^2 \leq 18.62 \text{ kN / cm}^2$$



Şekil 4.31 K çapraz Kesitleri

4.4.2 X ÇAPRAZLARI

4.4.2.1 1. TİP (0. - 5. Katlar arası)

$$P_H = -1060.00 \text{ kN (H yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = -2950.00 \text{ kN (Hz yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = -2900.00 \text{ kN (Hz deprem yüklemesi)}$$

$$S_x = S_y = 750 \text{ cm}$$

seçilen kesit ; HD 260 * 260 * 329

Kesitin özellikleri ;

$$F = 420 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 73080 \text{ cm}^4 \quad i_x = 13.20 \text{ cm}$$

$$I_y = 22280 \text{ cm}^4 \quad i_y = 7.29 \text{ cm} = i_{\min}$$

$$(4.23) \lambda_{\max} = 750 / 7.29 = 102.80 \Rightarrow w = 1.96$$

$$\sigma = P / F \leq \sigma_{a, \text{enn}} \quad (4.58)$$

$$(4.58) \sigma_H = 1.96 * 1060 / 420 = 4.95 \text{ kN / cm}^2 \leq 14.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.58) \sigma_{Hz} = 1.96 * 2950 / 420 = 13.77 \text{ kN / cm}^2 \leq 16.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.58) \sigma_{Hz} = 1.96 * 2900 / 420 = 13.53 \text{ kN / cm}^2 \leq 18.62 \text{ kN / cm}^2$$

4.4.2.2 2. TİP (6. - 1. Katlar arası)

$$P_H = -660.00 \text{ kN (H yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = -2180.00 \text{ kN (Hz yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = -2150.00 \text{ kN (Hz deprem yüklemesi)}$$

$$S_x = S_y = 700 \text{ cm}$$

seçilen kesit ; HD 260 * 260 * 252 [4]

Kesitin özellikleri ;

$$F = 321 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 50770 \text{ cm}^4 \quad i_x = 12.60 \text{ cm}$$

$$I_y = 15980 \text{ cm}^4 \quad i_y = 7.06 \text{ cm} = i_{\min}$$

$$(4.57) \lambda_{\max} = 700 / 7.06 = 99.15 \Rightarrow w=1.88$$

$$(4.58) \sigma_H = 1.88 * 660 / 321 = 3.86 \text{ kN / cm}^2 \leq 14.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.58) \sigma_{Hz} = 1.88 * 2180 / 321 = 12.77 \text{ kN / cm}^2 \leq 16.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.58) \sigma_{Hz} = 1.88 * 2150 / 321 = 12.59 \text{ kN / cm}^2 \leq 18.62 \text{ kN / cm}^2$$

4.4.2.3 3. TİP

(12. - 17. Katlar arası)

$$P_H = - 560.00 \text{ kN (H yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = -1880.00 \text{ kN (Hz yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = -1810.00 \text{ kN (Hz deprem yüklemesi)}$$

$$S_x = S_y = 700 \text{ cm}$$

seçilen kesit ; HD 260 * 260 * 219

Kesitin özellikleri ;

$$F = 279 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 42020 \text{ cm}^4 \quad i_x = 12.30 \text{ cm}$$

$$I_y = 13480 \text{ cm}^4 \quad i_y = 6.95 \text{ cm} = i_{\min}$$

$$(4.57) \lambda_{\max} = 700 / 6.95 = 100.72 \Rightarrow w=1.92$$

$$(4.58) \sigma_H = 1.92 * 560 / 279 = 3.85 \text{ kN / cm}^2 \leq 14.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.58) \sigma_{Hz} = 1.92 * 1880 / 279 = 12.94 \text{ kN / cm}^2 \leq 16.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.58) \sigma_{Hz} = 1.92 * 1810 / 279 = 12.46 \text{ kN / cm}^2 \leq 18.62 \text{ kN / cm}^2$$

4.4.2.4 4. TİP

(18. -23. Katlar arası)

$$P_H = -390.00 \text{ kN (H yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = -1410.00 \text{ kN (Hz yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = -1422.00 \text{ kN (Hz deprem yüklemesi)}$$

$$S_x = S_y = 700 \text{ cm}$$

seçilen kesit ; HD 260 * 260 * 167

Kesitin özellikleri ;

$$F = 212 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 29620 \text{ cm}^4 \quad i_x = 11.80 \text{ cm}$$

$$I_y = 9786 \text{ cm}^4 \quad i_y = 6.79 \text{ cm} = i_{\min}$$

$$(4.57) \lambda_{\max} = 700 / 6.79 = 103.09 \Rightarrow w = 1.96$$

$$(4.58) \sigma_H = 1.96 * 390 / 212 = 3.61 \text{ kN / cm}^2 \leq 14.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.58) \sigma_{Hz} = 1.96 * 1410 / 212 = 13.04 \text{ kN / cm}^2 \leq 16.00 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.58) \sigma_{Hz} = 1.96 * 1422 / 212 = 13.15 \text{ kN / cm}^2 \leq 18.62 \text{ kN / cm}^2$$

4.4.2.5 5. TİP

(24. -36. Katlar arası)

$$P_H = -280.00 \text{ kN (H yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = -1010.00 \text{ kN (Hz yüklemesi)}$$

$$P_{Hz} = -1090.00 \text{ kN (Hz deprem yüklemesi)}$$

$$S_x = S_y = 700 \text{ cm}$$

seçilen kesit ; HD 260 * 260 * 131

Kesitin özellikleri ;

$$F = 167 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 22100 \text{ cm}^4 \quad i_x = 11.50 \text{ cm}$$

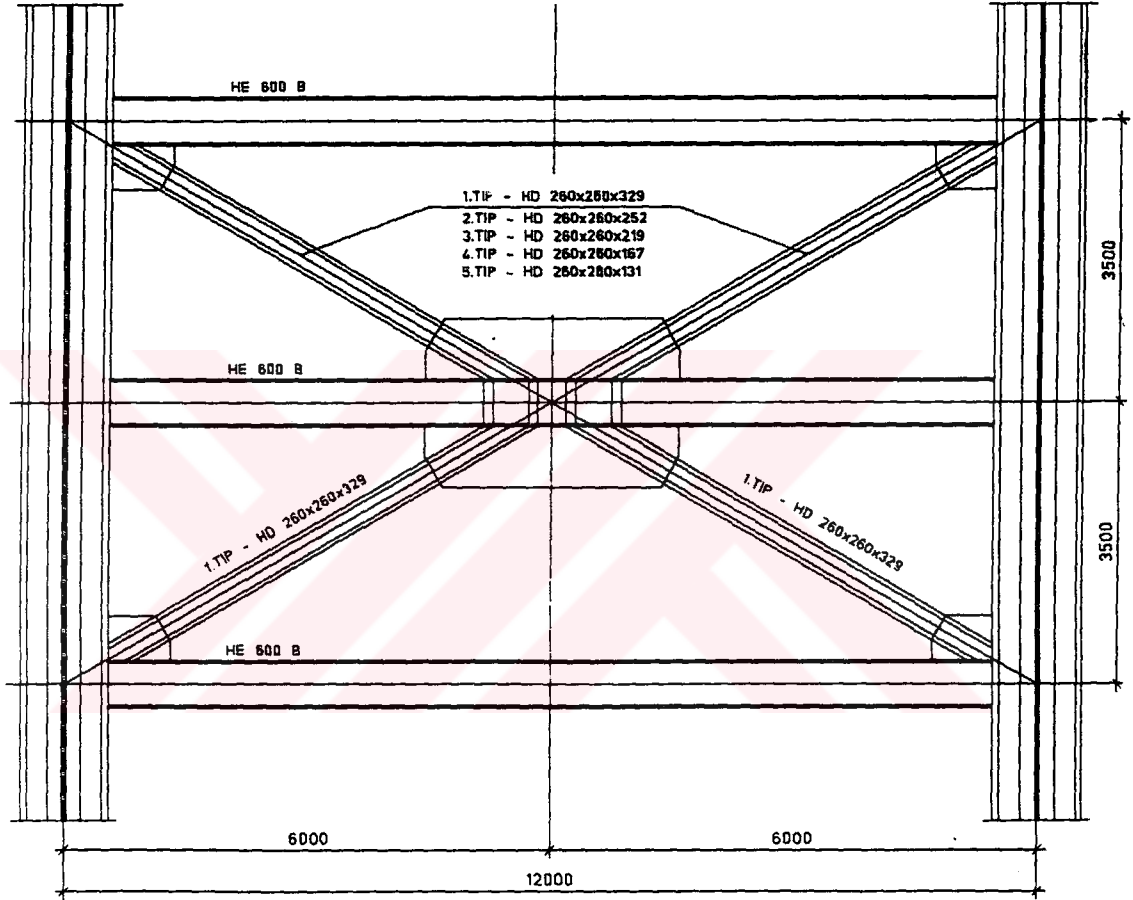
$$I_y = 7417 \text{ cm}^4 \quad i_y = 6.67 \text{ cm} = i_{\min}$$

$$(4.57) \lambda_{\max} = 700 / 6.67 = 104.95 \Rightarrow w = 2.00$$

$$(4.58) \sigma_H = 2.00 * 280 / 167 = 3.35 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq 14.00 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$(4.58) \sigma_{Hz} = 2.00 * 1010 / 167 = 12.09 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq 16.00 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$(4.58) \sigma_{Hz} = 2.00 * 1090 / 167 = 13.05 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq 18.62 \text{ kN} / \text{cm}^2$$



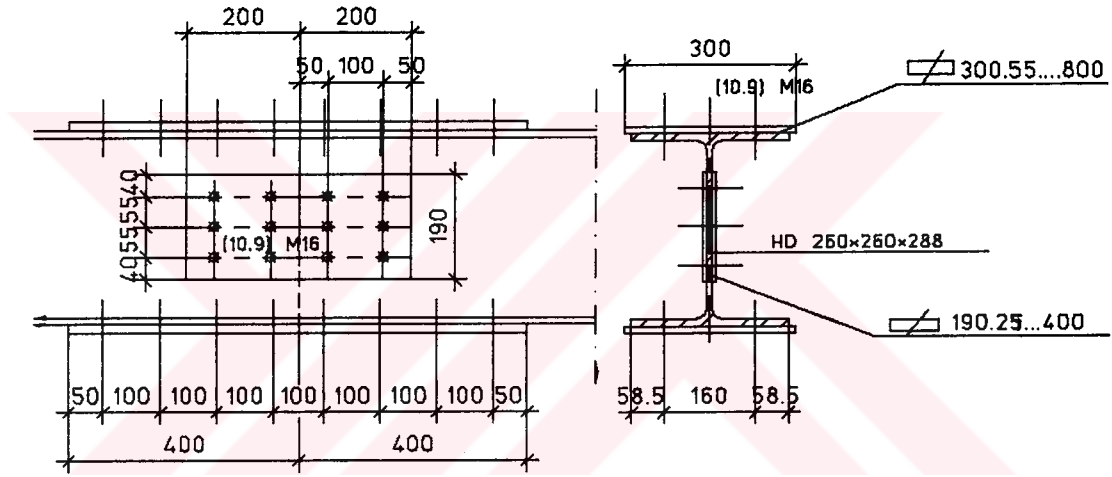
Şekil 4.32 X Çapraz Kesitleri

K ve X çapraz elemanlarının montaj ekleri;

K ve X çaprazlarına örnek olarak 1. tip kesitlerinin ek hesapları yapılmıştır, diğer tipteki kesitler içinde aynı ekler değerler değiştirilerek tekrarlanabilir. Ekler ek levhalarının alanları ile orantılı olarak aktarılmaktadır. [8]

HD 260 * 260 * 288 K ÇAPRAZ KESİTİ EKİ ;

Kesitin taşıdığı kuvvet $P_{\max} = 2880 \text{ kN}$ (Hz)



Şekil 4.33 HD 260*260*288 Eki

$$F = 367 \text{ cm}^2 \quad (\text{profilin enkesit alanı})$$

$$F_b = (27.7 * 5.3) * 2 = 293.62 \text{ cm}^2$$

$$F_g = 19.9 * 3.2 = 63.68 \text{ cm}^2$$

$$F_b + F_g = 293.62 + 63.68 = 357.3 \text{ cm}^2$$

Ek levhalarının kontrolü ;

$$F_{bek} = 5.5 * 30 - (2 * 6.16) = 152.68 \text{ cm}^2 > F_b = 5.3 * 27.7 - (2 * 6.16) = 134.49 \text{ cm}^2$$

$$F_{gek} = 2 * 2.5 * 19 - (2 * 3 * 2.27) = 81.38 \text{ cm}^2 > F_g = 3.2 * 19.9 - (3 * 2.27) = 56.87 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma F_{ek} = 2 * 152.68 + 81.38 = 386.74 \text{ kN}$$

$$\text{Bir başlıktaki yük } P_b = 0.5 * 2880 * 293.62 / 357.3 = 1183.36 \text{ kN}$$

seçilen bulon 10.9 kalitesinde M27 kullanılırsa Hz. yüklemede 154.5 kN yük taşımaktadır

$$n = 1183.36 / 154.5 = 7.66 \Rightarrow 8 \text{ adet ekin bir tarafında kullanılacak bulon sayısı}$$

Başlıkta ekin bir tarafı için kullanılacak 8 adet 10.9 kalitesinde M27 bulundur.

$$\text{Gövdedeki yük } P_g = 2880 * 63.68 / 357.3 = 513.29 \text{ kN}$$

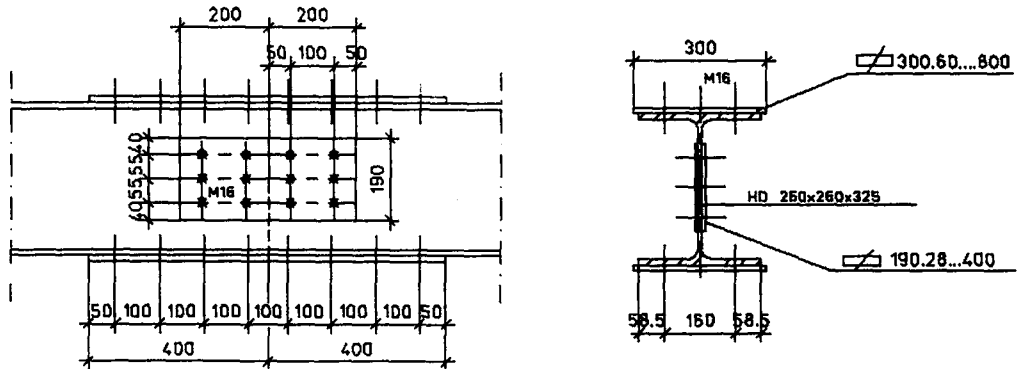
seçilen bulon 10.9 kalitesinde M16 kullanılırsa Hz. yüklemede 54.5 kN yük taşımaktadır. Gövdede civatalar çift kesmeye çalışmaktadır.

$$n = 513.29 / (2 * 54.5) = 4.7 \Rightarrow 6 \text{ adet ekin bir tarafında kullanılacak bulon sayısı}$$

Gövde de ekin bir tarafı için kullanılacak 6 adet 10.9 kalitesinde M16 bulundur.

HD 260 * 260 * 329 X ÇAPRAZ KESİTİ EKİ ;

Kesitin taşıdığı kuvvet $P_{max} = 2960 \text{ kN}$ (Hz)



Şekil 4.34 HD 260*260*329 Eki

$$F = 420 \text{ cm}^2 \quad (\text{profilin enkesit alanı})$$

$$F_b = (28.1 * 6) * 2 = 337.2 \text{ cm}^2$$

$$F_g = 19.9 * 3.6 = 71.64 \text{ cm}^2$$

$$F_b + F_g = 337.2 + 71.64 = 408.84 \text{ cm}^2$$

Ek levhalarının kontrolü ;

$$F_{bek} = 6 * 30 - (2 * 6.16) = 167.68 \text{ cm}^2 > F_b = 6 * 28.1 - (2 * 6.16) = 156.28 \text{ cm}^2$$

$$F_{gek} = 2 * 2.8 * 19 - (2 * 3 * 2.27) = 92.78 \text{ cm}^2 > F_g = 3.2 * 19.9 - (3 * 2.27) = 56.87 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma F_{ek} = 2 * 167.68 + 92.78 = 428.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bir başlıktaki yük } P_b = 0.5 * 2960 * 337.22 / 408.84 = 1220.66 \text{ kN}$$

seçilen bulon 10.9 kalitesinde M27 kullanılırsa Hz. yüklemesinde 154.5 kN yük taşımaktadır

$$n = 1220.66 / 154.5 = 7.90 \Rightarrow 8 \text{ adet ekin bir tarafında kullanılacak bulon sayısı}$$

Başlıkta ekin bir tarafı için kullanılacak 8 adet 10.9 kalitesinde M27 bulondur.

$$\text{Gövdedeki yük } P_g = 2960 * 71.64 / 408.84 = 518.67 \text{ kN}$$

seçilen bulon 10.9 kalitesinde M16 kullanılırsa Hz. yüklemesinde 54.5 kN yük taşımaktadır. Gövdede civatalar çift kesmeye çalışmaktadır.

$$n = 518.67 / (2 * 54.5) = 4.75 \Rightarrow 6 \text{ adet ekin bir tarafında kullanılacak bulon sayısı}$$

Gövde de ekin bir tarafı için kullanılacak 6 adet 10.9 kalitesinde M16 bulondur.

4.5 KOLON TABAN DETAYLARI

Kolonlar tabanları mafsallı olarak statik hesap yapıldığı için temele moment aktarmayacak şekilde bağlanmıştır. Kolon tabanları kenar kolon tabanları ve orta kolon tabanları olmak üzere iki tiptedir. Kenar kolon tabanları sadece merkezi basınç yüküne maruz olduğu halde orta kolon tabanları merkezi basınç yükünün yanında yatay yükede maruzdur.

Kenar kolon taban plakası ızgara ayak üzerine doğrudan oturtulmuşlardır. Orta kolon taban plakası ızgara ayak üzerinde bulunan merkezlik parçası üzerine oturtulmaktadır. Izgara ayakların boyutları beton basınç gerilmesine göre belirlenmiş ve üzerlerindeki yüklere göre Prof. Dr. Hilmi DEREN ' in ÇELİK YAPILAR kitabındaki hesap yöntemlerine göre gerekli tahkikleri yapılmıştır.

[8, s 290-314]

Kenar kolon tabanlarında yatay yük bulunmadığından kayma kaması konulmamıştır. Orta kolonlarda yatay yük olduğundan kayma kaması gerekli hesaplar yapılarak konulmuştur. Kolon tabanlarında yatay yükler sonucu herhangi bir çekme kuvveti oluşmadığından ankrajlar konstrüktif olarak seçilmişlerdir.

4.5.1 KENAR KOLON TABANI

Beton malzemesi BS 350 $\sigma_{ac, cmm} = 0.80 \text{ kN} / \text{cm}^2$

$$p_a = P_{\max} / A \leq \sigma_{ac, cmm} \cong 0.80 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (4.59)$$

p_a = Beton ezilme gerilmesi

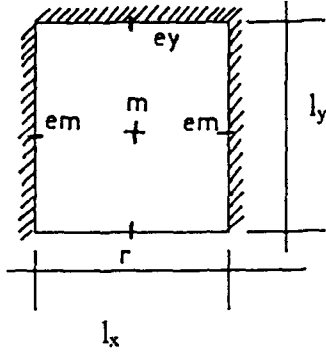
A = Taban plakası alanı

$P_{\max} = 25000.00 \text{ kN}$ (H yükleme)

$A = 38093.75 \text{ cm}^2$

$$(4.59) \quad p_a = 25000.00 / 38093.75 = 0.656 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq \sigma_{ac, cmm} = 0.80 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Taban plakası kalınlığının hesabı plak hesabı gibi yapılmıştır. Taban plakası üç kenarından ankastre , bir kenarı boşta bir plak gibi düşünülüp çözülmüştür.



$$l_y = 52.5 \text{ cm}$$

$$l_x = 47.75 \text{ cm}$$

$$K = q * l_x * l_y \quad (4.60)$$

$$\varepsilon = l_y / l_x \Rightarrow m \quad (4.61)$$

$$M = K / m \quad (4.62)$$

$$(4.60) \quad K = 0.656 * 52.5 * 47.75 = 1644.51 \text{ kN}$$

$$(4.61) \quad \varepsilon = 52.5 / 47.75 = 1.09 \Rightarrow m_{\varepsilon} = 11.6$$

$$(4.62) \quad M = 1644.51 / 11.6 = 141.77 \text{ kNcm}$$

$$W = b * h^2 / 6 \quad (4.63)$$

Taban plakası kalınlığı 9 cm olarak seçilirse ;

$$(4.63) \quad W = 9^2 * 1 / 6 = 13.5 \text{ cm}^3$$

$$(4.55) \quad \sigma = 141.77 / 13.5 = 10.50 \text{ t / cm}^2 < 14.00 \text{ t / cm}^2$$

Izgara taban profiline oturan kolonun taban levhası ve bağlantı elemanları için gerekli hesaplar ve tahkikler.

$$\text{Taban levhası alanı ; } F = 145 * 145 = 21025 \text{ cm}^2$$

$$p = 25000 / 21025 = 1.19 \text{ kN / cm}^2 < 1.28 \text{ kN / cm}^2$$

Taban levhasında eğilme gerilmesi tahkiki ;

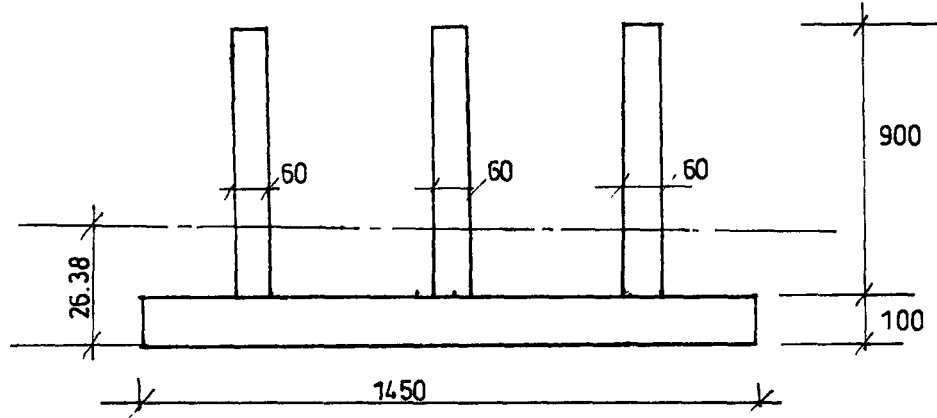
$$M_{\max} = 1.19 * 19^2 / 2 = 214.80 \text{ kNcm}$$

Taban plakası kalınlığı olarak 10 cm seçilirse

$$W = 1 * 10^2 / 6 = 16.67 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = 214.8 / 16.67 = 12.88 \text{ kN / cm}^2 < 14 \text{ kN / cm}^2$$

Nervür levhalarını profile bağlayan küt kaynak dikişlerinin tahkiki ;



Şekil 4.35 Nervür Levhası Küt Kaynak Şekli

Bu kesit taban levhasının enkesit ile küt kaynak dikişlerinin kesitinden oluşur.

$$y_g = 3 * 6 * 90 * 50 / (3 * 6 * 90 + 145 * 10) = 26.38 \text{ cm}$$

$$I_x = 3 * 6 * 90 * (50 - 26.38)^2 + 3 * 6 * 90^3 / 12 + 145 * 10 * 26.38^2 + 145 * 10^3 / 12$$

$$I_x = 3018449 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{net}} = 3018449 / 68.62 = 43988 \text{ cm}^3$$

$$Q = 25000 * ((145 - 41.8) / 2) / 145 = 8897 \text{ kN}$$

$$M = 8897 * 51.6 / 2 = 229543 \text{ kNcm}$$

üst kenarda ;

$$\sigma_k = 229543 / 43988 = 5.22 \text{ kN / cm}^2 < 14 \text{ kN / cm}^2$$

x - x hizasında makaslama gerilmesi ;

$$S = 3 * 6 * 68.62^2 / 2 = 42378 \text{ cm}^3$$

$$\max \tau_k = Q * S / (I_x * \Sigma a) = 8897 * 42378 / (3018449 * 3 * 6) = 6.94 \text{ kN / cm}^2$$

$$\max \tau_k = 6.94 \text{ kN / cm}^2 < 9 \text{ kN / cm}^2$$

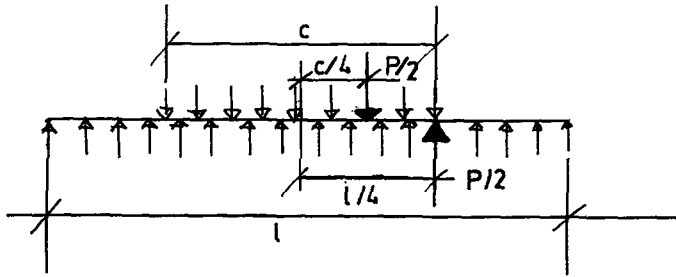
Nervür levhalarını taban levhasına bağlayan köşe kaynak dikişlerinin tahkiki ;

$$S = 10 * 145 * 26.38 = 38251 \text{ cm}^3$$

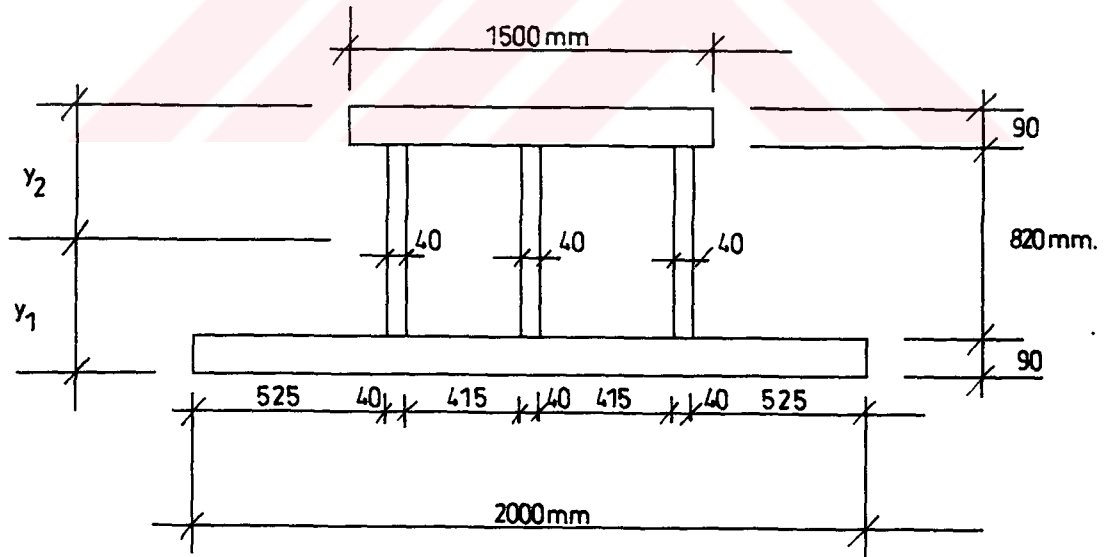
$$\tau_k = 8897 * 38251 / (3018449 * 4.2 * 3) = 8.95 \text{ kN / cm}^2 < 9 \text{ kN / cm}^2$$

ızgara profillerinin tahkiki ;

$$M_{\max} = P / 2 * ((l/4) - (c/4)) \quad (4.64)$$



$$\begin{aligned} (4.64) \quad M_{\max} &= 25000 / 2 * ((220/4) - (150/4)) \\ &= 25000 / 8 * (220 - 150) = 218750 \text{ kNcm} \end{aligned}$$



Şekil 4.36 Izgara Profili

$$y_1 = \frac{200 * 9 * 4.5 + 150 * 9 * 95.5 + 3 * 82 * 4 * 50}{200 * 9 + 150 * 9 + 3 * 82 * 4} = 45.053 \text{ cm}$$

$$y_2 = 54.95 \text{ cm}$$

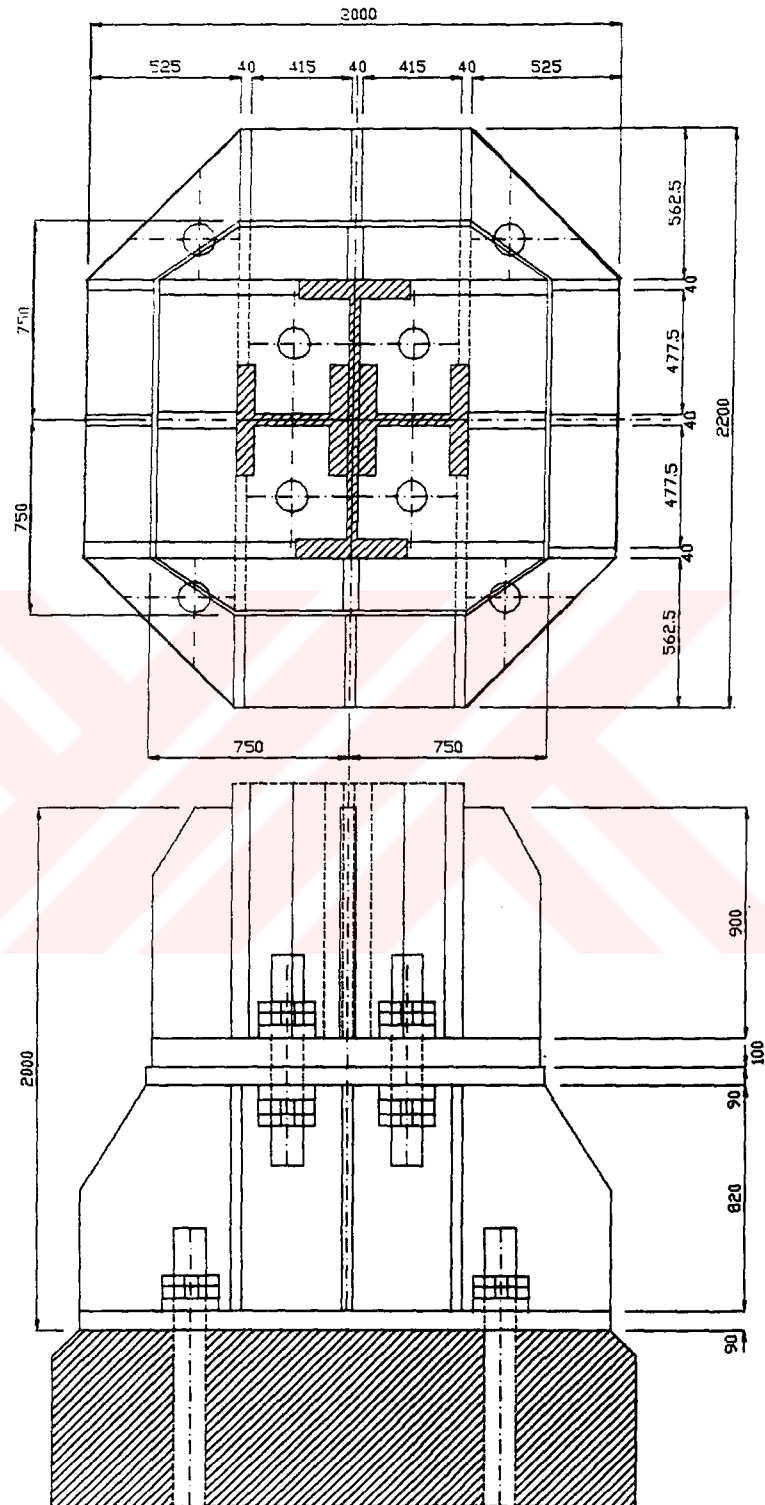
$$I_x = 200 * 9 * 40.55^2 + 150 * 9 * 50.45^2 + 3 * (82^3 * 4 / 12) + 82 * 4 * 3 * 4.95^2$$

$$I_x = 6971246 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 6971246 / 54.95 = 126865 \text{ cm}^3$$

$$(4.19) \sigma = 218750 / 126865 = 1.72 \text{ t/cm}^2 < 14.00 \text{ t/cm}^2$$





Şekil 4.37 Kenar Kolon Taban Plakası

4.5.2 ORTA KOLON TABANI

Beton malzemesi BS 350 $\sigma_{ae, emn} = 0.80 \text{ kN / cm}^2$

$$p_a = P_{\max} / A \leq \sigma_{ae, emn} = 0.80 \text{ kN / cm}^2$$

p_a = Beton ezilme gerilmesi

A = Taban plakası alanı

$$P_{\max} = 57560.00 \text{ kN (HZ yüklemesi)}$$

$$H_{\max} = 2220 \text{ kN}$$

$$A = 80200 \text{ cm}^2$$

Yatay yükten oluşan moment ;

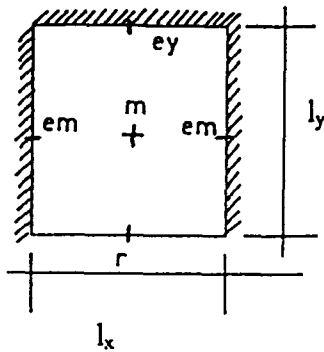
$$M = 2220 \text{ kN} * 127.5 \text{ cm} = 283050 \text{ kNcm}$$

Taban basınç gerilmesi hesabı ;

$$W_{\text{taban}} = 300^2 * 300 / 6 = 4500000 \text{ cm}^3$$

$$p = 57500 / 80200 + 283050 / 4500000 = 0.78 \text{ kN / cm}^2 < 0.80 \text{ kN / cm}^2$$

Taban plakası kalınlığının hesabı plak hesabı gibi yapılmıştır. Taban plakası üç kenarından ankastre , bir kenarı boşta bir plak gibi düşünülüp çözülmüştür.



$$l_y = 96 \text{ cm}$$

$$l_x = 104 \text{ cm}$$

$$K = q * l_x * l_y$$

$$\varepsilon = l_y / l_x \Rightarrow m$$

$$M = K / m$$

$$(4.60) \quad K = 0.78 * 96 * 104 = 7787.52$$

$$(4.61) \quad \varepsilon = 96 / 104 = 0.92 \Rightarrow m_{\alpha} = 10.4$$

$$(4.62) \quad M = 7787.52 / 10.4 = 748.80 \text{ kNcm}$$

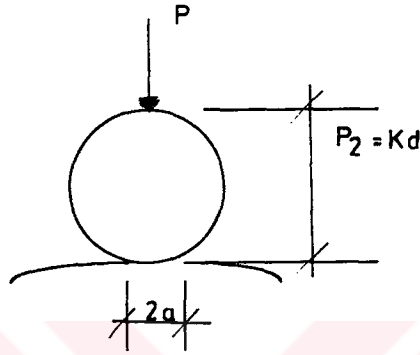
$$W = b * h^2 / 6$$

Taban plakası kalınlığı 18 cm olarak seçilirse ;

$$(4.63) W = 18^2 * 1 / 6 = 54 \text{ cm}^3$$

$$(4.55) \sigma = 748.80 / 54 = 13.87 \text{ t / cm}^2 < 16.00 \text{ t / cm}^2$$

merkezlilik parçası hesabı ; [ekler tablo A2]



a = Dairesel temas alanı yarıçapı

$$P = 57500 \text{ kN}$$

$$E_1 = E_2 = E \text{ ve } \nu_1 = \nu_2 = 0.3 \text{ ise}$$

$$a = 0.881 * (P * K_d / E)^{1/3} \quad (4.64)$$

$$\text{Max } \sigma_c = 0.616 * (P * E^2 / K_d^2)^{1/3} \quad (4.65)$$

$$y = 1.55 * (P^2 / (E^2 * K_d))^{1/3} \quad (4.66)$$

$$\text{Max } \sigma_t \cong 0.133 \text{ max } \sigma_c \quad (4.67)$$

$$\text{max } \sigma_t = 65.00 \text{ kN / cm}^2 \quad (4.34)$$

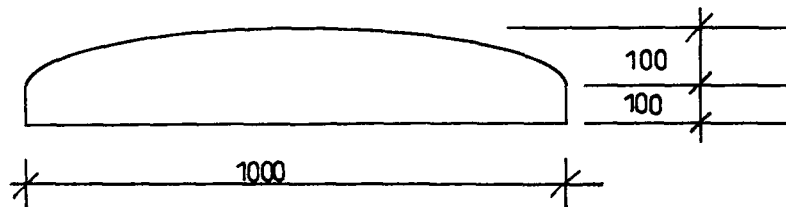
$$(4.66) \text{ Max } \sigma_c = 488.72 \text{ kN / cm}^2$$

$$(4.65) 488.72 = 0.616 * (57500 * 21000^2 / K_d^2)^{1/3}$$

$K_d = 225 \text{ cm}$; kürenin çapı

$$(4.30) a = 0.881 * (57500 * 225 / 21000)^{1/3} = 7.49 \text{ cm}$$

$$2a = 2 * 7.49 = 14.98 \text{ cm} \quad \text{temas yüzeyi genişliği .}$$



Şekil 4.38 Merkezlik Parçası

Kolon taban plakasında basınç gerilmesi tahkiki ;

Taban plakası kalınlığı olarak 30 cm seçildi. Kullanılacak malzeme St 52

kolon ucunda temas eden alan ;

$$f_1 = 2 * 60 * 12.5 + 60 * 6.4 + 6 * 14.3 * 6 = 2399 \text{ cm}^2$$

$$P = 57500 \text{ kN}$$

$$\sigma = 57500 / 2399 = 23.97 \text{ kN / cm}^2 < 24.62 \text{ kN / cm}^2 \text{ (St 52)}$$

Kolon profili ucunda bir gövde takviye lamasına gelen kuvvet ;

$$14.3 * 6 * 23.97 = 2056 \text{ kN}$$

Bu kuvveti kolon gövdesine aktaran dikişin tahkiki ;

$$\tau = 2056 / 100 * 4 = 5.14 \text{ kN / cm}^2 < 9 \text{ kN / cm}^2$$

Ayak profili gövdesi üst tarafında gerilme ;

$$f_2 = 76 * 76 = 5776 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_y = 57500 / 5776 = 9.95 \text{ kN / cm}^2 < 16 \text{ kN / cm}^2$$

Ayak profilinde bir takviye lamasına gelen kuvvet ;

$$(104 - 8 / 2) * 8 * 9.95 = 3820.8 \text{ kN}$$

Bu kuvveti ayak profili gövdesine aktaran dikişlerin tahkiki ;

$$\tau = 3820.8 / 94 * 5.6 = 7.26 \text{ kN / cm}^2 < 9 \text{ kN / cm}^2$$

Kayma kamasının hesabı ;

H = 2220 kN yatay kuvvet vardır

seçilen profil 2 adet HE 600 B (haç şeklinde)

Betonun temas ettiği profil alanı $F_a = 30 * 40 + 60 * 40 = 3600 \text{ cm}^2$

Kayma kaması ile beton arasındaki basınç gerilmesi ;

$$p = 2220 / 3600 = 0.61 \text{ kN / cm}^2 < 0.80 \text{ kN / cm}^2$$

Kayma kamasında eğilme gerilmesi tahkiki ;

$$M = 2220 * 30 = 66600 \text{ kNcm (taban plakasına bağlandığı kesitte)}$$

$$W = 5701 + 902 = 6603 \text{ cm}^3 \text{ (bileşik kesitin mukavemet momenti)}$$

$$\sigma = 66600 / 6603 = 10.08 \text{ kN / cm}^2 < 14 \text{ kN / cm}^2$$

Kayma kaması profilini taban levhasına balayan kaynak dikişlerinin tahkiki ;

$$F_k = 8 * 30 * 2 + 4 * 50 * 1 = 680 \text{ cm}^2$$

$$J_k = 4 * (2 * 30^3 / 12) + 2 * (50^3 * 1 / 12) + 4 * 30 * 2 * 28^2 = 227000 \text{ cm}^4$$

$$W_k = 227000 / 30 = 7567 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = 2220 * 30 / 7567 = 8.80 \text{ kN / cm}^2$$

$$\tau = 2220 / 680 = 3.26 \text{ kN / cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{kıyaslama gerilmesi } \sigma_h &= 1 / 2 * (8.72 + (8.72^2 + 4 * 3.24^2)^{1/2}) \\ &= 9.79 \text{ kN / cm}^2 < 10.40 \text{ kN / cm}^2 \end{aligned}$$

Tırnak paçasını taban levhasına bağlayan kaynakların hesabı ; [8]

$$Q = 2220 \text{ kN}$$

$$M = 2220 * 15 \text{ cm} = 33300 \text{ kN cm}$$

$$\text{Kaynak kalınlığı } a_k = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Kaynak boyu } l_k = 200 \text{ cm}$$

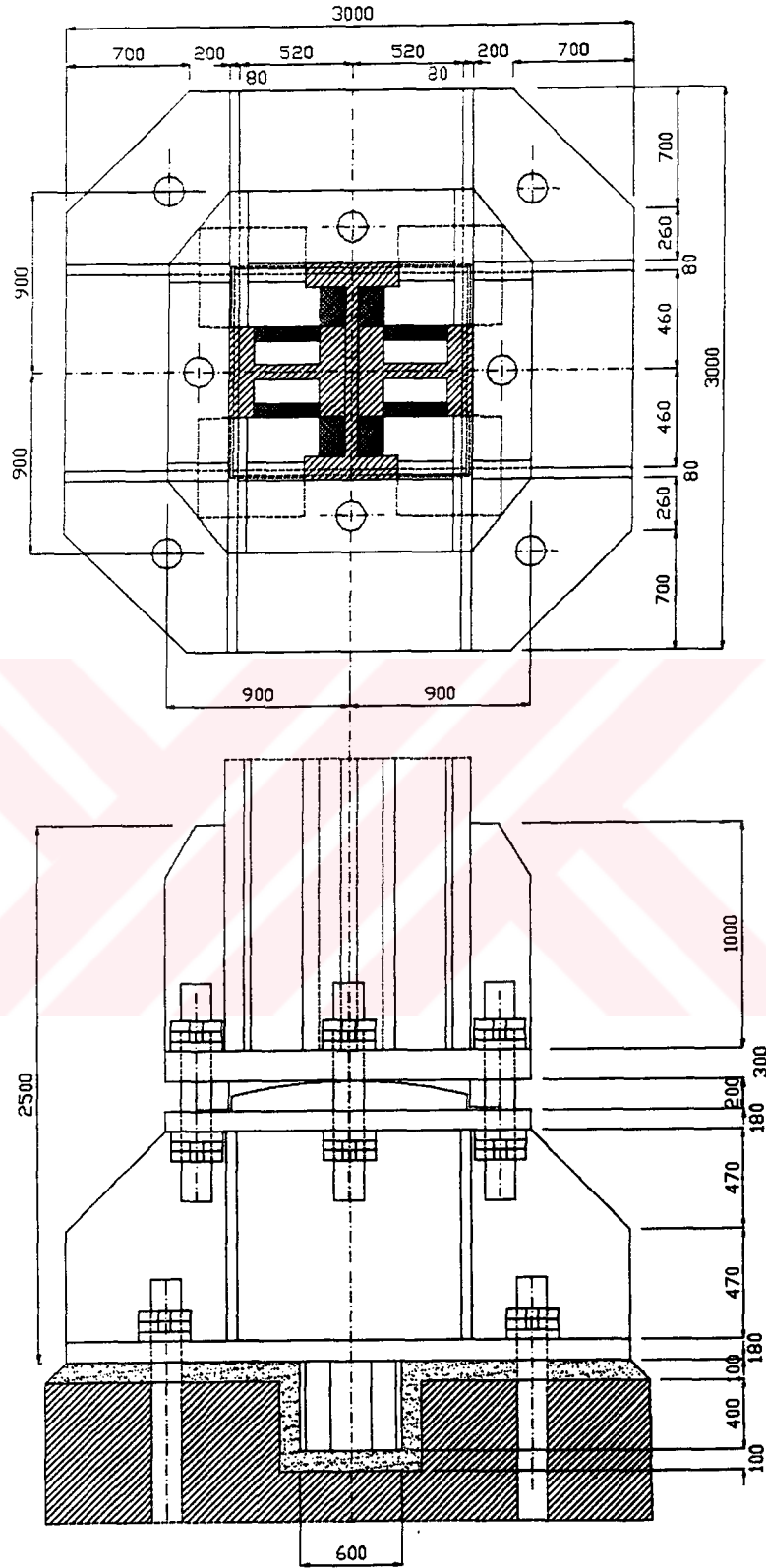
$$F_k = 200 * 5 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$W_k = 27083 \text{ cm}^3$$

$$\tau = 2200 / 1000 = 2.2 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma = 33300 / 27083 = 1.23 \text{ kN / cm}^2$$

Gerilmeler küçük olduğundan kıyaslama gerilmesi tahkikine gerek yoktur.



Şekil 4.39 Orta Kolon Taban Plakası

BÖLÜM 5. MALİYET ANALİZİ

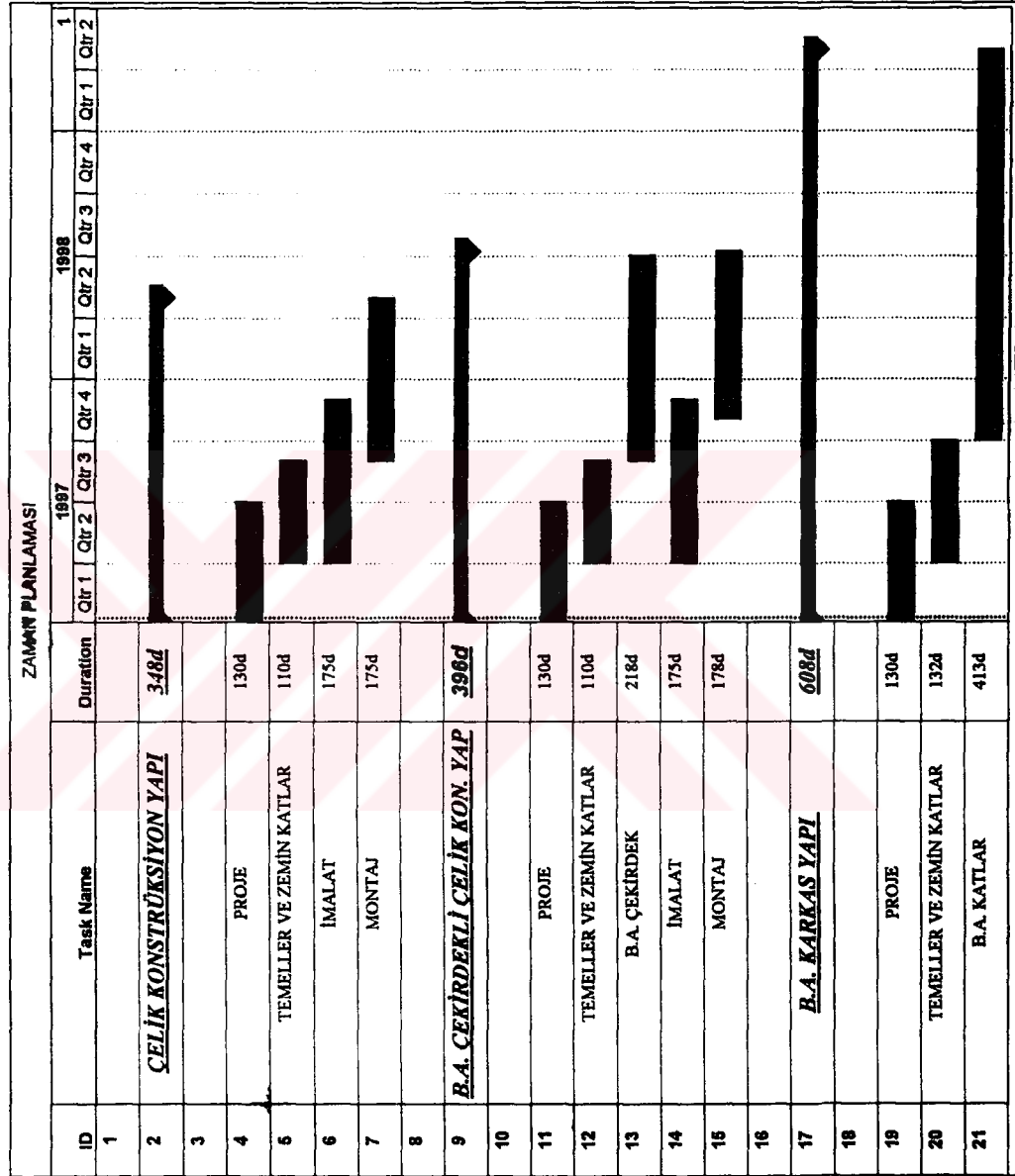
5.1 ZAMAN PLANLAMASI

Yapı sistemlerinin yapım süreleri için zaman planlaması yapılırken, Türkiye’deki inşaat yapım şartları gözönünde tutulmuş ve Türkiye’deki büyük inşaat firmaları (GAMA A.Ş., GÜLERMAK A.Ş., MNG İnşaat A.Ş., PROKON Müh.Ltd.Şti., TEKFEN A.Ş.) ile görüşülmüş, gerekli işlerin nasıl yapılacağı, imkanların neler olduğu ve şu anda Türkiye’deki inşaat sektörü hakkında bilgi edinilmiştir. Türkiye de bilindiği gibi bu büyüklükte bir çelik yapı örneği olmadığı için firmalardan alınan bilgiler endüstri yapılarından elde edilen tecrübelerle dayanarak verilmiştir. Fakat betonarme yapı için Türkiyede örnekler olduğundan daha geniş bilgiler elde edilmiştir. Bu konuda en yakın örnek olarak iş bankasının 4. leventte yapımına başlanılan 2 tane 30 katlı, 1 tane 50 katlı betonarme karkas yapı için ihaleye giren şirketlerin ihale tekliflerinden bazı bilgiler edinilmiş ayrıca MNG Holding’in Ankara’da yapımına devam ettiği Halk Bankası binasına ait 30 katlı (1700 m²) alana sahip betonarme yönetim binası gezilmiş ve yetkililerden bilgiler alınmıştır.

Yapılan araştırmalar sonucu, böyle bir çok katlı çelik konstrüksiyon yapı için gereken yapım süresi hesabına esas olacak hafta da 200 ton ayda 800 ton imalat yapılabileceği ve montajında aynı sürede aynı tonajda olabileceği düşünülmektedir. Çelik konstrüksiyon yapıda önemli olan malzeme temini, şekli ve yapım sırasındaki detayların boyutları ve tipleri süreyi etkileyen faktörlerdir. B.A. döşeme için kompozit sistem seçildiği için haftada bir kat yapılabilmektedir. [10, 11, s 364-373]

B.A. karkas yapı içinde B.A. çekirdek imalatının 1 haftada, B.A. katların ise 2 haftada da yapılabileceği görülmüştür. Bu bilgiler ışığında tablolarla gösterilen yapı sistemlerine ait zaman planlaması hazırlanmıştır.

Tablo 5.1 Zaman planlaması



5.2 MALİYET ANALİZİ :

BETONARME KARKAS , ÜST YAPI MALİYET UNSURLARI ;

MALZEME :

Betonarme Betonu BS 35
 İnşaat Demiri BÇ III
 Süper akışkanlaştırıcı katkıları

EKİPMAN :

Kalıp sistemi (iskele dahil)

Demir kesme ve bükme makinaları

Beton dökme makinaları

- . Beton pompası , vibratörler .
- . Transmikserler , Placing-boom
- . Beton perdah bıçağı ve perdah makinası

Kule vinçler

Mobil vinçler

Kompresörler

İŞÇİLİK :

Kalıp yapım ve sökümü (iskele dahil)

B.A. Demiri bükülmesi ve yerleştirilmesi

Beton dökülme ve kürü

ÇELİK YAPI , ÜST YAPI MALİYET UNSURLARI ;

MALZEME :

Çelik yapı elemanları (Bulonlar dahil)

Kalıcı çelik trapez sac (kalıp olarak)

Beton

Betonarme demiri

Yangına karşı koruma malzemesi

EKİPMAN :

Kule vinç

Beton pompası , vibratör , perdah makinası

Demir kesme , bükme

Mobil vinçler

Kompresörler

İŞÇİLİK :

Çelik montajı

İnşaat demiri işçiliği

Beton işçiliği

Yangına karşı koruma işçiliği

Hesaplanan malzeme miktarları projelerdeki ölçüler baz alınarak bulunmuştur. Beton hazır beton olduğundan ve kalıp sistemide baştan mimari projeye göre seçildiği için kayıp olmayacağı düşünülmüştür. Demir miktarında kesmeden ve projeden dolayı % 10 kayıp olacağı, çelik miktarıda ; katlardaki yatay stabilite bağlantıları, bağ levhaları, bağlantı elemanları, bayrak levhaları, kayma kamaları, kompozit döşeme levhası, berkitmeler, kesim ve imalat kayıpları düşünülerek %15 artırılarak hesaplanmıştır. Demir miktarları beton hacmine oranla bulunmuştur. Betonarme yapıda 1 m³ betonda kolon, perde ve kirişler için 120 kg , parapet ve döşeme için 100 kg , bodrum katlar ve temeller için 140 kg demir kullanılmıştır diye düşünülmüştür. Çelik konstrüksiyon ve betonarme çekirdekli çelik konstrüksiyon yapılarda 1 m³ betonda döşemeler için 80 kg , perdeler için 100 kg , bodrum katlarve temeller için 120 kg düşünülmüştür. [1,10]

Betonarme karkas yapı ile çelik yapının maliyetlerini etkileyen bodrum katlardaki ve temeldeki malzeme miktarları , temel kesitleri düşey yüklere göre

kabaca boyutlandırılmış ve buna göre beton, demir, kalıp miktarları hesaplanmıştır. Betonarme yapı ile çelik yapının bodrum kat ve temel boyutları açısından , yazılı kaynaklardan alınan bilgilere dayanarak % 17.5 gibi bir fark bulunmaktadır. Yani çelik yapının betonarme yapıya göre malzeme miktarları % 17.5 daha azdır. Hesaplar betonarme yapıya göre yapılmış ve bu oran kullanılarak çelik yapı malzeme miktarlarıda bulunmuştur.Maliyet analizi yapılırken B.A. yapının maliyetinin , çelik kontrüksiyon yapı maliyetine oranla ve bazı değerler 1974 basımı ACLER-STAH-STEEL dergisinin ‘ Selecting a constructional material financial aproach to the advantages of steel construction bölümünden yararlanılmıştır. Birim sistemi olarak MKS birim sistemi kullanılmıştır. Çünkü Türkiyede demir miktarları kN olarak değil TON cinsinden fiyatlandırılmaktadır.

(1 ton - 10 kN dır)

5.2.1 BETONARME KARKAS YAPININ TAŞIYICI SİSTEMİNİN MALZEME MİKTARLARI

BS 35 Betonarme betonu ;

Kolon betonu = 825.49 m³

Kiriş betonu = 1298.70 m³

Perde betonu = 6533.24 m³

Parepet betonu = 880.44 m³

Döşeme betonu = 4114.57 m³

Bodrum katların betonu = 3427.5 m³

Temel betonu = 6075 m³

Toplam kolon , kiriş , perde betonu = 8657.43 m³

Toplam parapet ve döşeme betonu = 4995 m³

Toplam bodrum ve temel betonu = 9502.5 m³

TOPLAM BETON MİKTARI = 23154.93 M³

BÇ III Betonarme demiri ;

Kolon demiri = 99 ton

Kiriş demiri = 156 ton

Perde demiri = 784 ton

Parapet demiri = 88 ton

Döşeme demiri = 411 ton

Bodrum katların demiri = 479.85 ton

Temel demiri = 851 ton

Toplam kolon , perde demiri = $883 * 1.1 = 971.3$ ton

Toplam kiriş, parapet ve döşeme demiri = $655 * 1.1 = 720.5$ ton

Toplam bodrum katlar ve temel demiri = $1330.85 * 1.1 = 1463.94$ ton

TOPLAM DEMİR MİKTARI = 3155.74 TON

Kalıp miktarı (iskele dahil) ;

Kolonlar = 4186.78 m²

Kirişler = 4088.5 m²

Perdeler = 41034.9 m²

Parapetler = 8692.2 m²

Döşemeler = 20572.87 m²

Borum katlar = 17500 m²

Temel = 540 m²

TOPLAM KALIP MİKTARI = 96615.25 M²

5.2.2 ÇELİK KONSTRÜKSİYON YAPININ TAŞIYICI SİSTEMİNİN MALZEME MİKTARLARI

St 37.2 çelik malzeme ;

Çelik kirişler = 2919 ton

Çelik kolonlar = 2262 ton

Çelik çaprazlar = 358 ton

Taban plakası ve ankrajlar = 235 ton

TOPLAM ÇELİK MİKTARI = $5774 * 1.15 = 6646.8$ TON

BS 35 Betonarme betonu ;

Toplam döşeme betonu = 3100 m^3

Toplam bodrum katların betonu = 2827.69 m^3

Toplam temel betonu = 5011.87 m^3

TOPLAM BETON MİKTARI = 10939.56 M^3

BÇ III Betonarme demiri ;

Toplam döşeme demiri = $248 * 1.1 = 272.8 \text{ ton}$

Toplam bodrum katların demiri = $339 * 1.1 = 372.9 \text{ ton}$

Toplam temel demiri = $601.4 * 1.1 = 661.54 \text{ ton}$

TOPLAM DEMİR MİKTARI = 1307.24 TON

Kalıp miktarı (iskele dahil) ;

Borum katlar = 14437.5 m^2

Temel = 445.5 m^2

TOPLAM KALIP MİKTARI = 14883 M^2

5.2.3 BETONARME ÇEKİRDEKLİ ÇELİK KONSTRÜKSİYON KOMPOZİT YAPININ TAŞIYICI SİSTEMİNİN MALZEME MİKTARLARI

St 37.2 çelik malzeme ;

Çelik kirişler = 2498 ton

Çelik kolonlar = 1204 ton

Taban plakası ve ankrajlar = 100 ton

TOPLAM ÇELİK MİKTARI = $3802 * 1.17 = 4442.4 \text{ TON}$

BS 35 Betonarme betonu ;

Toplam perde betonu = 2250 m^3

Toplam döşeme betonu = 3100 m^3

Toplam bodrum katların betonu = 2827.69 m^3

Toplam temel betonu = **5011.87 m³**

TOPLAM BETON MİKTARI = 13189.56 M³

BÇ III Betonarme demiri ;

Toplam perde demiri = $270 * 1.1 = 297$ ton

Toplam döşeme demiri = $248 * 1.1 = 272.8$ ton

Toplam bodrum katların demiri = $339 * 1.1 = 372.9$ ton

Toplam temel demiri = $601.1 * 1.1 = 661.1$ ton

TOPLAM DEMİR MİKTARI = 1603.8 TON

Kalıp miktarı (iskele dahil) ;

Perdeler = 13000 m²

Borum katlar = 14437.5 m²

Temel = 445.5m²

TOPLAM KALIP MİKTARI = 27883 M²

5.2.4 BİRİM FİYATLAR VE TARİFLERİ ;

Birim fiyatlar hem 1996 YILI YAPI İŞLERİ BİRİM FİYAT TARİFLERİNDEN , hem de İstanbulda yapılacak olan İŞ BANKASI binalarına teklif veren GAMA A.Ş. ve GÜLERMAK A.Ş. inşaat firmalarından alınmıştır. Piyasadan alınan fiyatlar oldukça gerçekçi , teknolojik ve günceldir. Yapı işleri birim fiyat tarifleri kitabından alınan fiyatlarda OCAK 96 fiyatları olduğundan EKİM 96' ya göre % 80 oranında enflasyon düşünülerek artırılmıştır.Maliyet hesabı dolar üzerinden yapılmıştır.Zaten piyasadan alınan fiyatlar dolar olarak alınmıştır. [12]

Birim Fiyat Tarifleri ; (1996 yılı yapı işleri birim fiyat tarifleri)

Not : 1 EKİM 1996' 'daki merkez bankası dolar kuru 1 \$ = 91328 TL dir.

1 m³ beton ; (sıra no : 104 , poz no: 16.059)

Satın alınan ve beton pompasıyla basılan fabrikasyon (hazır beton) BS 35

$$3124918 * 1.80 = 5624852 \text{ TL} / 91328 \text{ TL} = \mathbf{61.59 \$}$$

1 ton demir ; (sıra no: 554 , poz no : 23.015)

0-28 mm nervürlü beton çelik çubukların kesilmesi , bükülmesi ve yerine konması
(nervürlü)

$$28711950 * 1.80 = 51681510 \text{ TL} / 91328 \text{ TL} = \mathbf{566 \$}$$

1 m² kalıp ; (sıra no : 435 , poz no : 21.015)

Rendeli ve lamba zıvanalı düz yüzeyli çıplak beton ve betonarme kalıbının alınması ve yerine yerleştirilmesi, yerleştirilirken gerekli düşey ve yatay elemanların,desteklerin , kilitlerin kullanılması.

$$1140288 * 1.80 = 2052518.4 \text{ TL} / 91328 \text{ TL} = \mathbf{22.5 \$}$$

1 m² iskele ; (sıra no : 454 , poz no: 21.067)

İş iskelesi (duvar için) 12.51 metreden fazla yükseklik için

$$112678 * 1.80 = 202820.4 \text{ TL} / 91328 \text{ TL} = \mathbf{2.22 \$}$$

1 ton çelik konstrüksiyon :(sıra no: 559 , poz no : 23.101)

Her çeşit profil çelik çubuk ve çelik saçlara karkas inşaat yapılması, yertne tespiti

$$59060981 * 1.80 = 106309765.8 \text{ TL} / 91328 \text{ TL} = \mathbf{1164 \$}$$

5.2.5 PİYASADAN ALINAN FİYATLAR ;

1 m³ döşeme, kiriş betonu BS 35 : 78 \$

1 m³ kolon , perde, temel betonu BS 35 : 73 \$

1 ton döşeme, kiriş demiri BÇ III : 450 \$

1 ton kolon , perde, temel demiri BÇ III : 400 \$

1 m² kalıp : 25 \$

1 ton çelik konstrüksiyon St 37.2 : 1500 \$

5.2.6 BİRİM FİYATLARA VE PİYASA FİYATLARINA GÖRE YAPILARIN MALİYETLERİ

ÇELİK KONSTRÜKSİYON YAPI

Bayındırlık fiyatlarına göre;

üst yapının maliyeti ;

Çelik $\Rightarrow 6646.8 \text{ ton} * 1164 \$ / \text{ton} = 7736875.3 \$$

Beton $\Rightarrow 3100 \text{ m}^3 * 61.59 \$ / \text{m}^3 = 190929 \$$

Demir $\Rightarrow 272.8 \text{ ton} * 566 \$ / \text{ton} = 154404.8 \$$

2 saatlik yangına karşı korunma maliyeti : $7736875.3 * 0.08 = 618950 \$$

alt yapının maliyeti;

Beton $\Rightarrow 7839.5 \text{ m}^3 * 61.59 \$ / \text{m}^3 = 482838.5 \$$

Demir $\Rightarrow 1034.4 \text{ ton} * 566 \$ / \text{ton} = 585493.04 \$$

Kalıp $\Rightarrow 14883 \text{ m}^2 * 24.72 \$ / \text{m}^2 = 367907.8 \$$

Toplam maliyet = 10137398.44 \$

Piyasa fiyatlarına göre ;*üst yapının maliyeti;*

$$\text{Çelik} \Rightarrow 6646.8 \text{ ton} * 1500 \$ / \text{ton} = 9970200 \$$$

$$\text{Beton (döşeme)} \Rightarrow 3100 \text{ m}^3 * 78 \$ / \text{m}^3 = 241800 \$$$

$$\text{Demir (döşeme)} \Rightarrow 272.8 \text{ ton} * 450 \$ / \text{ton} = 122760 \$$$

$$2 \text{ saatlik yangına karşı korunma maliyeti} : 9970200 * 0.08 = 797616 \$$$

alt yapının maliyeti;

$$\text{Beton (temel)} \Rightarrow 7839.56 \text{ m}^3 * 73 \$ / \text{m}^3 = 572287.88 \$$$

$$\text{Demir (temel)} \Rightarrow 1034 \text{ ton} * 400 \$ / \text{ton} = 413600 \$$$

$$\text{Kalıp} \Rightarrow 14883 \text{ m}^2 * 25 \$ / \text{m}^2 = 372075 \$$$

$$\text{Toplam maliyet} = 12490514.88 \$$$

B.A ÇEKİRDEKLİ ÇELİK KONSTRÜKSİYON YAPI**Bayındırlık fiyatlarına göre;***üst yapının maliyeti;*

$$\text{Çelik} \Rightarrow 4442.4 \text{ ton} * 1164 \$ / \text{ton} = 5170953.6 \$$$

$$\text{Beton} \Rightarrow 5350 \text{ m}^3 * 61.59 \$ / \text{m}^3 = 329506.5 \$$$

$$\text{Demir} \Rightarrow 569.8 \text{ ton} * 566 \$ / \text{ton} = 322506.8 \$$$

$$\text{Kalıp} \Rightarrow 13000 \text{ m}^2 * 24.72 \$ / \text{m}^2 = 321360 \$$$

$$2 \text{ saatlik yangına karşı korunma maliyeti} : 5170953.6 * 0.08 = 413676.3 \$$$

alt yapının maliyeti;

$$\text{Beton} \Rightarrow 7839.56 \text{ m}^3 * 61.59 \$ / \text{m}^3 = 482838.5 \$$$

$$\text{Demir} \Rightarrow 1034 \text{ ton} * 566 \$ / \text{ton} = 585244 \$$$

$$\text{Kalıp} \Rightarrow 14883 \text{ m}^2 * 24.72 \$ / \text{m}^2 = 367907.76 \$$$

$$\text{Toplam maliyet} = 7993993.46 \$$$

Piyasa fiyatlarına göre ;

üst yapının maliyeti ;

$$\text{Çelik} \Rightarrow 4442.4 \text{ ton} * 1500 \$ / \text{ton} = 6663600 \$$$

$$\text{Beton (döşeme)} \Rightarrow 3100 \text{ m}^3 * 78 \$ / \text{m}^3 = 241800 \$$$

$$\text{Beton (perde)} \Rightarrow 2250 \text{ m}^3 * 73 \$ / \text{m}^3 = 164250.88 \$$$

$$\text{Demir (döşeme)} \Rightarrow 272.8 \text{ ton} * 450 \$ / \text{ton} = 122760 \$$$

$$\text{Demir (perde)} \Rightarrow 297 \text{ ton} * 400 \$ / \text{ton} = 118800 \$$$

$$\text{Kalıp} \Rightarrow 13000 \text{ m}^2 * 25 \$ / \text{m}^2 = 325000 \$$$

$$2 \text{ saatlik yangına karşı korunma maliyeti} : 6663600 * 0.08 = 533088 \$$$

alt yapının maliyeti ;

$$\text{Beton (temel)} \Rightarrow 7839.56 \text{ m}^3 * 73 \$ / \text{m}^3 = 572287.88 \$$$

$$\text{Demir (temel)} \Rightarrow 1034 \text{ ton} * 400 \$ / \text{ton} = 413600 \$$$

$$\text{Kalıp} \Rightarrow 14883 \text{ m}^2 * 25 \$ / \text{m}^2 = 372075 \$$$

$$\text{Toplam maliyet} = 9527436.88 \$$$

B.A. KARKAS YAPI

Bayındırlık fiyatlarına göre;

üst yapının maliyeti;

$$\text{Beton} \Rightarrow 13652.43 \text{ m}^3 * 61.59 \$ / \text{m}^3 = 840853.16 \$$$

$$\text{Demir} \Rightarrow 1691.8 \text{ ton} * 566 \$ / \text{ton} = 957588.8 \$$$

$$\text{Kalıp} \Rightarrow 78575.25 \text{ m}^2 * 24.72 \$ / \text{m}^2 = 1942380.18 \$$$

alt yapının maliyeti;

$$\text{Beton} \Rightarrow 9502.5 \text{ m}^3 * 61.59 \$ / \text{m}^3 = 585258.97 \$$$

$$\text{Demir} \Rightarrow 1463.94 \text{ ton} * 566 \$ / \text{ton} = 828590.04 \$$$

$$\text{Kalıp} \Rightarrow 18040 \text{ m}^2 * 24.72 \$ / \text{m}^2 = 445948.8 \$$$

$$\text{Toplam maliyet} = 5600619.95 \$$$

Piyasa fiyatlarına göre ;

üst yapının maliyeti ;

$$\text{Beton (döşeme, kiriş)} \Rightarrow 6293.71 \text{ m}^3 * 78 \$ / \text{m}^3 = 490909.38 \$$$

$$\text{Beton (kolon, perde)} \Rightarrow 7358.73 \text{ m}^3 * 73 \$ / \text{m}^3 = 537187.29 \$$$

$$\text{Demir (döşeme, kiriş)} \Rightarrow 720.5 \text{ ton} * 450 \$ / \text{ton} = 324225 \$$$

$$\text{Demir (kolon, perde)} \Rightarrow 971.3 \text{ ton} * 400 \$ / \text{ton} = 388520 \$$$

$$\text{Kalıp} \Rightarrow 78575.25 \text{ m}^2 * 25 \$ / \text{m}^2 = 1964381.25 \$$$

alt yapının maliyeti ;

$$\text{Beton (temel)} \Rightarrow 9502.5 \text{ m}^3 * 73 \$ / \text{m}^3 = 693682.5 \$$$

$$\text{Demir (temel)} \Rightarrow 1463.94 \text{ ton} * 400 \$ / \text{ton} = 585576 \$$$

$$\text{Kalıp} \Rightarrow 18040 \text{ m}^2 * 25 \$ / \text{m}^2 = 451000 \$$$

$$\text{Toplam maliyet} = 5435480.92 \$$$

5.2.7 ŞANTIYE ELEMANLARININ VE DONANIMIN GENEL MALİYETİ KATKISI

Şantiye ekipmanlarının maliyetinin genel maliyete oranı B.A. karkas yapı için % 8.5'dir. Çelik Konstrüksiyon yapı için gerekli ekipman maliyeti B.A. karkas'a gerekli maliyetten % 1.5 daha ucuzdur. B.A. yapı için yapılan hesap %1.5 daha azaltılıp çelik konstrüksiyon yapının maliyetine eklenmiştir. Hesaplar piyasa fiyatları baz alınarak yapılmıştır. [11]

B.A. Karkas Yapının Ekipman Maliyeti; [11, s 264-373]

Toplam Maliyet	5.435.481,62 \$
Ekipman Maliyeti	$5.435.481,62 \times 0.085 = 462.016$ \$

Çelik Konstrüksiyon Yapının Ekipman Maliyeti;

$$462.016 \$ - 5.435.481,62 \times 0.015 = 380.483,8 \$$$

B.A. çekirdekli çelik konstrüksiyon yapı için çelik konstrüksiyon maliyetin aynısı alınacak

5.2.8 PROJE MALİYETİ

Proje maliyeti olarak toplam maliyetin % 2'si olarak alınır; (Piyasa fiyatlarına göre)

B.A. KARKAS	$5.435.481,62 \$ \times 0.02 = 108.709,6$ \$
B.A. ÇEKİRDEKLİ ÇELİK KONS.	$9.527.260,88 \$ \times 0.02 = 190.545,22$ \$
ÇELİK KONSTRÜKSİYON	$12.490.338,88 \$ \times 0.02 = 249.806,78$ \$

5.2.9 YAPILARIN TOPLAM YAPIM MALİYETLERİ

Piyasa fiyatlarına göre;

B.A. KARKAS YAPI İÇİN;

Üst yapı malzeme ve işçilik	3.705.222,92 \$
Alt yapı malzeme ve işçilik	1.730.258,50 \$
Şantiye ekipmanları	462.016,00 \$
Proje maliyeti	<u>108.709,60 \$</u>
	6.006.207,02 \$

ÇELİK KONSTRÜKSİYON YAPI İÇİN;

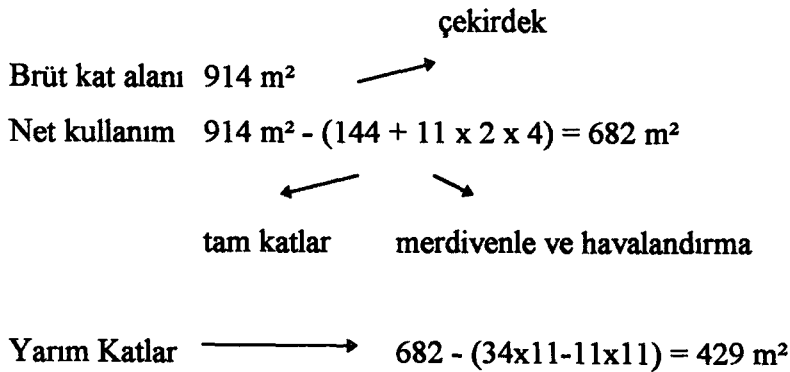
Üst yapı malzeme ve işçilik	11.132.376,00 \$
Alt yapı malzeme ve işçilik	1.358.138,88 \$
Şantiye ekipmanları	380.483,80 \$
Proje maliyeti	<u>249.806,78 \$</u>
	13.120.805,46 \$

B.A. ÇEKİRDEKLİ ÇELİK KONSTRÜKSİYON YAPI İÇİN;

Üst yapı malzeme ve işçilik	8.169.298 \$
Alt yapı malzeme ve işçilik	1.358.138,88 \$
Şantiye ekipmanları	380.483,8 \$
Proje maliyeti	<u>249.806,78 \$</u>
	10.157.727,46 \$

5.2.10 YAPI SİSTEMLERİNİN KİRA GELİRLERİ

Bu tür plazalardaki kiralar 1m² başına aylık 22 \$'dır ve senelik peşin alınmaktadır. Bundan dolayı yapı sistemlerinin net kullanım alanlarının hesabı gerekmektedir. Aşağıda bu hesap yapılmıştır. Bu fiyatlar Beşiktaş ilçesinin dikilitaş semtinde kullanılmakta olan Barbaros Plaza yöneticiliğinden alınmıştır.

Çelik Konstrüksiyon Yapının Net Kullanım Alanı;

$$\begin{array}{ll}
 \text{Normal Katlar} \longrightarrow & 682 \text{ m}^2 \times 31 \text{ kat} = 21.142 \text{ m}^2 \\
 \text{Yarım Katlar} \longrightarrow & 429 \text{ m}^2 \times 3 \text{ kat} = 1287 \text{ m}^2
 \end{array}
 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} 22.429 \text{ m}^2$$

$$1 \text{ senelik kira bedeli} \quad 22.429 \text{ m}^2 \times 22 \text{ \$/ay} \times 12 \text{ ay} = 5.921.256 \text{ \$}$$

B.A. Karkas Yapının Net Kullanım Alanı;

Brüt kat alanı 850 m²

$$\text{Net kullanım alanı } 850 - 224 = 626 \text{ m}^2$$

↘
çekirdek alanı

$$\begin{array}{ll}
 \text{Normal katlar} \longrightarrow & 626 \text{ m}^2 \times 31 \text{ kat} = 19.406 \text{ m}^2 \\
 \text{Yarım katlar} \longrightarrow & 393 \text{ m}^2 \times 3 \text{ kat} = 1179 \text{ m}^2
 \end{array}
 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} 20.585 \text{ m}^2 \\ \text{Toplam Kullanım Alanı} \end{array}$$

$$1 \text{ senelik kira bedeli} \longrightarrow 20.585 \times 22 \text{ \$/g} \times 12 \text{ ay} = 5.434.440 \text{ \$}$$

Zaman Planlamasına Göre 3'er Aylık Dönemlerde Gerekli Para Miktarları

5.2.11 YAPI SİSTEMLERİNİN YATIRIMI

İyi bir yatırımcı, kendi öz sermayesinin kullanmadan başka kaynaklar kullanarak böyle bir yatırıma girmelidir. Böyle bir işe girecek yatırımcının banka kredisi kullanarak bu işi yaptırdığını düşünerek ve bu kredilerin bir kısmınında yapım süresi sonunda kira geliri ile geri ödendiği düşüncesi ile aşağıda gösterilen yatırım tabloları hazırlanmıştır. Yatırım hesabı yapılırken PROKON Müh. Ltd. Şti.'nin mali müşavirinden bilgi alınmıştır. Maliyet analizi sonucunda bulunan fiyatlar dolar bazında hesaplanmıştır. Ancak Türkiye'de banka kredileri TL olarak ve min. 3'er aylık dönemlerde geri ödemeli olarak senelik % 100 faizle verilmektedir. Yapıların yatırım hesabı Türkiye'deki ekonomik durum olarak şu anda içinde bulunduğumuz durum göz önünde tutularak ve gelecek yıllarda da aynı olabileceği düşüncesiyle yapılmıştır. Senelik kira artırımında % 80 olduğu düşünülmüştür. Bu artırım müşteri ve yatırımcı arasındaki anlaşmayada bağlıdır. Böyle bir yapıda yatırımcı müşteri karşısında avantajlıdır. İsteddiği artımı yaptırabilmektedir. Maliyet analizi sonunda yapı

sistemlerinin 3'er aylık dönemlerde gerekli para miktarları hesaplanmış ve yatırım hesabında da TL bazında hesap yapıldığı için enflasyona dayalı maliyet artışları (yıllık % 100 enflasyon kabul edilerek) yapılmıştır. Amerikan Dolarını Türk Lirasına çevirirken 1 Amerikan Dolarının 100.000 Türk lirası olduğu düşünülmüştür. İnşaata başlangıç süresi olarak 01 Ocak 1997 olarak düşünülmüştür.

Çelik Konstrüksiyon Yapı; (16 ay)

Şantiye Ekipmanları	→	380.483,80 \$
Proje	→	249.806,78 \$
Temeller ve Zemin Katlar	→	1.358.138,88 \$
(Çelik) Malzeme+İmalat	→	6.646.800,00 \$
Montaj + B.A. Döşeme	→	<u>4.485.576,00 \$</u>
(Yangından Korunma)		13.120.805,46 \$
(1.) 3 AY	→	505.387,19 \$
(2.) 3 AY	→	3.432.336,72 \$
(3.) 3 AY	→	3.596.502,55 \$
(4.) 3 AY	→	3.343.791,00 \$
(5.) 3 AY	→	1.682.091,00 \$
(6.) 1 AY	→	<u>560.697,00 \$</u>
16 AY		13.120.805,46 \$

B.A. Çekirdekli Çelik Konstrüksiyon Yapı; (18 ay)

Şantiye Ekipmanları	→	380.483,80 \$
Proje	→	249.806,78 \$
Temeller ve Zemin Katlar	→	1.358.138,88 \$
B.A. Çekirdek	→	608.050,00 \$
(Çelik) Malzeme+İmalat	→	4.442.400,00 \$
Montaj + B.A. Döşeme	→	<u>3.118.848,00 \$</u>
(Yangından Korunma)		10.157.727,46 \$

(1.) 3 AY	→	505.387,19 \$
(2.) 3 AY	→	2.605.686,72 \$
(3.) 3 AY	→	2.269.960,55 \$
(4.) 3 AY	→	2.072.727,00 \$
(5.) 3 AY	→	1.351.983,00 \$
(6.) <u>3 AY</u>	→	<u>1.351.983,00 \$</u>
18 AY		10.157.727,46 \$

B.A. Karkas Yapı; (28 ay)

Şantiye Ekipmanları	→	462.016,00 \$
Proje	→	108.709,60 \$
Temeller ve Zemin Katlar	→	1.730.258,50 \$
B.A. Karkas	→	<u>3.705.222,92 \$</u>
		6.006.207,02 \$

(1.) 3 AY	→	516.370,80 \$
(2.) 3 AY	→	919.484,05 \$
(3.) 3 AY	→	865.129,25 \$
(4.) 3 AY	→	585.035,20 \$
(5.) 3 AY	→	585.035,20 \$
(6.) 3 AY	→	585.035,20 \$
(7.) 3 AY	→	585.035,20 \$
(8.) 3 AY	→	585.035,20 \$
(9.) 3 AY	→	585.035,20 \$
(10.) <u>1 AY</u>	→	<u>195.011,73 \$</u>
28 AY		6.006.207,02 \$

ÇELİK KONSTRÜKSİYON YAPININ (16 AY) YATIRIMI;

Tablo 5.2 Çelik Konstrüksiyon Yapının Kredili Yatırımı

Dönemler	Bir Önceki Dönemde Alınan Kredi faizi (milyar TL)	Bir Önceki Dönemde Alınan Kredi (milyar TL)	3'er Aylık Yapım Maliyetleri (milyar TL)	Bankadan Alınan Kredi Miktarı (milyar TL)	Kredi Faizi (milyar TL)
(1.) 3 AY Ocak 97	-	-	50,54	50,54	12,64
(2.) 3 AY Nisan 97	12,64	50,54	343,23 x 1,25	492,22	123,05
(3.) 3 AY Temmuz 97	123,05	492,22	359,65 x 1,50	1154,75	288,69
(4.) 3 AY Ekim 97	288,69	1154,75	334,38 x 1,75	2028,61	507,15
(5.) 3 AY Ocak 98	507,15	2028,61	168,21 x 2,0	2872,18	718,05
(6.) 1 AY Nisan 98	718,05	2872,18	56,07 x 2,083	3707,04	308,92
				10305,34	

Yapının 16 ay sonundaki toplam maliyeti;

$$10.305,34 + 308,92 = 10.614,24 \text{ Milyar TL}$$

Yapı biter bitmez kiraya veriyoruz. Senelik kira artırımını olarak %80 düşünersek ve yapım süresinin başındaki kira değerini yapım süresi sonuna taşıdığımızda;

$$592,13 \times 18 \times 1,27 = 1353,61 \text{ milyar TL senelik kira geliri olmaktadır.}$$

Toplam maliyetten ilk kira gelirini düştüğümüz zaman;

$$10.614,26 - 1353,61 = 9260,65 \text{ milyar. TL}$$

Bu parayı ödemek için yine bankadan %100 faizle kredi almak gerekmektedir ve bu kredi geri ödemesinin kira geliri ile yapıldığını düşünersek yapının kendini amorti etme süresi aşağıdaki hesaplara belirlenmiştir. 9260,65 milyar TL banka borucu için 9260,65 milyar TL kredi alırsak bir sene sonra 18521,3 milyar TL borcumuz

oluyor, bu borcun bir kısmını kira geliri ile kapatıp geri kalan borç için yine senelik % 100 faizle kredi alındığı ve kira gelirinin yıllık % 80 arttığı düşünülerek aşağıdaki tablo hazırlanmıştır.

Tablo 5.3 Çelik Konstrüksiyon Yapının Yatırım Borcunun Kapatılması

Ödeme Dönemleri	Kredi Borcu (Milyar TL)	Kira Geliri (Milyar TL)	Bir Sonraki Dönemi Devreden Kredi Borcu (milyar TL)
(1.) 12 AY Mayıs 1999	(9260,65 x 2) 18521,30	(-1353,61 x 1,8) -2436,50	16084,8
(2.) 12 AY Mayıs 2000	(16084,8 x 2) 32169,6	(-2436,50 x 1,8) -4385,70	27783,9
(3.) 12 AY Mayıs 2001	(27783,9 x 2) 55567,8	(-4385,70 x 1,8) -7894,3	47673,5
(4.) 12 AY Mayıs 2002	(47673,5 x 2) 95347	(-7894,3 x 1,8) -14209,7	81137,3
(5.) 12 AY Mayıs 2003	(81137,3 x 2) 162274,6	(-14209,7 x 1,8) -25577,5	136697,1
(6.) 12 AY Mayıs 2004	(136697,1 x 2) 273394,2	(-25577,5 x 1,8) -46039,5	227354,7
(7.) 12 AY Mayıs 2005	(227354,7 x 2) 454709,4	(-46039,5 x 1,8) -82871,1	371838,3
(8.) 12 AY Mayıs 2006	(371838,3 x 2) 743676,6	(-82871,1 x 1,8) -149167,98	594508,62
(9.) 12 AY Mayıs 2007	(594508,62 x 2) 1189017,24	(-149167,98 x 1,8) -268502,36	920514,636
(10.) 12 AY Mayıs 2008	(920514,64 x 2) 1841029,28	(-268502,36 x 1,8) -483304,25	1357725,03
(11.) 12 AY Mayıs 2009	(1357725,03 x 2) 2715450,06	(-483304,25 x 1,8) -869947,65	1845502,41
(12.) 12 AY Mayıs 2010	(1845502,41 x 2) 3691004,82	(-869947,65 x 1,8) -1565905,77	2125099,05
(13.) 12 AY Mayıs 2011	(2125099,05 x 2) 4250198,10	(-1565905,77 x 1,8) -2818630,39	1431567,71
(14.) 12 AY Mayıs 2012	(1431567,71 x 2) 2863135,42	(-2818630,39 x 1,8) -5073534,7	(-2210399,28 Kar)

Yapım süresi 1 sene 4 ay, amorti süresi 14 sene toplam 15 sene 4 ayda yapı kendini amorti etmektedir.

B.A. KARKAS YAPININ (28 AY) YATIRIMI;

Tablo 5.4 Betonarme Karkas Yapını Kredili Yatırımı

Dönemler	Bir Önceki Dönemde Alınan Kredi faizi (milyar TL)	Bir Önceki Dönemde Alınan Kredi (milyar TL)	3'er Aylık Yapım Maliyetleri (milyar TL)	Bankadan Alınan Kredi Miktarı (milyar TL)	Kredi Faizi (milyar TL)
(1.) 3 AY Ocak 97	-	-	51,64	51,64	12,91
(2.) 3 AY Nisan 97	12,91	51,64	91,95 x 1,25	179,49	44,87
(3.) 3 AY Temmuz 97	44,87	179,49	86,51 x 1,50	354,13	88,53
(4.) 3 AY Ekim 97	88,53	354,13	58,50 x 1,75	545,04	136,26
(5.) 3 AY Ocak 98	136,26	545,04	58,50 x 2,00	798,30	199,57
(6.) 3 AY Nisan 98	199,57	798,30	58,50 x 2,25	1129,50	282,37
(7.) 3 AY Temmuz 98	282,37	1129,50	58,50 x 2,50	1558,12	389,53
(8.) 3 AY Ekim 98	389,53	1558,12	58,50 x 2,75	2108,53	527,13
(9.) 3 AY Ocak 99	527,13	2108,53	58,50 x 3,0	2811,16	702,79
(10.) 1 AY Nisan 99	702,79	2811,16	19,50 x3,083	3574,07	297,84
				13109,95	

Yapının 28 ay sonundaki toplam maliyeti;

$$13109,95 + 297,84 = 13407,79 \text{ Milyar TL}$$

Yapım süresin sonundaki kira bedeli;

$$543,44 \times 1,8 \times 1,8 \times 1,27 = 2236,15 \text{ milyar TL}$$

Toplam maliyetten ilk kira gelirini düşüğümüz zaman;

$$13407,79 - 2236,15 = 11171,65 \text{ milyar TL}$$

B.A. karkas yapının kira geliri ile kendi kendini amorti etme süresi hesabı;

Tablo 5.5 Betonarme Karkas Yapının Yatırım Borcunun Kapatılması

Ödeme Dönemleri	Kredi Borcu (Milyar TL)	Kira Geliri (Milyar TL)	Bir Sonraki Dönemi Devreden Kredi Borcu (milyar TL)
(1.) 12 AY Mayıs 2000	(11171,64 x 2) 22343,28	(-2236,15 x 1,8) -4025,07	18318,21
(2.) 12 AY Mayıs 2001	(18318,21 x 2) 36636,42	(-4025,07 x 1,8) -7245,13	29391,29
(3.) 12 AY Mayıs 2002	(29391,29 x 2) 58782,59	(-7245,13 x 1,8) -13041,23	45741,36
(4.) 12 AY Mayıs 2003	(45741,36 x 2) 91482,72	(-13041,23 x 1,8) -23474,21	68008,51
(5.) 12 AY Mayıs 2004	(68008,51 x 2) 136017,01	(-23474,21 x 1,8) -42253,58	93763,43
(6.) 12 AY Mayıs 2005	(93763,43 x 2) 187526,86	(-42253,58 x 1,8) -76056,44	111470,42
(7.) 12 AY Mayıs 2006	(111470,42 x 2) 222940,84	(-76056,44 x 1,8) -136901,59	86039,25
(8.) 12 AY Mayıs 2007	(86039,25 x 2) 172078,50	(-136901,59 x 1,8) -246422,86	-74344,36

Yapım süresi 2 sene 4 ay, amorti süresi 8 senedir. Toplam 10 sene 4 ayda yapı kendini amorti etmektedir.

B.A. ÇEKİRDEKLİ ÇELİK KONSTRÜKSİYON YAPININ (18 AY) YATIRIMI;

Tablo 5.6 B.A. Çekirdekli Çelik Konstrüksiyon Yapının Yatırım Kredili Yatırımı

Dönemler	Bir Önceki Dönemde Alınan Kredi faizi (milyar TL)	Bir Önceki Dönemde Alınan Kredi (milyar TL)	3'er Aylık Yapım Maliyetleri (milyar TL)	Bankadan Alınan Kredi Miktarı (milyar TL)	Kredi Faizi (milyar TL)
(1.) 3 AY Ocak 97	-	-	50,54	50,54	12,64
(2.) 3 AY Nisan 97	12,64	50,54	260,57 x 1,25	388,89	97,22
(3.) 3 AY Temmuz 97	97,22	388,89	226,99 x 1,50	826,60	206,65
(4.) 3 AY Ekim 97	206,65	826,60	207,27 x 1,75	1375,97	348,99
(5.) 3 AY Ocak 98	348,99	1395,97	135,19 x 2,0	2015,34	503,84
(6.) 1 AY Nisan 98	503,84	2015,34	135,19 x 2,25	2823,35	705,84
				7500,69	

(01 Temmuz 1998'de bitiyor)

Yapının 16 ay sonundaki toplam maliyeti;

$$7500,69 + 705,84 = \mathbf{8206,53 \text{ Milyar TL}}$$

Yapım süresin sonurdaki kira bedeli;

$$592,13 \times 1,8 \times 1,4 = 1492,17 \text{ milyar TL}$$

Toplam maliyetten ilk kira gelirini düşüğümüz zaman;

$$8206,53 - 1492,17 = 6714,36 \text{ milyar TL}$$

B.A. çekirdekli çelik kontrüksiyon yapının kira geliri ile kendi kendini amorti etme süresi hesabı.

Tablo 5.7 B.A. Çekirdekli Çelik Konstrüksiyon Yapının Yatırım Borcunun Kapatılması

Ödeme Dönemleri	Kredi Borcu (Milyar TL)	Kira Geliri (Milyar TL)	Bir Sonraki Dönemi Devreden Kredi Borcu (milyar TL)
(1.) 12 AY Temmuz 1999	(6714,36 x 2) 13428,72	(-1492,17 x 1,8) -2685,91	10742,81
(2.) 12 AY Temmuz 2000	(10742,81 x 2) 21485,62	(-2685,91 x 1,8) -4834,64	16650,98
(3.) 12 AY Temmuz 2001	(16650,98 x 2) 33301,96	(-4834,64 x 1,8) -8702,35	24599,61
(4.) 12 AY Temmuz 2002	(24599,61 x 2) 49199,22	(-8702,35 x 1,8) -15664,23	33534,99
(5.) 12 AY Temmuz 2003	(33534,99 x 2) 67069,98	(-15664,23 x 1,8) -28195,61	38874,37
(6.) 12 AY Temmuz 2004	(38874,37 x 2) 77748,73	(-28195,61 x 1,8) -56391,22	21357,51
(7.) 12 AY Temmuz 2005	(21357,51 x 2) 42715,05	(-56391,22 x 1,8) -101504,20	-58789,15

Yapım süresi 1 sene 6 ay, amorti süresi 7 sene. Toplam 8 sene 6 ayda yapı kendini amorti etmektedir.

BÖLÜM 6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Türkiye’de yapılabilecek, yüksek yapılar için gerekli statik, yapım, maliyet ve yatırım bilgilerinin alınabileceği bu tezde örnek olarak statik ve dinamik hesabı yapılan üç ayrı çelik konstrüksiyon sistemi birbiri içinde karşılaştırdığımızda şu sonuçları görmekteyiz.

İlk önce analizi yapılan sistemleri tanımladığımızda;

1. sistem : Tamamı çelik konstrüksiyon ve bağlantıların hepsi mafsallı (çelik uzay kafes çekirdekli)
2. sistem : Tamamı çelik konstrüksiyon ve her iki katta bir kirişlerin kolonlara moment alacak şekilde bağlandığı sistem (çelik uzay kafes çekirdekli)
3. sistem : B.A çekirdekli, diğer taşıyıcı elemanların çelik olduğu kompozit sistem.

1. Çelik yapılar B.A. karkas yapılara göre daha hafif olduğundan, rüzgar deprem etkisinden daha fazla olmaktadır, bu yüzden kesit boyutlandırmasında yatay yük olarak rüzgar yükü dikkate alınmıştır.
2. 1.sistem diğer iki sisteme göre rüzgar yüklemesi altında daha fazla deplasman yapmaktadır.
3. 2.sistemin 1.doğal periyodu diğer 2.sisteme göre daha azdır. Bu da demek oluyor ki üç sistem arasında en rijit olanı 2.sistemdir. Fakat B.A. çekirdekli sistemin duvar kalınlığı artırılırsa rijitliği 2.sistemden daha fazla olacaktır. Bu da temele gelen yükleri artırmaktadır.
4. 2. sistemin diğer üç sisteme göre düğüm nokta detayları daha zor ve fazladır buda montajı zorlaştırmaktadır.
5. 3. sistemin temelde yarattığı düşey etki (yük) diğer iki sisteminkine göre daha fazladır.

6. 3. sistemin temel detayların diğer iki sisteme göre daha azdır.
7. Zaman planlamasından çıkan sonuca göre tatamı çelik konstrüksiyon yapı 16 ayda, B.A çekirdekli çelik konstrüksiyon yapı 18 ayda, tamamı B.A. mevcut yapı 28 ayda tamamlanacaktır. Süre bakımından tamamı çelik konstrüksiyon yapı en uygun olanıdır. Çok kolay ve cabuk montaj yapılabilir. Çelik malzemenin beton malzemeden daha pahalı olduğu görülmüştür.
8. Maliyet bakımından, tamamı çelik konstrüksiyon yapı **13.120.805,46 \$**, B.A çekirdekli yapı **10.157.727,46 \$** ve mevcut B.A mevcut yapı **6.006.207,02 \$**'a mal olmaktadır. Burada da başlangıçta, maliyet açısından en uygun olanın tamamı B.A. mevcut yapı olduğu bunun anlamında Türkiye'de çelik malzemenin beton malzemeden daha pahalı olduğu görülmüştür.
9. Kira geliri bakımından, çelik konstrüksiyon sistemler, B.A. mevcut sisteme göre daha erken gelir getirmektedir. Ayrıca daha fazla alana sahiptir.
10. Yatırım planlaması ve amorti süresi bakımından, tamamı çelik konstrüksiyon yapı toplam 15 sene 4 ayda, B.A. çekirdekli çelik konstrüksiyon yapı 8 sene 6 ayda tamamı B.A. mevcut yapı 10 sene 4 ayda kendilerini amorti etmektedir. Burada da en uygun yapı tipi B.A. çekirdekli çelik konstrüksiyon yapı en ekonomik olanıdır.

Bütün bu karşılaştırmalar toplandığında ve kendi içinde karşılaştırıldığında bu tip yüksek yapılar için Türkiye şartlarına en uygun, deprem bölgelerinde sünek ve sağlam davranış gösteren, süre bakımından elverişli, maliyet ve amorti süresi bakımından en ekonomik sistem olarak B.A çekirdekli çelik konstrüksiyon sistemi görülmektedir.

Genel olarak da , çelik yüksek yapılar için şu sonuçları yazabiliriz;

[9, s 205-401, 11, s 256-266, 13, s 63-66, 14, s 1-23]

1. Yüksek çok katlı yapıların gerçekleştirilmesi hava ve şantiye koşullarından etkilenmediği için realize edilmeleri betonarme olanlara nazaran çok daha çabuk olur. İmalat daha ziyade atelye koşullarında gerçekleştirdiği için kötü hava koşullarından hem zamanlama ve hem de kalite açısından etkilenmez. Yapının süratle tamamlanıp kullanılabilir hale gelmesinde özellikle faiz hadlerini yüksek olduğu hallerde toplam proje maliyetini etkileyen bir faktördür.

2. Bazen, çok katlı yüksek yapıların projelendirilmesinde yapı ağırlığını minimize etmek için betonarme yerine çelik tercih edilir.

3. Çelik yapı elemanları kullandığında betonarmeye göre kolon kesitleri önemli oranda küçülmekte ve bir kattaki kullanılabilir alan miktarını arttırmaktadır.
4. Tesisatın asma tavan sistemi ile B.A. döşeme arasındaki boşluktan geçirilebilir ve yerleştirilebilir olması.
5. Çelik yapıda tadilatlar hem ucuz hemde kolaydır.
6. Çelik malzemenin yüksek duktilite özelliği deprem etkisi halinde yapıya giren enerjinin oluşan plastik mafsallardaki plastik deformasyonlarla yutulması nedeniyle yapının depremde betonarme yapıya oranla daha az etkilenmesine neden olur
7. Çelik yapı elemanlarının imal yöntemlerinin daha hassas olması, imal koşullarının şantiye koşullarına oranla çok daha müsait olması nedeni ile ortaya çıkan yapı kalitesinin kontrolü betonarme yapıya oranla oldukça kolaylaştırmaktadır.
8. Projelendirilmiş bir çok katlı yüksek yapının imalatı ve montajı, yani gerçekleştirilmesi betonarme yapıya oranla, hava ve şantiye koşullarından çok az etkilenmektedir.
9. Çok katlı yüksek yapı konusunda betonarme malzemenin çelik malzemeye karşı en önemli dezavantajlarından biri düşük duktilite özelliği ve yapıya kazandırdığı büyük kütle nedeniyle, sismik yönden aktif bölgelerde bu malzemenin yüksek yapı imalatında tercih edilmemesine neden olmaktadır.
10. Deprem açısından aktif bölgelerde çeliğin betonarmeye karşı üstünlüğü tartışılmaz seviyede iken, 50 katın üstündeki yapılarda çok önemli olan rüzgarın dinamik etkisi, betonarme yapıya oranla daha hafif ve deformasyon kabiliyetinin daha çok olması nedeniyle çelik yapıda çok daha fazla sorun yaratmaktadır.
11. Arazinin fiyatı toplam maliyette önemli bir yer tutmaktadır. Hafif çelik çerçeve kullanmak geniş temeller kullanması engellemektedir. Katların kalınlığını azaltmak ilave kat veya katlar kazanmaya yol açmaktadır. Bu da arazinin çok değerli olduğu büyük şehirlerde ilave gelirler ve alanların kazanılmasını sağlamaktadır.
12. Çelik kullanmak farklı işlerin bir arada çalışmasından doğan riskleri minimum'a indirmektedir.
13. Finansal dengeyi etkileyen iki ana faktör düşünülmelidir. Birincisi yerleşim bölgelerinde işlerin zor olmasıdır, fakat çelik yapı bu zorluklardan etkilenmemektedir. Çünkü çalışma alanı için diğer yapılar için gerekli alandan daha küçük bir alana ihtiyaç vardır. İkinci düşünülecek faktör çevre problemidir. Çelik konstrüksiyon yapı herhangi bir çevre kirliliğine yol açmamaktadır. Herhangi bir toz, çamur, gürültü

yoktur. Fakat çelik konstrüksiyondan farklı yapılarda, çevrenin inşaatta etkilenmemesi için extra ekipmanlara ihtiyaç vardır buda extra maliyet demektir.

14. Günümüzde rekabetin dinamikliği, gelişen arzular, teknolojik gelişmelere oranla artan gereklilikler hızlı değişimlere yolaçmaktadır. Bu yüzden çelik konstrüksiyon yapı bu değişimlere gerekli güvenlik altında, fleksible bir şekilde normal yaşamı etkilemeden cevap verebilecek şekilde değiştirilebilmektedir.

15. Beton çok alışılmış bir malzeme, fakat özellikle çekme bakımından mukavemeti düşük, öz ağırlığı fazla, kalıp problemi var. Yüksek binalarda, kulelerin altında dört, beş metre gibi kalın temeller çıkıyor. Binaya gidecek betonarme donatısının yaklaşık üçte biri temellere sarf ediliyor. Kayıcı kalıp bile kullanılsa inşaat süresi uzun. Kalıptan alma süreleri fazla. Beton santrali, ağır vinçler, şantiye laboratuvarı ve diğerleri büyük yatırım ve her an iyi sürveyan istiyor. Deprem perdeleri bir problem. Genelde mimari ihtiyaçlarla uyumlu değiller, temel zemini, taşıyacağı ağırlık sebebi ile, iyi olmalı. Pas payları yeterli ise betonun yangına mukavemeti iyi. Bakım masrafı az. İnşaat maliyeti, belirli bina yükseklikleri için, çelikten daha az olabilir. Fakat rantabilitesi gecikmeli. Faizler ve nemalanma başlangıçta ters çalışıyor.

16. Çelik yüksek mukavemetli, hafif ve ideal bir inşaat malzemesi. Fakat pahalı. İyi bakım istiyor. Yangına mukavemeti düşük ve korozyona dayanıksız. Yorulmaya müsait. Betondan daha çok fazla oranda flambaj gibi stabilite problemleri var. Birleşimler zor. Daha üstün kaliteli işçilik istiyor. Mimari detayları değişik ve ülkemizde alışılmışlardan farklı olabiliyor. Temel problemi iyileştirilmiş İnşaat süresi kısa. Kaynak, yüksek mukavemetli bulon gibi birleşim vasıtalarının iyi kontrolü gerekli. Ülkemizde profil ve saç olarak çelik eleman üretimi düşük ve belki de en önemlisi inşaat sektöründe çeliğe yatkınlık ve eğilim az.

17. Taşıyıcı sistemin bedeli toplam maliyetin % 20' den fazladır. Karkas genellikle çelik veya betondur. Sadece çeliğin kendisi, maliyetinin ancak % 40' ıdır. Özellikle iyi kaynakçılar yoksa şantiye kaynağı mümkün mertebe azaltılmalıdır. Yüksek mukavemetli bulonlar kolaylık sağlamaktadır. Çelik döşemeler öngörülüyorsa destek ve iskele kullanmaktan kaçınılmalı veya en aza indirilmelidir. Beton karkas seçilmişse nihai yerindeki betonun m³ maliyeti minimuma indirilmeye çalışılmalıdır. Bugün hazır beton kullanımı yaygınlaşmıştır. Taşıyıcı olmayan betonda donatı minimumda tutulmalıdır. (DİZAYN KONSTRÜKSİYON 1996 AĞUSTOS SAYI : 130

YIL : 12)

18. Yapı , çelik malzeme mafif olduğundan uzun mesafelerde yüksek nakliye maliyeti oluşmamaktadır.
19. Çelik yapıda yapı ağırlığı betonarme yapıya oranla daha hafif olduğundan temel boyutları daha küçük çıkmaktadır, buda maliyetleri düşürmektedir.
20. Çelik malzeme yangına karşı dayanıksız olduğundan korunması gerekmektedir, buda betonarmeye göre ilave maliyet ve işçilik gerektirmektedir.
21. Çelik konstrüksiyon imalatta kullanılacak işçi betonarmeye oranla daha kalifiye olmak zorundadır.



KAYNAKLAR

- [1] **YAPI ENDÜSTRİ MERKEZİ**, Sempozyum Bildirileri , Yapı Analizi Sabancı Center, Mart (1994)
- [2] **TASLAK DEPREM ŞARTNAMESİ**., Temmuz (1994)
- [3] **ARDA, T.S., YARDIMCI, N.**, Çelik Yapıda Karma Elemanların Plastik Hesabı , Haziran (1991)
- [4] **ARBED PROFİL TABLOLARI** ., Şubat (1990)
- [5] **ARDA, T.S., ÖZGEN, A.**, Seminer Notları , Kompozit Taşıyıcı Elemanlar
- [6] **COMMENTARIES ON PART 4 OF THE NATIONAL BUILDING CODE OF CANADA**., Chapter 4 , (1985)
- [7] **TS 648.**, Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları Aralık (1980)
- [8] **DEREN, H.**, Çelik Yapılar , Nisan (1995)
- [9] **UZGİDER, E., ARDA, T.S., ÖZGEN, A.**, Çok Katlı Çelik Yapılar ,
- [10] **İNŞAAT DÜNYASI , ULUSLAR ARASI MÜTEAHHİTLİK VE TİCARET MECMUASI** ., Yıl : 12 , Sayı : 134 , Şubat (1992)
- [11] **ACLER-STAH-STEEL**., 6/1974 , 9/1974
- [12] **T.C. BAYINDIRLIK VE İSKAN BAKANLIĞI**, Yüksek Fen Kurulu Başkanlığı, sayı:21 , 1996 Yılı Yapı İşleri Birim Fiyat Tarifleri Listesi
- [13] **DİZAYN KONSTRÜKSİYON**., Sayı : 130 , Yıl : 12, Ağustos (1996)
- [14] **EUROPROFILE TECOM**., Arbed's and Usinor-Sacilor , (1991)
- [15] **TS 498.**, Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri , Kasım (1982)

EKLER

SAP 90 DATA DOSYASI VE ÇIKTILARI

MALİYET ANALİZİ ÖRNEĞİ

PLAZA KİRA FİYATLARI

SAPLOT ŞEKİLLERİ

SÜNME VE RÖTRE İÇİN TABLO

TABAN PLAKASI MERKEZLİK PARÇASI HESAP YÖNTEMİ

EK A**1. SİSTEME AİT SAP90 DATA DOSYASI, F3F , SOL, EIG ÇIKTILARI****2. VE 3. SİSTEMLERE AİT SOL, EIG ÇIKTILARI**

**İTÜ ÇELİK YAPILAR BÖLÜMÜ YÜKSEK LİSANS TEZİ AKBANK KULESİ
ÇELİK KONSTRÜKSİYON TASARIMI “ 1. SİSTEMİN DATA DOSYASI”
BİRİMLER (kN;m)**

SYSTEM

V=6 L=5

JOINTS

C POZ 0

1	X=0	Y=11	Z=0
3		Y=23	
5	X=11	Y=34	
7	X=23		
9	X=34	Y=23	
11		Y=11	
13	X=23	Y=0	
15	X=11		
17	X=11	Y=23	
18	X=23		
19		Y=11	
20	X=11		

C POZ 100

101	X=0	Y=11	Z=4.5
103		Y=23	
104	X=5.5	Y=28.5	
105	X=11	Y=34	
106	X=17		
107	X=23		
108	X=28.5	Y=28.5	
109	X=34	Y=23	
111		Y=11	
112	X=28.5	Y=5.5	
113	X=23	Y=0	
114	X=17		
115	X=11		
116	X=5.5	Y=5.5	
117	X=11	Y=23	
118	X=23		
119		Y=11	
120	X=11		
127	X=5.5	Y=11	
129		Y=23	
130	X=11	Y=28.5	
131	X=17		
132	X=23		
133	X=28.5	Y=23	
135		Y=11	
136	X=23	Y=5.5	
137	X=17		
138	X=11		
139	X=17	Y=17	
140	X=17	Y=23	
141		Y=11	
142	X=0	Y=19	
143	X=5.5		
144	X=11		
145	X=17		
146	X=23		
147	X=28.5		
148	X=34		

149 X=0 Y=15

150 X=5.5

151 X=11

152 X=17

153 X=23

154 X=28.5

155 X=34

C POZ 1700

1701 X=0 Y=11 Z=60.5 G=101,1701,100

1703 Y=23 G=103,1703,100

1704 X=5.5 Y=28.5 G=104,1704,100

1705 X=11 Y=34 G=105,1705,100

1706 X=17 G=106,1706,100

1707 X=23 G=107,1707,100

1708 X=28.5 Y=28.5 G=108,1708,100

1709 X=34 Y=23 G=109,1709,100

1711 Y=11 G=111,1711,100

1712 X=28.5 Y=5.5 G=112,1712,100

1713 X=23 Y=0 G=113,1713,100

1714 X=17 G=114,1714,100

1715 X=11 G=115,1715,100

1716 X=5.5 Y=5.5 G=116,1716,100

1717 X=11 Y=23 G=117,1717,100

1718 X=23 G=118,1718,100

1719 Y=11 G=119,1719,100

1720 X=11 G=120,1720,100

1727 X=5.5 Y=11 G=127,1727,100

1729 Y=23 G=129,1729,100

1730 X=11 Y=28.5 G=130,1730,100

1731 X=17 G=131,1731,100

1732 X=23 G=132,1732,100

1733 X=28.5 Y=23 G=133,1733,100

1735 Y=11 G=135,1735,100

1736 X=23 Y=5.5 G=136,1736,100

1737 X=17 G=137,1737,100

1738 X=11 G=138,1738,100

1739 X=17 Y=17 G=139,1739,100

1740 X=17 Y=23 G=140,1740,100

1741 Y=11 G=141,1741,100

1742 X=0 Y=19 G=142,1742,100

1743 X=5.5 G=143,1743,100

1744 X=11 G=144,1744,100

1745 X=17 G=145,1745,100

1746 X=23 G=146,1746,100

1747 X=28.5 G=147,1747,100

1748 X=34 G=148,1748,100

1749 X=0 Y=15 G=149,1749,100

1750 X=5.5 G=150,1750,100

1751 X=11 G=151,1751,100

1752 X=17 G=152,1752,100

1753 X=23 G=153,1753,100

1754 X=28.5 G=154,1754,100

1755 X=34 G=155,1755,100

C POZ 1800

1801 X=0 Y=11 Z=64.77

1803 Y=23

1804 X=5.5 Y=28.5

1805 X=11 Y=34

1806 X=17

1807 X=23
 1808 X=28.5 Y=28.5
 1809 X=34 Y=23
 1811 Y=11
 1812 X=28.5 Y=5.5
 1813 X=23 Y=0
 1814 X=17
 1815 X=11
 1816 X=5.5 Y=5.5
 1817 X=11 Y=23
 1818 X=23
 1819 Y=11
 1820 X=11
 1827 X=5.5 Y=11
 1829 Y=23
 1830 X=11 Y=28.5
 1831 X=17
 1832 X=23
 1833 X=28.5 Y=23
 1835 Y=11
 1836 X=23 Y=5.5
 1837 X=17
 1838 X=11
 1839 X=17 Y=17
 1840 Y=23
 1841 Y=11
 1842 X=0 Y=19
 1843 X=5.5
 1844 X=11
 1845 X=17
 1846 X=23
 1847 X=28.5
 1848 X=34
 1849 X=0 Y=15
 1850 X=5.5
 1851 X=11
 1852 X=17
 1853 X=23
 1854 X=28.5
 1855 X=34

C POZ 3100

3101	X=0	Y=11	Z=110.27	G=1801,3101,100
3103		Y=23		G=1803,3103,100
3104	X=5.5	Y=28.5		G=1804,3104,100
3105	X=11	Y=34		G=1805,3105,100
3106	X=17			G=1806,3106,100
3107	X=23			G=1807,3107,100
3108	X=28.5	Y=28.5		G=1808,3108,100
3109	X=34	Y=23		G=1809,3109,100
3111		Y=11		G=1811,3111,100
3112	X=28.5	Y=5.5		G=1812,3112,100
3113	X=23	Y=0		G=1813,3113,100
3114	X=17			G=1814,3114,100
3115	X=11			G=1815,3115,100
3116	X=5.5	Y=5.5		G=1816,3116,100
3117	X=11	Y=23		G=1817,3117,100
3118	X=23			G=1818,3118,100
3119		Y=11		G=1819,3119,100
3120	X=11			G=1820,3120,100

3127	X=5.5	Y=11	G=1827,3127,100
3129		Y=23	G=1829,3129,100
3130	X=11	Y=28.5	G=1830,3130,100
3131	X=17		G=1831,3131,100
3132	X=23		G=1832,3132,100
3133	X=28.5	Y=23	G=1833,3133,100
3135		Y=11	G=1835,3135,100
3136	X=23	Y=5.5	G=1836,3136,100
3137	X=17		G=1837,3137,100
3138	X=11		G=1838,3138,100
3139	X=17	Y=17	G=1839,3139,100
3140		Y=23	G=1840,3140,100
3141		Y=11	G=1841,3141,100
3142	X=0	Y=19	G=1842,3142,100
3143	X=5.5		G=1843,3143,100
3144	X=11		G=1844,3144,100
3145	X=17		G=1845,3145,100
3146	X=23		G=1846,3146,100
3147	X=28.5		G=1847,3147,100
3148	X=34		G=1848,3148,100
3149	X=0	Y=15	G=1849,3149,100
3150	X=5.5		G=1850,3150,100
3151	X=11		G=1851,3151,100
3152	X=17		G=1852,3152,100
3153	X=23		G=1853,3153,100
3154	X=28.5		G=1854,3154,100
3155	X=34		G=1855,3155,100
<i>C POZ 3200</i>			
3201	X=0	Y=11	Z=113.77
3203		Y=23	
3204	X=5.5	Y=28.5	
3205	X=11	Y=34	
3206	X=17		
3207	X=23		
3208	X=28.5	Y=28.5	
3209	X=34	Y=23	
3211		Y=11	
3217	X=11	Y=23	
3218	X=23		
3219		Y=11	
3220	X=11		
3227	X=5.5		
3229		Y=23	
3230	X=11	Y=28.5	
3231	X=17		
3232	X=23		
3233	X=28.5	Y=23	
3235		Y=11	
3239	X=17	Y=17	
3240		Y=23	
3241		Y=11	
3242	X=0	Y=19	
3243	X=5.5		
3244	X=11		
3245	X=17		
3246	X=23		
3247	X=28.5		
3248	X=34		
3249	X=0	Y=15	

3250 X=5.5
 3251 X=11
 3252 X=17
 3253 X=23
 3254 X=28.5
 3255 X=34
 C POZ 3300
 3301 X=0 Y=11 Z=117.27
 3303 Y=23
 3304 X=5.5 Y=28.5
 3305 X=11 Y=34
 3306 X=17
 3307 X=23
 3308 X=28.5 Y=28.5
 3309 X=34 Y=23
 3311 Y=11
 3317 X=11 Y=23
 3318 X=23
 3319 Y=11
 3320 X=11
 3321 Y=17
 3322 X=23
 3327 X=5.5 Y=11
 3329 Y=23
 3330 X=11 Y=28.5
 3331 X=17
 3332 X=23
 3333 X=28.5 Y=23
 3334 Y=17
 3335 Y=11
 3339 X=17 Y=17
 3340 X=17 Y=23
 3341 Y=11
 3342 X=0 Y=19
 3343 X=5.5
 3344 X=11
 3345 X=17
 3346 X=23
 3347 X=28.5
 3348 X=34
 3349 X=0 Y=15
 3350 X=5.5
 3351 X=11
 3352 X=17
 3353 X=23
 3354 X=28.5
 3355 X=34
 C POZ 3400
 3401 X=0 Y=11 Z=122.97
 3403 Y=23
 3404 X=5.5 Y=28.5
 3405 X=11 Y=34
 3406 X=17
 3407 X=23
 3408 X=28.5 Y=28.5
 3409 X=34 Y=23
 3411 Y=11
 3417 X=11 Y=23
 3418 X=23

3419		Y=11	
3420	X=11		
3421		Y=17	
3422	X=23		
3427	X=5.5	Y=11	
3429		Y=23	
3430	X=11	Y=28.5	
3431	X=17		
3432	X=23		
3433	X=28.5	Y=23	
3434		Y=17	
3435		Y=11	
3439	X=17	Y=17	
3440	X=17	Y=23	
3441		Y=11	
3442	X=0	Y=19	
3443	X=5.5		
3444	X=11		
3445	X=17		
3446	X=23		
3447	X=28.5		
3448	X=34		
3449	X=0	Y=15	
3450	X=5.5		
3451	X=11		
3452	X=17		
3453	X=23		
3454	X=28.5		
3455	X=34		
<i>C POZ 3500</i>			
3501	X=0	Y=11	Z=126.67
3503		Y=23	
3509	X=34		
3511		Y=11	
3517	X=11	Y=23	
3518	X=23		
3519		Y=11	
3520	X=11		
3527	X=5.5	Y=11	
3529		Y=23	
3533	X=28.5		
3535		Y=11	
3539	X=17	Y=17	
3540	X=17	Y=23	
3541		Y=11	
3542	X=0	Y=19	
3543	X=5.5		
3544	X=11		
3545	X=17		
3546	X=23		
3547	X=28.5		
3548	X=34		
3549	X=0	Y=15	
3550	X=5.5		
3551	X=11		
3552	X=17		
3553	X=23		
3554	X=28.5		
3555	X=34		

C POZ 3600

3601	X=0	Y=11	Z=131.67
3603		Y=23	
3609	X=34		
3611		Y=11	
3617	X=11	Y=23	
3618	X=23		
3619		Y=11	
3620	X=11		
3627	X=5.5	Y=11	
3629		Y=23	
3633	X=28.5		
3635		Y=11	
3639	X=17	Y=17	
3640	X=17	Y=23	
3641		Y=11	
3642	X=0	Y=19	
3643	X=5.5		
3644	X=11		
3645	X=17		
3646	X=23		
3647	X=28.5		
3648	X=34		
3649	X=0	Y=15	
3650	X=5.5		
3651	X=11		
3652	X=17		
3653	X=23		
3654	X=28.5		
3655	X=34		

C POZ 3700

3701	X=0	Y=11	Z=136.07
3703		Y=23	
3709	X=34		
3711		Y=11	
3717	X=11	Y=23	
3718	X=23		
3719		Y=11	
3720	X=11		
3721		Y=17	
3722	X=23		
3727	X=5.5	Y=11	
3729		Y=23	
3733	X=28.5		
3735		Y=11	
3739	X=17	Y=17	
3740	X=17	Y=23	
3741		Y=11	
3742	X=0	Y=19	
3743	X=5.5		
3744	X=11		
3745	X=17		
3746	X=23		
3747	X=28.5		
3748	X=34		
3749	X=0	Y=15	
3750	X=5.5		
3751	X=11		
3752	X=17		

3753 X=23

3754 X=28.5

3755 X=34

RESTRAINTS

1 15 2 R=1,1,1,0,0,

17 20 1 R=1,1,1,0,0,

MASSES

139		M=1085,1085	:MASTER JOINTS
239	539 100	M=1062,1062	:MASTER JOINTS
639	1039 100	M=1034,1034	:MASTER JOINTS
1139	1539 100	M=1007,1007	:MASTER JOINTS
1639	2039 100	M=984,984	:MASTER JOINTS
2139	2539 100	M=958,958	:MASTER JOINTS
2639	3039 100	M=955,955	:MASTER JOINTS
3139		M=947,947	:MASTER JOINTS
3239		M=702,702	:MASTER JOINTS
3339	3439 100	M=720,720	:MASTER JOINTS
3539		M=459,459	:MASTER JOINTS
3639		M=464,464	:MASTER JOINTS
3739		M=427,427	:MASTER JOINTS

CONSTRAINTS

101	3101 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
103	3103 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
104	3104 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
105	3705 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
106	3706 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
107	3707 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
108	3408 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
109	3409 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
111	3411 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
112	3412 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
113	3713 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
114	3714 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
115	3715 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
116	3116 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
117	3717 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
118	3718 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
119	3719 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
120	3720 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
127	3127 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
129	3129 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
130	3730 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
131	3731 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
132	3732 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
133	3433 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
134	3434 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
135	3435 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
136	3736 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
137	3737 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
138	3738 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
140	3740 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
141	3741 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
142	3742 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
143	3743 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
144	3744 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
145	3745 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
146	3746 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
147	3747 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100
148	3748 100	C=139,139,0,0,0,139	I=100,100,0,0,0,100

149 3749 100 C=139,139,0,0,0,139 I=100,100,0,0,0,100
 150 3750 100 C=139,139,0,0,0,139 I=100,100,0,0,0,100
 151 3751 100 C=139,139,0,0,0,139 I=100,100,0,0,0,100
 152 3752 100 C=139,139,0,0,0,139 I=100,100,0,0,0,100
 153 3753 100 C=139,139,0,0,0,139 I=100,100,0,0,0,100
 154 3754 100 C=139,139,0,0,0,139 I=100,100,0,0,0,100
 155 3755 100 C=139,139,0,0,0,139 I=100,100,0,0,0,100

FRAME

NM=30 NL=26 Z=-1.5

C EDGE COLUMN SECTION PROPERTIES

1 A=0.2410 I=0.02006960,0.01270048 W=18.92 E=21000E4 J=0.033 :W+2HD
 2 A=0.2088 I=0.01780900,0.00998828 W=16.39 E=21000E4 J=0.027 :W+2HD
 3 A=0.1729 I=0.01438240,0.00769067 W=13.57 E=21000E4 J=0.021 :W+2HD
 4 A=0.1349 I=0.01144860,0.00533364 W=10.59 E=21000E4 J=0.016 :W+2HD
 5 A=0.1022 I=0.00868200,0.00373459 W=8.02 E=21000E4 J=0.012 :W+2HD

C CENTRAL COLUMN SECTION PROPERTIES

6 A=0.4381 I=0.03197600,0.03139322 W=34.39 E=21000E4 J=0.063 :W+2HD
 7 A=0.3600 I=0.02878000,0.02337182 W=28.26 E=21000E4 J=0.051 :W+2HD
 8 A=0.2875 I=0.02479820,0.01469749 W=22.57 E=21000E4 J=0.040 :W+2HD
 9 A=0.2294 I=0.01945600,0.01036568 W=18.00 E=21000E4 J=0.030 :W+2HD
 10 A=0.1566 I=0.01369460,0.00565704 W=12.20 E=21000E4 J=0.019 :W+2HD

C STEEL BEAM SECTION PROPERTIES

11 A=0.0371 I=494100E-8,15820E-8 E=21000E4 J=0.0051 :HE 900 B
 12 A=0.0334 I=359100E-8,14900E-8 E=21000E4 J=0.0037 :HE 800 B

C COMPOSITE BEAM SECTION PROPERTIES

13 A=0.0946 I=642824E-8,3901288E-8 E=21000E4 J=0.045 :HE 700 B
 14 A=0.0910 I=450029E-8,3900378E-8 E=21000E4 J=0.044 :HE 600 B

C STEEL BEAM SECTION PROPERTIES

15 A=0.0270 I=171000E-8,13530E-8 E=21000E4 J=0.0018 :HE 600 B

C COMPOSITE BEAM SECTION PROPERTIES

16 A=0.0910 I=450029E-8,3900378E-8 E=21000E4 J=0.044 :HE 600 B

C STEEL BEAM SECTION PROPERTIES

17 A=0.0334 I=359100E-8,14900E-8 E=21000E4 J=0.0037 :HE 800 B
 18 A=0.0270 I=171000E-8,13530E-8 E=21000E4 J=0.0018 :HE 600 B
 19 A=0.0073 I=16270E-8,1043E-8 E=21000E4 J=0.00017 :IPE 360
 20 A=0.0085 I=23130E-8,1318E-8 E=21000E4 J=0.00024 :IPE 400

C VERTICAL K BRACING SECTION PROPERTIES

21 A=0.0367 E=21000E4 J=0.00079 :HD 260*260*288
 22 A=0.0321 E=21000E4 J=0.00067 :HD 260*260*252
 23 A=0.0279 E=21000E4 J=0.00056 :HD 260*260*219
 24 A=0.0243 E=21000E4 J=0.00047 :HD 260*260*191
 25 A=0.0190 E=21000E4 J=0.00035 :HD 260*260*149

C VERTICAL X BRACING SECTION PROPERTIES

26 A=0.0420 E=21000E4 J=0.00095 :HD 260*260*329
 27 A=0.0321 E=21000E4 J=0.00067 :HD 260*260*252
 28 A=0.0279 E=21000E4 J=0.00056 :HD 260*260*219
 29 A=0.0212 E=21000E4 J=0.00038 :HD 260*260*167
 30 A=0.0167 E=21000E4 J=0.00029 :HD 260*260*131

C VERTICAL DISTRIBUTION LOADS ON THE BEAMS

1 WL=0,-57.00,0 :Q1
 2 WL=0,-52.25,0 :Q2
 3 WL=0,+33.25,0 :Q2
 4 WL=0,+28.50,0 :Q3
 5 WL=0,+19.00,0 :Q4
 6 WL=0,+38.00,0 :Q5
 7 WG=13.03,0,0 :W1
 8 WG=14.01,0,0 :W2
 9 WG=15.11,0,0 :W3
 10 WG=16.15,0,0 :W4

11 WG=17.20,0,0 :W5
 12 WG=5.23,0,0 :W6
 13 WG=5.61,0,0 :W7
 14 WG=6.05,0,0 :W8
 15 WG=6.49,0,0 :W9
 16 WG=6.88,0,0 :W10
 17 WG=0,13.03,0 :W11
 18 WG=0,14.01,0 :W12
 19 WG=0,15.11,0 :W13
 20 WG=0,16.15,0 :W14
 21 WG=0,17.20,0 :W15
 22 WG=0,5.23,0 :W16
 23 WG=0,5.61,0 :W17
 24 WG=0,6.05,0 :W18
 25 WG=0,6.49,0 :W19
 26 WG=0,6.88,0 :W20

C COLUMNS

1	1	101	M=1	LP=2,0	NSL=0,7,22	G=4,1,100,100
6	501	601	M=2		NSL=0,7,22	
7	601	701			NSL=0,7,22	G=2,1,100,100
10	901	1001			NSL=0,8,23	
11	1001	1101	M=3		NSL=0,8,23	G=1,1,100,100
13	1201	1301			NSL=0,9,24	G=2,1,100,100
16	1501	1601	M=4		NSL=0,9,24	G=2,1,100,100
19	1801	1901			NSL=0,10,25	G=1,1,100,100
21	2001	2101	M=5		NSL=0,10,25	G=3,1,100,100
25	2401	2501			NSL=0,11,26	
26	2501	2601			NSL=0,11,26	G=4,1,100,100
31	3001	3101			NSL=0,11,26	G=3,1,100,100
35	3401	3501			NSL=0,11,26	G=2,1,100,100
63	3	103	M=1		NSL=0,7,0	G=4,1,100,100
68	503	603	M=2		NSL=0,7,0	
69	603	703			NSL=0,7,0	G=2,1,100,100
72	903	1003			NSL=0,8,0	
73	1003	1103	M=3		NSL=0,8,0	G=1,1,100,100
75	1203	1303			NSL=0,9,0	G=2,1,100,100
78	1503	1603	M=4		NSL=0,9,0	G=2,1,100,100
81	1803	1903			NSL=0,10,0	G=1,1,100,100
83	2003	2103	M=5		NSL=0,10,0	G=3,1,100,100
87	2403	2503			NSL=0,11,0	
88	2503	2603			NSL=0,11,0	G=4,1,100,100
93	3003	3103			NSL=0,11,0	G=3,1,100,100
97	3403	3503			NSL=0,11,0	G=2,1,100,100
125	5	105	M=1	LP=3,0	NSL=0,12,0	G=4,1,100,100
130	505	605	M=2		NSL=0,12,0	
131	605	705			NSL=0,12,0	G=2,1,100,100
134	905	1005			NSL=0,13,0	
135	1005	1105	M=3		NSL=0,13,0	G=1,1,100,100
137	1205	1305			NSL=0,14,0	G=2,1,100,100
140	1505	1605	M=4		NSL=0,14,0	G=2,1,100,100
143	1805	1905			NSL=0,15,0	G=1,1,100,100
145	2005	2105	M=5		NSL=0,15,0	G=3,1,100,100
149	2405	2505			NSL=0,16,0	
150	2505	2605			NSL=0,16,0	G=4,1,100,100
155	3005	3105			NSL=0,16,0	G=3,1,100,100
199	7	107	M=1			G=4,1,100,100
204	507	607	M=2			G=4,1,100,100
209	1007	1107	M=3			G=4,1,100,100
214	1507	1607	M=4			G=4,1,100,100

219	2007	2107	M=5		G=4,1,100,100
224	2507	2607			G=4,1,100,100
229	3007	3107			G=3,1,100,100
270	9	109	M=1	LP=2,0	G=4,1,100,100
275	509	609	M=2		G=4,1,100,100
280	1009	1109	M=3		G=4,1,100,100
285	1509	1609	M=4		G=4,1,100,100
290	2009	2109	M=5		G=4,1,100,100
295	2509	2609			G=4,1,100,100
300	3009	3109			G=3,1,100,100
304	3409	3509			G=2,1,100,100
338	11	111	M=1	NSL=0,0,22	G=4,1,100,100
343	511	611	M=2	NSL=0,0,22	
344	611	711		NSL=0,0,22	G=2,1,100,100
347	911	1011		NSL=0,0,23	
348	1011	1111	M=3	NSL=0,0,23	G=1,1,100,100
350	1211	1311		NSL=0,0,24	G=2,1,100,100
353	1511	1611	M=4	NSL=0,0,24	G=2,1,100,100
356	1811	1911		NSL=0,0,25	G=1,1,100,100
358	2011	2111	M=5	NSL=0,0,25	G=3,1,100,100
362	2411	2511		NSL=0,0,26	
363	2511	2611		NSL=0,0,26	G=4,1,100,100
368	3011	3111		NSL=0,0,26	G=3,1,100,100
372	3411	3511		NSL=0,0,26	G=2,1,100,100
406	13	113	M=1	LP=3,0 NSL=0,0,17	G=4,1,100,100
411	513	613	M=2	NSL=0,0,17	
412	613	713		NSL=0,0,17	G=2,1,100,100
415	913	1013		NSL=0,0,18	
416	1013	1113	M=3	NSL=0,0,18	G=1,1,100,100
418	1213	1313		NSL=0,0,19	G=2,1,100,100
421	1513	1613	M=4	NSL=0,0,19	G=2,1,100,100
424	1813	1913		NSL=0,0,20	G=1,1,100,100
426	2013	2113	M=5	NSL=0,0,20	G=3,1,100,100
430	2413	2513		NSL=0,0,21	
431	2513	2613		NSL=0,0,21	G=4,1,100,100
436	3013	3113		NSL=0,0,21	
480	15	115	M=1	NSL=0,12,17	G=4,1,100,100
485	515	615	M=2	NSL=0,12,17	
486	615	715		NSL=0,12,17	G=2,1,100,100
489	915	1015		NSL=0,13,18	
490	1015	1115	M=3	NSL=0,13,18	G=1,1,100,100
492	1215	1315		NSL=0,14,19	G=2,1,100,100
495	1515	1615	M=4	NSL=0,14,19	G=2,1,100,100
498	1815	1915		NSL=0,15,20	G=1,1,100,100
500	2015	2115	M=5	NSL=0,15,20	G=3,1,100,100
504	2415	2515		NSL=0,16,21	
505	2515	2615		NSL=0,16,21	G=4,1,100,100
510	3015	3115		NSL=0,16,21	
548	17	117	M=6		G=4,1,100,100
553	517	617	M=7		G=4,1,100,100
558	1017	1117	M=8		G=4,1,100,100
563	1517	1617	M=9		G=4,1,100,100
568	2017	2117	M=10		G=4,1,100,100
573	2517	2617			G=4,1,100,100
578	3017	3117			G=6,1,100,100
585	18	118	M=6		G=4,1,100,100
590	518	618	M=7		G=4,1,100,100
595	1018	1118	M=8		G=4,1,100,100
600	1518	1618	M=9		G=4,1,100,100

605	2018	2118	M=10		G=4,1,100,100
610	2518	2618			G=4,1,100,100
615	3018	3118			G=6,1,100,100
622	19	119	M=6		G=4,1,100,100
627	519	619	M=7		G=4,1,100,100
632	1019	1119	M=8		G=4,1,100,100
637	1519	1619	M=9		G=4,1,100,100
642	2019	2119	M=10		G=4,1,100,100
647	2519	2619			G=4,1,100,100
652	3019	3119		NSL=0,0,21	G=6,1,100,100
659	20	120	M=6		G=4,1,100,100
664	520	620	M=7		G=4,1,100,100
669	1020	1120	M=8		G=4,1,100,100
674	1520	1620	M=9		G=4,1,100,100
679	2020	2120	M=10		G=4,1,100,100
684	2520	2620			G=4,1,100,100
689	3020	3120		NSL=0,0,21	G=6,1,100,100
<i>C COPMPOSITE & STEEL BEAMS</i>					
1101	101	149	M=15 LP=3,0		G=36,100,100,100 LR=1,0,0,1,0,0
1102	142	103			G=36,100,100,100 LR=0,1,0,0,1,0
1103	103	104	M=11 LP=139,104	NSL=4	G=33,100,100,100 LR=1,0,0,1,0,0
1104	104	105		NSL=4	G=33,100,100,100 LR=0,1,0,0,1,0
1105	105	106	M=12 LP=2,0		G=33,100,100,100 LR=1,0,0,1,0,0
1106	106	107			G=33,100,100,100 LR=0,1,0,0,1,0
1107	107	108	M=11 LP=139,108	NSL=4	G=33,100,100,100 LR=1,0,0,1,0,0
1108	108	109		NSL=4	G=33,100,100,100 LR=0,1,0,0,1,0
1109	109	148	M=15 LP=3,0		G=36,100,100,100 LR=1,0,0,1,0,0
1110	155	111			G=36,100,100,100 LR=0,1,0,0,1,0
1111	111	112	M=11 LP=139,112	NSL=4	G=30,100,100,100 LR=1,0,0,1,0,0
1112	112	113		NSL=4	G=30,100,100,100 LR=0,1,0,0,1,0
1113	113	114	M=12 LP=2,0		G=30,100,100,100 LR=1,0,0,1,0,0
1114	114	115			G=30,100,100,100 LR=0,1,0,0,1,0
1115	115	116	M=11 LP=139,116	NSL=4	G=30,100,100,100 LR=1,0,0,1,0,0
1116	116	101		NSL=4	G=30,100,100,100 LR=0,1,0,0,1,0
1117	116	138	M=19 LP=2,0		G=30,100,100,100 LR=1,1,0,1,1,0
1118	138	137			G=30,100,100,100 LR=1,1,0,1,1,0
1119	137	136			G=30,100,100,100 LR=1,1,0,1,1,0
1120	136	112			G=30,100,100,100 LR=1,1,0,1,1,0
1121	101	127	M=16	NSL=4	G=30,100,100,100 LR=1,0,0,1,0,0
1122	127	120		NSL=4	G=30,100,100,100 LR=0,1,0,0,1,0
1123	119	135		NSL=4	G=30,100,100,100 LR=1,0,0,1,0,0
1124	135	111		NSL=4	G=30,100,100,100 LR=0,1,0,0,1,0
1129	103	129		NSL=4	G=33,100,100,100 LR=1,0,0,1,0,0
1130	129	117		NSL=4	G=33,100,100,100 LR=0,1,0,0,1,0
1131	118	133		NSL=4	G=33,100,100,100 LR=1,0,0,1,0,0
1132	133	109		NSL=4	G=33,100,100,100 LR=0,1,0,0,1,0
1133	104	130	M=19		G=33,100,100,100 LR=1,1,0,1,1,0
1134	130	131			G=33,100,100,100 LR=1,1,0,1,1,0
1135	131	132			G=33,100,100,100 LR=1,1,0,1,1,0
1136	132	108			G=33,100,100,100 LR=1,1,0,1,1,0
1137	116	127	M=20 LP=3,0		G=30,100,100,100 LR=1,1,0,1,1,0
1138	127	150	M=14		G=36,100,100,100 LR=1,0,0,1,0,0
1139	143	129			G=36,100,100,100 LR=0,1,0,0,1,0
1140	129	104	M=20		G=33,100,100,100 LR=1,1,0,1,1,0
1141	115	138	M=14	NSL=2	G=30,100,100,100 LR=1,0,0,1,0,0
1142	138	120		NSL=2	G=30,100,100,100 LR=0,1,0,0,1,0
1143	120	151	M=18		G=36,100,100,100 LR=1,0,0,1,0,0
1144	144	117			G=36,100,100,100 LR=0,1,0,0,1,0
1145	117	130	M=14	NSL=2	G=33,100,100,100 LR=1,0,0,1,0,0

1146	130	105		NSL=2	G=33,100,100,100	LR=0,1,0,0,1,0
1147	114	137	M=13	NSL=1	G=30,100,100,100	LR=1,0,0,1,0,0
1148	137	141		NSL=1	G=30,100,100,100	LR=0,1,0,0,1,0
1149	140	131		NSL=1	G=33,100,100,100	LR=1,0,0,1,0,0
1150	131	106		NSL=1	G=33,100,100,100	LR=0,1,0,0,1,0
1151	113	136	M=14	NSL=2	G=30,100,100,100	LR=1,0,0,1,0,0
1152	136	119		NSL=2	G=30,100,100,100	LR=0,1,0,0,1,0
1153	119	153	M=18		G=36,100,100,100	LR=1,0,0,1,0,0
1154	146	118			G=36,100,100,100	LR=0,1,0,0,1,0
1155	118	132	M=14	NSL=2	G=33,100,100,100	LR=1,0,0,1,0,0
1156	132	107		NSL=2	G=33,100,100,100	LR=0,1,0,0,1,0
1157	112	135	M=20		G=30,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
1158	135	154	M=14		G=36,100,100,100	LR=1,0,0,1,0,0
1159	147	133			G=36,100,100,100	LR=0,1,0,0,1,0
1160	133	108	M=20		G=33,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
1161	117	140	M=17 LP=2,0		G=36,100,100,100	LR=1,0,0,1,0,0
1164	140	118			G=36,100,100,100	LR=0,1,0,0,1,0
1165	120	141			G=36,100,100,100	LR=1,0,0,1,0,0
1168	141	119			G=36,100,100,100	LR=0,1,0,0,1,0
1169	149	142	M=15 LP=3,0		G=36,100,100,100	
1170	150	143	M=14		G=36,100,100,100	
1171	151	144	M=18		G=36,100,100,100	
1172	152	139	M=13	NSL=1	G=36,100,100,100	
1173	139	145		NSL=1	G=36,100,100,100	
1174	153	146	M=18		G=36,100,100,100	
1175	154	147	M=14		G=36,100,100,100	
1176	155	148	M=15		G=36,100,100,100	
1177	142	143	M=20 LP=2,0	NSL=3	G=33,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
1178	143	144		NSL=3	G=33,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
1179	144	145	M=19		G=36,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
1180	145	146			G=36,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
1181	146	147	M=20	NSL=3	G=33,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
1182	147	148		NSL=3	G=33,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
1183	149	150		NSL=3	G=33,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
1184	150	151		NSL=3	G=33,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
1185	151	152	M=19		G=36,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
1186	152	153			G=36,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
1187	153	154	M=20	NSL=3	G=33,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
1188	154	155		NSL=3	G=33,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
1189	141	152	M=13 LP=3,0	NSL=1	G=36,100,100,100	LR=1,0,0,1,0,0
1190	145	140		NSL=1	G=36,100,100,100	LR=0,1,0,0,1,0
4221	3201	3227	M=16 LP=2,0	NSL=5	G=5,100,100,100	LR=1,0,0,1,0,0
4222	3227	3220		NSL=5	G=5,100,100,100	LR=0,1,0,0,1,0
4223	3219	3235		NSL=5	G=5,100,100,100	LR=1,0,0,1,0,0
4224	3235	3211		NSL=5	G=5,100,100,100	LR=0,1,0,0,1,0
4529	3503	3529		NSL=5	G=2,100,100,100	LR=1,0,0,1,0,0
4530	3529	3517		NSL=5	G=2,100,100,100	LR=0,1,0,0,1,0
4531	3518	3533		NSL=5	G=2,100,100,100	LR=1,0,0,1,0,0
4532	3533	3509		NSL=5	G=2,100,100,100	LR=0,1,0,0,1,0
4577	3542	3543	M=20 LP=2,0	NSL=6	G=2,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
4578	3543	3544		NSL=6	G=2,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
4581	3546	3547		NSL=6	G=2,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
4582	3547	3548		NSL=6	G=2,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
4583	3549	3550		NSL=6	G=2,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
4584	3550	3551		NSL=6	G=2,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
4587	3553	3554		NSL=6	G=2,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0
4588	3554	3555		NSL=6	G=2,100,100,100	LR=1,1,0,1,1,0

C VERTICAL K BRACINGS ON AXIS C

5001	20	241	M=21 LP=2,0	G=2,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5004	620	841	M=22	G=2,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5007	1220	1441	M=23	G=2,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5010	1820	2041	M=24	G=2,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5013	2420	2641	M=25	G=2,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5016	3020	3241		G=1,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5018	3420	3641			LR=1,1,0,1,1,0
5019	3620	3741			LR=1,1,0,1,1,0
5101	19	241	M=21	G=2,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5104	619	841	M=22	G=2,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5107	1219	1441	M=23	G=2,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5110	1819	2041	M=24	G=2,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5113	2419	2641	M=25	G=2,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5116	3019	3241		G=1,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5118	3419	3641			LR=1,1,0,1,1,0
5119	3619	3741			LR=1,1,0,1,1,0

C VERTICAL K BRACINGS ON AXIS E

5201	17	240	M=21 LP=2,0	G=2,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5204	617	840	M=22	G=2,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5207	1217	1440	M=23	G=2,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5210	1817	2040	M=24	G=2,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5213	2417	2640	M=25	G=2,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5216	3017	3240		G=1,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5218	3417	3640			LR=1,1,0,1,1,0
5219	3617	3740			LR=1,1,0,1,1,0
5301	18	240	M=21	G=2,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5304	618	840	M=22	G=2,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5307	1218	1440	M=23	G=2,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5310	1818	2040	M=24	G=2,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5313	2418	2640	M=25	G=2,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5316	3018	3240		G=1,1,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5318	3418	3640			LR=1,1,0,1,1,0
5319	3618	3740			LR=1,1,0,1,1,0

C VERTICAL X BRACINGS ON AXIS 3

5401	17	220	M=26 LP=3,0	G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5407	617	820	M=27	G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5413	1217	1420	M=28	G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5419	1817	2020	M=29	G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5425	2417	2620	M=30	G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5431	3017	3220		G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5437	3617	3721			LR=1,1,0,1,1,0
5438	20	217	M=26	G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5444	620	817	M=27	G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5450	1220	1417	M=28	G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5456	1820	2017	M=29	G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5462	2420	2617	M=30	G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5468	3020	3217		G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5474	3620	3721			LR=1,1,0,1,1,0

C VERTICAL X BRACINGS ON AXIS 5

5501	18	219	M=26 LP=3,0	G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5507	618	819	M=27	G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5513	1218	1419	M=28	G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5519	1818	2019	M=29	G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5525	2418	2619	M=30	G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5531	3018	3219		G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5537	3618	3722			LR=1,1,0,1,1,0
5538	19	218	M=26	G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5544	619	818	M=27	G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0

5550	1219	1418	M=28	G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5556	1819	2018	M=29	G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5562	2419	2618	M=30	G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5568	3019	3218		G=2,2,200,200	LR=1,1,0,1,1,0
5574	3619	3722			LR=1,1,0,1,1,0

PDELTA

M=5 TOLD=0.0001

L=1 SF=1.0

SPEC :SEISMIC RESPONSE SPECTRUM IN LATERAL (X) AND VERTICAL DIRECTIONS

A=0 S=.654 D=0.05

C PERIOD DIRECTION1 DIRECTION2

C ACCELERATION ACCELERATION

0.000	1.000	1.000
0.025	1.500	1.500
0.050	2.000	2.000
0.075	2.500	2.500
0.100	2.500	2.500
0.150	2.500	2.500
0.200	2.500	2.500
0.250	2.500	2.500
0.300	2.500	2.500
0.350	2.210	2.210
0.400	1.986	1.986
0.500	1.661	1.661
0.600	1.436	1.436
0.700	1.269	1.269
0.800	1.141	1.141
0.900	1.038	1.038
1.000	0.954	0.954
1.500	0.690	0.690
2.000	0.548	0.548
2.500	0.458	0.458
3.000	0.396	0.396
3.500	0.350	0.350
4.000	0.315	0.315
4.500	0.286	0.286

COMBO

1 C=1,0,0 :DL+LL

2 C=1,1,0 :DL+LL+WLX

3 C=1,0,1 :DL+LL+WLY

4 C=1 D=1 :DL+LL+EQd

5 C=1 D=-1 :DL+LL+EQd

SELECT

NT=1 ID=139,3739,100 SW=1

NT=2 ID=1,15,2

ID=17,20,1

NT=5 ID=125,145,5

:EDGE COLUMN

ID=548,568,5

:CENTRAL COLUMN

ID=5301,5314,3

:K BRACINGS

ID=5401,5425,6

:X BRACINGS

		3.5	33.663	291.5		24.508	72.052	
		3.5			-20357.6			0
	5	0			-21556.3			0
		0	-35.011	-134.6		-24.579	-70.263	
		3.5	-35.011	-304.7		-24.579	-72.184	
		3.5			-21470.3			0
135	---	---	---	---	---	---	---	---
	ACTING	P-DELTA	AXIAL	FORCE	-17205.3			
	1	0			-17240.9			0
		0	-1.175	-6.4		-0.051	0.086	
		3.5	-1.175	-6.7		-0.051	-0.09	
		3.5			-17169.6			0
	2	0			-16764.4			0
		0	-1.621	-5.6		12.581	37.149	
		3.5	-1.621	-7.5		32.216	35.654	
		3.5			-16693.1			0
	3	0			-17252.6			0
		0	-26.332	-83.9		0.404	-0.681	
		3.5	-26.332	-79.2		0.404	0.735	
		3.5			-17181.4			0
	4	0			-16731.1			0
		0	25.628	69		25.039	36.732	
		3.5	25.628	235.8		25.039	60.03	
		3.5			-16659.9			0
	5	0			-17750.7			0
		0	-27.978	-81.9		-25.14	-36.559	
		3.5	-27.978	-249.3		-25.14	-60.21	
		3.5			-17679.4			0
140	---	---	---	---	---	---	---	---
	ACTING	P-DELTA	AXIAL	FORCE	-13528			
	1	0			-13555.8			0
		0	-1.338	-6.4		-0.054	0.09	
		3.5	-1.338	-6.2		-0.054	-0.099	
		3.5			-13500.3			0
	2	0			-13152			0
		0	-1.907	-5.4		15.631	18.043	
		3.5	-1.907	-7.2		36.806	31.472	
		3.5			-13096.4			0
	3	0			-13565.7			0
		0	-30.298	-34.5		0.506	-0.855	
		3.5	-30.298	-44		0.506	0.917	
		3.5			-13510.1			0
	4	0			-13118.1			0
		0	26.165	73.5		26.265	44.4	
		3.5	26.165	191.5		26.265	27.435	
		3.5			-13062.5			0

145	5	0			-13993.6			0
		0	-28.84	-86.4		-26.374	-44.22	
		3.5	-28.84	-204		-26.374	-27.634	
		3.5			-13938			0
	ACTING	P-DELTA	AXIAL	FORCE	-9915.78			
	1	0			-9936.84			0
		0	-1.674	-6.5		-0.06	0.103	
		3.5	-1.674	-7		-0.06	-0.106	
		3.5			-9894.73			0
	2	0			-9624.71			0
548		0	-2.337	-5.4		1.973	18.803	
		3.5	-2.337	-8.2		24.688	0.567	
		3.5			-9582.6			0
	3	0			-9944.43			0
		0	-16.223	-35.8		0.607	-1.021	
		3.5	-16.223	-6.9		0.607	1.102	
		3.5			-9902.32			0
	4	0			-9593.71			0
		0	16.955	34.3		17.487	15.595	
		3.5	16.955	161.8		17.487	32.187	
		3.5			-9551.61			0
	5	0			-10280			0
		0	-20.303	-47.5		-17.607	-15.39	
		3.5	-20.303	-176		-17.607	-32.4	
		3.5			-10237.9			0
	ACTING	P-DELTA	AXIAL	FORCE	-36883.9			
	1	0			-37000			0.02
		0	-1.641	0		0	0	
		4.5	-1.641	-6.4		0	0	
		4.5			-36767.8			0.02
	2	0			-22297.9			0.155
		0	-1.643	0		31.049	-0.203	
		4.5	-1.643	-6.5		31.049	32.318	
		4.5			-22065.8			0.155
	3	0			-54549.3			0.379
		0	-44.486	0.2		0.002	0.001	
		4.5	-44.486	-105		0.002	0.009	
		4.5			-54317.2			0.379
	4	0			-16233			0.457
		0	42.005	0.2		37.836	0.354	
		4.5	42.005	271		37.836	92.228	
		4.5			-16000.8			0.457

553	5	0			-57767			-0.417
		0	-45.287	-0.2		-37.836	-0.354	
		4.5	-45.287	-284		-37.836	-92.229	
		4.5			-57534.9			-0.417
	ACTING	P-DELTA	AXIAL	FORCE	-31357.8			
	1	0			-31432			0
		0	-0.974	-10.5		-0.002	0.002	
		3.5	-0.974	-10.5		-0.002	-0.003	
		3.5			-31283.6			0
	2	0			-19748.9			0
		0	-0.986	-10.5		40.605	132.955	
		3.5	-0.986	-10.5		40.605	170.26	
		3.5			-19600.6			0
	3	0			-45448.4			0
		0	-60.387	-219.3		0.011	-0.018	
		3.5	-60.387	-312.4		0.011	0.021	
		3.5			-45300			0
	4	0			-14461.7			0
		0	53.006	194.8		41.619	167.91	
		3.5	53.006	456.2		41.619	169.353	
		3.5			-14313.3			0
	5	0			-48402.3			0
		0	-54.953	-215.9		-41.622	-167.905	
		3.5	-54.953	-477.3		-41.622	-169.36	
		3.5			-48253.9			0
558	ACTING	P-DELTA	AXIAL	FORCE	-25916.2			
	1	0			-25975.4			0
		0	-1.816	-10.9		-0.003	0.004	
		3.5	-1.816	-11.6		-0.003	-0.005	
		3.5			-25856.9			0
	2	0			-18313			0
		0	-1.84	-10.9		32.861	63.032	
		3.5	-1.84	-11.6		32.861	57.706	
		3.5			-18194.5			0
	3	0			-35468.2			0
		0	-41.584	-139.6		0.022	-0.034	
		3.5	-41.584	-139.2		0.022	0.042	
		3.5			-35349.7			0
	4	0			-13795.2			0
		0	42.011	114.6		38.463	74.264	
		3.5	42.011	375.7		38.463	114.606	
		3.5			-13676.7			0
	5	0			-38155.6			0

		0	-45.644	-136.5		-38.468	-74.255	
		3.5	-45.644	-398.9		-38.468	-114.616	
		3.5			-38037.1			0
563	---	---	---	---	---	---	---	---
	ACTING	P-DELTA	AXIAL	FORCE	-20622.7			
	1	0			-20669.9			0
		0	-1.901	-11.2		-0.004	0.006	
		3.5	-1.901	-10.4		-0.004	-0.008	
		3.5			-20575.4			0
	2	0			-15232.8			0
		0	-1.942	-11.1		42.965	20.972	
		3.5	-1.942	-10.5		42.965	51.934	
		3.5			-15138.3			0
	3	0			-27599.3			0
		0	-47.434	-57.5		0.038	-0.063	
		3.5	-47.434	-76.4		0.038	0.071	
		3.5			-27504.8			0
	4	0			-11182.4			0
		0	42.31	125.1		43.235	84.96	
		3.5	42.31	298.8		43.235	55.502	
		3.5			-11087.9			0
	5	0			-30157.4			0
		0	-46.113	-147.5		-43.244	-84.947	
		3.5	-46.113	-319.8		-43.244	-55.518	
		3.5			-30062.9			
568	---	---	---	---	---	---	---	---
	ACTING	P-DELTA	AXIAL	FORCE	-15390.0			
	1	0			-15422.1			0
		0	-2.38	-10.8		-0.006	0.01	
		3.5	-2.38	-10.9		-0.006	-0.012	
		3.5			-15358			0
	2	0			-12772			0
		0	-2.448	-10.7		21.326	18.135	
		3.5	-2.448	-11		21.326	-7.941	
		3.5			-12708			0
	3	0			-19028.2			0
		0	-25.314	-56.6		0.063	-0.099	
		3.5	-25.314	-12.2		0.063	0.122	
		3.5			-18964.1			0
	4	0			-9607.42			0
		0	26.623	54.4		27.382	23.774	
		3.5	26.623	253.2		27.382	48.707	
		3.5			-9543.37			0
	5	0			-21236.7			0
		0	-31.383	-76.2		-27.394	-23.753	

		3.5 3.5	-31.383	-275	-21172.7	-27.394	-48.73	0
5301	—	—	—	—	—	—	—	—
	ACTING	P-DELTA	AXIAL	FORCE	-442.139			
	1	0			-442.139			0.025
		0	-0.019	0		0.002	0	
		0	-0.019	0		0.002	0	
		0			-442.139			0.025
	2	0			-2871.98			0.025
		0	0.167	0		0.002	0	
		0	0.167	0		0.002	0	
		0			-2871.98			0.025
	3	0			-461.854			0.474
		0	-0.02	0		0.212	0	
		0	-0.02	0		0.212	0	
		0			-461.854			0.474
	4	0			2030.451			0.486
		0	0.17	0		0.192	0	
		0	0.17	3.7		0.192	0	
		0			2030.451			0.486
	5	0			-2914.73			-0.436
		0	-0.208	0		-0.187	0	
		0	-0.208	-3.7		-0.187	0	
		0			-2914.73			-0.436
5304	—	—	—	—	—	—	—	—
	ACTING	P-DELTA	AXIAL	FORCE	-458.772			
	1	0			-458.772			0.045
		0	-0.027	0		0.014	0	
		9.22	-0.027	0		0.014	0	
		9.22			-458.772			0.045
	2	0			-2339.54			0.045
		0	0.372	0		0.014	0	
		9.22	0.372	0		0.014	0	
		9.22			-2339.54			0.045
	3	0			-474.382			0.922
		0	-0.028	0		0.454	0	
		9.22	-0.028	0		0.454	0	
		9.22			-474.382			0.922
	4	0			1503.941			0.864
		0	0.362	0		0.4	0	
		9.22	0.362	7.1		0.4	0	
		9.22			1503.941			0.864
	5	0			-2421.49			-0.773
		0	-0.416	0		-0.372	0	
		9.22	-0.416	-7.1		-0.372	0	

5307	—	9.22			-2421.49			-0.773
		ACTING	P-DELTA	AXIAL	FORCE	-456.344		
1		0			-456.344			0.048
		0		-0.03	0	0.029	0	
		9.22		-0.03	0	0.029	0	
		9.22			-456.344			0.048
2		0			-2031.81			0.048
		0		0.565	0	0.029	0	
		9.22		0.565	0	0.029	0	
		9.22			-2031.81			0.048
3		0			-469.124			0.566
		0		-0.031	0	0.648	0	
		9.22		-0.031	0	0.648	0	
		9.22			-469.124			0.566
4		0			1182.384			0.664
		0		0.567	0	0.575	0	
		9.22		0.567	11	0.575	0	
		9.22			1182.384			0.664
5		0			-2095.07			-0.568
		0		-0.628	0	-0.518	0	
		9.22		-0.628	-11	-0.518	0	
		9.22			-2095.07			-0.568
5310	—	ACTING	P-DELTA	AXIAL	FORCE	-451.402		
1		0			-451.402			0.05
		0		-0.034	0	0.047	0	
		9.22		-0.034	0	0.047	0	
		9.22			-451.402			0.05
2		0			-1671.65			0.05
		0		0.701	0	0.047	0	
		9.22		0.701	0	0.047	0	
		9.22			-1671.65			0.05
3		0			-460.316			0.444
		0		-0.035	0	0.814	0	
		9.22		-0.035	0	0.814	0	
		9.22			-460.316			0.444
4		0			940.857			0.566
		0		0.742	0	0.746	0	
		9.22		0.742	14.3	0.746	0	
		9.22			940.857			0.566
5		0			-1843.66			-0.466
		0		-0.81	0	-0.651	0	
		9.22		-0.81	-14.3	-0.651	0	
		9.22			-1843.66			-0.466

5313	ACTING	P-DELTA	AXIAL	FORCE	-445.455		
1	0	0			-445.455		0.052
	0	-0.043	0			0.073	0
	9.22	-0.043	0			0.073	0
	9.22				-445.455		0.052
2	0	0			-1255.3		0.052
	0	0.775	0			0.073	0
	9.22	0.775	0			0.073	0
	9.22				-1255.3		0.052
3	0	0			-451.202		0.182
	0	-0.043	0			0.92	0
	9.22	-0.043	0			0.92	0
	9.22				-451.202		0.182
4	0	0			629.494		0.427
	0	0.865	0			0.872	0
	9.22	0.865	16.7			0.872	0
	9.22				629.494		0.427
5	0	0			-1520.41		-0.323
	0	-0.95	0			-0.727	0
	9.22	-0.95	-16.7			-0.727	0
	9.22				-1520.41		-0.323
5401	ACTING	P-DELTA	AXIAL	FORCE	-1053.35		
1	0	0			-1053.35		0
	0	0.182	0			0	0
	4.422	0.182	0			0	0
	4.422				-1053.35		0
2	0	0			-619.646		-0.244
	0	0.104	0			0.384	0
	4.422	0.104	0			0.384	0
	4.422				-619.646		-0.244
3	0	0			-2949.57		0.001
	0	-0.103	0			0	0
	4.422	-0.103	0			0	0
	4.422				-2949.57		0.001
4	0	0			788.42		0.425
	0	0.441	0			0.391	0
	4.422	0.441	7.4			0.391	0
	4.422				788.42		0.425
5	0	0			-2895.12		-0.425
	0	-0.078	0			-0.391	0
	4.422	-0.078	-7.4			-0.391	0
	4.422				-2895.12		-0.425
5407							

	ACTING	P-DELTA	AXIAL	FORCE	-659.504		
1	0				-659.504	0	0
	0	0.084	0		0	0	
	3.892	0.084	0		0	0	
	3.892				-659.504		0
2	0				-426.138		-0.601
	0	0.045	0		0.369	0	
	3.892	0.045	0		0.369	0	
	3.892				-426.138		-0.601
3	0				-2172.52		0
	0	-0.494	0		0	0	
	3.892	-0.494	0		0	0	
	3.892				-2172.52		0
4	0				828.534		0.701
	0	0.586	0		0.361	0	
	3.892	0.586	13.9		0.361	0	
	3.892				828.534		0.701
5	0				-2147.54		-0.701
	0	-0.417	0		-0.361	0	
	3.892	-0.417	-13.9		-0.361	0	
	3.892				-2147.54		-0.701
5413	---	---	---	---	---	---	---
	ACTING	P-DELTA	AXIAL	FORCE	-559.751		
1	0				-559.75		0
	0	0.046	0		0	0	
	3.892	0.046	0		0	0	
	3.892				-559.75		0
2	0				-398.853		-0.39
	0	0.019	0		0.433	0	
	3.892	0.019	0		0.433	0	
	3.892				-398.853		-0.39
3	0				-1873.03		0
	0	-0.74	0		0	0	
	3.892	-0.74	0		0	0	
	3.892				-1873.03		0
4	0				690.555		0.578
	0	0.735	0		0.434	0	
	3.892	0.735	19.1		0.434	0	
	3.892				690.555		0.578
5	0				-1810.06		-0.578
	0	-0.644	0		-0.434	0	
	3.892	-0.644	-19.1		-0.434	0	
	3.892				-1810.06		-0.578
5419	---	---	---	---	---	---	---
	ACTING	P-DELTA	AXIAL	FORCE	-386.923		

1	0			-386.922			0
	0	0.004	0		0	0	
	3.892	0.004	0		0	0	
	3.892			-386.922			0
2	0			-305.558			-0.106
	0	-0.008	0		0.358	0	
	3.892	-0.008	0		0.358	0	
	3.892			-305.558			-0.106
3	0			-1406.97			0
	0	-0.709	0		0	0	
	3.892	-0.709	0		0	0	
	3.892			-1406.97			0
4	0			648.474			0.295
	0	0.646	0		0.379	0	
	3.892	0.646	17.8		0.379	0	
	3.892			648.474			0.295
5	0			-1422.32			-0.295
	0	-0.637	0		-0.379	0	
	3.892	-0.637	-17.8		-0.379	0	
	3.892			-1422.32			-0.295
5425	---	---	---	---	---	---	---
	ACTING	P-DELTA	AXIAL	FORCE			
1	0			-280.538			0
	0	-0.022	0		0	0	
	3.892	-0.022	0		0	0	
	3.892			-280.538			0
2	0			-241.769			-0.069
	0	-0.027	0		0.284	0	
	3.892	-0.027	0		0.284	0	
	3.892			-241.769			-0.069
3	0			-1007.41			0
	0	-0.625	0		0	0	
	3.892	-0.625	0		0	0	
	3.892			-1007.41			0
4	0			528.981			0.282
	0	0.535	0		0.32	0	
	3.892	0.535	15.4		0.32	0	
	3.892			528.981			0.282
5	0			-1090.06			-0.282
	0	-0.578	0		-0.32	0	
	3.892	-0.578	-15.4		-0.32	0	
	3.892			-1090.06			-0.282

PROGR SAP90 FILE :S8.SOL

ITU STE STR.DE MASTER THESIS AKBANKTOWER BİRİML kN ; M

JOINT DISPLACEMENT

LOAD COM.1 DISP. 'U'.

JOINT	U(X)	U(Y)
139	0.0000	0.0000
239	0.0000	0.0001
339	0.0000	0.0001
439	0.0000	0.0002
539	0.0000	0.0003
639	0.0000	0.0004
739	0.0000	0.0005
839	0.0000	0.0007
939	0.0000	0.0008
1039	0.0000	0.0010
1139	0.0000	0.0012
1239	0.0000	0.0015
1339	0.0000	0.0018
1439	0.0000	0.0021
1539	0.0000	0.0024
1639	0.0000	0.0028
1739	0.0000	0.0031
1839	0.0000	0.0037
1939	0.0000	0.0041
2039	0.0000	0.0046
2139	0.0000	0.0052
2239	0.0000	0.0058
2339	0.0000	0.0064
2439	0.0000	0.0071
2539	0.0000	0.0078
2639	0.0000	0.0086
2739	0.0000	0.0094
2839	0.0000	0.0103
2939	0.0000	0.0112
3039	0.0000	0.0121
3139	0.0000	0.0131
3239	0.0000	0.0142
3339	0.0000	0.0152
3439	0.0000	0.0170
3539	0.0000	0.0182
3639	0.0000	0.0197
3739	0.0000	0.0211

LOAD COM.2 DISP. 'U'.

JOINT	U(X)	U(Y)
139	0.0029	0.0000
239	0.0053	0.0001
339	0.0078	0.0001
439	0.0106	0.0002

539	0.0136	0.0003
639	0.0170	0.0004
739	0.0207	0.0005
839	0.0247	0.0007
939	0.0290	0.0008
1039	0.0335	0.0010
1139	0.0381	0.0012
1239	0.0430	0.0015
1339	0.0483	0.0018
1439	0.0537	0.0021
1539	0.0594	0.0024
1639	0.0652	0.0028
1739	0.0712	0.0031
1839	0.0787	0.0037
1939	0.0851	0.0041
2039	0.0916	0.0046
2139	0.0981	0.0052
2239	0.1047	0.0058
2339	0.1113	0.0064
2439	0.1181	0.0071
2539	0.1251	0.0078
2639	0.1322	0.0086
2739	0.1392	0.0094
2839	0.1462	0.0103
2939	0.1531	0.0112
3039	0.1599	0.0121
3139	0.1666	0.0131
3239	0.1732	0.0142
3339	0.1800	0.0152
3439	0.1905	0.0170
3539	0.1973	0.0182
3639	0.2061	0.0197
3739	0.2138	0.0211

LOAD COM.3 DISP. 'U'.

JOINT	U(X)	U(Y)
139	0.0000	0.0026
239	0.0000	0.0048
339	0.0000	0.0074
439	0.0000	0.0104
539	0.0000	0.0138
639	0.0000	0.0175
739	0.0000	0.0219
839	0.0000	0.0266
939	0.0000	0.0317
1039	0.0000	0.0371
1139	0.0000	0.0427
1239	0.0000	0.0487
1339	0.0000	0.0551
1439	0.0000	0.0618
1539	0.0000	0.0687
1639	0.0000	0.0758
1739	0.0000	0.0832

1839	0.0000	0.0926
1939	0.0000	0.1007
2039	0.0000	0.1092
2139	0.0000	0.1178
2239	0.0000	0.1266
2339	0.0000	0.1355
2439	0.0000	0.1447
2539	0.0000	0.1541
2639	0.0000	0.1637
2739	0.0000	0.1733
2839	0.0000	0.1829
2939	0.0000	0.1926
3039	0.0000	0.2021
3139	0.0000	0.2117
3239	0.0000	0.2211
3339	0.0000	0.2305
3439	0.0000	0.2454
3539	0.0000	0.2550
3639	0.0000	0.2678
3739	0.0000	0.2794

LOAD COM.4 DISP. 'U'.

JOINT	U(X)	U(Y)
139	0.0030	0.0023
239	0.0053	0.0043
339	0.0079	0.0067
439	0.0106	0.0093
539	0.0136	0.0123
639	0.0168	0.0156
739	0.0204	0.0194
839	0.0243	0.0235
939	0.0283	0.0279
1039	0.0326	0.0325
1139	0.0370	0.0374
1239	0.0417	0.0426
1339	0.0467	0.0481
1439	0.0520	0.0539
1539	0.0575	0.0599
1639	0.0632	0.0661
1739	0.0691	0.0725
1839	0.0766	0.0806
1939	0.0830	0.0878
2039	0.0895	0.0953
2139	0.0961	0.1030
2239	0.1029	0.1107
2339	0.1097	0.1187
2439	0.1168	0.1269
2539	0.1241	0.1354
2639	0.1316	0.1441
2739	0.1391	0.1528
2839	0.1466	0.1615
2939	0.1540	0.1703
3039	0.1614	0.1790

3139	0.1687	0.1877
3239	0.1759	0.1963
3339	0.1832	0.2049
3439	0.1948	0.2186
3539	0.2023	0.2274
3639	0.2120	0.2395
3739	0.2204	0.2508

LOAD COM .5 DISP. 'U'.

JOINT	U(X)	U(Y)
139	-0.0030	-0.0023
239	-0.0053	-0.0042
339	-0.0079	-0.0065
439	-0.0106	-0.0090
539	-0.0136	-0.0117
639	-0.0168	-0.0148
739	-0.0204	-0.0184
839	-0.0243	-0.0222
939	-0.0283	-0.0263
1039	-0.0326	-0.0305
1139	-0.0370	-0.0349
1239	-0.0417	-0.0396
1339	-0.0467	-0.0446
1439	-0.0520	-0.0497
1539	-0.0575	-0.0551
1639	-0.0632	-0.0606
1739	-0.0691	-0.0662
1839	-0.0766	-0.0733
1939	-0.0830	-0.0796
2039	-0.0895	-0.0860
2139	-0.0961	-0.0926
2239	-0.1029	-0.0992
2339	-0.1097	-0.1059
2439	-0.1168	-0.1127
2539	-0.1241	-0.1198
2639	-0.1316	-0.1269
2739	-0.1391	-0.1340
2839	-0.1466	-0.1410
2939	-0.1540	-0.1479
3039	-0.1614	-0.1547
3139	-0.1687	-0.1614
3239	-0.1759	-0.1680
3339	-0.1832	-0.1745
3439	-0.1948	-0.1846
3539	-0.2023	-0.1911
3639	-0.2120	-0.2000
3739	-0.2204	-0.2086

REACT. AND APPLIED FORCES**LOAD COM. 1 FORCES 'F' AND MOMENTS 'M'**

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1 -	1.89E+01	6.82E-01	2.16E+04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
3 -	1.72E+01	6.90E-01	2.24E+04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
5 -	1.65E+01	1.04E+00	2.49E+04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
7 .	1.65E+01	1.04E+00	2.49E+04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
9 .	1.73E+01	6.90E-01	2.24E+04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
11 .	1.89E+01	6.82E-01	2.16E+04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
13 .	1.81E+01	1.02E+00	2.27E+04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
15 -	1.81E+01	1.02E+00	2.27E+04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
17 .	2.65E+06	-8.75E+02	3.79E+04	0.00E+00	0.00E+00	1.99E-02
18 -	2.65E+06	-8.75E+02	3.79E+04	0.00E+00	0.00E+00	-1.99E-02
19 -	2.64E+06	8.72E+02	3.63E+04	0.00E+00	0.00E+00	-1.99E-02
20 .	2.64E+06	8.72E+02	3.63E+04	0.00E+00	0.00E+00	1.99E-02

LOAD COM. 2 FORCES 'F' AND MOMENTS 'M'

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1 -	5.26E+04	6.47E-01	2.16E+04	0.00E+00	0.00E+00	-3.36E-10
3 -	4.71E+04	7.25E-01	2.24E+04	0.00E+00	0.00E+00	-3.36E-10
5 .	9.41E+04	1.08E+00	2.43E+04	0.00E+00	0.00E+00	-3.36E-10
7 .	1.89E+05	9.99E-01	2.54E+04	0.00E+00	0.00E+00	-3.36E-10
9 .	1.90E+05	6.54E-01	2.24E+04	0.00E+00	0.00E+00	-3.36E-10
11 .	1.85E+05	7.18E-01	2.16E+04	0.00E+00	0.00E+00	-3.36E-10
13 .	1.75E+05	1.06E+00	2.32E+04	0.00E+00	0.00E+00	-3.36E-10
15 .	8.02E+04	9.83E-01	2.22E+04	0.00E+00	0.00E+00	-3.36E-10
17 -	1.16E+07	-5.14E+02	2.11E+04	0.00E+00	-1.16E-12	1.56E-01
18 -	1.69E+07	-1.24E+03	5.48E+04	0.00E+00	-2.78E-12	1.16E-01
19 -	1.69E+07	1.23E+03	5.32E+04	0.00E+00	1.30E-12	-1.56E-01
20 -	1.16E+07	5.11E+02	1.94E+04	0.00E+00	0.00E+00	-1.16E-01

LOAD COM. 3 FORCES 'F' AND MOMENTS 'M'

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1 -	3.74E+02	1.20E+01	2.07E+04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
3 .	3.25E+02	2.20E+01	2.33E+04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
5 .	3.07E+02	2.88E+01	2.49E+04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
7 -	3.07E+02	2.88E+01	2.49E+04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
9 -	3.25E+02	2.20E+01	2.33E+04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
11 .	3.74E+02	1.20E+01	2.07E+04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
13 .	3.27E+02	3.82E+00	2.27E+04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
15 -	3.27E+02	3.82E+00	2.27E+04	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
17 .	2.77E+06	-2.41E+03	5.66E+05	1.44E-12	0.00E+00	3.81E-01
18 -	2.77E+06	-2.41E+03	5.66E+04	1.63E-12	0.00E+00	-3.81E-01
19 -	2.52E+06	-6.64E+02	1.77E+04	0.00E+00	0.00E+00	-3.81E-01
20 .	2.52E+06	-6.64E+02	1.77E+05	2.80E-12	0.00E+00	3.81E-01

LOAD COM. 4 FORCES 'F' AND MOMENTS 'M'

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1 .	2.29E+05	2.13E+01	2.24E+04	0.00E+00	0.00E+00	1.21E-09

3 .	2.34E+05	2.17E+01	2.32E+04	0.00E+00	0.00E+00	1.21E-09
5 .	2.11E+05	2.91E+01	2.54E+04	0.00E+00	0.00E+00	1.21E-09
7 .	2.11E+05	2.91E+01	2.54E+04	0.00E+00	0.00E+00	1.21E-09
9 .	2.34E+05	2.17E+01	2.32E+04	0.00E+00	0.00E+00	1.21E-09
11 .	2.29E+05	2.13E+01	2.24E+04	0.00E+00	0.00E+00	1.21E-09
13 .	1.98E+05	2.81E+01	2.32E+04	0.00E+00	0.00E+00	1.21E-09
15 .	1.98E+05	2.81E+01	2.32E+04	0.00E+00	0.00E+00	1.21E-09
17 .	1.72E+07	6.19E+02	6.07E+04	0.00E+00	1.78E-12	4.59E-01
18 .	1.18E+07	6.19E+02	6.07E+04	0.00E+00	2.22E-12	4.19E-01
19 .	1.19E+07	2.37E+03	5.91E+04	1.37E-12	1.99E-12	4.19E-01
20 .	1.72E+07	2.37E+03	5.91E+04	0.00E+00	1.66E-12	4.59E-01

LOAD COM. 5 FORCES 'F' AND MOMENTS 'M'

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1 -.	2.29E+05	-1.99E+01	2.08E+04	0.00E+00	0.00E+00	-1.21E-09
3 -.	2.34E+05	-2.03E+01	2.16E+04	0.00E+00	0.00E+00	-1.21E-09
5 -.	2.11E+05	-2.71E+01	2.43E+04	0.00E+00	0.00E+00	-1.21E-09
7 -.	2.11E+05	-2.71E+01	2.43E+04	0.00E+00	0.00E+00	-1.21E-09
9 -.	2.34E+05	-2.03E+01	2.16E+04	0.00E+00	0.00E+00	-1.21E-09
11 -.	2.29E+05	-1.99E+01	2.08E+04	0.00E+00	0.00E+00	-1.21E-09
13 -.	1.98E+05	-2.61E+01	2.22E+04	0.00E+00	0.00E+00	-1.21E-09
15 -.	1.98E+05	-2.61E+01	2.22E+04	0.00E+00	0.00E+00	-1.21E-09
17 -.	1.18E+07	-2.37E+03	1.52E+04	0.00E+00	-1.78E-12	-4.19E-01
18 -.	1.72E+07	-2.37E+03	1.52E+04	0.00E+00	-2.22E-12	-4.59E-01
19 -.	1.72E+07	-6.23E+02	1360E+05	1.38E-12	-1.99E-12	-4.59E-01
20 -.	1.19E+07	-6.23E+02	1.36E+04	0.00E+00	-1.66E-12	-4.19E-01

PROGR. SAP90 FILE:SBF.SOL
 ITU STEEL STR.DE. MASTE THESIS AKBAN TOWER BIRIM

JOINT DISPLACEMENT

LOAD COM 3 DIP.'U'

JOINT	U(X)	U(Y)
139	0.0000	0.0024
239	0.0000	0.0043
339	0.0000	0.0065
439	0.0000	0.0088
539	0.0000	0.0114
639	0.0000	0.0142
739	0.0000	0.0175
839	0.0000	0.0209
939	0.0000	0.0246
1039	0.0000	0.0283
1139	0.0000	0.0322
1239	0.0000	0.0362
1339	0.0000	0.0405
1439	0.0000	0.0449
1539	0.0000	0.0495
1639	0.0000	0.0540
1739	0.0000	0.0587
1839	0.0000	0.0645
1939	0.0000	0.0696
2039	0.0000	0.0747
2139	0.0000	0.0799
2239	0.0000	0.0851
2339	0.0000	0.0903
2439	0.0000	0.0956
2539	0.0000	0.1010
2639	0.0000	0.1064
2739	0.0000	0.1118
2839	0.0000	0.1171
2939	0.0000	0.1223
3039	0.0000	0.1275
3139	0.0000	0.1325
3239	0.0000	0.1378
3339	0.0000	0.1432
3439	0.0000	0.1513
3539	0.0000	0.1566
3639	0.0000	0.1638
3739	0.0000	0.1706

LOAD COM 4 DIP.'U'

JOINT	U(X)	U(Y)
139	0.0024	0.0018
239	0.0041	0.0032
339	0.0059	0.0042
439	0.0078	0.0062
539	0.0097	0.0082

639	0.0118	0.0104
739	0.0141	0.0128
839	0.0165	0.0153
939	0.0190	0.0179
1039	0.0215	0.0206
1139	0.0241	0.0234
1239	0.0268	0.0263
1339	0.0296	0.0293
1439	0.0325	0.0325
1539	0.0355	0.0358
1639	0.0385	0.0390
1739	0.0416	0.0424
1839	0.0455	0.0467
1939	0.0487	0.0504
2039	0.0519	0.0541
2139	0.0552	0.0580
2239	0.0584	0.0619
2339	0.0616	0.0658
2439	0.0648	0.0697
2539	0.0681	0.0738
2639	0.0714	0.0779
2739	0.0746	0.0820
2839	0.0778	0.0861
2939	0.0808	0.0902
3039	0.0838	0.0942
3139	0.0866	0.0981
3239	0.0894	0.1023
3339	0.0921	0.1065
3439	0.0965	0.1129
3539	0.0991	0.1171
3639	0.1026	0.1230
3739	0.1051	0.1289

ROGR SAP90 FILE: SS.SOL

JOINT DISPLACE

LOAD COM.3 DIS.'U'

JOINT	U(X)	U(Y)
139	0.0000	0.0008
239	0.0000	0.0022
339	0.0000	0.0040
439	0.0000	0.0062
539	0.0000	0.0087
639	0.0000	0.0115
739	0.0000	0.0146
839	0.0000	0.0180
939	0.0000	0.0216
1039	0.0000	0.0254
1139	0.0000	0.0294
1239	0.0000	0.0336
1339	0.0000	0.0379
1439	0.0000	0.0423
1539	0.0000	0.0469
1639	0.0000	0.0515
1739	0.0000	0.0563
1839	0.0000	0.0622
1939	0.0000	0.0673
2039	0.0000	0.0724
2139	0.0000	0.0777
2239	0.0000	0.0830
2339	0.0000	0.0883
2439	0.0000	0.0937
2539	0.0000	0.0990
2639	0.0000	0.1044
2739	0.0000	0.1097
2839	0.0000	0.1151
2939	0.0000	0.1204
3039	0.0000	0.1258
3139	0.0000	0.1311
3239	0.0000	0.1366
3339	0.0000	0.1420
3439	0.0000	0.1507
3539	0.0000	0.1562
3639	0.0000	0.1635
3739	0.0000	0.1699

LOAD COM.4 DIS.'U'

JOINT	U(X)	U(Y)
139	0.0004	0.0008
239	0.0011	0.0021
339	0.0021	0.0039

439	0.0033	0.0060
539	0.0048	0.0083
639	0.0065	0.0109
739	0.0085	0.0137
839	0.0107	0.0168
939	0.0131	0.0201
1039	0.0158	0.0236
1139	0.0187	0.0272
1239	0.0218	0.0309
1339	0.0250	0.0348
1439	0.0285	0.0388
1539	0.0320	0.0429
1639	0.0357	0.0471
1739	0.0396	0.0514
1839	0.0445	0.0568
1939	0.0486	0.0614
2039	0.0529	0.0661
2139	0.0574	0.0710
2239	0.0619	0.0759
2339	0.0665	0.0808
2439	0.0712	0.0858
2539	0.0760	0.0908
2639	0.0809	0.0958
2739	0.0858	0.1009
2839	0.0908	0.1059
2939	0.0958	0.1110
3039	0.1009	0.1160
3139	0.1060	0.1212
3239	0.1112	0.1263
3339	0.1164	0.1315
3439	0.1249	0.1398
3539	0.1304	0.1451
3639	0.1379	0.1522
3739	0.1445	0.1584

PROGRAM:SAP90/FILE:SB.EIG
ITU STEEL STR.DEP.MASTER THESIS AKBANK TOWER
" BRACED SYS." UNITS (kN;M)

EIGEN SYSTEM PARAMETERS

NUMBER OF EQUATIONS = 5073
 NUMBER OF MASSES = 74
 NUMBER OF VALUES TO BE EVALUATED = 6
 SIZE OF SUBSPACE = 3

EIGENVALUES AND FREQUENCIES

MODE NUMBER	EIGENVALUE (RAD/SEC)**2	CIRCULAR FREQ (RAD/SEC)	FREQUENCY (CYCLES/SEC)	PERIOD (SEC)
1	.139703E+01	.118196E+01	.188115	5.315906
2	.144900E+01	.120374E+01	.191582	5.219708
3	.166942E+02	.408586E+01	.650285	1.537788
4	.184463E+02	.429492E+01	.683558	1.462934
5	.613112E+02	.783015E+01	1.246206	.802435
6	.701836E+02	.837756E+01	1.333331	.750002

BASE FORCE REACTION FACTORS

MODE # (sec)	PERIOD	X DIR	Y DIR	Z DIR	X MOMENT	Y MOME	Z MOME
1	5.316	-.180E-02	.146E+03	.000E+00	-.133E+05	-.671E-01	.395E+03
2	5.220	-.147E+03	.238E-02	.000E+00	-.319E-01	-.133E+05	.227E+04
3	1.538	-.881E+02	-.216E-01	.000E+00	.288E+01	-.197E+04	.460E+03
4	1.463	.375E-01	.861E+02	.000E+00	-.207E+04	.487E+01	-.325E+03
5	.802	.488E+02	.988E-02	.000E+00	.308E+00	.574E+03	-.920E+03
6	.750	-.960E-01	.486E+02	.000E+00	-.663E+03	.265E+01	.256E+03

PARTICIPATING MASS - (percent)

MODE	X-DIR	Y-DIR	Z-DIR	X-SUM	Y-SUM	Z-SUM
1	.000	61.871	00.000	.000	61.871	00.000
2	62.736	.000	00.000	62.736	61.871	00.000
3	22.527	.000	00.000	85.263	61.871	00.000
4	.000	21.520	00.000	85.263	83.392	00.000
5	6.923	.000	00.000	92.187	83.392	00.000
6	.000	6.862	00.000	92.187	90.254	00.000

PROGRAM:SAP90/FILE:SBF.EIG
ITU STEEL STR.DEP.MASTER THESIS SABANCI TOWER
" BRACED FRAME SYS." UNITS (kN;M)

EIGEN SYSTEM PARAMETERS

NUMBER OF EQUATIONS = 5073
 NUMBER OF MASSES = 74
 NUMBER OF VALUES TO BE EVALUATED = 6
 SIZE OF SUBSPACE = 3

EIGENVALUES AND FREQUENCIES

MODE NUMBER	EIGENVALUE (RAD/SEC)**2	CIRCULAR FREQ (RAD/SEC)	FREQUENCY (CYCLES/SEC)	PERIOD (SEC)
1	.224096E+01	.149698E+01	.238253	4.197227
2	.228108E+01	.151033E+01	.240376	4.160152
3	.215902E+02	.464652E+01	.739517	1.352233
4	.228741E+02	.478269E+01	.761189	1.313734
5	.710637E+02	.842993E+01	1.341665	.745342
6	.779860E+02	.883097E+01	1.405492	.711495

BASE FORCE REACTION FACTORS

MODE # (sec)	PERIOD	X DIR	Y DIR	Z DIR	X MOMENT	Y MOME	Z MOME
1	4.197	-.103E-02	.151E+03	.000E+00	-.134E+05	.408E-01	.376E+03
2	4.160	-.153E+03	.438E-02	.000E+00	-.122E+00	-.134E+05	.230E+04
3	1.352	-.802E+02	-.173E-01	.000E+00	.369E+01	-.101E+04	.355E+03
4	1.314	.211E-01	.797E+02	.000E+00	-.132E+04	.480E+01	-.338E+03
5	.745	.457E+02	.658E-01	.000E+00	.390E+01	.583E+03	-.921E+03
6	.711	.906E-01	.462E+02	.000E+00	-.615E+03	.723E+01	.265E+03

PARTICIPATING MASS - (percent)

MODE	X-DIR	Y-DIR	Z-DIR	X-SUM	Y-SUM	Z-SUM
1	.000	66.048	00.000	.000	66.048	00.000
2	68.043	.000	00.000	68.043	66.048	00.000
3	18.656	.000	00.000	86.698	66.048	00.000
4	.000	18.416	00.000	86.698	84.464	00.000
5	6.070	.000	00.000	92.768	84.464	00.000
6	.000	6.204	00.000	92.768	90.667	00.000

PROGRAM:SAP90/FILE:SS.EIG
ITU STEEL STR.DEP.MASTER THESIS SABANCI TOWER " C SHELL
CORE" UNITS(kN,M)

E I G E N S Y S T E M P A R A M E T E R S

NUMBER OF EQUATIONS = 5065
 NUMBER OF MASSES = 74
 NUMBER OF VALUES TO BE EVALUATED = 10
 SIZE OF SUBSPACE = 3

E I G E N V A L U E S A N D F R E Q U E N C I E S

MODE NUMBER	EIGENVALUE (RAD/SEC)**2	CIRCULAR FREQ (RAD/SEC)	FREQUENCY (CYCLES/SEC)	PERIOD (SEC)
1	.192275E+01	.138663E+01	.220689	4.531259
2	.210334E+01	.145029E+01	.230821	4.332367
3	.257730E+02	.507671E+01	.807984	1.237648
4	.526475E+02	.725586E+01	1.154806	.865946
5	.986956E+02	.993457E+01	1.581136	.632457
6	.232581E+03	.152506E+02	2.427209	.411996
7	.294469E+03	.171601E+02	2.731115	.366151
8	.461913E+03	.214922E+02	3.420582	.292348
9	.832555E+03	.288540E+02	4.592261	.217758
10	.854285E+03	.292282E+02	4.651805	.214970

B A S E F O R C E R E A C T I O N F A C T O R S

MODE #	PERIOD (sec)	X DIR	Y DIR	Z DIR	X MOMENT	Y MOME	Z MOME
1	4.531	-.664E-03	.157E+03	.000E+00	-.141E+05	-.183E-01	.404E+03
2	4.332	.151E+03	-.325E-03	.000E+00	.632E-02	.140E+05	-.237E+04
3	1.238	-.772E-02	-.859E+02	.000E+00	.174E+04	-.449E+00	.352E+03
4	.866	-.888E+02	-.216E-01	.000E+00	.270E+01	-.251E+04	.425E+03
5	.632	-.637E-01	-.467E+02	.000E+00	.707E+03	-.293E+01	-.285E+03
6	.412	.962E-01	-.360E+02	.000E+00	.330E+03	.254E+01	.138E+03
7	.366	.558E+02	.695E-02	.000E+00	.363E+00	.946E+03	-.945E+03
8	.292	.814E-01	.286E+02	.000E+00	-.228E+03	.188E+01	.168E+02
9	.218	-.254E-01	-.229E+02	.000E+00	.146E+03	-.661E+00	-.783E+02
10	.215	-.405E+02	.105E+00	.000E+00	-.653E+00	-.465E+03	.367E+03

P A R T I C I P A T I N G M A S S - (percent)

MODE	X-DIR	Y-DIR	Z-DIR	X-SUM	Y-SUM	Z-SUM
1	.000	63.379	00.000	.000	63.379	00.000
2	58.850	.000	00.000	58.850	63.379	00.000
3	.000	19.053	00.000	58.850	82.432	00.000
4	20.367	.000	00.000	79.217	82.432	00.000
5	.000	5.636	00.000	79.217	88.068	00.000
6	.000	3.347	00.000	79.217	91.415	00.000
7	8.041	.000	00.000	87.258	91.415	00.000
8	.000	2.115	00.000	87.258	93.529	00.000
9	.000	1.355	00.000	87.258	94.885	00.000
10	4.242	.000	00.000	91.500	94.885	00.000

An example of an overall balance

We are obliged to the Technical Office for the Use of Steel (OTUA), for the following information which relates to a "steel/concrete" price comparison made by the Canadian Institute of Steel Construction and the Canadian Steel Industries Construction Council in Toronto.

The building under survey was a 26-storeyed office block having a total floor area of 324,000 sq.ft, i.e., 30,200 m². Its dimensions were as follows:—

- Length, 120 ft = 36 m;
- Width, 100 ft = 30 m;
- Height, 347 ft = 114 m.

The comparison relates to the following constructional solutions:—

- Reinforced concrete;
- Steelwork.

All the prices submitted are in Canadian Dollars and have been rounded off in thousands of dollars. Date: November, 1973.

Analysis of the components of the total price

1. Cost of the framework (structure and foundations)

It will be noted that, although 7.7 % more expensive at the beginning if only the framework is considered, steel proves cheaper by 1.42 %, in terms of a total balance for "structure and foundations" + finishing.

2. Cost price of the building

This is the remainder of the building, once the framework is assembled. This section applies to both concrete and steel.

3. Indirect expenses on site for the entire building

In a steel structure the cost of fitting and hoisting equipment is included in the assembly price, whereas with concrete construction this cost is usually added on.

Indirect expenses on site are 1.5 % lower in steel construction than in reinforced concrete. They represent 8.5 % of the total direct cost in the case of reinforced concrete and 7 % in the case of steel.

4. General expenses and profits of the enterprise

These are identical for reinforced concrete and steel and represent

3 % of the direct and indirect costs.

5. Amount of short-term interest

It is estimated that half of the cost of construction (C) will be invested during building and that the cost of the land (T) will be invested throughout the entire life of the building.

The rate of interest is 9.5 %.

Interest to be paid is:—

$$\left(T + \frac{C}{2}\right) \times \frac{9.5}{100} \times \frac{17 \text{ months}}{12 \text{ months}}$$

in the case of reinforced concrete;

$$\left(T + \frac{C}{2}\right) \times \frac{9.5}{100} \times \frac{15 \text{ months}}{12 \text{ months}}$$

in the case of steel framework.

6. Saving due to reduced building time

50 % of the habitable area is let 2 months earlier at a price of 1.5 dollars per sq.ft.

Table 1. Cost of framework (structure and foundations).

	Reinforced Concrete Solution Can. Dollars	Steel Framework Solution Can. Dollars	Difference between Concrete/Steel Can. Dollars	Ratio Concrete/Steel %
Flooring and walls	1,403,000	1,511,000	+ 108,000	+ 7.7
Fireproofing (2 hours)	—	96,000	+ 96,000	+ 100
Underfloor pipework	181,000	—	- 181,000	- 100
Finishing of posts	27,000	4,000	- 23,000	- 85
Flooring for ground floor	131,000	131,000	—	—
Foundations	154,000	127,000	- 27,000	- 17.5
Total structure	1,896,000	1,869,000	- 27,000	- 1.42

Table 2. Duration of works.

	Reinforced Concrete	Steel Framework	Difference
Erection of structure	5 months	3 months	2 months = 40 %
Complete building	17 months	15 months	2 months = 11.8 %

Table 3. Overall Balance.

	Reinforced Concrete		Steel Construction		Difference Reinforced Concrete/Steel	
	Canadian Dollars	% Concrete/Steel	Canadian Dollars	% Steel/Concrete (Reinforced)	Difference	% Steel and reinforced Concrete/Concrete
1. Cost of framework (structure and foundations)	1,897,000	18.5	1,870,000	18.2	27,000	1.43
2. Direct cost of construction	8,480,000	63.3	8,480,000	63.3	—	—
3. Indirect expenditure on site	712,000	6.95	584,000	5.7	128,000	18
4. General expenditure and profits of enterprise	273,000	2.66	268,000	2.61	5,000	1.83
5. Amount of short-term interest	850,000	8.3	741,000	7.23	109,000	12.8
6. Saving due to reduced building time	29,000	0.28	—	—	29,000	100
Total Cost	10,341,000	100	9,943,000	97	398,000	2.9

R. M.

acier-steel

372 9 / 1974

EK C

BARBAROS PLAZA YÖNETİCİLİĞİ

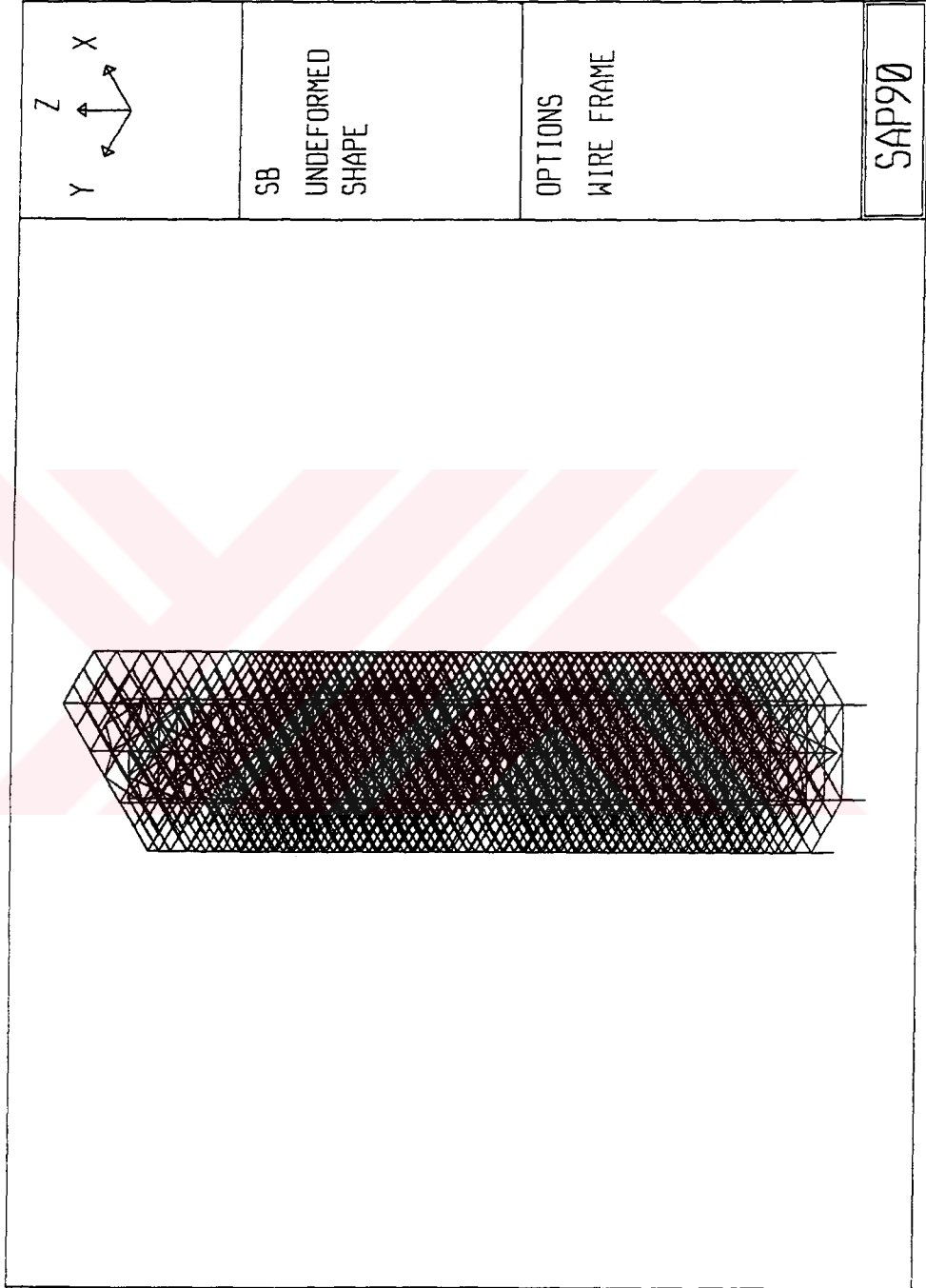
DİKLİTAS EMİRHAN CAD. NO: 145 C-BLOK BEŞİKTAŞ -80700- İSTANBUL TEL: 227 22 88 - 89

İstanbul 12.12.1996

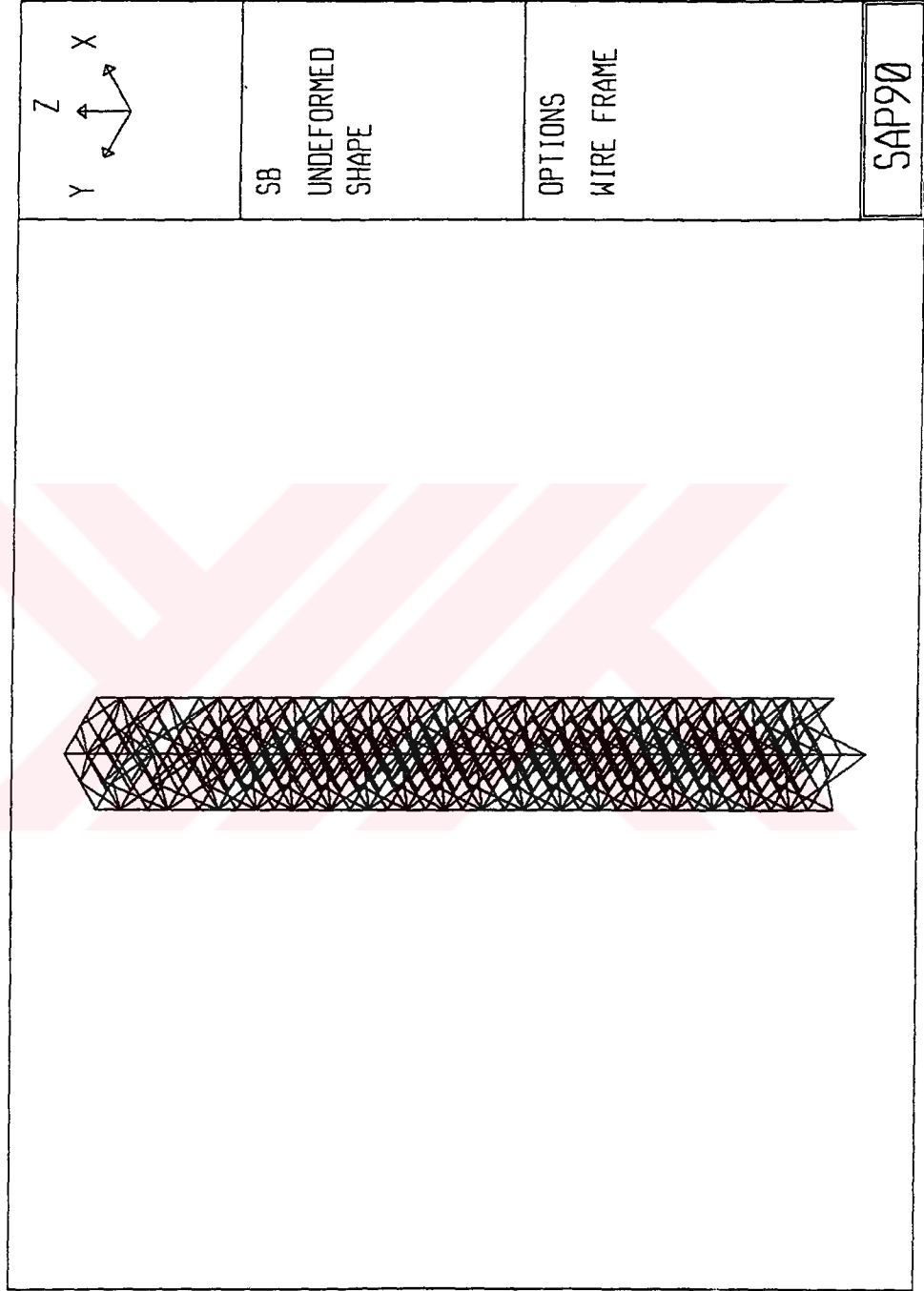
Sayın,
Yöneticiliğe

İstanbul'daki plazaların ortanca m.
bir fiyatları 18-ile-22. Katmanlardır.
Bazı plazalarda alt katlar 14-16. Katman
katları imkandır.
Bununla nedeni; alt katların katmanlı ve
manzaralı olduğundan olur.

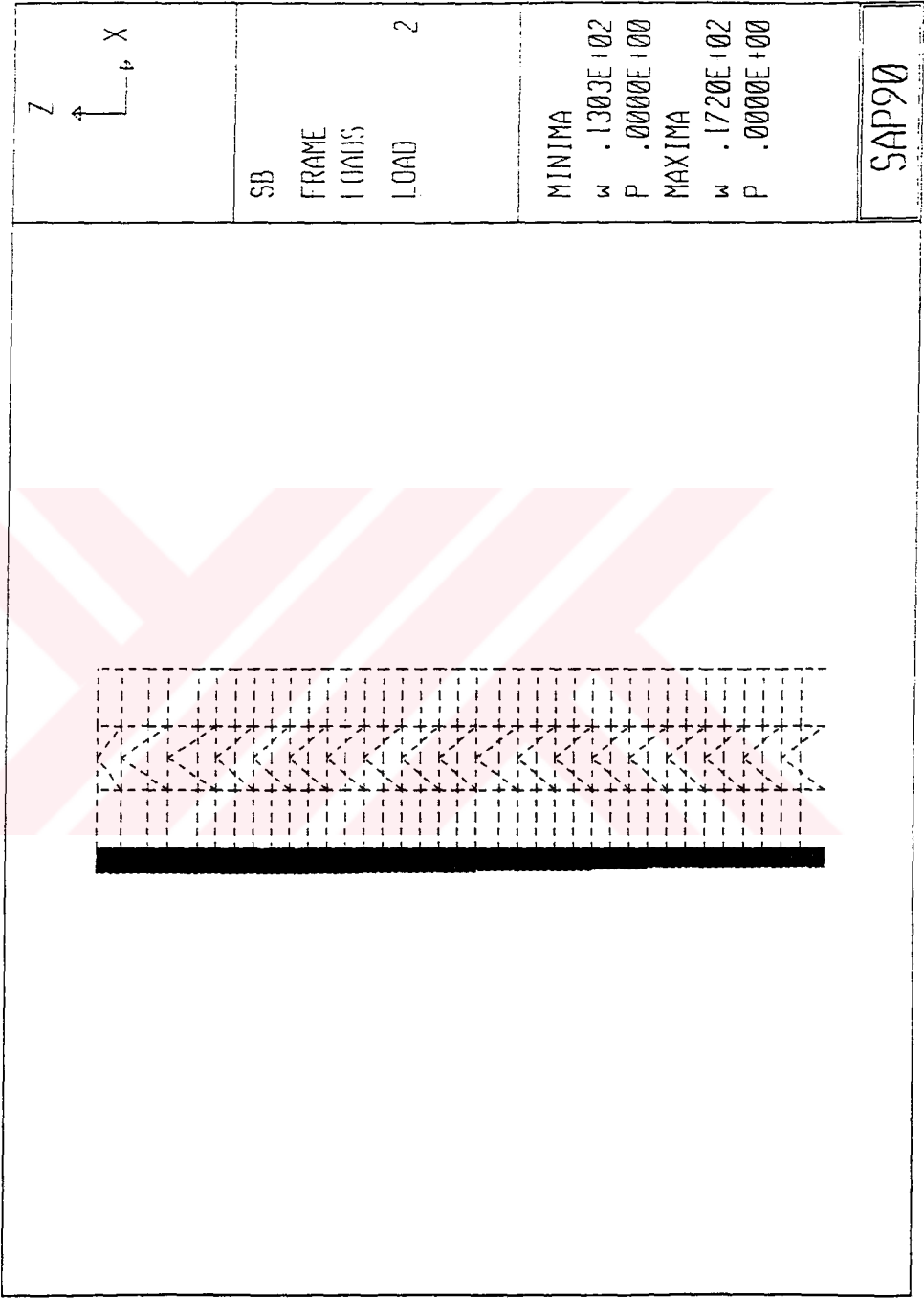
Barbaros Plaza Yöneticiliği
Dikilitas Emirhan Cad. No: 145
C Blok Kat 1 Beşiktaş-İST.



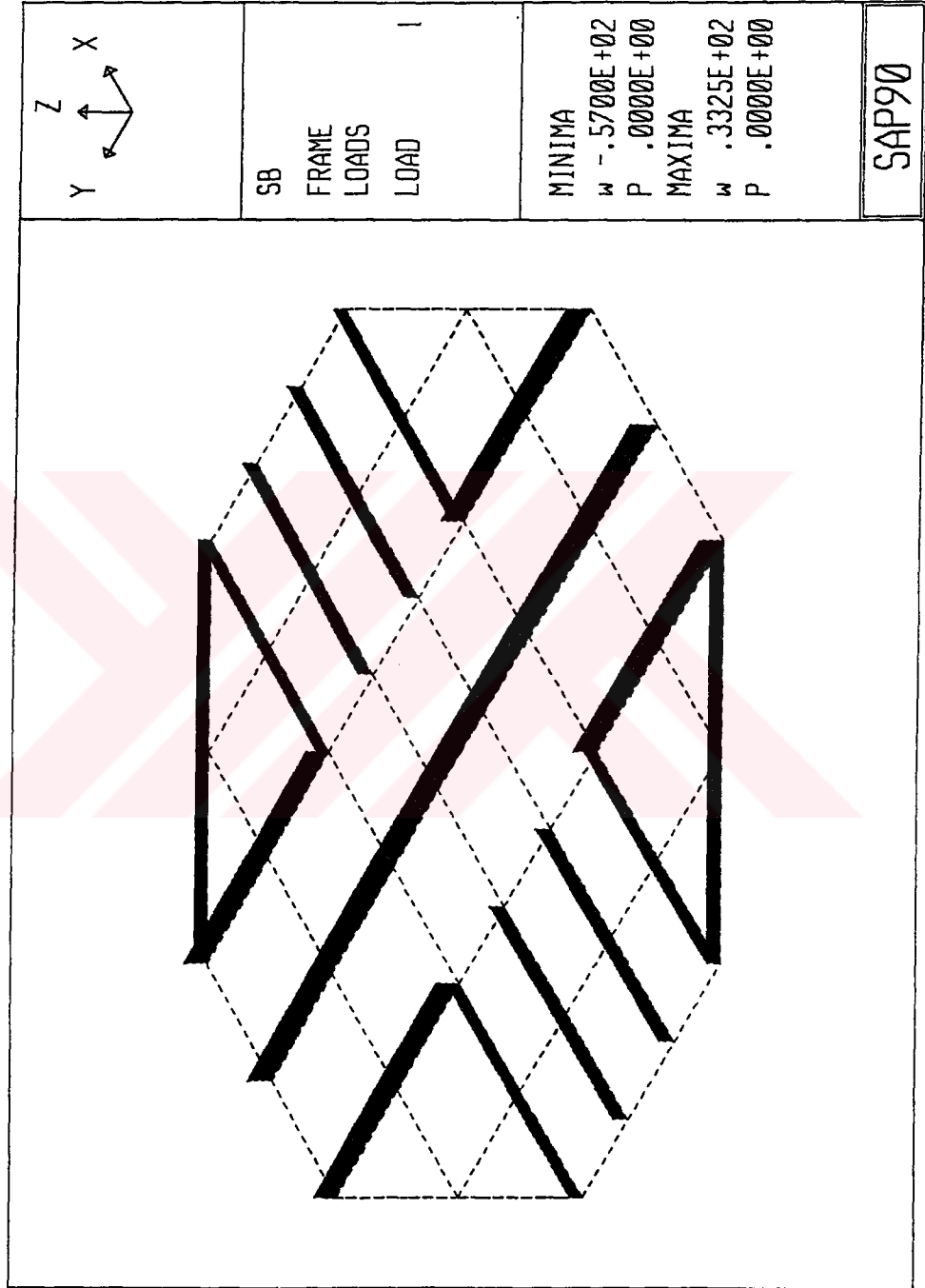
Şekil A1. 3 Boyutlu statik sistemein sap90 modeli



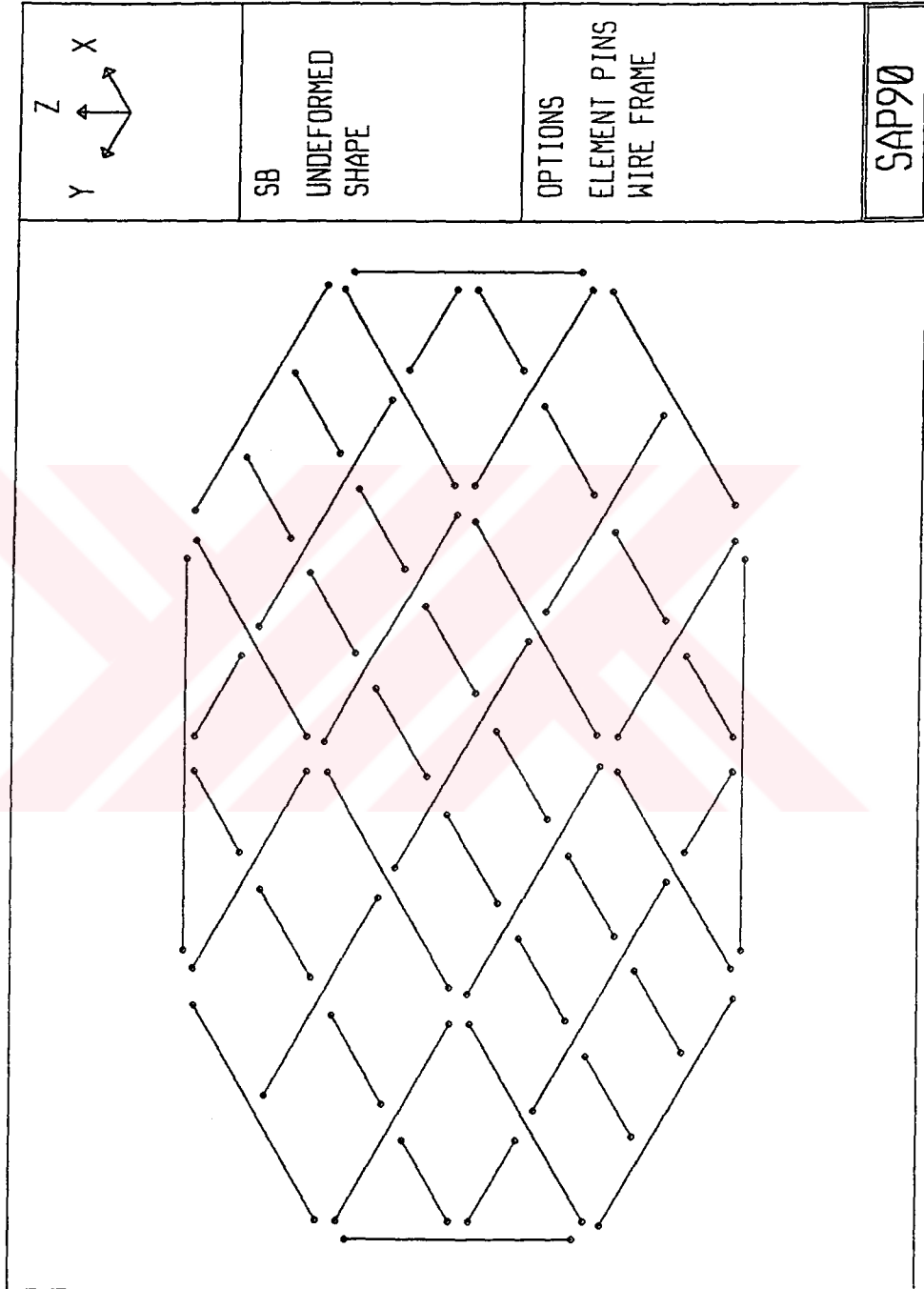
Şekil A2. 3 Boyutlu statik sistemin çekirdek bölümü



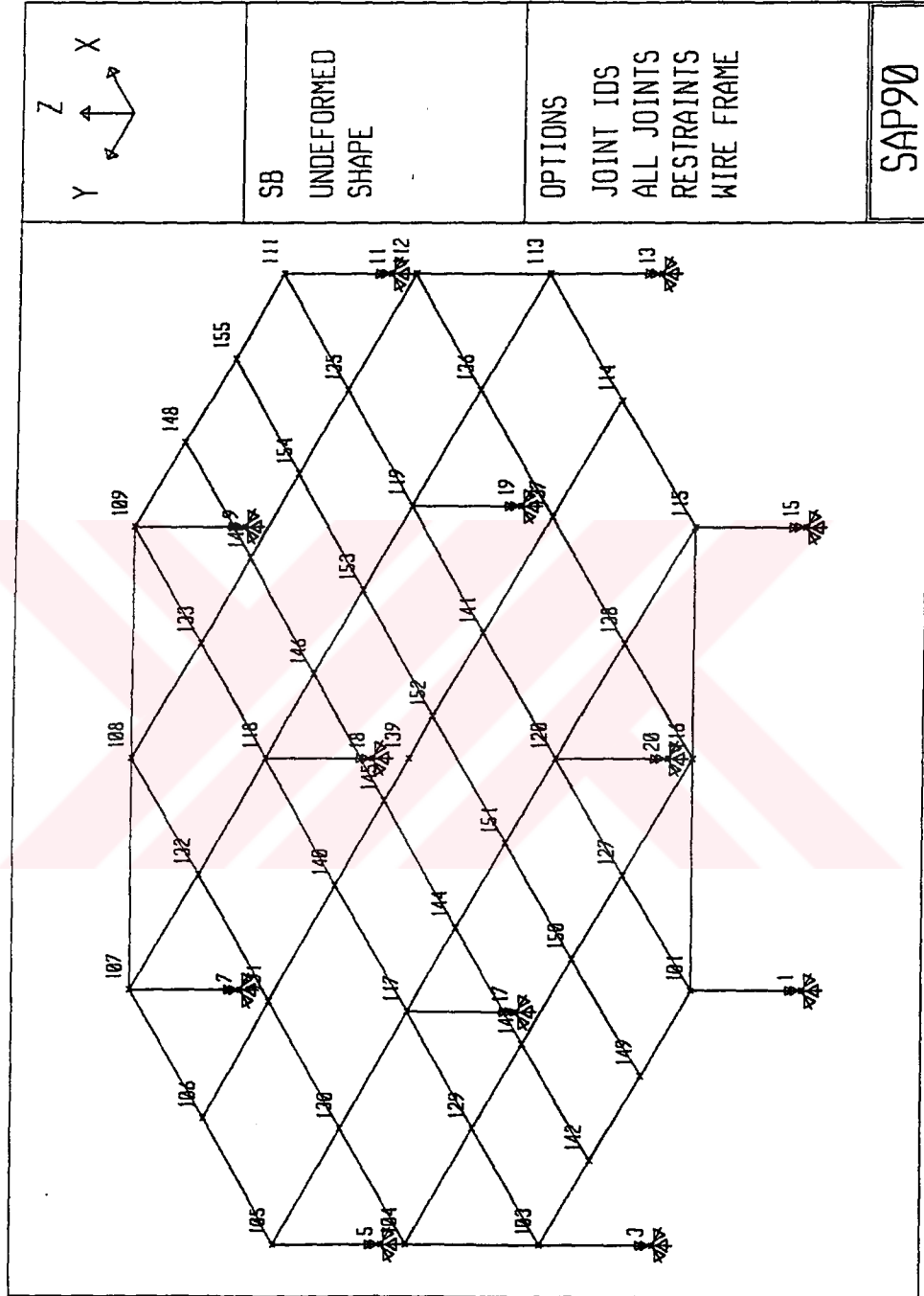
Şekil A3. Rüzgar yüklemesi



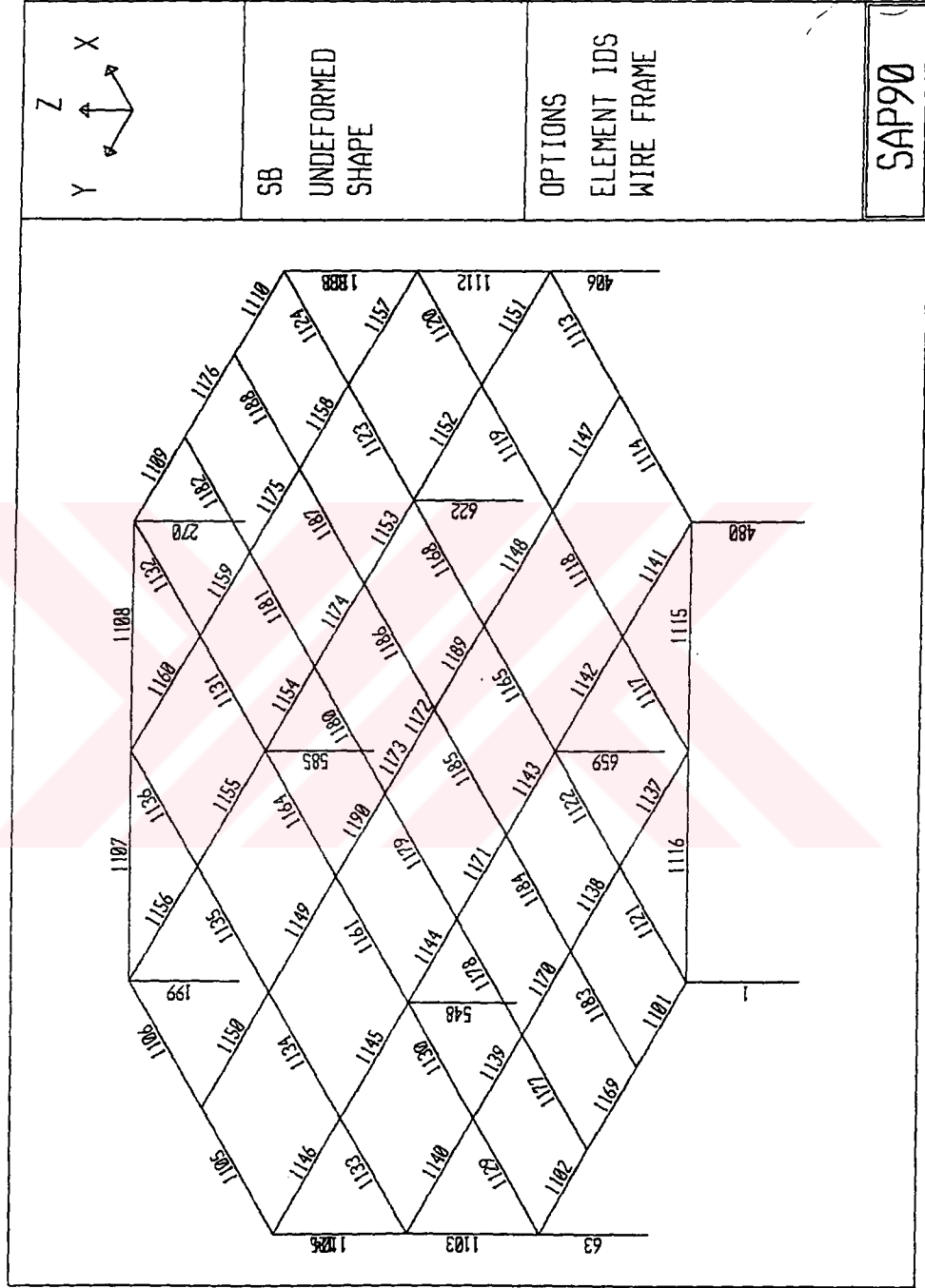
Şekil A4. Kat kirişleri düşey yüklemesi



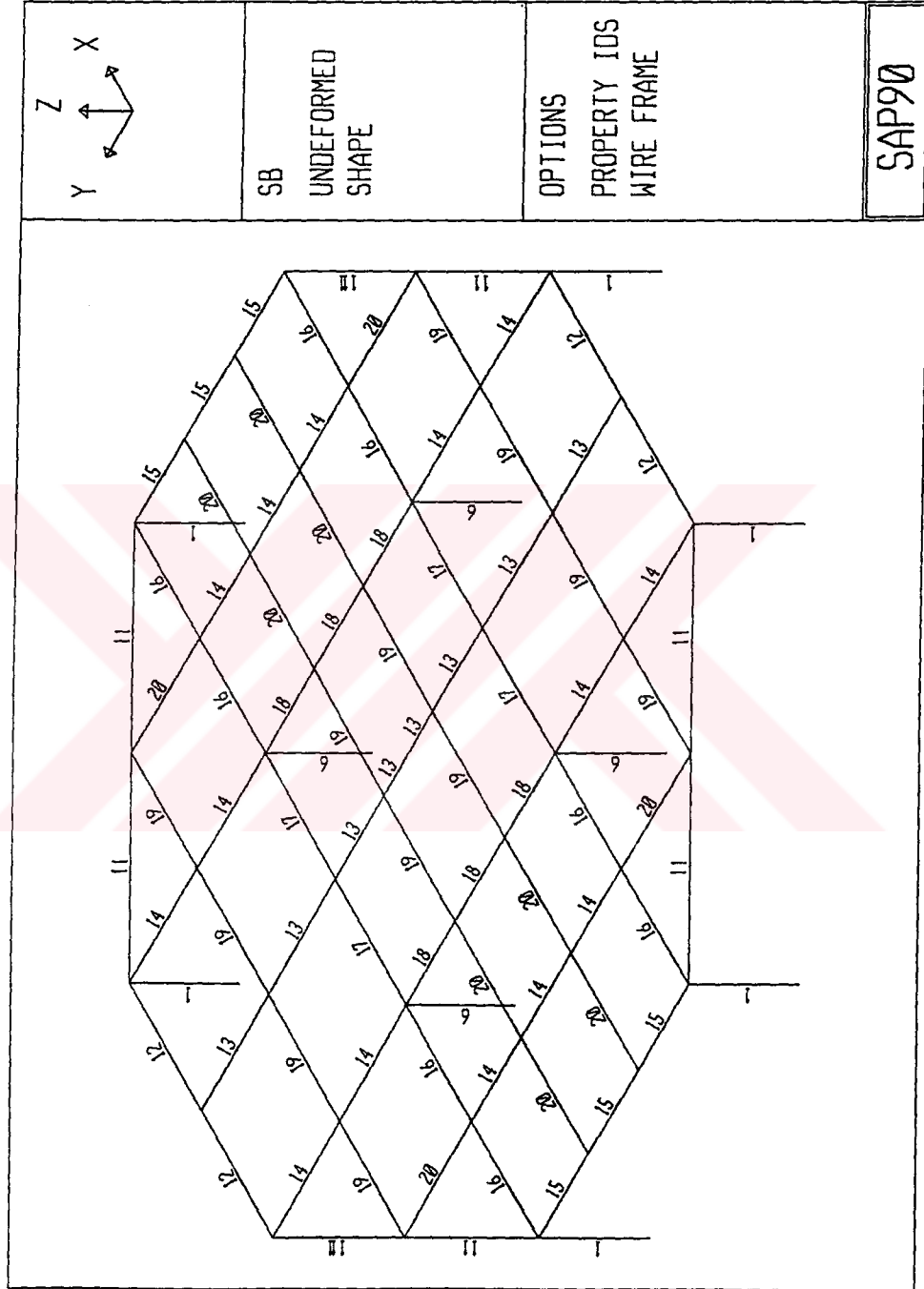
Şekil A5. Kat kirişleri statik durumu



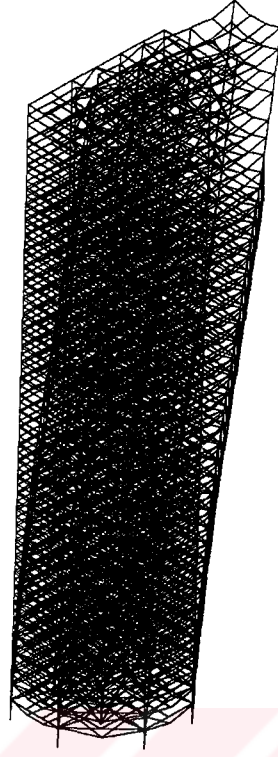
Şekil A6. Düğüm nokta numaraları



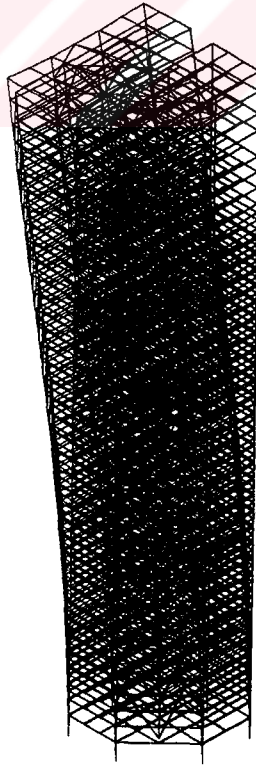
Şekil A7. Eleman numaraları



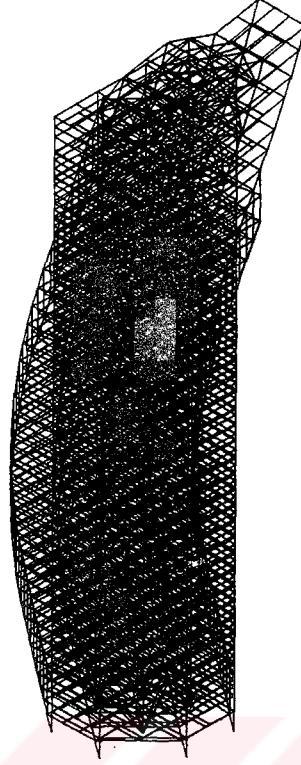
Şekil A8. Eleman tip numaraları



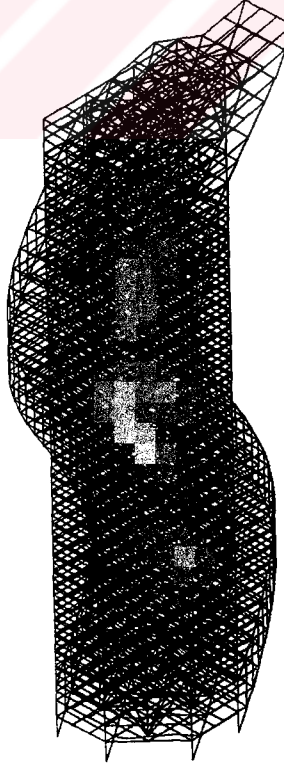
Şekil A9. Sistemin rüzgar yüklemesi sonucu yaptığı deplasman



Şekil A10. Sistemin 1. mod şekli



Şekil A11. Sistemin 3. mod şekli



Şekil A12. Sistemin 5. mod şekli

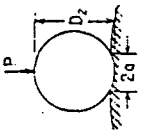
Tablo A1. Rötire ve Sünme hesabında kullanılacak tablo

$Q_f \phi_v$	F1	F2	F3	$Q_f \phi_v$	F1	F2	F3	$Q_f \phi_v$	F1	F2	F3
.02	.0198	1.0100	.5016	1.02	.6394	1.7384	.5835	2.02	.8673	3.2367	.6578
.04	.0392	1.0202	.5033	1.04	.6465	1.7588	.5851	2.04	.8699	3.2797	.6592
.06	.0587	1.0306	.5049	1.06	.6535	1.7793	.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	.1974	1.1185	.5181	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	5.5946	.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

TABLE 33 Formulas for stress and strain due to pressure on or between elastic bodies

NOTATION: P = total load (pounds); p = load per unit length (pounds per linear inch); a = radius of circular contact area for case 1; b = width of rectangular contact area for case 2; c = major semiaxis and d = minor semiaxis of elliptical contact area for cases 3 and 4; γ = relative motion of approach along the axis of loading of two points, one in each of the two contacting bodies, remote from the contact zone; ν = Poisson's ratio; E = modulus of elasticity. All dimensions are in inches, and all forces are in pounds. Subscripts 1 and 2 refer to bodies 1 and 2, respectively. To simplify expressions let

$$C_F = \frac{1 - \nu_1^2}{E_1} + \frac{1 - \nu_2^2}{E_2}$$

Conditions and case no.	Formulas
1. Sphere	
	$a = 0.221 \sqrt[3]{P K_D / E}$ $\text{Max } \sigma_c = 1.5 \frac{P}{\pi a^2}$ $= 0.918 \sqrt{\frac{P}{K_D^2 C_F^2}}$ $\gamma = 1.010 \sqrt{\frac{P}{K_D}}$ If $E_1 = E_2 = E$ and $r_1 = r_2 = 0.5$, then $a = 0.881 \sqrt[3]{P K_D / E}$ $\text{Max } \sigma_c = 0.616 \sqrt{\frac{P}{K_D^2}}$ $\gamma = 1.55 \sqrt{\frac{P}{K_D}}$ $\text{Max } \sigma_1 \approx 0.111 (\text{max } \sigma_c)$ radially at the edge of contact area $\text{Max } \tau \approx \frac{1}{3} (\text{max } \sigma_c)$ at a point on the load line a distance $a/2$ below the contact surface (Approximate stresses from Refs. 3 and 6)
1a. Sphere on a flat plate	 $K_D = D_2$
1b. Sphere on a sphere	 $K_D = \frac{D_1 D_2}{D_1 + D_2}$
1c. Sphere in a spherical socket	 $K_D = \frac{D_1 D_2}{D_1 - D_2}$

ÖZGEÇMİŞ

Osman SALICI , 1969 yılında Kocaeli’nde doğmuştur. İlk öğrenimini Petkim ilkokul’unda , orta ve lise öğrenimini İzmit Yarımcı Lisesi’nde tamamlamıştır. İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’nden 1991 Temmuz döneminde mezun olmuştur. Aynı yıl, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü Yapı Programında yüksek lisansa başlamış, bu arada Ankarada olan Prokon Mühendislik firmasında çalışmaya başlamıştır . Halen aynı firmada dizayn mühendisi olarak çalışmaktadır.

