

32657

ÇOK KATLI PERDE-ÇERÇEVE YAPILARIN DEPREM YÜKLERİ
ALTINDA DİNAMİK ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Hüseyin ASLANBAŞ

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 13 Haziran 1994

Tezin Savunulduğu Tarih : 29 Haziran 1994

Tez Danışmanı : Doç.Dr.Zeki HASGÜR

Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Zekai CELEP

:Prof. Dr. Nahit KUMBASAR

Y.Ü. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOÇ. DR. ZEKİ HASGÜR

HAZİRAN 1994

ÖNSÖZ

Tezin hazırlanması sırasında bana yol gösteren ve yardımları ile çalışmalarımı yönlendiren Sayın Doç. Dr. Zeki HASGÜR'e ve bu çalışmada bana yardımcı olan herkese en içten dileklerimle teşekkürlerimi sunarım.

Hüseyin ASLANBAŞ
İnşaat Mühendisi



İÇİNDEKİLER

NOTASYON	v
ÖZET	vi
SUMMARY	viii
BÖLÜM 1	1
GİRİŞ	1
BÖLÜM 2	2
2.1. Perde-Çerçeve Sistemlerin Analiz ve Düzlemsel Modelleri	2
2.2. Yapılan Kabuller	3
2.3. Perde-Çerçeve Sistemlerinin Analizi	3
2.3.1. Eksen Takımının Transformasyonu	11
2.3.2. Sistem Rijitlik Matrisinin Bulunması	12
2.3.3. Yükleme Matrisinin Tayini	13
2.4 Bağlantı Kirişlerinin Hesabı	14
2.5 Temelde Dönmelerin Hesaba Katılması	17
2.6 Düzlemsel Yapı Modeli	19
BÖLÜM 3	21
DİNAMİK DIŞ ETKİ HALİ	21
3.1 Genel Hareket Denkleminin Çıkarılması	21
3.2 Serbest Titreşim Hesabı	22
3.3 Stodola Yöntemi	24
3.4 Yatay Rijitlik Matrisinin Bulunması	30
3.5 Modların Süperpozisyonu Yöntemi	33
3.5.1 Spektral Analiz	34
3.5.2 Deprem Hesabında Adım Adım Integrasyon	36
3.5.3. Lineer İvme Yöntemi	38

BÖLÜM 4.....	43
BİLGİSAYAR PROGRAMLARI	43
4.1.Programların Uygulama Alanları.....	43
4.2 Çerçevelerin Tanım Parametreleri	43
4.3 Çerçevelerin Kodlanması	43
4.3.1 Yerleştirme Matrisi.....	46
4.4 Sistem Denklem ve Matrisleri.....	47
4.4.1 Düğüm Noktası Uygunluk Şartları	47
4.4.2. Eleman Rijitlik Matrisinin Kurulması ve SistemKoordinatlarına Dönüştürülmesi	48
4.4.3 Sistem Rijitlik Matrisinin Bulunması	48
4.5. Yatay Rijitlik Matrisinin Hesaplanması	49
4.6. Periyot ve Mod Şekillerinin Hesabı	49
4.7 "DINAN1" Programı	50
4.8"DINAN2" Programı	51
BÖLÜM 5.....	52
SAYISAL İRDELEMELER	52
5.1 Sayısal Örnek 1- Betonarme Baca	52
5.2 Sayısal Örnek 2	56
5.3 Sayısal Örnek 3	58
5.4 Sayısal Örnek 4	73
5.5 Sayısal Örnek 5	74
5.6 Sayısal Örnek 6 : 7 Katlı Çerçevesel Yapının Adım Adım İntegrasyonla Çözümü.....	77
5.7. Sayısal Örnek 7	79
BÖLÜM 6.....	81
SONUÇLAR ve ÖNERİLER.....	81
KAYNAKLAR.....	84
EK A	86
DINAN1 Programı Akış Diyagramı.....	86
DINAN 2 Programı Akış Diyagramı.....	89
ÖZGEÇMİŞ	93

NOTASYON

P_i, P_j = Uç kuvvetleri

d_i, d_j = Uç deplasmanları

L = Çubuk boyu

A = Eleman kesit alanı

G = Kayma modülü

α = Kayma deformasyonlarının katkısı

$\underline{T}$ = Transformasyon matrisi

$R_{\theta i}, R_{\theta j}$ = Eleman i ve j uçlarındaki redörleri

$\bar{k}$ = Temelde dönen elemana ait eleman rijitlik matrisi

$\underline{k}_{ij}$ = Eleman rijitlik matrisi

$\underline{M}$ = Sistem kütle matrisi

$\underline{m}_{ij}$ = Eleman kütle matrisi

$\underline{c}_{ij}$ = Sönüm matrisi

h = Sönüm oranı

$\underline{\phi}_i$ = i. moda ait mod şekli

ω_i = i. moda ait frekans değeri

$\underline{D}$ = Dinamik matris

$\underline{S}_n$ = Süpürme matrisi

K^* = Yatay rijitlik matrisi

ω_d = sönümlü frekans

S_a = Spektral ivme değeri

S_d = Spektral yer değiştirme değeri

α_i = i. moda ait modal katkı oranı

$\underline{U}_{ji}$ = i. moddaki modal yer değiştirme

$\underline{L}$ = Yerleştirme matrisi

N_E = Eleman serbestlik derecesi

N_s = Sistem serbestlik derecesi

$\underline{K}$ = Sistem rijitlik matrisi

BG = Band genişliği

N = Bilinmeyen sayısı

ÖZET

Bu çalışmanın amacı dolu veya boşluklu perde-çerçeve sistemlerden oluşmuş çok katlı yapıların deprem kuvvetleri altında dinamik hesabının yapılması ve bu konu ile ilgili bilgisayar programlarının geliştirilmesidir.

Geliştirilen programlarda uç kuvvet ve deformasyonlar matris deplasman yöntemiyle bulunmuştur. Yöntemin amacı, dış etkilerden meydana gelen uç kuvvetlerin ve uç yerdeğiştirmeleri hesaplamaktır. Çünkü bunlara bağlı olarak uç kuvvetler, yer değiştirmeler, şekil değiştirmeler bulunabilir.

Yapıya ait dinamik karakteristikler (frekans, periyot, mod şekilleri) Stodola metodu kullanılarak bulunmuştur. Özdeğer probleminin çözümü için çeşitli algoritmalarından biri olan stodola yöntemi bir ardışık yaklaşıım yöntemidir. Kullanımda yöntem, matris notasyonu şeklinde ifade edilebileceği için programlamaya uygundur.

Dinamik analiz DINAN 1 programında spektral analiz, DINAN 2 programında ise adım adım integrasyon yöntemi kullanılarak yapılmaktadır. Bu çalışmada, DINAN 1 ve DINAN 2 programı değişik yapılar için uygulanmış, sonuğa spektral analiz metodunun, adım adım integrasyona göre bir yaklaşıklık iğerdiği görülmüştür.

Tezin birinci bölümünde yöntem seğiminin nedenleri ana hatlarıyla açıklanmıştır.

İkinci bölümde ise matris deplasman metodu ve yapının modellenmesi hakkında ayrıntılı bilgi verilmiştir.

Üçüncü bölümde ise dinamik hesapta kullanılan yöntemler ayrıntılı bir biçimde açıklanmıştır.

Dördüncü bölümde programların çalışma düzeni ve programa veri girişinin nasıl olduğu anlatılmıştır.

Beşinci bölümde bilgisayar programları ile sayısal uygulamalar yapılmış ve sonuçlar irdelenmiştir.

Altıncı bölümde ise sonuçlar ve öneriler yer almaktadır.

SUMMARY

DYNAMIC ANALYSIS OF MULTISTORY WALLED-FRAMED STRUCTURES UNDER LOAD OF THE EARTHQUAKE

In structural engineering, both safety and economic factors are considered in structural design. Therefore, these two basic factors considerably effect each other.

Safety factor was the most important aspect in the design of structure due to the indeterminacy of real behavior of structures, before the use of computer technology in structural engineering. The behaviour of structures is determined more precisely, because of the development of structural analysis methods and computer technology. So, the problem of economical design becomes more important.

In this study dynamic analysis of structures composed of solid or coupled shear walls and frames is done by using both spectral analysis and step by step integration methods by means of two different computer programs, developed in Basic Programming Language. In programming the matrix displacement method is preferred. The unknowns are displacements and rotations of the joints. This method is more useful for the systems statically indeterminate (having degrees of statically indeterminacy). In this method the story displacement of a joint effect only the members connects at the given joint. Therefore, it is easy to formulate the matrix displacement method which is available for computer programming.

This study which has been carried out for M.Sc thesis, consists of six chapters and content of each chapter will be explained the following paragraphs in detail.

In the first chapter, the method and preference reasons for matrix displacement method and spectral analysis and step by step integration methods are briefly explained.

In the second chapter matrix displacement method and modelling of walled-framed planar systems are explained.

The stiffness equations for an element:

We can express the matrix of nodal actions of an element as

$$[P] = [A] + [P_o] \quad (1)$$

where $[A]$ is the matrix of nodal actions of the element when subjected only to its nodal displacement, and $[P_o]$ is the matrix of nodal action of the element when subjected to the given external disturbances with its ends fixed. $[P_o]$ is called the matrix of fixed-end actions of the element. If the structures subjected only to external loads equation (1) can be written as the following

$$[P] = [A] \quad (2)$$

We express the local components of the nodal displacements as a linear combination of its nodal displacement That is,

$$[A] = [K] [D] \quad (3)$$

Relation (2) is called the stiffness equation for an element. The matrix $[K]$ is called the local stiffness matrix of the element. Its terms are called the local stiffness coefficients of the element. The local stiffness coefficient K_{mn} represents the nodal action A_m (the action in the m th row of the matrix $[A]$) of the element when it is subjected only to a nodal displacement $D_n = 1$, while all other nodal displacement vanish. (D_n is the displacement in the n th row of the matrix $[D]$)

Local stiffness matrix of an element of a planar beam or a planar frame:

The physical significance of the stiffness coefficients of the second column of the stiffness matrix for a general planar element can be established by considering such an element only to the components of nodal actions which are required to induce the following nodal displacement. (see Fig. 1)

$$[A] = \begin{bmatrix} P_1^i \\ P_2^i \\ P_3^i \\ P_4^j \\ P_5^i \\ P_6^j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} & K_{15} & K_{16} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & K_{24} & K_{25} & K_{26} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & K_{34} & K_{35} & K_{36} \\ K_{41} & K_{42} & K_{43} & K_{44} & K_{45} & K_{46} \\ K_{51} & K_{52} & K_{53} & K_{54} & K_{55} & K_{56} \\ K_{61} & K_{62} & K_{63} & K_{64} & K_{65} & K_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_1^i \\ D_2^i \\ D_3^i \\ D_4^j \\ D_5^i \\ D_6^j \end{bmatrix} \quad (4)$$

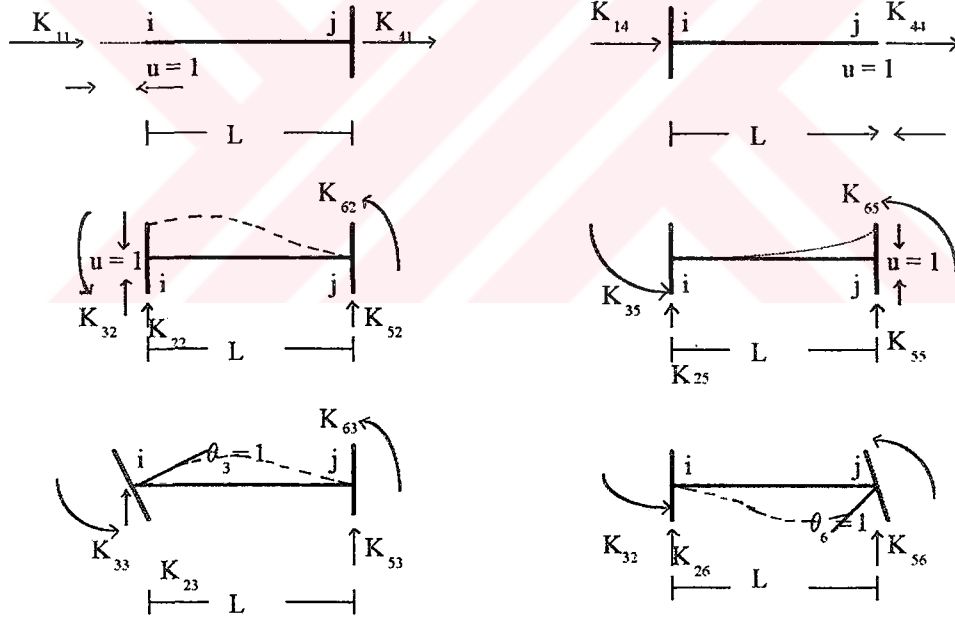


Fig.1 Physical significance of the local stiffness coefficients K_{mn} ($m, n = 1, 2, \dots, 6$) of general planar element .

$$[K] = \begin{bmatrix} AE/L & 0 & 0 & AE/L & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -AE/L & 0 & 0 & AE/L & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (5)$$

is L = length of element

A = area of cross section of element

I = moment inertia of cross section of element about its local axis x

E = modulus of elasticity of material [1]

The most important factor in modelling of the structure is bandwidth of system stiffness matrix. To enable narrow bandwidth, displacement numbers at both ends of the elements should be given as small as possible.

In the third chapter free vibration and forced vibration analysis and how to determine dynamic characteristics of structure (periods, frequencies, mode shapes) are expressed.

The equation of motion of a system can be formulated by expressing the equilibrium of the effective forces associated with each of its degrees of freedom. In general four types of forces will be involved at any point : the externally applied load $p(t)$ and the forces resulting from the motion, that is, inertia f_i , damping f_d and elastic f_s . Thus for each of several degrees of freedom the dynamic equilibrium may be expressed when the force vectors are represented in matrix form as the following

$$\underline{f}_I + \underline{f}_D + \underline{f}_S = \underline{p}(t) \quad (6)$$

In matrix form, the complete set of elastic-force relation ships may be written symbolically,

$$\underline{f}_S = \underline{k} \underline{v} \quad (7)$$

in which the matrix of stiffness coefficients $\underline{k}$ called the stiffness matrix of the structure and $\underline{v}$ is the displacement vector representing the displaced shape of the structure.

Symbolically damping forces may be written

$$\underline{f}_D = \underline{c} \dot{\underline{v}} \quad (8)$$

In which the matrix of damping coefficients $\underline{c}$ is called the damping matrix of the structure and $\dot{\underline{v}}$ is the velocity vector.

Symbolically, also inertia forces may be written

$$\underline{f}_I = \underline{m} \ddot{\underline{v}} \quad (9)$$

In which the matrix of mass coefficient $\underline{m}$ is called the mass matrix of the structure and $\ddot{\underline{v}}$ is its acceleration vector.

Substituting Eqs. (7), (8), (9) into Eq. (6) gives the complete dynamic equilibrium of the structure, considering all degrees of freedom:

$$\underline{m} \ddot{\underline{v}} + \underline{c} \dot{\underline{v}} + \underline{k} \underline{v} = \underline{p}(t) \quad (10)$$

The normal coordinate transformation, which serves to change the set N coupled equations of motion of a MDOF system into a set of N uncoupled equations, is the basis of the mode-superposition method of dynamic analysis. The method can be used to evaluate the dynamic response of any linear structure for which the displacements have been expressed in terms of a set of N discrete coordinates and where the damping can be expressed by modal damping ratios. This method is

called the mode-superposition procedure and consists of the following steps.

STEP 1 : For this class, the equations of motion may be expressed

(Eq. (10)) as

$$\underline{m} \ddot{\underline{v}} + \underline{c} \dot{\underline{v}} + \underline{k} \underline{v} = \underline{p}(t)$$

STEP 2 : For undamped, free vibrations, this matrix equation can be reduced to the eigenvalue equation:

$$[\underline{k} - \omega^2 \underline{m}] \underline{\phi} = \underline{0} \quad (11)$$

from which the vibration mode-shape matrix $\underline{\phi}$ and frequency ω can be determined. In the computer programs developed for this thesis mode-shapes and frequencies are determined by using stodola method.

STEP 3 : With each mode-shape vector $\underline{\phi}_n$ being used in turn, the generalized mass and generalized load for each mode can be computed

$$M_n = \underline{\phi}_n^T \underline{m} \underline{\phi}_n \quad P_n(t) = \underline{\phi}_n^T \underline{p}(t) \quad (12)$$

STEP 4 : The equation of motion for each mode can then be written, using the generalized mass and force for the mode together with the modal frequency ω_n and a specified value of modal damping ratio ξ_n , as follows

$$\ddot{Y}_n + 2 \xi_n \omega_n \dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = \frac{P_n(t)}{M_n} \quad (13)$$

STEP 5 : The result of step 4 is a set of N independent equations of motion, one for each mode of vibration. These SDOF equations can be solved by any suitable method, depending on the type of loading. In case of arbitrary $P_n(t)$ loading the general response expression given by the Duhamel integral for each mode is

$$Y_n(t) = \frac{1}{M_n \omega_{D_n}} \int_0^t P_n(\tau) e^{-\xi_n \omega_n (t-\tau)} \sin \omega_{D_n} (t-\tau) d\tau \quad (14)$$

In spectral analysis method maximum value of Duhamel integral is used to determine modal responses of each mode.

STEP 6 : The displacement expressed in geometric coordinates are given by the normal-coordinate transformation:

$$\{v(t)\} = \{\phi\} Y(t) \quad (15)$$

Equation (15) may also be written

$$v(t) = \phi_1 Y_1(t) + \phi_2 Y_2(t) + \phi_3 Y_3(t) + \dots \quad (16)$$

that is, it merely represents the superposition of the various modal contributions; hence the name mode-superposition method.

STEP 7 : The displacement history of the structure may be considered to be the basic measure of its response to dynamic loading. In general, other response parameters such as stress or forces developed in various structural components can be evaluated directly from the displacements. For example, the elastic forces f_s which resist the deformation of the structure are given directly by

$$\underline{f_s}(t) = \underline{k} \underline{v}(t) = \underline{k} \underline{\phi} Y(t) \quad (17)$$

The step by step integration can also be used for displacement history of the structure. For this reason numerical integration of Eq (10) is necessary. The technique employed here is simple in concept but has been found to yield excellent results with relatively little computational effort. The basic assumption of process is that the acceleration varies linearly during each time increment while the properties of the system remain constant during this interval. [2]

In the fourth chapter, The details of computer programs called DINAN1 and DINAN2 are presented. We explain how to solve the planar systems by the programs. Especially how to compose of the data files is indicated. In the fifth chapter, applications which are solved by the programs are explained.

In the sixth chapter the results and the comments are expressed.

The results, determined in this study can be explained as the following.

a) Effect of axial deformations and shear deformations are very important at the structure, because these effects is induced to increase of period and displacements of the structure. The base shear force of the structure decreases, because flexibility of the structure increases.

b) Dynamic analysis of structure has been done by using both spectral analysis method and step by step integration method. In step by step integration method base shear force of the structure is determined smaller than spectral analysis method. Moreover responses of the structures in step by step integration method determined smaller than spectral analysis method. Therefore the results, determined by using step by step integration method is exact and economical according to spectral analysis method.

c) Although peak acceleration values of Erzincan 1992 N-S and El Centro 1940 N-S earthquakes are almost the same, responses of the structure, determined from Erzincan 1992 N-S is greater because Housner intensity of Erzincan earthquake greater. This result shows that Housner intensity of earthquakes are also very effective for dynamic analysis.

BÖLÜM 1

GİRİŞ

Düzlemi içinde yüklü sistemlerin dinamik hesabı direk matris deplasman yöntemi kullanılarak yapılacaktır. Yer değiştirmeleri bilinmeyen kabul eden bu yöntem nümerik stabilite bakımından olumlu özelliklere sahip olması ve programlamaya elverişli olması nedeni ile tercih edilmiştir.

Bu yöntemle dolu veya boşluklu perde-çerçevelerden meydana gelmiş çok katlı yapıların yatay yükler altında eksenel deformasyonlar, kayma deformasyonları ve temeldeki perde dönmesi etkileri, eleman rijitlik matrisinde ve kod numarası verirken yapılan değişikliklerle kolayca hesaba dahil edilebilmektedir[1].

Yukarıda anlatılan etkilerin göz önüne alınmış veya alınmamış durumları için oluşturulan sistem rijitlik matrisinin yardımıyla yatay rijitlik matrisi oluşturulduktan sonra çeşitli yapı örnekleri için dinamik analiz yapılarak yapılara ait dinamik karakteristikler bulunacaktır.

Yapıya ait dinamik karakteristikler (periyot, frekans, mod şekilleri) stodola metoduyla bulunacaktır. Özdeğer probleminin çözümü için geliştirilmiş yöntemlerden biri olan stodola metodu bir iteratif analiz metodudur. Kullanımda yöntem, matris notasyonu şeklinde ifade edilebildiği için programlamaya uygundur [2].

Dinamik analiz hem spektral analiz hem de adım adım integrasyon yöntemleriyle yapılacaktır. Adım adım integrasyon yönteminde lineer ivme metodu kullanılacaktır.

BÖLÜM 2

2.1. Perde-Çerçeve Sistemlerin Analizine Düzlemsel Modelleri

Bilindiği üzere rüzgar ve depremde oluşan yatay kuvvetler yapının perde - çerçeve elemanlarınca taşınmaktadır. Yatay yüklere göre analizin amacı bu yüklerin ne oranda yapı elemanlarınca taşındığının bulunmasıdır. Kat döşemesinin ince tutulması isteği ve ayrıca yüksek katlı binalarda alt kat kolonlarının büyümesi sonucunda hacim kaybı doğması gibi nedenlerden dolayı çerçevelerle birlikte perde duvarlar gibi yatay yük taşıyıcı elemanlara ihtiyaç duyulmaktadır.

Düzlem içi rijitlikleri fazla olan perde duvarlar, yapı planında uygun yerleştirildikleri takdirde, yatay yüklere karşı dayanım ekonomik olarak da sağlanmaktadır.

Mimari nedenlerle perdelerde bir dizi boşluklar bırakılmaktadır. Bu tip perdeler boşluklu perdeler denilmektedir. Bina çerçeveleri daha çok kayma deformasyonları, perde gibi elemanlar daha çok eğilme deformasyonu yaptıkları halde boşluklu perdelerde her iki tip deformasyonda önemli olmaktadır.

Hesapta perde elemanları elemanlar kiriş varsayımına dayanan matris deplasman yöntemi ile ele alınacaktır. Perde-çerçeve sistemlerinde kayma deformasyonlarının etkisi ve ayrıca yüksek yapılarda perde ve çerçeve elemanlarının boy değişimi önemli olmaktadır. Bu etkiler analizde göz önüne alınacaktır.

2.2. Yapılan Kabuller

a)Yapı malzemesi homojen ve lineer elastiktir.

b)Rüzgar, deprem gibi etkilerden oluşan yatay kuvvetler yapıya kat hizalarında etki etmektedir.

c)Yatay doğrultudaki döşeme rijitlikleri perde duvarları ve kolon rijitlikleri yanında çok büyüktür. Bu nedenle kat döşemeleri yatay düzlem içinde rijit bir cisim gibi yer değiştirirler. Dolayısı ile çerçeve ve perdeler kat hizalarında aynı yatay deplasmanı yaparlar.

d)Yapının ortogonal olduğu yani yüklemenin kat düzlemini döndürmeyecek şekilde etkidiği (perdenin ve kolonların planda simetrik yerleştirildiği), böylece burulma etkisinin olmadığı kabul edilmektedir.

2.3. Perde-Çerçeve Sistemlerinin Analizi

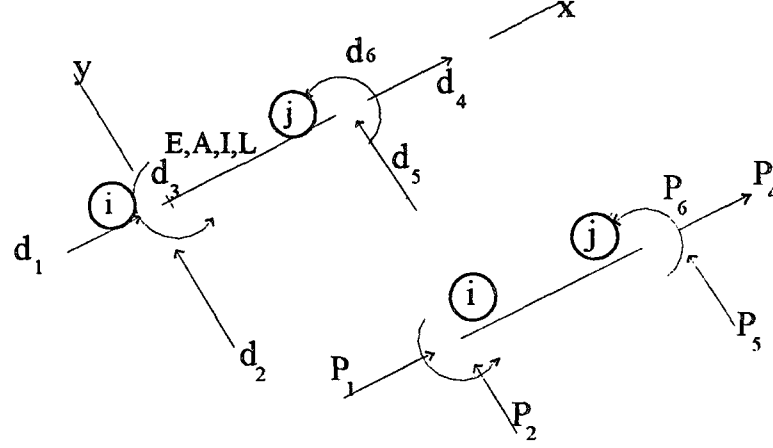
Bir perde - çerçeve sistemi; perdeler, çerçeveler ve bunları birbirine bağlayan bağlantı kirişlerinden oluşan bir sistemdir. Bu bölümde bu sistemin analizi yapılacaktır.

Analizde direkt matris deplasman, metodu uygulanacaktır. Yer değiştirmeleri bilinmeyen kabul eden bu yöntem numerik stabilite bakımından olumlu özelliklere sahip olması ve programlamaya uygun olması nedeni ile tercih edilmiştir.

Yapıyı meydana getiren çerçeve, kolon ve kirişler ile perde elemanları ve bağlantı kirişleri için eleman rijitlik matrisine ihtiyaç vardır. Kayma deformasyonlarının etkisi göz önüne alınarak bu matrisin elemanları elde edilecektir.

Düzlemi içinde yüklü elemanlar için rijitlik matrisi kayma deformasyonları etkisini de göz önüne alarak fleksibilite matrisi

yardımı ile çıkarılacaktır. Düzlem çerçevede i ve j düğümlerini birleştiren çubuk elemanına ait uç deplasmanları ile uç kuvvetleri Şekil 2.1'de gösterilmektedir.



Şekil 2.1 Çubuk uç deplasman ve kuvvetleri

z ekseni kağıt düzlemine diktir. y ekseni sağ el kuralına göre belirlenmektedir. Eleman rijitlik denklemi i ucu için,

$$\underline{P}_i = \underline{k}_{ii} \underline{d}_i + \underline{k}_{ij} \underline{d}_j \quad (2.1)$$

olarak verilmektedir. Burada

$$\underline{d}_i = \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{bmatrix}_i \quad ; \quad \underline{P}_i = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \end{bmatrix}_i \quad (2.2)$$

şeklinde tarif edilmektedir.

j ucunun deplasmanları sıfır alınırsa (2.1) denklemi

$$\underline{P}_i = \underline{k}_{ii} \underline{d}_i \quad (2.3)$$

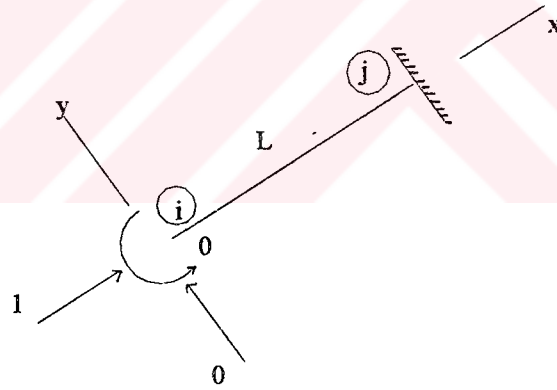
olur. Burada d_i yalnız bırakılırsa

$$\underline{d}_i = \underline{k}_{ii}^{-1} \underline{P}_i = \underline{f}_{ii} \underline{P}_i \quad (2.4)$$

bulunur. Bu ifadeyi matris formunda yazarsak

$$\begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{bmatrix}_i = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \end{bmatrix}_i \quad (2.5)$$

şeklinde yazabiliriz. $\underline{f}$ fleksibilite matrisinin elemanları teşkil edilirse; Bunun için i ucunda önce aşağıda gösterildiği gibi $P_1=1$, $P_2=0$, $P_3=0$ yüklemesi yapılması gerekmektedir. (Şekil 2.2)



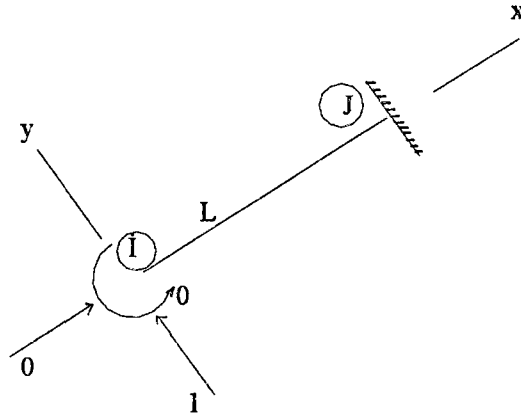
Şekil 2.2 $P_1=1$ yüklemesi

Bu yükleme de sadece eksenel deformasyon olacağından $f_{21}=f_{31}=0$ olur. Buna göre,

$$d_1 = f_{11} = \frac{L}{EA} \quad (2.6)$$

elde edilir.

İkinci yükleme olarak $P_2=1$, $P_1=P_3=0$ alınır (Şekil 2.3)



Şekil 2.3 $P_2=1$ yüklemesi

2 doğrultusundaki deplasman aşağıdaki gibi yazılır.

$$d_2 = f_{22} = \frac{L^3}{3EI} + \frac{kL}{GA} \quad (2.7)$$

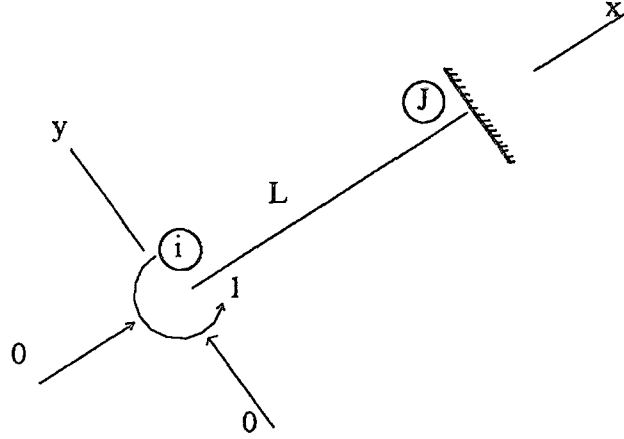
i ucunda kayma nedeniyle oluşan deplasman $V = \frac{kL}{GA}$ dır.

(2.7) ifadesinde ikinci terim kayma deformasyonunun etkisini göstermekte olup "G" kayma modülü k" kesit faktörüdür. Bu kuvvet 1 doğrultusunda deplasman vermeyeceğinden $f_{12}=0$ olur. 3 doğrultusunda meydana gelen deplasman

$$d_3 = f_{32} = -\frac{L^2}{2EI} \quad (2.8)$$

bulunur.

Son olarak $P_3=1$, $P_1=P_2=0$ yüklemesi yapılırsa (Şekil 2.4)



Şekil 2.4 $P_3=1$ yüklemesi

Bu birim momentin aynı doğrultuda oluşturduğu deplasman

$$d_3 = f_{33} = \frac{L}{EI} \quad (2.9)$$

yazılır. $d_1 = f_{13} = 0$ olur. 2 doğrultusundaki deplasman

$$d_2 = f_{23} = -\frac{L^2}{2EI} \quad (2.10)$$

olduğu yazılabilir. Böylece $\underline{f}_{ii}$ matrisi (2.6-9) ifadelerinden

$$\underline{f}_{ii} = \begin{bmatrix} L/EI & 0 & 0 \\ 0 & (L^3/3EI + kL/GA) & -L^2/2EI \\ 0 & -L^2/2EI & L/EI \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

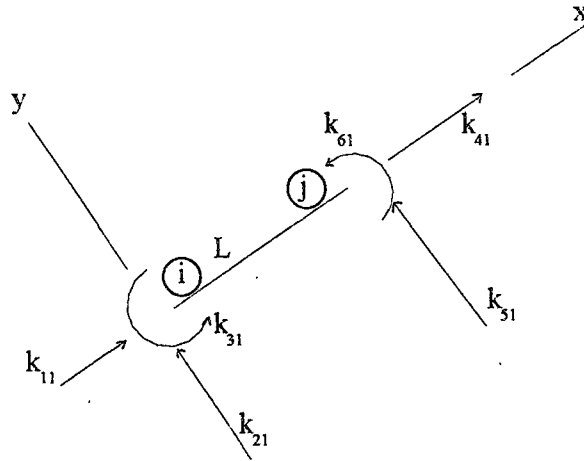
şeklinde elde edilir. $\underline{f}_{ii}$ matrisinin tersi (2.3) den, i-j çubuğunun i ucundaki rijitlik matrisini verecektir. Buna göre

$$k_{ii} = f_{ii}^{-1} = \begin{bmatrix} EA/L & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{(1+\alpha)L^3} & \frac{6EI}{(1+\alpha)L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{(1+\alpha)L^2} & \frac{(4+\alpha)EI}{(1+\alpha)L} \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

bulunur. Burada kayma deformasyonlarının katkısı

$$\alpha = \frac{12EI_k}{L^2GA} \quad (2.13)$$

olarak tarif edilmektedir. Bu katkı ihmal edilecek ise $\alpha=0$ alınmalıdır: Şimdi $d_1 = 1$; ($d_2 = d_3 = d_4 = d_5 = d_6 = 0$) deplasmanı nedeni ile çubuk uçlarında oluşan uç kuvvetlerini (rijitlik etki katsayılarını) göz önüne alalım. (Şekil 2.5)

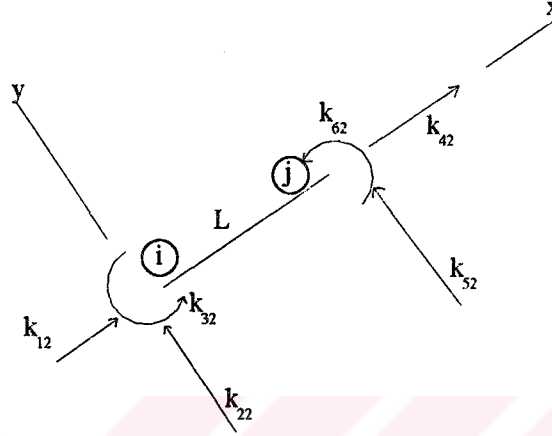


Şekil 2.5 $d_1=1$ yükleme

x, y doğrultularında kuvvetlerin dengesi ve i ucunda moment denge şartı yazılırsa

$$\begin{aligned}
k_{11} + k_{41} &= 0 & ; & & k_{41} &= -k_{11} \\
k_{21} + k_{51} &= 0 & ; & & k_{51} &= k_{21} = 0 \\
k_{31} + k_{61} - k_{51}L &= 0 & ; & & k_{61} &= 0
\end{aligned} \tag{2.14}$$

ikinci olarak $d_2 = 1$ ($d_1 = d_3 = d_4 = d_5 = d_6 = 0$) deplasmanı için çubuk kuvvetleri Şekil 2.6'da görüldüğü gibidir.

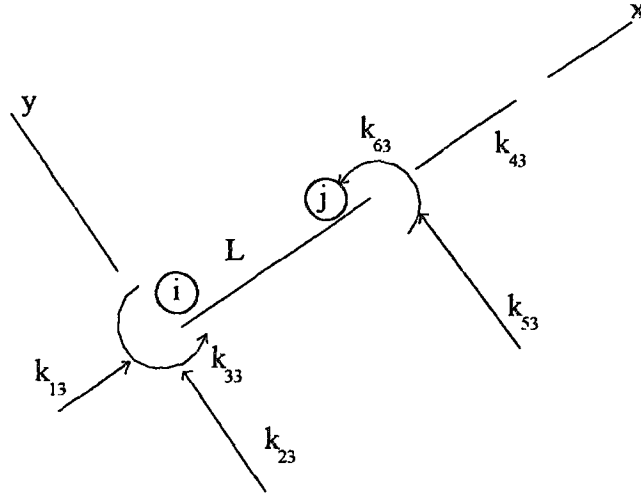


Şekil 2.6 $d_2=1$ yüklemesi

kuvvet ve moment denge şartını kullanarak, yazılırsa

$$\begin{aligned}
k_{12} + k_{42} &= 0 & ; & & k_{42} &= 0 \\
k_{22} + k_{52} &= 0 & ; & & k_{52} &= \frac{-12EI}{(1+\alpha)L^3} \\
k_{32} + k_{62} - k_{52}L &= 0 & ; & & k_{62} &= \frac{6EI}{(1+\alpha)L^2} \quad \text{elde edilir.}
\end{aligned} \tag{2.15}$$

Son olarak $d_3 = 1$ ($d_1 = d_2 = d_4 = d_5 = d_6 = 0$) deplasmanından dolayı çubuk uçlarında oluşan kuvvetler, benzer şekilde denge denklemleri kullanılarak

Şekil 2.7 $d_3 = 1$ yüklemesi

$$\begin{aligned} k_{13} + k_{43} &= 0 & ; & & k_{43} &= 0 \\ k_{23} + k_{53} &= 0 & ; & & k_{53} &= \frac{6EI}{(1+\alpha)L^2} \end{aligned} \quad (2.16)$$

$$k_{33} + k_{63} + k_{53}L = 0 \quad ; \quad k_{63} = \frac{(2-\alpha)EI}{(1+\alpha)L} \quad \text{yazılabilir.}$$

Böylece i ucundaki deplasmanlar nedeni ile j ucunda oluşan kuvvetler

$$k_{ji} = \begin{bmatrix} -EA/L & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12EI}{(1+\alpha)L^3} & \frac{-6EI}{(1+\alpha)L^3} \\ 0 & \frac{6EI}{(1+\alpha)L^2} & \frac{(2-\alpha)EI}{(1+\alpha)L} \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

matrisini verecektir. i ve j uçları için eleman rijitlik denklemi

$$\begin{bmatrix} P_i \\ \vdots \\ P_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{ii} & \vdots & k_{ij} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{ji} & \vdots & k_{jj} \end{bmatrix} \quad (2.18)$$

şeklinde olup $k_{ji} = k_{ij}^T$ simetri özelliği ve k_{jj} matrisinin elemanları k_{ii} 'nin diyagonal dışı elemanlarının işareti değiştirilerek elde edildiği göz önüne alınırsa eleman rijitlik matrisi k eleman koordinatlarında elde edilir. Böylece boşluksuz perde-çerçeve sistemlerini oluşturan perde elemanları, çerçeve, kiriş ve kolonlar için eleman rijitlik matrisi bilinmektedir. Düzlemi içinde yüklenmiş sistemler için yukarıda anlatıldığı gibi oluşturulan rijitlik matrisi Tablo 2.1 'de verilmiştir. Elde edilen bu rijitlik matrisi sistem rijitlik matrisinin oluşturulmasında kullanılacaktır. [3]

Tablo 2.1 düzlem içinde yüklenmiş sistemler için eleman rijitlik matrisi

	1	2	3	4	5	6	
	EA/L	0	0	-EA/L	0	0	1
	0	$\frac{12EI}{(1+\alpha)L^3}$	$\frac{6EI}{(1+\alpha)L^2}$	0	$\frac{-12EI}{(1+\alpha)L^3}$	$\frac{6EI}{(1+\alpha)L^2}$	2
	0	$\frac{6EI}{(1+\alpha)L^2}$	$\frac{(4+\alpha)EI}{(1+\alpha)L}$	0	$\frac{6EI}{(1+\alpha)L^2}$	$\frac{(2-\alpha)EI}{(1+\alpha)L}$	3
$k =$	-EA/L	0	0	EA/L	0	0	4
	0	$\frac{-12EI}{(1+\alpha)L^3}$	$\frac{-6EI}{(1+\alpha)L^2}$	0	$\frac{12EI}{(1+\alpha)L^3}$	$\frac{-6EI}{(1+\alpha)L^2}$	5
	0	$\frac{6EI}{(1+\alpha)L^2}$	$\frac{(2-\alpha)EI}{(1+\alpha)L}$	0	$\frac{-6EI}{(1+\alpha)L^2}$	$\frac{(4+\alpha)EI}{(1+\alpha)L}$	6

2.3.1. Eksen Takımının Transformasyonu

Tablo 2.1 yardımıyla hesaplanan eleman rijitlik matrislerinin sistem koordinatlarına dönüştürülmesi gerekmektedir.

Eleman rijitlik matrisleri

$$\underline{k}^l = \underline{T}^t \underline{k} \underline{T} \quad (2.19)$$

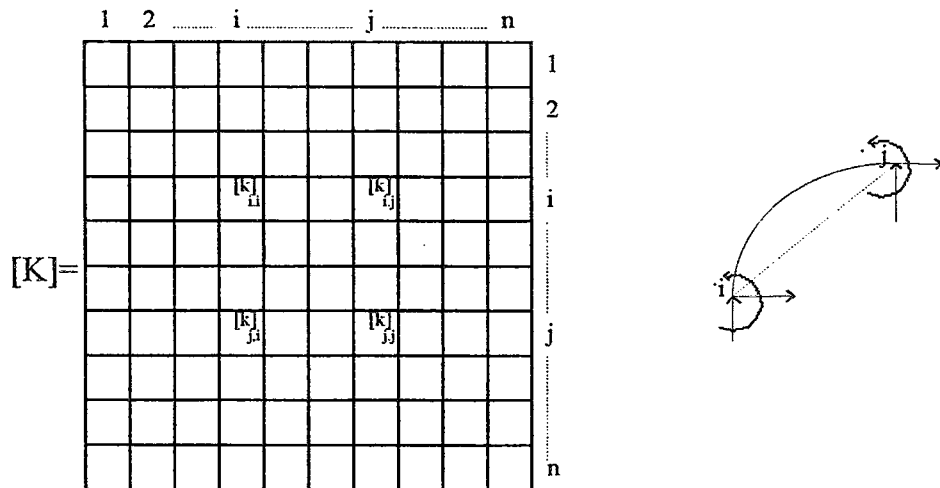
bağıntısı ile sistem koordinatlarında eleman rijitlik matrisine dönüştürülür. (2.19) bağıntısında $\underline{T}$ dönüşüm matrisini, $\underline{k}$ eleman

koordinatlarında eleman rijitlik matrisini, k^l sistem koordinatlarında eleman rijitlik matrisini göstermektedir. $\underline{T}$ dönüşüm matrisi, düzlemin içinde yüklenmiş sistemlerde aşağıdaki gibi tanımlanır.

$$\underline{T} = \begin{bmatrix} \underline{t} & 0 \\ 0 & \underline{t} \end{bmatrix} \quad \underline{t} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha & 0 \\ -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.20)$$

2.3.2. Sistem Rijitlik Matrisinin Bulunması

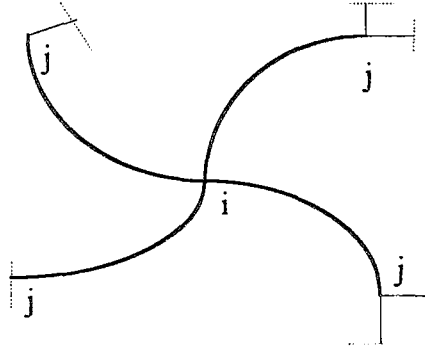
Her eleman teker teker alınır, eleman rijitlik matrisi Tablo 2.1'den bulunur. Koordinat sistemlerine ait rijitlik matrisleri (2.20) ifadeleriyle bulunduktan sonra bunların her biri ilk indisleri satıra, ikinci indisleri sütuna gelecek şekilde sistem matrisindeki yerine yerleştirilir. Sistem matrisindeki bir yere, bir kaç elemandan rijitlik matrisinin gelmesi halinde, bu matrisler toplanır. Bu şekilde bütün elemanlar sıra ile elden geçirildikten sonra aşağıdaki gibi rijitlik matrisi elde edilmiş olur. (Şekil 2.8). Aşağıdaki şekilde kenarlara yazılan sayılar bilinmeyen numaralarına karşılık gelmektedir.[4]



Şekil 2.8 Sistem Rijitlik Matrisinin Teşkili

2.3.3. Yükleme Matrisinin Tayini

Bütün düğüm noktalarının deplasman bileşenleri sıfır iken, dış etkiler sisteme tatbik edildiğinde i düğüm noktasına (Şekil 2.9)



Şekil 2.9 Yükleme Matrisinin Tayini

etkileyen kuvvetler, düğüm noktası denge denkleminde

$$[d]_{ix} \sum_j [k^j] + \sum_j [k^j] [d]_{jx} + \sum [P_o]_{ix} = [q]_{ix} \quad (i = 1, 2, 3, \dots, n) \quad (2.21)$$

şeklinde elde edilir. Burada $[d]_{ix}$ ve $[d]_{jx}$ sistem koordinatlarına dönüştürülmüş yer değiştirmeleri, $[k^j]$ sistem koordinatlarına dönüştürülmüş eleman rijitlik matrisini $[q]_{ix}$, i düğüm noktasına etkiyen dış kuvvetlerin ortak koordinat sistemine ait bileşenlerinden oluşan kolon matrisi, $[P_o]_{ix}$ dış etkilerin ve düğüm noktalarındaki ortak koordinat sistemine ait uç deplasmanlarının elemanın i düğüm noktasında doğurduğu ve kuvvet bileşenlerinden oluşan kolon matristir. n tane düğüm noktası için bu matris denklemi ayrı ayrı yazılırsa,

$$[K][d] + [P_o] = [q] \quad (2.22)$$

lineer denklem sistemi bulunur. Burada $[K]$ sistem rijitlik matrisidir. Yatay yük analizinde sadece düğüm noktalarına direkt etkiyen dış kuvvetler mevcut olduğundan $[P_o] = 0$ olur ve (2.22) denklemi

$$[K][d] = [q] \quad (2.23)$$

şekline dönüşür.

$[q]$ yükleme matrisinin çözümünde bir kolon ve her biri bir düğüm noktasına ait olmak üzere n tane satır ayrılır. Her satır ait olduğu düğüm noktasındaki deplasman bileşenlerinin sayısına eşit sayıda alt satırdan oluşmaktadır. Her düğüm noktasına etkiyen dış kuvvetlerin ortak koordinat sistemine ait bileşenlerinden oluşan kolon matrisi, $[q]$ matrisine ait olduğu satıra yerleştirilerek $[q]$ matrisi elde edilir.

$$[q] = \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_n \end{bmatrix} \quad (2.24)$$

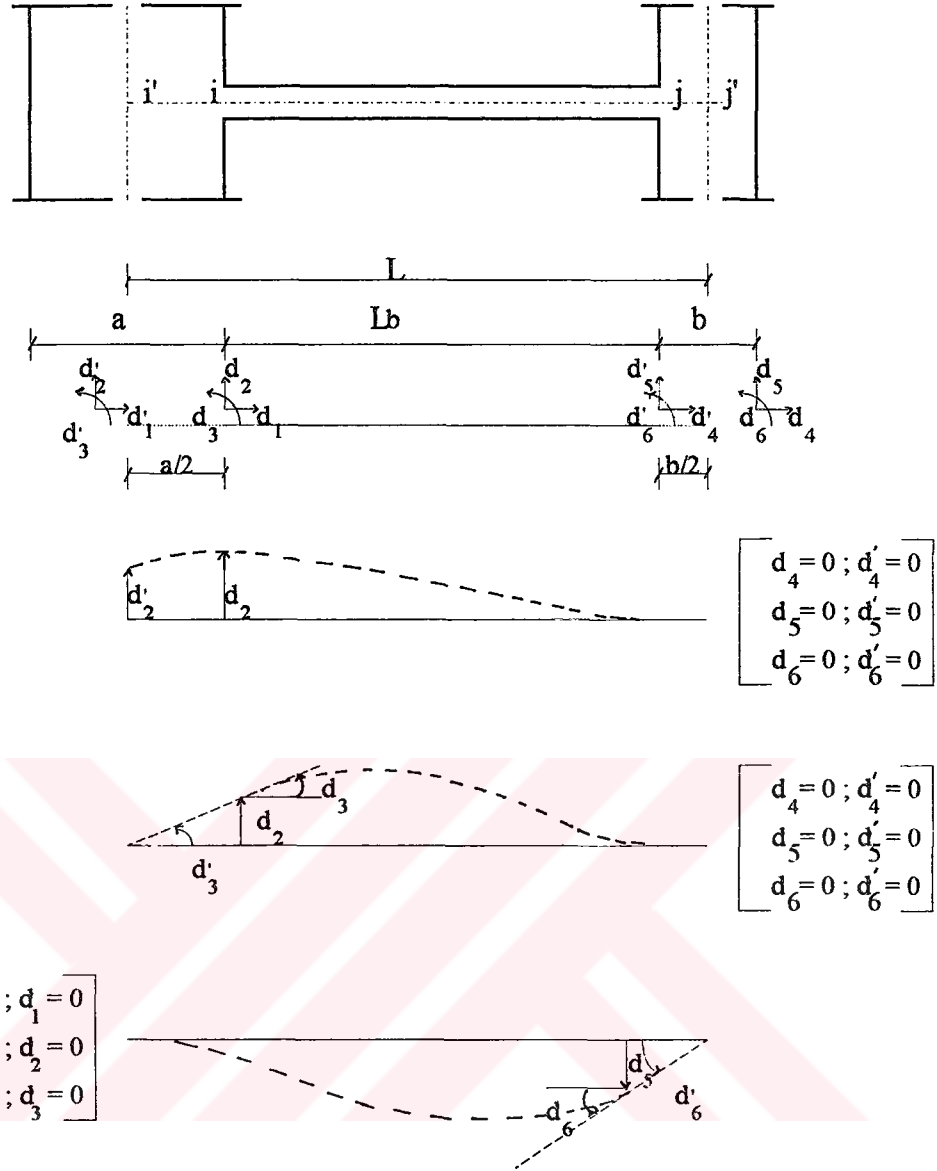
$q_n = n$. düğüm noktasına gelen kuvveti gösterir. (2.23) ifadesi

$$[d] = [K]^{-1} [q] \quad (2.25)$$

şekline dönüştürülürse her bir düğüm noktasına ait yer değiştirmeler bulunur. Buradan (2.1) ifadesi kullanılan sistem koordinatlarında eleman ve kuvvetleri elde edilir. Daha sonra sistem koordinatlarında bulunan bu uç kuvvetleri (2.19) ifadesi yardımıyla eleman ekseninde elde edilir.

2.4 Bağlantı Kirişlerinin Hesabı

Eşdeğer çerçeve benzetiminde bağlantı kirişleri perde duvarlarına saplanmaktadır. Dolayısıyla bağlantı kirişlerinin, duvar eksenlerindeki koordinatlarına karşılık gelen eleman rijitlik matrisinin bulunması gerekir. Perde içinde bulunan bağlantı kirişini ele alırsak (Şekil 2.10) bağlantı kirişinin perde içindeki kısmı rijit olduğundan perde eksenindeki dönme ile bağlantı kirişinin perdeye bağlandığı noktadaki dönme birbirine eşit olacaktır. Benzer olarak yatay yönde rijit kısım boy değişimi yapmadığından yatay deplasmanlarda eşit olur.



Şekil 2.10 Perde Duvarları Arasındaki Bağlantı Kirişi

Şekil 2.10 yardımı ile,

$$\begin{aligned}
 d_1 &= d'_1 & d_2 &= d'_2 + \frac{a}{2}d'_3 & d_3 &= d'_3 \\
 d_4 &= d'_4 & d_5 &= d'_5 + \frac{b}{2}d'_6 & d_6 &= d'_6
 \end{aligned}
 \quad (2.26)$$

ifadeleri yazılabilir. (2.26) ifadeleri matris formunda

$$\begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & & & \\ & 0 & 1 & a/2 & & \\ & 0 & 0 & 1 & & \\ & & & & 1 & 0 & 0 \\ & & & & 0 & 1 & -b/2 \\ & & & & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d'_1 \\ d'_2 \\ d'_3 \\ d'_4 \\ d'_5 \\ d'_6 \end{bmatrix} \quad (2.27)$$

şeklinde yazılır. (2.27) denklemini kapalı formda

$\underline{d} = \underline{H} \underline{d}'$ şeklindedir. i-j bağlantı çubuğunda şekil değiştirme enerjisi ifadesi

$$V = \underline{d}^t \underline{k} \underline{d} \quad (2.28)$$

olur. i',j' eksen düğümlerine göre şekil değiştirme enerjisi

$V' = \underline{d}'^t \underline{k}' \underline{d}'$ olup, perde merkezi ile bağ kirişi ucu arasındaki kısımda rijit şekil değiştirme olacağından $V = V'$ dür. Buna göre

$$V = V' = \underline{d}'^t \underline{H}^t \underline{k} \underline{H} \underline{d}' \quad (2.29)$$

$$\underline{k}' = \underline{H}^t \underline{k} \underline{H} \quad (2.30)$$

olduğu görülür. $\underline{k}'$ matrisi simetrik olup Tablo 2.1'de verilen $\underline{k}$ matrisinden farklı elemanları

$$k'_{23} = \frac{6EI}{(1+\alpha)L_b^2}(1+a/L_b) = -k'_{35} \quad ; \quad k'_{26} = \frac{6EI}{(1+\alpha)L_b^2}(1+b/L_b) = -k'_{56}$$

$$k'_{33} = \frac{EI}{(1+\alpha)L_b} [3(a/L_b)^2 + 6(a/L_b) + 4 + \alpha]$$

$$k'_{66} = \frac{EI}{(1+\alpha)L_b} [3(b/L_b)^2 + 6(b/L_b) + 4 + \alpha] \quad (2.31)$$

$$k'_{36} = \frac{EI}{(1+\alpha)L_b} [3(ab/L_b^2) + 3(b/L_b) + 3(a/L_b) + 2 - \alpha]$$

şeklinde elde edilir. [3]

2.5 Temelde Dönmelerin Hesaba Katılması

İki ucunda yalnız dönmeye karşı elastik birleşimleri bulunan doğru eksenli ve sabit kesitli bir çubukta

$$\alpha_i = \frac{4EI}{R_{\theta i}L} \quad (2.32)$$

$$\alpha_j = \frac{4EI}{R_{\theta j}L} \quad (2.33)$$

Şeklinde alınarak eleman rijitlik matrisinde gerekli değişiklikler yapılmış olur. Böylece temelde dönen perde elemanlarının eleman rijitlik matrisi (denk.(2.35)) sistem rijitlik matrisine dahil edilebilir. (2.32) ve (2.33) ifadelerinde $R_{\theta i}$ ve $R_{\theta j}$ sırasıyla perde elemanın "i" ve "j" ucundaki mesnet redörlerini ifade etmektedir. Eğer elemanın sadece bir ucu dönmeye karşı elastik ise diğer uca ait α değeri sıfır yazılarak işleme devam edilir.

$$A_i = \frac{4EI}{L} \frac{1 + \frac{3}{4}\alpha_j}{1 + \alpha_i + \alpha_j + \frac{3}{4}\alpha_i\alpha_j}$$

$$A_j = \frac{4EI}{L} \frac{1 + \frac{3}{4}\alpha_i}{1 + \alpha_i + \alpha_j + \frac{3}{4}\alpha_i\alpha_j} \quad (2.34)$$

$$B = \frac{2EI}{L} \frac{1}{1 + \alpha_i + \alpha_j + \frac{3}{4}\alpha_i\alpha_j}$$

$$C_i = \frac{A_i + B}{L}, \quad C_j = \frac{A_j + B}{L}$$

$$D = \frac{C_i + C_j}{L}, \quad S = \frac{F \times E}{L}$$

olmak üzere temelde dönen elemanın eleman rijitlik matrisi;

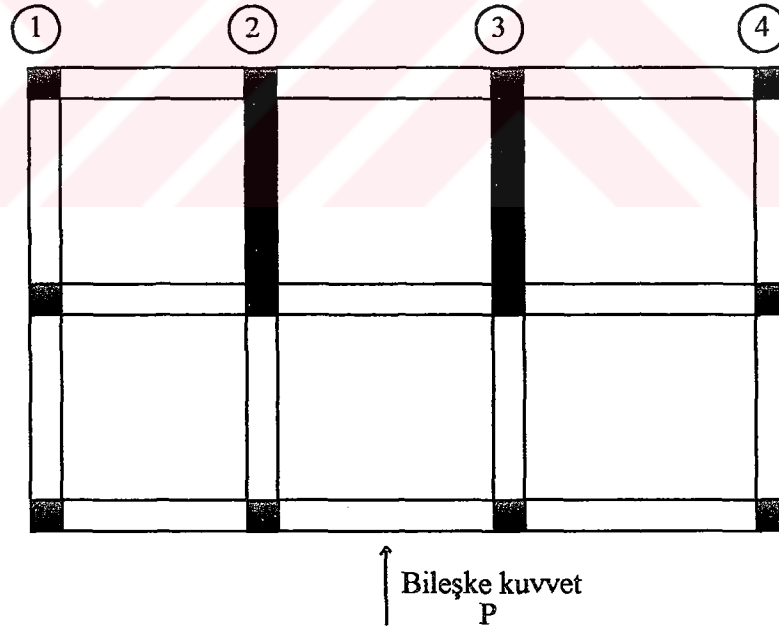
$$\bar{k} = \begin{bmatrix} S & 0 & 0 & -S & 0 & 0 \\ 0 & D & C_i & 0 & -D & C_j \\ 0 & C_i & A_i & 0 & -C_i & B \\ -S & 0 & 0 & S & 0 & 0 \\ 0 & -D & -C_i & 0 & D & -C_j \\ 0 & C_j & B & 0 & -C_j & A_j \end{bmatrix} \quad (2.35)$$

şeklinde yazılabilir. [4]

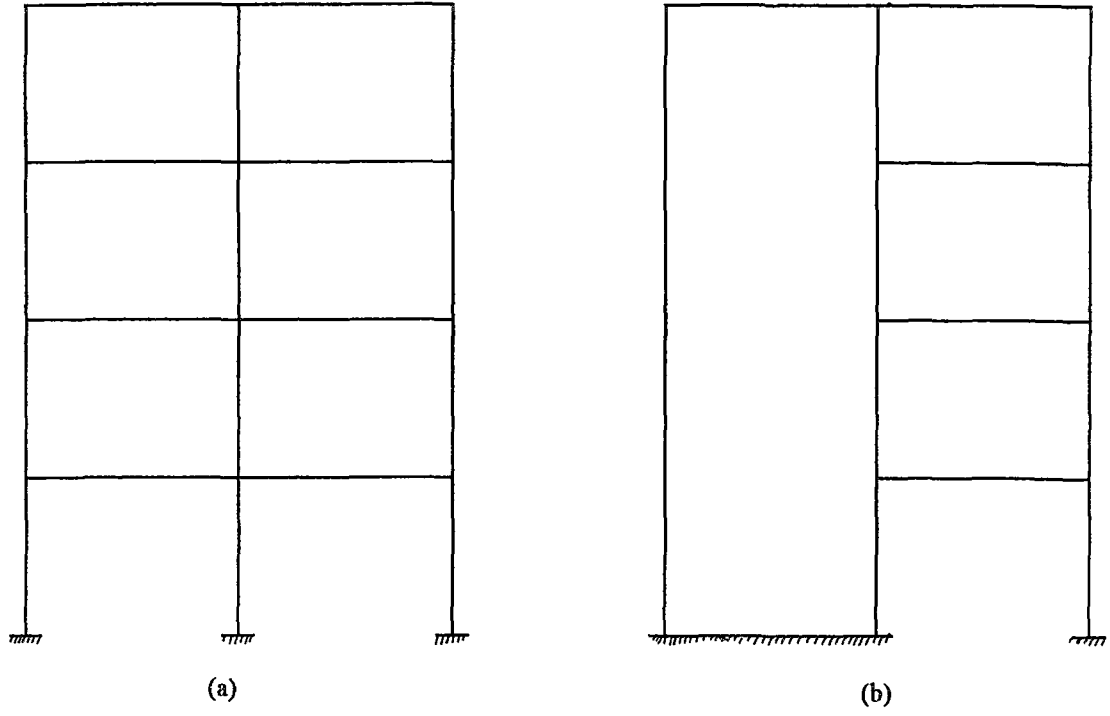
Daha sonra bu eleman rijitlik matrisi (2.19) ve (2.20) bağıntılarıyla sistem koordinatlarına dönüştürüldükten sonra sistem rijitlik matrisinde bu matrisin elemanları ilgili yerlere yazılır.

2.6 Düzlemsel Yapı Modeli

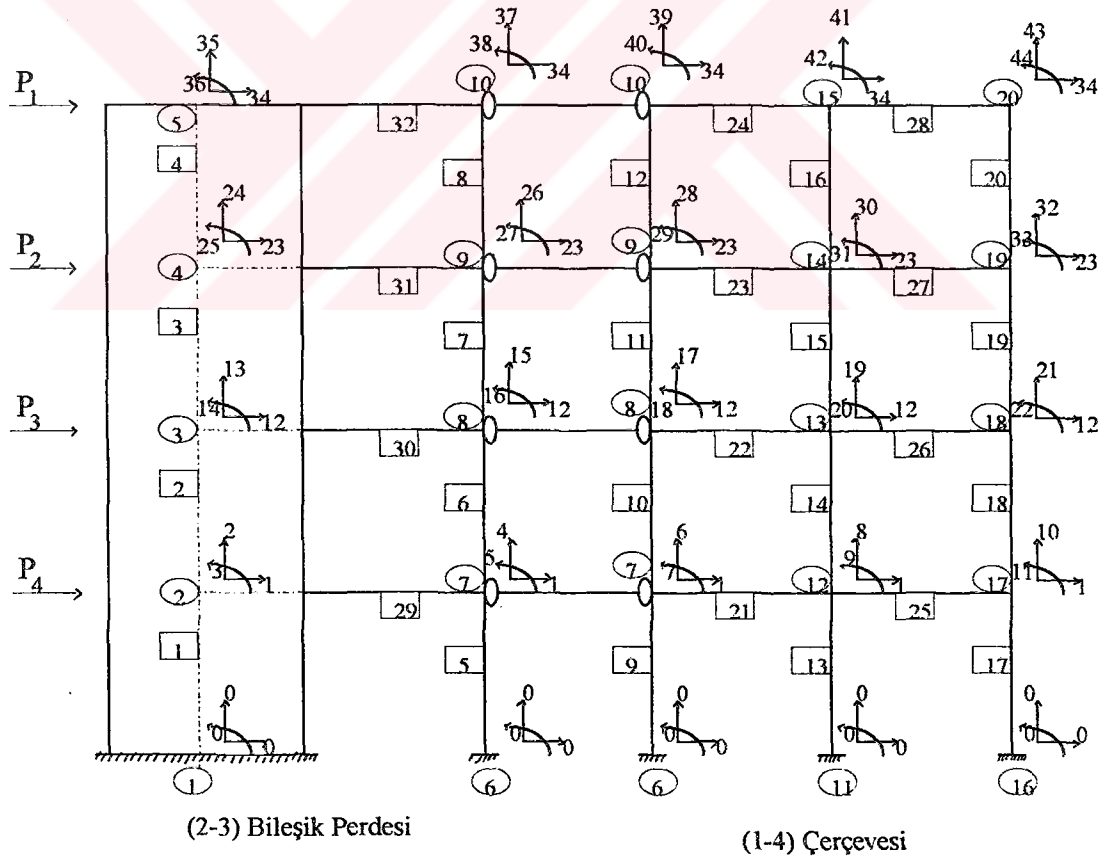
Planı Şekil 2.11 de verilen yapı sisteminden idealleştirilmiş yapı modeline geçmek için yine Şekil 2.12a ve 2.12b'de verilen düzlem çerçeveler yan yana getirilir. Kat hizalarında aynı yatay deplasmanı yapmalarını sağlamak için iki ucu mafsallı sonsuz rijit çubuklar ile bağlanırlar (Şekil 2.13). Böylece elde edilen bu düzlemsel model anlatılan yöntemle çözülebilir. Ayrıca, yapı sisteminde benzer çerçeveler var ise, Şekil 2.11'deki 1,4-2,3 çerçeveleri gibi, bunların rijitlikleri toplanarak tek bir çerçeve gibi alınır. Çözüm sonucu çıkan kesit tesirleri çerçeve elemanlarına rijitlikleri oranında dağıtılmalıdır. Perde elemanları elemanlar kiriş varsayımına dayanan rijitlik matrisi yöntemi ile ele alınacaktır.



Şekil 2.11 Plan



Şekil 2.12 Çerçeve ve Perde Elemanları



Şekil 2.13 İdealleştirilmiş Yapı Modeli

BÖLÜM 3

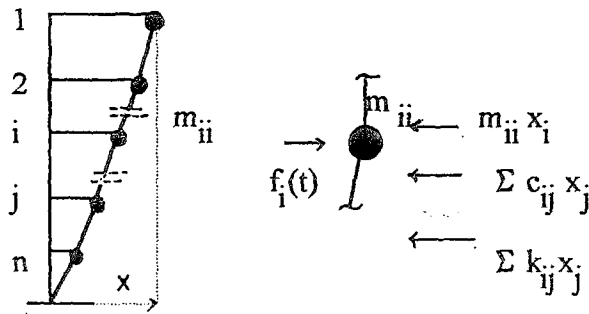
DİNAMİK DIŞ ETKİ HALİ

3.1 Genel Hareket Denkleminin Çıkarılması

Yüksek yapı veya diğer bütün yapıların kütleleri yapı yüksekliğince yayılı olarak bulunmaktadır. Eğer baca gibi sürekli kütle yayılışı olan yapılar söz konusu ise sistem sürekli kütleyi haiz yapı olarak, eğilme kirişi biçiminde idealleştirilerek hareket denklemi yazılır.

Bina tipi yapılarda katlar hizasında ağırlık kuvvetlerini toplayarak, N katlı yapı için N adet ayrık kütleli bir sisteme dönüştürmek hesaplarda büyük bir basitleştirme sağlamaktadır. Yalnızca kat hizalarında öteleme serbestliklerinin söz konusu olması durumu için, bilinmeyen sayısı N adet dinamik yer değiştirme bileşimidir. Bunun için yatay rijitlik matrisinin teşkili gerekmektedir. İşlem sistem rijitlik matrisinin indirgenmesiyle olmaktadır. Bu durumda yapıda bir burulma olmadığı ve yatay deprem bileşenlerinin her bir doğrultusu için ayrı ayrı hesap yapılabileceği açıktır.

Şekil 3.1'de yatay dinamik deprem kuvveti altındaki sistem incelenirse;



Şekil 3.1 Çok Kütleli Sistemin Serbest Titreşimi

Burada;

$\underline{M}$ = Diyagonal kütle matrisi

$\underline{x}$ = yer değıştirme

$\underline{C}$ = Sönüm

$\dot{\underline{x}}$ = hız

$\underline{K}$ = Rijitlik

$\ddot{\underline{x}}$ = ivme değerleridir.

$\underline{f}$ = Dış etki

ve i. kütle için hareket denklemi yazılırsa,

$$m_{ii}\ddot{x}_i + \sum_{j=1}^n c_{ij}\dot{x}_j + \sum_{j=1}^n k_{ij}x_j = f_i(t) \quad (3.1)$$

denklemi elde edilir. Her kütle için (3.1) ifadesi matris formunda yazılırsa,

$$\underline{M}\ddot{\underline{X}} + \underline{C}\dot{\underline{X}} + \underline{K}\underline{X} = \underline{f}(t) \quad (3.2)$$

elde edilir.

3.2 Serbest Titreşim Hesabı

Çerçeve yapılarda, dış kuvvet etkisinin söz konusu olduğu zorlanmış titreşim probleminde, sönümün, periyoda ve modlara etkisi söz konusudur. Bu nedenle sönüm etkisi zorlanmış titreşimde ihmal edilmemelidir. Ama dış kuvvetin söz konusu olmadığı serbest titreşim halinde, sönümün periyot ve modlara etkisi az olduğundan

$\underline{M}\ddot{\underline{X}} + \underline{C}\dot{\underline{X}} + \underline{K}\underline{X} = \underline{f}(t)$ denklemi serbest titreşim halinde $\underline{C} = 0$ alınarak

$$\underline{M}\ddot{\underline{X}} + \underline{K}\underline{X} = 0 \quad (3.3)$$

şeklinde yazılabilir.

Yine zamana bağılı yer değiştirme sinüsoidal harmonik titreşim halinde

$$\underline{X} = \underline{\phi} \sin \omega t \quad (3.4)$$

ifade edilebilir. Burada $\underline{\phi}$ titreşim biçimini karakterize eden kolon vektörü, ω açısal frekanstır. Bu durumda serbest titreşim sırasında bütün kütleler aynı ω titreşim frekansında titreşim yapacaklardır. (3.4) denkleminin (3.3) denkleminde türevini alarak yerine koyarsak

$$-\omega^2 \underline{M} \underline{\phi} + \underline{K} \underline{\phi} = \underline{0} \quad \text{ve} \quad (3.5)$$

$$[\underline{K} - \omega^2 \underline{M}] \underline{\phi} = \underline{0} \quad (3.6)$$

bağıntısı elde edilir. Burada

$[\underline{K} - \omega^2 \underline{M}] = 0$ frekans matrisidir. Determinantına da " frekans determinantı" adı verilir. (3.6) denkleminin çözümünün olması için

$$[\underline{K} - \omega^2 \underline{M}] = 0 \quad (3.7)$$

olması gerekmektedir. Bu ifadeyle serbest titreşim hesabı klasik "öz değer" problemine dönüşülmüştür. (3.7) ifadesinde $\omega^2 = \lambda$ yazılırsa

$$a_n \lambda^n + a_{n-1} \lambda^{n-1} + \dots + a_1 \lambda + a_0 = 0 \quad (3.8)$$

şeklinde sabit katsayılı n. dereceden frekans denklemi elde edilir. n adet kökü olan bu denklemin her bir $\lambda_i = \omega_i^2$ değeri doğal açısal frekansının karesini verir ve özdeğer adını alır: a_i katsayıları determinant açılımından gelen katsayıları tanımlar. Doğal periyotlar

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} (s) \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (3.9)$$

olarak bulunur.[5]

Burada T_1 birinci doğal periyodu, denklemin en küçük kök değerine karşı gelir ve "sistemin temel periyodu" adını alır.

Yüksek yapılarda yüksekliği değişken kuleler olmadığı sürece tüm öz değerleri kullanma gereği olmaz. Genel olarak $T_1 \leq 0.4$ saniye olana dek, periyot değerine kadar kök, ya da sistemin ilk üç periyodunu almak dinamik hesap için yeterli olabilmektedir.[5] Bu periyot ve ϕ mod şekillerinin hesabı için bir takım hesap yöntemleri geliştirilmiştir. Bu bölümde yaklaşık yöntemlerden biri olan "Stodola" yöntemi üzerinde durulacaktır.

3.3 Stodola Yöntemi

Bilhassa yüksek yapılarda rüzgar ve deprem etkileri gibi dinamik etkiler altında dinamik hesap yapılmak istendiğinde modal analiz gerekmektedir. Modal analiz içinde ilk üç periyot ve modların bulunması lazımdır. Bunun için geliştirilmiş olan yaklaşık yöntemler vardır. Bu bölümde bu yöntemlerden biri olan Stodola yöntemi üzerinde durulacaktır. Ayrıca dinamik analiz için geliştirilen bilgisayar programında periyot ve mod şekillerinin hesabı stodola yöntemiyle yapılmaktadır.

Öz değer probleminin çözümü için çeşitli algoritmalarından biri olan "Stodola Yöntemi" bir iteratif analiz metodudur. Kullanımda yöntem, matris notasyonu şeklinde ifade edilebildiği için programlamaya uygundur.

Bu yönteme başlarken sistem fleksibilite matrisi f ve kütle matrisi M 'nin oluşturulması gerekmektedir. Fleksibilite matrisi;

$$\underline{f} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & \dots & f_{1n} \\ f_{21} & & \dots & f_{2n} \\ \vdots & & & \\ f_{n1} & f_{n2} & \dots & f_{nn} \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

şeklinde bir matris olup bunun f_{ij} elemanı, j'inci kat hizasında birim kuvvet etkimesinden dolayı i'inci kat hizasındaki toplam yer değiştirmeyi gösterir. Matris simetrik olduğundan $f_{ij} = f_{ji}$ 'dir.

Daha sonra tekil kütlelerin şiddetlerini köşegeni üzerine alan bir diyagonal matrisi olan kütle matrisi

$$\underline{M} = \begin{bmatrix} m_1 & & 0 \\ & m_2 & \\ 0 & & m_n \end{bmatrix} \quad (3.11)$$

teşkil edilir. Çok serbestlik dereceli bir sistemin serbest titreşim frekanslarının ve bunlara karşı gelen mod şekillerinin bulunması

$[\underline{K} - \omega^2 \underline{M}] \underline{\phi} = \underline{0}$ olarak (3.6) ifadesiyle verilen lineer homojen denkleminin çözülmesinden ibarettir.

Yukarıdaki ifade

$$\underline{K} \underline{\phi} = \omega^2 \underline{M} \underline{\phi} \quad (3.12)$$

şekline getirilip her iki taraftan $\underline{K}^{-1}$ ile çarpıp ω^2 ile bölersek

$$\frac{1}{\omega^2} \underline{\phi} = \underline{K}^{-1} \underline{M} \underline{\phi} = \underline{f} \underline{M} \underline{\phi} \quad (3.13)$$

ifadesi bulunur.

(3.13) denkleminde $\underline{f} \underline{M}$ çarpımı yapının bütün dinamik özelliklerini simgeler ve dinamik matris olarak adlandırılır. Dinamik matris $\underline{D}$;

$$\underline{D} = \underline{f} \underline{M} \quad (3.14)$$

şeklinde yazılabilir. Bunu (3.13) ifadesinde yerine koyarsak

$$\frac{1}{\omega^2} \underline{\phi} = \underline{D} \underline{\phi} \quad (3.15)$$

denklemini elde edilir. (3.15) denklemini gerçek titreşim mod şekillerini simgeleyen vektörler tarafından sağlanacaktır. Stodola metodunun temel amacı bu vektörleri bulmaktır.

İşlemi başlatmak için önce $\phi^{(0)}_1$ deneme vektörü tahmin edilmelidir. Deneme vektörü birinci mod şekline en uygun bir biçimde tahmin edilmelidir. Bunun yapılması yakınsamayı hızlandırır. (1) indisi birinci mod şeklini tanımlamak için kullanılır (0) indisi ise tahmin edilen ilk mod şeklini göstermektedir. Bu mod şekilleri (3.15) ifadesinde yerine yazılırsa

$$\frac{1}{\omega^2} \phi^{(1)}_1 = \underline{D} \phi^{(0)}_1 \quad (3.16)$$

elde edilir. Genel olarak yeni mod şekli $\phi^{(1)}_1$ tahmin edilen mod şeklinden farklı olacaktır (şayet doğru mod şekli değilse)

$\phi^{(0)}_1$ rasgele seçilen bir vektör olduğu için

$$\underline{D} \phi^{(0)}_1 = \phi^{(1)}_1 = \underline{C}^{(1)} \phi^{(1)}_1 \quad (3.17)$$

yazılabilir $C^{(1)}$ ise $1/\omega^2$ ile orantılıdır ve $\phi^{(1)}_1$ in belirli bir elemanı bir yapacak şekilde seçilir. Böylece iterasyon n kere

$$\underline{D} \phi_{-1}^{(n)} = C^{(n+1)} \phi_{-1}^{(n+1)} \quad (n = 0, 1, 2, \dots) \quad (3.18)$$

$\phi_{-1}^{(n)}$ ve $\phi_{-1}^{(n+1)}$ yeteri yaklaşıklıkla birbirlerine eşit oluncaya kadar tekrarlanır. Başlangıçta seçilen $\phi^{(0)}_1$ vektörü temel titreşim modundan çok farklı değilse birkaç iterasyondan sonra sonuca ulaşılır. İterasyondan sonra elde edilen

$$\phi_{-1}^{(n+1)} = \phi_{-1} \text{ temel mod şekli} \quad (3.19)$$

$$C^{(n+1)} = \frac{1}{\omega_1^2} \quad (3.20)$$

den ω_1 temel açısal frekans bulunur.

Bu şekilde yürütülen ardışık yaklaşık yöntemi ile en küçük serbest titreşim frekansı ω_1 ve ona karşı gelen temel mod titreşim şekli elde edilir.

Benzer yolla ikinci titreşim mod şekli ve frekansı hesaplanabilir. Yalnız, hesap yöntemi daima en küçük frekansa yakınsadığından (3.17) ifadesinde tahmin olarak konulacak $\phi^{(0)}_1$ mod şeklinden birinci modun etkisi kaldırılmalıdır. Böylece ikinci frekans ω_2 , en küçük frekans olarak ortaya çıkar. İkinci mod şeklinin aşağıdaki gibi kendi modal elemanları ile ilgili olarak rasgele tarif edilen rasgele değerini göz önüne alırsak

$$\phi_{-2}^{(0)} = \phi_{-} Y^{(0)} \quad (3.21)$$

bulunur.

(3.21) denkleminin her iki tarafı $\phi_{-1}^{(T)}$ M ile çarpılırsa

$$\phi_{\sim 1}^T \underline{M} \phi_{\sim 2}^{(0)} = \phi_{\sim 1}^T \underline{M} \phi_{\sim 1} Y_1^{(0)} + \phi_{\sim 1}^T \underline{M} \phi_{\sim 2} Y_2^{(0)} + \dots \quad (3.22)$$

modal ortogonalite özelliği sayesinde sadece birinci mod teriminde (3.22) denkleminin sağ tarafı azaltılmaktadır. Sonuçta $\phi_{\sim 2}^{(0)}$ daki birinci mod elemanının amplitüdü için (3.22) ifadesi çözülebilir.

$$Y_1^{(0)} = - \frac{\phi_{\sim 1}^T \underline{M} \phi_{\sim 2}^{(0)}}{M_1} \quad (3.23)$$

elde edilir. Burada M_1

$$M_1 = \phi_{\sim 1}^T \underline{M} \phi_{\sim 1} \quad (3.24)$$

şeklindedir. $\underline{M}$ ise diyagonal kütle matrisidir. Şayet bu eleman ilk tahmin mod şeklinden kaldırılırsa kalan vektörün sadeleştiği söylenebilir.

$$\phi_{\sim 2}^{(0)} = \phi_{\sim 2}^{(0)} - \phi_{\sim 1} Y_1^{(0)} \quad (3.25)$$

sadeleştirilen deneme vektörü şimdi ikinci moda yakınsayacaktır. Bu sadeleştirme (3.24) denkleminin (3.25) denkleminde yerine konmasıyla elde edilen süpürme matrisi yardımıyla olur.

$$\phi_{\sim 2}^{(0)} = \phi_{\sim 2}^{(0)} - \frac{1}{M_1} \phi_{\sim 1} \phi_{\sim 2}^T \underline{M} \phi_{\sim 2}^{(0)} = S_1 \phi_{\sim 2}^{(0)} \quad (3.26)$$

Bu ifadeden birinci mod süpürme matrisi

$$\underline{S}_1 = \underline{I} - \frac{1}{M_1} \phi_{\sim 1} \phi_{\sim 1}^T \underline{M} \quad (3.27)$$

şeklinde elde edilir. Burada $\underline{I}$ birim matristir.

Şimdi Stodola Yöntemi, süpürme matrisiyle ikinci titreşim moduna yakınsayacak şekilde aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\frac{1}{\omega_2^2} \ddot{\phi}_2^{(1)} = \underline{D} \ddot{\phi}_2^{(0)} \quad (3.28)$$

Bu ifadeden ikinci moda yakınsayacak birinci titreşim modu elemanlarını içermeyen, ikinci titreşim modu elemanları bulunur. Denklem (3.27) yi, denklem (3.28) de yerine yazarsak (3.28) ifadesi

$$\frac{1}{\omega_2^2} \ddot{\phi}_2^{(1)} = \underline{D} \underline{S}_1 \ddot{\phi}_2^{(0)} = \underline{D}_2 \ddot{\phi}_2^{(0)} \quad (3.29)$$

haline dönüşür.

$$\underline{D}_2 = \underline{D} \underline{S}_1 \quad (3.30)$$

şeklindedir. Yeni dinamik matris birinci mod elemanlarından arındırılmıştır.

Üçüncü ve daha yüksek modlara ait mod şekilleri ve frekansları bulunacak mod değerinden bir önceki modun etkisi çıkartılarak daha önce anlatıldığı gibi elde edilir. Örneğin 3. modu bulmak için 3. moda ait süpürme matrisi

$$\underline{S}_2 = \underline{S}_1 - \frac{1}{M_2} \phi_2 \phi_2^T \underline{M} \quad (3.31)$$

şeklindedir. Bu ifadeyi genelleştirirsek (n+1). mod için süpürme matrisi

$$\underline{S}_n = \underline{S}_{n-1} - \frac{1}{M_n} \phi_n \phi_n^T \underline{M} \quad (3.32)$$

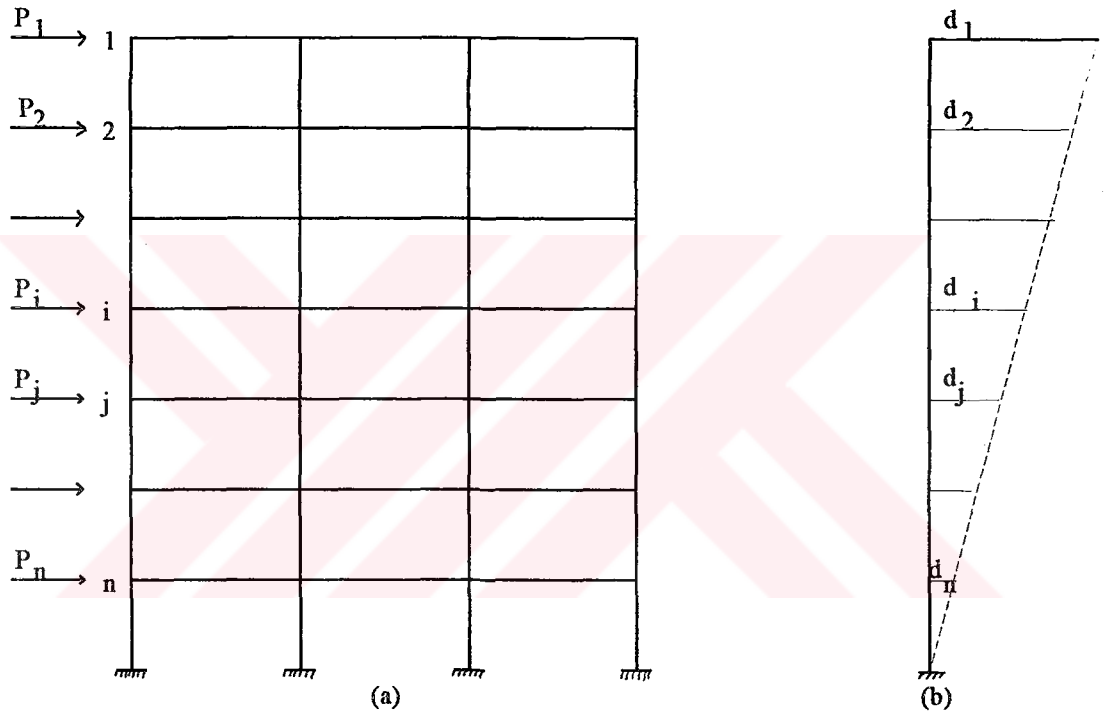
$$\underline{S}_0 = \underline{I} \quad (3.33)$$

şeklinde ifade edilir. [2]

Görüldüğü gibi bir moda ait süpürme matrisini bulmak için daha küçük modlara ait süpürme matrisinin bilinmesi gerekmektedir.

3.4 Yatay Rijitlik Matrisinin Bulunması

Yatay rijitlik matrisi sistem rijitlik matrisinin indirgenmesiyle bulunabilirdi. Fakat durumda sistem rijitlik matrisinin band şeklinde teşkil etmek mümkün olmadığı için çok büyük sistemlerin çözümünde bilgisayar hafıza yetersizliği ortaya çıkacağından yatay rijitlik matrisi aşağıda anlatıldığı şekilde teşkil edilmiştir. Şekil 3.2a' da gösterilen çok katlı çerçevenin yatay yükler etkisi altındaki yer değiştirme durumu Şekil 3.2b' de gösterildiği gibidir.



Şekil 3.2 Yüklü Çerçeve.

Sistemin davranışını belirleyen bağımsız değişkenler olarak d_i mutlak kat yer değiştirmeleri seçilir ve mutlak kat yer değiştirmeleri matrisi ve bu yer değiştirmelere karşı gelen yükleme matrisi ve deplasman matrisi

$$[d] = \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ \vdots \\ d_n \end{bmatrix} \quad [P] = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \vdots \\ P_n \end{bmatrix} \quad (3.34)$$

olarak tanımlanır. d_i mutlak kat yer değiştirmesinin 1 olması durumunda diğer kat yer değiştirmelerinin sıfır olması için her kata uygulanması gereken kuvvetler $k_{11}, k_{21}, \dots, k_{i1}, \dots, k_{n1}$ ile gösterilirse

$$\begin{aligned} P_1 &= k_{11} d_1 + k_{12} d_2 + \dots + k_{1j} d_j + \dots + k_{1n} d_n \\ P_2 &= k_{21} d_1 + k_{22} d_2 + \dots + k_{2j} d_j + \dots + k_{2n} d_n \\ &\vdots \\ P_i &= k_{i1} d_1 + k_{i2} d_2 + \dots + k_{ij} d_j + \dots + k_{in} d_n \\ &\vdots \\ P_n &= k_{n1} d_1 + k_{n2} d_2 + \dots + k_{nj} d_j + \dots + k_{nn} d_n \end{aligned} \quad (3.35)$$

süper pozisyon denklemleri yazılabilir. Bu bağıntılar ;

$$[P] = [K^*] [d] \quad (3.36)$$

şeklinde matris formunda gösterilebilir. Burada $(n \times n)$ mertebeden $[K^*]$ matrisine yatay rijitlik matrisi denir.

P_i yükünün "1" değerlerinin sıfır olması durumunda her katın mutlak kat yer değiştirmesi $f_{1i}, f_{2i}, \dots, f_{ii}, \dots, f_{ni}$ olarak gösterilirse (Şekil 3.3)

$$\begin{aligned} d_1 &= f_{11} P_1 + f_{12} P_2 + \dots + f_{1j} P_j + \dots + f_{1n} P_n \\ d_2 &= f_{21} P_1 + f_{22} P_2 + \dots + f_{2j} P_j + \dots + f_{2n} P_n \\ &\vdots \\ d_i &= f_{i1} P_1 + f_{i2} P_2 + \dots + f_{ij} P_j + \dots + f_{in} P_n \end{aligned} \quad (3.37)$$

$$d_n = f_{n1} P_1 + f_{n2} P_2 + \dots + f_{nj} P_j + \dots + f_{nn} P_n$$

ve matris formunda

$$[d] = [f^*] [P] \quad (3.38)$$

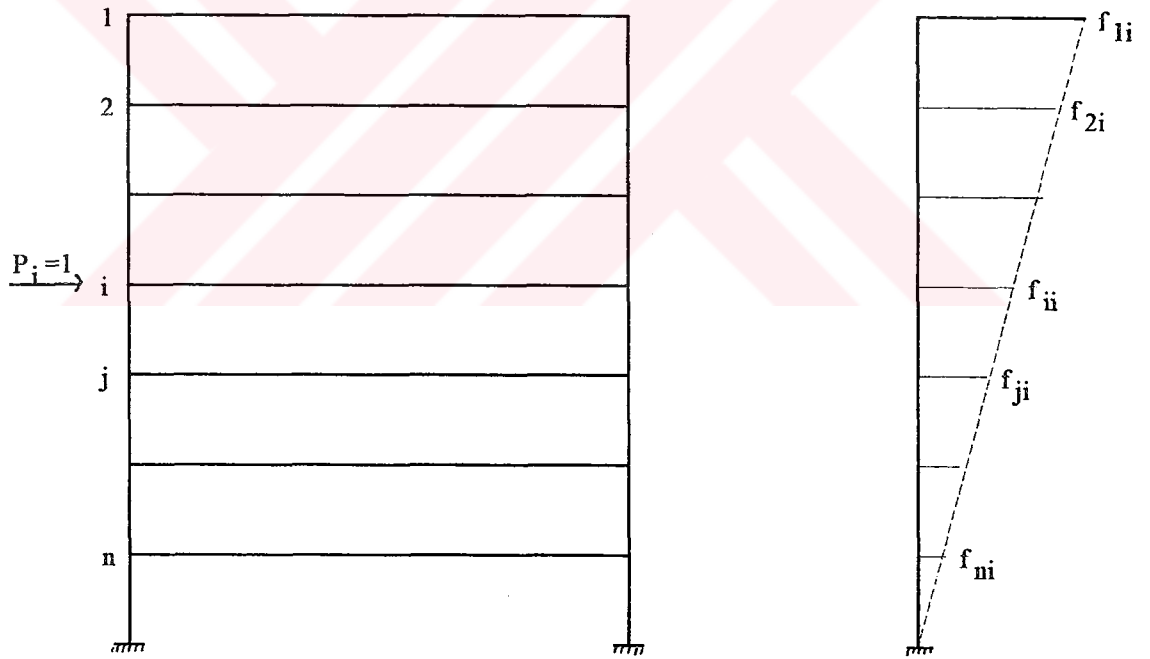
süper pozisyon bağıntıları ile yazılabilir. (nxn) mertebedeki $[f^*]$ matrisi yatay fleksibilite matrisi adını alır ve denk (3.38) den

$$[P] = [f^*]^{-1} [d] \quad (3.39)$$

olduğu göz önünde tutulursa

$$[f^*]^{-1} = [K^*] \quad (3.40)$$

şeklinde yazılarak yatay rijitlik matrisi elde edilir.

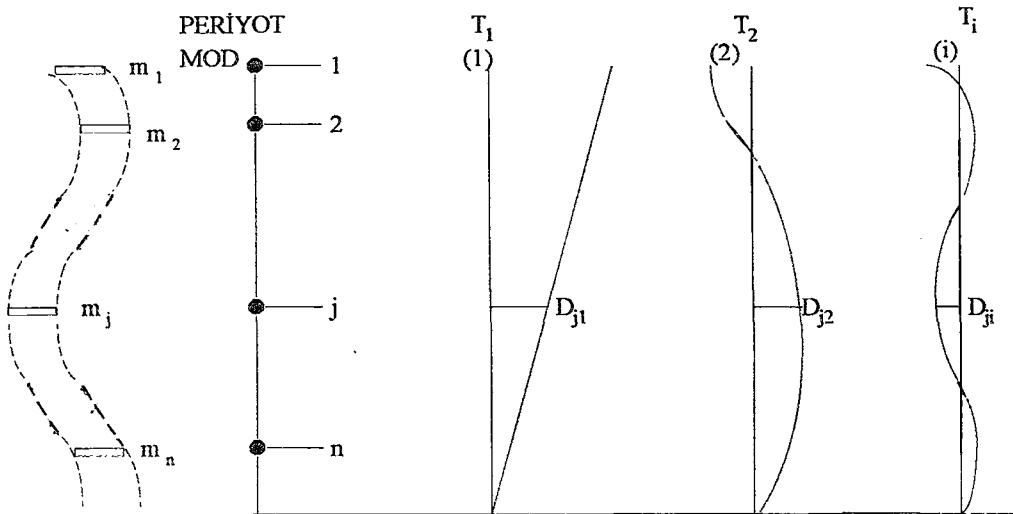


Şekil 3.3 $P_i = 1$, $P_1 = P_2 = \dots = P_{i-1} = P_{i+1} = \dots = P_n = 0$

3.5 Modların Süperpozisyonu Yöntemi

Çok serbestlik dereceli sistemlerin depreme karşı davranışlarını hesap etmek, tek serbestlik dereceli bir sistemin davranışı için verilen hesaplara nazaran daha karmaşıktır. Fakat sönümün ihmal edilebileceği lineer sistemlerde mod Süperpozisyonu yöntemi yapının doğal davranışını saptamada oldukça elverişli ve çok kullanılan bir yöntemdir. Mod süperpozisyonu yönteminin dayandığı prensip, çok serbestlik dereceli ve çok modlu bir sistemi, bir çok eşdeğer tek modlu sistemlerin süperpozisyonu şeklinde temsil etmekten ibarettir. Çok modlu sistem sanki her modunda tek serbestlik dereceli bir sistemmiş gibi farz edilir. Böylece elde edilen değerler uygun bir oranda süperpoze edilerek yapının olası davranışı belirlenir. Genellikle, titreşim doğrultusu sayısı n olan bir sistemde, n tane mod ve n tane eşdeğer tek kütleli sistem vardır. Her mod için bir özel periyot ve bir deplasman vektörü vardır (Şekil 3.4).

Bu yöntemle ilgili olarak dinamik analizin, karşılık spektrumlarının kullanılarak yapılabildiği "spektral analiz" yöntemi ve yapının dinamik karakteristiklerine uygun ivme kayıtlarının kullanılarak yapıldığı "adım adım integrasyon" yöntemi üzerinde durulacaktır.



Şekil 3.4 Çok Serbestlik Dereceli Sistemin Mod Şekilleri

3.5.1 Spektral Analiz

Her mod için yapı katlarında karşılıkların zaman kaydının elde edilmesi yerine o modda tüm deprem süresince meydana gelecek en büyük karşılıkları almak, deprem kaydı yerine bunlardan yine sayısal olarak türetilmiş o depreme ait yer değiştirme, hız ve mutlak ivme spektrumlarından birisinin bulunması halinde dinamik hesap yapmak mümkündür. [5]

Bir moddaki en büyük karşılığı elde etmek için denklem (3.2)'yi incelersek, bu denklemin kapalı çözümü, tek serbestlik dereceli bir sistemin, ω_{d_i} sönümlü frekansındaki, h_i sönümlü sistemde deprem karşısında oluşan yer değiştirmenin α_i katını verir. Katılma çarpanı dışındaki integrale "Duhamel İntegrali" denir. Bu integral

$$y(t) = \frac{\alpha_i}{\omega_{d_i}} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) \cdot e^{-h_i \omega_i (t-\tau)} \sin \omega_{d_i} (t-\tau) d\tau \quad (3.41)$$

şeklinde yazılır. Buradaki ω_{d_i} sönümlü frekansı,

$$\omega_{d_i} = \omega_i \sqrt{1-h_i^2} \quad (3.42)$$

şeklinde dir.

Hesapta asıl önemli olan yer değiştirmenin değişiminden ziyade aldığı maksimum değerdir. Her mod için yapı katlarında karşılıkların zaman kaydının elde edilmesi yerine, o modda tüm deprem süresince meydana gelebilecek en büyük karşılıkları alınabilir. Ancak her bir moddaki en büyük karşılıklar aynı zaman adımı ortada çıkmadığı için, bunların mutlak değerlerinin toplanması uygun değildir. Dolayısıyla yöntem adım adım integrasyona göre bir yaklaşıklık içerir. Her mod periyodu ve belirlenen sönüm için integralin maksimum değeri alınırsa, "spektral yer değiştirme", S_{d_i} elde edilmiş olur. İlk üç periyot için

$$y_i = \alpha_i S_{d_i} \quad (i = 1,2,3) \quad (3.43)$$

yazılır. Eğer yer değiştirme spektrumu S_d daha önceden o deprem için belirlenmişse ilgili sönüm ve periyot değerinden S_{d_i} alınır. Yer değiştirme spektrumunun bulunmadığı hallerde, sadece ivme ve hız spektrumları mevcutsa aşağıda belirtildiği gibi normal koordinatlardaki spektral yer değiştirmeye geçilebilir.

$$y_i = \alpha_i \frac{S_{v_i}}{\omega_i} = \alpha_i \frac{S_{a_i}}{\omega_i^2} \quad (3.44)$$

S_v ve S_a sırasıyla hız ve ivme spektrumu değerleridir. Buradan j' inci moddan dolayı i' inci kütlenin üzerine gelen deprem kuvvetini bulmak için aşağıdaki hesap sırası izlenir;

$$a) y_i = \alpha_i S_{d_i} \quad (3.45)$$

i' inci moddaki maksimum modal yer değiştirme bulunur.

$$b) U_{ji} = y_i \phi_{ji} = \alpha_i S_{d_i} \phi_{ji} \quad (3.46)$$

ifadesindeki j' inci katın maksimum yer değiştirmesi bulunur.

$$\begin{aligned} c) F_{ji} &= [K^*] U_{ji} = \omega_i^2 [M] U_{ji} \\ &= \omega_i^2 m_j \alpha_i S_{d_i} \phi_{ji} \\ &= \alpha_i m_j S_{a_i} \phi_{ji} \end{aligned} \quad (3.47)$$

denklemleriyle de j' inci kat kuvveti bulunmuş olur. Burada "modal katılma çarpan" adı verilen α_i değeri, m' inci kat adedi için

$$\alpha_i = \frac{\sum_{j=1}^m m_j \phi_{ji}^2}{\sum_{j=1}^m m_j \phi_{ji}^2} \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (3.48)$$

şeklinde bulunur.[6]

Her modun katkısı pozitif işaretle alınır, mümkün olan maksimum davranış veya kısaca mutlak maksimum elde edilir. Fakat, her moddaki maksimum davranış aynı ana rastlamadığı gibi, hep aynı yönde de olmaz. Dolayısı ile sistemin toplam davranışı, daima mutlak maksimum davranıştan daha küçüktür. Gerçeğe en yakın değeri, ihtimaller hesabına göre, her moddaki davranışın karelerinin toplamının kare kökünü verir. Buna, ortalama kare kök metodu ve böylece bulunan değere de muhtemel maksimum davranış denir. Her moddaki davranışın ortalama kare kökünü almak suretiyle, muhtemel maksimum davranışlar elde edilir ve kesit tayinlerinde bu değerler kullanılır. Yukarıda anlatımların ışığında F , n mod sayısını göstermek üzere

$$F = \sqrt{F_1^2 + F_2^2 + \dots + F_n^2} \quad (3.49)$$

şeklinde yazılır.

3.5.2 Deprem Hesabında Adım Adım İntegrasyon

N serbestlik dereceli sönümlü bir sistemin deprem anında oluşan maksimum yer değiştirme değerlerinin bulunabilmesi aşağıdaki dinamik denge denkleminin doğrudan integrasyonunu gerektirir.

$$\underline{M}\ddot{\underline{x}} + \underline{C}\dot{\underline{x}} + \underline{K}\underline{x} = -\underline{M}\ddot{\underline{u}}_g \quad (3.50)$$

Denklemin sağ tarafında görülen $\ddot{\underline{u}}_g$, Δt zaman aralığındaki deprem ivmesi değerleridir. $\underline{M}$ ve $\underline{K}$ matrisleri denklem (3.11) ve (3.40) dan hesaplandığından herhangi bir t anında (3.50) denklemindeki $\ddot{\underline{x}}, \dot{\underline{x}}, \underline{x}$ (ivme, hız, deplasman) vektörleri doğrudan integrasyon yöntemlerinden birisi kullanılarak hesaplanabilmektedir. Doğrudan integrasyon metodunda (3.50) denklemi her Δt zaman adımında sayısal işlemler ile integre edilir. Aslında doğrudan sayısal integrasyon iki önemli yaklaşıklığı temel alır. Birincisi (3.50) denklem takımını herhangi bir t anında çözmek yerine bu denklemi sadece Δt

aralıklarından oluşan zaman parçalarına ayırarak çözmeyi amaç edinir. Bunun anlamı eylemsizlik ve sönüm kuvvetlerinin etkilerini içeren statik denge, çözüm zamanını içeren ayrılmış zaman parçalarında araştırılmasıdır. Yani sönüm ve rijitlik özellikleri zaman adımı sabit kalır. Statik analizde uygulanan tüm çözüm yöntemleri bu şekilde doğrudan integrasyonda da etkin olarak kullanılabilir.

Doğrudan integrasyon metodunun temel aldığı ikinci önemli yaklaşım ise, yer değiştirmelerin, hızların ve ivmelerin değişiminin Δt zaman aralığında tahmin edilmesidir. Bu, yer değiştirme, hız ve ivme üzerinde doğruluk, stabilite ve çözüm işleminin süresini saptayan zaman aralığının bir tahmin şeklidir.

Sıfır başlangıç anındaki yer değiştirme, hız ve ivme vektörlerinin sırasıyla $\ddot{x}, \dot{x}, x$ olarak bilindiğine varsayarak (3.50) denkleminin çözümünü elde etmek için sıfır zamanından t zamanına ihtiyaç vardır. Çözümde göz önüne alınan t zaman süreci Δt kadar n zaman aralığına ayrılır ve uygulanan integrasyon işlemi $0, \Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots, t+\Delta t$ zamanlarında bir yaklaşık çözüm saptar. Böylece bu algoritma bir sonraki zaman adımı için olan çözümü, bir önceki zaman adımının sonucundan yararlanarak hesaplar.

Bu yöntemde yapının dinamik karakteristiklerine uygun, kuvvetli hareket depremlerine ait gerçek ya da benzetilmiş ivme kayıtlarının her zaman adımı için sayısallaştırılmış değerlerinin elimizde olması gereklidir.

Modların özellikleri dinamik yöntemlerle belirlenen bir yüksek yapının her mod için veya belirlenen sayıda modu için katılma çarpanı α_i ler hesaplandıktan sonra denklem (3.2)'yi sayısal yöntemlerden birisi ile çözerek her zaman adımı için ilgili modda ivme, hız ve yer değiştirme karşılıkları, deprem ivme kaydına benzer şekilde elde edilir. Bundan sonra sistemin geometrik koordinatları, gerçek yer değiştirmeleri yine her zaman adımı için hesaplanır. Bunu ilk üç mod için yaparsak

$$\{U_j(t)\}_j = [\phi] \{x(t)\}_i \quad (i = 1,2,3), (j = 1,2,\dots,n) \quad (3.51)$$

çok katlı yapının her katının yer değiştirme kaydı belirlenmiş olur. Belirli bir t zamanı için yukarıdaki (3.51) denklemi daha açık yazılmak istenirse her mod için yer değiştirmeler toplanarak da ilgili katın, depremin başlangıcından sonuna kadar ki yer değiştirmesi

$$U_j(t) = \sum_{i=1}^3 U_{ij}(t) \quad (j = 1,2,\dots,n) \quad (3.52)$$

üç modu için yazılabilir. Yanal deprem kuvvetleri " f_j " leri benzer şekilde yaparak zamana bağlı olarak elde etmek mümkündür. [5]

$$\{f_j(t)\} = [K^*] \{U_j(t)\} \quad (3.53)$$

Hesaplarda doğrudan integrasyon yöntemlerinden lineer ivme yöntemi kullanılacaktır. Bu yöntemle lineer olmayan sönümlü sistemlerin titreşimleri de tayin edilebilir. Metodun esası, belirli bir anda bilinen yer değiştirme ve hızlara bağlı olarak Δt zaman sonraki yer değiştirme ve hızların rekürans formülleri ile bulunması ve böylece başlangıç anından itibaren istenilen anlardaki yer değiştirme ve hızların sıra ile tayinidir.

3.5.3. Lineer İvme Yöntemi [2]

(3.50) denklemindeki diferansiyel denklem "i." mod için aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\ddot{x} + 2h_i\omega_i \dot{x} + \omega_i^2 x = -\alpha_i \ddot{u}_g(t) \quad , (i=1,2,3\dots n) \quad (3.54)$$

Burada, h sönüm yüzdesinin, α katılma çarpanını, $\ddot{u}_g$ zemin ivmesini içermektedir.

Her bir Δt zaman aralığı için, sırasıyla kuvvet, yer değiştirme, hız ve ivme değerleri,

$$\Delta f(t) = f(t + \Delta t) - f(t)$$

$$\Delta x(t) = x(t + \Delta t) - x(t) \quad (3.55)$$

$$\Delta \dot{x}(t) = \dot{x}(t + \Delta t) - \dot{x}(t)$$

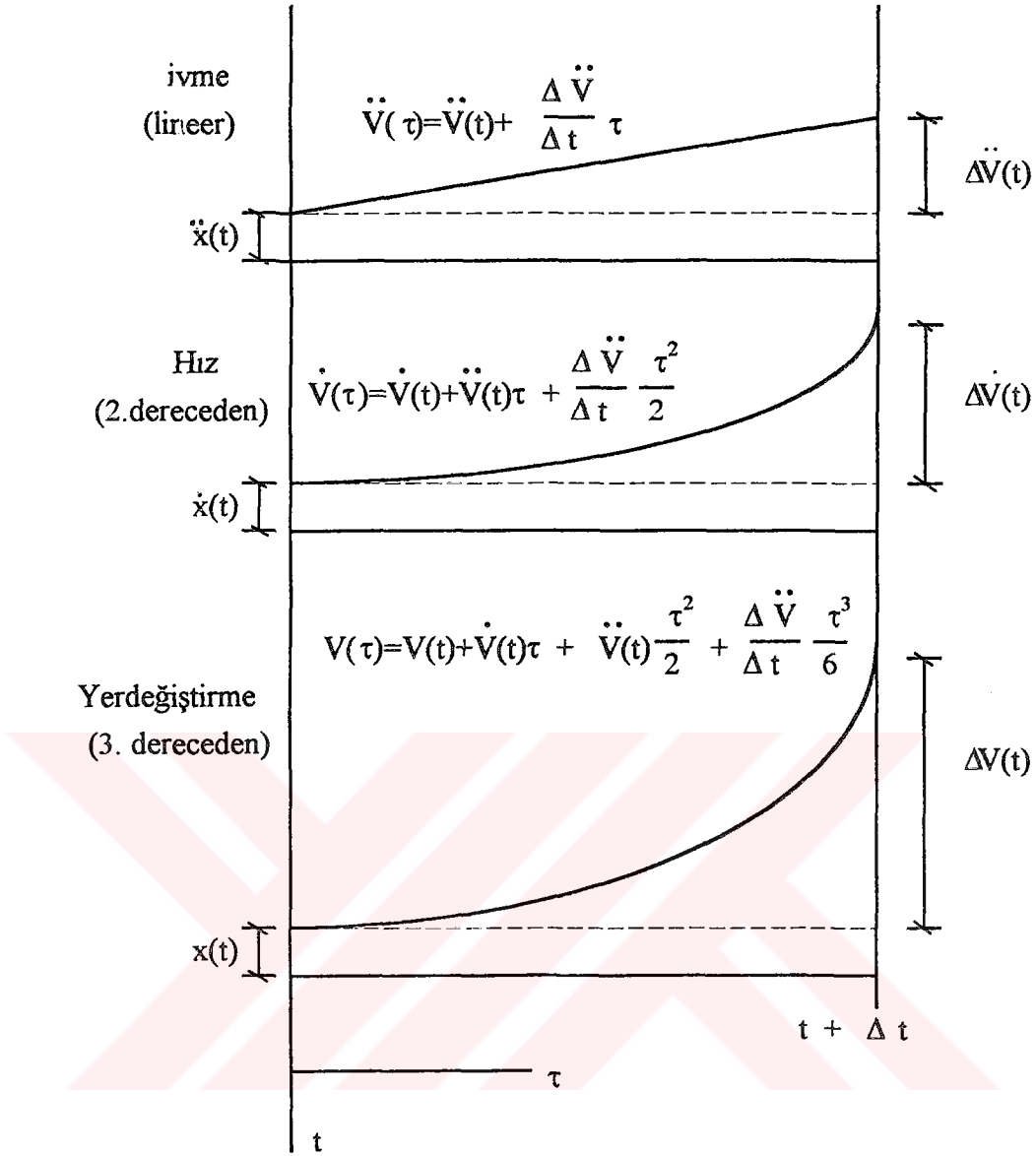
$$\Delta \ddot{x}(t) = \ddot{x}(t + \Delta t) - \ddot{x}(t)$$

şeklinde yazılırsa (3.50) denklemi;

$$\underline{M}\Delta \ddot{x}(t) + \underline{C}\Delta \dot{x}_i(t) + \underline{K}\Delta x(t) = \Delta f(t) \quad (3.56)$$

halini alır.

Bu yöntemin temel kabulü sistem özellikleri, her bir zaman aralığında sabit kalırken, her bir zaman artımında ivmenin lineer olarak değiştiğidir. Kütlenin hareketi grafik olarak zaman aralığı boyunca, ivmenin lineer olarak değiştiği kabulü için ve hızın ikinci dereceden, yer değiştirmenin üçüncü dereceden değişimlerine karşılık gelen değerleri için denklemlerle birlikte Şekil 3.5 de gösterilmiştir.



Şekil 3.5 Δt zaman artımı boyunca sistem hareketi

Zaman aralığının sonunda ($\tau \equiv \Delta t$) yukarıda anlatılanlar göz önünde tutulursa hız ve yer değişirme artışları için aşağıdaki denklemler bulunur.

$$\Delta \dot{x}(t) = \ddot{x}(t)\Delta t + \Delta \ddot{x}(t) \frac{\Delta t}{2} \quad (3.57)$$

$$\Delta x(t) = \dot{x}(t)\Delta t + \ddot{x}(t) \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta \ddot{x}(t) \frac{\Delta t^3}{6} \quad (3.58)$$

Analizin temel değişkenleri olarak yer değiştirme artışını kullanmak uygun olacaktır. Buna göre (3.57) denklemi ivme artımı için çözülüp (3.58) denkleminde yerine konulursa

$$\Delta\ddot{x}(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta x(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{x}(t) - 3\ddot{x}(t) \quad (3.59)$$

$$\Delta\dot{x}(t) = \frac{3}{\Delta t} \Delta x(t) - 3\dot{x}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{x}(t) \quad (3.60)$$

ifadeleri elde edilir. (3.59) ve (3.60) ifadelerini (3.56)'da yerine koyarsak hareket denklemi

$$\underline{M} \left[\frac{6}{\Delta t^2} \Delta x(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{x}(t) - 3\ddot{x}(t) \right] + \underline{C} \left[\frac{3}{\Delta t} \Delta x(t) - 3\dot{x}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{x}(t) \right] + \underline{K} \Delta x(t) = \underline{\Delta f}(t) \quad (3.61)$$

şeklinde elde edilir.

$$\bar{K} = \underline{K} + \frac{6}{\Delta t^2} \underline{M} + \frac{3}{\Delta t} \underline{C} \quad (3.62)$$

$$\Delta \bar{f}(t) = \underline{\Delta f}(t) + \underline{M} \left[\frac{6}{\Delta t} \dot{x}(t) + 3\ddot{x}(t) \right] + \underline{C} \left[3\dot{x}(t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{x}(t) \right] \quad (3.63)$$

şeklinde alınarak (3.61) ifadesi

$$\bar{K} \Delta x(t) = \Delta \bar{f}(t) \quad (3.64)$$

halinde bulunur. Bu ifade yer değiştirme artımı için çözüldükten sonra $\Delta x(t)$ değerleri (3.60) denkleminde yerine konursa hız artım değerleri bulunur.

Sonuçta Δt zaman artışı sonundaki hız ve yer değiştirmeler,

$$\dot{x}(t + \Delta t) = \dot{x}(t) + \Delta \dot{x}(t) \quad (3.65)$$

$$x(t + \Delta t) = x(t) + \Delta x(t) \quad (3.66)$$

şeklinde bulunan Δt artış değerlerinin t anındaki değerlere eklenmesiyle bulunur. (3.65) ve (3.66) ifadelerinde "i" indisi "t" anına "(i+1)" ise "(t+Δt)" anına karşılık gelmek üzere

$$\dot{x}_{i+1} = \dot{x}_i + \frac{\Delta t}{2} \ddot{x}_i + \frac{\Delta t}{2} \ddot{x}_{i+1} \quad (3.67)$$

$$x_{i+1} = x_i + \Delta t \dot{x}_i + \frac{\Delta t^2}{3} \ddot{x}_i + \frac{\Delta t^2}{6} \ddot{x}_{i+1} \quad (3.68)$$

şeklinde yazılabilir.

Bu yöntemle, zaman artışlarının istenilen her değeri için ardışık yaklaşım yapılarak sonuca ulaşılır.

Yöntemin doğru sonuç vermesi seçilen Δt zaman aralığının uzunluğuna bağlıdır. Aksi takdirde stabilite ve yakınsama problemleri ortaya çıkar. Genel olarak periyot artış oranını

$$\frac{\Delta t}{T} \leq \frac{1}{10} \quad (3.69)$$

şeklinde almak güvenli sonuçlar almak için yeterlidir.

Bu konuyla ilgili olarak kuvvetli hareket denkleminde ait ivme kayıtlarının her zaman adımı için sayısallaştırılmış değerlerinin girilmesiyle lineer ivme metodunu kullanarak her mod için (3.54) diferansiyel denklemini çözerek, her zaman adımı için yer değiştirmeleri ve buna bağlı olarak o andaki etki kuvvetlerini ve toplam kat kesme kuvvetlerini bulan bir program geliştirilmiş olup (DINAN 2), akış diyagramı Ek-A'da sunulmuştur.

BÖLÜM 4

BİLGİSAYAR PROGRAMLARI

4.1. Programların Uygulama Alanları

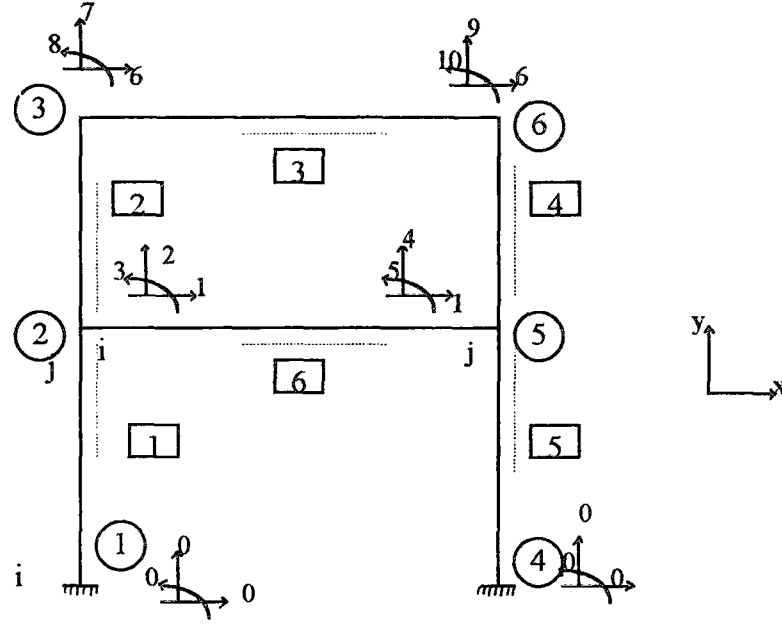
Bu tezde sunulan çeşitli konuları incelemek ve sayısal uygulamalarda kullanılmak üzere dolu veya boşluklu perde-çerçevelerden oluşan çok katlı yapıların periyot, mod şekilleri gibi dinamik karakteristiklerinin bölüm (3.3)'de açıklanan yöntemle bulduktan sonra karşılık spektrumlarını kullanarak modal analizi bölüm (3.5.1)'de, deprem ivme kaydını kullanarak ise bölüm (3.5.2)'de anlatıldığı gibi yapan ve bu şekilde yapıya etkileyen kuvvetler bulunduğundan sonra, yapı elemanlarını kesit tesirlerini bulmaya yarayan iki tane bilgisayar programı geliştirilmiş ve bu programlar BASIC programlama dilinde kodlanmıştır. Bu programların kapsamı ve çalışma düzeni bu bölümde ayrıntılı bir biçimde anlatılacaktır.

4.2 Çerçevelerin Tanım Parametreleri

Eleman sayısı, deplasman sayısı, elastisite modülü, poisson oranı, düğüm noktası koordinatları, atalet momenti, alan, bağlantı kirişleri, sol ve sağ perde genişlikleri programda ilgili yerlerde DATA komutuyla tanımlanır.

4.3 Çerçevelerin Kodlanması

Eleman rijitlik matrisinin kurulması için elemanlara ait hane ve kod numaraları düzenlenerek yerleştirme matrisi oluşturulur. Yerleştirme matrisi belli bir elemanın eleman deplasmanlarını sistem deplasmanlarına dönüştürmede kullanılan matristir. Konuyu açıklamak üzere bir örnek aşağıda verilmiştir.

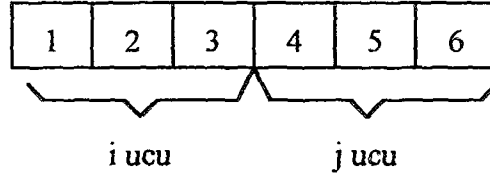


Şekil 4.1 Kodlama sisteminin gösterildiği örnek çerçeve

Yukarıdaki şekilde düğüm noktalarında üçlü koordinatlarda gösterilen bilinmeyen değerler düğüm noktalarının sistem koordinatları yönündeki yer değiştirmelerine ek olarak dönmeleri içermektedir. Yukarıdaki çerçeveyi göz önüne alırsak;

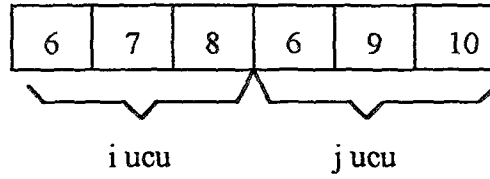
Eleman numaraları dikdörtgen, düğüm noktaları ise daire içinde gösterilmiştir. Eleman bakış yönleri ise kesikli çizgilerle gösterilmiştir. Her eleman için i-j yönü x eleman koordinatının pozitif yönünü tariflemektedir. Düğüm noktalarındaki numaralar ise düğüm noktası (sistem) deplasmanlarını göstermektedir. Eğer bir düğüm noktasının belli bir yöndeki deplasmanı sıfır olarak biliniyorsa o deplasman için sıfır yazılmıştır. Örneğin, ① düğüm noktası ankastre olduğundan bu noktanın üç doğrultudaki deplasmanı içinde sıfır yazılmıştır.

Eleman hane numarasın, elemanın i ve j uçlarındaki eleman deplasman numaralarını yan yana koymakla elde edilir. Bu numaraların hane sayısı, eleman serbestlik derecesine eşittir. Buna göre düzleminde yüklenmiş sistemler için eleman hane numarası aşağıdaki gibidir.

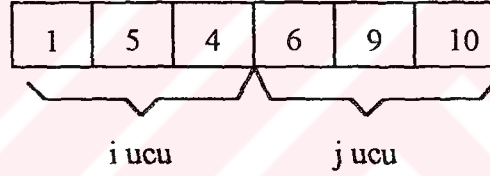


Eleman kod numaraları ise elemanın i ve j uçlarındaki sistem deplasman numaralarını yan yana koymakla bulunur. Örnek olarak Şekil 4.1 deki sistemin 3 ve 4 numaralı elemanlarının kod numaralarını yazalım

3 elemanı için



4 elemanı için



Burada bir noktaya dikkat etmekte yarar vardır. 3 elemanının j ucu ve 4 elemanının j ucu aynı düğüm noktasında birleştikleri için aynı kod numarasına sahiptirler. Bu özellik işlemler sırasında düğüm noktası uygunluk şartlarının sağlanmasını mümkün kılmaktadır. Eleman hane ve kod numarası arasındaki bağıntı sembolik olarak

$$n = n(i) \quad ; \quad i = 1, 2, \dots$$

şeklinde yazılabilir. Burada i, elemanın belirli bir deplasmanın hane numarasını ve n, bu deplasmana karşılık gelen kod numarasını göstermektedir. Bu bağıntı Şekil 4.1 deki 3 elemanı için

i	1	2	3	4	5	6
n(i)	6	7	8	6	9	10

i ucu
j ucu

şeklinde yazılabilir.

4.3.1 Yerleştirme Matrisi

Yerleştirme matrisi $\underline{L}$, belli bir elemanın eleman deplasmanları $\underline{d}$ nü sistem deplasmanları $\underline{D}$ 'ye

$$\underline{d} = \underline{L} \underline{D} \quad (4.1)$$

denklemini ile bağlayan matristir. Eleman serbestlik derecesine N_E , sistem serbestlik derecesine N_s ile gösterilirsek, $\underline{d}$ nin boyutu N_E , $\underline{D}$ nin boyutu N_s , $\underline{L}$ 'nin boyutu ise $N_E \times N_s$ olur. Yerleştirme matrisi, eleman kod numarası ile tespit edilir. $\underline{L}$ nin i inci satırını göz önüne alalım. Eğer i'ye karşılık gelen kod numarası $n(i)$ sıfır ise satırın bütün elemanları sıfır olacaktır. Eğer kod numarası $n(i) \neq 0$ ise satırın $n(i)$ inci kolona karşılık gelen elemanı bir, diğerleri sıfır olacaktır. Örneğin Şekil 4.1 deki 3 elemanını göz önüne alırsak $N = 6$, $N_s = 10$ dur. Dolayısıyla $\underline{L}$, (6×10) luk bir matris olacaktır. $\underline{L}$ nin elemanları yukarıda anlatıldığı gibi

$$\underline{L} = \begin{array}{c} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \end{array} \left[\begin{array}{ccccccccc} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{array} \right] \begin{array}{c} 6 \\ 7 \\ 8 \\ 6 \\ 9 \\ 10 \end{array}$$

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

şeklinde yazılır.

4.4 Sistem Denklem ve Matrisleri

Sistem denklem ve matrisleri, eleman denklem ve sistemleri birleştirilerek (Bölüm 2) de anlatıldığı şekilde yapılır. Birleştirme için düğüm noktalarındaki uygunluk şartları kullanılmıştır. Yerleştirme matrisi, eleman denklemlerindeki matris ve kuvvet bileşenlerinin sistem denklemlerinde hangi yere yerleştirileceğini tarifler.

4.4.1 Düğüm Noktası Uygunluk Şartları

Bu şart düğüm noktalarındaki sürekliliği ifade etmektedir. Buna göre, bir düğüm noktasında birleşen bütün elemanları, o düğümdeki uç deplasmanlarının , o düğümdeki sistem deplasmanlarına eşit olması gerekir. Örnek olarak, Şekil 4.1 deki çerçevenin 2 numaralı düğüm noktasındaki uygunluk şartlarını yazarsak, 1 elemanının j ucu ve 6 elemanının i ucu birleşmiştir. Bu elemanların sözü edilen uç deplasmanlarının 3 numaralı düğüm noktasında sistem deplasmanlarına eşit olması gerekir. Yani

1 elemanı için

$$d_1' = D_1, \quad d_2' = D_2, \quad d_3' = D_3 \text{ tür.}$$

6 elemanı için

$$d_1' = D_1, \quad d_2' = D_2, \quad d_3' = D_3 \text{ tür.}$$

4.4.2. Eleman Rijitlik Matrisinin Kurulması ve Sistem Koordinatlarına Dönüştürülmesi

Yerleştirme matrisi bölüm 4.3.1'de anlatıldığı gibi kurulduktan sonra eleman rijitlik matrisleri Tablo 2.1 den yararlanılarak kayma deformasyonlarının göz önüne alınması veya alınmaması durumuna göre hesaplanır. Daha sonra elde edilen bu eleman rijitlik matrisleri (2.19) ve (2.20) bağıntıları yardımıyla sistem koordinatları da eleman rijitlik matrislerine dönüştürülür.

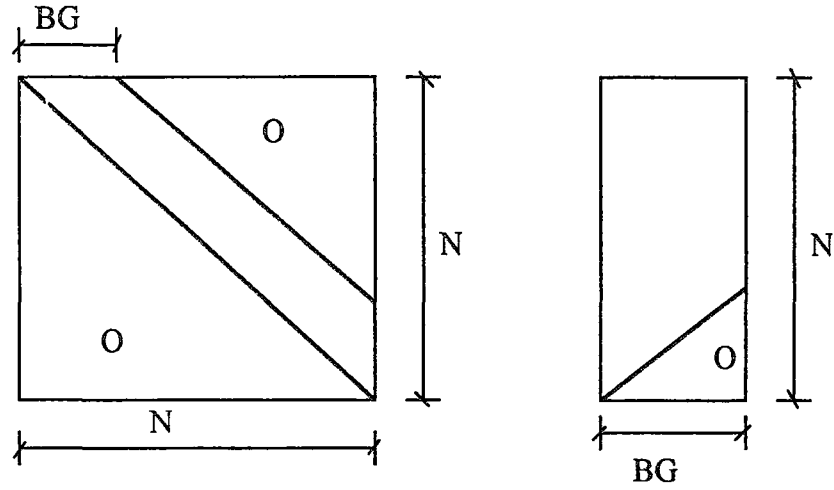
4.4.3 Sistem Rijitlik Matrisinin Bulunması

Sistem rijitlik matrisi, sistem koordinatlarına çevrilen eleman rijitlik matrisinin;

$$\underline{K} = \sum_{i=1}^n \underline{L}_i^T k_i \underline{L}_i \quad (4.2)$$

ifadesinde yerine konulmasıyla bölüm (2.3.2) de anlatıldığı gibi şekilde elde edilir.

Bilgisayar hafızasından tasarruf sağlamak amacıyla sistem rijitlik matrisi band matris şeklinde teşkil edilir. Bunu sağlamak için çok önemli olan bir nokta sistemin numaralandırılmasıdır. Sistem Şekil (2.13)'de verilen idealleştirilmiş yapı modelindeki gibi numaralandırılmalıdır. Aksi taktirde rasgele yapılan bir numaralandırmada band genişliği artacak ve gereksiz yere hafızada tutulan değerler yüzünden programın çalışma süresi uzayacak veya çok bilinmeyenli bir sistem için hafıza yetersiz kalacak, bu nedenle problemin çözümü imkansızlaşacaktır.



Şekil 4.2 Band matrisin teşkili

Şekil 4.2'de BG band genişliğini, N toplam bilinmeyen sayısını göstermek üzere, band matrisinin teşkili şematik olarak gösterilmiştir.

4.5. Yatay Rijitlik Matrisinin Hesaplanması

Yatay fleksibilite matrisinin tersi olarak (2.40) bağıntısından yatay rijitlik matrisi elde edilmektedir. Bunun için her kat hizasında yatay doğrultuda bir kuvvet uygulanmakta ve bu birim kuvvetten dolayı diğer düğüm noktalarındaki yer değiştirmelere bağlı olarak yatay fleksibilite matrisi teşkil edilmektedir.

4.6. Periyot ve Mod Şekillerinin Hesabı

Sistemin periyot ve mod şekilleri bölüm (3.3)'te anlatılan stodola yöntemiyle bulunmaktadır. Hesap sonucunda sistemin ilk üç periyot değerleri ve mod şekilleri elde edilmektedir.

Önce yatay fleksibilite matrisi ve kütle matrisinin çarpımı olan $\underline{D}$ dinamik matrisi hesaplanır. Daha sonra (3.16) ifadesinden yararlanarak $V_1^{(0)}$ ilk mod şekilleri alınarak iterasyona başlanır. Elde edilen $V_1^{(1)}$ değeri bir olacak şekilde normalize işlemi yapılır ve

$$|V_1^{(1)} - V_1^{(0)}| \leq 0.0001 \quad (4.3)$$

karşılaştırması yapılır. Eğer şart sağlanıyorsa iterasyon kesilerek o moda ait frekans, periyot ve mod şekilleri hesaplanır.

Eğer istenilen mod sayısı birden fazla ise hesap yöntemi daima en küçük frekansa yakınsadığından, ikinci moddan birinci modun etkisinin çıkarılması gerekmektedir. Bunun için birinci moda ait süpürme matrisi teşkil edilir. Daha sonra (3.30) ifadesiyle belirlenen birinci mod elemanlarından arındırılmış yeni dinamik matris elde edilir. Bu işlemler yapıldıktan sonra ikinci mod değerlerinin hesabı iterasyona başlanır. Bulunan değerler için (4.3) ifadesi kontrol edilir.

Üçüncü moda ait değerlerin bulunması ikinci modun bulunmasına benzer şekilde yapılarak üçüncü moda ait frekans, periyot ve mod şekilleri elde edilir.

Bu bölüme kadar her iki program için aynı olan adımlar anlatıldı. Gelecek bölümde ise her iki programın çalışma biçimleri hakkında ayrı ayrı bilgi verilecektir.

4.7 "DINAN1" Programı

Bu program dolu veya boşluklu perde-çerçevelerden oluşan çok katlı yapıların periyot, frekans, mod şekli gibi yapıya ait dinamik karakteristikleri bulunduktan sonra elde edilen sonuçlar ışığında modal analizi karşılık spektrumları ile yapmaktadır. (Bölüm 3.5) Daha sonra bulunan kat kuvvetlerine göre statik çözüm yapılarak kesit tesirleri hesaplanmaktadır. Hesapta bağlantı kirişlerinin özel durumu gerek eleman rijitlik ve sistem rijitlik matrisinin teşkilinde gerekse eleman kesit tesirlerinin hesabında bölüm (2.4)'te anlatıldığı şekilde göz önüne alınmaktadır. Ayrıca istenirse kayma deformasyonları veya perdelerin temeldeki dönmeleri göz önüne alınabilmektedir. Bu programa ait akış diyagramı Ek-A'da verilmiştir.

4.8"DINAN2" Programı

Bu programda DINAN1'e benzer olarak boşluklu perde-çerçevelerden oluşan çok katlı yapıların periyot, frekans, mod şekli gibi yapıya ait dinamik karakteristikleri hesaplandıktan sonra dinamik dış etki halinde modal analizi, programın "ivme dat" adlı dosyasına girilen zemin ivmesi kaydını kullanarak adım adım integrasyon yöntemlerinden olan lineer ivme yöntemi kullanılarak bölüm (3.5.3)'de anlatıldığı gibi yapar. Yapıya etkiyen maksimum kuvvetleri tespit ettikten sonra bu kuvvetler altında statik çözüm yaparak kesit tesirlerini bulmaktadır. Ayrıca bu programda da bağlantı kirişlerinin özel durumları göz önüne alınmakta, kayma deformasyonları ve temeldeki perde dönmeleri dikkate alınmaktadır.

Bu programa ait akış diyagramı Ek-A'da verilmiştir.

Ayrıca her iki programın doğru sonuçları verebilmesi için DATA girişinde uyulması gereken bir takım kurallar vardır. Bunlar;

a)Programın DATA kısmındaki "yatay doğrultu" bölümünde yapı üst noktasından aşağıya doğru numaralandırılmalıdır.

b)Kütleler yukarıdan aşağıya doğru programa girilmelidir.

c)Bağlantı kirişleri eleman numaraları en son verilmelidir.

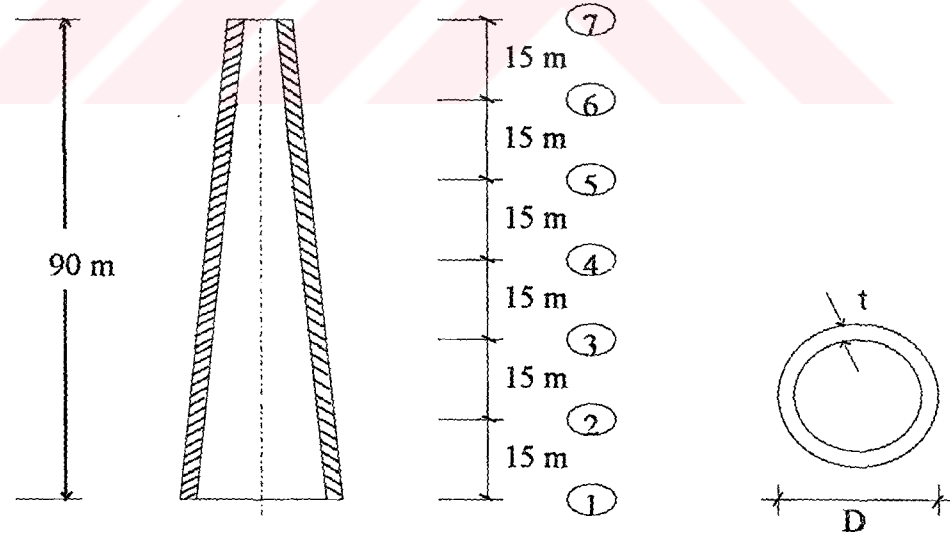
BÖLÜM 5

SAYISAL İRDELEMELER

Bu bölümdeki ilk önce verilecek örneklerle programların önce doğrulanması yoluna gidilecek, daha sonra verilen örneklerde ise dolu veya boşluklu perde-çerçeve sistemlerden oluşan çok katlı yapıların değişik durumları için incelemeler yapılacak ve sonuçlar irdelenecektir.

5.1 Sayısal Örnek 1- Betonarme Baca

Bu örnek baca kaynak [7]'den alınmış olup "DINAN 1" programı ile çözülmüştür. Sistemin periyot, frekans, mod şekilleri ve her bir modda yapıya etkiyen deprem kuvvetleri bulunacaktır. Kaynak [7]'de



Şekil 5.1 Betonarme Baca

Yukarıdaki sistemde

$$\ddot{U}_{gmax} = 0.25g$$

1. mod için

Kesit üstte, $t = 0.25 \text{ m}$ $S_{a_1} = 2.943$

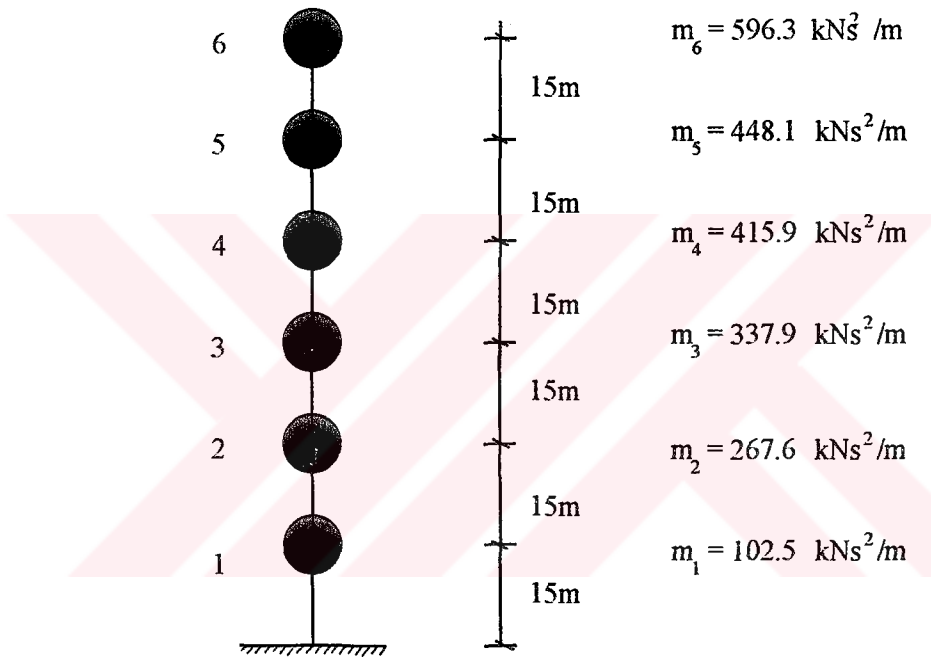
Kesit altta $= 0.50 \text{ m}$ 2.mod için

$D = 10 \text{ m}$ $S_{a_2} = 5.518$

Sönüm $(h) = 0.02$ 3. mod için

$E = 3 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ $S_{a_3} = 3.924$

$S_a(0.02; T)$ değerleri Housner ortalama spektrumundan alınarak çözülmüştür.



Şekil 5.2 İdealize Edilmiş Baca ve Kat Kütleleri

Kaynak[7]'de Rayleigh yöntemiyle bulunmuş frekans, periyot, mod şekilleri, her moddaki kat kuvvetleri ve maksimum kuvvetin değerleri aşağıda verilmiştir.

1. mod için;

$$\omega_1 = 6.029 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = 1.042 \text{ s}$$

$$\{\phi_1\}^T = [0.031 \ 0.1207 \ 0.2721 \ 0.4794 \ 0.7291 \ 1.0]$$

$$\{F\}_1 = [97 \ 285 \ 596 \ 854 \ 1028 \ 540] \quad (\text{kN})$$

2.mod için;

$$\omega_2 = 25.09 \text{ rad/s} \quad T_2 = 0.25 \text{ s}$$

$$\{\phi_2\}^T = [-0.1081 \ -0.3273 \ -0.4875 \ -0.3682 \ 0.1641 \ 1.0]$$

$$\{F\}_2 = [-451 \ -1025 \ -1418 \ -870 \ 307 \ 716] \quad (\text{kN})$$

3.mod için;

$$\omega_3 = 59.37 \text{ rad/s} \quad T_3 = 0.106 \text{ s}$$

$$\{\phi_3\}^T = [0.2798 \ 0.4868 \ 0.2239 \ -0.4240 \ -0.4632 \ 1.0]$$

$$\{F\}_3 = [520 \ 680 \ 290 \ -447 \ -386 \ 319] \quad (\text{kN})$$

olası maksimum kuvvet ise (3.49) ifadesinden

$$F_T = [695 \ 1263 \ 1565 \ 1298 \ 1140 \ 952] \quad (\text{kN})$$

şeklinde verilmiştir.

"DINAN 1" programından bulunan frekans, periyot, mod şekilleri, her moddaki kat kuvvetleri ve maksimum kuvvetin değerleri için sonuçlarda aşağıda verilmiştir. Kaynak [7]'den alınan periyot değerleri DINAN1 ile bulunan periyot değerlerinin yanında parantez içinde verilmiştir.

1. mod için;

$$\omega_1 = 6.0285 \text{ rad/s} \quad T_1 = 1.042 \text{ s} \quad (1.042 \text{ s})$$

$$\{\phi_1\}^T = [0.03 \ 0.1207 \ 0.2721 \ 0.4794 \ 0.7291 \ 1]$$

$$\{F\}_1 = [95.4 \ 285.1 \ 596.5 \ 853.8 \ 1027.9 \ 539.8] \quad (\text{kN})$$

2.mod için;

$$\omega_2 = 25.12 \text{ rad/s}$$

$$T_2 = 0.25 \text{ s} \quad (0.25 \text{ s})$$

$$\{\phi_2\}^T = [0.1048 \ 0.3258 \ 0.4854 \ 0.3664 \ -0.1609 \ -1]$$

$$\{F\}_2 = [435.8 \ 1018.6 \ 1409.5 \ 865.5 \ -300.1 \ -715.9] \quad (\text{kN})$$

3.mod için;

$$\omega_3 = 60.41 \text{ rad/s}$$

$$T_2 = 0.104 \text{ s} \quad (0.106 \text{ s})$$

$$\{\phi_3\}^T = [0.2476 \ 0.5201 \ 0.2417 \ -0.4596 \ -0.4508 \ 1]$$

$$\{F\}_3 = [433.9 \ 684.9 \ 295.5 \ -457.1 \ -355.1 \ 301.8] \quad (\text{kN})$$

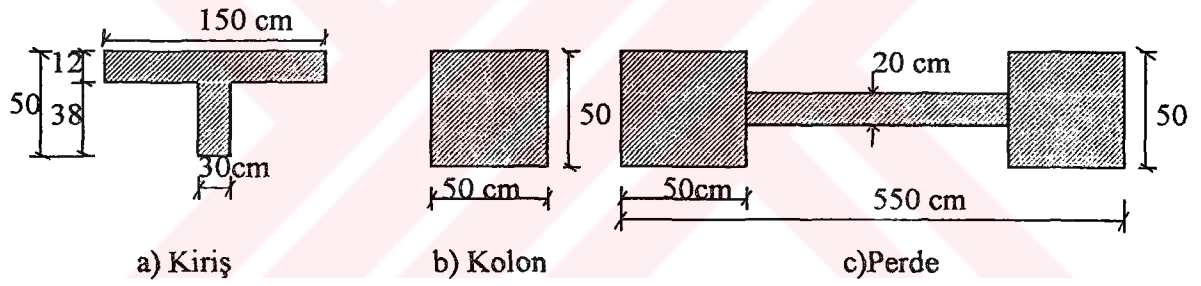
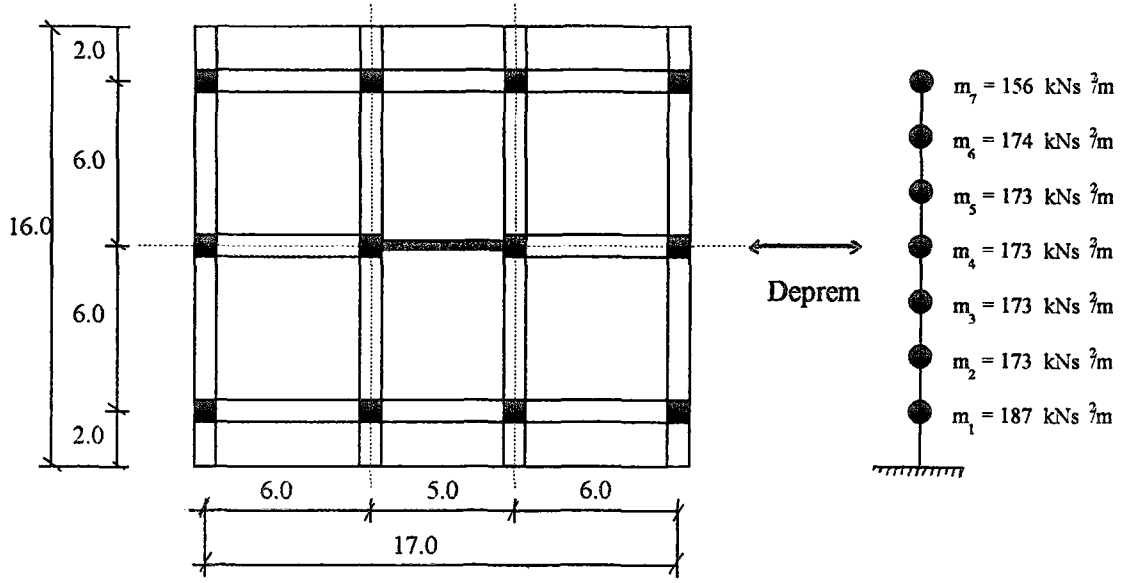
olası maksimum kuvvet ise

$$\{F\}_T = [622.4 \ 1260.1 \ 1558.8 \ 1298.8 \ 1128.2 \ 946] \quad (\text{kN})$$

şeklinde bulundu.

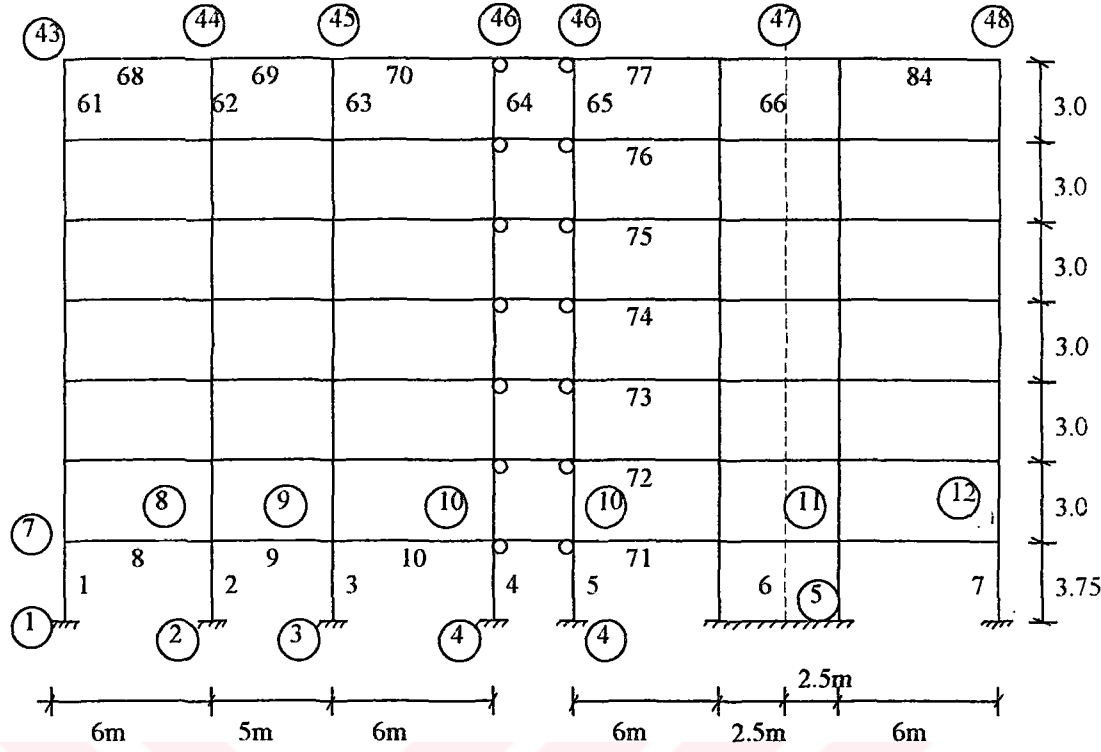
Sonuçlar kaynak [7]'dekilerle karşılaştırılırsa, sonuçlar arasındaki farkların kabul edilebilir olduğu görülür. Ayrıca sonuçlar arasındaki farkların yöntem değişikliğinden meydana geldiği de göz önünde bulundurulmalıdır.

5.2 Sayısal Örnek 2



Şekil 5.4 Eleman Kesit Özellikleri

Planı Şekil 5.3'teki kesit özellikleri ise Şekil 5.4 'de verilmiş olan yapı kaynak [8]'den alınmış olup programın doğrulanması için seçilmiştir.



Şekil 5.5 İdealleştirilmiş Yapı

Yukarıdaki şekilde daire içinde numaralar düğüm noktası numaralarını diğer sayılar ise eleman numaralarını göstermektedir. Eleman kod numaraları ise Şekil 2.13 'teki gibi numaralandırılmalıdır.

Örnek DINAN 1 programı ile kayma deformasyonları göz önüne alınarak çözülmüş ve yapının dinamik karakteristikleri aşağıdaki gibi bulunmuştur.

Tablo 5.1 Sonuç Değerleri

Periyot (s)	Kaynak [8]'nin sonucu T (s)	DINAN 1 sonuç T(s)
1. mod	0.483	0.486
2. mod	0.124	0.124
3. mod	0.060	0.060

Tablo 5.1'den de sonuçların birbirine çok yakın olduğu görülmektedir. Şimdiye kadar verilmiş örnekler programların

doğrulanması içindi. Bundan sonraki örnekler ise verilen yapıların değişik durumları için karşılaştırmalar hem spektral analiz yöntemi (DINAN 1) hem de adım adım integrasyon yöntemi (DINAN 2 ile) yapılacak ve sonuçlar irdelenecektir.

5.3 Sayısal Örnek 3

Planı Şekil 5.6'da ve idealleştirilmiş yapı modeli Şekil 5.7'de verilmiş olan 20 katlı yapı kaynak [9]'dan alınmıştır. Bu yapının,

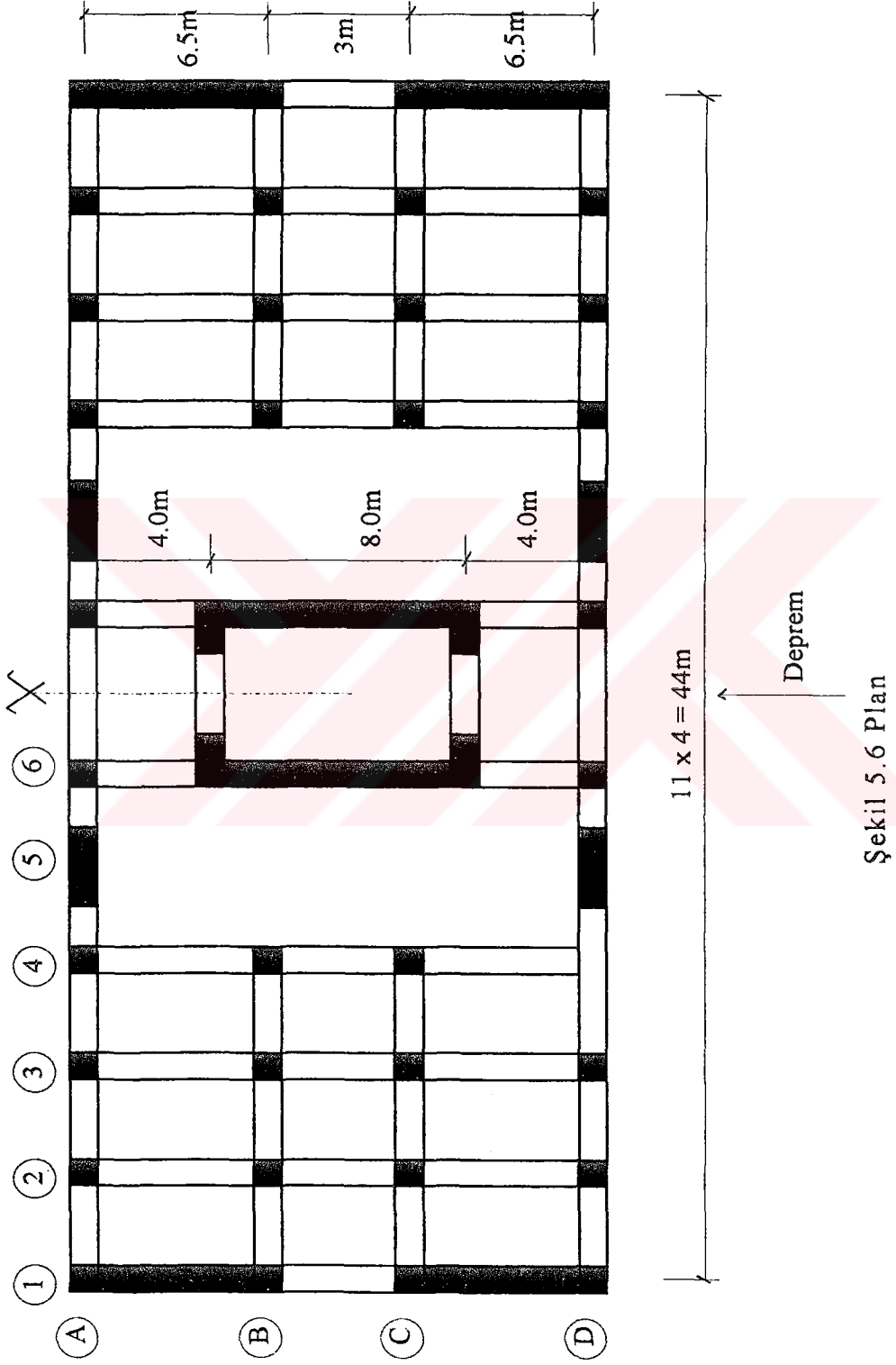
a)Kayma deformasyonlarının, perdelerdeki eksenel yer değiştirmelerinin ve temelde dönmesinin ihmal edilmesi durumunda,

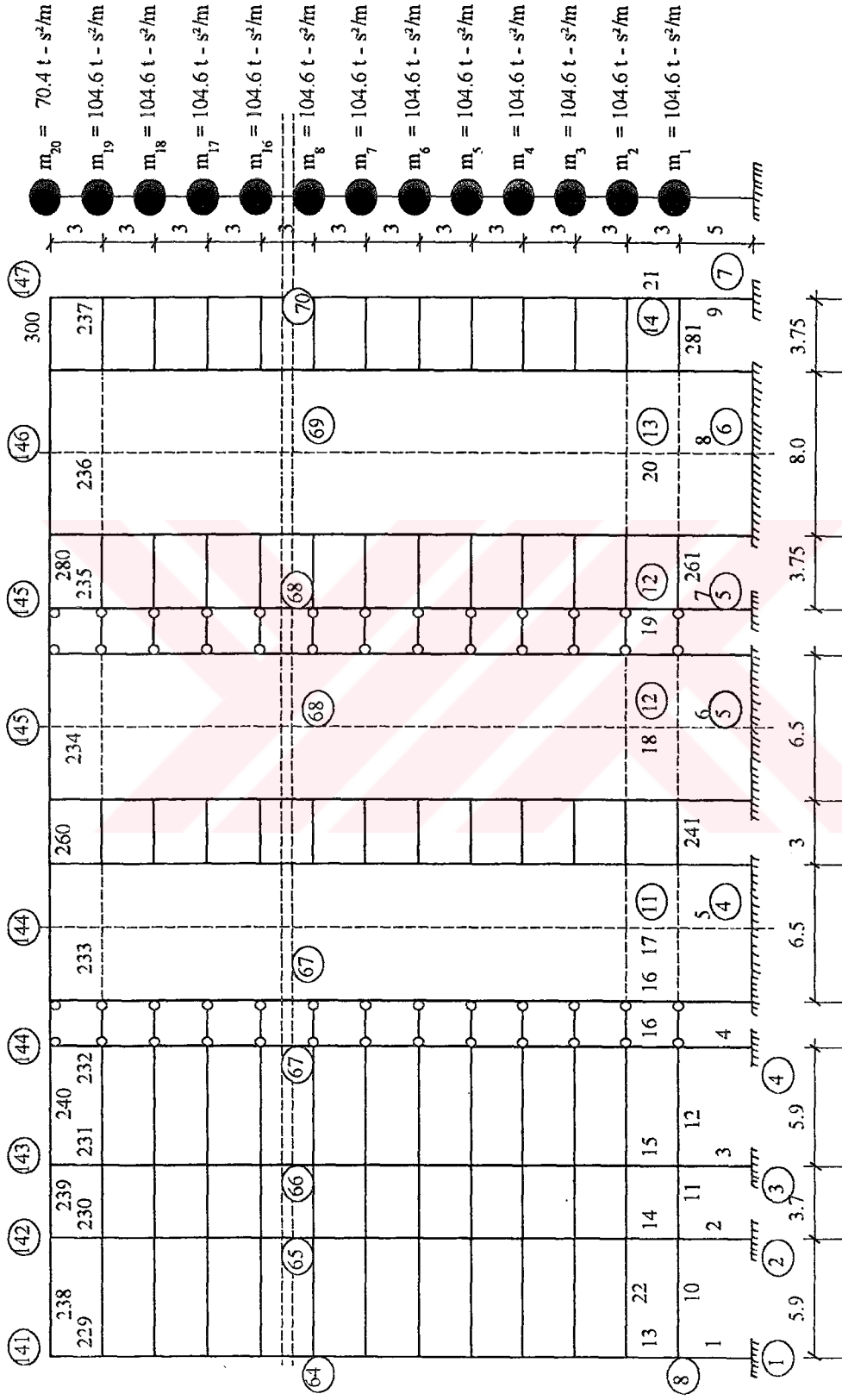
b)Sadece temelde perde dönmesinin ihmal edilmesi durumunda,

c)Kayma deformasyonlarının, perdelerin eksenel yer değiştirmelerinin ve perde temel dönmelerinin göz önüne alınması hallerinde çözülecek ve bu durumlara ait kat yer değiştirmeleri, kat dönmeleri ve kat kesme kuvvetlerinin değişimleri incelenecektir.

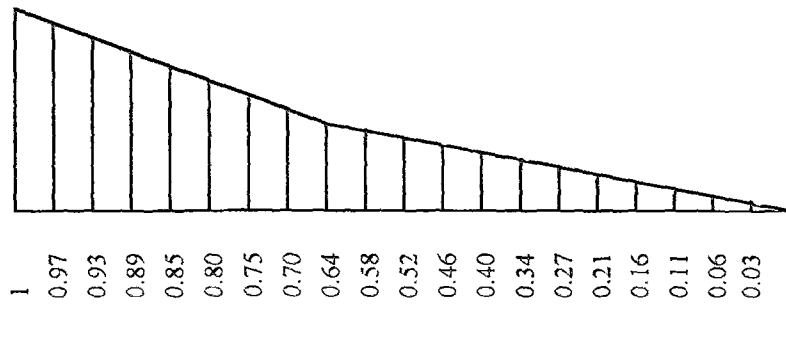
d)Ayrıca bu yapının Erzincan 1992 K-G bileşeni için spektral analiz ve adım adım integrasyondan bulunan kat yer değiştirmeleri, kat dönmeleri ve kat kesme kuvvetleri karşılaştırılacak ve sonuçlar grafik olarak verilecektir.

Aşağıda her bir duruma ait periyot ve mod şekillleri şekil (5.8-5.10)'da, kayma deformasyonlarının, perdelerdeki eksenel yer değiştirmelerin ve temeldeki perde dönmesine ait etkiler ise diyagramlar halinde verilecektir.



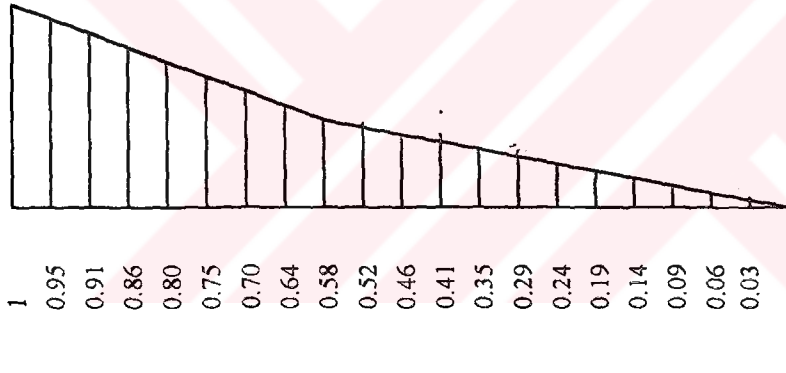


Şekil 5.7 İdealleştirilmiş Yapı Modeli ve Kat Kütleleri



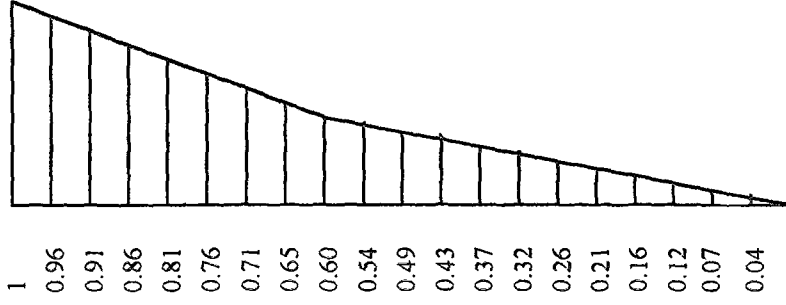
1. Mod $T = 1.22$ s

(a) durumu (Yalnız Eğilme Şekil Değişirmesi Var)



1. Mod $T = 1.5$ s

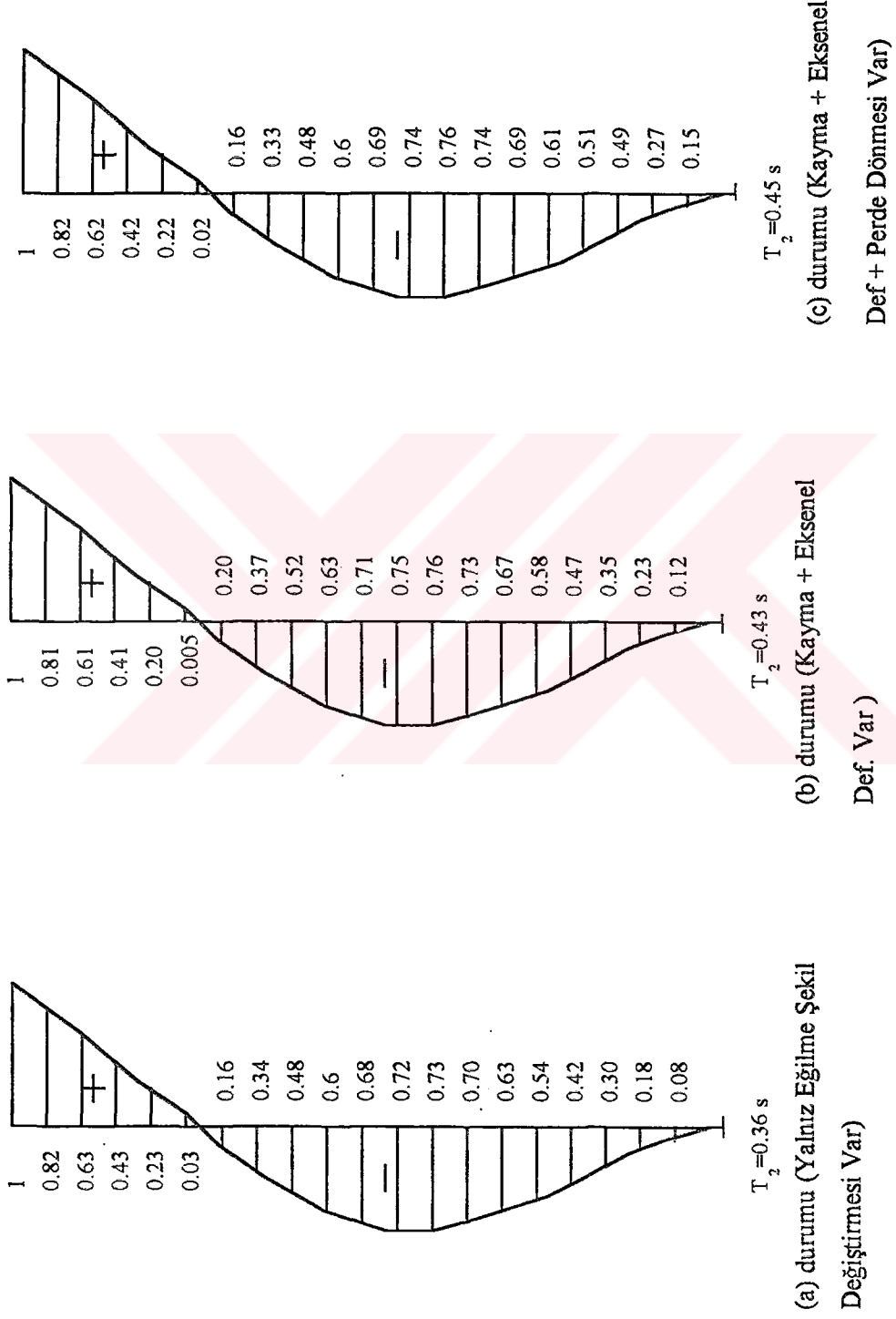
(b) durumu (Kayma + Eksenel Def. Var)



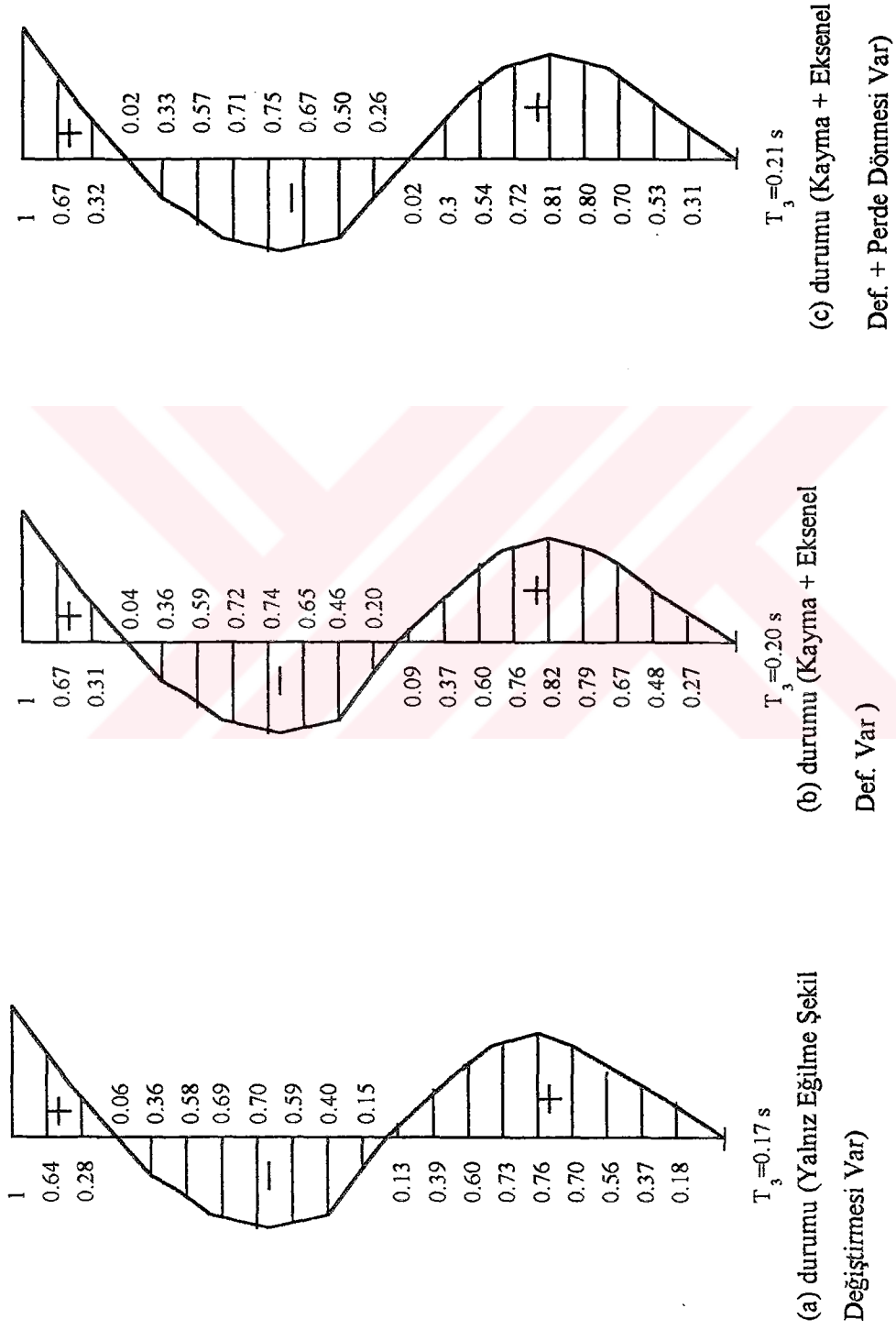
1. Mod $T = 1.55$ s

(c) durumu (Kayma + Eksenel Def. + Perde Dönmesi Var)

Şekil 5.8 Herbir Duruma Ait Birinci Mod Şekilleri

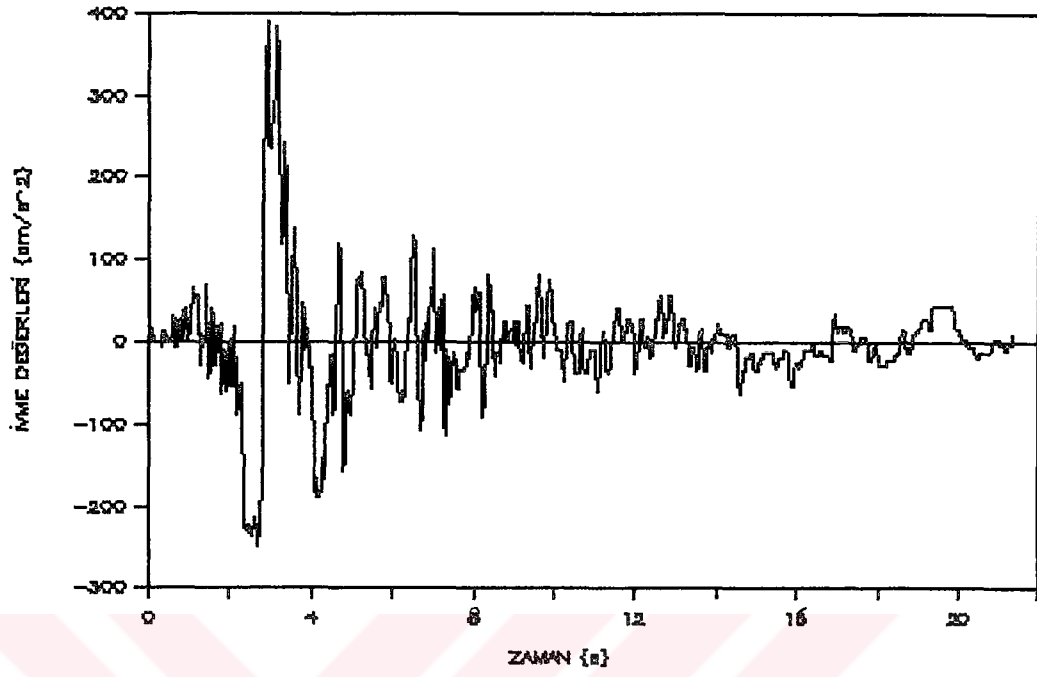


Şekil 5.9 Herbir Duruma Ait 2. Mod Şekilleri

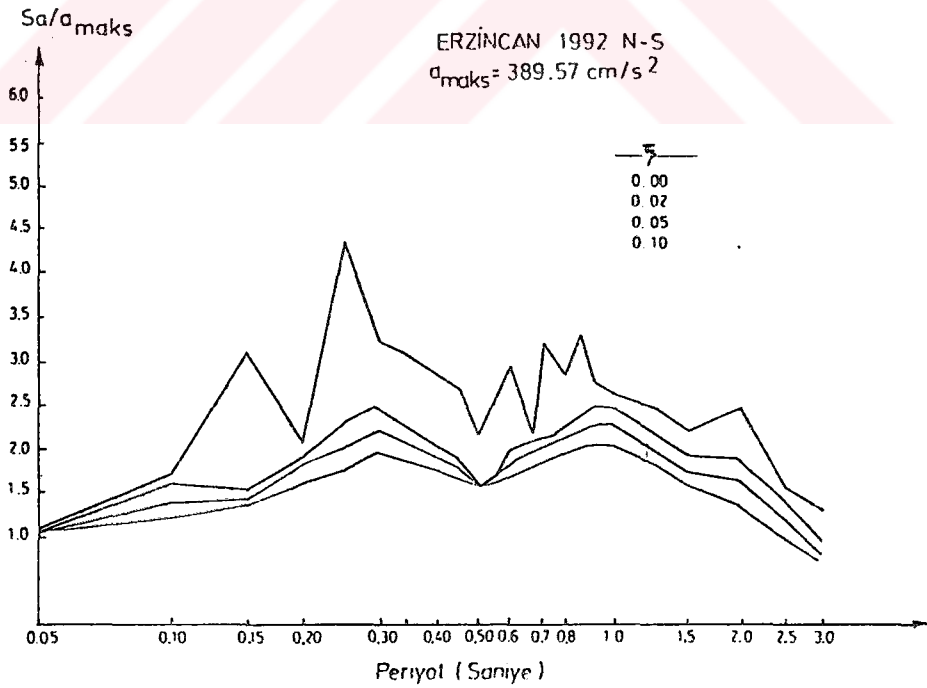


Şekil 5.10 Herbir Duruma Ait 3. Mod Şekilleri

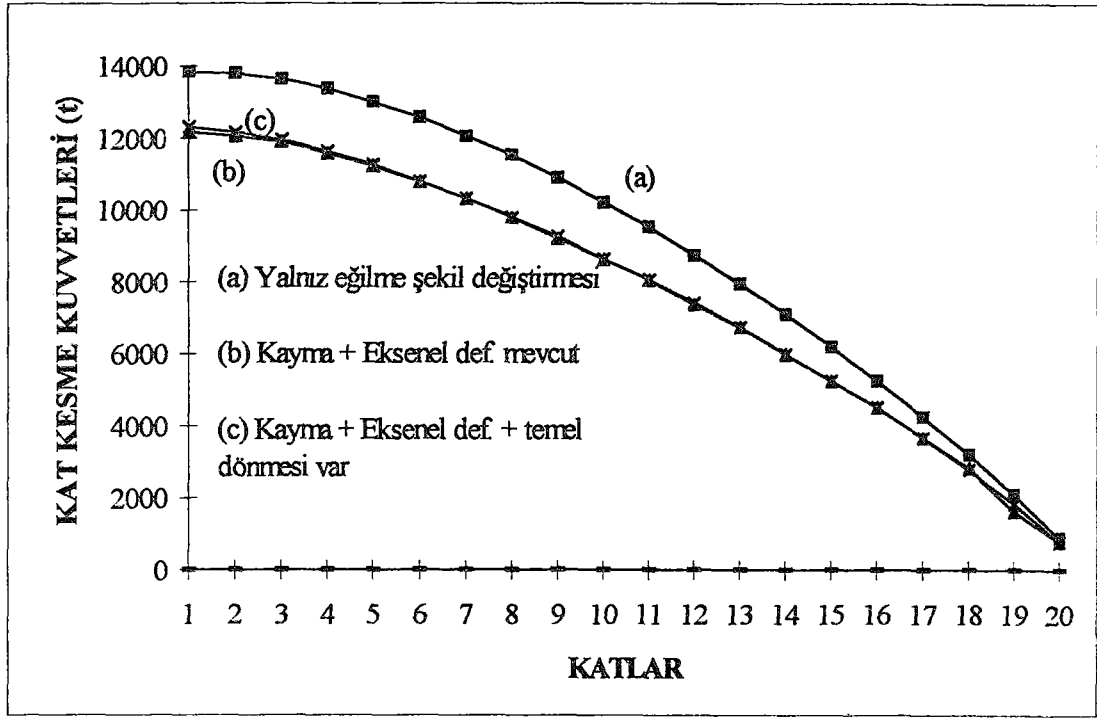
Ayrıca Erzincan 1992 K-G depremine ait ivme-zaman kaydı şekil (5.11)'de mutlak ivme spektrumları ise şekil (5.12)'de verilmiştir.



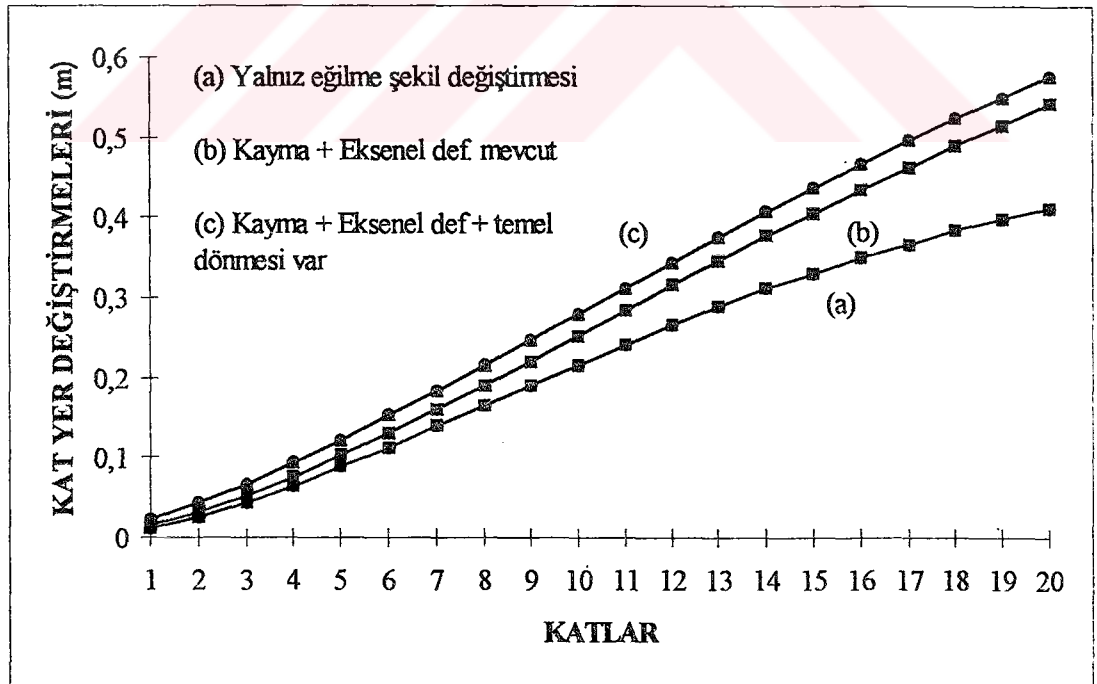
Şekil 5.11 Erzincan 1992 K-G İvme - Zaman Kaydı



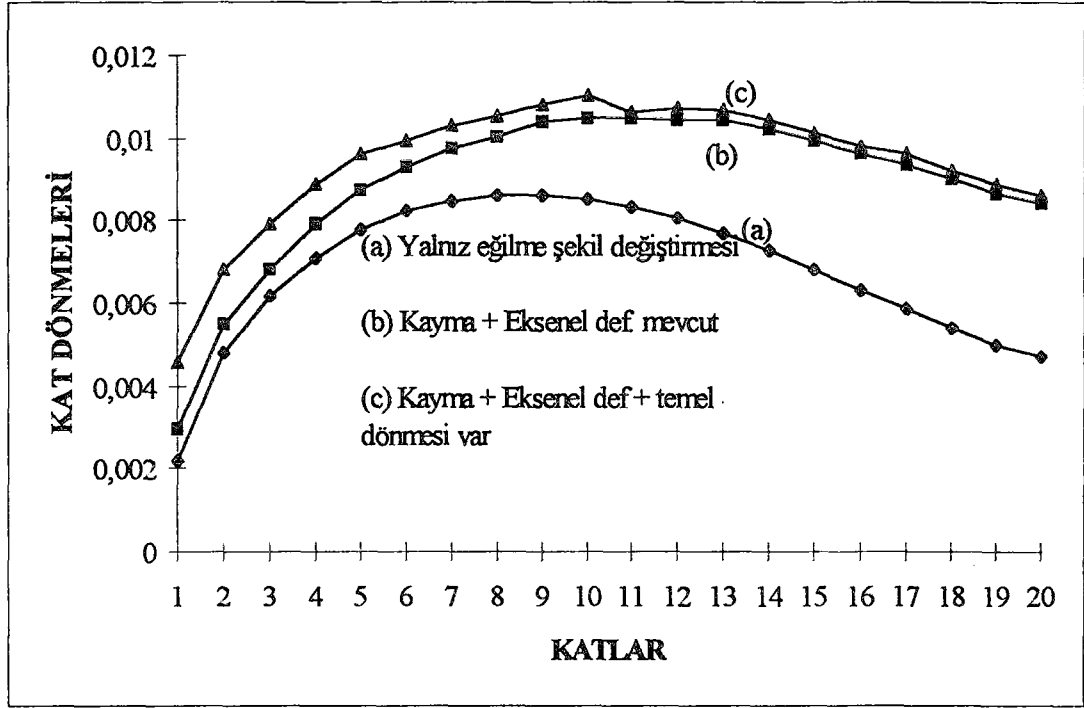
Şekil 5.12 Erzincan 1992 K-G Mutlak İvme Spektrumu



Şekil 5.13 Spektral Analizle Bulunmuş Herbir Duruma Ait Kat Kesme Kuvvetleri



Şekil 5.14 Spektral Analizle Bulunmuş Herbir Duruma Ait Kat Yer Değiştirmeleri



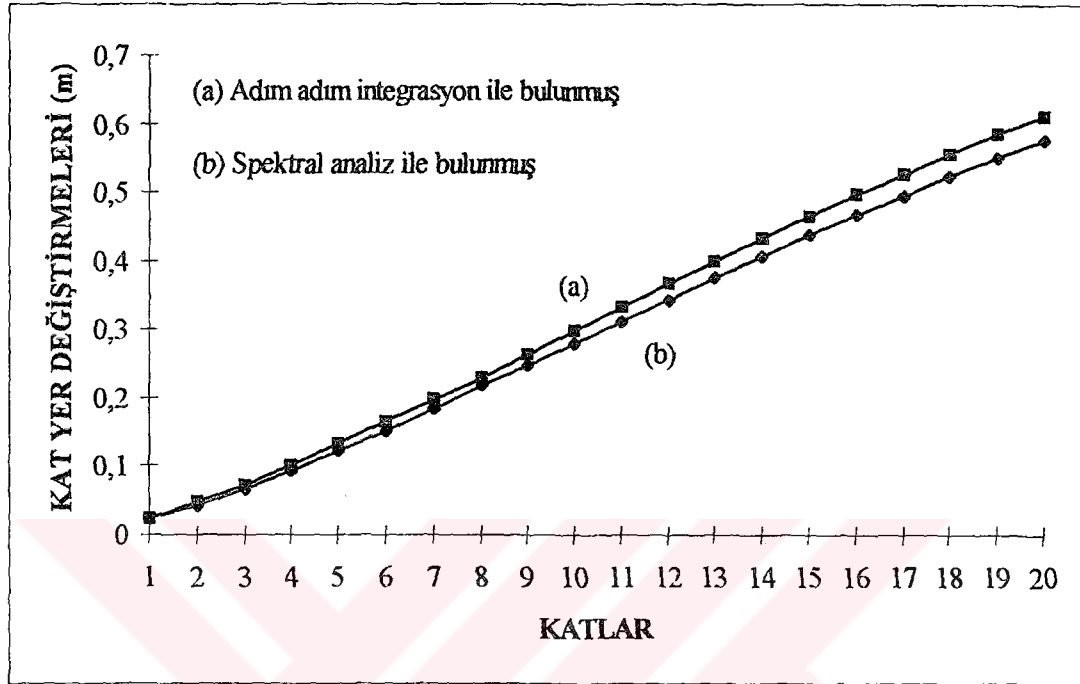
Şekil 5.15 Spektral Analizle Bulunmuş Herbir Duruma Ait Kat Dönmeleri

Her bir durum için elde edilen sonuçlar incelenecek olursa, Şekil (5.13) ve (5.15) den de görüleceği gibi kayma deformasyonları ve eksenel deformasyonların alınması yapının periyodunda ve buna bağlı olarak kat yer değiştirmeleri ve kat dönmelerinde önemli bir artışa, kat kesme kuvvetlerinde ise azalmaya neden olmuştur. Buna göre yapının temel periyodunda (a) durumuna göre yaklaşık % 23, 20. kat yer değiştirmesinde ise yaklaşık % 32 lik bir artış, taban kesme kuvvetinde ise yaklaşık % 12 lik bir azalma olmuştur.

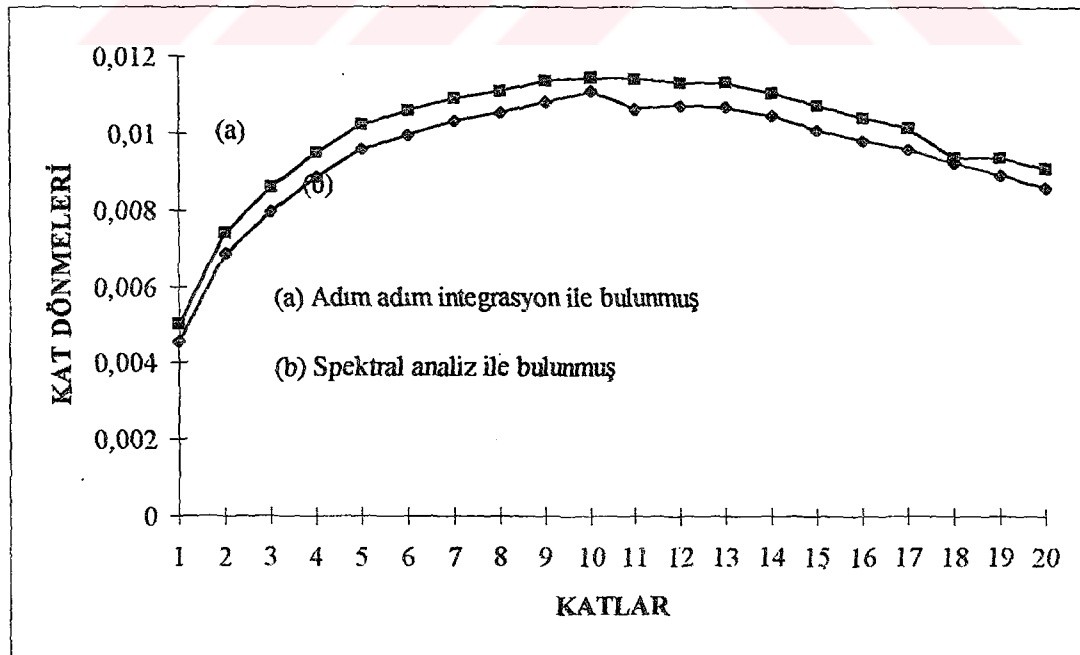
(c) durumunun yani eksenel ve kayma deformasyonlarıyla birlikte temeldeki perde dönmesinin de göz önüne alınması durumunda yapının temel periyodundaki artış (a) durumuna göre yaklaşık % 27, 20. kat yer değiştirmesindeki artış % 40, taban kesme kuvvetindeki azalma ise % 11 olmuştur.

Yukarıda verilen sonuçlar spektral analiz yöntemiyle elde edilmiş değerlerdir. Yapı kayma deformasyonlarının, eksenel deformasyonların ve temeldeki perde dönmelerinin dikkate alınması durumu (c) için bir de adım adım integrasyon yöntemiyle çözülmüş ve aynı durum için spektral analizle bulunan sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Her iki

yöntemle bulunan kat yer değiştirmeleri ve kat dönmeleri grafik olarak şekil (5.16-5.17) de verilmiştir. Bu grafiklerdeki (a) adım adım integrasyonla bulunan değerlere (b) ise spektral analizle bulunan değerlere karşılık gelmektedir.



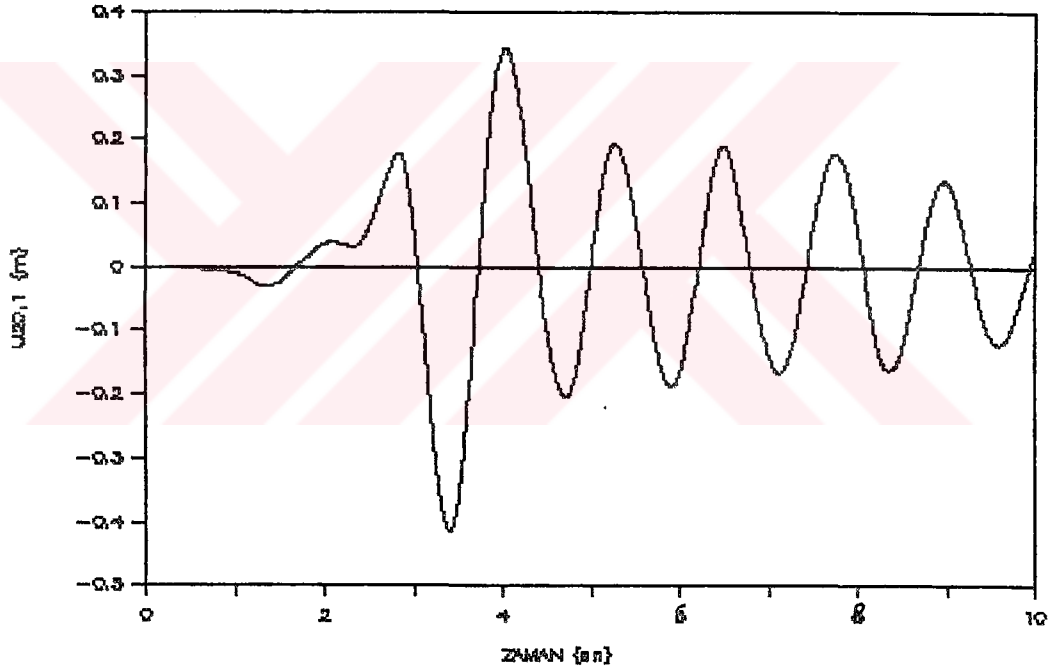
şekil 5.16 Erzincan 1992 K-G Bileşeni Altında 20 Katlı Yapının Kat Yer Değiştirmeleri



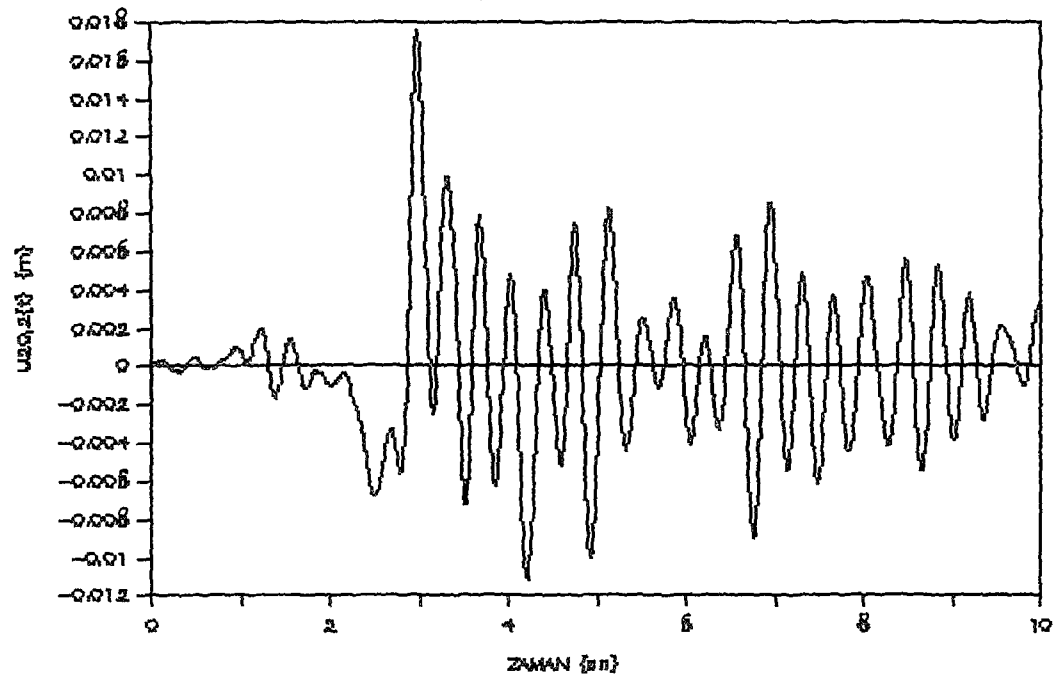
şekil 5.17 Erzincan 1992 K-G Bileşeni Altında 20 Katlı Yapının Kat Dönmeleri

Sonuçlar irdelenecek olursa adım adım integrasyonla bulunan değerlerin spektral analizle bulunanlardan daha fazla olduğu görülür. Buna göre adım adım integrasyonla bulunan 20. kat yer değişmesi spektral analizle bulunandan % 6, 20. kat dönmesi yaklaşık % 5.5 daha fazladır. Ancak taban kesme kuvveti spektral analize göre % 8.2 daha azdır.

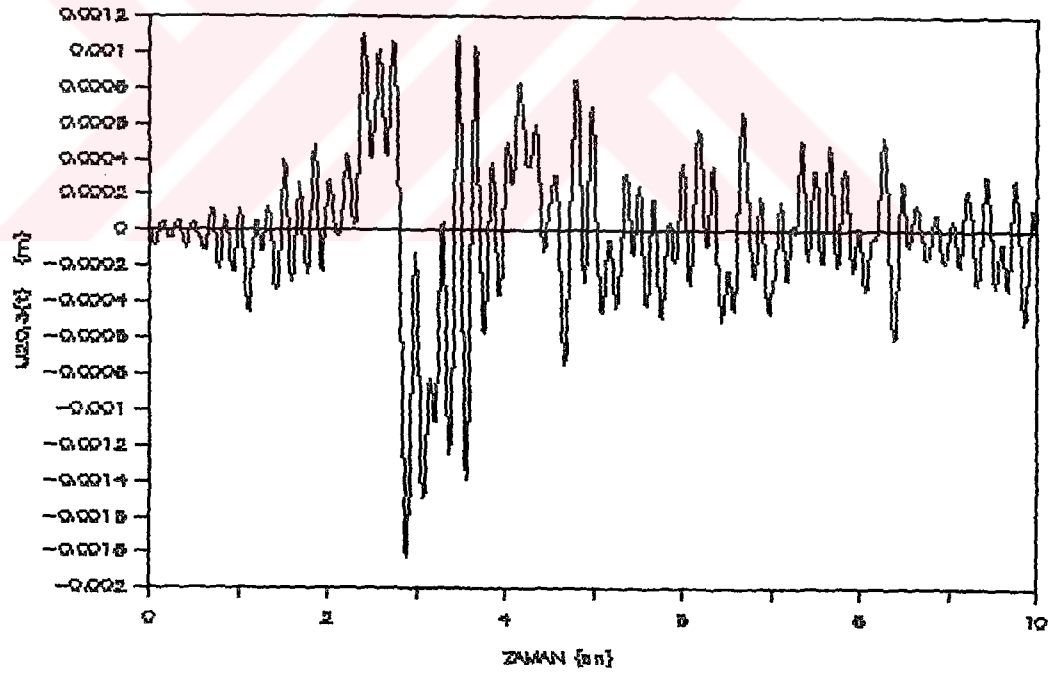
Ayrıca kayma deformasyonlarının, eksenel deformasyonların ve perdelerin temel dönmesinin ihmal edilmesi durumunda (a), sistem adım adım integrasyonla çözülmüş, 20. kat yer değiştirmesinin ve taban kesme kuvvetinin her mod için ve toplam olarak zamana bağlı değişimleri grafik olarak Şekil (5.18-5.25) 'de verilmiştir.



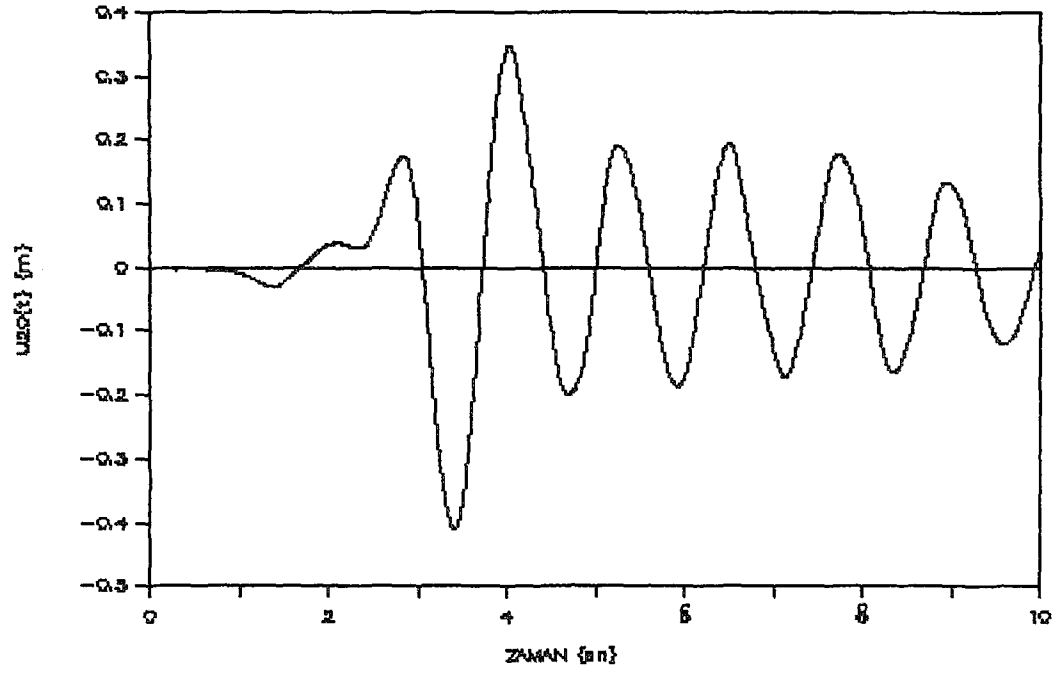
Şekil 5.18 Erzincan 1992 K-G İçin Adım Adım İntegrasyonla Bulunmuş 20. Katın 1. Moda Ait Zamana Bağlı Yerdeğiştirmeleri



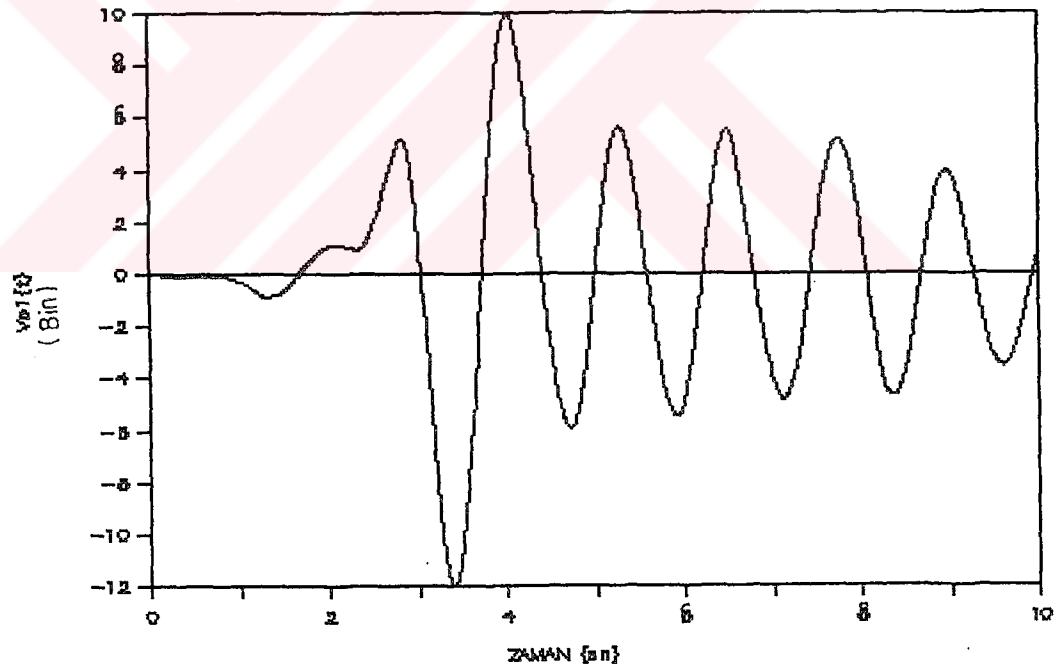
Şekil 5.19 Erzincan 1992 K-G İçin Adım Adım İntegrasyonla Bulunmuş 20. Katın 2. Moda Ait Zamana Bağlı Yerdeğiştirmeleri



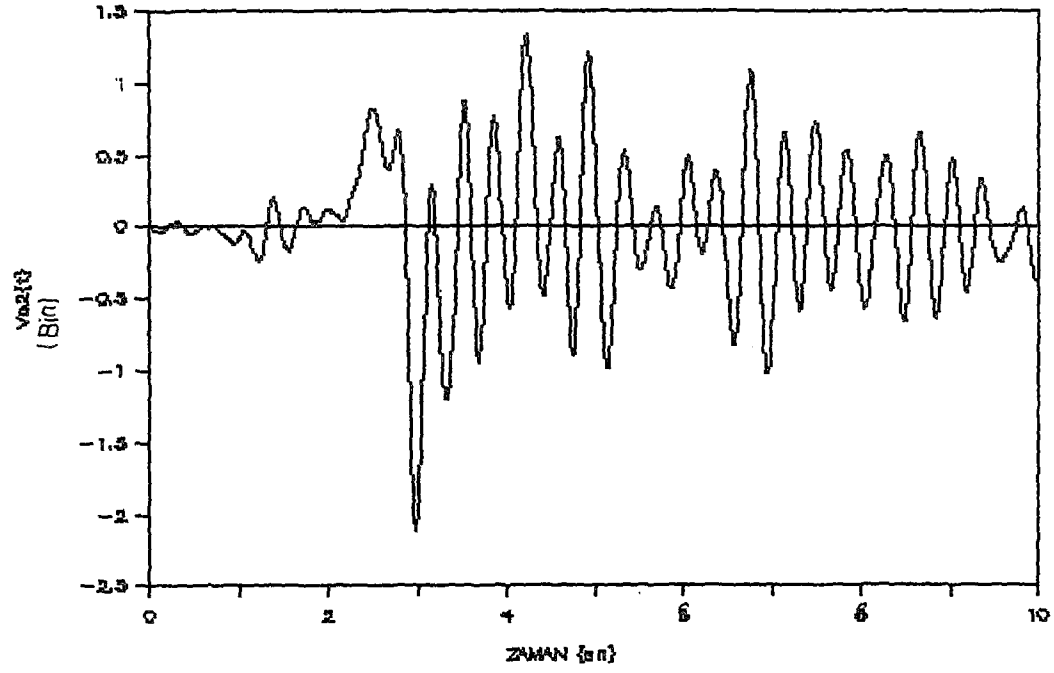
Şekil 5.20 Erzincan 1992 K-G İçin Adım Adım İntegrasyonla Bulunmuş 20. Katın 3. Moda Ait Zamana Bağlı Yerdeğiştirmeleri



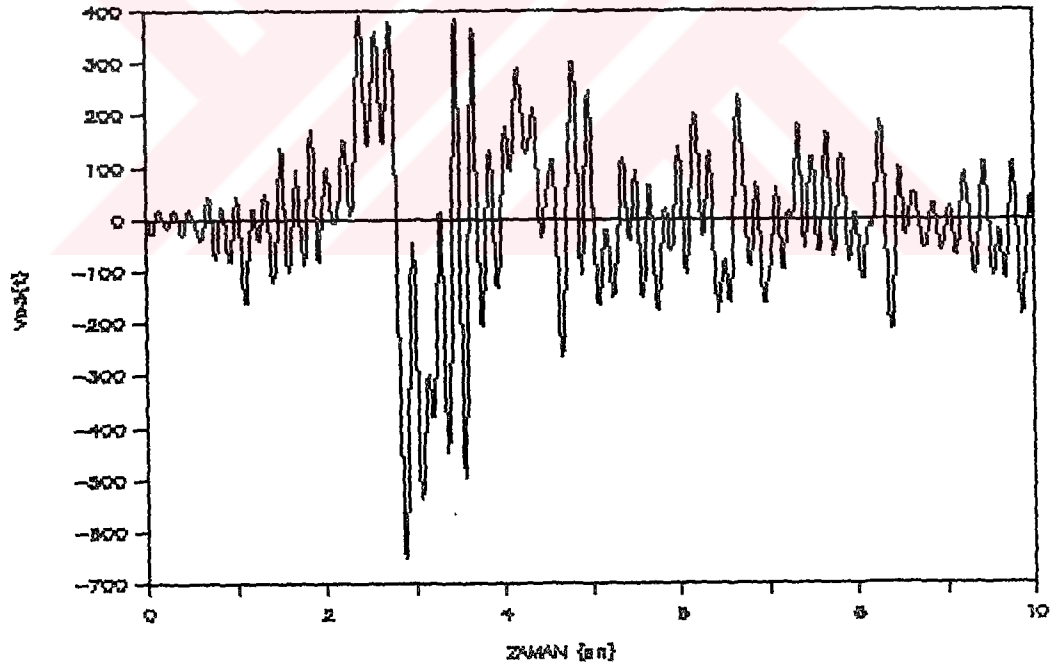
Şekil 5.21 Erzincan 1992 K-G için Adım Adım İntegrasyonla Bulunmuş 20.Katın Zaman Bağlı Toplam Yerdeğiştirmesi



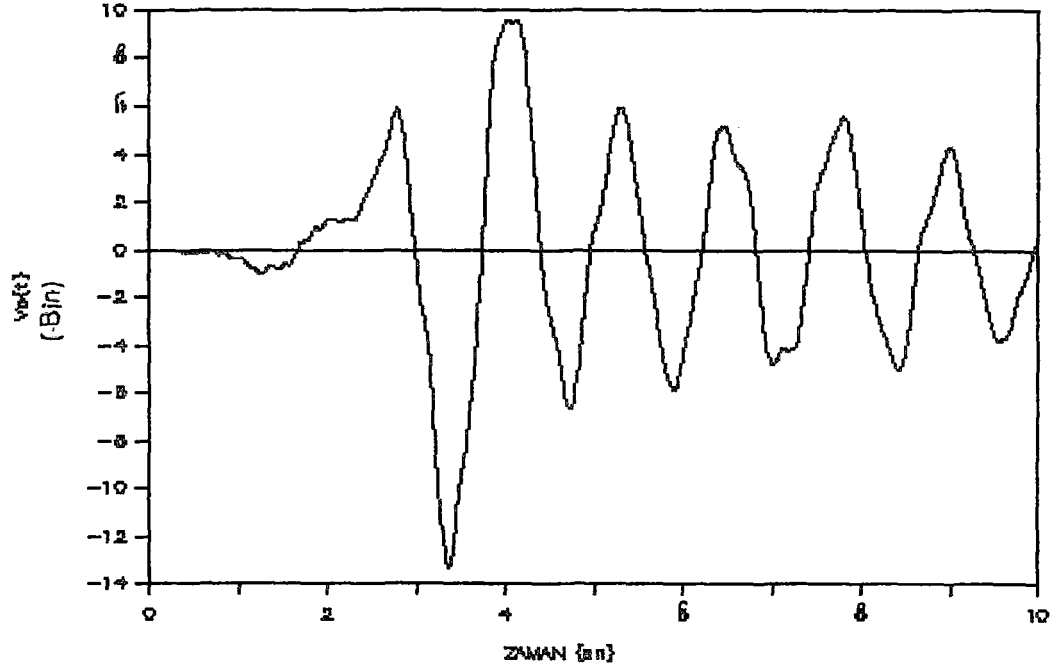
Şekil 5.22 Erzincan 1992 K-G için Adım Adım İntegrasyonla Bulunmuş 1. Moda Ait Taban Kesme Kuvvetleri



Şekil 5.23 Erzincan 1992 K-G için Adım Adım İntegrasyonla
Bulunmuş 2. Moda Ait Taban Kesme Kuvvetleri



Şekil 5.24 Erzincan 1992 K-G için Adım Adım İntegrasyonla
Bulunmuş 3. Moda Ait Taban Kesme Kuvvetleri



Şekil 5.25 Erzincan 1992 K-G için Adım Adım İntegrasyonla Bulunmuş Toplam Taban Kesme Kuvvetleri

Tablo 5.2 (a) Durumu İçin Her İki Yöntemle Bulunmuş Taban Kesme Kuvvetleri

Mod Değeri	Spektral Analiz V (t)	Adım Adım İntegrasyon V (t)
1	11964.8	11983.7
2	2038.8	2108.9
3	685.5	648.2

Adım adım integrasyonla bulunan sonuçların doğruluğu da Tablo 5.2 'den yararlanılarak aşağıdaki gibi ispatlanabilir:

Spektral analiz için toplam taban kesme kuvveti

$$V = \sqrt{(11964.8)^2 + (2038.8)^2 + (685.5)^2} = 12156.6 \text{ t bulunur.}$$

Adım adım integrasyon için toplam taban kesme kuvveti spektral analize benzer olarak yazılırsa:

$$V = \sqrt{(11983.8)^2 + (2108.9)^2 + (648.2)^2} = 12158.1 \text{ t bulunur.}$$

Bunlar arasındaki fark yaklaşık % 0.2 'dir. Kabul edilebilir sınırlar içerisinde olan bu fark kesme ve yuvarlatma hatalarından meydana gelmektedir.

5.4 Sayısal Örnek 4

Bu örnekte örnek 1 'de verilen bacanın eksenel deformasyonların ve kayma deformasyonlarının göz önüne alınması halinde, Erzincan depremi K-G bileşeni için hem spektral analiz hem de adım adım integrasyon yöntemiyle çözülecek, sonuçlar tabanda oluşan M (kNm) devirme momenti bakımından karşılaştırılacaktır.

Sistem önce spektral analiz yöntemiyle ve daha sonra adım adım integrasyon yöntemiyle çözülmüş ve sonuçlar Tablo 5.3 'de verilmiştir.

Tablo 5.3 spektral analiz ve adım adım integrasyon sonuçları

Mod Sayısı	Periyot (s)	Kat no	Spektral Analiz		Adım Adım Integrasyon	
			Kat yer değiş. (m)	Kat kuvvet. (kN)	Kat yer değiş. (m)	Kat kuvvet. (kN)
1	1.06	6	0.446	1942.44	0.444	2237.79
2	0.27	5	0.327	3145.54	0.321	3020.37
3	0.12	4	0.217	2919.28	0.209	3057.91
		3	0.125	2761.15	0.119	3571.01
		2	0.057	2047.63	0.055	2750.29
		1	0.015	1133.26	0.015	1457.17

Tabanda oluşan devirme momenti, spektral analiz için:

$M_o = \sum_{i=1}^n h_j (f_j)_i$ ifadesinden bulunabilir. Burada n sistemin serbestlik derecesi, h_j j inci katın tabandan olan mesafesini, f_j ise j inci kat kuvvetini ifade etmektedir.

Buna göre spektral analizden elde edilen kat kuvvetlerine göre elde edilen devirme momenti:

$$M_{og} = 1942.44 * 90 + 3145.54 * 75 + 2919.28 * 60 + 2761.15 * 45 + 2047.63 * 30 + 1133.26 * 15 = 788571.45 \text{ kNm}$$

Adım adım integrasyondan taban devirme momenti t zamanında alınan momentlerin en büyüğü için;

$$M_{oA} = 636471.6 \text{ kNm bulunmuştur}$$

Sonuç olarak spektral analiz sonucu elde edilen taban devirme momentinin adım adım integrasyondan bulunan değere göre % 19.3 daha fazla olduğu görülmektedir.

5.5 Sayısal Örnek 5

Bu örnekte Örnek 2 'de verilen sistem orta aksdaki perdenin kaldırılmasıyla tamamen çerçevelerden oluşmuş sistem olarak, orta aksdaki perdenin kaldırılarak kenar akslara simetrik olarak yerleştirilmesi durumları için Örnek 2' deki sistemle karşılaştırılacak ve bu üç duruma ait kat kesme kuvveti, kat yer değiştirmeleri ve kat dönmeleri bulunacaktır.

Çözümde (a) durumu sadece çerçevelerden oluşmuş sistemi, (b) durumu sadece orta aksında perde bulunan sistemi, (c) durumu sadece kenar akslarda perde bulunan sistemi göstermektedir.

Tablo 5.4 Her Duruma Ait Periyot Değerleri

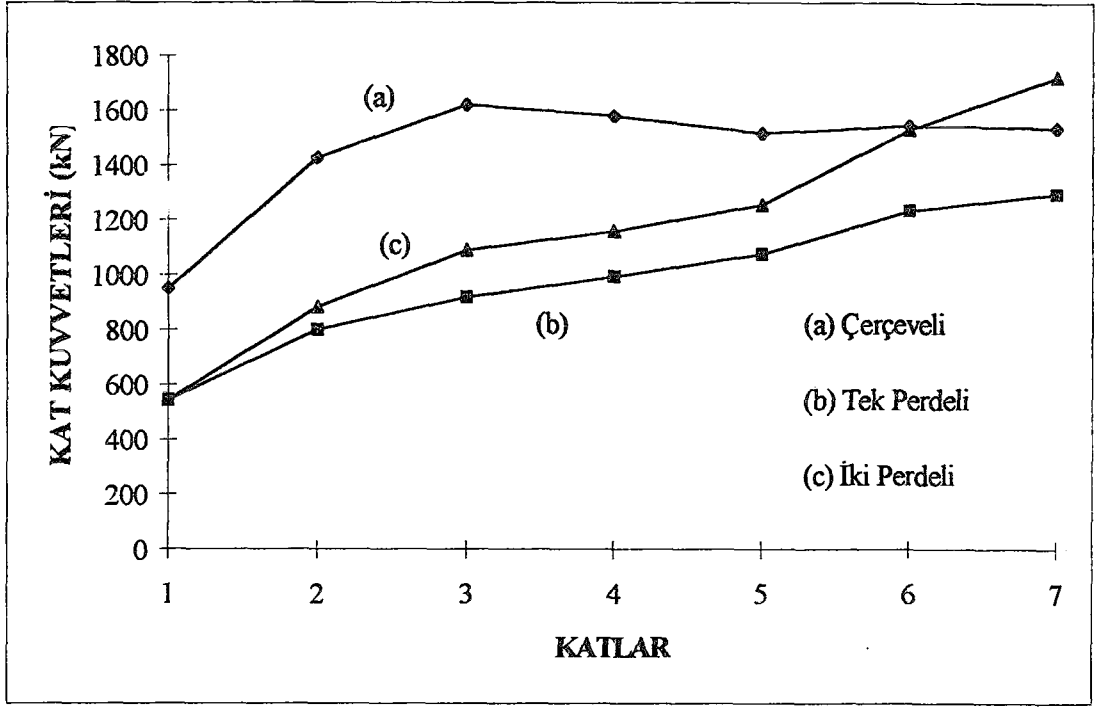
Periyot (s)	(a) Durumu T (s)	(b) Durumu T (s)	(c) Durumu T (s)
1.mod	0.859	0.486	0.391
2.mod	0.278	0.124	0.094
3.mod	0.158	0.06	0.044

Her bir duruma ait periyot değerleri Tablo 5.4 te, bu durumlara ait kat kuvvetleri, kat yer değiştirmeleri ve kat dönmelerine ait değerler grafik halinde Şekil (5.26-5.28)' de verilmiştir.

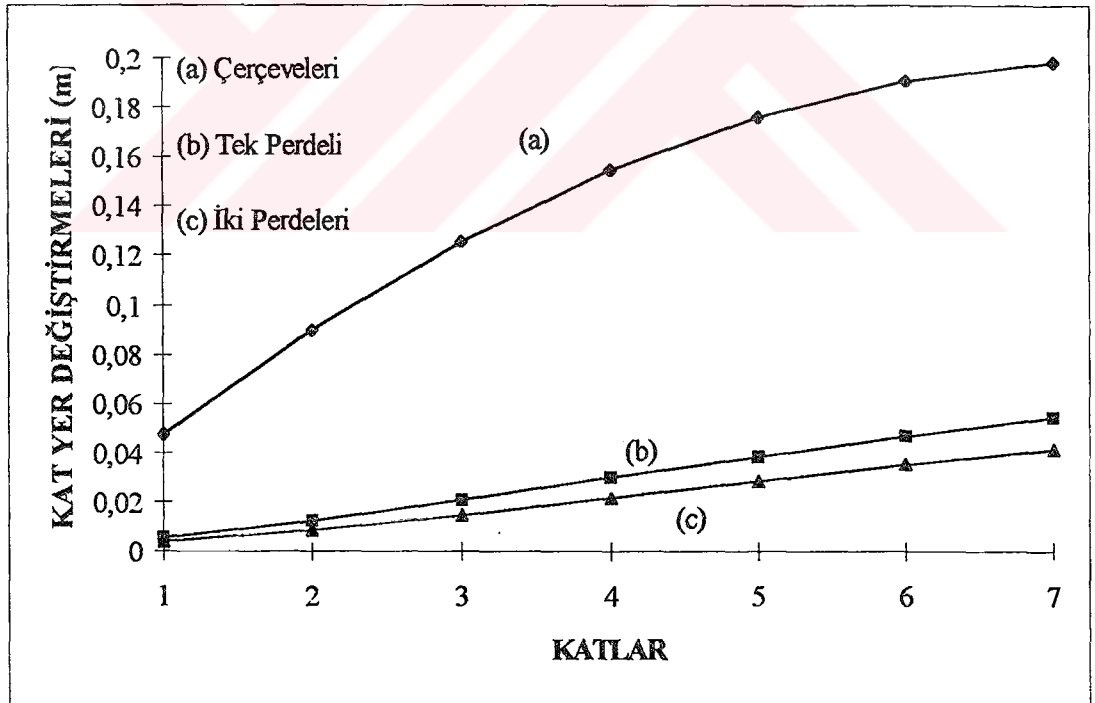
Grafiklerden de görüleceği gibi perde alanlarının yapı alanı içerisindeki oranı arttıkça yapıda meydana gelen yer değiştirme ve dönmeler yapının rijitliği arttığı için büyük oranlarda azalmaktadır.

Örnek verilecek olursa, (b) durumunda perdelerin tüm yapı alanı içersindeki payı % 0.55, (c) durumunda ise % 1.1 dir. (c) durumu için 7. kat yer değiştirmesi (b) durumuna göre % 32.2, 7. kat dönmesi % 19.9 azalmıştır.

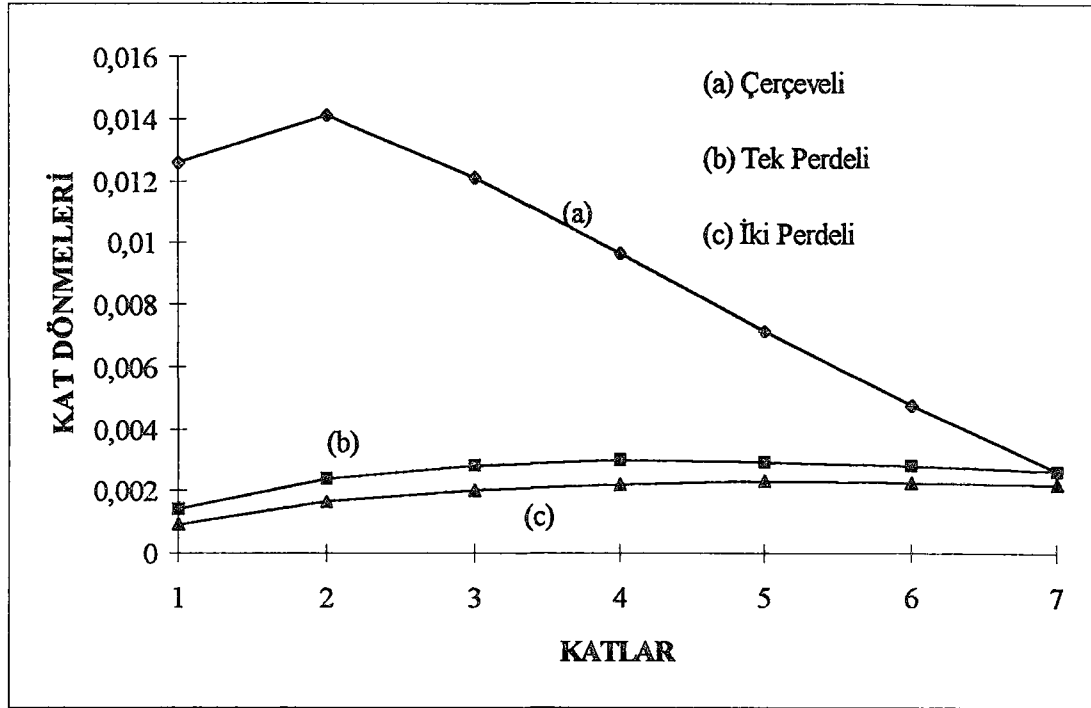
Yapının sadece çerçevelerden meydana gelmesi durumunda yapıda oluşacak deformasyonların (b) ve (c) durumuna göre çok daha fazla olduğu görülmektedir.



Şekil 5.26 Erzincan K-G İçin Çözülmüş Her Bir Yapı Tipine Ait Kat Kuvvetleri



Şekil 5.27 Erzincan K-G İçin Çözülmüş Her Bir Yapı Tipine Ait Kat Yer Değişiklikleri



Şekil 5.28 Erzincan K-G İçin Çözülmüş Her Bir Yapı Tipine Ait Kat Dönmeleri

5.6 Sayısal Örnek 6 : 7 Katlı Çerçeve Yapının Adım Adım İntegrasyonla Çözümü

Bu örnekte de yine örnek 5'deki 7 katlı çerçeve sistem, adım adım integrasyon yöntemiyle Şekil 5.29 'da ivme zaman kaydı verilmiş El Centro 1940 depremi K-G bileşeni için çözülecek ve sonuçlar Erzincan 1992 depremi K-G bileşeni için bulunmuş sonuçlarla Housner şiddetleri bakımından karşılaştırılacaktır.

Şekil 5.11'den Erzincan N-S bileşeni için maksimum ivme değeri $a_{\max} = 389.57 \text{ cm}^2/\text{s}$

Şekil 5.29' dan Elcentro N-S bileşeni için maksimum ivme değeri $a_{\max} = 341.01 \text{ cm}^2/\text{s}$ olarak alınmıştır.

Sistem Elcentro depremi için çözülmüş, karşılaştırmalı sonuçlar aşağıda tablo halinde verilmiştir.

Tablo 5.5 Erzincan K-G ve Elcentro K-G İçin Bulunmuş Sonuçlar

Kat	Erzincan 1992	K-G	Elcentro 1940	K-G
No	Kat Kuvvetleri (kN)	Kat Yerdeğiş. (m)	Kat Kuvvetleri (kN)	Kat Yerdeğiş. (m)
1	951.21	0.0474	484.08	0.02816
2	1428.05	0.0897	728.96	0.05429
3	1618.61	0.1259	815.38	0.0788
4	1578.44	0.1548	891.90	0.1006
5	1517.56	0.1762	1151.16	0.1184
6	1543.78	0.1906	1284.08	0.1311
7	1540.15	0.1984	1229.20	0.1383

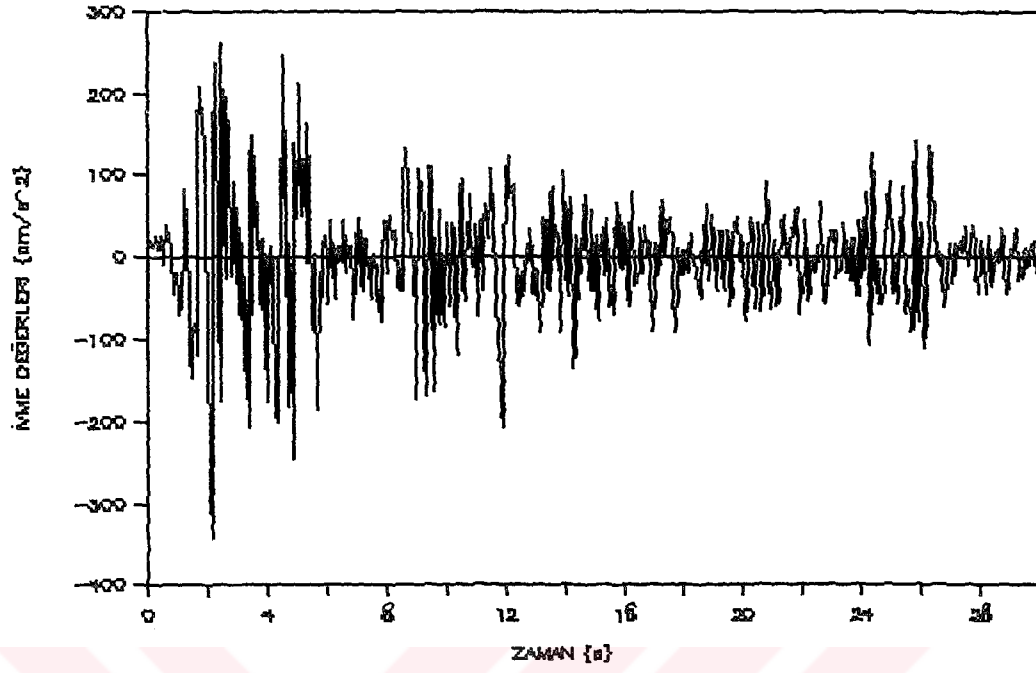
Erzincan 1992 K-G Bileşenleri için Housner şiddeti $SI = 198.89$ cm

Elcentro 1940 K-G bileşeni için Housner şiddeti $SI = 52.6$ cm olarak Kaynak [9]' dan alınmıştır.

Ayrıca her iki deprem için toplam taban kesme kuvvetleri Erzincan K-G için $V_0 = 9721.59$ kN, Elcentro K-G için toplam taban kesme kuvveti $= 5714.31$ kN olarak bulunmuştur.

Gerek tablo 5.6'daki değerlere gerekse taban kesme kuvveti değerlerine bakılacak olursa El centro K-G depreminin pik ivme değerinin Erzincan K-G depremi pik ivme değerine çok yakın bir değerde olmasına rağmen Elcentro K-G depreminin etkilerinden çok büyüktür. Bu fark her iki depremin Housner şiddeti değerleriyle açıklanabilir. Erzincan K-G depreminin Housner şiddeti, Elcentro K-G 'den 3.78 kat daha fazladır.

Bu oran çözümlere bakılacak olursa sonuçlarda kendini göstermiştir. Nitekim Erzincan K-G için 7. kat, Elcentro K-G'den 1.43kat daha fazla yer değiştirme yapmış, yine taban kesme kuvveti Elcentro K-G 'ye göre 1.70 kat daha fazla çıkmıştır.



Şekil 5.29 Elcentro depremi K-G bileşeni ivme-zaman kaydı

5.7. Sayısal Örnek 7

Bu örnekte örnek 3 de verilmiş olan 20 katlı yapı ve örnek 2 de verilmiş olan 7 katlı yapı taban kesme kuvvetlerine her bir modun katkısı bakımından karşılaştırılacaktır.

Her iki yapı için her bir moda ait taban kesme kuvvetleri ve modların katkı oranları aşağıda tablo halinde verilmiştir.

Tablo 5.6 Her Moddaki Taban Kesme Kuvvetleri ve Katkı Oranları

Mod no	20 Katlı Yapı		7 Katlı Yapı	
	Taban Kesme Kuv. (kN)	Modal Katkı Oranı (%)	Taban Kesme Kuv. (kN)	Modal Katkı Oranı (%)
1	103402.0	92	5836.04	87
2	5555.28	4.5	695.13	10.3
3	3917.38	3.5	183.71	2.7
Toplam	112874.7		6714.87	

Tablo 5.6 dan da görüldüğü gibi kat yüksekliği arttıkça 1. modun katkısıyla birlikte yüksek modların katkı oranları da artmaktadır.

BÖLÜM 6

SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Bu tez çalışmasında dolu veya boşluklu perde-çerçevelerden oluşmuş sistemlerin, matris deplasman yöntemiyle sistem rijitlik matrisi oluşturulduktan sonra spektral analiz ve adım adım integrasyon yöntemi kullanılarak dinamik analizi yapılmış ve kişisel bilgisayarlarda kullanılmak üzere iki metot için BASIC dilinde yazılmış DINAN1 ve DINAN2 programları geliştirilmiştir.

Programlar doğru eksenli, sabit kesitli sistemlerin çözümü için uygundur. Eğer değişken kesitli ve eğri eksenli elemanlar için hesap yapılmak istenirse eleman rijitlik matrisinde yapılacak değişikliklerle bu durumlar göz önüne alınabilir.

Programlar, sistemin ortogonal, planda çerçeve ve perdelerin simetrik yerleştirilmiş olması durumunda doğru sonuç verir. Sistemin ortogonal olmaması durumunda burulma modlarının hesaba katılması gerektiğinden analiz iki boyutlu sistem yerine üç boyutlu sistem kurularak yapılması daha sağlıklı sonuçlar verecektir. Bunun için eleman rijitlik matrisleri (6x6) yerine (12x12) boyutunda oluşturulmalıdır.

Bölüm 5.3 'de yapılan örnekte kayma ve eksenel şekil değiştirmeleri ve temelde perde dönmesinin etkileri incelenmiştir ve bu etkilerin yapı için önemli birer etken oldukları görülmüştür.

Ayrıca yapı sistemlerinin çözümleri hem spektral analiz hem de adım adım integrasyon yöntemiyle yapılmış ve her iki yöntemin karşılaştırılması yoluna gidilmiştir. Nitekim, örnek 5.4 verilmiş 90 m'lik baca Erzincan 1992 depremi K-G bileşeni kullanılarak hem spektral analiz hem de adım adım integrasyon kullanılarak çözülmüş sonuçta adım adım integrasyon yöntemiyle spektral analize göre %19.3

daha az taban devirme momenti bulunmuştur. Aynı durum örnek 3 için verilmiş olan 20 katlı yapı için taban kesme kuvveti bakımından incelenmiş ve adım adım integrasyonla spektral analize göre % 8.2 daha az taban kesme kuvveti bulunmuştur.

Görülüyor ki analizin adım adım integrasyonla yapılması, uygulamada kesit tesirleri daha küçük çıkacağı için bir ekonomiklik sağlayacaktır.

Sonuçta spektral analiz yönteminde yapı katlarındaki karşılıkların zaman kaydının elde edilmesi yerine, o modda tüm deprem süresince meydana gelebilecek en büyük karşılıklar aynı zaman adımımda ortaya çıkmadığı için, bunların mutlak değerlerinin toplanması yerine karelerin toplamının karekökü alınarak yapıda meydana gelen karşılıkların hesaplanması yoluna gidilmiş ve bu bulunan değerler adım adım integrasyonla bulunanlarla karşılaştırılarak spektral analiz yönteminin adım adım integrasyona göre bir yaklaşıklık içerdiği görülmüştür. [5]

Örnek 6'nın çözümü hem Erzincan 1992 K-G hem El Centro 1940 K-G deprem kayıtları için yapılmış sonuçta Erzincan K-G depremi, her iki depremin pik ivme değerlerinin birbirine yakın olmasına rağmen 7 katlı yapının 7.katı El Centro K-G depremine göre 1.43 kat daha fazla yer değiştirmiş taban kesme kuvveti ise 1.70 kat daha fazla çıkmıştır. Bu fark Erzincan K-G depremi Housner şiddetinin El Centro K-G depremi Housner şiddetinden 3.78 kat daha fazla olmasıyla açıklanabilir.

Programda veri girişinde, dikkat edilmesi gereken önemli bir noktada elemanların uç deplasmanlarının numaralandırılması olduğu gözlenmiştir. Nitekim rasgele bir numaralandırma band genişliğini artıracak bu da problemin çözüm süresini uzatacak veya bilgisayar hafızasının yetersiz kalmasına neden olabilecektir.

Bu çalışmada elde edilen sonuçlar, deprem mühendisliği ve yapı dinamiğine katkıları bakımından incelenecek olursa; Deprem Mühendisliği açısından;

a)Yapının dinamik analizinin adım adım integrasyonla yapılması halinde eleman uç kuvvetleri daha küçük çıkacağından uygulama da bu yöntem ekonomi sağlayacaktır. Ayrıca adım adım integrasyon yöntemi kesin sonuçlar vereceğinden elde edilen sonuçlar daha güvenilir olacaktır.

b)Houser şiddetiyle gücünü ortaya koyan depremin aynı üstünlüğü dinamik analizde de gösterdiği görülmüştür.

Yapı dinamiği açısından;

a)Kayma ve Eksenel deformasyonlarının etkileri ihmal edilemeyecek kadar önemlidir. Nitekim, bu etkiler alındığında yapının periyot ve yer değiştirmelerinde bir artma görülmüştür.

b)Yapının yüksekliği arttıkça daha yüksek modların katkıları da artmaktadır.

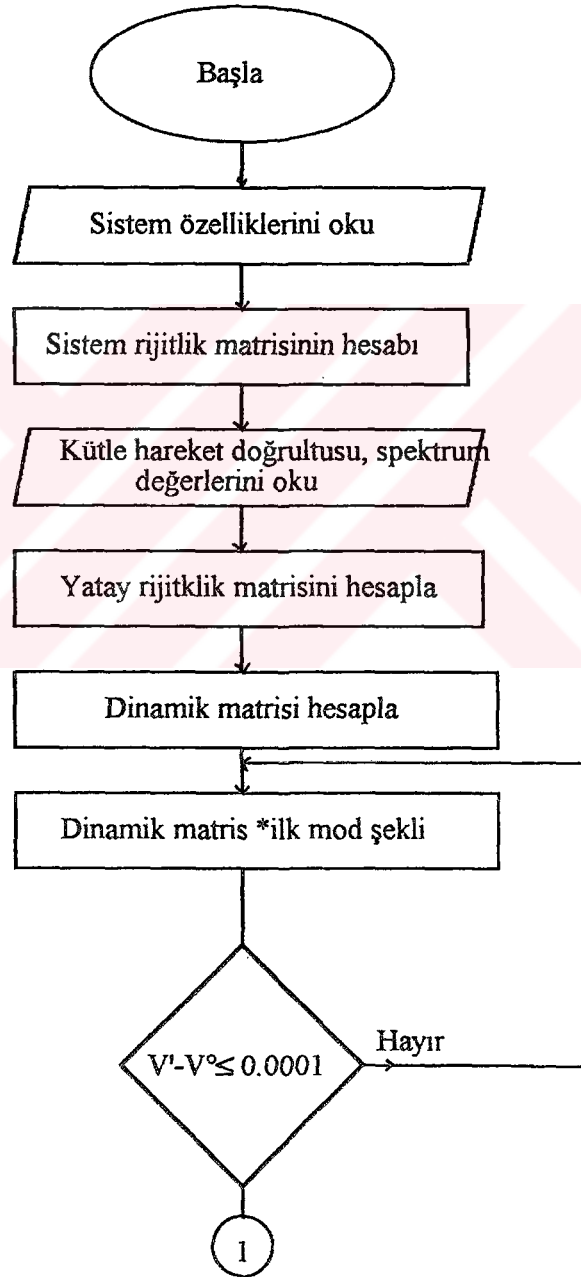
KAYNAKLAR

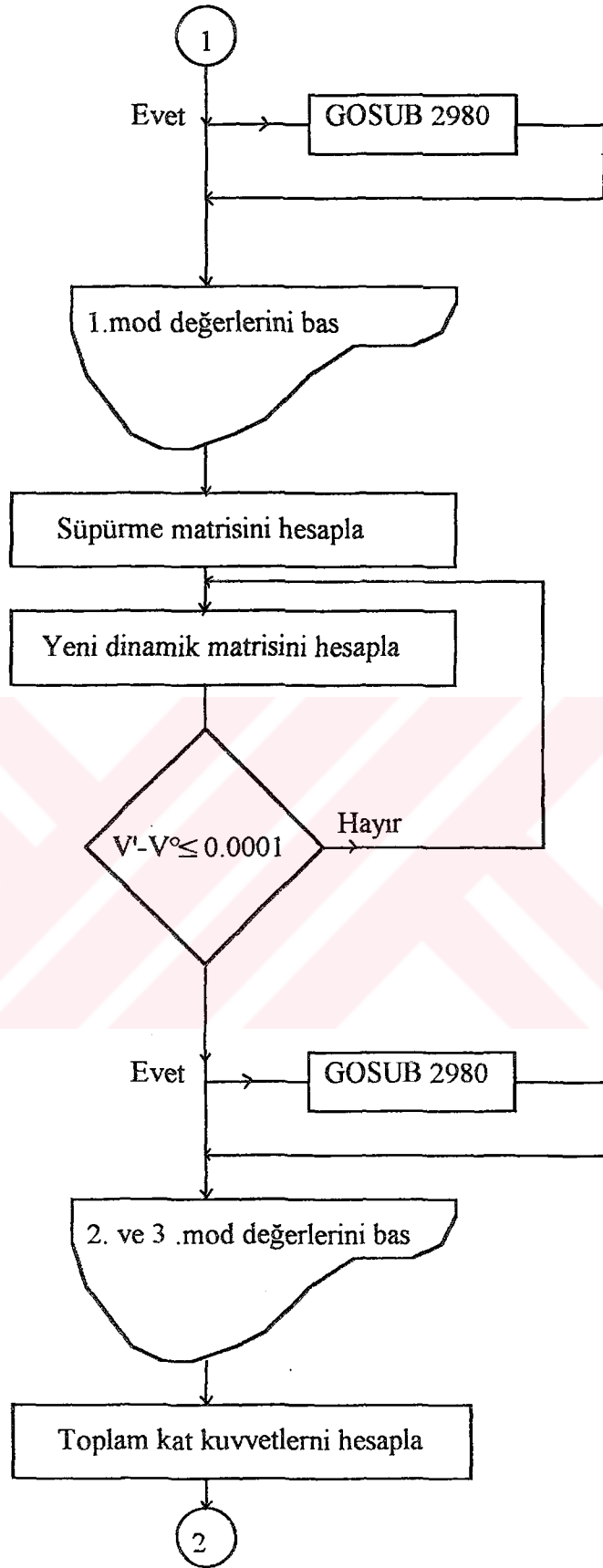
- [1] TEZCAN, S., Çubuk Sistemlerin Elektronik Hesap Makineleri ile Çözümü,İTÜ,(1970)
- [2] CLOUGH,W.R., PENZIEN J., Dynamics of Structures, McGraw-Hill,(1975)
- [3] DÜNDAR, C., KIRAL, E., Perdeli Yapı Sistemlerinin Bilgisayar ile Hesabı, TMMOB yayını,(1985)
- [4] ÇAKIROĞLU, A., ÖZMEN, G., ÖZDEN, E., Yapı Sistemlerinin Hesabı için Matris Metotları ve Elektronik Hesap Makinesi Programları, Cilt 2,İTÜ İnşaat fakültesi Matbaası,(1992)
- [5] HASGÜR, Z., GÜNDÜZ,N., Betonarme Yüksek Yapılar, İTÜ, (1992)
- [6] HASGÜR, Z., Mühendislik Sismolojisi Ders Notları
- [7] CELEP,Z., KUMBASAR N., Örneklerle Yapı Dinamiği ve Deprem Mühendisliğine Giriş, Sema Matbaacılık, (1992)
- [8] REMEC, C., Fischer, M., Fayfar,P., Evaluation of Aseismic Provisions in the USA and Yugoslavia , University of Edward Kardelj in Ljubljana, Departman of Civil Engineering Institute of Structural and Earthquake Engineering, September, (1985)

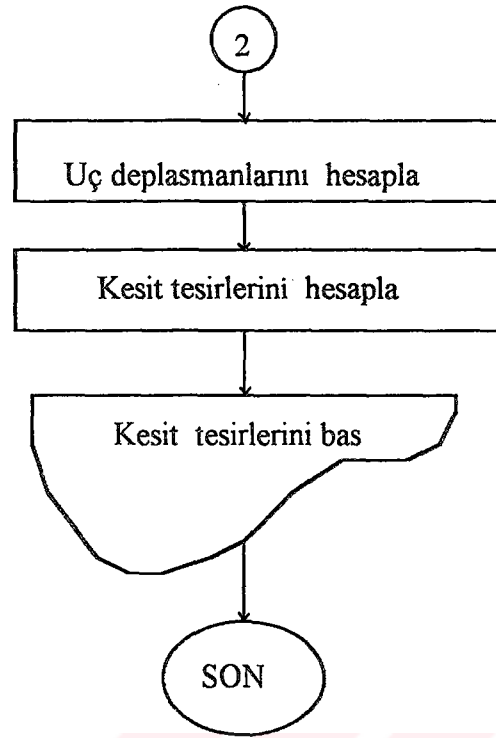
- [9] HASGÜR, Z., İstanbul ve Çevresinde Beklenen Deprem Kuvvetleri, İstanbul Deprem Sempozyumu,(1991)
- [10] ÇAKIROĞLU, A., ÖZMEN, G., ÖZDEN, E., Yapı Sistemlerinin Hesabı için Matris Metotları ve Elektronik Hesap Makinesi Programları, Cilt 1,İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası,(1992)
- [11] KWAN, H.K.A., Improved Wide- Column-Frame Analogy for Shear/CoreWall Analysis, Journal of Structural Engineering, Vol.119, No.2, pp. 420-437, February,(1993)
- [12] KESKİNEL, F., Karadoğan, F., Açıklamalı Örneklerle Fortran IV ve Fortran 77, Algoritma Kurma ve Program Geliştirme,8.Baskı, Birsen Yayınevi,(1992)
- [13] KESKİNEL, F., Açıklamalı Örneklerle Basic Programlama Dili,Üçüncü Baskı, Birsen Yayınevi,(1988)

EK A

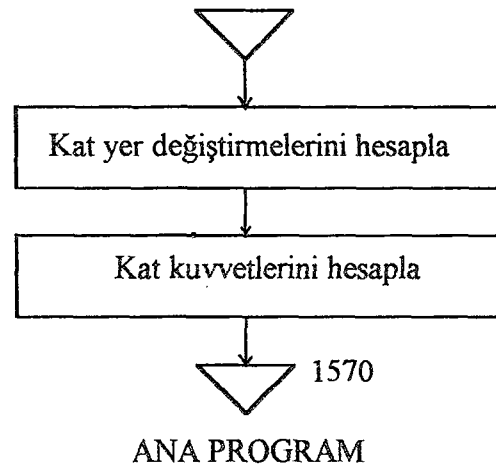
DINAN1 Programı Akış Diyagramı

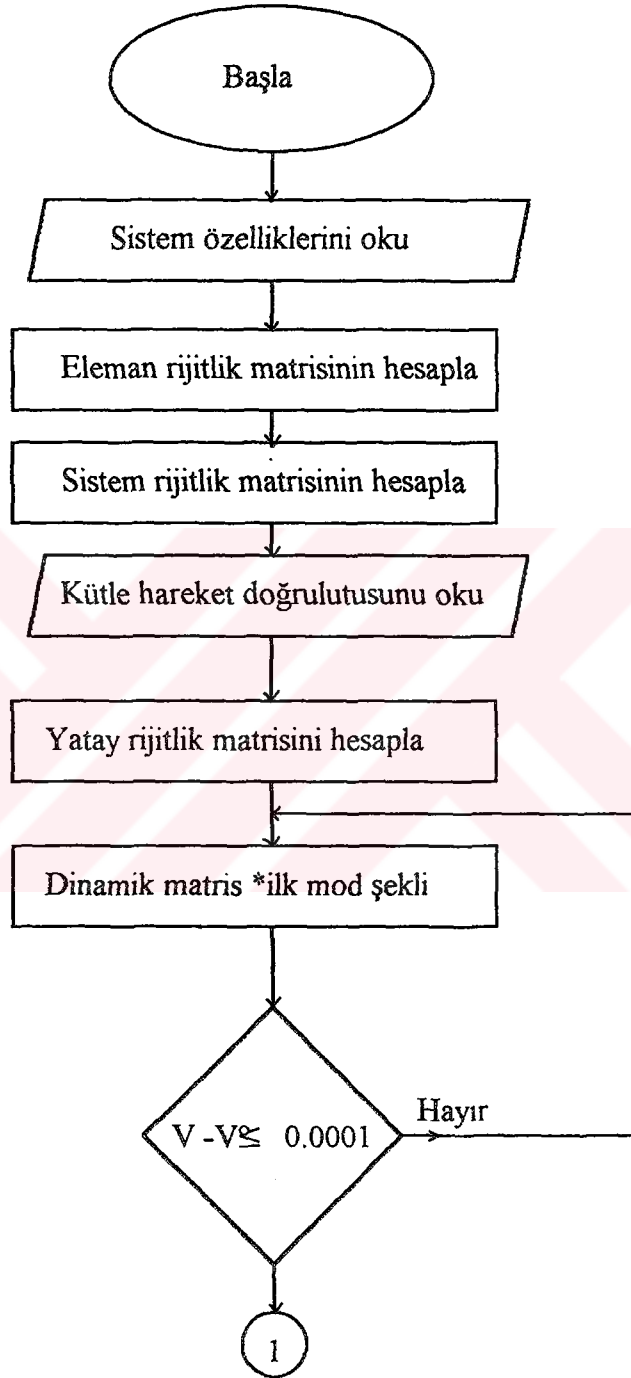


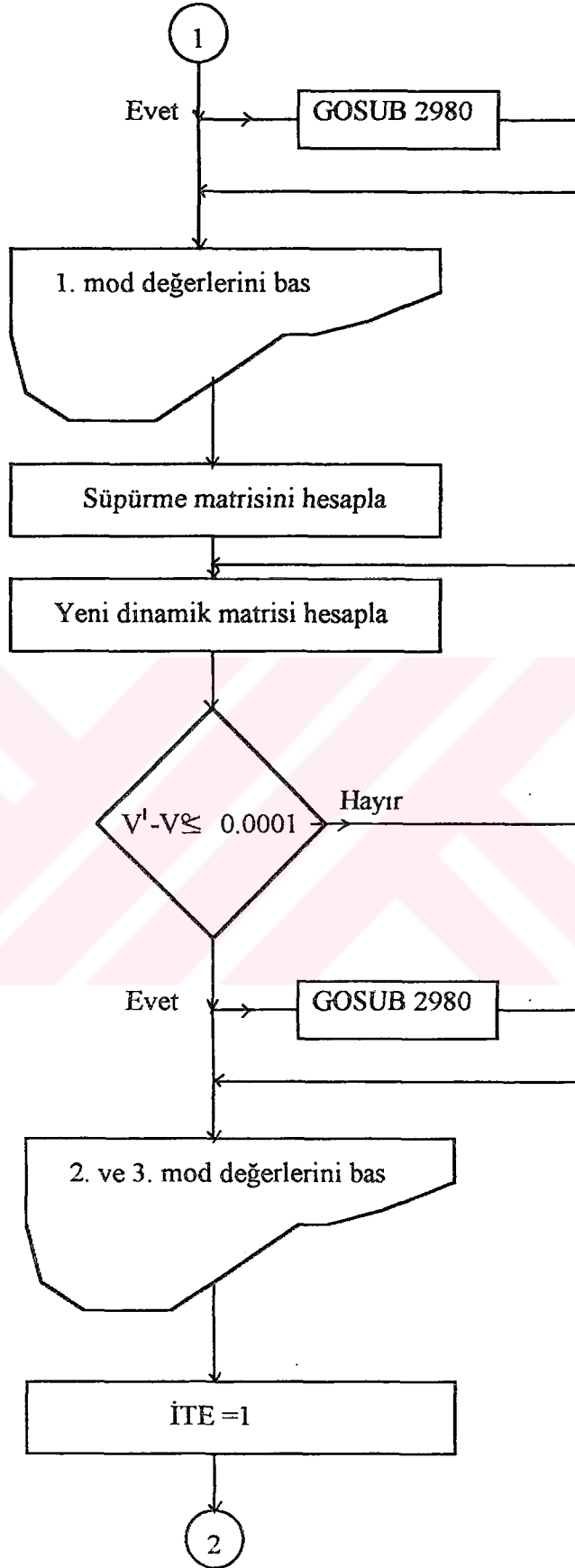


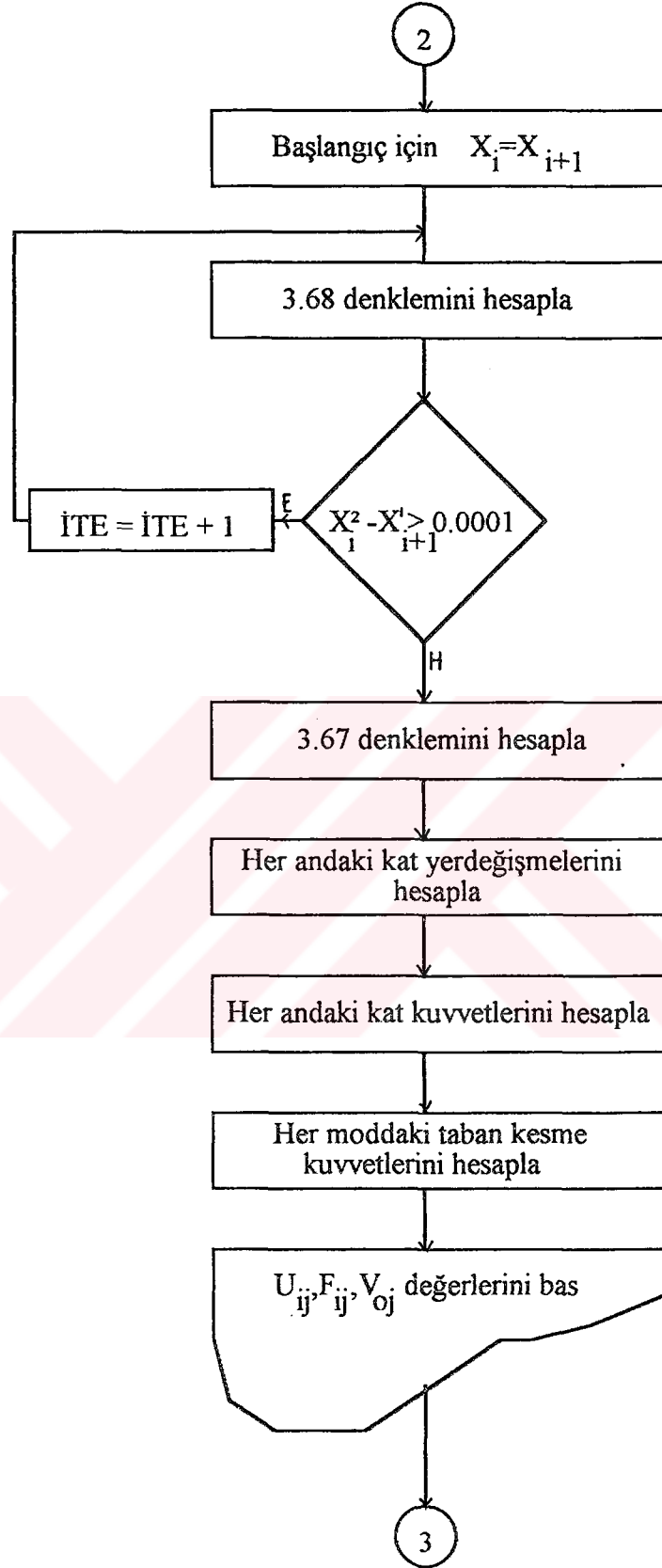


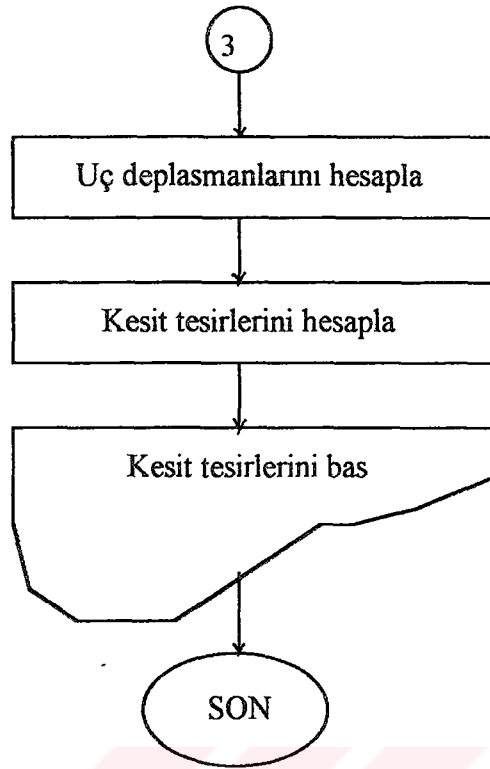
GOSUB 2980



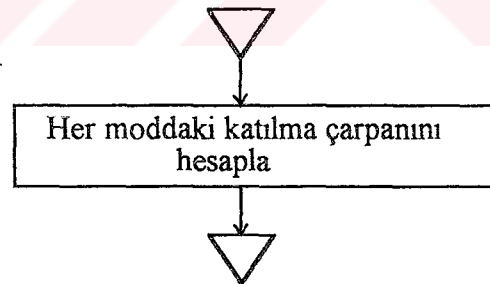
DINAN 2 Programı Akış Diyagramı







GOSUB 2980



1570

ANA PROGRAM

ÖZGEÇMİŞ

Hüseyin Aslanbaş 25.4.1970' de İstanbul' da doğdu. 1981 yılında Selçuklu İlkokulunu (Isparta) bitirdi. 1984 yılında Isparta Merkez Orta okulu'ndan, 1987 yılında Isparta Lisesi'nden mezun oldu. 1987 yılında Selçuk Üniversitesi Müh. Mim. Fak. İnşaat Mühendisliği Bölümü'nü kazandı. 1991 yılında bu bölümden birinci olarak mezun oldu. Aynı yıl İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Anabilim Dalı, Yapı Analizi ve Boyutlandırma Programında öğrenimine başladı.

