

39195

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ * FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÇOK KATLI DİYAGONALLI DÜZLEM ÇELİK ÇERÇEVELERİN GÖÇME GÜVENLİKLERİ
YAPI SİSTEMLERİNİN HESAP YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Hüseyin UZUNER

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 21 Haziran 1993

Tezin Savunulduğu Tarih : 7 Temmuz 1993

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Erkan ÖZER

Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Ahmet Işın SAYGUN

Yrd. Doç. Dr. Erdal İRTEM

TEMMUZ 1993

ÖNSÖZ

Yüksek Lisans tezi olarak sunulan bu çalışmanın birinci bölümünde, çok katlı çelik yapıların yatay deprem ve rüzgar kuvvetleri altında gerçek göçme güvenliklerinin belirlenmesi amacıyla yürütülen bir araştırmanın esasları, seçilen bir yapı modeli üzerindeki sayısal uygulamalar ve sonuçlar yer almaktadır.

Tezin ikinci bölümünü, yapı sistemlerinin hesap yöntemlerinin karşılaştırılması oluşturmaktadır. Bu bölümde, günümüzde en çok kullanılan yöntemler gözönünde bulundurulularak, seçilen örnek bir düzlem sistemin boyutlandırılmasında değişik yükleme durumları için farklı hesap yöntemleri kullanılmış, böylece yöntemlerin çeşitli açılardan karşılaştırılmasına olanak sağlamıştır.

Çalışmalarımın her aşamasında yakın ilgi ve değerli yardımlarını esirgemeyen Sayın Hocam Prof.Dr. Erkan ÖZER'e ayrıca Yüksek Lisans öğrenimim sırasında değerli bilgilerinden ve çalışmalarından yararlandığım başta Prof. Adnan ÇAKIROĞLU, Araş.Gör. Konuralp GİRGİN olmak üzere Yapı Statiği Çalışma Grubu'nun tüm öğretim Elemanları'na ve her türlü olanaklarından yararlandığım Probi A.Ş.'ye sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Temmuz 1993

Hüseyin UZUNER
İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET.....	v
SUMMARY.....	vi
BÖLÜM 1. ÇOK KATLI DİYAGONALLİ DÜZLEM ÇELİK ÇER- ÇEVELERİN GERÇEK GÖÇME GÜVENLİKLERİNİN BELİRLENMESİ.....	1
1.1. Giriş.....	1
1.2. Yapı Sistemlerinin Düşey ve Yatay Yükler Altındaki Davranışı.....	3
1.3. İkinci Mertebe Limit Yükün Hesabı İçin Bir Yük Artımı Yöntemi.....	7
1.3.1. Kabuller.....	7
1.3.2. Yöntemin Esasları.....	7
1.3.3. Akma şartları.....	10
1.3.4. Matematik formülasyon.....	14
1.3.4.1. Denge denklemleri.....	14
1.3.4.2. Plastikleşen kesitlerdeki akma şartları.....	17
1.3.5. Hesapta izlenen yol.....	19
1.4. Çok Katlı Çelik Yapıların TS 648 Yönetmeliği'ne Göre Boyutlandırılması.....	20
1.4.1. Yapı sistemi ile ilgili bilgilerin oluşturulması.....	21
1.4.2. Düşey ve yatay yükler için hesap.....	22
1.4.3. Burkulma boylarının belirlenmesi.....	23
1.4.4. TS 648 yönetmeliğine göre gerilme kontrolleri.....	25
1.5. Elastik Hesap Yönetmeliğine Göre Boyutlandırılan Çok Katlı Diyagonalli Çelik Yapı Modelinin İncelenmesi.....	28
BÖLÜM 2. YAPI SİSTEMLERİNİN HESAP YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI.....	37
2.1. Giriş.....	37
2.2. Seçilen Sistemin Geometrik Özellikleri ve İşletme Yükleri.....	38
2.3. Ön Boyutlandırma.....	39

2.3.1. Döşeme hesapları.....	39
2.3.2. Açık yöntemi ile ön boyutlandırma.....	41
2.4. Kesin Hesaplar.....	47
2.4.1. Matris deplasman yöntemi ile sabit yükler için hesap.....	47
2.4.2. Cross Yöntemi ile $P_1=P_2=12\text{kN/m}$ yükleri için hesap.....	57
2.4.2.1. $P_1=12\text{ kN/m}$ için hesap.....	59
2.4.2.2. $P_2=12\text{ kN/m}$ için hesap.....	72
2.4.3. Rölaksasyon Yöntemi ile W deprem yükleri için hesap.....	78
2.4.4. Matris Kuvvet Yöntemi ile $t=-20^\circ\text{C}$ düzgün sıcaklık değişmesi için hesap....	85
2.4.5. Açık Yöntemi ile mesnet çökmeleri için hesap.....	94
2.4.6. En elverişsiz kesit zorlarına göre kesit hesabı.....	100
2.5. Endirekt Deplasman Yöntemi ile (e) ve (g) kesitlerine ait M, N, T tesir çizgilerinin çizilmesi.....	110
BÖLÜM 3. SONUÇLAR.....	127
KAYNAKLAR.....	130
ÖZGEÇMİŞ.....	133

ÖZET

Yüksek Lisans tezi olarak sunulan bu çalışma iki ana bölümden oluşmaktadır. "Çok Katlı Diyagonalli Düzlem Çelik Çerçevelerin Gerçek Göçme Güvenlikleri" ve "Yapı Sistemlerinin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması".

Birinci bölümde, çok katlı çelik yapıların deprem kuvvetleri altındaki gerçek göçme güvenliklerinin belirlenmesi amacıyla yürütülen ve seçilen çok katlı çelik yapı sistemlerinin dış yükler altındaki elastoplastik davranışlarını esas alan bir çalışmanın esasları açıklanmış ve sayısal uygulamalarına ait sonuçlar verilmiştir. Sayısal uygulama için seçilen taşıyıcı sistem modeli yirmi katlı, üç açıklıklı diyagonalli düzlem çelik çerçeve sistemidir. Bu yapı modelinin önce ülkemizde yürürlükte bulunan elastik hesap yönetmeliklerine göre boyutlandırılması yapılmıştır. Ardından sırasıyla sabit düşey, artan yatay yükler ve orantılı olarak artan düşey ve yatay yükler altında II. mertebe elastoplastik hesapları yapılmış ve bu hesaplara ait sayısal sonuçlar verilerek değerlendirilmiştir.

İkinci bölümde, yapı sistemlerinin hesap yöntemleri, seçilen iki açıklıklı bir düzlem çerçeve üzerinde çeşitli yükleme durumları için farklı hesap yöntemleri kullanılarak karşılaştırılmıştır. Önce Açı Yöntemi'ne göre yapının önboyutlandırılması yapılmıştır. Daha sonra sırasıyla, yapı yükleri için Matris Deplasman Yöntemi, p_1 , p_2 ilave yükleri için Cross Yöntemi, W(Deprem) yükü için Rölaksasyon Yöntemi, düzgün sıcaklık değişmesi için Matris Kuvvet Yöntemi ve mesnet çökmeleri için de Açı Yöntemi kullanılarak iç kuvvetler hesaplanmıştır. En elverişsiz iç kuvvetler, düzenlenen bir süperpozisyon tablosu yardımı ile bulunmuş, kritik kesitlerde betonarme kesit hesapları yapılmış ve kesit krokileri çizilmiştir. Ayrıca, Endirekt Deplasman Yöntemi ile, seçilen iki kesite ait M, N, T tesir çizgileri çizilmiştir.

THE COLLAPSE SAFETY OF BRACED MULTISTORY STEEL FRAMES
COMPARISON OF METHODS OF STRUCTURAL ANALYSIS

SUMMARY

In structural engineering, both safety and economical factors are considered in the design of a structure. Because, as it is known, these two basic factors considerably effect each other.

Before the use of computer technology in structural engineering, safety factor was the most important aspect in the design of structures because of the indeterminacy of the real behavior of structures. Due to the development of structural analysis methods and computer technology, the behavior of structures can be determined more precisely. Therefore, the problem of economical design becomes more important. For this reason, structural engineers use the advanced analysis and design methods which predict the actual behavior of structures.

This study which is submitted as Master Thesis, consists of two parts:

1. The Collapse Safety of Braced Multistory Plane Steel Frames
2. Comparison of Methods of Structural Analysis

In the first part of this thesis, the elastic-plastic behavior and collapse safety of braced multistory plane steel frames subjected to gravity and lateral loads are investigated and the numerical results obtained in the course of the study are presented.

In the first chapter of the first part, the scope and aim of the study are introduced.

In the last decade, the number of tall buildings in our country increased rapidly, especially in major cities. Although most of the tall buildings are designed as reinforced concrete structures, it is believed that, in the near future the use of structural steel in tall buildings will gain much importance due to several practical and economical reasons.

The recent developments in the non-linear analysis methods of structural systems enable engineers to reach more realistic and economical solutions. Further, by the use of these methods the behavior and collapse safety of

building structures designed by the current allowable-stress design method can be studied in detail.

By considering the facts above, a research project on the "Determination of Collapse Safety of Multistory Steel Frames Under Seismic Loads and Earthquake Resistant Structural Design" is being carried out under the sponsorship of Turkish Scientific and Technical Research Council.

This study which is a part of this research project aims:

a- to investigate the collapse safety and the elastic-plastic, second order behavior of a sample frame designed according to the provisions of the Turkish codes for steel design,

b- based on the numerical results obtained through the non-linear analysis of the sample frame, to discuss the current steel design codes with special emphasis on seismic safety and economical design of multistory steel frames.

The procedure followed in this study has the following steps:

a- Selection of a sample structure commonly encountered in practice. The steel structure studied here is a twenty story-three bay braced plane frame.

b- Design of the sample frame according to the provisions of Turkish Code for Steel Design (TS 648).

c- Analyses of frame according to the second-order theory under constant gravity and increasing lateral loads as well as proportionally increasing gravity and lateral loads by using effective computer programs developed for the practical applications of the non-linear theory.

d- Discussion of the numerical results obtained in the analyses.

In the second chapter, the second-order, elastic-plastic behavior of structural systems subjected to gravity and lateral loads is discussed.

The non-linear behavior of structures is caused by two reasons such as geometrical and material nonlinearities.

Material non-linearity represents the load carrying capacity of material beyond the proportional limit.

As the gravity and lateral loads are increased starting from the initial state, plastic deformations develop at sections where the internal forces reach the

limiting values corresponding the proportional limit. In the case of structures made of ductile material such as steel, the plastic deformations are assumed to be accumulated at certain sections which are defined as plastic sections. This assumption is called as "Plastic Hinge Hypothesis".

Geometrical non-linearity represents the effect of geometrical changes on the equilibrium equations. As it is known, the theory which considers the geometrical non-linearity is called "Second-Order Theory".

When both non-linearities are considered in the analysis of a structural system, the collapse of structure occurs at a load parameter of P_{L2} through the loss of stability. This load parameter value is referred to as the "Second-Order Limit Load".

In some cases, the structure may be considered as being collapsed due to the excessive deflections and plastic deformations or the rupture of critical sections.

In the third chapter, the method of load increments which is applied to the determination of collapse loads braced plane steel frame is outlined.

In the application of the method, the structure is analyzed for successive load increments. A given load increment is terminated when the internal forces at any potential plastic section location reach the limiting values defined by the yield condition, i.e., when a plastic section forms.

After the formation of each plastic section, the plastic rotation at this section is introduced as a new unknown. Besides, an equation is added to system of equations to express the incremental yield condition.

Since the system of equations corresponding to the previous load increment have already been solved, the solution for the current load increment is obtained simply by the elimination of the new unknown.

As it is clearly seen from the above discussion that, the determination of the second-order limit load of a structure is reduced to the determination of an extended system of linear equations and the solution of this system and its subsystems.

The fourth chapter is devoted to the computer design of braced multistory steel plane frames according to Turkish Code for Steel Structures, (TS 648).

The computer program used in this study consists of successive analysis and design steps. The design is based on the results of gravity and lateral load analyses.

When the member sizes obtained in two successive steps are the same, the iteration is terminated.

The effective lengths of columns are determined either by the analytical method or by the use of approximate charts.

The computer program enables designer to add various structural constraints into the design.

In the fifth chapter, the numerical results of the detailed second order, elastic-plastic analyses of the sample frame are presented.

The results of analyses of twenty-story braced plane steel frame have shown that the seismic safety under factored gravity loads (GLF= 1.50) is 2.01 while a collapse safety of 1.87 is attained under proportionally gravity and seismic loads.

The results of the investigation have indicated that the collapse loads of steel braced frames have higher values as compared with those of unbraced frames. This is due to the relatively small second-order effects developed in the braced frames.

In the second part of the thesis, the analysis of a two-span reinforced concrete plane frame subjected to various external effects is presented. Different analysis methods have been used for each external loading. Thus, the application and comparison of these methods have been illustrated.

The preliminary cross-sectional dimensions of the frame have been determined through the utilization of the Slope -Deflection Method. In the preliminary design of the structural system, realistic member sizes can be obtained by decreasing the characteristic strengths of material in some proportion since only the dead loads and live loads are considered.

In the chapter numbered 2.4.1. of this part, the structure is analyzed by the Matrix Displacement Method for dead weight acting on the structure. In the Matrix Displacement Method, the unknowns are the joint translations and rotations. This method is more convenient for those systems having high degree of statical indeterminacy. In other words, for systems having more members meeting at joints, this method enables designer to deal with less unknowns. Although the band width of simultaneous equations is limited and there is no elasticity in choosing the unknowns, generation of the stiffness matrix is usually practical because of localized effect, i.e., a displacement of a joint effects only the members meeting at the given joint. Thus, it is easy to formulate the Matrix Displacement Method and this method is more suitable for computer programming.

In chapter 2.4.2. of this part, the structure is analyzed by the Moment Distribution (Cross) Method for live loads P_1 and P_2 . As it is known, the analysis of statically indeterminate structures generally requires the solution of linear simultaneous equations. In the Moment Distribution Method, the unknowns are rotations and translations of the joint. In this method, a part of the simultaneous equations which correspond to the joint rotations are solved by means of successive iterations.

In chapter 2.4.3., the structure subjected to lateral loads is analyzed by the Relaxation Method. The unknowns and the equations in this method are same as those of the Slope-Deflection Method. The linear simultaneous equations are obtained automatically and solved by Relaxation Method. The only difference between the Relaxation Method and the Slope Deflection Method is the solution technique of the linear simultaneous equations.

In the chapter numbered 2.4.4. of this part, the uniform temperature changes have been taken into account as an external effect on the structure. Uniform temperature change is the temperature change at the centerline of members. Due to this effect, internal forces occur in statically indeterminate structures. In order to determine these forces the structure has been analyzed by Matrix Force Method.

In the Matrix Force Method, the unknowns are the end forces of members which forms the structure. In this method, first, a number of forces which are equal to the number of unknowns (the degree of indeterminacy) are released. Each release can be made by the removal of either support reactions or internal forces. In this method, analysis can be made with lesser unknowns for the systems having more members in a frame. Further, it is possible to obtain equations with sufficient stability and with narrower band width by means of the freedom in choosing unknowns.

In chapter numbered 2.4.5., the structure is analyzed by the Slope-Deflection Method for different support settlements. The unknowns in this method are rotations of joints and independent relative displacements of members. The linear simultaneous equations can be obtained automatically.

At the end of analysis calculations, the dimensions of the critical cross-sections obtained from the preliminary analysis are checked under the most unsuitable loading conditions. These loading conditions are several combinations which consider different external effects acting in certain proportions according to Turkish Design Code.

In this study, it is observed that the most unsuitable loading condition is obtained from the following combination:

$$1.4G + 1.6P$$

where

G : Dead Weight
P : Live Load

Finally, in the chapter numbered 2.5. of this part, the influence lines for bending moment, axial force and shear force of two given sections are obtained by means of Indirect Displacement Method which is an efficient and reliable method.

In the third part of this thesis, the results obtained in the first and second parts of the study are given.



BÖLÜM 1

1. ÇOK KATLI DİYAGONALLİ DÜZLEM ÇELİK ÇERÇVELERİN GERÇEK GÖÇME GÜVENLİKLERİNİN BELİRLENMESİ

1.1. Giriş

Ülkemizde, özellikle yoğun yerleşim bölgelerinde, çok katlı yapıların giderek daha geniş uygulama alanı bulması, bu yapı sistemlerinin daha rasyonel ve ekonomik olarak boyutlandırılması problemini gündeme getirmektedir.

Değişen ve gelişen ekonomik koşullara paralel olarak işçilik maliyetlerinin toplam yapı maliyeti içindeki payının giderek artması ve bunun sonucunda prefabrikasyonun önem kazanması, yapım süresini kısaltarak yapıların mümkün olan en kısa zamanda kullanıma açılması isteği ve yapı taşıyıcı sistemini narinleştirerek yapı alanından en verimli şekilde yararlanılmasının sağlanması gibi nedenlerle, batı ülkelerinde olduğu gibi, ülkemizde de çok katlı çelik yapıların geniş oranda uygulanmaya başlaması kaçınılmazdır.

Yapı malzemelerinin orantı sınırından sonraki lineer olmayan davranışını ve geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisini (ikinci mertebe etkisi) gözönüne alan ileri hesap yöntemlerindeki gelişmeler, yapı sistemlerinin dış yükler altındaki davranışının daha yakından izlenebilmesine, düşey yüklere ve yatay deprem ve rüzgar yüklerine karşı göçme güvenliklerinin daha gerçekçi bir şekilde belirlenmesine imkan sağlamaktadır, [1], [2], [3].

Bu hususlar gözönünde tutularak, Türkiye Bilimsel ve Teknik Araştırma Kurumu'nun desteği ile, "Çok Katlı Çelik Yapıların Deprem Kuvvetleri Altındaki Gerçek Göçme

Güvenliklerinin Belirlenmesi ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı" konulu bir araştırma projesi (INTAG 505) başlatılmıştır. Söz konusu araştırma projesi kapsamı içinde ve ona paralel olarak yürütülmüş olan bu çalışmanın amacı, malzemenin ve geometri değişimlerinin lineer olmayan etkilerini gözönüne alan ikinci merteye, elastoplastik hesap yöntemlerindeki son gelişmeleri pratik uygulamalara aktararak,

a- Ülkemizde yürürlükte olan yönetmeliklere uygun olarak boyutlandırılan çok katlı, diyagonalli çelik düzlem çerçevelerin düşey ve yatay kuvvetler altındaki gerçek göçme güvenliklerinin geniş şekilde incelenmesi,

b- Elde edilen sayısal sonuçlara dayanarak, yürürlükteki yönetmeliklerin güvenlik ve ekonomik açılarından irdelenmesi,

suretiyle depreme dayanıklı, güvenli ve ekonomik yapı tasarımına katkı sağlamaktır.

Bu çalışmada izlenen yol şu aşamalardan oluşmaktadır:

a) Çok katlı çelik yapı sistemlerinin pratikteki olası uygulamalarına uygun olacak şekilde seçilen diyagonalli, yirmi katlı düzlem çerçeveden oluşan "taşıyıcı sistem modeli" nin belirlenmesi,

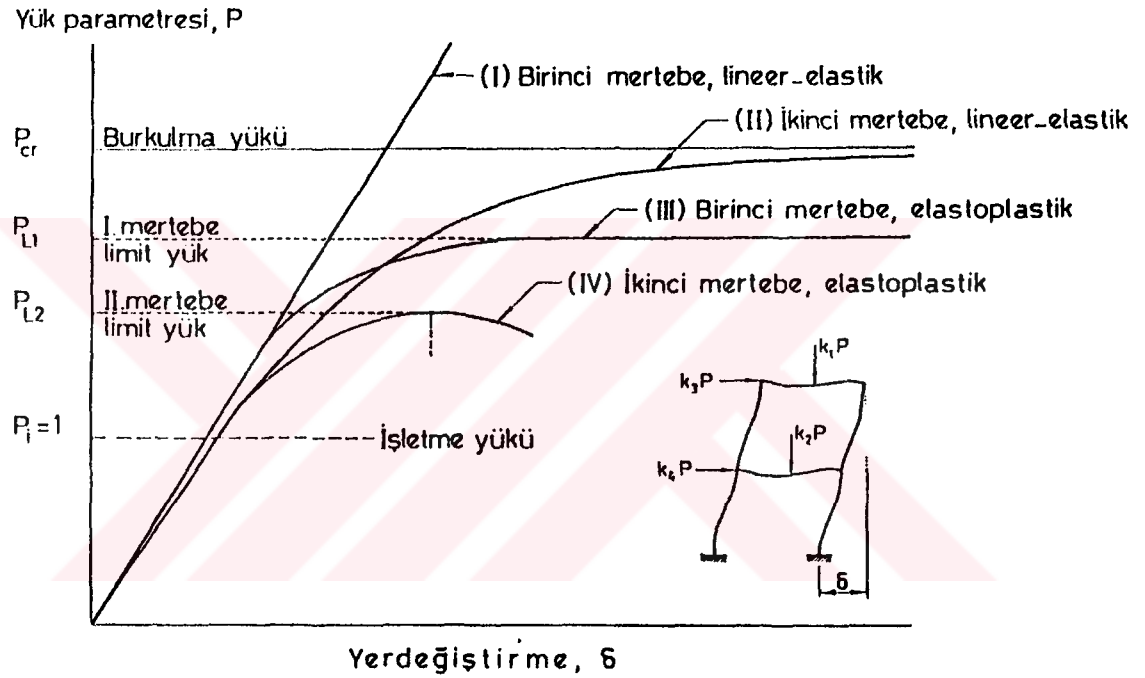
b) Belirlenen taşıyıcı sistem modelinin ülkemizde yürürlükte olan yönetmeliklere göre boyutlandırılması.

c) Boyutlandırılan sistemin, malzeme ve geometri değişimlerinin lineer olmayan etkilerini gözönüne alan ileri hesap yöntemleri ve bu yöntemlerin pratik uygulamaları için geliştirilmiş bilgisayar programlarından yararlanılarak hesabı.

d) Elde edilen sayısal sonuçların değerlendirilmesi ve yönetmeliklerin irdelenmesi.

1.2. Yapı Sistemlerinin Düşey ve Yatay Yükler Altındaki Davranışı

Düşey ve yatay yükler etkisindeki bir yapı sisteminin lineer ve lineer olmayan teoriye göre hesabı ile elde edilen yük parametresi-yerdeğiştirme ($P-\delta$) bağıntıları Şekil 1.1'de şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 1.1. Yük Parametresi - Yerdeğiştirme ($P-\delta$) Bağıntıları

Bir yapı sisteminin dış etkiler altındaki davranışının lineer olmaması iki sebepten ileri gelmektedir. Bunlardan birincisi malzemenin lineer-elastik olmaması nedeniyle iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarının lineer olmaması, diğeri ise geometri değişimlerinin etkisi nedeniyle denge denklemlerinin lineer olmamasıdır. Bilindiği gibi, geometri değişimlerinin etkisinin gözönüne alındığı teoriye "İkinci Mertebe Teorisi" denilmektedir.

Malzemenin sınırsız olarak lineer-elastik kabul edildiği bir yapı sisteminin I. ve II. merteye teorisine göre hesabı ile elde edilen (P- δ) bağıntıları Şekil 1.1'de (I) ve (II) ile gösterilmiştir. II. merteye teorisine göre hesapta geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisi nedeniyle, artan yük parametresine daha hızla artan yerdeğiştirmeler karşı gelmektedir. Yük parametresi P_{cr} sınır değerine eşit olunca yerdeğiştirmeler sonsuza erişir ve sistem burkulur. Bu yüke "Burkulma Yüğü" denir.

Lineer olmayan malzemedan yapılmış sistemlerde artan yüklerle birlikte iç kuvvetler de artarak bazı kesitlerde lineer elastik sınırı aşmakta ve bu kesitler dolayında plastik şekildeğiştirmeler meydana gelmektedir. Yapı çeliği gibi kopma anındaki lineer olmayan şekildeğiştirmelerin lineer şekildeğiştirmelere oranının büyük olduğu sünek malzemelerden yapılan sistemlerde plastik şekildeğiştirmelerin plastikleşen kesit adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunların dışındaki bölgelerde ise sistemin lineer elastik davrandığı kabul edilebilir. Bilindiği gibi, tek eksenli basit eğilme etkisindeki çubuk sistemlerde bu hipoteze "plastik mafsal hipotezi" denilmektedir.

Lineer olmayan şekildeğiştirmelerin plastikleşen kesitlerde toplandığı kabul edilen bir yapı sisteminin I. merteye teorisine göre hesabında (III eğrisi), oluşan plastikleşen kesitler nedeniyle sistemin bir bölümü veya tümü mekanizma durumuna gelir ve taşıma gücü sona erer. Bu duruma karşı gelen yüke "I. Merteye Limit Yüğü" denir.

Lineerliği bozan her iki sebebin birlikte gözönüne alınması halinde; yani yapı sisteminin II. merteye elasto-plastik hesabı ile elde edilen P- δ bağıntısı Şekil 1.1'deki (IV) no'lu eğri ile gösterilmiştir. Bu bağıntı ilk plastikleşen kesitin oluşumuna kadar (II) eğrisini izlemekte daha sonra meydana gelen plastikleşen kesitler nedeniyle yerdeğiştirmeler hızla artmaktadır. Yükler artarak bir P_{L2} değerine eşit olunca, oluşan plastikleşen kesitler nedeniyle rijitliği azalan sistemin burkulma yüğü

dış yük parametresinin altına düşer; yani P-δ diyagramında artan yerdeğiştirmelere azalan yük parametresi karşı gelir. Sistemin taşıma gücünün sona erdiği bu yük parametresine "II. Mertebe Limit Yük" denilmektedir.

Geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisi terk edilerek hesaplanan I. mertebe limit yükten farklı olarak, ikinci mertebe limit yükte sistem mekanizma durumuna gelmeyebilir.

Bazı hallerde, yük parametresi P_{L2} değerine erişmeden önce, büyük plastik şekildeğiştirmeler ve yerdeğiştirmeler veya betonarme sistemlerde büyük çatlaklar ve kırılmalar nedeniyle sistem taşıma gücünü kaybederek kullanılmaz hale gelebilir. Sistemi kullanılmaz hale getiren bu durumların hepsine birden göçme, göçmenin meydana geldiği P_G yük parametresine ise "Göçme Yüğü" denilmektedir.

Yapı sistemlerinin lineer olmayan teoriye göre hesap yöntemlerinin başlıca kullanım alanları şunlardır:

a) Boyutlandırılan yapıların göçme güvenliklerinin belirlenmesi : Bunun için önce, boyutları belli olan sistemin P-δ bağıntısı elde edilerek göçme yükü hesap edilir. Bu göçme yükü parametresinin işletme yüküne oranı göçme güvenliğini verir. Böylece yapı sisteminin istenen göçme güvenliğine sahip olup olmadığı kontrol edilebilir.

Göçme güvenliği iki yolla belirlenebilir:

a1) Sistem orantılı olarak artan dış yükler (düşey ve yatay yükler) için hesaplanarak bu yükler için ortak bir göçme güvenliği hesaplanır [1], [4], [5].

a2) Önce düşey yük grubu, bu yükler için öngörülen bir güvenlik katsayısı ile çarpılarak sisteme etkitilir. Daha sonra sistem artan yatay yükler için hesaplanarak göçme yükü parametresi belirlenir. Böylece düşey yükler

için öngörülen belirli bir güvenlik altında sistemin yatay yük taşıma kapasitesi elde edilir, [1], [5], [6], [7], [8].

Büyük oranda yapı ağırlığından oluşan düşey yüklerin daha belirli olduğu, buna karşılık rüzgar ve deprem gibi etkileri temsil eden yatay yüklerin değişme olasılığının daha fazla olduğu gözönüne alındığında (a2) de önerilen yolla hesaplanan göçme güvenliğinin daha gerçekçi sonuç verdiği görülmektedir.

b) Yapıların göçme yükü esasına göre boyutlandırılması : Yapıların göçme yükü esasına göre boyutlandırılmalarında uygulanan genel yol bir ardışık yaklaşım yöntemidir. Buna göre önce sistemin boyutları tahmin edilir. Göçme yükü hesaplandıktan sonra işletme yükleri ile karşılaştırılarak sistemin göçme güvenliği belirlenir. Bu değer, öngörülen güvenliğe kabul edilebilir bir yaklaşıklıkla eşit değilse, sistemin boyutlarında uygun değişiklikler yapılarak hesap tekrarlanır. Hesaplar yapılırken ayrıca, işletme yükleri etkisinde sistemde lineer-elastik sınırın pek aşılmadığı ve büyük şekildeğiştirmelerin, büyük yerdeğiştirmelerin (betonarme yapılarda zararlı çatlakların) oluşmadığı kontrol edilmelidir.

Bu genel yöntemin yanısıra, yapı ağırlığını minimum yapan optimum boyutlandırma yöntemlerinden de yararlanılabilir, [9], [10], [11]. Sonuç olarak gerek boyutlandırılan yapıların göçme güvenliklerinin belirlenmesinde, gerekse yapıların belirli bir göçme güvenliğine sahip olacak şekilde boyutlandırılmasında lineer olmayan teoriye göre hesap yapılarak P- δ yük parametresi-yerdeğiştirme bağıntısının elde edilmesine ve genellikle göçme yüküne eşit olan II. Mertebe Limit yükün hesaplanmasına gerek vardır. Ayrıca bu hesapların, pratik uygulamalara olanak sağlayacak kolaylıkları da içermesi istenmektedir.

1.3. İkinci Mertebe Limit Yükün Hesabı İçin Bir Yük Artımı Yöntemi

1.3.1. Kabuller

Düzlem çubuk sistemlerde II. Mertebe limit yükün hesabı için geliştirilen yük artımı yönteminde yapılan kabuller aşağıda verilmiştir, [3], [12].

- a) Bernoulli - Navier hipotezi geçerlidir.
- b) Malzeme ideal elastoplastiktir.
- c) Lineer olmayan şekildeğiştirmelerin plastikleşen kesit adı verilen sonsuz küçük bir bölgede toplandığı, bunun dışında kalan tüm kesitlerde sistemin lineer - elastik davrandığı kabul edilmiştir.
- d) Akma şartlarının, akma eğrisinin doğru parçalardan oluşacak şekilde idealleştirilmesi ile elde edilebileceği gözönünde tutulmuştur.
- e) Geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisini gözönüne alan, buna karşılık geometrik uygunluk şartlarına olan etkisini terk eden II. mertebe teorisi uygulanmaktadır.
- f) Sistemin şekildeğiştirmesi sırasında dış yüklerin doğrultuları değişmemektedir.
- g) Sistemi oluşturan çubuklar doğru eksenli, sabit kesitlidir ve normal kuvvet çubuk boyunca sabittir.

1.3.2. Yöntemin esasları

Bu çalışmada düzlem çubuk sistemlerde II. mertebe limit yükün hesabı ve göçme güvenliklerinin belirlenmesi amacıyla geliştirilen bir yük artımı yöntemi kullanılmıştır. Aşağıda bu yöntemin dayandığı esaslar hakkında bilgi verilmiştir, [2].

Bölüm 1.2.1.'de belirtildiği gibi plastikleşen kesitlerdeki lineer olmayan şekildeğiştirmelerin bir noktada toplandığı kabul edilmektedir.

Bu kabulün geçerli olduğu düzlem çubuk sistemlerin II. merteye teorisine göre hesabında karşılaşılan ve çözüm bekleyen durumlar şunlardır:

a) Geometri değıişimlerinin denge denklemlerine etkisinden dolayı süperpozisyon prensibi geçerli değıildir.

b) Her plastikleşen kesitin oluşumundan sonra, rijitliğı değıişen sistemin dış etkiler altındaki davranışı da değıişmektedir. Bu durumda, yeni sisteme ait denklem takımının yeniden kurulması ve çözümü gerekmektedir.

c) Bileşik iç kuvvet durumunun gözönüne alınması halinde, artan yüklerle birlikte plastikleşen kesitlerdeki iç kuvvetler de sürekli değıişmektedir; yani plastikleşen kesitlerdeki iç kuvvet durumunun her yük artımı için yeniden, ardışık yaklaşımla belirlenmesi gerekmektedir.

Bu yöntemde, düşey yükler öngörülen bir güvenlik katsayısı ile çarpılarak sisteme etkitildikten sonra, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artan yatay yükler için sistem hesaplanarak, II. merteye limit yüke ait yatay yük parametresi ve göçme güvenlik katsayısı belirlenmektedir.

Sisteme etkiyen düşey yüklerin bilinmesi halinde, büyük ölçüde denge denklemlerine bağılı olan çubuk normal kuvvetleri kolaylıkla tahmin edilebilir. Tahmin edilen bu normal kuvvetlere bağılı olarak II. merteye çubuk rijitlik ve yükleme matrisi elemanlarının hesaplanması sonucunda II. merteye etkileri lineerleştirilebilir. Böylece süperpozisyon prensibi geçerli olmakta ve her plastikleşen kesitin meydana geldiğı yük parametresinin hesabı için ardışık yaklaşım yapılmasına gerek kalmamaktadır.

Kullanılan yük artımı yönteminde, hesap sonucunda bulunan normal kuvvetler, başlangıçta tahmin edilen değerlere yeterince yakın değilse, sonuç normal kuvvetleri kullanılarak hesap tekrarlanabilir. Fakat normal kuvvetler büyük ölçüde denge denklemlerine bağlı olduklarından özellikle çok katlı çerçeve sistemlerde çok kere hesabın tekrarına gerek kalmamaktadır.

Artan yükler altında plastikleşen kesitlerdeki iç kuvvetler akma şartlarını sağlayacak şekilde değişebilmekte, buna karşılık iç kuvvetler doğrultularında sonlu plastik şekildeğiştirmeler meydana gelmektedir. Plastikleşen herhangi bir kesitteki sonlu plastik şekildeğiştirme bileşenleri, akma vektörünün akma eğrisine dik olması nedeniyle tek bir plastik şekildeğiştirme bileşenine bağlı olarak ifade edilebilmektedir, [13].

Kullanılan bu yöntemde, her plastikleşen kesitin oluşumundan sonra o kesitteki seçilen bir bağımsız plastik şekildeğiştirme bileşeninin bilinmeyen olarak alınması ve bu kesitteki iç kuvvet durumunun akma eğrisi üzerinde kaldığını ifade eden yeni bir denklemin denklem takımına eklenmesi öngörülmektedir. Ayrıca, akma eğrisinin doğru parçalarından oluşacak şekilde idealleştirilmesi yoluyla, ilave edilen denklem takımının lineer olması sağlanabilmektedir.

Bir önceki yük artımına ait denklem takımı indirgenmiş olduğundan, o adımdaki yük artımına ait çözüm, yeni bilinmeyenin indirgenmesi yoluyla elde edilebilir.

Sonuç olarak; esasları yukarıda açıklanan yük artımı yöntemi ile bir yapı sisteminin II. mertebe limit yükü hesabı, plastikleşen kesitlerdeki plastik şekildeğiştirme bileşenlerini de içeren genişletilmiş bir lineer denklem sisteminin kurulması ile bu sistemin ve alt sistemlerin çözümüne indirgenmiş olmaktadır.

1.3.3. Akma şartları

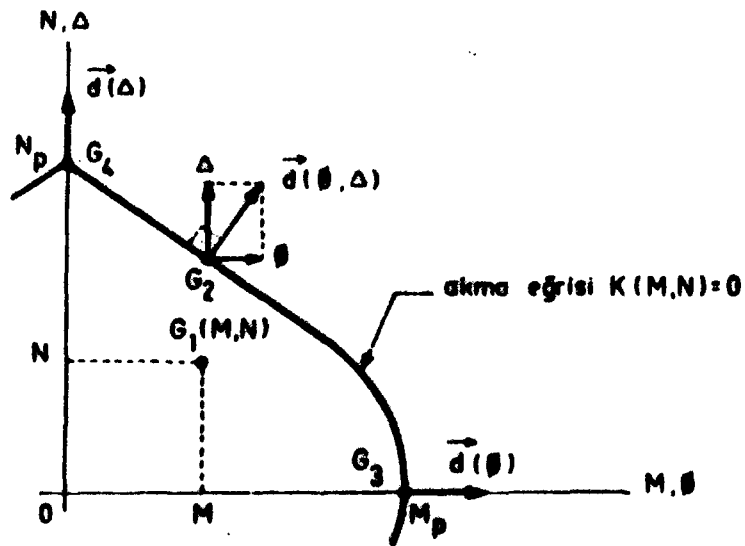
İdeal elastoplastik malzemeden yapılmış sistemlerde, bir kesitteki iç kuvvetler artarak akma şartının sağlandığı sınır değerlere eşit olunca birim şekildeğiştirmeler sonsuza erişir ve kesitin taşıma gücü sona erer.

Kesme kuvvetinin etkisinin terkedildiği düzlem çubuk sistemlerde akma şartı

$$K(M,N) = 0 \quad (1.1)$$

şeklindedir. Burada M ve N kesite etkiyen eğilme momenti ve normal kuvveti, $K(M,N)$ ise kesit şekline bağlı olarak belirlenen lineer olmayan bir fonksiyonu göstermektedir.

(1.1) denkleminin belirlediği akma eğrisi Şekil 1.2 de şematik olarak gösterilmiştir. Şekildeki dik koordinat sisteminde, bir iç kuvvet durumu $G(M, N)$ noktası ile temsil edilmektedir.



Şekil 1.2. Akma Eğrisi

Lineer olmayan şekildeğiştirmelerin plastikleşen kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde sistemin lineer-elastik olduğu kabul edildiğinden, akma eğrisi içindeki bir iç kuvvet durumu için (G_1 noktası) şekil değıştirmeler lineer-elastiktir. İç kuvvet durumu akma eğrisi üzerinde ise (G_2 noktası) kesit plastikleşir ve iç kuvvetler doğrultusunda sonlu plastik şekildeğiştirmeler meydana gelebilir.

Değışen dış etkiler altında G_2 noktası akma eğrisinin içine doğru yönelebilir veya bu eğri üzerinde hareket eder; fakat eğrinin dışına çıkamaz. İç kuvvet durumunun akma eğrisi üzerinde kalma özelliğı

$$dK = \frac{\partial K}{\partial M} dM + \frac{\partial K}{\partial N} dN = 0 \quad (1.2)$$

bağıntısı ile ifade edilir.

Plastikleşen kesitte toplandığı kabul edilen plastik şekildeğiştirmeler \vec{d} (ϕ, Δ) akma vektörü ile tanımlanır. Akma vektörünün ϕ ve Δ bileşenleri sırasıyla eğilme momenti ve normal kuvvet doğrultularındaki sonlu plastik şekildeğiştirmeleri göstermektedirler.

İdeal elastoplastik malzemeden yapılmış kesitlerde \vec{d} akma vektörünün akma eğrisine dik olduğu bilinmektedir, [13], [14].

Diklik özelliğı nedeniyle akma vektörünün bileşenleri

$$\phi = \mu \frac{\partial K}{\partial M} \quad , \quad \Delta = \mu \frac{\partial K}{\partial N} \quad (1.3)$$

şeklinde, $K(M,N)$ fonksiyonuna bağılı olarak ifade edilebilirler. Burada μ , akma vektörünün şiddetini belirleyen bir katsayıyı göstermektedir.

Normal kuvvetin sıfır olduğu veya terkedildiği kesitlerde, akma şartı

$$K(M) = |M| - M_p = 0 \quad (M_p = \sigma_e W_p) \quad (1.1a)$$

şeklindedir. Burada M_p , kesitin elastoplastik olarak taşıyabileceği en büyük eğilme momentidir ve plastik moment adını alır. Eğilme momentinin M_p değerine eşit olduğu kesitlere (G_3 noktası) plastik mafsal denir.

Eğilme momentinin sıfır olduğu kesitlerde ise, akma şartı

$$K(N) = |N| - N_p = 0 \quad (N_p = \sigma_e \cdot F) \quad (1.1b)$$

şeklini alır. Burada N_p , kesitin elastoplastik olarak taşıyabileceği en büyük normal kuvveti göstermektedir. Normal kuvvetin N_p değerine eşit olduğu kesitlerde (G_4 noktası) yalnız Δ plastik boydeğişimleri meydana gelir.

İdeal elastoplastik malzemenen yapılmış kesitler için (1.1) akma şartı, yaklaşık olarak

$$K(M,N) = M + aN + b = 0 \quad (1.4)$$

şeklinde lineerleştirilebilmektedir. Burada a ve b , malzeme ve kesit karakteristiklerine bağlı sabit katsayılardır.

Akma şartının (1.4) lineer bağıntısı ile idealleştirilmesi halinde, iç kuvvet durumunun akma eğrisi üzerinde kalması özelliği

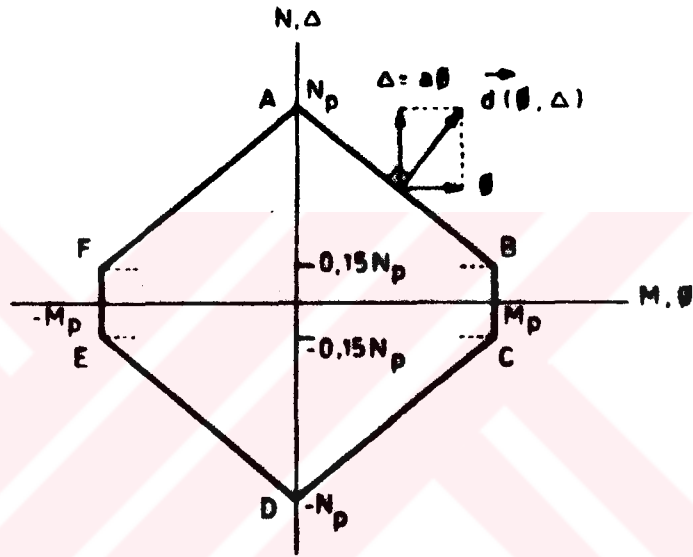
$$\Delta K = \Delta M + a \cdot \Delta N = 0 \quad (1.5)$$

şeklinde ifade edilebilir. Burada ΔM , ΔN sırasıyla yük artımına karşılık gelen eğilme momentini ve normal kuvveti

göstermektedir. Sonuç olarak (1.3) ve (1.5)'te, uygun düzenlemeler yapılırsa, plastik şekildeğiştirme bileşenleri,

$$\phi = \mu, \quad \Delta = a \cdot \mu = a \cdot \phi \quad (1.6)$$

tek bir değişkenine bağlı olarak ifade edilebilir.



Şekil 1.3. Lineerleştirilmiş Akma Şartı

İdeal elastoplastik malzemeden yapılmış sistemlerde, I ve kutu kesitlere ait lineerleştirilmiş akma koşulu Şekil 1.3'de verilmiştir.

1.3.4. Matematik formülasyon

Bölüm 1.3.2'de de belirtildiği gibi, geliştirilmiş olan bu yöntemin her adımında, üzerinde plastikleşen kesitler bulunan sistem bir yatay yük artımı için hesap edilmektedir.

Sistemin hesabında Matris Deplasman Yöntemi [15], [16] uygulanmaktadır. Üzerinde plastikleşen kesitler bulunan bir düzlem yapı sisteminin deplasman yöntemi ile hesabında bilinmeyenlerin iki gruptan oluştuğu gözönünde tutulabilir:

1- Düşüm noktalarının açısal ve doğrusal yerdeğiştirme bileşenleri,

2- Bağımsız sonlu plastik şekildeğiştirme bileşenleri.

Denklemler de iki gruptan oluşur:

1- Denge denklemleri,

2- Plastikleşen kesitlerdeki akma koşulları.

1.3.4.1. Denge denklemleri

Düşüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri doğrultusundaki moment ve izdüşüm denge denklemlerinin matris gösterimi,

$$[S_{dd}][d] + [S_{d\phi}][\phi] + [p_0] = [q] \quad (1.7)$$

şeklindedir. Burada,

- [d] : Dügüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenlerinden oluşan kolon matrisi,
- [q] : Dügüm noktalarına etkiyen dış kuvvetlerin ortak koordinat sistemindeki bileşenlerinden meydana gelen kolon matrisi,
- [p_o] : Yükleme matrisi. Üzerinde plastikleşen kesitler bulunmayan sisteme ait 3n elemanlı bir kolon matristir. Bu matris, düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri sıfır iken yalnız dış yüklerden dolayı ortak koordinat sistemindeki çubuk uç kuvvetlerinden meydana gelmektedir.
- [s_{dd}] : Üzerinde plastikleşen kesitler bulunmayan sisteme ait 3n x 3n boyutundaki rijitlik matrisidir. [s_{dd}] matrisi esas köşegene göre simetriktir. [s_{dd}] matrisi, sistemi oluşturan her ij çubuğunun xy ortak koordinat sistemindeki [k]_{ixix}, [k]_{ixjx}, [k]_{jxix}, [k]_{jxjx} alt matrislerinin rijitlik matrislerindeki ilgili yerlere yazılması ile elde edilir. Aynı düğüm noktasında birleşen birden fazla çubuk bulunması halinde her çubuğa ait alt matrisler üst üste toplanır.
- [φ] : Plastikleşen kesitlerdeki bilinmeyen φ_k plastik dönmelerinden oluşan bir kolon matristir. Oluşan plastikleşen kesitlerin sayısı m ile gösterilirse bu matris,

$$\phi = \begin{bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \vdots \\ \phi_m \end{bmatrix}$$

şeklini alır.

$[S_{d\phi}]$: Plastikleşen kesitlerdeki sonlu plastik şekil-
değiştirmelerin denge denklemlerine etkisini ifa-
de eden bir matristir. Bu matrisin boyutları
düzlem sistemlerde $3n \times m$ dir. $[P_{\phi k}]_{ix}$ ve
 $[P_{\phi k}]_{jx}$ alt vektörlerini içeren tipik bir ko-
lonun gösterilmiş olduğu $[S_{d\phi}]$ matrisi Şekil 1.4'
de verilmiştir.

Burada $p_{\phi k}$, üzerinde k nolu plastikleşen kesit bu-
lunan ij çubuğunda, plastikleşen kesitteki bağımsız sonlu
plastik şekildeğiştirme bileşenleri doğrultularındaki bi-
rim yerdeğiştirmelerden meydana gelen uç kuvvetleri mat-
risidir.

$[S_{d\phi}] =$

	1	2	...	k	...	m	
				0			1
				0			2
				0			...
				$[P_{\phi k}]_{ix}$			i
				0			...
				0			...
				$[P_{\phi k}]_{jx}$			j
				0			...
				0			...
				0			n

Şekil 1.4. $S_{d\phi}$ Matrisinin Elemanları

Sistem rijitlik matrisi sistemdeki elemanlara ait
rijitlik matrisinden kurulur. II. mertebe teorisine göre
hesapta $[S_{dd}]$ sistem rijitlik matrisinin ve $[p_0]$ yükleme
matrisinin elemanları,

$$\psi_x = L \sqrt{\frac{|N|}{EI_x}}$$

değerlerine bağlı olarak hesaplanır. Burada N , aksenal basınç kuvvetini, I ve L , prizmatik çubuğun atalet momentini ve boyunu, E ise elastisite modülünü göstermektedir.

1.3.4.2. Plastikleşen kesitlerdeki akma şartları

Daha önce verilmiş olan (1.5) bağıntısından da görüleceği üzere plastikleşen bir kesitte iç kuvvetler cinsinden ifade edilebilen iç kuvvet durumu, yük artımı sırasında akma yüzeyi üzerinde kalmaktadır.

Bu özellik matris formunda yazılırsa,

$$[S_{\phi d}] [d] + [S_{\phi\phi}] [\phi] + [p_{\phi\sigma}] = 0$$

şeklını alır. Burada,

$[S_{\phi d}]$: Üzerinde plastikleşen kesitler bulunan sistemde sadece düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenlerinden dolayı plastikleşen kesitlerde oluşan iç kuvvetlerin akma şartına etkisini ifade eden bir matristir. Düzlem sistemlerde $m \times 3n$ boyutundaki bu matrisin i sayılı kolonu, i sayılı yerdeğiştirme bileşeni bir diğeri sıfır iken, plastikleşen kesitteki

$$\Delta M + a \cdot \Delta N$$

iç kuvvet değişimlerinin alt alta yazılmasından oluşmaktadır. Betti karşılıklı teoremi uyarınca,

$$[S_{\phi d}] = [S_{d\phi}]^T \quad (1.8)$$

olduğu görülmektedir.

$[S_{\phi\phi}]$: $m \times m$ boyutunda bir kare matristir ve bu matrisin k sayılı kolonu, dış yüksüz sistemde, düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri sıfır iken, k sayılı plastikleşen kesitteki birim plastik şekildeğiştirmeden dolayı tüm plastikleşen kesitlerdeki iç kuvvet değişimlerini göstermektedir. Betti karşılıklı teoremine göre bu matris de esas köşegene göre simetriktir.

$[S_{\phi\phi}]$ matrisinin hesabı için $\phi_k = 1$, $\Delta k = a$ sonlu plastik şekildeğiştirmelerinden dolayı ij çubuğunun herhangi bir kesitinde meydana gelen ΔM ve ΔN iç kuvvetlerin belirlenmesi gerekir.

$[p_{\phi 0}]$: m elemanlı bir kolon matristir. Bu matrisin elemanları, düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenleri ve plastik şekildeğiştirmeler sıfır iken, yalnız çubuklara etkileyen dış yüklerden dolayı plastikleşen kesitlerdeki,

$$\Delta M + a \cdot \Delta N$$

iç kuvvet değişimlerinden meydana gelirler. Bu terimler plastikleşen kesitin bulunduğu çubuk üzerine etkileyen dış yüklere bağlı olarak hesaplanırlar.

Yukarıda açıklanan denge denklemleri ve akma şartları birarada yazıldığında, sisteme ait denklem takımı,

$$\begin{bmatrix} [S_{dd}] & [S_{d\phi}] \\ [S_{\phi d}] & [S_{\phi\phi}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [d] \\ [\phi] \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} [p_0] \\ [p_{\phi 0}] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [q] \\ [0] \end{bmatrix} \quad (1.9)$$

şeklinde elde edilir.

1.3.5. Hesapta izlenen yol

Geliştirilmiş olan yük artımı yöntemi ile bir yapı sisteminin sabit düşey yükler ve artan yatay yükler altında II. merteye elastoplastik hesabı için izlenen bu yolun adımları aşağıda verilmiştir. Bu yöntem kullanılarak, yapı sistemlerinin davranışı başlangıçta II. merteye limit yüke ulaşılan kadar izlenebilmektedir. Sistemde artan yerdeğiştirmelere, azalan yatay yük parametresi karşı geldiğinde II. merteye limit yüke erişilmiş demektir.

Hesapta izlenen yol şu adımlardan oluşmaktadır:

1. Düşey işletme yükleri öngörülen güvenlik katsayısı ile çarpılarak hesap yükleri elde edilir.

2. Sistemdeki tüm çubuklar için, düşey hesap yüklerinden meydana gelen normal kuvvetler tahmin edilir. Her çubuk için II. merteye rijitlik ve yükleme matrisleri hesaplanır.

3. Düşey hesap yükleri için II. merteye hesaba başlanır. Herhangi bir kritik kesitte plastikleşme olursa, düşey hesap yüküne ulaşıncaya kadar 5'ten 9'a kadar olan yol izlenir.

4. Sistem yatay yük parametresinin birim değeri için II. merteye teorisine göre hesaplanır.

5. Sistemdeki tüm kritik noktalarda iç kuvvet durumları kontrol edilerek, plastikleşen kesit oluşturan en küçük yük parametresi bulunur.

6. Yeni meydana gelen plastikleşen kesitteki ϕ_k plastik dönmesi bilinmeyen olarak alınır. Plastikleşen kesitteki akma şartını ifade eden yeni denklem, bir

Önceki adımdaki denklem takımına satır ve kolon olarak ilave edilerek genişletilmiş denklem takımı elde edilir.

7. Genişletilmiş denklem takımının stabilitesi kontrol edilir. Eğer determinantın değeri sıfır veya negatif ise,

$$\det (S) \leq 0 \quad (1.10)$$

sistemin burkulduğu anlaşılır. Bu adımdan önceki toplam yük parametresi P_{L2} II. mertebe limit yük olarak alınır ve hesaba son verilir.

8. Genişletilmiş lineer denklem takımı indirgenir, o anki yük artımına ait olan bilinmeyenler bulunur. Bir önceki yük artımına ait denklem takımı çözülmüş olduğundan, yeni çözüm, sadece eklenen satır ve kolonun indirgenmesinden ibaret olacaktır.

9. Uç kuvvetleri ve iç kuvvetler hesaplanır.

10. II. mertebe limit yüke erişilinceye kadar 5. ve 9. adımlar arası tekrar edilir.

1.4. Çok katlı Çelik Yapıların TS 648 Yönetmeliği'ne Göre Boyutlandırılması

Bu çalışmada, çok katlı düzlem çelik çerçevelerin doğrudan doğruya tasarımı amacıyla geliştirilmiş olan bir bilgisayar programından, [17] faydalanılmıştır. Söz konusu bu programda, birbirini izleyen hesap ve boyutlandırma adımlarından oluşan bir ardışık yaklaşım yöntemi izlenmektedir. Ardışık iki adımda bulunan enkesit profillerinin birbirinin aynı olması halinde ardışık yaklaşıma son verilmektedir.

Geliştirilmiş olan programın bölümleri ve bu bölümlerde gözönünde tutulan esaslar aşağıda özetlenmiştir.

1.4.1. Yapı sistemi ile ilgili bilgilerin oluşturulması

Geliştirilmiş olan bilgisayar programının ilk bölümünde yapı ile ilgili bilgiler oluşturulur. Bunun için, giriş bilgileri olarak, şu özelliklerin verilmesi gerekmektedir.

- a- Yapının geometrik özellikleri, mesnet koşulları,
- b- Çubuklara ve düğüm noktalarına etkiyen düşey yapı yükleri ve ilave (faydalı) yükler,
- c- Deprem yüklerinin hesaplanması için gerekli bilgiler, (deprem bölge katsayısı, yapı tipi ve önem katsayıları, deprem yüklerinin hesabı için ilave yük azaltma katsayıları, zemin hakim periyodu), rüzgar yükleri, ilave yük azaltmaları,
- d- Malzeme özellikleri,
- e- Çerçeve elemanlarının enkesitlerinin içinden seçilmesi istenen profil grupları (IPE, HD gibi),
- f- Örgü çubukları enkesit alanları.

Bu bilgilerden yararlanarak ve data üretimi esaslarına dayanarak yapıya ait bilgiler oluşturulmaktadır.

Bu bölümde ayrıca, yapının ön boyutlandırılması yapılmakta ve eleman enkesit karakteristikleri belirlenmektedir.

İstenirse boyutlandırmaya esas olan düzlem yapı sistemi için bazı yapısal kısıtlar konabilir. Söz konusu bilgisayar programı, ardışık yaklaşımın her adımında bu kısıtları da gözönüne almaktadır. Bu kısıtlamalar ile,

- Kolon ve kiriş enkesit profil numaralarının komşu iki katta aynı olması,
- Kolon ve kiriş enkesit profil numaralarının üst katlardan alt katlara doğru küçülmemesi,
- Kolon ve kirişler için emniyet gerilmeleri azaltılmak suretiyle, özellikle narin yapı sistemlerinde toplam yatay yerdeğiştirme ve rölatif kat yerdeğiştirmelerinin sınırlandırılabilmesi

mümkün olmaktadır. Geliştirilmiş olan bu programın yapısı gereği, kullanıcının isteği doğrultusunda bu ve benzeri kısıtlamalar çoğaltılabilir.

1.4.2. Düşey ve yatay yükler için hesap

Bu bölümde yapı sistemi, giriş bilgisi olarak verilen düşey yükler ve bu yükler ile yapının dinamik özelliklerine bağlı olarak belirlenen deprem kuvvetleri ve rüzgar yükleri için hesaplanarak en elverişsiz iç kuvvetler bulunur. Boyutlandırma sırasında gözönüne alınan yükleme durumları şunlardır:

1. Düşey yükler (H)
2. Düşey yükler + Soldan deprem (HD)
3. Düşey yükler + Sağdan deprem (HD)
4. Düşey yükler + Soldan rüzgar (HZ)
5. Düşey yükler + Sağdan rüzgar (HZ)

Yapı sisteminin hesabı için Matris Deplasman Yöntemi'nden yararlanılmaktadır. Yöntemin uygulanmasında kat döşemelerinin kendi düzlemleri içinde sonsuz rijit olmaları hali de gözönüne alınabilmektedir.

Yapıya etkiyen deprem yükleri önce yapı dinamik katsayısı $S = 1.00$ alınarak hesaplanır. Bu F_1 kuvvetleri için sistem hesaplanarak birinci normal moda ait özel periyodun değeri [18] tarafından verilen yöntem ile bulunur. Böylece S katsayısının ve deprem kuvvetlerinin gerçek değerleri ile bunlardan oluşan iç kuvvetler hesaplanmış olur.

1.4.3. Burkulma boylarının belirlenmesi

Bilindiği gibi, çeşitli yönetmeliklere göre yapılan kesit hesaplarında aksenal kuvvetin büyük olduğu elemanların burkulma boylarına gerek olmaktadır.

Geliştirilmiş olan bilgisayar programında kolon burkulma boylarının belirlenmesi için iki ayrı yol uygulanmıştır. Kullanıcının isteğine göre seçilebilen bu yollardan birincisinde, TS 648 , [19] ve AISC-ASD, [20] yönetmeliklerinde verilen nomogramlar esas alınmaktadır. Ancak, kullanım kolaylığı açısından, bu nomogramlar yerine, onların hazırlanmasına esas olan lineer olmayan denklemlerden [21], yararlanılmakta ve bu denklemlerin ardışık yaklaşım yöntemi ile çözümü suretiyle kolon burkulma boyları bulunmaktadır.

İkinci yolda sistemin II. merteye rijitlik matrisi oluşturularak, bu matrisin determinant değerini sıfır yapan en küçük düşey yük parametresi, yani burkulma yükü bulunur. Daha sonra, bu değerden yararlanılarak kolonların burkulma boyları,

$$L_k = \pi \sqrt{\frac{EI}{P_{cr}}} \quad (1.11)$$

Euler formülü ile hesaplanır. Görüldüğü gibi, ikinci yol ile burkulma boylarının kesin değerleri elde edilebilmektedir.

TS 648 yönetmeliğine göre burkulma boylarının hesabı

Yapı sistemindeki basınç çubuklarının çerçeve düzlemi içindeki burkulma boyu katsayısı çerçevenin yanal hareketinin önlenip önlenmemesi durumuna göre belirlenir. Basınç çubuğunun A ve B uçlarında kullanılan G katsayısı,

$$G = \frac{\sum I_c / S_c}{\sum I_g / S_g} \quad (1.12)$$

formülü ile elde edilir. Burada;

G : Burkulma boyu hesabında kullanılan katsayıyı,

I_c : Gözönüne alınan noktaya rijit olarak bağlanmış kolonların burkulma boyunun hesaplanacağı düzlemdeki atalet momentlerini,

I_g : Gözönüne alınan noktaya rijit olarak bağlanmış kirişlerin burkulma boyunun hesaplanacağı düzlemdeki atalet momentlerini,

S_c : Gözönüne alınan noktaya rijit olarak bağlanmış kolonların boylarını,

S_g : Gözönüne alınan noktaya rijit olarak bağlanmış kirişlerin boylarını,

göstermektedir.

Kolon temele rijit olarak bağlı ise o noktada hesaplanmadan $G= 1.00$ alınmalıdır.

Kolon temele tamamen sürtünmesiz bir mafsalla bağlı ise $G=10.00$ alınmalıdır.

Kolonun iki ucunda G_A ve G_B değerleri hesaplandıktan sonra TS 648'de verilen (Çizelge-4 veya Çizelge-5) nomogramlardan veya [21] de verilen denklemlerin çözümünden k değeri elde edilir. Burkulma boyu S_k ,

$$S_k = k.s \quad (1.13)$$

olarak bulunur. Burada s , kolon boyunu göstermektedir.

1.4.4. TS 648 yönetmeliğine göre gerilme kontrolleri

Narinlik gözönünde bulundurularak basınç gerilmelerinin kontrolü aşağıda verilen yol izlenerek yapılabilir.

Eksenel basınca çalışan çubuğun narinliği λ_p sınır değerinden küçük ise ($\lambda < \lambda_p$) basınç emniyet gerilmesi,

$$\sigma_{bem} = \frac{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2}{n} \sigma_a \quad (1.14)$$

çubuğun narinliđi ($\lambda > \lambda_p$) ise basınç emniyet gerilmesi,

$$\sigma_{bem} = \frac{2\pi^2 E}{5\lambda^2} \quad \text{veya} \quad \sigma_{bem} = \frac{8290000}{\lambda^2} \quad (1.15)$$

formülleri kullanılarak hesap edilir. Bu formüllerde,

n : Emniyet katsayısı ≥ 1.67

$n = 1.67$ $\lambda < 20$

$n = 1.5 + 1.2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p}\right) - 0.2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p}\right)^3$ $\lambda_p \geq \lambda \geq 20$

$n = 2.5$ $\lambda \geq \lambda_p$

E : Elastisite modülü (kgf/cm^2)

σ_a : Çeliğin akma sınırı (kgf/cm^2)

λ_p : Plastik narinlik sınırı (kritik narinlik)

$$\lambda_p = \frac{\sqrt{2\pi^2 E}}{\sigma_a} = \frac{6438.4}{\sqrt{\sigma_a}} \quad (1.16)$$

σ_{bem} : Basınç emniyet gerilmesi (kgf/cm^2) dir.

Eksantrik basınç kuvveti veya merkezi basınç kuvveti ile birlikte M_x ve/veya M_y eğilme momentleri etkisindeki çubuklarda burkulmalı ve burkulmasız gerilme kontrolü,

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex'}}\right) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \sigma_{by}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey'}}\right) \sigma_{By}} \leq 1.0 \quad (1.17a)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0.60 \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.0 \quad (1.17b)$$

formülleri ile yapılır. Eğer,

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \leq 0.15$$

ise, yukarıdaki formüller yerine,

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.0 \quad (1.18)$$

formülü kullanılabilir.

Yukarıdaki formüllerde;

σ_{bem} : Yalnız basınç kuvveti etkisi altında müsaade edilecek gerilme,

σ_B : Yalnız eğilme momenti etkisi altında müsaade edilecek basınç eğilme gerilmesi ($\sigma_B \leq 0.60\sigma_a$),

$$\sigma'_e = \frac{\pi^2 E}{(k \frac{S_b}{i_b})^2} \frac{1}{2.5} = \frac{8290000}{(k \frac{S_b}{i_b})^2} \quad (1.19)$$

S_b : Mesnetler arasındaki yanal desteksiz mesafe,

i_b : Eğilmenin olduğu düzleme dik eksene göre atalet yarıçapı,

k : Eğilmenin olduğu düzlemdeki burkulma boyunu elde etmek için kullanılan katsayı,

σ_{eb} : Yalnız basınç kuvvet etkisi altında hesaplanan gerilme,

σ_b : Yalnız eğilme momenti etkisi altında hesaplanan basınç gerilmesidir.

C_m : Uç momentlerini ve yanal desteklemeyi gözönüne alan bir katsayı olup,

- Yanal yerdeğiştirmenin mümkün olduğu çerçevelerde = 0.85,
- Düğüm noktalarının ötelenmesine müsaade edilmeyen çerçevelerde ve burkulma düzleminde yük olmayan çubuklarda,

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (1.20)$$

formülü ile bulunabilir. M_1/M_2 çubuğun iki ucundaki eğilme momentlerinin küçüğünün büyüğüne oranı olup, çubuğun ucundaki eğilme momentleri aynı yönlü ise pozitif, zıt yönlü ise negatiftir.

1.5. Elastik Hesap Yönetmeliğine Göre Boyutlandırılan Çok Katlı Diyagonal Çelik Yapı Modelinin İncelenmesi

Bu bölümde, seçilen çok katlı, diyagonal çelik taşıyıcı sistem modelinin boyutlandırılmasına ve artan dış yükler altındaki elastoplastik davranışına ait sayısal sonuçlar verilecektir. Seçilen model diyagonal, yirmi katlı düzlem çerçevedir. Yirmi katlı üç açıklıklı diyagonal düzlem çerçeve büro ve işyeri olarak kullanılan yüksek yapılara örnek olarak seçilmiştir.

Yapı sisteminin boyutlandırılmasında Bölüm 1.4.2' de verilmiş olan yükleme durumları gözönüne alınmıştır. TS 648 Çelik Yapılar Standardı ve Deprem Yönetmeliği uyarınca rüzgar ve deprem yüklemelerinde güvenlik gerilmeleri sırasıyla %15 ve %33 oranında arttırılmaktadır.

Yapı sisteminde, deprem yükleri kat döşemelerine etkiyen eşdeğer statik tekil yüklerle temsil edilerek hesap yapılmıştır.

Kiriş ve kolon enkesitleri Avrupa norm profilleri (kirişler için IPE, kolonlar için HD), örgü çubukları korniyer elemanlardan seçilmiştir. Enkesit seçiminde,

a- bir kattaki kiriş enkesitlerinin bütün açıklıklarda aynı olması,

b- kiriş, dış kolon, iç kolon ve örgü çubukları enkesitlerinin her iki katta bir değişmesi,

c- kolon ve kiriş enkesitlerinin alt katlara doğru küçülmemesi ,

d- örgü çubuklarının elastoplastik hesap sonucunda normal kuvvet kapasitelerini aşmaması,

gibi kısıtlamalar öngörülmektedir.

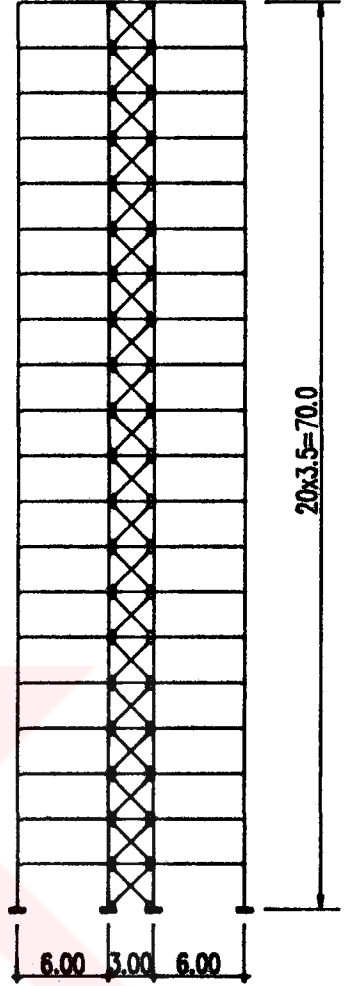
Yirmi Katlı Üç Açıklıklı Diyagonalı Düzlem Çerçeve

Seçilen taşıyıcı sistem modeline ait geometrik boyutlar, işletme yükleri ve diğer sistem özellikleri Şekil 1.5'de gösterilmiştir.

Yapının deprem hesapları eşdeğer statik deprem kuvvetleri esas alınarak yapılmıştır. Bu hesapta deprem bölge katsayısı $C_0 = 0.10$, yapı tipi katsayısı $K = 1.50$ olarak alınmış, yapı dinamik katsayısı $S = 0.50$ olarak bulunmuştur. Buna göre deprem katsayısı $C = 0.075$ değerini almaktadır.

TS 648 Çelik Yapılar Standardı ve Deprem Yönetmeliği uyarınca, Fe 37 çeliğine ait güvenlik gerilmeleri kullanılarak boyutlandırılan sistemde, işletme yükleri altında, kat kesme kuvvetlerinin %30-66'sı örgü çubukları tarafından karşılanmaktadır. Bu durum, orta kolon enkesitlerini, özellikle alt kat kolonlarında, kenar kolon enkesitlerine nazaran daha narin kılmaktadır. Orta kolonların rijitliğini artırmak amacıyla bu elemanlarda güvenlik gerilmelerini küçülterek, boyutlandırmanın tekrarlanması uygun olduğu sonucuna varılmıştır.

Çerçeve aralığı	: 6.0 m
Yapı yükleri	çatı : 4.5 kN/m ² normal kat : 3.9 kN/m ²
İlave yükler	çatı : 2.0 kN/m ² normal kat : 3.5 kN/m ²
Dış duvar yükleri	: 35 kN
Deprem karakteristikleri	: C ₀ = 0.10 , K= 1.50, I = 1.00 , T ₀ =0.40 sn
Rüzgar yükleri	: TS 498 Yönetmeliğine göre
Malzeme	: Fe 37 Akma Gerilmesi, σ _a = 235 MPa



Şekil 1.5. Yirmi Katlı Diyagonal Düzlem Çerçevenin Sistem Özellikleri

Orta kolon enkesitlerini ve yapı sisteminin rijitliğini arttırmak amacıyla üç alternatif boyutlandırma yapılmıştır. Yapı tipi katsayısının K= 1.50 olması, boyutlandırmada deprem yüklemesini etkin kılmaktadır.

Orta kolonların boyutlandırılmasında akma gerilmeleri ve buna bağlı olarak güvenlik gerilmeleri azaltılmıştır. Bu alternatif boyutlandırmalara ait toplam yapı, ağırlıkları ve çerçeve karakteristikleri Tablo 1.1'de görülmektedir.

Tablo 1.1. Alternatif Boyutlandırma

	Orta kolonlara ait güvenlik gerilmeleri			Yapı (kg) ağırlıkları	δ / H		T (sn)	Pcr (ton)
	H	HD	HZ		Deprem	Rüzgar		
1	σ_{em}	$1.33\sigma_{em}$	$1.15\sigma_{em}$	85001	0.00265	0.00116	2.151	31.204
2	σ_{em}	$1.15\sigma_{em}$	$1.15\sigma_{em}$	84889	0.00293	0.00129	2.264	28.430
3	σ_{em}	σ_{em}	$1.15\sigma_{em}$	87554	0.00299	0.00131	2.275	28.196

Tabloda verilen birinci ve ikinci alternatif ekonomik olmasına rağmen zayıf orta kolon boyutlandırmasına yol açtığı için terkedilmiştir. Buna karşılık, diyagonal sistemin bir elemanı olan orta kolonların enkesitlerinin kenar kolon enkesitlerine göre daha kuvvetli olması yapı sisteminin rijitliğini arttırdığından üçüncü alternatif esas alınarak hesaba devam edilmiştir.

Bölüm 1.4'de açıklanan yol ile boyutlandırılan sistemin enkesit profil numaralarının katlara göre değişimi Tablo 1.2'de gösterilmiştir.

Tablo 1.2. Yirmi Katlı Diyagonalı Düzlem Çerçevenin Enkesit Profil Numaraları

Döşeme	Kirişler	İç kolonlar	Dış kolonlar	Örgü çubukları	Kat
19-20	IPE 400	HD210 * 071	HD260 * 073	2 L 90.90.11	19-20
17-18	IPE 400	HD260 * 089	HD310 * 097	2 L 110.110.10	17-18
15-16	IPEA 500	HD310 * 107	HD360 * 134	2 L 110.110.10	15-16
13-14	IPEA 500	HD360 * 134	HD360 * 179	2 L 120.120.10	13-14
11-12	IPE 500	HD360 * 162	HD360 * 196	2 L 120.120.10	11-12
9-10	IPE 500	HD360 * 179	HD400 * 237	2 L 120.120.12	9-10
7-8	IPEA 600	HD400 * 237	HD400 * 262	2 L 130.130.12	7-8
5-6	IPEA 600	HD400 * 288	HD400 * 262	2 L 140.140.13	5-6
3-4	IPEA 600	HD400 * 347	HD400 * 262	2 L 140.140.15	3-4
1-2	IPEA 600	HD400 * 509	HD400 * 288	2 L 140.140.15	1-2

Boyutlandırılmada, tüm kat kirişlerinde ve kolonlarında da düşey yükler + deprem yükleri etkin olmaktadır.

Tablo 1.3'de çerçevenin, işletme yüklerinden oluşan oransal yatay yerdeğiştirmeleri (çerçeve üst noktasının yatay yerdeğiştirmesinin yapı yüksekliğine oranı), özel periyodu ve burkulma yükü parametresi verilmiştir.

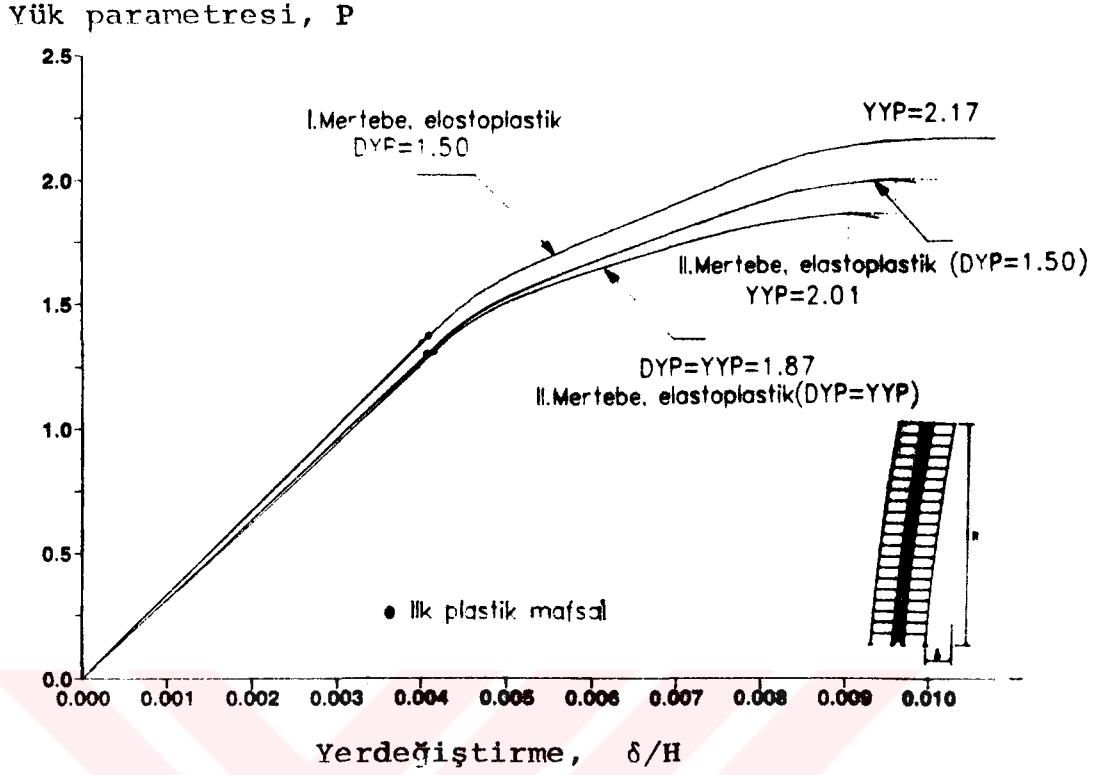
Görüleceği gibi işletme yükleri altında, en üst katın toplam yatay yerdeğiştirmesinin yapı yüksekliğine oranı deprem yüklemesi için 0.00299 değerini almaktadır.

Tablo 1.3. Yirmi Katlı Diyagonalı Düzlem Çerçevenin Karakteristikleri

İşletme yüklerinden oluşan yatay yerdeğiştirme , δ / H	Deprem	0.00299
	Rüzgar	0.00131
Özel periyot,	T (sn) =	2.28
Burkulma yükü parametresi,	Pcr =	28.196

Boyutlandırılan yirmi katlı diyagonalı düzlem çerçevenin artan yatay yükler altındaki davranışı, lineer olmayan teoriyi esas alan ve Bölüm 1.3'de açıklanan hesap yöntemi ile ayrıntılı olarak incelenmiştir.

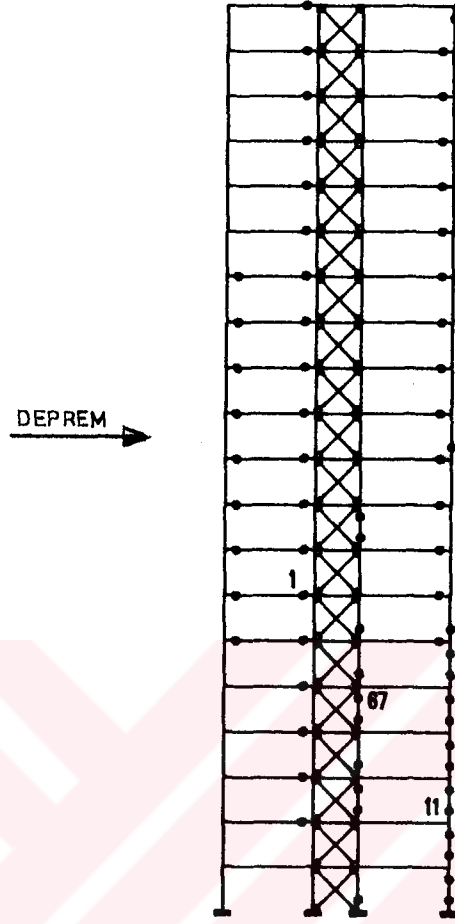
Düşey yükler için öngörülen DYP= 1.50 güvenlik katsayısı altında artan yatay deprem yükleri için I. ve II. mertebe teorisine göre ve orantılı olarak artan düşey yükler ve yatay deprem yükleri için II. mertebe teorisine göre elde edilen yük parametresi-yerdeğiştirme (P- δ/H) diyagramları Şekil 1.6'da toplu olarak verilmişlerdir.



Şekil 1.6. Yirmi Katlı Diyagonalı Düzlem Çerçeveye Ait (P- δ/H) Diyagramları

Görüldüğü gibi, DYP= 1.50 için I. mertebe limit yük YYP= 2.17 iken, II. mertebe etkilerinin gözönüne alınması halinde YYP= 2.01 değerine düşmektedir. Orantılı olarak artan düşey yükler ve yatay deprem yükleri altında ise göçme yükü parametresi DYP= YYP= 1.87 değerini almaktadır.

Şekil 1.7'de düşey yüklerin DYP= 1.50, yatay yüklerin YYP= 2.01 değeri için oluşan plastikleşen kesitler görülmektedir. Sistemde ilk plastikleşen kesit yatay deprem kuvvetlerinin YYP= 1.30 değerinde kirişte meydana gelmektedir. Kolonda ilk plastikleşen kesit ise YYP= 1.42 değerinde meydana gelmektedir. Sistem, 67 adet plastikleşen kesitin oluşumundan sonra, stabilite yetersizliği nedeniyle göçmektedir.



Şekil 1.7. DYP= 1.50 YYP= 2.01 İçin Plastik Mafsalların Oluşumu

İncelenen taşıyıcı sistem modelinde deprem ve rüzgar yüklerine ait göçme güvenliklerinin karşılaştırılması Tablo 1.4'de verilmiştir.

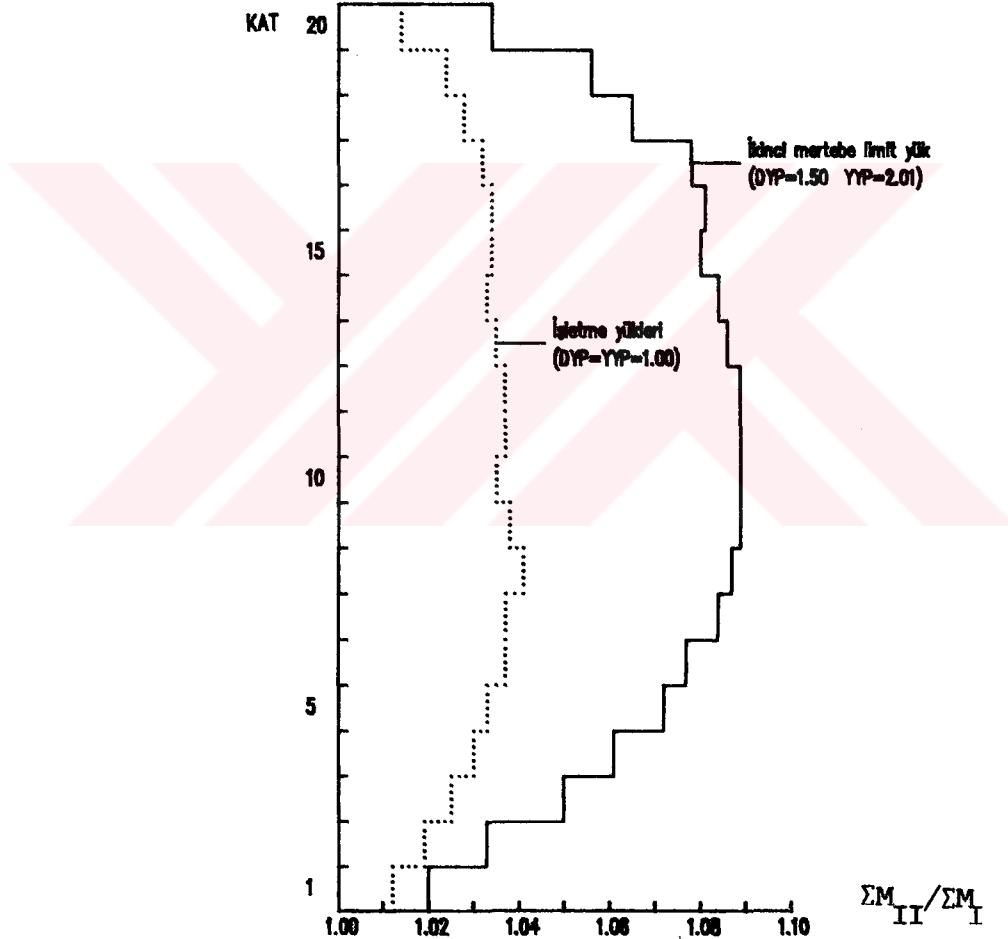
Tablo 1.4. Yirmi Katlı Diyagonal Düzlem Çerçeve İçin Deprem ve Rüzgar Yüklerine Ait Göçme Güvenliklerinin Karşılaştırılması

	Deprem	Rüzgar
DYP=1.00 için yatay göçme yükü parametresi, YYP=	2.34	4.81
DYP=1.50 için yatay göçme yükü parametresi, YYP=	2.01	4.07
Orantili yük için göçme yükü parametresi, DYP=YYP=	1.87	2.57
DYP=1.50 için I. mertebe limit yük, YYP=	2.17	4.37

Tablodan görüldüğü gibi, yapının rüzgar güvenliği, deprem güvenliğinden çok daha yüksek değerler almaktadır.

İşletme yükleri ve göçme yükleri altındaki II. mertebe etkilerinin (bir kattaki II. mertebe kat kesme kuvvetinin I. mertebe kat kesme kuvvetine oranı) katlara göre değişimi Şekil 1.8'de gösterilmiştir.

İşletme yükleri seviyesindeki II. mertebe etkilerinin %3-4, göçme yükü seviyesindeki II. mertebe etkilerinin %7 oranında olduğu Şekil 1.8'de görülmektedir.



Şekil 1.8. Yirmi Katlı, Diyagonal Çelik Düzlem Çerçeve II. Mertebe Etkileri

Diyagonal olarak boyutlandırılan sistemin göçme güvenliğine etkisini incelemek amacıyla bu çalışmada aynı sistem özelliklerine sahip yirmi katlı çelik düzlem sistem boyutlandırılarak, I. mertebe ve II. mertebe elasto-plastik hesapları yapılmıştır. Her iki sistemin göçme

güvenlikleri Tablo 1.5 üzerinde karşılaştırılmıştır.

Tablo 1.5. Yirmi Katlı, Diyagonalı ve Diyagonalsız Çelik Düzlem Çerçevelerin Göçme Güvenliklerinin Karşılaştırılması

	Diyagonalı		Diyagonalsız	
	Deprem	Rüzgar	Deprem	Rüzgar
DYP=1.00 için yatay göçme yükü par. YYP=	2.34	4.81	2.10	2.48
DYP=1.50 için yatay göçme yükü par. YYP=	2.01	4.07	1.80	2.21
Orantılı yük için göçme yükü par. DYP=YYP=	1.87	2.57	1.72	1.94
DYP=1.50 için I. mertebe limit yük, YYP=	2.17	4.37	2.30	2.78

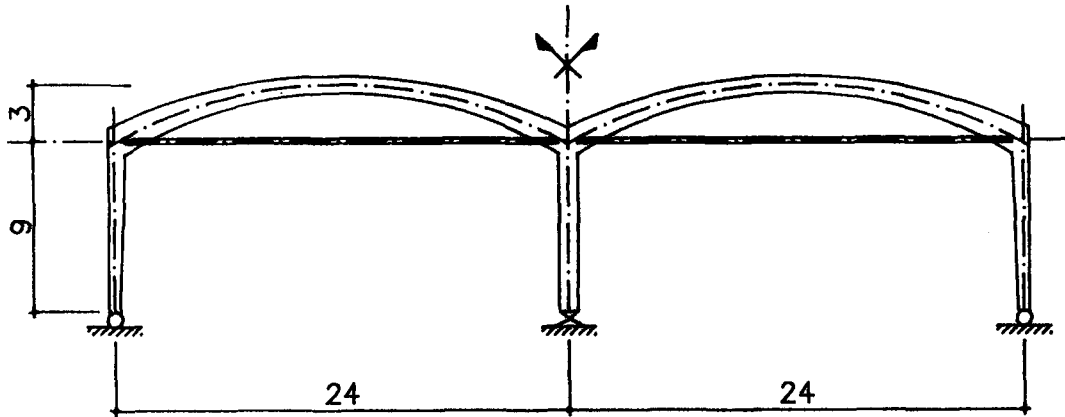
Tablo 1.5'de görüldüğü gibi, yapı sistemlerinin diyagonalı çelik düzlem çerçeve olarak boyutlandırılması, ikinci mertebe etkilerinin azalmasına ve bunun sonucunda göçme güvenliğinin artmasına neden olmaktadır. Depreme karşı göçme güvenliğinin rüzgara karşı göçme güvenliğine oranla daha az artmasının nedeni ise diyagonalı çerçevede yapı tipi katsayısının $K=1.50$ olmasından ileri gelmektedir.

BÖLÜM 2

2. YAPI SİSTEMLERİNİN HESAP YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

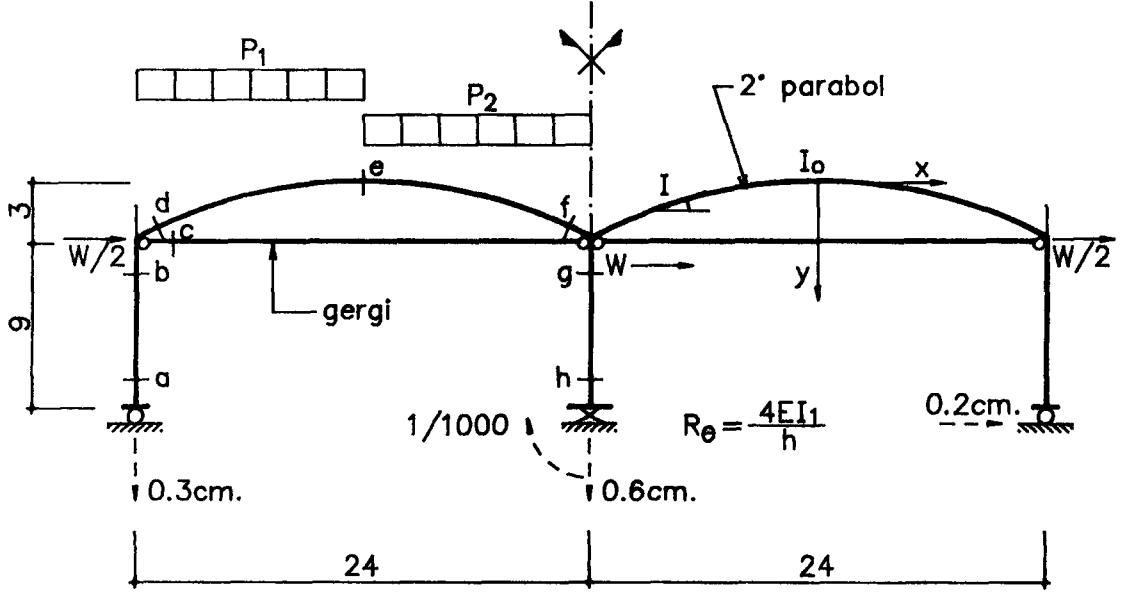
2.1. Giriş

Bu bölümde, geometrik özellikleri Şekil 2.1'de verilen tek katlı, iki açıklıklı sanayi yapısı ele alınarak önce ön boyutlandırılması daha sonra değişik yükleme durumları için çeşitli hesap yöntemleri uygulanarak kesin statik hesabı yapılmıştır. Bu hesaplar sonucunda elde edilen kesit zorlarının en elverişsiz kombinasyonları gözönüne alınarak kesit hesapları yapılmıştır. Ayrıca iki kesitte M, N, T tesir çizgileri çizilmiştir.



Şekil 2.1. İncelenen Sistemin Tipik Çerçevesi

2.2. Seçilen Sistemin Geometrik Özellikleri ve İşletme Yükleri



Şekil 2.2. Sistemin Geometrik Özellikleri ve İşletme Yükleri

Sistem	: Betonarme BS 30, BÇIII
Gergi	: Yapı çeliği ST 37
Çerçeve aralığı	: 6.00 m
İlave yükler	: $P_1 = P_2 = 12 \text{ kN/m}$
Deprem yükleri	: $W = 75 \text{ kN}$

$$\text{Kemerlerde } I \cos \alpha = \frac{I_0}{1(1-n) \frac{4x^2}{L^2}}$$

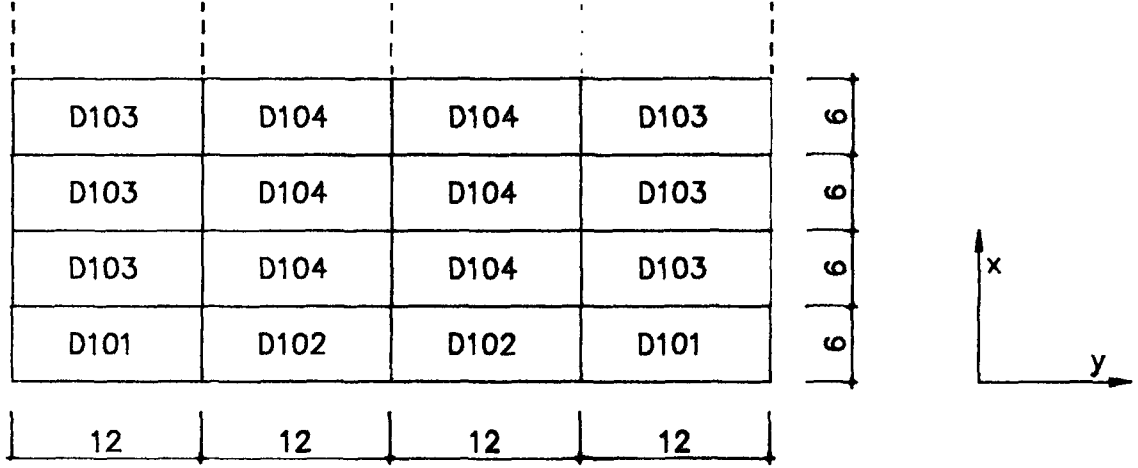
Yükleme durumları ve kullanılacak hesap yöntemleri

- 1) Ön boyutlandırma : Açı Yöntemi
- 2) Sabit yükler : Matris Deplasman Yöntemi
- 3) a) P_1, P_2 yükleri : Cross Yöntemi
b) W yükü : Rölaksasyon Yöntemi
- 4) $t = \pm 20 \text{ }^\circ\text{C}$ sıcaklık değ. : Matris Kuvvet Yöntemi
- 5) Mesnet çökmeleri : Açı Yöntemi

Bu hesaplar sonucunda elde edilecek kesit tesirlerinin en elverişsiz durumlarına göre kesit hesapları yapılacaktır. Ayrıca (e) ve (g) kesitlerinde M, N, T tesir çizgileri Endirekt Deplasman Yöntemi kullanılarak çizilecektir.

2.3. Ön Boyutlandırma

2.3.1. Döşeme hesapları



Şekil 2.3. Döşeme Planı

Döşemelerde $L_{uzun}/L_{kısa} \geq 2$ olduğu için, bütün döşemeler tek doğrultuda çalışmaktadır. Bu durumda;

$$h_{fmin} = \frac{0.8L_{kısa}}{35} = \frac{0.8 \times 6.00}{35} = 13.71 \text{ cm}$$

elde edilir. Pas payı ile birlikte $h_f = 15 \text{ cm}$ olarak belirlenmiştir.

Yük Analizi:

B.A. döşeme (15 cm)	0.15×25	$= 3.750 \text{ kN/m}^2$
Şap (3 cm)	0.03×22	$= 0.660 \text{ kN/m}^2$
Sıva (2 cm)	0.02×20	$= 0.400 \text{ kN/m}^2$
İzolasyon		$= 0.200 \text{ kN/m}^2$
		$g = 5.010 \text{ kN/m}^2$
İlave yük		$p = 2.00 \text{ kN/m}^2$

Hesap yükü

$$q = 1.4xg + 1.6xp$$

olarak alınmıştır.

Kesit hesabında kullanılacak momentler TS 500'de verilen formüller yardımıyla hesaplanmıştır. Statik ve betonarme hesap sonuçları Tablo 2.1 de gösterilmiştir, [22].

Tablo 2.1. Döşeme Eğilme Momentleri ve Seçilen Donatılar

Döşeme No.	X Doğrultusu				
	Moment	A_s	Seçilen D.	Mevcut Donatı	İlave
-	kNm/m	cm ² /m	-	-	-
D101	32.13	7.38	Ø2/14	-	-
D101 - D103	-39.27	9.13	-	Ø2/28+ Ø0/28	Ø0/30
D103	23.56	5.32	Ø0/14	-	-
D103 - D103	-35.34	8.17	-	Ø0/28+ Ø0/28	Ø0/30

D102 için D101'deki, D104 için D103'deki donatılar kullanılmıştır.

Dağıtma donatısı : Ø8/20

Boyuna mesnet ilaveleri :

D101-102 : Ø10/15

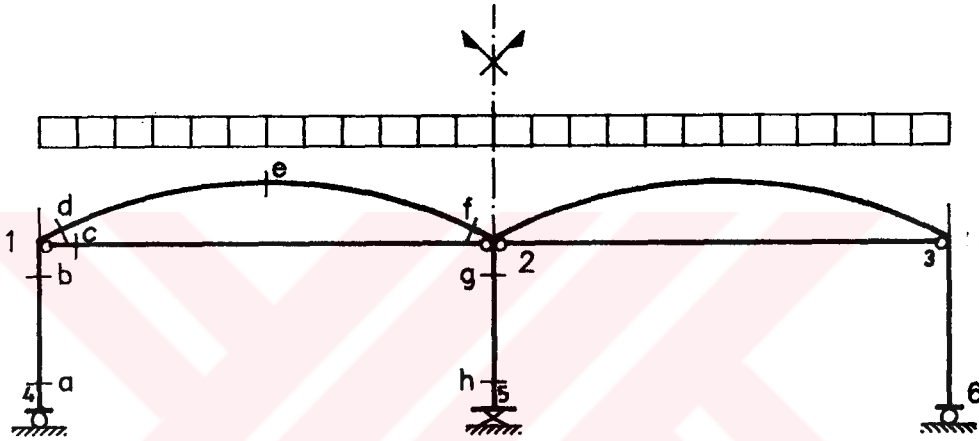
D102-D102 : Ø10/15

D103-D104 : Ø10/20

D104-D104 : Ø10/20

2.3.2. Açı yöntemi ile ön boyutlandırma

Ön boyutlandırma yapılırken, sistem simetrik olduğu için, sistemin yarısı üzerinde hesap yapılmıştır. Önce düşey yüklerin birim değeri için kesit tesirleri bulunmuş daha sonra toplam yüklerden oluşan tesirlere geçilmiştir.



Şekil 2.4. Ön Boyutlandırmada Esas Alınan Kesitler

Bilinmeyenler : $\theta_1, \delta_1 (= \delta_{14})$

Diğer uç deplasmanları : $\Delta_{12} = -\delta_1$

$$\Sigma M_1 = 0 \quad M_{12} + M_{14} + \theta_1 (\bar{m}_{101}^{14} + m_{101}^{12}) + m_{102}^{12} \cdot \theta_2 + \bar{m}_{103}^{14} \cdot \theta_1 + m_{104}^{12} \cdot \Delta_{12} = 0$$

$$\Sigma X_1 = 0 \quad N_{12} + \theta_1 (\bar{t}_{101}^{14} - n_{101}^{12}) - \theta_2 \cdot n_{102}^{12} + \bar{t}_{103}^{14} \cdot \delta_1 - n_{104}^{12} \cdot \Delta_{12}$$

$$+ \frac{E \cdot F_g}{L} \cdot \Delta_{12} = 0$$

$$\Sigma X_2 = 0 \quad N_{21} + \theta_2 \cdot (-n_{202}^{21} + t_{202}^{25}) + \theta_1 \cdot n_{201}^{21} + t_{201}^{25} \cdot \delta_2 + n_{202}^{12} \cdot \Delta_{12} + \frac{E_g \cdot F_g}{L} \cdot \Delta_{12} = 0$$

Burada hesapların ayrıntılarına girilmeden üçüncü iterasyon sonucunda elde edilen kesitler ve çubukların birim deplasman sabitleri verilmiştir. Hesaplar sonucunda belirlenen kesitler ve bu kesitler ile ilgili değerler Şekil 2.4, Tablo 2.2, Tablo 2.3, Tablo 2.4 ve Tablo 2.5' de verilmiştir, [23], [24].

Tablo 2.2. Kesitler ve Atalet Momentleri

Kesit	Kesit Boyutları (cm)	I (m ⁴)	I/I _C
a	40/60 (Dikdörtgen)	0.0072	1.00
b	40/90 (Dikdörtgen)	0.0243	3.375
d	40/140 (Dikdörtgen)	0.167001	23.195
e	40/90 (Tablalı)	0.047058	6.536
f	40/140 (Dikdörtgen)	0.167001	23.195
g	40/100 (Dikdörtgen)	0.033333	4.630
h	40/100 (Dikdörtgen)	0.033333	4.630

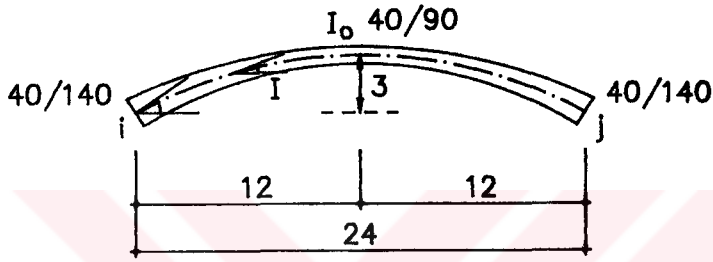
C kesiti (Gergi çubuğu)

IPB 180 $F_g = 65.3 \text{ cm}^2$
(HE-B) $E_g = 2.1 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$
 $EF = 2226000 \text{ kN}$

Kemer elemanı karakteristikleri :

Ekseni parabol ve atalet momenti değişim kanunu

$$\frac{I_o}{I \cos \alpha} = 1 - (1-n) \xi^2 \quad \text{olan kemerler}$$



$$\operatorname{tg} \alpha_i = \frac{6}{12} = 0.5$$

$$\cos \alpha_i = 0.89443$$

$$\sin \alpha_i = 0.44721$$

$$\alpha_i = 26.56505^\circ$$

Şekil 2.5. Kemer Ait Geometrik Ölçüler

$$I \cos \alpha = \frac{I_o}{1 - (1-n) \frac{4x^2}{L^2}} \quad ; \quad n = \frac{I_o}{I_i \cdot \cos \alpha_i}$$

$$\xi = \frac{2x}{L} \quad ; \quad y_g = \frac{2}{5} \frac{4+n}{2+n} \cdot f$$

$$n = \frac{I_o}{I_i \cdot \cos \alpha_i} = \frac{6.536 I_0}{23.195 I_0 \times 0.89443}$$

$$n = 0.315$$

$$y_g = \frac{2}{5} \frac{4+n}{2+n} \cdot f = \frac{2}{5} \times \frac{(4+0.315)}{(2+0.315)} \times 3$$

$$y_g = 2.2367 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{175}{4} \frac{I_0}{F_0 \cdot f^2} \cdot \frac{2+n}{n(8+n) + \frac{8}{3}} = \frac{175}{4} \times \frac{0.0470584}{0.648 \times 3^2} \times \frac{2+0.315}{0.315 \times (8+0.315) + \frac{8}{3}}$$

$$\gamma = 0.1546$$

$$m_{i\theta i} = \left[\frac{3}{L(2+n)} + \frac{\left(\frac{2}{5} \cdot \frac{4+n}{2+n} \cdot f\right)^2}{\frac{4}{175} L_f^2 (1+\gamma) \left[\frac{n(8+n) + (8/3)}{2+n}\right]} + \frac{\frac{L^2}{4}}{\frac{L^3}{60} (2+3n)} \right] \cdot EI_0$$

$$m_{i\theta i} = 0.6506 \times E \times 6.536 I_0$$

$$m_{i\theta i} = 4.2523 EI_0$$

$$m_{i\theta j} = m_{j\theta i} = \left[\frac{-3}{L(2+n)} - \frac{\left(\frac{2}{5} \cdot \frac{4+n}{2+n} \cdot f\right)^2}{\frac{4}{175} L_f^2 (1+\gamma) \left[\frac{n(8+n) + (8/3)}{2+n}\right]} + \frac{\frac{L^2}{4}}{\frac{L^3}{60} (2+3n)} \right] \cdot EI_0$$

$$m_{i\theta j} = m_{j\theta i} = -0.2261 \times E \times 6.536 I_0$$

$$m_{i\theta j} = m_{j\theta i} = -1.4781 EI_0$$

$$n_{i\theta i} = \frac{\frac{2}{5} (4+n) f}{\frac{4}{175} L_f^2 (1+\gamma) [n(8+n) + 8/3]} \cdot EI_0$$

$$n_{i\theta i} = 0.1718 \times E \times 6.536 I_0$$

$$n_{i\theta i} = 1.1232 EI_0$$

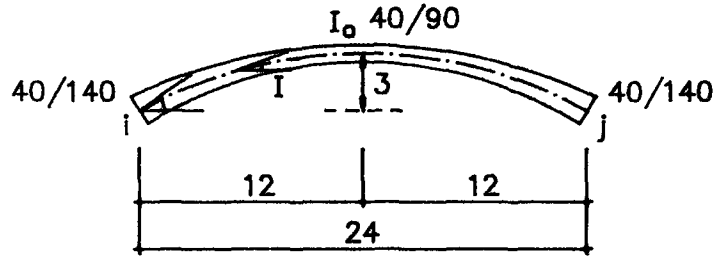
$$n_{i\theta j} = -1.1232 EI_0$$

$$n_{i\Delta} = \frac{(2+n) EI_0}{\frac{4}{175} L_f^2 (1+\gamma) [n(8+n) + 8/3]}$$

$$n_{i\Delta} = 0.0768 \times E \times 6.536 I_0$$

$$n_{i\Delta} = 0.5022 EI_0$$

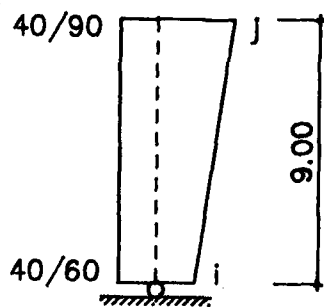
Tablo 2.3. Kemere Ait Birim Deplasman Sabitleri



	θ_i	θ_j	Δ	δ
M_{ij}	4.2523	-1.4781	1.1232	0.1156
M_{ji}	-1.4781	4.2523	-1.1232	0.1156
N_{ij}	1.1232	-1.1232	0.5022	0
T_{ij}	0.1156	0.1156	0	9.6326×10^{-3}
N_{ji}	0.1156	0.1156	0	9.6326×10^{-3}
T_{ji}	0.1132	-1.1232	0.5022	0

 $\times EI_0$

Tablo 2.4. Kenar Kolona Ait Birim Deplasman Sabitleri



$$\lambda_j = 1.00$$

$$n = \frac{I_0}{I_j} = \frac{1}{3.375} = 0.296296$$

$$EI_0 = 3.18 \times 10^7 \times 72 \times 10^4 = 228960 \text{ kNm}^2$$

Tablo 2.4. (Devamı)

	θ_i	θ_j	Δ	δ
M_{ij}	0.607	0.410	0	0.1130
M_{ji}	0.410	0.8386	0	93.177×10^{-3}
N_{ij}	0	0	4.6296	0
T_{ij}	0.1130	93.177×10^{-3}	0	10.353×10^{-3}
N_{ji}	0	0	4.6296	0
T_{ji}	0.1130	93.177×10^{-3}	0	10.353×10^{-3}

 $\times EI_0$

$$C_1 = 0.2435$$

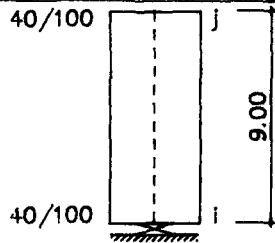
$$C_2 = 0.1325$$

$$C_3 = 0.0895$$

$$a_1 = 0.0251$$

$$a_2 = 0.0196$$

Tablo 2.5. Orta Kolona Ait Birim Deplasman Sabitleri



$$R_0 = \frac{4EI}{h}$$

$$R_0 = \frac{4 \times 4.630EI_0}{9} = 2.058EI_0$$

$$EI_0 = 3.18 \times 10^7 \times 72 \times 10^{-4} = 228960 \text{ kNm}^2$$

	θ_i	θ_j	Δ	δ
M_{ij}	1.029	0.514	0	0.17144
M_{ji}	0.514	1.80	0	0.25711
N_{ij}	0	0	6.1728	0
T_{ij}	0.17144	0.25711	0	0.047616
N_{ji}	0	0	6.1728	0
T_{ji}	0.17144	0.17144	0	0.047616

 $\times EI_0$

2.4. Kesin Hesaplar

Bu bölümde ön boyutlandırma sonucunda elde edilen kesitler esas alınarak kesin hesaplar yapılmıştır. Çeşitli yükleme durumları için farklı hesap yöntemleri kullanılmış ve kesitler taşıma gücü ilkesine göre donatılmıştır.

2.4.1. Matris deplasman yöntemi ile sabit yükler için hesap

Matris Deplasman Yönteminde dış etkilerden oluşan uç kuvvetlerinin ve uç deplasmanlarının tayininde aşağıdaki koşullardan ve bağıntılardan yararlanılır.

a) Denge koşulları

- i. düğüm noktalarının denge denklemleri
- ii. elemanların denge denklemleri

b) Geometrik süreklilik koşulları

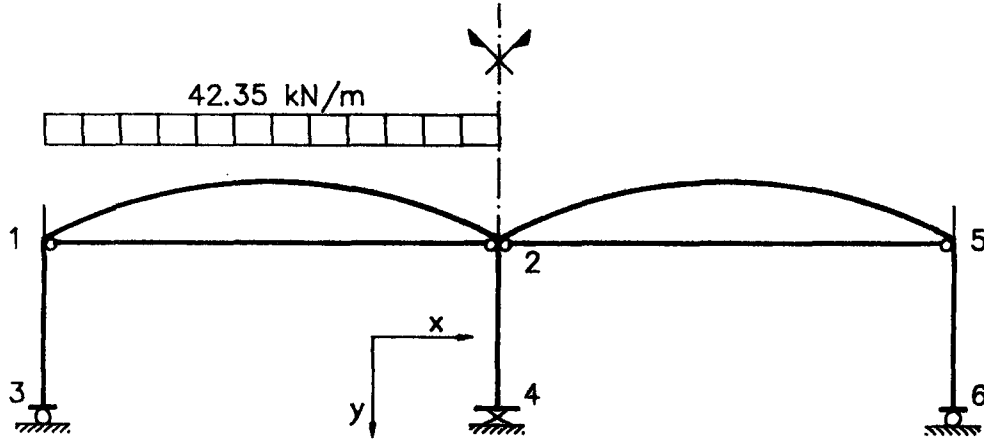
- i. mesnet koşulları
- ii. düğüm noktalarının uygunluk koşulları

c) Uç kuvvetleri ve uç deplasmanları arasındaki bağıntılar

- i. elemanların denge denklemleri
- ii. bünye denklemleri

Matris Deplasman Yönteminde, önce sistemin uç deplasman durumu, geometrik uygunluk koşullarını sağlayan birbirinden lineer olarak bağımsız uç deplasman durumlarının lineer kombinasyonu olarak ifade edilir. Daha sonra bu bağıntılarda bulunan ve sistemin geometrik serbestlik derecesine eşit sayıdaki bilinmeyen katsayılar, denge şartları ve bünye bağıntıları yardımı ile tayin edilerek sistemin uç deplasman durumu elde edilir. Denge şartları ile iç

kuvvet-deformasyon bağıntılarından faydalanarak uç kuvvetleri uç deplasmanlarına bağlı olarak bulunup hesap tamamlanır, [16] . Bu problemde, sistem ve yükleme durumu simetrik olduğundan sistemin yarısı ile hesap yapılacaktır.



Şekil 2.6. Sisteme Etkiyen Sabit Yüklemler

Bir düğüm noktasında birleşen çubukların uç deplasmanları ortak bir eksene göre, geometrik uygunluk koşulları nedeniyle birbirine eşittir. Bu nedenle, düğüm noktalarında ortak bir eksen takımı seçilerek çubukların kendi eksenlerine göre belirlenen eleman rijitlik matrisleri bu ortak eksene dönüştürülmelidir. Ortak eksen "ix" indisi ile gösterilmek üzere, çubuk eksenlerine göre belirlenmiş eleman rijitlik matrislerini ortak eksene dönüştürmek için:

$$[k]_{ixix} = [T]_i [k]_{ii} [T]_i^T$$

$$[k]_{ixjx} = [T]_i [k]_{ij} [T]_i^T$$

bağıntıları kullanılır, [15] . Buradaki $[T]$ matrisleri ortogonal transformasyon matrisleridir.

Elemanlara ait rijitlik ve yükleme matrislerinin tayini

1-3 Elemanı

$$[k]_{11} = \begin{bmatrix} 0.8386 & 0 & 93.177 \times 10^{-3} \\ 0 & 1060000/EI_0 & 0 \\ 93.177 \times 10^{-3} & 0 & 10.353 \times 10^{-3} \end{bmatrix} \times EI_0$$

$$\begin{bmatrix} [k]_{1 \times 1 \times} & [k]_{1 \times 3 \times} \\ [k]_{3 \times 1 \times} & [k]_{3 \times 3 \times} \end{bmatrix} =$$

$$\begin{bmatrix} 192005.856 & 21339.072 & 0 & \vdots & 0 & -21339.072 & 0 \\ 21339.072 & 2371.008 & 0 & \vdots & 0 & -2371.008 & 0 \\ 0 & 0 & 1060000 & \vdots & 0 & 0 & -1060000 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \vdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ 0 & 0 & 0 & \vdots & 0 & 0 & 0 \\ -21339.072 & -2371.008 & 0 & \vdots & 0 & 2371.008 & 0 \\ 0 & 0 & -1060000 & \vdots & 0 & 0 & 1060000 \end{bmatrix}$$

1-2 Elemanı:

$$[k]_{11} = \begin{bmatrix} 973606.608 & -257167.872 & -26467.776 \\ -257167.87 & 114983.712 & 0 \\ -26467.776 & 0 & 2205.480 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} [k]_{1 \times 1 \times} & [k]_{1 \times 2 \times} \\ [k]_{2 \times 1 \times} & [k]_{2 \times 2 \times} \end{bmatrix} =$$

$$\begin{bmatrix}
 973606.60 & -257167.87 & -26467.77 & \cdot & -338379.98 & 257167.872 & 26467.77 \\
 -257167.87 & 114983.71 & 0 & \cdot & 257167.87 & -114983.71 & 0 \\
 -26467.77 & 0 & 2205.48 & \cdot & -26467.77 & 0 & -2205.48 \\
 \dots & \dots & \dots & \cdot & \dots & \dots & \dots \\
 -338379.98 & 257167.87 & -26467.77 & \cdot & 973606.60 & -257167.87 & 26467.77 \\
 257167.87 & -114983.71 & 0 & \cdot & -257167.87 & 114983.71 & 0 \\
 26467.77 & 0 & -2205.48 & \cdot & 26467.77 & 0 & 2205.48
 \end{bmatrix}$$

1-2 (Gergi) Elemanı:

$$[k]_{ii} = [k]_{ij} = [k]_{ji} = [k]_{jj} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{33} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$k_{33} = \frac{E \cdot F_g}{L} = 57137.5$$

$$\begin{bmatrix} [k]_{1x1x} & [k]_{1x2x} \\ [k]_{2x1x} & [k]_{2x2x} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & \cdot & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 57137.5 & 0 & \cdot & 0 & -57137.5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cdot & 0 & 0 & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \cdot & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & \cdot & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -57137.5 & 0 & \cdot & 0 & 57137.5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cdot & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

2-4 Elemanı:

$$[k]_{44} = \frac{1}{2} \bar{x} \begin{bmatrix} 0.90 & 0 & 0.25711 \\ 0 & 6.1728 & 0 \\ 0.25711 & 0 & 0.047616 \end{bmatrix} \times EI_0$$

$$\begin{bmatrix} [k]_{4 \times 4x} & [k]_{4 \times 2x} \\ [k]_{2 \times 4x} & [k]_{2 \times 2x} \end{bmatrix} =$$

$$\begin{bmatrix} 206064 & -29433.952 & 0 & \vdots & 58841.577 & 29433.952 & 0 \\ -29433.952 & 6595.879 & 0 & \vdots & -29433.952 & -6595.879 & 0 \\ 0 & 0 & 706666.667 & \vdots & 0 & 0 & -706666.667 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 58841.577 & -29433.952 & 0 & \vdots & 206064 & 29433.952 & 0 \\ 29433.952 & -6595.879 & 0 & \vdots & 29433.952 & 6595.879 & 0 \\ 0 & 0 & -706666.667 & \vdots & 0 & 0 & 706666.667 \end{bmatrix}$$

1-2 Elemanı Yükleme Matrisi:

$$[P_o]_1 = \begin{bmatrix} 0 \\ -1016.40 \\ 508.20 \end{bmatrix}, \quad [P_o]_2 = \begin{bmatrix} 0 \\ 1016.40 \\ -508.20 \end{bmatrix}$$

$$[P_o]_{1x} = \begin{bmatrix} 0 \\ 1016.40 \\ -508.20 \end{bmatrix}, \quad [P_o]_{2x} = \begin{bmatrix} 0 \\ -1016.40 \\ -508.20 \end{bmatrix}$$

Elemanlar için elde edilen rijitlik ve yükleme matrisleri ile düğüm noktalarında yazılan denge denklemleri sonucu elde edilen denklem takımının katsayılar matrisi (sistem rijitlik matrisi) ve sabitler vektörü (sistem yükleme matrisi) aşağıda gösterilmiştir.

$$[S] = \begin{bmatrix} 1165612.464 & -235828.80 & -26467.776 & -338379.984 & 257167.872 & 26467.77 \\ -235828.80 & 174492.22 & 0 & 257167.870 & -172121.21 & 0 \\ -26467.776 & 0 & 1062205.48 & -26467.776 & 0 & -2205.48 \\ -338379.98 & 257167.87 & -26467.776 & 1179670.60 & -227733.91 & 26467.77 \\ 257167.870 & -172121.21 & 0 & -227733.91 & 178717.091 & 0 \\ 26467.776 & 0 & -2205.480 & 26467.776 & 0 & 708872.14 \end{bmatrix}$$

$$[P_0] = \begin{bmatrix} 0 \\ 1016.40 \\ -508.20 \\ 0 \\ -1016.40 \\ -508.20 \end{bmatrix}$$

Düğüm noktalarına herhangi bir yük etkilediği için $[q] = 0$ 'dır. Bu durumda denklem takımı;

$$[S] [d] + [P_0] = 0$$

olur. Bu denklem takımının çözümü ile düğüm noktalarının deplasmanları elde edilmiş, bu deplasmanlar sonucu çubuklarda oluşan uç kuvvetleri hesaplanarak M, N, T diyagramları çizilmiştir. Sistem ve yükleme simetrik olduğundan Sistem Rijitlik Matrisinin $[S]$ ve Yükleme Matrisinin $[P_0]$ 4 ve 5 inci kolon ve satırları silinmiştir.

$$\begin{bmatrix} 1165612.46 & -235828.80 & -26467.77 & 26467.77 \\ -235828.80 & 174492.22 & 0 & 0 \\ -26467.776 & 0 & 1062205.48 & -2205.48 \\ 26467.776 & 0 & -2205.48 & 778872.14 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_1 \\ d_{1x} \\ d_{1y} \\ d_{2y} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 1016.40 \\ -508.20 \\ -508.20 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \theta_1 \\ d_{1x} \\ d_{1y} \\ d_{2y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.001847372 \\ -0.008321653 \\ 0.0004483074 \\ 0.0076584073 \end{bmatrix}$$

Uç kuvvetleri düğüm noktalarının deplasmanlarına ve yükleme matrislerine bağlı olarak,

$$[P]_{ix} = [k]_{ixix} [d]_{ix} + [k]_{ixjx} [d]_{jx} + [P_o]_{ix}$$

$$[P]_i = [T]^T \cdot [P]_{ix}$$

bağıntıları ile hesaplanır. Çubuk uç kuvvetleri matrisleri aşağıda gösterilmiştir.

1-2 Elemanı:

$$[P]_1 = \begin{bmatrix} 532.282 \\ -534.631 \\ 475.205 \end{bmatrix} \quad [P]_2 = \begin{bmatrix} -1324.112 \\ -534.631 \\ -541.194 \end{bmatrix}$$

1-3 Elemanı:

$$[P]_1 = \begin{bmatrix} -532.282 \\ -475.205 \\ -59.152 \end{bmatrix}$$

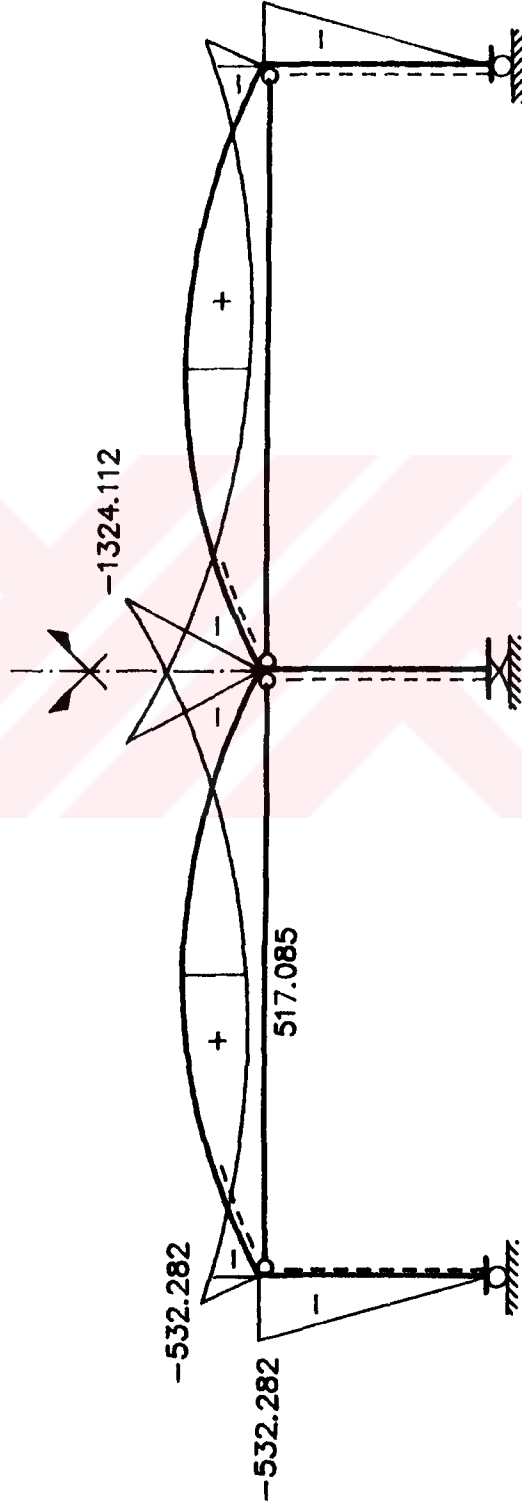
1-2 Gerçi Elemanı

$$[P]_1 = \begin{bmatrix} 0 \\ 475.478 \\ 0 \end{bmatrix} \quad [P]_2 = \begin{bmatrix} 0 \\ 475.478 \\ 0 \end{bmatrix}$$

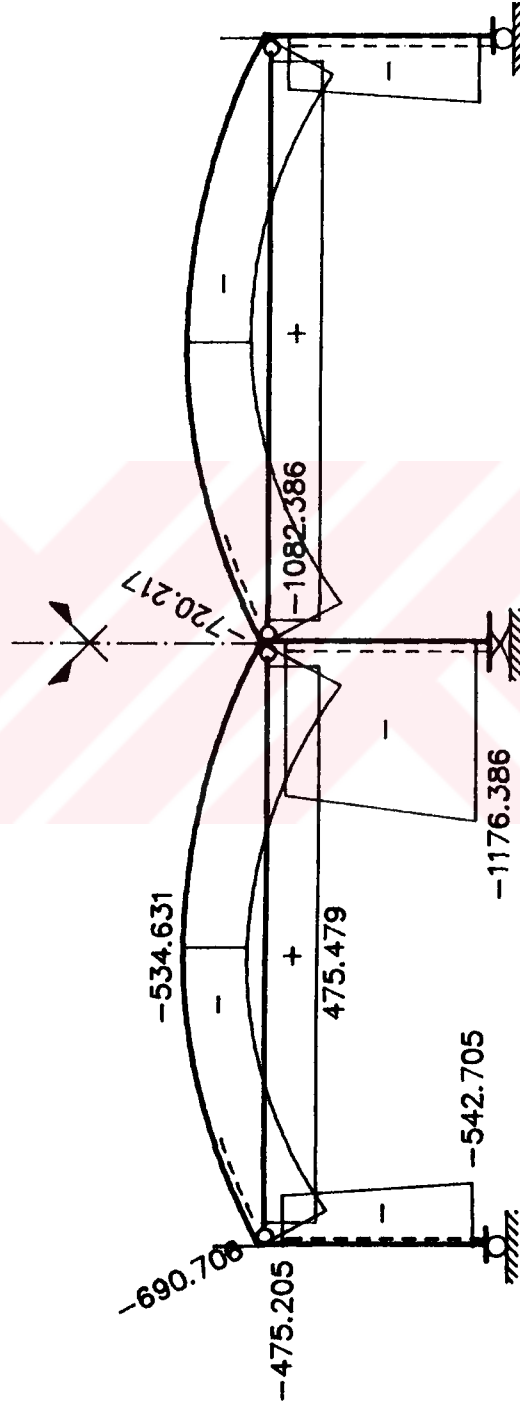
4-2 Elemanı

$$[P]_2 = \begin{bmatrix} 0 \\ -1082.386 \\ 0 \end{bmatrix}$$

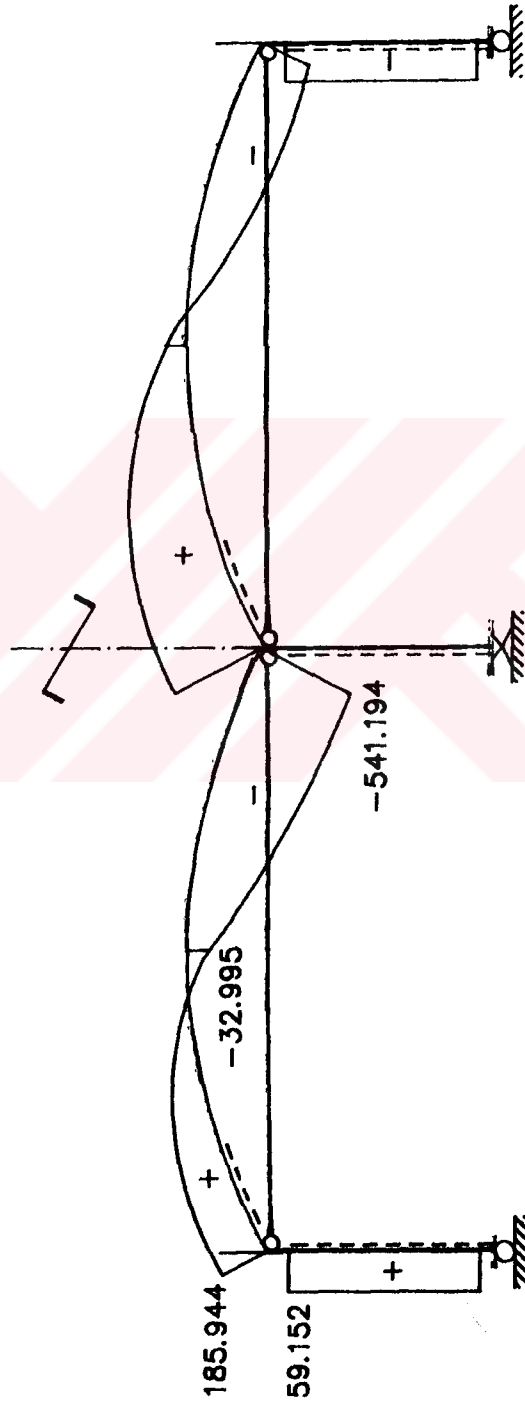
Uç kuvvetlerine bağlı olarak elde edilen M, N, T kesit zorları diyagramları Şekil 2.7, 2.8, 2.9'da gösterilmiştir.



Şekil 2.7. Eğilme Momenti Diyagramı (kNm)



Şekil 2.8. Normal Kuvvet Diyagramı (kN)



Şekil 2.9. Kesme Kuvveti Diyagramı (kN)

2.4.2. Cross yöntemi ile $P_1 = P_2 = 12$ kN/m yükleri için hesap

Bu yükleme durumları için hesapta Cross Yöntemi kullanılmıştır. Cross Yönteminde bilinmeyenler, düğüm noktaları sabit sistemlerde uç momentleri, düğüm noktaları hareketli sistemlerde ise uç momentleri ve bağımsız uç deplasmanlarıdır. Bu bilinmeyenler düğüm noktası sabit sistemlerde düğüm noktalarında yazılan moment denge denklemlerinin Rölaksasyon Yöntemi kullanılarak çözülmesi ile elde edilir. Düğüm noktası hareketli sistemlerde ise Rölaksasyon Yöntemi kullanılarak veya düğüm noktası sabit sistemleri esas sistem olarak almak sureti ile bilinmeyenler belirlenir. Burada ikinci yol izlenecektir.

Düğüm noktası hareketli sistemlerde dış kuvvetlerden oluşan etkiler esas sistemde (düğüm noktası sabit sistem) dış kuvvetler ile bağımsız uç deplasmanlarından oluşan etkilerin toplamına eşittir. O halde çözümün elde edilmesi için bağımsız uç deplasmanlarının bilinmesi gerekmektedir. Bu nedenle bilinmeyenler olarak $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n$ bağımsız uç deplasmanları seçilir. Bu bilinmeyenler düğüm noktalarında veya düğüm noktaları gruplarında yazılan izdüşüm denge denklemlerinden yararlanarak bulunurlar. Bu denklemlerin $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n$ 'e bağlı olarak yazılması için süperpozisyondan yararlanılır. Süperpoze edilen her durum düğüm noktaları sabit sistemin çeşitli yüklemelerine aittir. Bu süperpozisyon durumları aşağıda açıklanmıştır.

$\delta_1 = \delta_2 = \dots = \delta_n = 0$ durumu:

Bu durumda, esas sisteme yalnızca dış kuvvetlerin etkidiği düşünülür ve oluşan kesit tesirleri M_0, N_0, T_0 ile gösterilir. (i) nolu düğüm noktasına veya düğüm noktaları grubuna bu yüklemeden dolayı etkiyen iç kuvvetlerin, denklemin yazılacağı doğrultu üzerindeki izdüşümlerinin toplamı $X_{i,0}$ ile gösterilir.

$\delta_j = 1$ durumu:

Bağımsız uç deplasmanlarından $\delta_j = 1$, diğerleri sıfıra eşittir. Dış kuvvetler yoktur. Diğer uç deplasmanları çerçeve süreklilik denklemleri ile belirlenir. Oluşan kesit tesirleri M_j, N_j, T_j ve (i) nolu parçaya ait izdüşüm toplamı da $X_{i,j}$ ile gösterilir.

$$\delta_j = 0 \quad (j = 1, 2, \dots, n) \quad , \quad \delta_1 = 1 \quad , \quad \delta_2 = 1, \dots, \delta_n = 1$$

durumlarının süperpozisyonu ile

$$\Sigma x_1 = 0 \quad x_{1,0} + x_{1,1} \delta_1 + x_{1,2} \delta_2 + \dots + x_{1,n} \delta_n = 0$$

$$\Sigma x_2 = 0 \quad x_{2,0} + x_{2,1} \delta_1 + x_{2,2} \delta_2 + \dots + x_{2,n} \delta_n = 0$$

$$\Sigma x_n = 0 \quad x_{n,0} + x_{n,1} \delta_1 + x_{n,2} \delta_2 + \dots + x_{n,n} \delta_n = 0$$

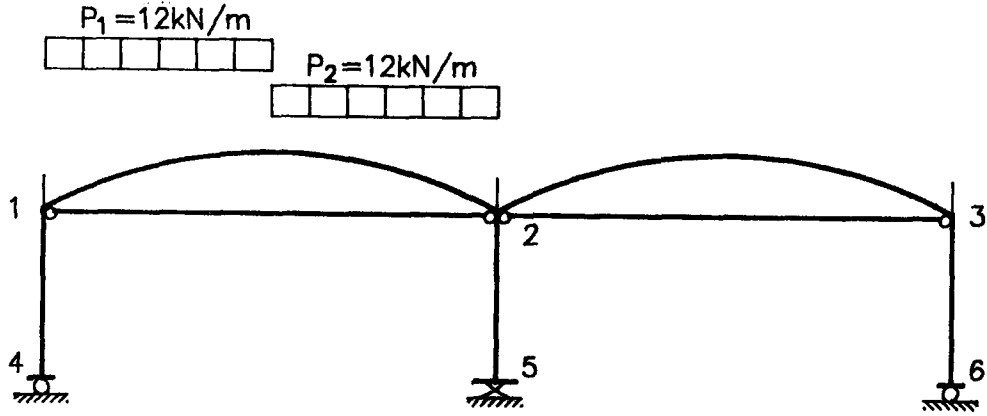
denklem takımı elde edilir. Buradaki $x_{1,0}, x_{2,0}, \dots, x_{n,0}$ değerleri, denklemlerin yazıldığı parçalara etkiyen dış kuvvetlerin, denklemlerin yazıldığı doğrultudaki izdüşümlerinin toplamıdır. Denklem takımı çözülüp $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n$ bilinmeyenleri belirlendikten sonra, kesit tesirleri;

$$M = M_0 + M_1 \delta_1 + M_2 \delta_2 + \dots + M_n \delta_n$$

$$T = T_0 + T_1 \delta_1 + T_2 \delta_2 + \dots + T_n \delta_n \quad (\text{veya çubukların denge denklemleri ile})$$

$$N = N_0 + N_1 \delta_1 + N_2 \delta_2 + \dots + N_n \delta_n \quad (\text{veya düğüm noktalarının izdüşüm denge denklemleri ile})$$

süperpozisyon denklemleri ile hesaplanır, [23].



Şekil 2.10. Sisteme Etkiyen İlave Yükler

2.4.2.1. $P_1 = 12 \text{ kN/m}$ için hesap

Şekil 2.10 da verilen sistem $P_1 = 12 \text{ kN/m}$ yükü için hesaplanacaktır.

$$\text{Bilinmeyenler: } \delta_{14} = \delta_1, \delta_{25} = \delta_2, \delta_{36} = \delta_3$$

Dağıtma sayıları ve geçiş sayıları:

Birim deplasman sabitleri daha önceki bölümlerde hesaplanmıştı. Uç momentlerin bulunması için yapılacak iterasyonun her adımında düğüm noktalarındaki momentler dengelenecektir. Bu dengeleme sırasında düğüm noktalarında birleşen çubukların uçlarına yazılacak momentler

$$r_{ij} = \frac{m_{ij}}{\sum m_{i\theta i}}$$

bağıntısı ile hesaplanan dağıtma sayılarının yardımı ile belirlenir.

(1) Dügüm noktası

$$(1-2) \quad m_{i\theta i} = 4.2523EI_0 \quad r_{1,2} = 0.8358$$

$$(1-4) \quad \bar{m}_{i\theta i} = 0.607EI_0 \quad r_{1,4} = 0.1647$$

(2) Dügüm noktası

$$(2-1) \quad m_{i\theta i} = 4.2523EI_0 \quad r_{2,1} = 0.4127$$

$$(2-3) \quad m_{i\theta i} = 4.2523EI_0 \quad r_{2,3} = 0.4127$$

$$(2-5) \quad m_{i\theta i} = 1.029EI_0 \quad r_{2,5} = 0.1746$$

(3) Dügüm noktası

$$(3-2) \quad m_{i\theta i} = 4.2523EI_0 \quad r_{3,2} = 0.8353$$

$$(3-6) \quad \bar{m}_{i\theta i} = 0.607EI_0 \quad r_{3,6} = 0.1647$$

Çubukların diğer uçlarındaki momentler de geçiş katsayıları yardımı ile hesaplanmıştır.

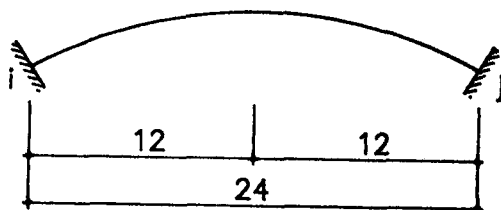
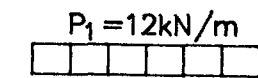
$$\mu_{i,j} = \frac{m_{ij}^{ij}}{m_{i\theta i}^{ij}}$$

$$\mu_{12} = \mu_{21} = \mu_{23} = \mu_{32} = -0.348$$

$$\mu_{25} = 0.286$$

$$\mu_{14} = \mu_{36} = 0.00$$

Ankastrelilik momentleri:



$$M_{ij} = 133.1208 \text{ kNm}$$

$$M_{ji} = 133.1208 \text{ kNm}$$

$$N_{ij} = N_{ji} = -144 \text{ kN}$$

$\delta = 0$ Durumu:

Bu duruma ait Cross dengelemesi Tablo 2.6'da verilmiştir.

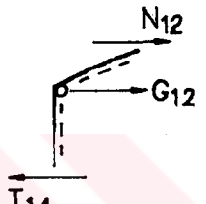
$$\theta_1 = -31.4321/EI_0$$

$$\theta_2 = -18.1844/EI_0$$

$$\theta_3 = -5.2874/EI_0$$

İzdüşüm denge denklemleri:

(1) Düşüm noktası



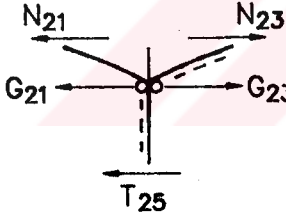
$$N_{12} = N_{12}^{12} + n_{10}^{12} \cdot 1 + n_{10}^{12} \cdot \theta_2 + n_{1\Delta}^{12} \cdot \Delta + n_{1\delta}^{12} \cdot \delta$$

$$N_{12} = N_{21} = -158.880 \text{ kN}$$

$$T_{14} = -2.929 \text{ kN} , \quad G_{12} = 0$$

$$\overrightarrow{X_{1,0}} = -158.880 + 2.929 = -155.951 \text{ kN}$$

(2) Düşüm noktası

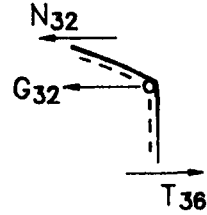


$$N_{23} = N_{32} = -14.486 \text{ kN}$$

$$T_{25} = -4.677 \text{ kN} , \quad G_{21} = G_{23} = 0$$

$$\overrightarrow{X_{2,0}} = 158.88 - 14.486 + 4.677 = 149.071 \text{ kN}$$

(3) Düşüm noktası



$$N_{32} = -14.486 \text{ kN}$$

$$T_{36} = -0.4931 \text{ kN} , \quad G_{32} = 0$$

$$\overrightarrow{X_{3,0}} = 14.486 + 0.4931 = 14.979 \text{ kN}$$

Tablo 2.6. $\delta=0$ Durumu

	(1)		(2)		(3)	
	1-2	2-1	2-5	2-3	3-2	5-6
0.1647	0.8353	0.4127	0.1746	0.4127	0.8353	0.1647
-21.9250	133.1210	133.1210				
-4.0642	-111.1960	38.6962	-29.9993	-70.9090	24.6763	-4.0642
-0.3393	24.6763	-70.9090	-2.5048	7.1730	-20.6121	-0.3393
-0.0283	-20.6121	7.1730	-0.2091	-5.9206	2.0604	-0.0283
-0.0024	2.0604	-5.9206	-0.0174	0.5989	-1.7210	-0.0024
-26.3590	-1.7210	0.5989	-0.0015	-0.4943	0.1720	-4.4340
	0.1720	-0.4943	-32.7320	0.0500	-0.1437	
	-0.1437	0.0500		-0.0413	0.0144	
	0.0144	-0.0413		0.0042	-0.0120	
	-0.0120	0.0042		-0.0034	4.4340	
	26.3590	-0.0034		-69.5430		
		102.2750				

↓ 0.286

5-2

-9.361

← -0.348

← -0.348

$$\delta_{14} = \delta_1 = 1, \text{ Dış yük} = 0 \text{ durumu:}$$

$$\Delta_{12} = \delta_2 - \delta_1 = 0 - 1 = -1$$

$$M_{14} = m_{1\delta} \cdot \delta_1 = 93.177 \times 10^3 EI_0 \times (1) = 21333.806 \text{ kNm}$$

$$M_{12} = m_{1\Delta} \cdot \Delta_{12} = 1.1232 EI_0 \times (-1) = -257167.872 \text{ kNm}$$

$$M_{21} = m_{2\Delta} \cdot \Delta_{21} = -1.1232 EI_0 \times (-1) = 257167.872 \text{ kNm}$$

$$M_{25} = M_{23} = M_{36} = 0$$

Cross dengelemesi Tablo 2.7'de verilmiştir.

$$\theta_1 = 40511.5824/EI_0$$

$$\theta_2 = -19973.3752/EI_0$$

$$\theta_3 = -5805.9349/EI_0$$

(1) Düşüm noktası:

$$N_{12} = 1.1232 EI_0 x \theta_1 + (-1.1232 EI_0) x \theta_2 + 0.5022 EI_0 x \theta_3 = -47059.007 \text{ kN}$$

$$T_{15} = 6145.30 \text{ kN}$$

$$G_{12} = \frac{EF}{L} \Delta_{12} = 57137.5 \times (-1) = -57137.5 \text{ kN}$$

$$\vec{X}_{1,1} = -47059.007 - 57137.5 - 6145.30 = -110342.143 \text{ kN}$$

(2) Düşüm noktası

$$N_{21} = -47059.007 \text{ kN}$$

$$N_{23} = 1.1232 EI_0 x \theta_2 + (-1.1232 EI_0) x \theta_3 = -15900.533 \text{ kN}$$

$$G_{21} = -57137.5 \text{ kN}$$

$$G_{23} = 0.00$$

$$T_{25} = -5134.327 \text{ kN}$$

$$\vec{X}_{2,1} = 47059.007 + 57137.5 + 5134.327 - 15900.533 = 93425.278 \text{ kN}$$

(3) Düşüm noktası

$$N_{32} = -15900.533 \text{ kN}$$

$$T_{36} = -540.984 \text{ kN}$$

$$G_{32} = 0.00$$

$$\vec{X}_{3,1} = 15900.533 + 540.984 = 16441.5174 \text{ kN}$$

Tablo 2.7. $\delta_1 = 1$ Durumu

	(1)		(2)			(3)		
	1-4	1-2	2-1	2-5	2-3	3-2	5-6	
0.1647	0.8353	0.4127	0.1746	0.4127	0.8353			
21333.806	-257167.872	257167.872	257167.872					
38841.870	196992.195	-68553.2840						
-4461.517	27088.7520	-77841.2410	-32932.1070	-77841.241	27088.7520			
	-22627.2340	7874.27700		7874.27700	-22627.2340			
-372.518	2261.80100	-6499.42800	-2749.69700	-6499.4280	2261.8010			
	-1889.28200	657.47000		657.4700	-1889.2820			
-31.104	188.85100	-542.67600	-229.58800	-542.6760	188.8510			
	-157.47000	54.89600		54.8960	-157.4700			
-2.597	15.76800	-45.31100	-19.16900	-45.3110	15.7690			
	-13.17100	4.58400		4.5840	-13.1710			
-0.2167	1.31600	-3.78300	-1.60100	-3.7830	1.3160			
	-1.09970	0.38270		0.3827	-0.2167			
-0.0181	0.10990	-0.31590	-0.13360	-0.3159	0.1099			
	-0.09180	0.03190		0.0319	-0.0918			
-0.0015	0.09200	-0.02640	-0.01120	-0.0264	0.0092			
	-0.00770	0.00270		0.0027	-0.00770			
-553307.704	-553307.70400	-0.00220	-0.000900	-0.00220	4868.8570			
		112273.448	-35932.307	-76341.139				

↓ 0.286

5-2

-10276.639

$$\delta_{25} = \delta_2 = 1 \quad , \quad \text{Dış yük} = 0 \text{ durumu}$$

$$\Delta_{12} = \delta_2 - \delta_1 = 1 - 0 = 1$$

$$\Delta_{23} = \delta_3 - \delta_2 = 0 - 1 = -1$$

$$M_{14} = 0.00$$

$$M_{12} = 257167.872 \text{ kNm} \quad , \quad M_{23} = -257167.872 \text{ kNm}$$

$$M_{25} = 58867.905 \text{ kNm} \quad , \quad M_{32} = 257167.872 \text{ kNm}$$

$$M_{52} = 39930.624 \text{ kNm} \quad , \quad M_{36} = 0.00$$

Cross dengelemesi Tablo 2.8'de verilmiştir.

$$\theta_1 = -41091.14596/EI_0$$

$$\theta_2 = 32381.71333/EI_0$$

$$\theta_3 = -41091.14596/EI_0$$

(1) Düğüm noktası

$$N_{12} = 32458.996 \text{ kN}$$

$$T_{14} = -3828.782 \text{ kN}$$

$$G_{12} = 57137.5 \text{ kN}$$

$$\overrightarrow{X}_{1,2} = 32458.996 + 57137.5 + 3828.782 = 93425.278 \text{ kN}$$

(2) Düğüm noktası

$$N_{21} = 32458.996 \text{ kN}$$

$$N_{23} = -32458.996 \text{ kN}$$

$$T_{25} = 21176.88 \text{ kN}$$

$$G_{21} = 57137.5 \text{ kN}$$

$$G_{23} = -57137.5 \text{ kN}$$

$$\overrightarrow{X}_{2,2} = -32458.996 - 32458.996 - 57137.5 - 57137.5 - 21176.88 = -200369.872 \text{ kN}$$

(3) Düğüm noktası

$$N_{32} = -32458.996 \text{ kN}$$

$$T_{36} = -3828.782 \text{ kN}$$

$$G_{32} = -57137.5 \text{ kN}$$

$$\overrightarrow{X}_{3,2} = 32458.996 + 57137.5 + 3828.782 = 93425.278 \text{ kN}$$

Tablo 2.8. $\delta_2 = 1$ Durumu

	$\overleftarrow{-0.348}$		(2)		$\overrightarrow{-0.348}$		(3)
	(1)	1-2	2-1	2-5	2-3	3-2	
1-4							
0.1647	0.8353	0.4127	0.1746	0.4127	0.8353	0.1647	
-31581.845	257167.872	-257167.8720	58867.90500	-257167.872	257167.8720	-31581.845	
	-65414.109	187971.57700	79524.68500	187971.5770	-65414.1090		
	-160171.92	55739.827000	-19464.3480	55739.82700	-160171.920		
	16010.664	-46007.65400		-46007.6540	16010.6640		
-2636.9560	-13373.707	4654.05000		4654.0500	-13373.7070	-2636.9560	
	1336.8260	-3841.45300	-1625.19400	-3841.4530	1336.8260		
-220.1750	-1116.6500	388.59400		388.5940	-1116.6500	-220.1750	
	111.6200	-320.74600	-135.69700	-320.7460	111.6200		
-18.3840	-93.2360	32.44600		32.4460	-93.2360	-18.3840	
	9.3200	-26.78100	-11.33000	-26.7810	9.3200		
-1.5350	-7.7850	2.70900		2.7090	-7.7850	-1.5350	
	0.7780	-2.23600	-0.94600	-2.2360	0.7780		
-0.12800	-0.6500	0.22620		0.2262	-0.6500	-0.1280	
	0.0650	-0.18670	-0.079000	-0.1867	0.0650		
-0.010700	-0.05430	0.01890		0.0189	-0.0543	-0.0107	
	0.00540	-0.01560	-0.006600	-0.0156	0.0054		
-0.000900	-0.00450	-58577.496	117154.989	-58577.496	-0.0045	-0.0009	
-34459.035	34459.035		\downarrow 0.286		34459.035	-34459.035	
			5-2				
			39930.624				
			33506.327				
			73436.951				

$$\delta_{36} = \delta_3 = 1 \quad , \quad \text{Dış yük} = 0 \text{ durumu} :$$

Bu durumda $\delta_1 = 1$ durumuna ait kesit tesirlerinden yararlanılabilir. $\delta_1 = 1$ durumuna ait kesit tesirlerinin ayna simetriğinin (-1) ile çarpılması durumunda $\delta_3 = 1$ durumuna ait kesit tesirleri elde edilir.

$$\theta_1 = -5805.9349/EI_0$$

$$\theta_2 = -19962.3927/EI_0$$

$$\theta_3 = 40511.5824/EI_0$$

$$N_{12} = N_{21} = 15900.533 \text{ kN}$$

$$N_{23} = N_{32} = 47059.343 \text{ kN}$$

$$G_{12} = G_{21} = 0$$

$$G_{23} = G_{32} = 57137.5 \text{ kN}$$

$$\vec{X}_{1,3} = 16441.5174 \text{ kN}$$

$$\vec{X}_{2,3} = 93425.278 \text{ kN}$$

$$\vec{X}_{3,3} = -110342.143 \text{ kN}$$

Denklem Takımı:

$$X_{1,1} \cdot \delta_1 + X_{1,2} \cdot \delta_2 + X_{1,3} \cdot \delta_3 + X_{1,0} = 0$$

$$X_{2,1} \cdot \delta_1 + X_{2,2} \cdot \delta_2 + X_{2,3} \cdot \delta_3 + X_{2,0} = 0$$

$$X_{3,1} \cdot \delta_1 + X_{3,2} \cdot \delta_2 + X_{3,3} \cdot \delta_3 + X_{3,0} = 0$$

$$\begin{bmatrix} -110342.143 & 93425.278 & 16441.5174 \\ 93425.278 & -200369.87 & 93425.275 \\ 16441.517 & 93425.278 & -110342.14 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -155.951 \\ 149.071 \\ 14.979 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\delta_1 = -8.18599581 \times 10^{-4}$$

$$\delta_2 = 6.09230176 \times 10^{-4}$$

$$\delta_3 = 5.29602541 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_{12} = \delta_2 - \delta_1$$

$$\Delta_{23} = \delta_3 - \delta_2$$

Süperpozisyon denklemi ve uç kuvvetleri

$$M = M_0 + M_1 \cdot \delta_1 + M_2 \cdot \delta_2 + M_3 \cdot \delta_3 + \dots + M_n \cdot \delta_n$$

$$M_{41} = 0$$

$$M_{14} = M_{12} = -95.206 \text{ kNm}$$

$$M_{21} = -65.750 \text{ kNm}$$

$$M_{23} = -16.723 \text{ kNm}$$

$$M_{25} = -49.027 \text{ kNm}$$

$$M_{52} = 38.349 \text{ kNm}$$

$$M_{32} = M_{36} = -7.850 \text{ kNm}$$

$$M_{63} = 0$$

$$N = N_0 + N_1 \cdot \delta_1 + N_2 \cdot \delta_2 + N_3 \cdot \delta_3 + \dots + N_n \cdot \delta_n$$

$$N_{12} = -131.208 \text{ kN}$$

$$N_{21} = -97.919 \text{ kN}$$

$$N_{23} = 3.134 \text{ kN}$$

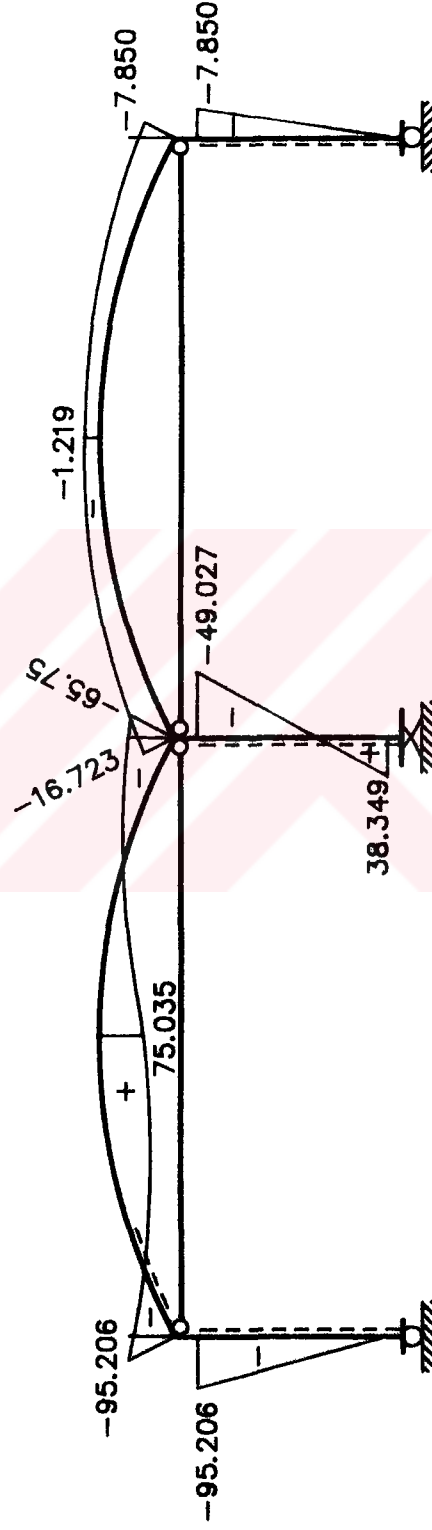
$$N_{32} = 3.465 \text{ kN}$$

Gergi elemanında

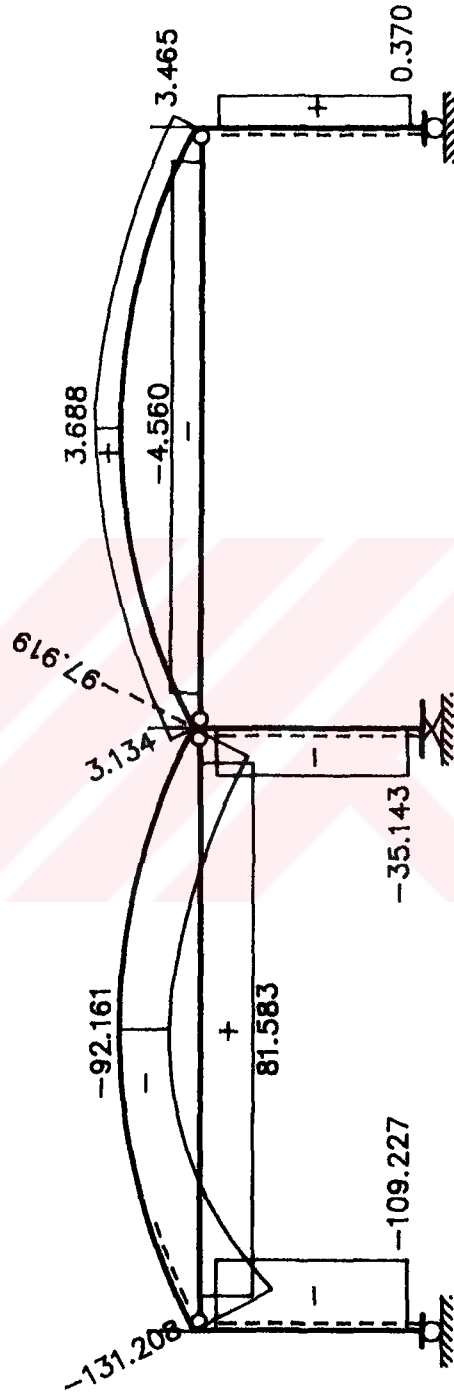
$$G_{12} = G_{21} = 81.583 \text{ kN}$$

$$G_{23} = G_{32} = -4.560 \text{ kN}$$

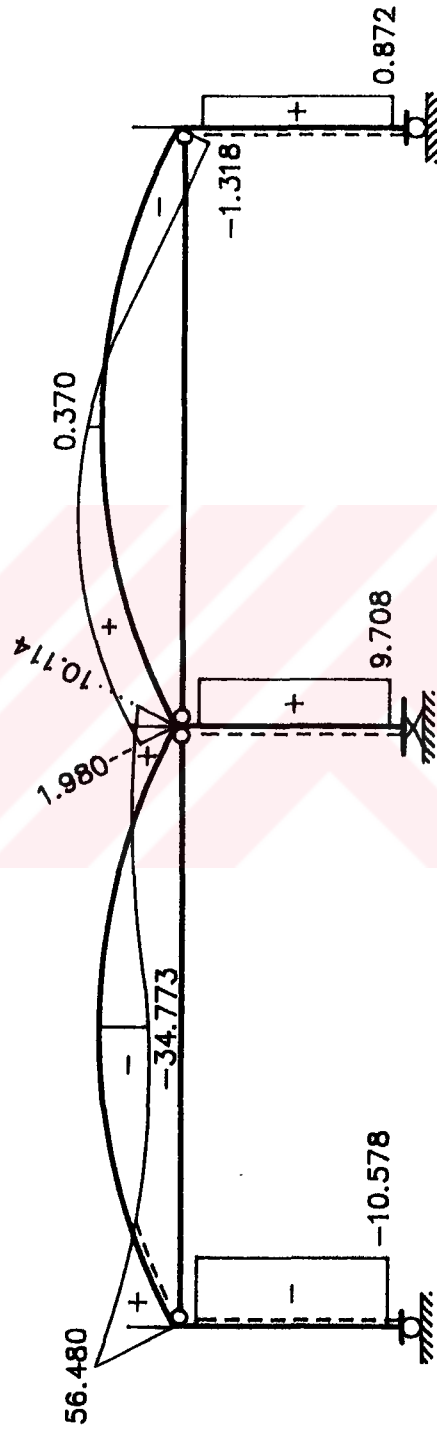
Bu değerlerden yararlanarak elde edilen M, N, T diyagramları Şekil 2.11, Şekil 2.12 ve Şekil 2.13'de gösterilmiştir.



Şekil 2.11. Eğilme Momenti Diyagramı (kNm)



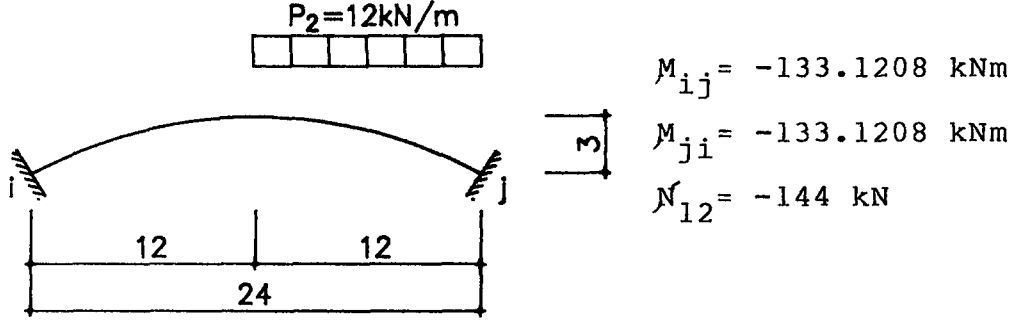
Şekil 2.12. Normal Kuvvet Diyagramı (kN)



Sekil 2.13. Kesme Kuvveti Diyagramı (kN)

2.4.2.2. $P_2 = 12 \text{ kN/m}$ için hesap

Denklem takımının katsayılar matrisi $P_1 = 12 \text{ kN/m}$ yükü için hesaplanmış olduğundan dolayı bu yükleme durumu için denklem takımının sabitleri tekrar hesaplanmıştır.



Bu yükleme durumuna ait Cross dengelemesi Tablo 2.9 da verilmiştir.

$$\theta_1 = 31.4321/EI_0$$

$$\theta_2 = 18.1844/EI_0$$

$$\theta_3 = 5.2874/EI_0$$

(1) Düğüm noktası

$$\vec{X}_{1,0} = -132.049 \text{ kN}$$

(2) Düğüm noktası

$$\vec{X}_{2,0} = 138.929 \text{ kN}$$

(3) Düğüm noktası

$$\vec{X}_{3,0} = -14.979 \text{ kN}$$

Tablo 2.9. $\delta = 0$ Durumu

	(1)		(2)		(3)	
	1-2	2-1	2-5	2-3	3-2	5-6
1-4	0.8353	0.4127	0.1746	0.4127	0.8353	0.1647
21.9250	-133.1210	-133.1210				
4.0642	111.1960	-38.6962	29.9993	70.9090	-24.6763	4.0642
0.3393	-24.6763	70.9090	2.5048	-7.1730	20.6121	0.3393
0.0283	20.6121	-7.1730		5.9206	-2.0604	
0.0024	-2.0604	5.9206	0.0174	-0.5989	1.7210	0.0283
26.3590	1.7210	-0.5989	0.0015	0.4943	-0.1720	0.0024
	-0.1720	0.4943	32.7320	-0.0500	0.1437	4.4340
	0.1437	-0.0500		0.0413	-0.0144	
	-0.0144	0.0413		-0.0042	0.0120	
	0.0120	-0.0042		0.0034	0.0120	
	-26.3590	0.0034		0.0034	-4.4340	
		-102.2750		69.5430		

0.286
 ↓
 5-2

9.361

Denklem Takımı:

$$\begin{bmatrix} -110342.143 & 93425.278 & 16441.5174 \\ 93425.278 & -200369.87 & 93425.278 \\ 16441.5174 & 93425.278 & -110342.143 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -132.049 \\ 138.929 \\ -14.979 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\delta_1 = -1,75045129 \times 10^{-3}$$

$$\delta_2 = -5,0844168 \times 10^{-4}$$

$$\delta_3 = -8,2706732 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_{12} = \delta_2 - \delta_1$$

$$\Delta_{23} = \delta_3 - \delta_2$$

Süperpozisyon denklemi ve uç kuvvetleri:

$$M = M_0 + M_1 \cdot \delta_1 + M_2 \cdot \delta_2 + M_3 \cdot \delta_3$$

$$M_{41} = 0$$

$$M_{14} = M_{12} = -48.907 \text{ kNm}$$

$$M_{21} = -205.882 \text{ kNm}$$

$$M_{23} = -140.010 \text{ kNm}$$

$$M_{25} = -65.782 \text{ kNm}$$

$$M_{52} = -1.489 \text{ kNm}$$

$$M_{32} = M_{36} = 15.266 \text{ kNm}$$

$$M_{63} = 0$$

$$N = N_0 + N_1 \cdot \delta_1 + N_2 \cdot \delta_2 + N_3 \cdot \delta_3$$

$$N_{12} = -81.508 \text{ kN}$$

$$N_{21} = -119.576 \text{ kN}$$

$$N_{23} = 14.924 \text{ kN}$$

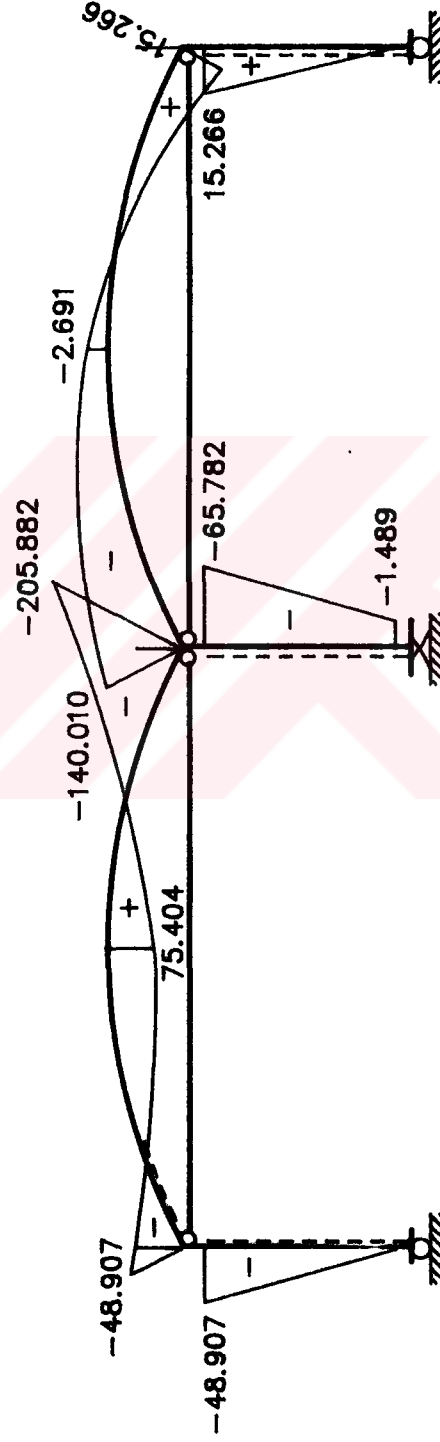
$$N_{32} = 20.714 \text{ kN}$$

Gergi elemanında

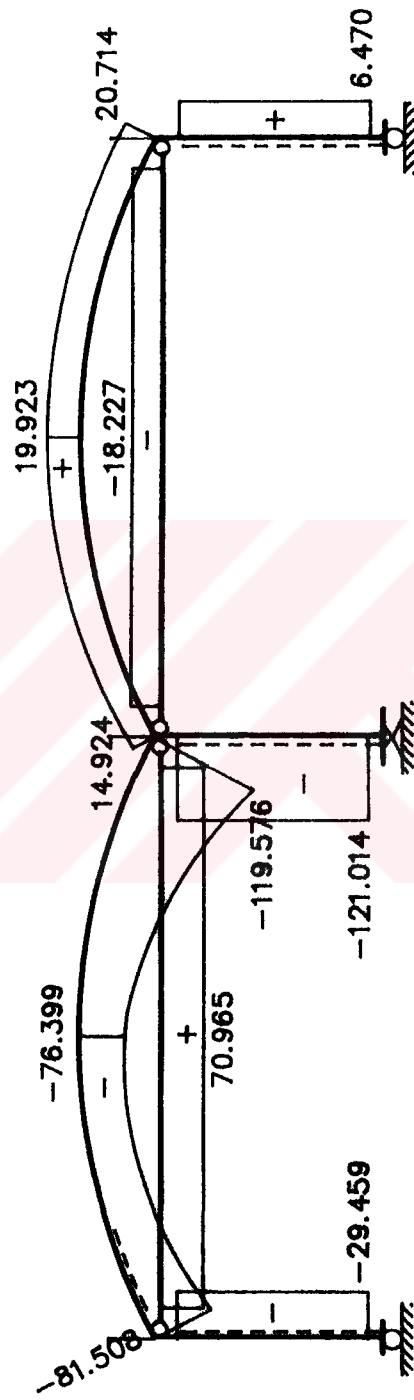
$$G_{12} = G_{21} = 70.965 \text{ kN}$$

$$G_{23} = G_{32} = -16.227 \text{ kN}$$

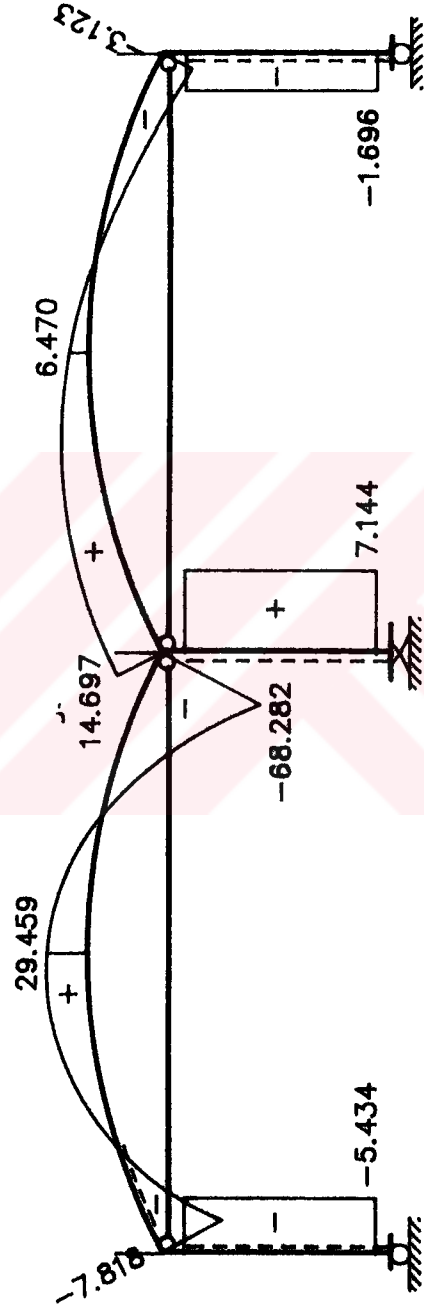
Bu değerlerden yararlanarak elde edilen M, N, T diyagramları Şekil 2.14, Şekil 2.15 ve Şekil 2.16'da verilmiştir.



Şekil 2.14. Eğilme Momenti Diyagramı (kNm)



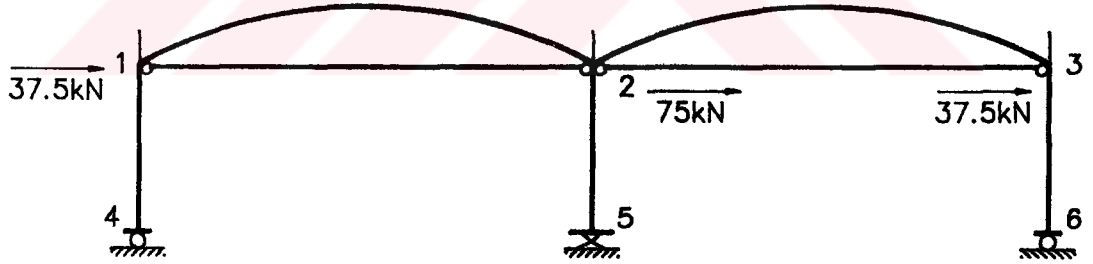
Şekil 2.15. Normal Kuvvet Diyagramı (kN)



Sekil 2.16. Kesme Kuvveti Diyagramı (kN)

2.4.3. Rölaksasyon yöntemi ile W deprem yükleri için hesap

Yapı sisteminin yatay yükler altındaki çözümü Rölaksasyon Yöntemi ile yapılmıştır. Bu yöntemde, Açı Yöntemi ile elde edilen denklem takımına A rölaksasyon şeması uygulanarak düğüm noktalarının θ dönmeleri ile bağımsız uç deplasmanları ve bunlara bağlı olan uç kuvvetleri tayin edilir, [23]. Burada, her denklemde bilinmeyenlerden biri belirsiz değerleri belirli kabul edilerek iterasyon yapılmış ve elde edilen sonuçlar bir önceki adımda elde edilen sonuçlara yeter derecede yaklaşılanak işleme devam edilmiştir. Denge denklemlerinin elde edilmesinden sonraki işlemler Tablo 2.10 ve Tablo 2.11 de toplanmıştır. İşlem şeması tablosunun her satırındaki elemanlar köşegen üzerindeki bilinmeyen katsayısına bölünerek elde edilir.



Şekil 2.17. Sisteme Etkiyen Yatay Yükler

Sistemin simetrik olması nedeni ile sistemin yarısı esas alınarak hesap yapılacaktır. Simetri eksenindeki elemanın özel birim deplasman sabiti ve (2) düğüm noktasına etkiyen yükün yarısı alınmıştır.

Tablo 2.11. Rölaksasyon Şeması

	0 -6.78867 1.34874 ⋮ 153.414 153.415	-50.6812 -125.654 -187.812 ⋮ -2900.819 -2900.820	107.876 157.700 259.576 ⋮ 3075.881 3075.882	0
0 16.6037 7.3320 ⋮ 95.3711 95.3713		55.2675 137.025 204.8083 ⋮ 3163.232 3163.234	-95.5334 -139.656 -229.8760 ⋮ -2723.833 -2723.834	0
0 11.5705 5.10943 ⋮ 66.4593 66.4594	0 5.15835 -1.02483 ⋮ -116.5790 -116.5793		-72.2031 -105.550 -173.7378 ⋮ 2123.8710 2123.8711	-37.5
0 -12.6172 -5.57162 ⋮ -72.4713 -72.4714	0 -4.5667 0.907311 ⋮ 103.235 103.236	-36.99 -91.7097 -137.0762 ⋮ 2900.821 2900.822		-37.5

$$\theta_1 = \frac{95.37132}{-338425.776} = -2.818087 \times 10^{-4}$$

$$\theta_2 = \frac{-116.57939}{257167.872} = -4.533202 \times 10^{-4}$$

$$\delta_1 = \frac{2123.871152}{-235834.066} = 1.23007 \times 10^{-2}$$

$$\delta_2 = \frac{2123.871152}{177572.2917} = 1.19606 \times 10^{-2}$$

$$M_{14} = 208.302 \text{ kNm}$$

$$M_{12} = 208.302 \text{ kNm}$$

$$M_{21} = -258.632 \text{ kNm}$$

$$M_{25} = 2 \times (-258.632) = -517.264 \text{ kNm}$$

$$M_{52} = 2 \times 208.069 = 416.139 \text{ kNm}$$

$$M_{23} = 258.632 \text{ kNm}$$

$$M_{32} = M_{36} = -208.302 \text{ kNm}$$

$$N_{12} = N_{21} = 5.0507 \text{ kN}$$

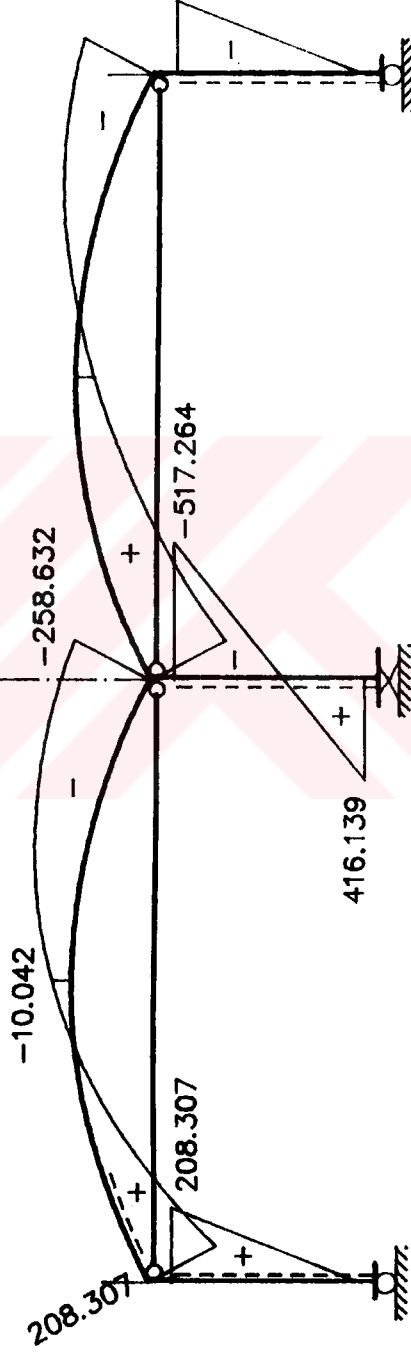
$$N_{23} = N_{32} = -5.0507 \text{ kN}$$

Gergi elemanında

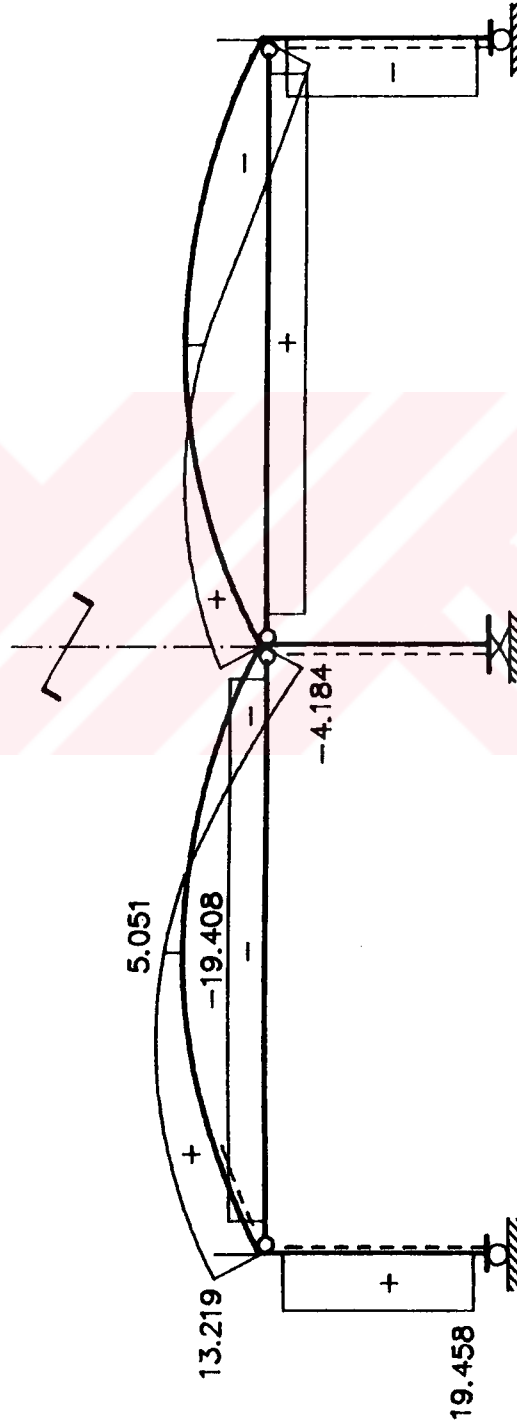
$$G_{12} = G_{21} = -19.4078 \text{ kN}$$

$$G_{23} = G_{32} = 19.4078 \text{ kN}$$

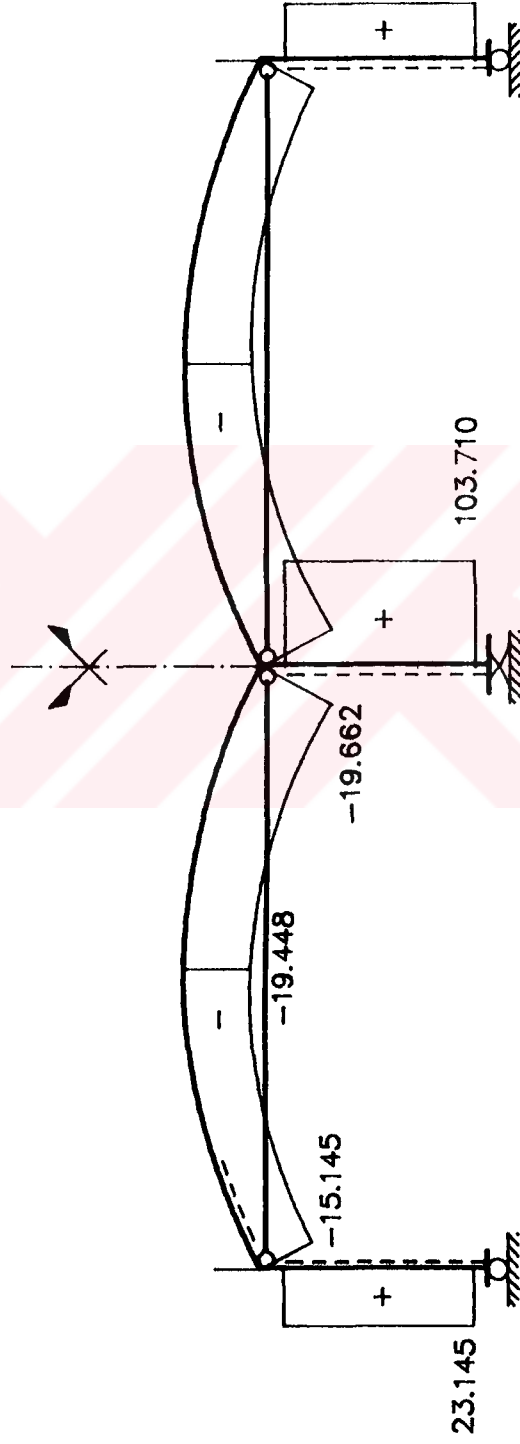
Bu değerlerden yararlanarak elde edilen M, N, T diyagramları Şekil 2.18, Şekil 2.19 ve Şekil 2.20'de gösterilmiştir.



Şekil 2.18. Eğilme Momenti Diyagramı (kNm)



Şekil 2.19. Normal Kuvvet Diyagramı (kN)



Şekil 2.20. Kesme Kuvveti Diyagramı (kN)

2.4.4. Matris kuvvet yöntemi ile $t = \pm 20^{\circ}\text{C}$ düzgün sıcaklık değişmesi için hesap

Sistemde dış etkilerden meydana gelen iç kuvvet ve deformasyonların çözüm olabilmeleri için aşağıdaki şartları sağlamaları gerekir.

- a- Denge denklemleri: Çubukların ve düğüm noktalarının denge denklemleridir.
- b- İç kuvvet-deformasyon bağıntıları (bünye denklemleri)
- c- Geometrik uygunluk koşulları: Düğüm noktaları ve mesnetlerdeki geometrik koşullardır.

Sistemlerin Matris Kuvvet Yöntemi ile hesabında, denge denklemlerini sağlayan iç kuvvet durumları arasında bütün iç kuvvet-deformasyon bağıntıları ile geometrik uygunluk şartlarının sağlandığı durum tayin edilerek sistemde dış etkilerden meydana gelen iç kuvvetler bulunmaktadır.

Denge Denklemleri:

Sistemi meydana getiren çubukların uçlarındaki iç kuvvetlere uç kuvvetler denir. Düzlem çubuk sistemlerde her çubuk için altı tane olan uç kuvvetlerinden üçünün bilinmesi çözüm için yeterlidir. Bu kuvvetlere bağımsız uç kuvvetleri adı verilir. Diğer uç kuvvetleri ve iç kuvvetler, çubukların denge denklemleri yardımı ile bağımsız uç kuvvetlerine bağlı olarak bulunabilirler.

Bağımsız uç kuvvetlerine ait genel çözüm, dış etkiler sıfır iken denge şartlarını sağlayan homojen çözümlere ve dış etkiler var iken denge şartlarını sağlayan özel çözüme bağlı olarak

$$[P] = [P_x][x] + [P_q] \quad (2.1)$$

denge denklemleri ile ifade edilir.

Burada;

$[P_x]$ = Bağımsız uç kuvvetlerinden oluşan homojen çözüm matrisini,

$[P_q]$ = Herhangi bir özel çözüme ait bağımsız uç kuvvetlerinden oluşan bir kolon matrisi

$[x]$ = Hiperstatik bilinmeyen katsayılarından oluşan kolon matrisi göstermektedir.

$[P]$ matrisinin sistemde dış etkilerden doğan uç kuvvetler matrisine eşit olabilmesi için, $[x]$ bilinmeyenler matrisinin gerilme-deformasyon bağıntıları ile geometrik uygunluk şartlarının gerçekleşmelerini sağlayacak şekilde tayin edilmeleri gerekmektedir. Herhangi bir çubukta; bağımsız uç kuvvetleri doğrultularındaki bağımsız uç deplasmanı:

$$[V]_i = [f]_i [P]_i + [V_0]_i$$

bağıntısı ile elde edilir. Burada:

$[V_0]_i$ = Yükleme matrisini

$[f]_i$ = Eleman fleksibilite matrisini göstermektedir.

Bütün sistem için bu bağıntı

$$[V] = [f][P] + [V_0] \quad (2.2)$$

şeklını alır.

Geometrik uygunluk koşulları uyarınca yazılan

$$[P_x]^T [V] = 0 \quad (2.3)$$

denklemlerinde $[V]$ ve $[P]$ nin (2.2) ve (2.1) deki ifadeleri yerlerine konularak

$$[P_x]^T [f] [P_x] [x] + [P_x]^T [f] [P_q] + [P_x]^T \cdot [V_0] = 0$$

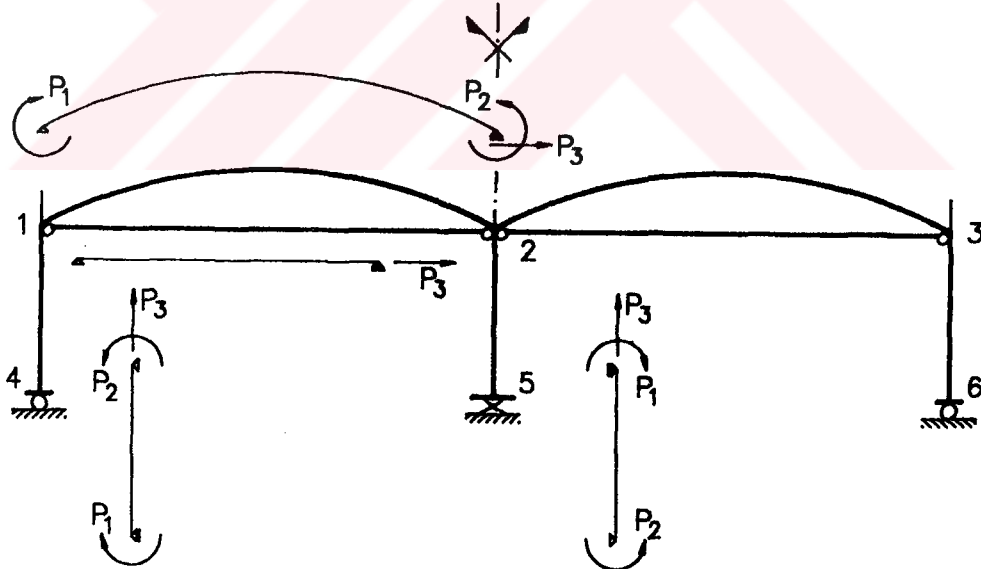
$$[\delta_{11}] = [P_x]^T [f] [P_x]$$

$$[\delta_{10}] = [P_x]^T [f] [P_q] - [P_x]^T [V_0]$$

$$[\delta_{11}] [x] + [\delta_{10}] = 0 \quad (2.4)$$

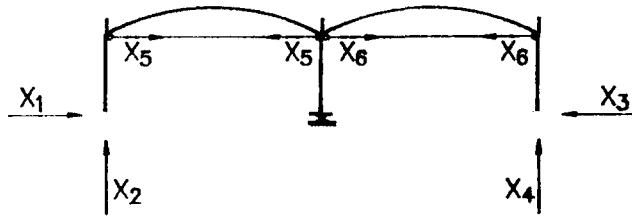
süreklilik denklemleri elde edilir ve bu denklem takımının çözümü ile $[x]$ bilinmeyen matrisi bulunur.

Şekil 2.21 de sistemi oluşturan elemanlar ve bağımsız uç kuvvetleri görülmektedir. Sistem ve yükleme simetrik olduğundan sadece simetrik hiperstatik bilinmeyenler gözönüne alınmış ve sistemin yarısı ile hesap yapılmıştır. İzostatik esas sistem ve gözönüne alınan birim yüklemeler Şekil 2.22'de gösterilmiştir.

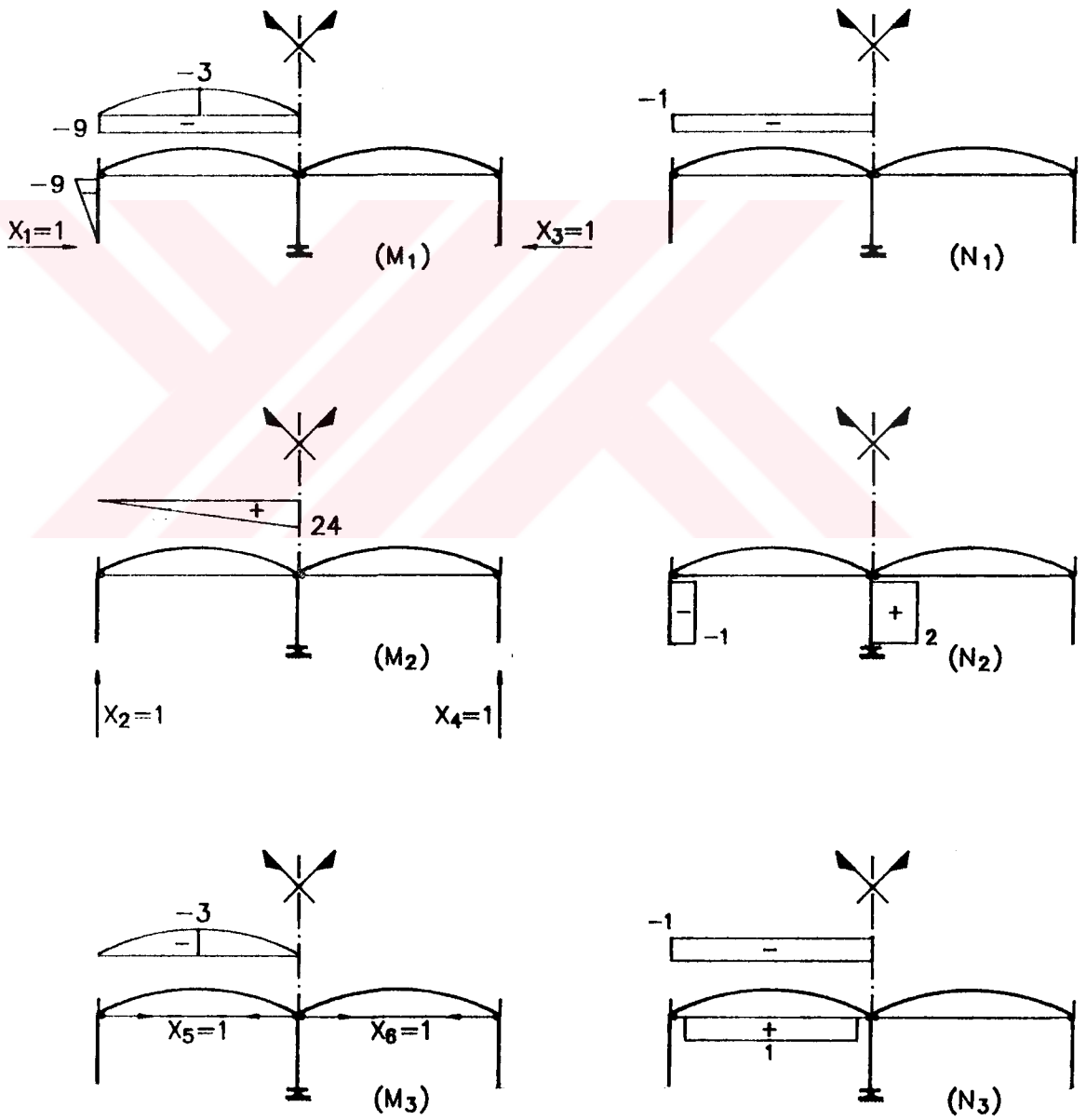


Şekil 2.21. Sıcaklık Değişmesi İçin Hesapta Gözönüne Alınan Elemanlar ve Bağımsız Uç Kuvvetleri

Sistemin hesapları bu yöntem için hazırlanmış bir algorithmadan yararlanılarak (Tablo 2.12) yapılmıştır, [15]. Bu tabloda $[f]$ fleksibilite matrisi, Bölüm 2.4.1 de elde



i.e.s ve bilinmeyenler



Şekil 2.22. i.e.s. ve Birim Yüklemeler

Tablo 2.1.2. Matris Kuvvet Yöntemi İçin Algoritma

I	II	a	b	c	1	2	3	01	02	1'	2'	3'	01'	02'	03'
		[f]			$[R_x]_1$	$[R_x]_2$	$[R_x]_3$	$[R_q]$	$[V_0]$	$[f].[R_x]$			$[f].[R_q]$	$[f].[R_q].[V_0]$	[P]
	M_{41}	9.5715	3.5181	0	0	0	0	0	0	-31.662	0	0	0	0	0
1-4	M_{14}	3.5181	5.2083	0	-9	0	0	0	0	-46.8747	0	0	0	0	-70.261
	N	0	0	0	0	-1	0	0	1.8	0	0	0	0	1.8	-3.673
	M_{12}	3.87951	2.3051	13.832	-9	0	0	0	0	-69.4944	55.3238	-13.8324	0	0	-70.261
1-2	M_{21}	2.30515	3.8795	13.832	-9	24	0	0	0	-69.4944	93.1083	13.8324	0	0	17.905
	N	13.832	13.832	70.570	-1	0	-1	0	4.8	-319.554	331.977	-70.5708	0	4.8	6.671
	M_{52}	2.4753	0.7068	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2-5	M_{25}	0.7068	1.4150	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	N	0	0	0.3537	0	2	0	0	0.9	9	0.7075	0	0	0.9	7.347
	M_{12}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1-2	M_{21}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	N	0	0	17.5016	0	0	1	0	4.8	0	0	17.5016	0	4.8	-14.478
										$\times 10^{-6}$			$\times 10^{-3}$		

edilen çubuk rijitlik matrislerinin tersi alınarak hesaplanmış, $[V_0]$ uç deplasman matrisi de sıcaklık değişmesine bağlı olarak tayin edilmiştir. Bu tablo yardımı ile elde edilen denklem takımı ve hiperstatik bilinmeyenler aşağıda verilmiştir.

$$\begin{aligned} 0.0019923257 x_1 - 0.001667866 x_2 + 0.000319553 x_3 - 0.0048 &= 0 \\ -0.001667866 x_1 + 0.0022360147 x_2 - 0.000331977 x_3 &= 0 \\ 0.0003195537 x_1 - 0.000331977 x_2 + 8.807241 \times 10^5 x_3 &= 0 \end{aligned}$$

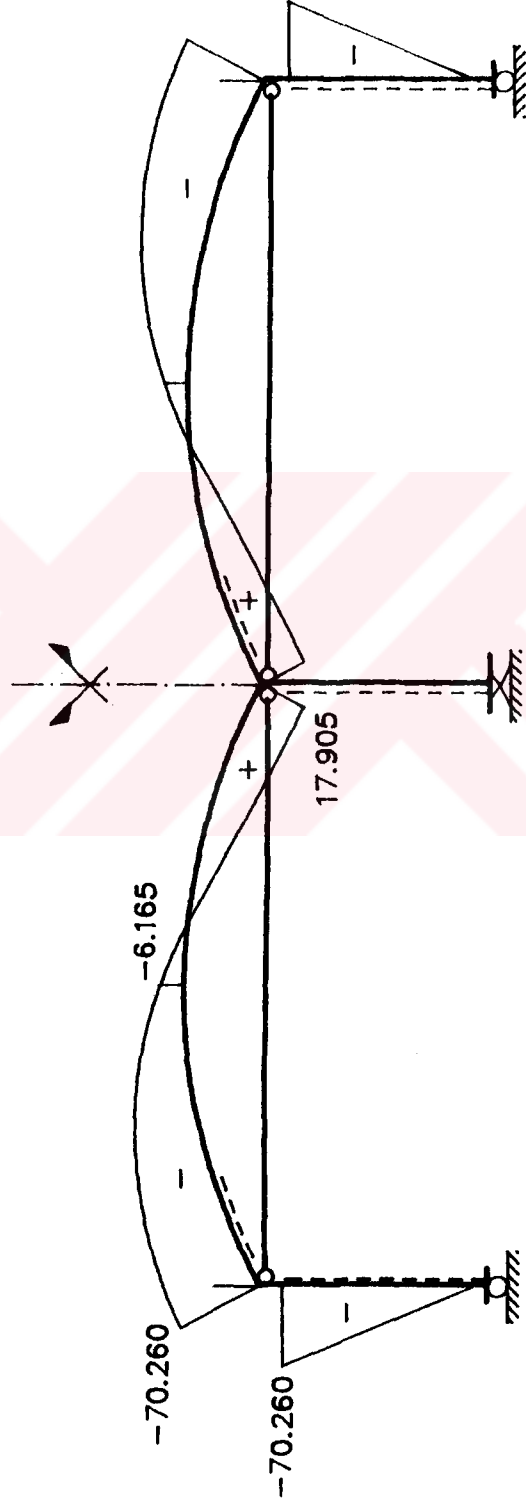
Hiperstatik bilinmeyenler:

$$x_1 = 7.8067777444$$

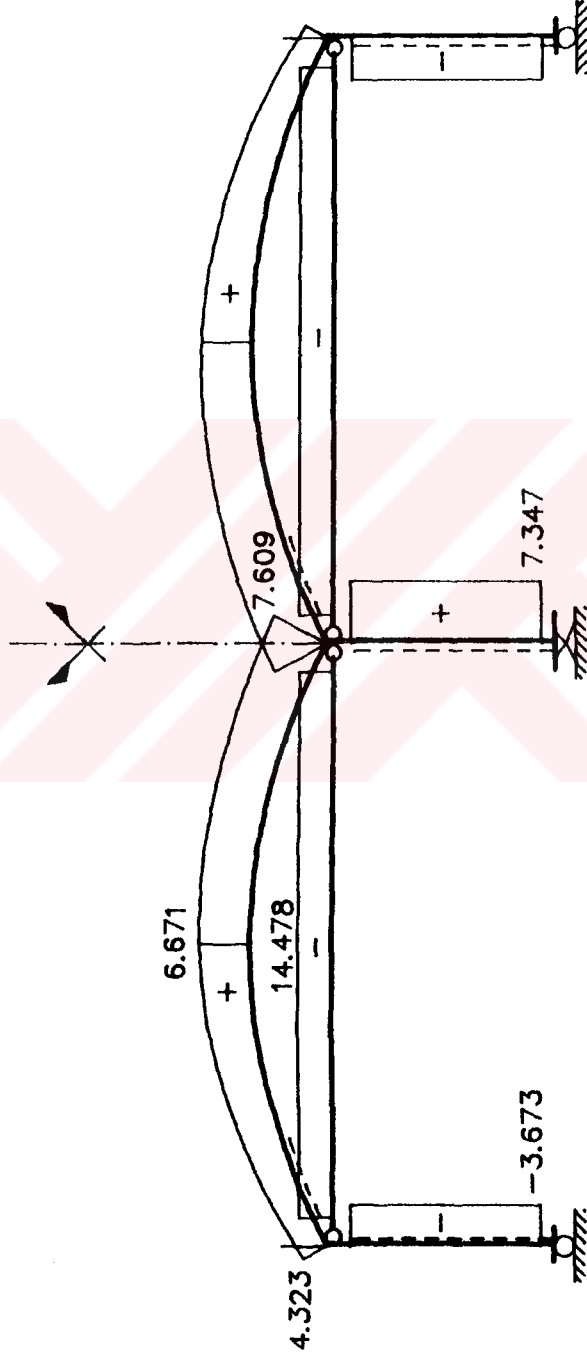
$$x_2 = 3.6735935637$$

$$x_3 = -14.47825914$$

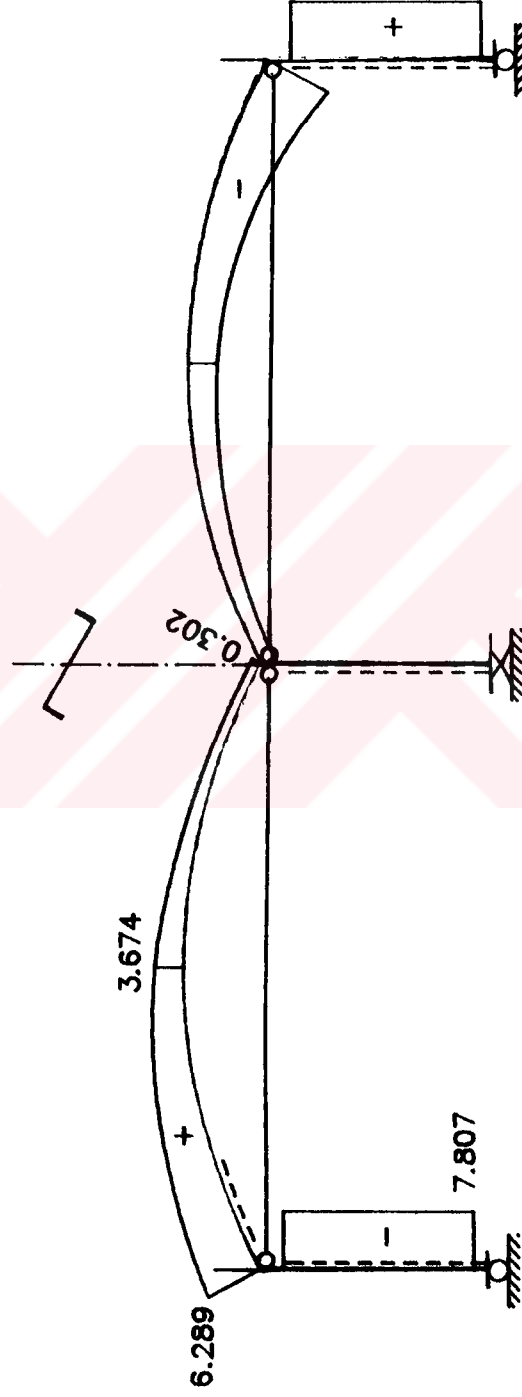
olarak bulunmuştur. Daha sonra bağımsız uç kuvvetleri belirlenmiş ve bunlara bağlı olarak iç kuvvetler bulunup M, N, T diyagramları çizilmiştir Şekil 2.23, Şekil 2.24 ve Şekil 2.25.



Şekil 2.23. Eğilme Momenti Diyagramı (kNm)



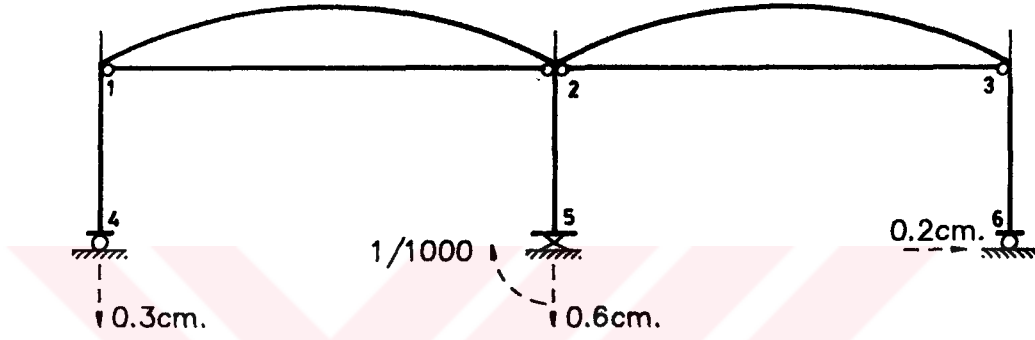
Şekil 2.24. Normal Kuvvet Diyagramı (kN)



Şekil 2.25. Kesme Kuvveti Diyagramı (kN)

2.4.5. Açı yöntemi ile mesnet çökmeleri için hesap

Sistemin Şekil 2.26'da verilen mesnet çökmeleri için hesabında Açı Yöntemi kullanılmıştır. Açı Yönteminde bilinmeyenler düğüm noktalarının dönmeleri ve çubukların bağımsız uç deplasmanlarıdır.



Şekil 2.26. Sistem ve Mesnet Çökmeleri

Bilinmeyenler: $\theta_1, \theta_2, \theta_3$

bud: $\delta_{14} = \delta_1, \delta_{25} = \delta_2, \delta_{36} = \delta_3$

bud= 0 iken diğer uç deplasmanlarının mesnet çökmelerine bağlı olan değerleri:

$$\Delta_{12} = 0$$

$$\delta_{12} = 0.003 \text{ m}$$

$$\Delta_{23} = 0.002 \text{ m}$$

$$\delta_{23} = 0.006 \text{ m}$$

Bu deplasmanlardan oluşan uç kuvvetleri:

$$EI_0 = 228960 \text{ kNm}^2$$

$$M_{12} = 0.006 \times 0.1156 EI_{\circ} = 79.403 \text{ kNm}$$

$$N_{12} = 0$$

$$G_{12} = 0$$

$$M_{23} = 0.006 \times 0.1156 EI_{\circ} + 0.002 \times 1.1232 EI_{\circ} = 673.142 \text{ kNm}$$

$$N_{23} = 0.002 \times 0.5022 EI_{\circ} = 229.967 \text{ kN}$$

$$G_{23} = 0.002 \times 57137.5 = 114.275 \text{ kN}$$

$$T_{25} = -0.001 \times (-0.17144 EI_{\circ}) = 39.253 \text{ kN}$$

$$M_{21} = 0.003 \times 0.1156 EI_{\circ} = 79.403 \text{ kNm}$$

$$N_{21} = 0$$

$$M_{32} = 0.006 \times 0.1156 EI_{\circ} - 1.1232 EI_{\circ} \times 0.002 = -355.529 \text{ kNm}$$

$$M_{36} = 0$$

$$T_{36} = 0$$

$$N_{32} = 0.002 \times (-0.5022 EI_{\circ}) = -229.967 \text{ kN}$$

$$G_{32} = 0.002 \times (-57137.5) = -114.275 \text{ kN}$$

Denklemler

$$\Sigma M_1 = 0$$

$$\theta_1 (\bar{m}_{101}^{14} + m_{101}^{12}) + m_{102}^{12} \cdot \theta_2 + \bar{m}_{1\delta}^{14} \cdot \delta_1 + m_{1\Delta}^{12} \cdot \Delta_{12} + 79.403 = 0$$

$$\Sigma M_2 = 0$$

$$\theta_2 (m_{202}^{21} + m_{202}^{23} + m_{202}^{25}) + m_{201}^{21} \cdot \theta_1 + m_{203}^{23} \cdot \theta_3 + m_{2\delta}^{25} \cdot \delta_2 + m_{2\Delta}^{21} \cdot \Delta_{12} +$$

$$m_{2\Delta}^{23} \cdot \Delta_{23} + 634.86 = 0$$

$$\Sigma M_3 = 0$$

$$\theta_3 (m_{303}^{32} + \bar{m}_{303}^{36}) \theta_3 + m_{302}^{32} \cdot \theta_2 + \bar{m}_{3\delta}^{36} \cdot \delta_3 + m_{3\Delta}^{32} \cdot \Delta_{23} - 355.529 = 0$$

$$\theta_1 (\bar{t}_{101}^{14} - n_{101}^{12}) - n_{102}^{12} \cdot \theta_2 + \bar{t}_{1\delta}^{14} \cdot \delta_1 - n_{1\Delta}^{12} \cdot \Delta_{12} = 0$$

$$\theta_2 (t_{202}^{25} + n_{202}^{21} - n_{202}^{23}) + n_{201}^{21} \cdot \theta_1 - n_{203}^{23} \cdot \theta_3 + n_{2\Delta}^{21} \cdot \Delta_{12} - n_{2\Delta}^{23} \cdot \Delta_{23} + t_{2\delta}^{25} \cdot \delta_2 - 383.495 = 0$$

$$\theta_3 (\bar{t}_{303}^{36} + n_{303}^{32}) + n_{302}^{32} \cdot \theta_2 + \bar{t}_{3\delta}^{36} \cdot \delta_3 + n_{3\Delta}^{32} \cdot \Delta_{32} + 344.242 = 0$$

Bu denklemlerden yararlanarak hazırlanan denklem takımı Tablo 2.13 de gösterilmiştir.

Tablo 2.13. Denklem Takımı

θ_1	θ_2	θ_3	δ_1	δ_2	δ_3	Sabitler
1165612.464	-338425.776	0	-235834.066	257167.872	0	79.703
-338425.776	2359341.216	-338425.776	257167.872	-455467.838	257167.872	634.86
0	-338425.776	1165612.464	0	257167.872	-235834.066	-355.529
-235834.066	257167.872	0	174491.635	-172121.212	0	0
257167.872	-455467.838	257167.872	-172121.212	355144.583	-172121.212	-383.495
0	257167.872	-235834.066	0	-172121.212	174491.635	344.242

$$\theta_1 = -2.151931 \times 10^{-4}$$

$$\theta_2 = -2.153534 \times 10^{-4}$$

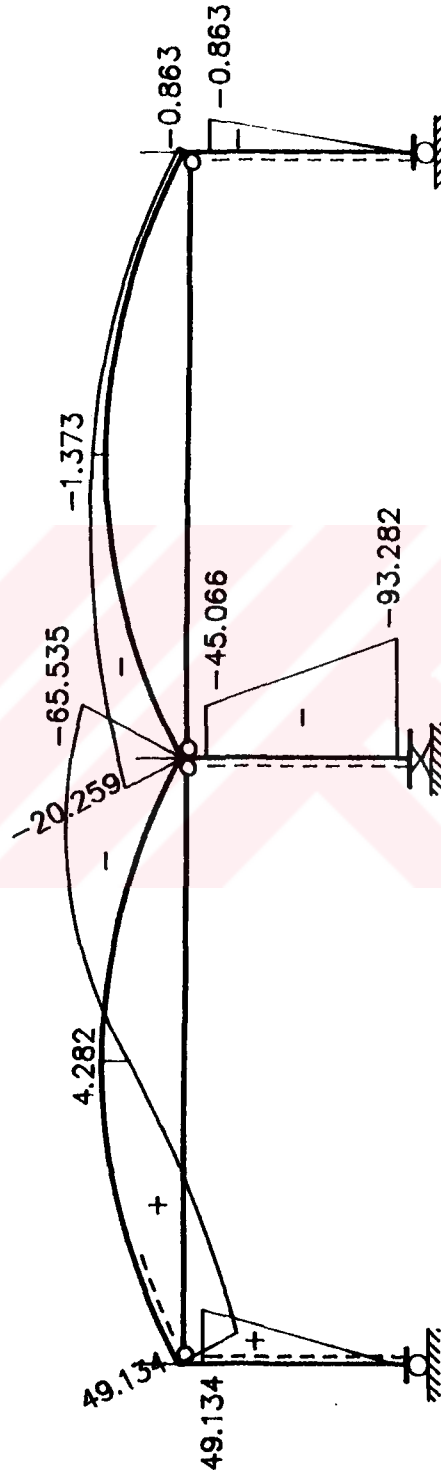
$$\theta_3 = -2.51005 \times 10^{-4}$$

$$\delta_1 = 4.239858 \times 10^{-3}$$

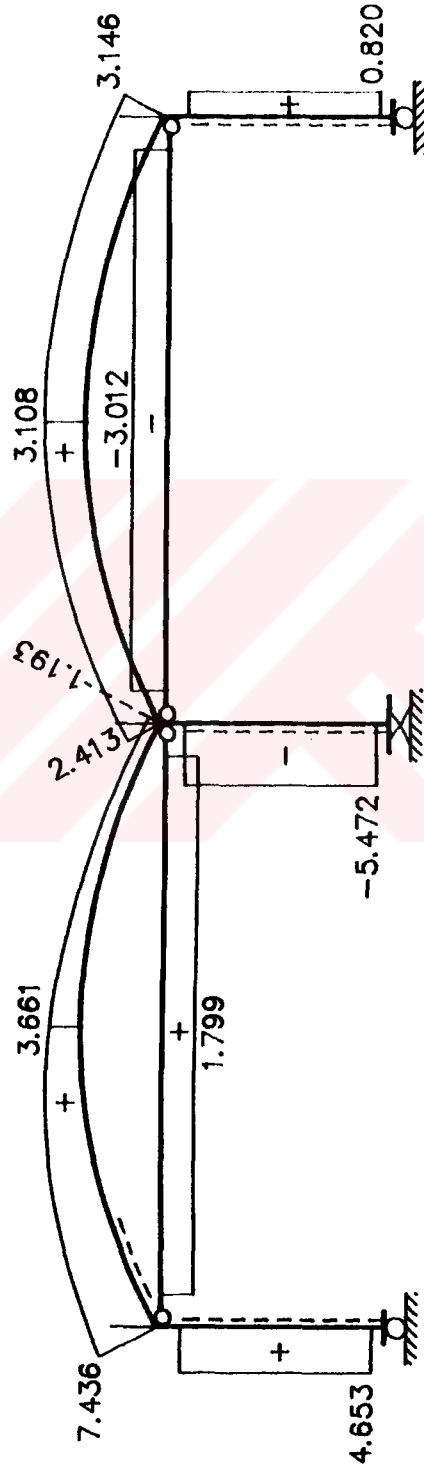
$$\delta_2 = 4.271337 \times 10^{-3}$$

$$\delta_3 = 2.218628 \times 10^{-3}$$

Bu değerlerden yararlanarak elde edilen M, N, T diyagramları Şekil 2.27, Şekil 2.28 ve Şekil 2.29'da gösterilmiştir.



Şekil 2.27. Eğilme Momenti Diyagramı (kNm)



Şekil 2.28. Normal Kuvvet Diyagramı (kN)

2.4.6. En elverişsiz kesit zorlarına göre kesit hesabı

Bu bölümde, Bölüm 2.3.2'de belirlenen kesitlerin yeterliliği en elverişsiz kesit zorlarına göre, taşıma gücü ilkesi esas alınarak incelenecektir, [25]. En elverişsiz kesit zorları aşağıdaki bağıntılarla belirlenmiştir.

$$I - 1.4G+1.6P$$

$$II - 1.0G+1.2P+1.2T$$

$$III- 1.0G+1.0P+1.0W$$

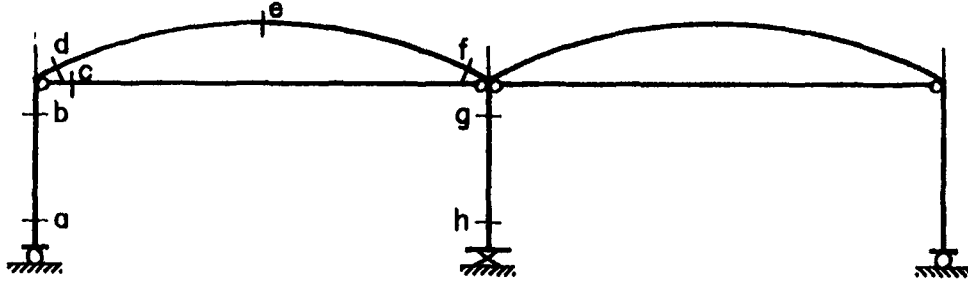
Burada,

- G : Yapıya ömrü boyunca etkiyen ölü yükleri,
P : Yapıya etkiyen ilave yükleri,
T : Sıcaklık değişimleri ve mesnet çökmelerini
W : Deprem yüklerini göstermektedir.

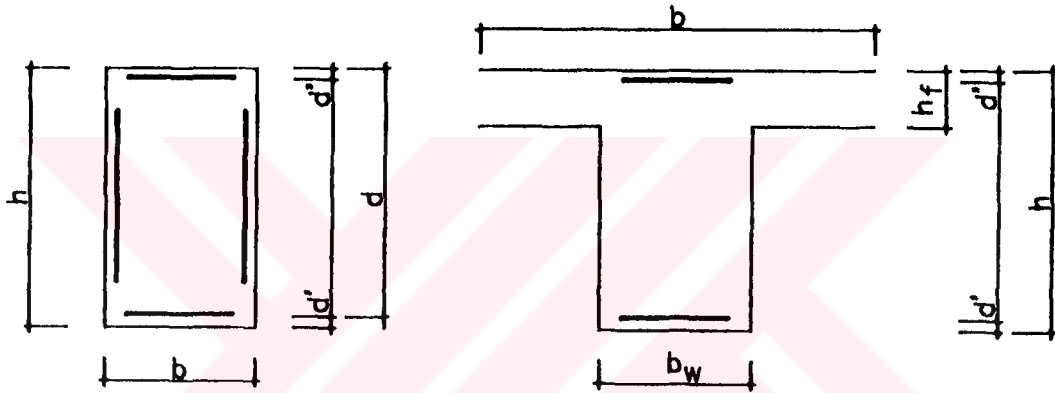
Şekil 2.30 da hesap yapılan kesitler, Şekil 2.31'de kesit karakteristikleri ve notasyon, Tablo 2.14'de çeşitli yüklemelerden oluşan kesit tesirleri, Tablo 2.15'de ise en elverişsiz kesit tesirleri verilmiştir.

Süperpozisyon tablosu aşağıda açıklanan dört duruma göre düzenlenmiştir.

- i. Maksimum eğilme momenti ve bu yükleme durumuna ait normal kuvvet.
- ii. Maksimum normal kuvvet ve bu yüklemekten oluşan eğilme momenti.
- iii. Minimum eğilme momenti ve bu yüklemekten oluşan normal kuvvet.
- iv. Minimum normal kuvvet ve bu yüklemekten oluşan eğilme momenti.



Şekil 2.30. Hesabı Yapılacak Kesitler



Şekil 2.31. Kesit Karakteristikleri ve Notasyonlar

Malzeme : BS30/BÇIII , ST 37

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2 , \quad f_{cd} = f_{ck}/1.50 = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2 , \quad f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 365 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{ST 37 için } \sigma_{em} = 140 \text{ N/mm}^2$$

Kiriş ve kolon betonarme hesabı iki eksenli eğilme momenti ve aksenal kuvvet etkisindeki dikdörtgen betonarme kesitlerin taşıma gücü esasına göre yapılmıştır, [25].

(a) kesiti (40/60)

$$M = 0.00$$

$$N = -1019.48 \text{ kN}$$

$$A_s = A_{smin} = 24 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı : 10 ϕ 20

Tablo 2.14. Kritik Kesitlerde Farklı Yüklemelere Ait İç Kuvvetler

Kesit	G Öz Yük	P ₁ (solda) ilave Yük	P ₁ (sağda) ilave Yük	P ₂ (solda) ilave Yük	P ₂ (sağda) ilave Yük	W (soldan) Deprem Yükü	W (sağdan) Deprem Yükü	T(+) D.Sıcakl. Değişimi	T(-) D.Sıcakl. Değişimi	T Mesnet Çökmesi
a	M	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	N	-569.705	-109.227	0.370	-29.459	6.470	-19.458	-3.673	3.673	4.653
	T	59.152	-10.578	0.872	-5.434	-1.696	-23.145	-7.807	7.807	5.459
b	M	-532.282	-95.206	-7.850	-48.907	15.266	-208.307	-70.260	70.260	49.134
	N	-475.205	-109.227	0.370	-29.459	6.470	-19.458	-3.673	3.673	4.653
	T	59.152	-10.578	0.872	-5.434	-1.696	-23.145	-7.807	7.807	5.459
c	M	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	N	475.479	81.583	-4.560	70.965	-18.227	19.408	-14.478	14.478	1.799
	T	0	0	0	0	0	0	0	0	0
d	M	-532.282	-95.206	-7.850	-48.907	15.266	-208.307	-70.260	70.260	49.134
	N	-690.706	-131.208	3.465	-81.508	20.714	-13.219	4.323	-4.323	7.436
	T	185.944	56.480	-1.318	-7.818	-3.125	15.145	6.239	-6.239	-2.524

Tablo 2.14. (Devamı)

Kesit	G Öz Yük	P ₁ (solda) İlave Yük	P ₁ (sağda) İlave Yük	P ₂ (solda) İlave Yük	P ₂ (sağda) İlave Yük	W (soldan) Deprem Yükü	W (sağdan) Deprem Yükü	T(+) D.Sıcaklı. Değişimi	T(-) D.Sıcaklı. Değişimi	T	
e	M	517.085	75.035	-1.219	75.404	-2.691	-10.042	10.042	-6.165	6.165	4.282
	N	-534.631	-92.161	3.688	-76.399	19.923	5.051	-5.051	6.671	-6.671	3.661
	T	-32.995	-34.773	0.370	29.459	6.470	-19.458	19.458	3.674	-3.674	-4.6529
f	M	-1324.112	-65.75	-16.723	-205.882	-140.10	-258.632	258.632	17.905	-17.905	-65.535
	N	-720.217	-97.919	3.134	-119.576	14.924	-4.184	4.184	7.609	-7.609	1.193
	T	-541.194	13.114	1.980	-68.282	14.697	-19.662	19.662	0.302	-0.302	-5.798
g	M	0	-49.027	49.027	-65.782	65.782	-517.264	517.264	0	0	-45.066
	N	-1082.38	-35.143	-35.143	-121.014	-121.014	0	0	7.347	-7.347	-5.472
	T	0	9.708	-9.708	7.144	-7.144	103.710	-103.710	0	0	-5.364
h	M	0	38.349	-38.349	-1.489	1.489	416.139	-416.139	0	0	-93.282
	N	-1172.38	-35.143	-35.143	-121.014	-121.014	0	0	7.347	-7.347	-5.472
	T	0	9.708	-9.708	7.144	-7.144	103.710	-103.710	0	0	-5.364

Tablo 2.15. Kritik Kesitlerde Süperpozisyon Sonucu Elde Edilen İç Kuvvetleri

	D Ü Ş E Y Y Ü K D U R U M U												D E P R E M					
	1.4 G + 1.6 P						1.0 G + 1.2 P + 1.2 T						G + P + E					
	M _{max}	M _{min}	N _{max}	N _{min}	M _{max}	M _{min}	N _{max}	N _{min}	M _{max}	M _{min}	N _{max}	N _{min}	M _{max}	M _{min}	N _{max}	N _{min}		
a	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	N	-786.64	-1019.48	-786.64	-1019.48	-551.51	-740.54	-726.14	-740.54	-543.41	-543.41	-727.85	-543.41	-543.41	-727.85	-727.85		
	T	81.49	57.19	81.49	57.19	74.08	30.57	55.86	30.57	81.47	81.47	20.00	81.47	20.00	81.47	20.00		
b	M	-720.77	-988.34	-733.33	-975.78	-370.69	-798.95	-571.36	-789.53	-308.71	-308.71	-892.55	-316.56	-884.70	-884.70	-884.70		
	N	-654.94	-886.59	-654.34	-887.18	-457.45	-645.59	-631.19	-646.04	-449.28	-449.28	-632.98	-448.91	-633.35	-633.35	-633.35		
	T	80.10	58.59	81.49	57.19	73.04	31.62	56.90	30.57	80.60	80.60	20.87	81.47	20.00	81.47	20.00		
c*	M	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	N	628.03	452.69	628.03	452.69	644.30	438.21	644.30	438.21	647.44	433.28	647.44	433.28	647.44	433.28	433.28		
	T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
d	M	-720.77	-988.34	-733.33	-975.78	-370.69	-798.95	-739.99	-620.91	-308.71	-308.71	-892.55	-316.56	-884.70	-884.70	-884.70		
	N	-933.85	-1301.79	-928.30	-1307.33	-662.11	-936.62	-927.70	-951.15	-656.77	-656.77	-913.18	-653.31	-916.64	-916.64	-916.64		
	T	255.32	336.07	253.22	338.18	-171.68	250.24	247.21	236.85	167.68	167.68	248.43	166.36	249.75	249.75	249.75		

*Gergi çubuğu iç kuvvetleri hesabında güvenlik gerilmeleri yöntemi kullanılmıştır.

Tablo 2.15. (Devamı)

		DÜŞEY YÜK DURUMU												DEPREM					
		1.4 G + 1.6 P						1.0 G + 1.2 P + 1.2 T						G + P + E					
		M _{max}	M _{min}	N _{max}	N _{min}	M _{max}	M _{min}	N _{max}	N _{min}	M _{max}	M _{min}	N _{max}	N _{min}	M _{max}	M _{min}	N _{max}	N _{min}		
e	M	964.03	717.66	717.66	964.03	709.71	505.00	510.13	704.57	677.20	503.13	503.13	677.20	503.13	503.13	677.20			
	N	-1018.18	-710.71	-710.71	-1018.18	-740.52	-498.29	-493.90	-744.91	-708.24	-505.97	-505.97	-708.24	-505.97	-505.97	-708.24			
	T	-54.70	-35.25	-35.25	-54.70	-49.36	-20.38	-25.96	-43.78	-18.85	-45.61	-45.61	-18.85	-45.61	-45.61	-57.77			
f	M	-1853.76	-2539.14	-2104.53	-2288.37	-1302.63	-1938.28	-1895.31	-1671.56	-1065.48	-2011.11	-2011.11	-1065.48	-2011.11	-1222.21	-1854.38			
	N	-1008.30	-1327.40	-979.41	-1356.30	-711.09	-967.24	-948.98	-990.34	-716.03	-923.84	-923.84	-716.03	-923.84	-697.98	-941.90			
	T	-757.67	-824.06	-730.99	-850.74	-540.83	-598.30	-597.58	-611.36	-521.53	-602.35	-602.35	-521.53	-602.35	-504.86	-619.02			
g	M	183.69	-183.69	0.00	0.00	137.77	-191.85	-137.77	-54.08	632.07	-632.07	-632.07	632.07	-632.07	517.26	-517.26			
	N	-1765.19	-1765.19	-1515.34	-2015.04	-1260.96	-1276.34	-1260.96	-1472.55	-1238.54	-1238.54	-1238.54	-1238.54	-1238.54	-1082.39	-1394.70			
	T	-26.96	26.96	0.00	0.00	-20.22	13.79	20.22	-6.44	-120.56	120.56	120.56	-120.56	-103.71	103.71	103.71			
h	M	63.74	-63.74	0.00	0.00	47.81	-159.74	-47.81	-111.94	455.98	-455.98	-455.98	455.98	-455.98	416.14	-416.14			
	N	-1891.19	-1891.19	-1641.34	-2141.04	-1350.96	-1366.34	-1350.96	-1562.55	-1328.54	-1328.54	-1328.54	-1328.54	-1328.54	-1172.39	-1484.70			
	T	4.10	-4.10	0.00	0.00	3.08	-9.51	-3.08	-6.44	106.27	-106.27	-106.27	106.27	-106.27	103.71	-103.71			

(b) kesiti (40/90)

$$M = -988.34 \text{ kNm}$$

$$N = -886.59 \text{ kN}$$

$$n = 0.082 \quad k_1 = 1.210$$

$$m_x = 0.102 \quad k = 0.484 \quad \mu = 0.247$$

$$m_y = 0.046 \quad m = 0.122$$

$$A_s = 63.51 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı: 22 Φ 20

(d) kesiti (40/140)

$$M = -988.34 \text{ kNm}$$

$$N = -1301.79 \text{ kN}$$

$$n = 0.077 \quad k_1 = 1.20$$

$$m = m_x = 0.042$$

$$\mu = 0.023 \quad \alpha = 0.942$$

$$k_2 = 0.889$$

$$A_s = 9.81 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı: 6 Φ 26 + 6 Φ 26

(e) kesiti (40/90)

$$M = 964.03 \text{ kNm}$$

$$N = -1018.18 \text{ kN}$$

$$n = 0.094 \quad k_1 = 1.22$$

$$m = m_x = 0.099$$

$$\mu = 0.169 \quad \alpha = 0.911$$

$$k_2 = 0.897$$

$$A_s = 47.55 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı : 5 Φ 26 + 5 Φ 26

(f) kesiti (40/140)

$$M = -2539.14 \text{ kNm}$$

$$N = -1327.40 \text{ kN}$$

$$n = 0.080 \quad k_1 = 1.21$$

$$m = m_x = 0.108$$

$$\mu = 0.209 \quad \alpha = 0.943$$

$$k_2 = 0.867$$

$$A_s = 87.28 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı : 9 Φ 26 + 9 Φ 26

(g) kesiti (40/100)

$$M = 632.07 \text{ kNm}$$

$$N = -1238.54 \text{ kN}$$

$$n = 0.10 \quad k_1 = 1.225$$

$$m_x = 0.053 \quad k = 0.50 \quad \mu = 0.170$$

$$m_y = 0.025 \quad m = 0.066$$

$$A_s = 48.57 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı : 20 Φ 20

(h) kesiti (40/100)

$$M = 455.977 \text{ kNm}$$

$$N = -1328.54 \text{ kN}$$

$$n = 0.111 \quad k_1 = 0.230$$

$$m_x = 0.037 \quad k = 0.514 \quad \mu = 0.069$$

$$m_y = 0.018 \quad m = 0.046$$

$$A_s = 20 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı : 20 Φ 20

(c) kesiti (IPB 180)

$$F = 65.3 \text{ cm}^2, \quad \sigma_{em} = 140 \text{ kN/mm}^2 = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{F} < \sigma_{em}$$

H Yüklemesi

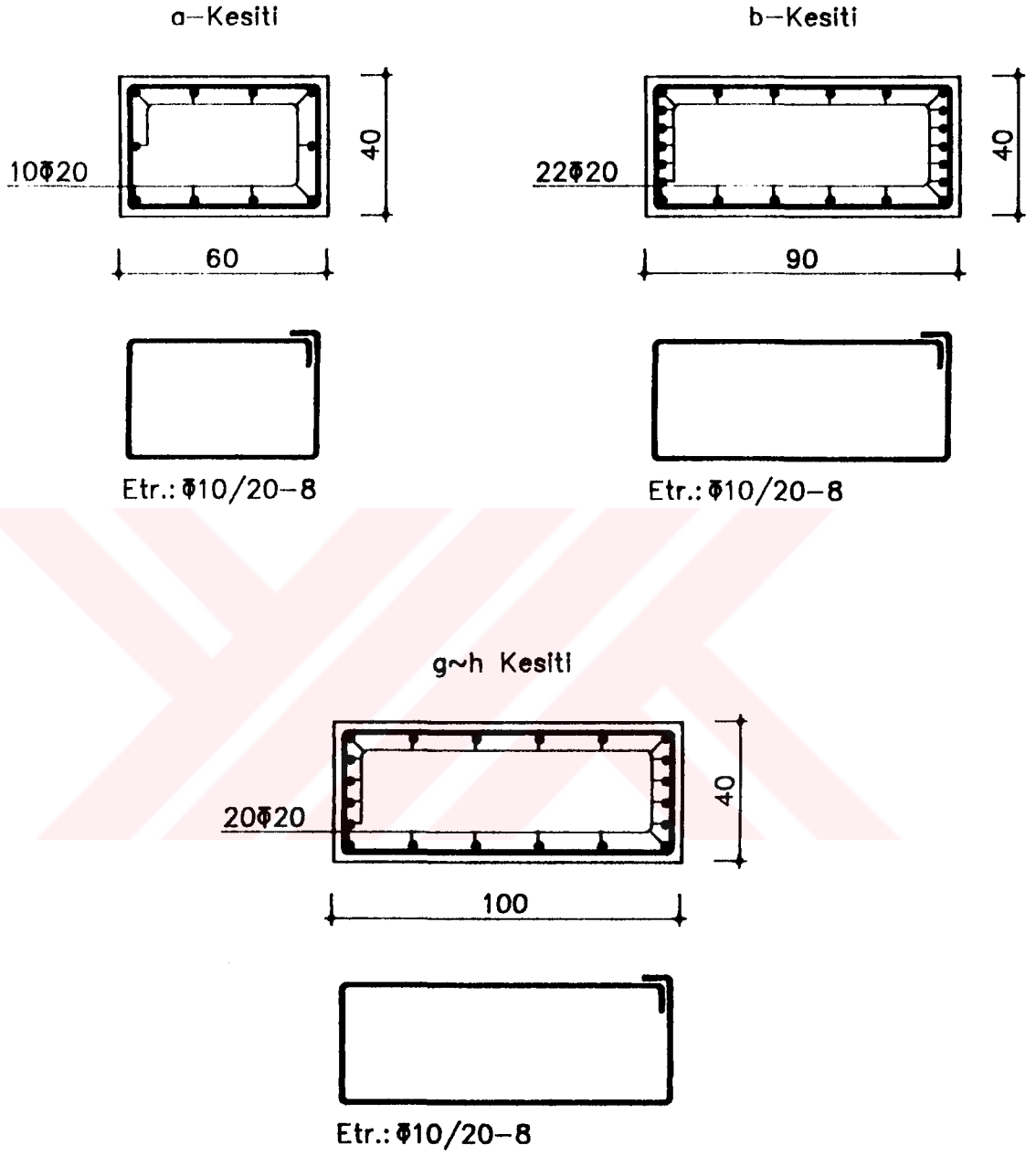
$$\sigma = \frac{62803}{65.3} = 961.76 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{em}$$

HD Yüklemesi

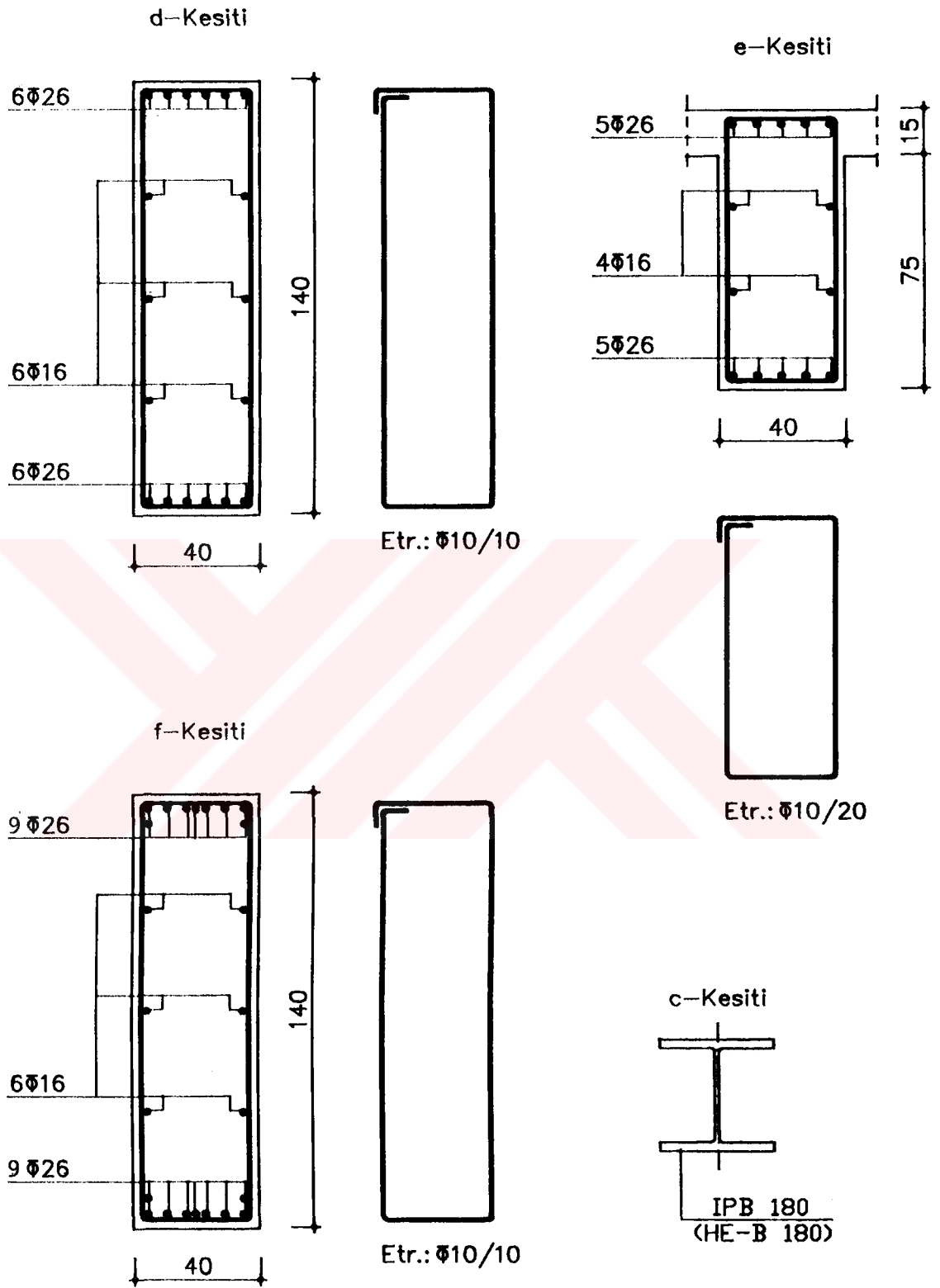
$$\sigma = \frac{64744}{65.3} = 991.49 \text{ kg/cm}^2 < 1.33 \sigma_{em}$$

HZ Yüklemesi

$$\sigma = \frac{644.30}{65.3} = 986.68 \text{ kg/cm}^2 < 1.15 \sigma_{em}$$



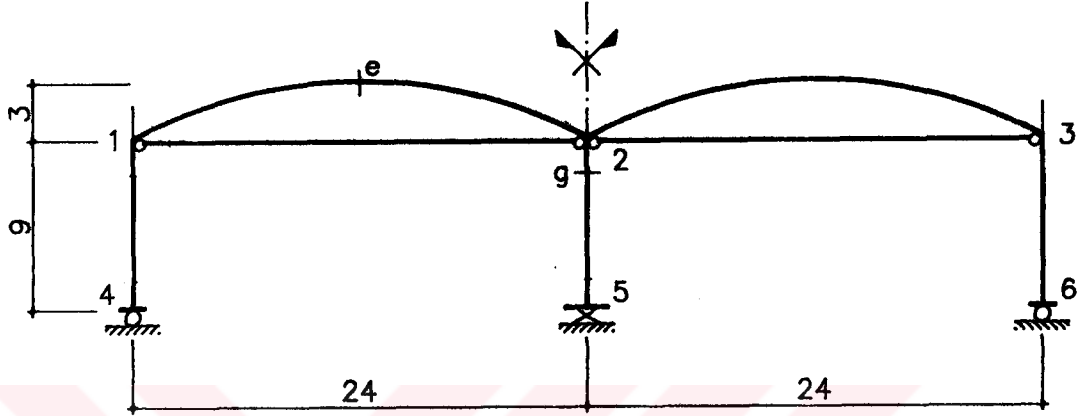
Şekil 2.32.a. Kritik Kesitler ve Donatıları



Şekil 2.32.b. Kritik Kesitler ve Donatıları

2.5. Endirekt Deplasman Yöntemi İle (e) ve (g) Kesitlerine Ait M, N, T Tesir Çizgilerinin Çizilmesi

Şekil 2.33'de verilen sistemin (e) ve (g) kesitlerindeki kesit zorları tesir çizgileri çizilecektir.



Şekil 2.33. Tesir Çizgileri Çizilecek Olan Kesitler

Sistemin herhangi bir kesitine ait tesir çizgileri, sistemdeki iki ucu ankastre çubukların tesir çizgilerinin lineer kombinasyonu ile bulunabilir, [23]. Bu denklemlerdeki katsayılar bazı sabit yüklemeler sonucunda hesaplanacaktır. Tesir çizgilerinin çiziminde izlenen yol aşağıda açıklanmıştır.

1. 1 kN'luk düşey kuvvet sabit iken:

1a. Uç deplasmanları sıfır iken (m) kesitinde 1 kN'luk düşey kuvvetten meydana gelen M_m , N_m , T_m kesit zorları bulunur. Bu durumda bilinmeyenlerin tayininde kullanılan denge denklemlerinin yazıldığı doğrultu ve yönde etkiyen uç kuvvetleri;

$$M_{ij}, M_{ji}, X_i, Y_i, X_j, Y_j$$

Sisteme etkiyen dış kuvvetler;

$$1\text{kN}, -M_{ij}, -M_{ji}, -X_i, -Y_i, -X_j, -Y_j$$

olacaktır.

1b. Düşüm noktaları serbest bırakılarak sisteme M_{ij} , M_{ji} , X_i , Y_i , X_j , Y_j dış kuvvetleri etkililir ve sistem hesaplanır.

1c. (1a) ve (1b) durumlarının toplamı bulunur. Bu durumda dış kuvvetler sadece 1 kN'dur. (m) kesitindeki iç kuvvetler ise

$$M_m = M_m + M_{ij}[M_m (M_i=1)] + M_{ji}[M_m (M_j=1)] + X_i[M_m (X_i=1)] \\ + Y_i[M_m (Y_i=1)] + X_j[M_m (X_j=1)] + Y_j[M_m (Y_j=1)]$$

$$N_m = N_m + M_{ij}[N_m (M_i=1)] + M_{ji}[N_m (M_j=1)] + X_i[N_m (X_i=1)] \\ + Y_i[N_m (Y_i=1)] + X_j[N_m (X_j=1)] + Y_j[N_m (Y_j=1)]$$

$$T_m = T_m + M_{ij}[T_m (M_i=1)] + M_{ji}[T_m (M_j=1)] + X_i[T_m (X_i=1)] \\ + Y_i[T_m (Y_i=1)] + X_j[T_m (X_j=1)] + Y_j[T_m (Y_j=1)]$$

ifadeleri ile bulunabilir.

2. 1 kN'luk düşey kuvvetin sistem üzerinde hareket etmesi hali:

1 kN'luk kuvvetin hareketli olması durumunda (1c) deki ifadeler tesir çizgilerini verecektir.

Sabit katsayıların bulunması için Endirekt Deplasman Yöntemi kullanılmıştır [23]. Bu yöntemin bilinmeyenleri; düşüm noktalarının dönmeleri ile bağımsız uç deplasmanlarıdır. Bilinmeyenler X_1, X_2, \dots, X_n ile gösterilir. Verilmiş dış kuvvetler yerine, sistemde aynı uç deplasman ve uç kuvvetlerini meydana getirecek olan, düşüm noktalarına indirgenmiş kuvvetler, iki ucu ankastre çubuklarda dış yüklerden meydana gelen uç kuvvetlerine eşittir.

Sistemde meydana gelen uç deplasmanları, bilinmeyenler sıfır iken dış yüklerden meydana gelen uç deplasmanları ile bilinmeyenlerin birim değerlerinden oluşan

uç deplasmanlarının süperpozisyonu ile elde edilir. Bilinmeyenleri bulmak için Betti Karşıtlık Teoreminden yararlanılır.

İstenen kesitlerdeki tesir çizgilerini çizmek için gerekli sabit katsayıları belirlemek için, dış yük olarak düğüm noktalarına veya gruplarına uygulanan birim kuvvetler alınacaktır, Şekil 2.34. İki ucu ankastre çubuklara ait tesir çizgileri de belirlendikten sonra tesir çizgileri çizilecek büyüklüklerin fonksiyonları oluşturulur ve tesir çizgileri diyagramları çizilir.

"I" işlerinin tayini:

$$I_{11} = 973606.608 + 192005.856 = 1165612.464$$

$$I_{12} = I_{21} = -338425.776$$

$$I_{13} = I_{31} = 0$$

$$I_{14} = I_{41} = 21333.806 - 257167.872 = -235834.066$$

$$I_{15} = I_{51} = 257167.872$$

$$I_{16} = I_{61} = 0$$

$$I_{22} = 973606.608 + 973606.608 + 412128 = 2359341.216$$

$$I_{23} = I_{32} = -338425.776$$

$$I_{24} = I_{42} = 257167.872$$

$$I_{25} = I_{52} = -257167.872 - 257167.872 + 58867.9056 = -455467.838$$

$$I_{26} = I_{62} = 257167.872$$

$$I_{33} = 973606.608 + 192005.856 = 1165612.464$$

$$I_{34} = I_{43} = 0$$

$$I_{35} = I_{53} = 257167.872$$

$$I_{36} = I_{63} = 21333.805 - 257167.872 = -235834.066$$

$$I_{44} = 114983.712 + 2370.4228 + 57137.5 = 174491.635$$

$$I_{45} = I_{54} = -114983.712 - 57137.5 = -172121.212$$

$$I_{46} = I_{64} = 0$$

$$I_{55} = 2 \times 114983.712 + 10902.159 + 2 \times 57137.5 = 355144.583$$

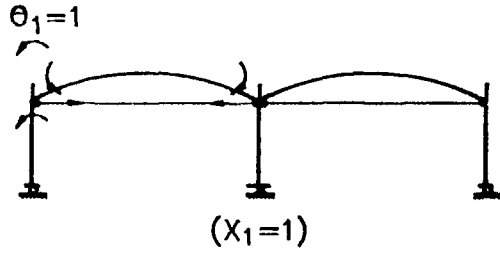
$$I_{56} = I_{65} = -114983.712 - 57137.5 = -172121.212$$

$$I_{66} = 114983.712 + 10902.159 + 57137.5 = 183023.371$$

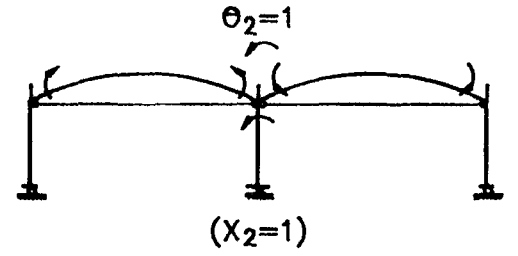
Bilinmeyenlerin tayini :

$$\begin{bmatrix}
 1165612.464 & -338425.776 & 0 & -235834.066 & 257167.872 & 0 \\
 -338425.776 & 2359341.216 & -338425.776 & 257167.872 & -455467.838 & 257167.872 \\
 0 & -338425.776 & 1165612.464 & 0 & 257167.872 & -235834.066 \\
 -235834.066 & 257167.872 & 0 & 174491.635 & -172121.212 & 0 \\
 257167.872 & -455467.838 & 257167.872 & -172121.212 & 355144.583 & -172121.212 \\
 0 & 257167.872 & -235834.066 & 0 & -172121.212 & 174491.635
 \end{bmatrix}
 \begin{bmatrix}
 X_1 \\
 X_2 \\
 X_3 \\
 X_4 \\
 X_5 \\
 X_6
 \end{bmatrix}
 = -[I]$$

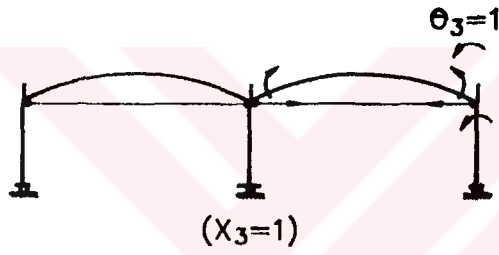
$X_1 = \theta_1 = 1.0$ durumu



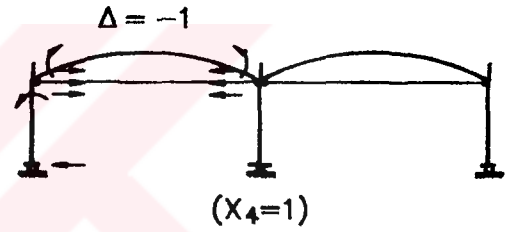
$X_2 = \theta_2 = 1.0$ durumu



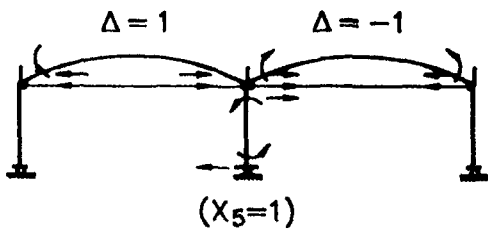
$X_3 = \theta_3 = 1.0$ durumu



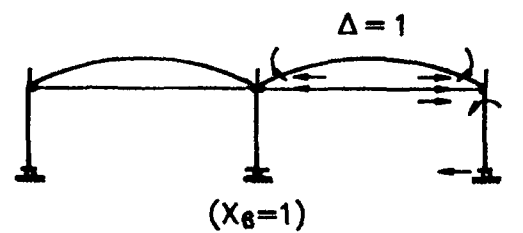
$X_4 = \delta_1 = 1.0$ durumu



$X_5 = \delta_2 = 1.0$ durumu



$X_6 = \delta_3 = 1.0$ durumu



Şekil 2.34. Birim Yükleme Durumları

$$\begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \\ x_5 \\ x_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1.223 \times 10^{-6} & -7.658 \times 10^{-8} & -6.231 \times 10^{-8} & -5.886 \times 10^{-8} & 1.502 \times 10^{-6} & 1.440 \times 10^{-6} \\ & -1.754 \cdot 10^{-6} & -1.497 \times 10^{-7} & 5.735 \times 10^{-6} & 3.297 \times 10^{-6} & 5.373 \cdot 10^{-6} \\ & & -1.252 \times 10^{-6} & 2.313 \times 10^{-6} & 2.206 \times 10^{-6} & 6.717 \times 10^{-7} \\ & & & -6.870 \times 10^{-5} & -5.518 \times 10^{-5} & -5.697 \times 10^{-5} \\ & & & & -5.308 \times 10^{-5} & -5.170 \times 10^{-5} \\ & & & & & -6.077 \times 10^{-5} \end{bmatrix}$$

Bu bilinmeyenler yardımı ile bulunan, (e) ve (g) kesitlerindeki kesit zorları Tablo 2.16'da verilmiştir.

İki ucu ankastre çubuklarda tesir çizgilerine ait ordinatlar hesaplanarak Tablo 2.17'de (e) ve (g) kesitlerine ait tesir çizgileri ordinatları da Tablo 2.18 ve Tablo 2.19'da gösterilmiştir.

Tablo 2.16. (e), (g) Kesitlerinde Birim Yüklemeden Oluşan Kesit Tesirleri

		$M_1=1.00$	$M_2=1.00$	$M_3=1.00$	$X_1=1.00$	$X_2=1.00$	$X_3=1.00$
e	Me	0.005737	-0.006548	-0.003481	0.234704	-0.066941	-0.053664
	Ne	-0.117416	0.0592106	0.002745	0.297751	-0.116840	-0.198807
	Te	-0.034751	-0.020469	-0.003499	0.109874	0.1284181	0.1521122
g	Mg	0.107248	-0.140365	0.1072485	-3.247764	-3.649161	-3.247764
	Ng	-0.031251	-	0.0312513	-0.042237	-	0.042237
	Tg	0.021026	-0.013656	0.021025	-0.662247	-0.720581	-0.662247

Tablo 2.17. İki Ucu Ankastre Çubuğa Ait Tesir Çizgileri

x/L	M_{12}	M_{21}	$N_{12}=N_{21}$	T_{12}	T_{21}	x/L
0	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000	1
0.05	1.0207	0.0733	-0.0466	0.9956	-0.0044	0.95
0.10	1.6638	0.2812	-0.1866	0.9810	-0.0190	0.90
0.15	1.9351	0.5880	-0.4087	0.9551	-0.0449	0.85
0.20	1.8764	0.9420	-0.6902	0.9174	-0.0826	0.80
0.25	1.5531	1.2856	-0.0020	0.8683	-0.1317	0.75
0.30	1.0445	1.5623	-1.3124	0.8086	-0.1914	0.70
0.35	0.4342	1.7238	-1.5910	0.7399	-0.2601	0.65
0.40	-0.1971	1.7349	-1.8109	0.6641	-0.3359	0.60
0.45	-0.7781	1.5772	-1.9516	0.5833	-0.4167	0.55
0.50	-1.2515	1.2515	-2.0000	0.5000	-0.5000	0.50
0.55	-1.5772	0.7781	-1.9516	0.4167	-0.5833	0.45
0.60	-1.7349	0.1971	-1.8109	0.3359	-0.6641	0.40
0.65	-1.7238	-0.4342	-1.5910	0.2601	-0.7399	0.35
0.70	-1.5623	-1.0445	-1.3124	0.1914	-0.8086	0.30
0.75	-1.2856	-1.5531	-1.0020	0.1317	-0.8683	0.25
0.80	-0.9420	-1.8764	-0.6902	0.0826	-0.9174	0.20
0.85	-0.5880	-1.9351	-0.4087	0.0449	-0.9551	0.15
0.90	-0.2812	-1.6638	-0.1866	0.0190	-0.9810	0.10
0.95	-0.0733	-1.0207	-0.0466	0.0044	-0.9956	0.05
1.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-1.0000	0.00
	M_{23}	M_{32}	$N_{23}=N_{32}$	T_{23}	T_{32}	

Tablo 2.18 . M_e, N_e, T_e Tesir Çizgileri Ordinatları

x/L	M_e	T_e	N_e
0.00	0.00000	0.00000	0.00000
0.05	0.00583	-0.04225	-0.14281
0.10	0.01278	-0.08599	-0.28797
0.15	0.03086	-0.13173	-0.43165
0.20	0.07509	-0.17985	-0.56857
0.25	0.16310	-0.23059	-0.69279
0.30	0.31328	-0.28400	-0.79844
0.35	0.54296	-0.33996	-0.88029
0.40	0.86697	-0.39817	-0.93426
0.45	1.29674	-0.45814	-0.95774
0.50	1.83940	-0.51920.4807	-0.94977
0.55	1.29739	0.41941	-0.91122
0.60	0.86822	0.35860	-0.84475
0.65	0.54472	0.29937	-0.75468
0.70	0.31540	0.24272	-0.64671
0.75	0.16541	0.18961	-0.52756
0.80	0.07738	0.14091	-0.40452
0.85	0.03291	0.09734	-0.28480
0.90	0.01436	0.05933	-0.17476
0.95	0.00672	0.02699	-0.07913
1.00	0.00000	0.00000	0.00000
1.05	-0.00756	-0.02226	0.06446
1.10	-0.01435	-0.03946	0.11459
1.15	-0.02015	-0.05135	0.14970
1.20	-0.02473	-0.05806	0.17026
1.25	-0.02795	-0.06003	0.17762
1.30	-0.02970	-0.05794	0.17371
1.35	-0.02997	-0.05262	0.16085
1.40	-0.02879	-0.04494	0.14153
1.45	-0.02631	-0.03583	0.11823
1.50	-0.02272	-0.02615	0.09327
1.55	-0.01829	-0.01668	0.06871
1.60	-0.01337	-0.00808	0.04625
1.65	-0.00833	-0.00089	0.02715
1.70	-0.00356	0.00454	0.01220
1.75	0.00052	0.00801	0.00174
1.80	0.00354	0.00950	-0.00436
1.85	0.00516	0.00912	-0.00663
1.90	0.00516	0.00716	-0.00592
1.95	0.00341	0.00397	-0.00332
2.00	0.00000	0.00000	0.00000

Tablo 2.19 . M_g, T_g, N_g Tesir Çizgileri Ordinatlari

x/L	M_g	T_g	N_g
0.00	0.00000	0.00000	0.00000
0.05	0.11790	0.06980	-0.03828
0.10	0.21389	0.22866	-0.07884
0.15	0.28906	0.46519	-0.12261
0.20	0.34604	0.75703	-0.17036
0.25	0.38830	1.07551	-0.22258
0.30	0.41953	1.38960	-0.27946
0.35	0.44322	1.66938	-0.34085
0.40	0.46224	1.88873	-0.40626
0.45	0.47853	2.02755	-0.47482
0.50	0.49291	2.07325	-0.54537
0.55	0.50499	2.02167	-0.61644
0.60	0.51317	1.87740	-0.68635
0.65	0.51469	1.65347	-0.75325
0.70	0.50585	1.37039	-0.81522
0.75	0.48230	1.05459	-0.87042
0.80	0.43938	0.73626	-0.91715
0.85	0.37262	0.44660	-0.95402
0.90	0.27830	0.21433	-0.98014
0.95	0.15413	0.06174	-0.99526
1.00	0.00000	0.00000	-1.00000
1.05	-0.15413	-0.06174	-0.99526
1.10	-0.27830	-0.21433	-0.98014
1.15	-0.37262	-0.44660	-0.95402
1.20	-0.43938	-0.73626	-0.91715
1.25	-0.48230	-1.05459	-0.87042
1.30	-0.50585	-1.37039	-0.81522
1.35	-0.51469	-1.65347	-0.75325
1.40	-0.51317	-1.87740	-0.68635
1.45	-0.50499	-2.02167	-0.61644
1.50	-0.49291	-2.07325	-0.54537
1.55	-0.47853	-2.02755	-0.47482
1.60	-0.46224	-1.88873	-0.40626
1.65	-0.44322	-1.66938	-0.34085
1.70	-0.41953	-1.38960	-0.27946
1.75	-0.38830	-1.07551	-0.22258
1.80	-0.34604	-0.75703	-0.17036
1.85	-0.28906	-0.46519	-0.12261
1.90	-0.21389	-0.22866	-0.07884
1.95	-0.11790	-0.06980	-0.03828
2.00	0.00000	0.00000	0.00000

(e) ve (g) kesitlerine ait tesir çizgisi fonksiyonları
(e) kesitindeki kesit tesirleri için:

1 kN 1-2 açıklığında

$$M_e = M_e + M_{12} [M_e (M_2=1)] + M_{21} [M_e (M_2=1)] - N_{12} [M_e (X_1=1)] + \\ + N_{21} [M_e (X_2=1)]$$

$$N_e = N_e + M_{12} [N_e (M_1=1)] + M_{21} [N_e (M_2=1)] - N_{12} [N_e (X_1=1)] + \\ + N_{21} [N_e (X_2=1)]$$

$$T_e = T_e + M_{12} [T_e (M_1=1)] + M_{21} [T_e (M_2=1)] - N_{12} [T_e (X_1=1)] + \\ + N_{12} [T_e (X_2=1)]$$

$$M_e = M_e + 0.005737M_{12} - 0.0065487M_{21} + 0.2347041N_{12} - 0.0669418N_{21}$$

$$N_e = N_e - 0.1174163M_{12} + 0.05921067M_{21} + 0.297751723N_{12} - 0.11684023N_{21}$$

$$T_e = T_e - 0.034751M_{12} - 0.0204698M_{21} + 0.1098745N_{12} + 0.1284181N_{21}$$

1 kN 2-3 açıklığında

$$M_e = M_{23} [M_e (M_2=1)] + M_{32} [M_e (M_3=1)] - N_{23} [M_e (X_2=1)] + N_{32} [M_e (X_3=1)]$$

$$N_e = N_e + M_{23} [N_e (M_2=1)] + M_{32} [N_e (M_3=1)] - N_{23} [N_e (X_2=1)] + N_{32} [N_e (X_3=1)]$$

$$T_e = T_e + M_{23} [T_e (M_2=1)] + M_{32} [T_e (M_3=1)] - N_{23} [T_e (X_2=1)] + N_{32} [T_e (X_3=1)]$$

$$M_e = -0.0065487M_{23} - 0.003481M_{32} - 0.0669418N_{23} - 0.0536638N_{32}$$

$$N_e = N_e + 0.05921067M_{23} + 0.002745679M_{32} - 0.11684023N_{23} - \\ - 0.0536638N_{32}$$

$$T_e = T_e - 0.0204698M_{23} - 0.0034997M_{32} + 0.1284181N_{23} + 0.1521122N_{32}$$

(g) kesitindeki kesit tesirleri için :

1 kN 1-2 açıklığında

$$M_g = M_g - 0.107248578M_{12} - 0.14036514M_{21} - 3.24776471N_{12} - 3.64916118N_{21}$$

$$N_g = N_g - 0.031251354M_{12} - 0.042237759N_{12}$$

$$T_g = T_g - 0.021025913M_{12} - 0.013656538M_{21} - 0.662247286N_{12} - 0.7200580918N_{21}$$

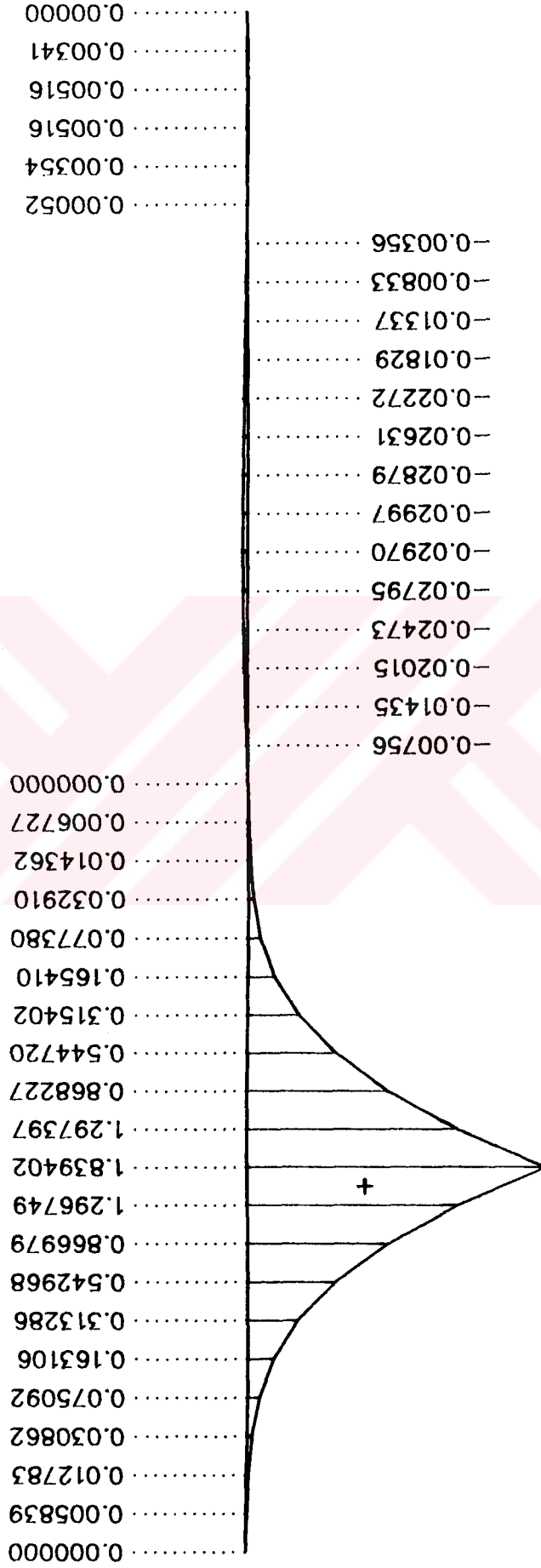
1 kN 2-3 açıklığında

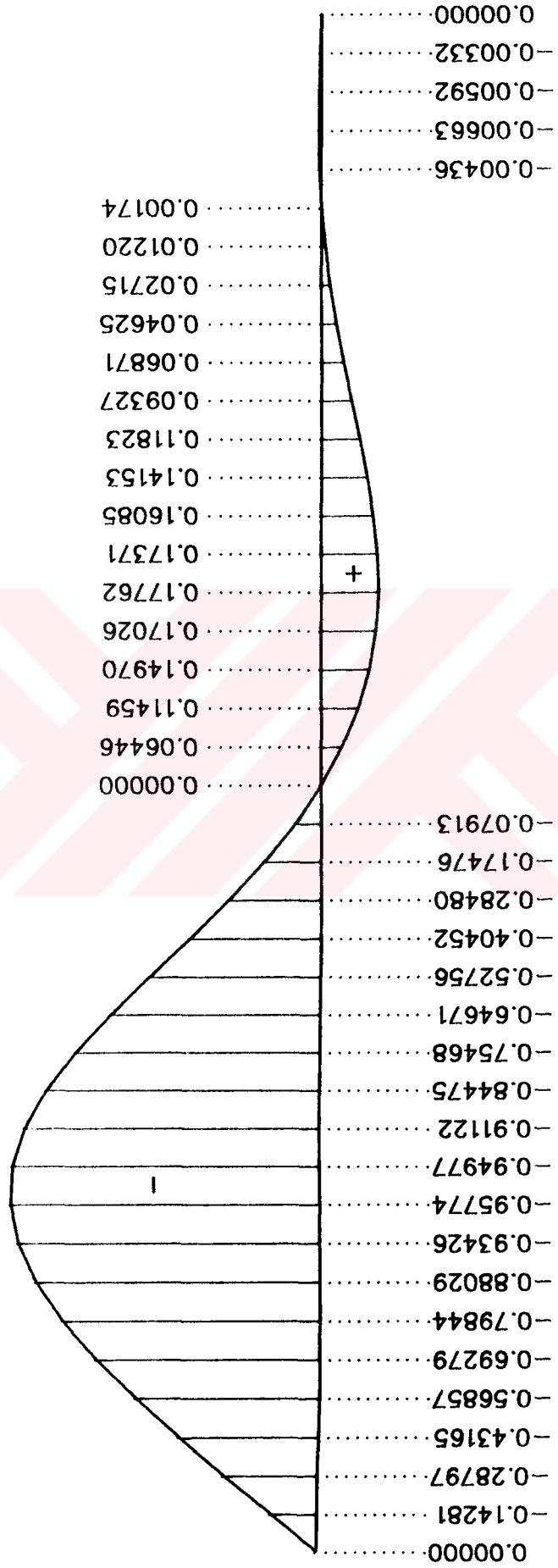
$$M_g = M_g - 0.14036514M_{23} - 0.107248578M_{32} - 3.649161118N_{23} - 3.24776471N_{32}$$

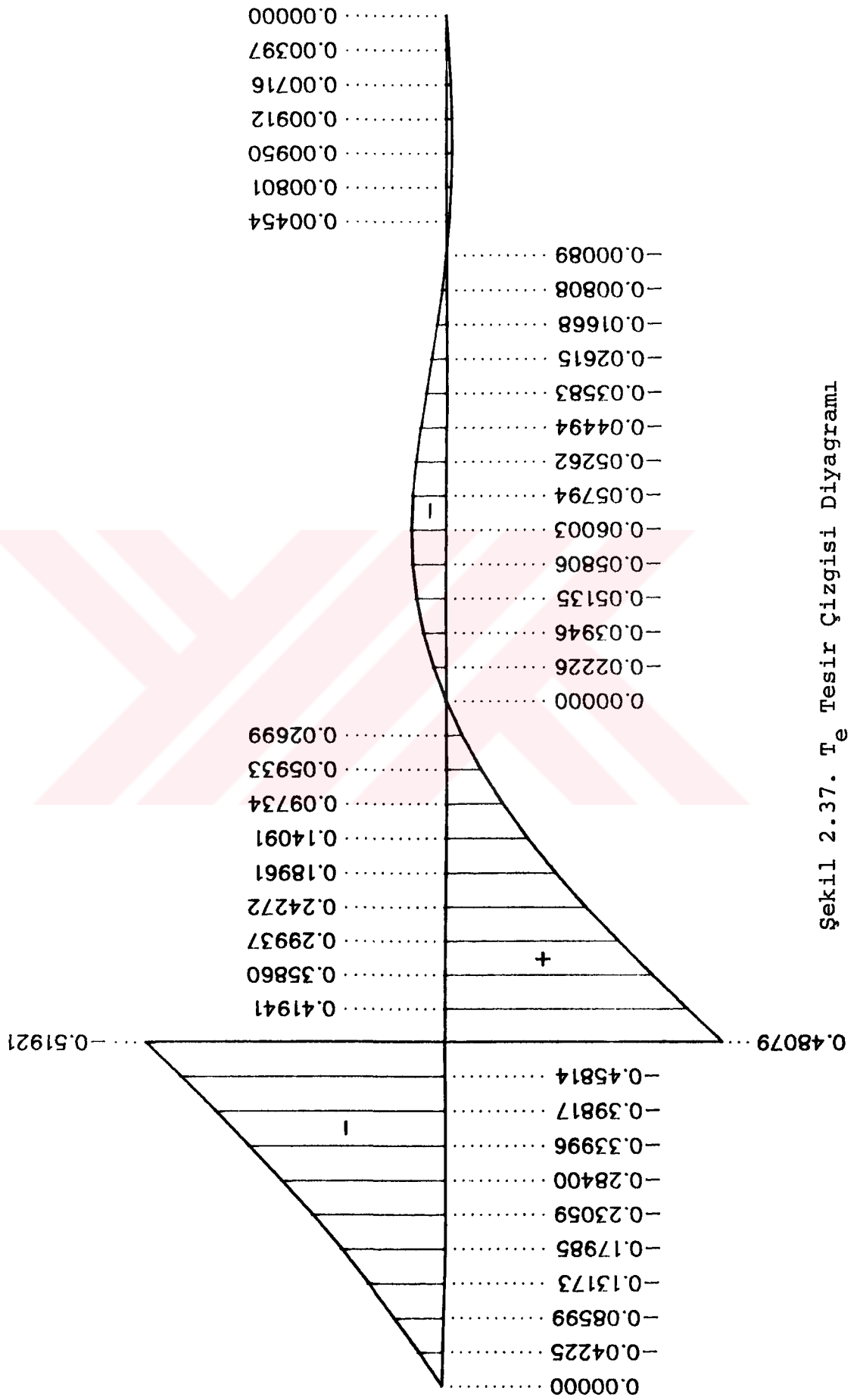
$$N_g = N_g - 0.031251354M_{32} - 0.0422337759N_{32}$$

$$T_g = T_g - 0.013656538M_{23} - 0.021025913M_{32} - 0.720580918N_{23} - 0.662247286 N_{32}$$

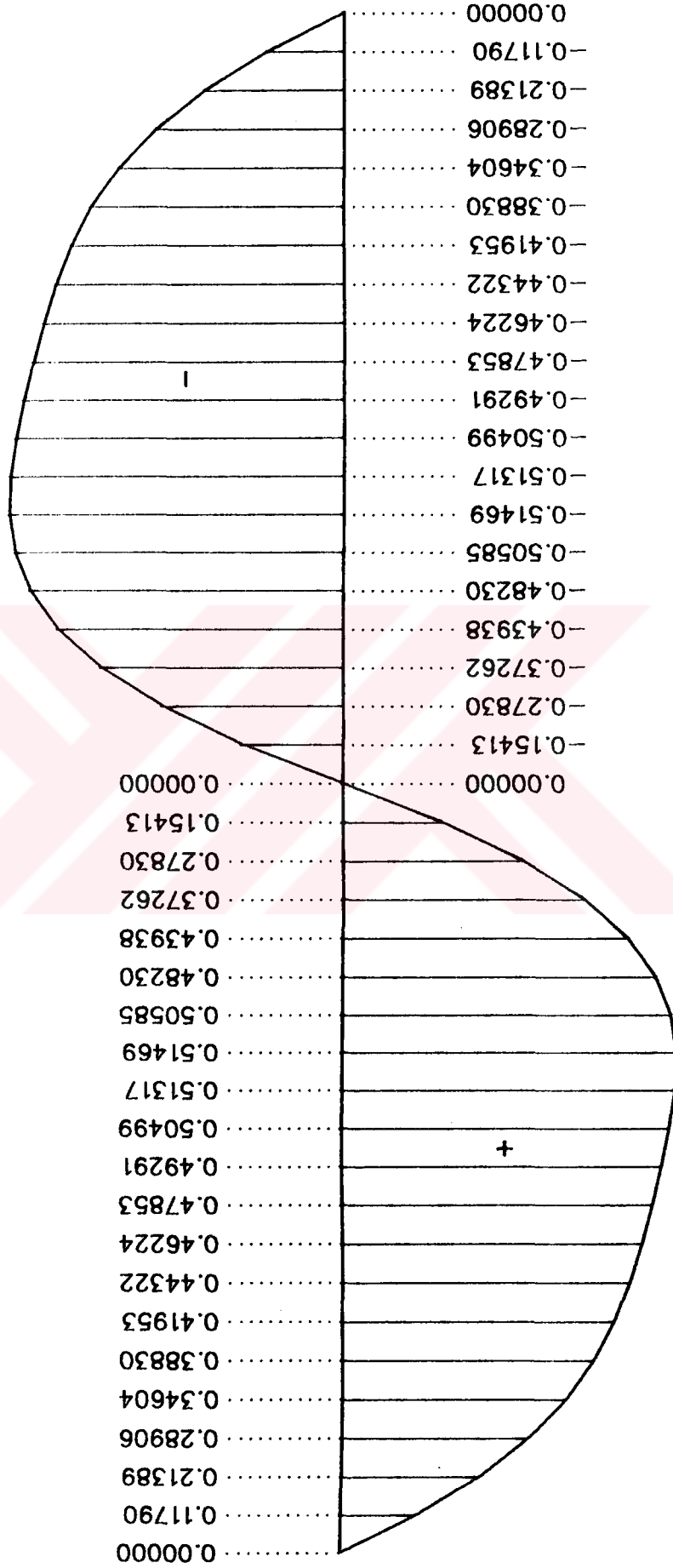
Bu tesir çizgileri fonksiyonlarına uygun olarak (e) ve (g) kesitlerindeki M, N, T kesit zorları tesir çizgileri elde edilmiştir. Bu tesir çizgisi diyagramları Şekil 2.35, Şekil 2.36, Şekil 2.37, Şekil 2.38, Şekil 2.39 ve Şekil 2.40'da gösterilmiştir.

Şekil 2.35. M_e Tesir Çizgisi Diyagramı

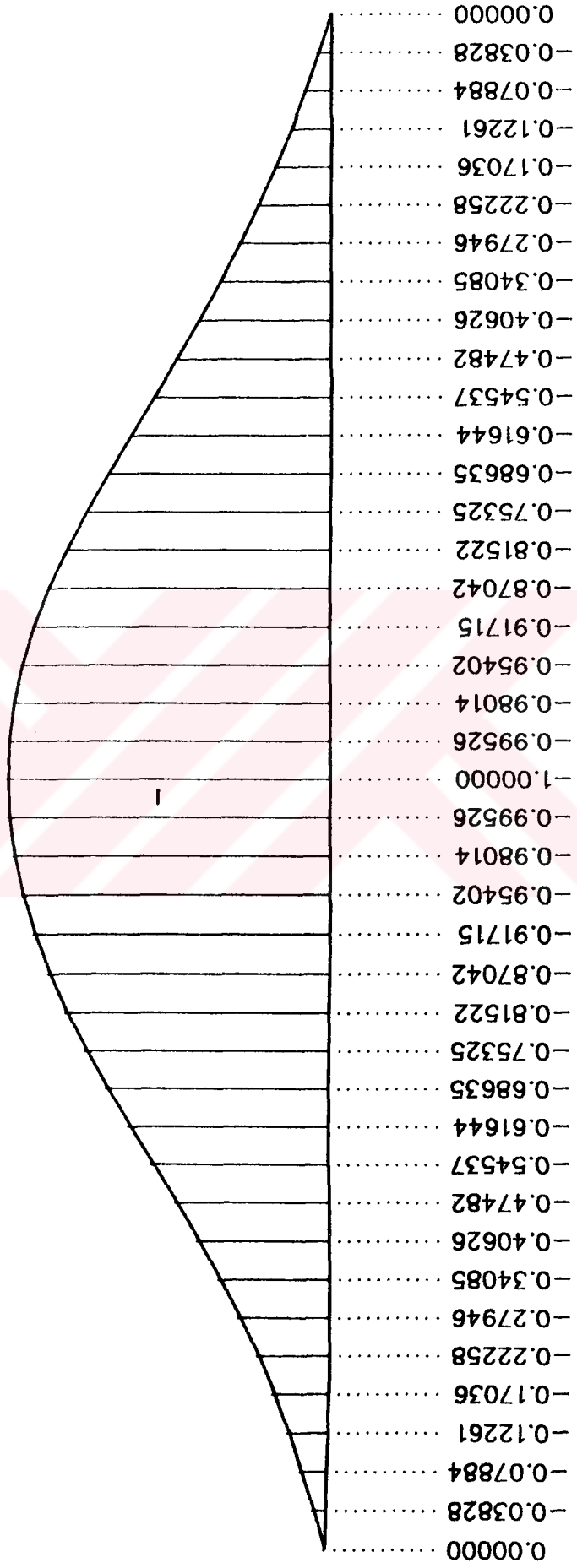
Şekil 2.36. N_e Tesir Çizgisi Diyagramı

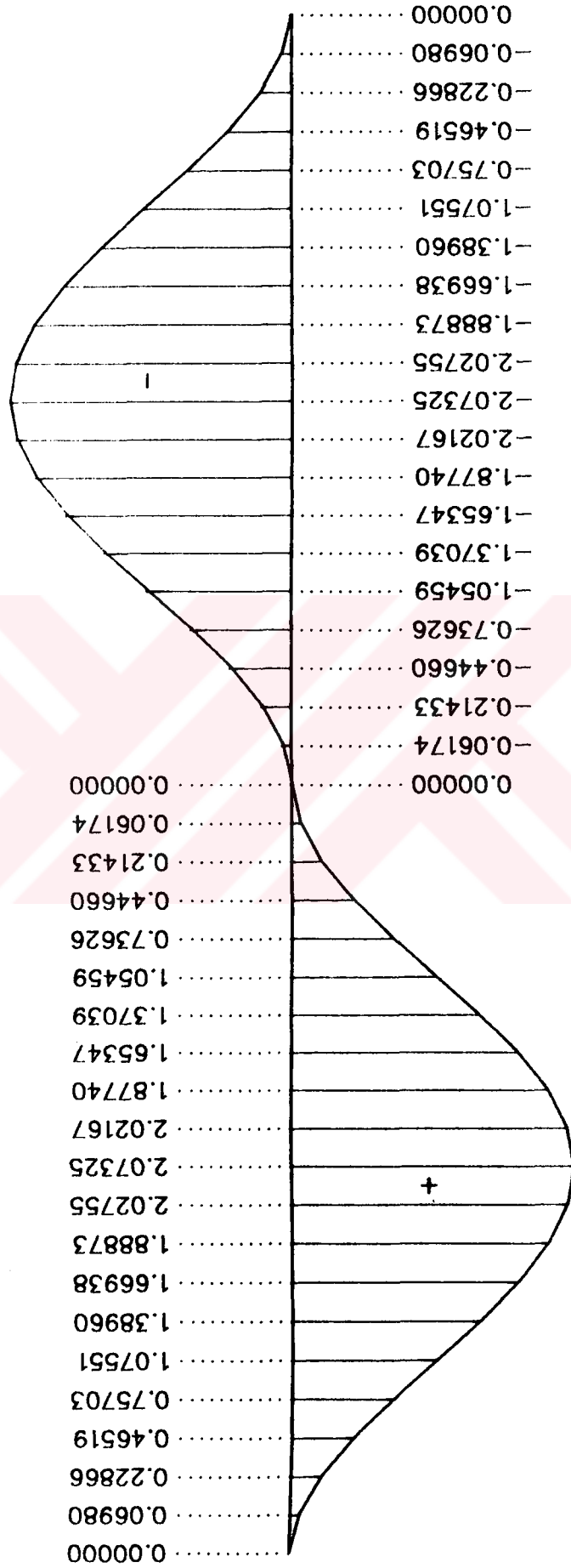


Şekil 2.37. T_e Tesir Çizgisi Diyagramı



Şekil 2.38. M Tesir Çizgisi Diyagramı

Şekil 2.39. N_g Tesir Çizgisi Diyagramı

Şekil 2.40. T_g Tesir Çizgisi Diyagramı

BÖLÜM 3

3. SONUÇLAR

3.1. Çok Katlı Diyagonalı Düzlem Çelik Çerçevelerin Gerçek Göçme Güvenliklerinin Belirlenmesi

Bu çalışmanın birinci kısmını oluşturan "Çok Katlı Diyagonalı Düzlem Çelik Çerçevelerin Gerçek Göçme Güvenlikleri" bölümünde elde edilen sonuçlar aşağıda verilmiştir.

1- Çalışmada, ülkemizde yürürlükte olan yönetmeliklere uygun olarak boyutlandırılan çok katlı, diyagonalı çelik düzlem çerçeve sisteminin düşey yükler ve yatay deprem, rüzgar yükleri altındaki gerçek davranışı malzeme ve geometri değişimlerinin lineer olmayan etkilerini gözönüne alan bir hesap yöntemi ile incelenmiştir. Bu çalışmada izlenen yol ile, çok katlı çelik yapı sistemlerinin gerçek göçme güvenlikleri geniş şekilde ve çeşitli parametrelere bağlı olarak araştırılabilmekte, böylece yürürlükteki yönetmeliklerin güvenlik ve ekonomi açılarından irdelenmesine olanak sağlamaktadır.

2. Güvenlik gerilmeleri esasına göre boyutlandırılan taşıyıcı sistem modeli, TS 4561 plastik hesap yönetmeliğinde [26] , deprem yüklemesi için öngörülen 1.50 göçme güvenliğinin üstünde bir güvenlik sağlamaktadır.

3. Bu güvenlik, orantılı yükleme için 1.87, düşey yükler için öngörülen 1.50 güvenlik katsayısı altında, yatay deprem yükleri için 2.01 değerini almaktadır. Bu sonuçlar diyagonalı çelik düzlem sistemlerin yeterli göçme güvenliklerine sahip olduklarını göstermektedir.

4. TS 4561 plastik hesap yönetmeliğinde rüzgar ve deprem etkilerine karşı aynı güvenlik katsayısı (1.50) öngörülmesine karşılık, diyagonalli düzlem çerçevede yapılan karşılaştırmalarda, rüzgar etkilerine karşı güvenliğin %38 - 102 arasında fazla olduğu gözlenmektedir.

5. Diyagonalli olarak boyutlandırılan çelik düzlem çerçevelerde II. mertebe etkilerinin önemli ölçüde azaldığı ve bunun sonucunda göçme güvenliklerinin arttığı gözlenmektedir.

6. Elastik teoriye göre boyutlandırılan yapıların özel periyotlarının, beklendiği gibi, deprem yönetmeliğindeki yaklaşık formüllerle bulunan değerlerden daha büyük olduğu gözlenmiştir.

7. İkinci mertebe etkileri işletme yükleri seviyesinde eğilme momentlerini %3-4 oranında arttırmaktadır. Bu oran II. mertebe limit yük için %7-9 değerlerine ulaşmaktadır.

8. İkinci mertebe etkileri nedeniyle çerçevelerin göçme yükleri %6-7 oranında azalmaktadır.

9. Taşıyıcı sistem modelinin göçmesine, beklendiği gibi stabilite yetersizliği sebep olmaktadır.

10. Taşıyıcı sistem modelinde ilk plastikleşen kesitin kirişlerde olduğu gözlenmiştir.

3.2. Yapı Sistemlerinin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması

Bu çalışmanın ikinci kısmını oluşturan "Yapı Sistemlerinin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması" bölümünde yapılan hesaplara dayanılarak aşağıdaki sonuçlar çıkarılmıştır.

1. Yalnız yapı (ölü) yüklerinin ve tüm ilave yüklerin gözönüne alınması ve uygun bir donatı oranı seçilmesi suretiyle yapılan ön boyutlandırma sonucunda elde edilen enkesit boyutlarının kesin hesaplar sonucunda yeterli olduğu görülmüştür.

2. Matris Deplasman Yöntemi, bilinmeyenlerin seçiminin sınırlı olması ve denklem takımının stabilitesinin iyileştirilmesi olanağının az olmasına karşılık, Kuvvet Yöntemi'ne oranla daha sistematik ve programlamaya daha elverişli olması nedeniyle geniş bir uygulama alanına sahiptir.

3. Matris Kuvvet Yöntemi, bilinmeyenlerin seçimindeki serbestliğin fazla olması, denklem takımının stabilitesinin düzeltililebilmesi olanağı, bant genişliğinin küçültülebilir olması ve çok elemanlı çerçevelerde bilinmeyen sayısının az olması özelliklerine sahip olduğundan, örnek olarak seçilen sisteme benzer sistemler için elle yapılan hesapta uygun olmaktadır. Ancak programlama açısından, homojen ve özel çözümlerin programlanabilmesinin yerdediştirme yöntemleri kadar basit olmadığı görülmektedir.

4. En elverişsiz kesit tesirlerinin belirlenmesinde, genellikle düşey yük kombinezonunun, yani $1.4G + 1.6Q$ durumunun çok katlı olmayan büyük açıklıklı yapılar için daha etkin olduğu görülmektedir.

5. Bu çalışmada uygulanan Endirekt Deplasman Yöntemi'nin, hiperstatik sistemlerde tesir çizgilerinin elde edilmesi için oldukça kullanışlı olduğu ve çözüm süresinin diğer yöntemlere göre daha kısa olduğu görülmüştür.

KAYNAKLAR

- [1] LU, L.W., ÖZER, E., DANIELS, J.H., ÖKTEN, Ö.S., MORINO, S., Strength and Drift Characteristics of Steel Frames, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, No. ST11, November, Sa. 2225-2241, (1977).
- [2] ÖZER, E., Determination of Second-Order Limit Load by a Method of Load Increments, Bulletin of the Technical University of Istanbul, Vol. 40, No. 4, Sa. 815-836, (1987).
- [3] İRTEM, E., Uzay Çubuk Sistemlerde İkinci Mertebe Limit Yükün Hesabı İçin Bir Yük Artımı Yöntemi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, (1991).
- [4] LU, L.W., ÖZER, E., DANIELS, J.H., ÖKTEN, Ö.S., MORINO, S., Frame Stability and Design of Columns in Unbraced Multistory Steel Frames, Fritz Engineering Laboratory Report No. 375.2, Lehigh University, (1975).
- [5] ÖZER, E., İRTEM, E., ORAKDÖĞEN, E., GİRĞİN, K., Çok Katlı Çelik Bina Çerçevelerinin Gerçek Göçme Güvenliklerinin Belirlenmesi, Yüksek Binalar II. Ulusal Sempozyumu, Sa. 269-278, İ.T.Ü. Mimarlık Fakültesi, (4-5-6 Kasım 1992).
- [6] KIM, S.W., Elastic-Plastic Analysis of Unbraced Frames, Ph.D. Dessertation, Lehigh University, (1971).
- [7] MOY, F.C., ÖZER, E., LU, L.W., Sway Buckling and Design of Unbraced Frames, Fritz Engineering Laboratory Report No. 396.1, Lehigh University, (1976).
- [8] MOY, F.C., ÖZER, E., LU, L.W., Strength of Steel Frames Under Gravity Loads, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, No. ST6, pp. 1223, (June 1977).
- [9] TOAKLEY, A.R., The Optimum Elastic-Plastic Design of Rigid Jointed Sway Frames, Fourth Report, Dept. of Civil Engineering, University of Manchester, (1967).
- [10] YING, M.K., A General Procedure for the Optimum Design of Unbraced Multistory Steel Frames, Ph.D. Dessertation, Lehigh University, (1972).

- [11] ÖZER, E., İkinci Merteye Limit Yük İçin Yapı Ağırlığını Minimum Yapan Bir Boyutlandırma Metodu, Doçentlik Tezi, (1975).
- [12] İRTEM, E., ÖZER, E., Uzay Çubuk Sistemlerde İkinci Merteye Limit Yükün Hesabı İçin Bir Yük Artımı Yöntemi, İnşaat Mühendisliğinde Bilgisayar Kullanımı III. Sempozyumu, Sa. 95-106, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, (15-18 Haziran 1992).
- [13] ÇAKIROĞLU, A., ÖZER, E., Malzeme ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler, Cilt I, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Yayını, (1980).
- [14] HODGE, P.G., Plastic Analysis of Structures, Mc.Graw Hill, (1959).
- [15] ÇAKIROĞLU, A., ÖZMEN, G., ÖZDEN, E., Yapı Sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metotları ve Elektronik Hesap Makinası Programları, Cilt I, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Yayını, (1992).
- [16] ÇAKIROĞLU, A., ÖZMEN, G., ÖZDEN, E., Yapı Sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metotları ve Elektronik Hesap Makinası Programları, Cilt II, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Yayını, (1992).
- [17] GİRGİN, K., ÖZER, E., Çok Katlı Çelik Çerçevelerin Bilgisayar İle Tasarımı, İnşaat Mühendisliğinde Bilgisayar Kullanımı III. Sempozyumu, Sa. 77-82, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, (15-18 Haziran 1992).
- [18] ÇAKIROĞLU, A., ÖZMEN, G., Yapıların Özel Periyotlarının Tayini ve Modların Süperpozisyonu Yöntemi, Uluğ Kitabevi, İstanbul, (1977).
- [19] TS 648 Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, (Aralık 1980).
- [20] Specification for Structural Steel Buildings- Allowable Stress Design and Plastic Design (AISC-ASD), American Institute of Steel Construction, (1989).
- [21] GALAMBOS, T.V., Structural Members and Frames, Prentice-Hall, New York, (1968).
- [22] TS 500 Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, (1984).
- [23] ÇAKIROĞLU, A., Hiperstatik Sistemlerin Hesap Metotları, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Yayını, (1992).

- [24] ÇAKIROĞLU, A., ÇETMELİ, E., Yapı Statiği Cilt I, II, Teknik Kitaplar Yayını, (1983).
- [25] ÇAKIROĞLU, A., ÖZER, E., Dikdörtgen ve Daire Betonarme Kesitlerde Taşıma Gücü Formülleri ve Yaklaşıklık Mertebeleri, İMO Teknik Dergi, Sa: 25, 48, 1990.
- [26] TS 4561 Çelik Yapıların Plastik Teoriye Göre Hesap Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, (1985).



ÖZGEÇMİŞ

Hüseyin UZUNER, 1968 yılında Samsun'da doğdu. İlk, Orta ve Lise öğrenimini Samsun'da tamamladı. 1986 yılında İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi'nde başladığı İnşaat Mühendisliği öğrenimini 1990 yılında tamamlayarak İnşaat Mühendisi ünvanını aldı. Aynı yıl İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Anabilim Dalı'na bağlı Yapı Mühendisliği - yapı Analizi ve Boyutlandırma programında Yüksek Lisans öğrenimine başladı. Halen özel bir şirkette çalışmakta olan Hüseyin UZUNER, İngilizce bilmektedir.