

EKSANTRİK KULELİ YAPILARIN
DİNAMİK YÜKLER ALTINDAKİ DAVRANIŞI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş.Müh. Ercan YÜKSEL

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih: 4 Haziran 1990

Tezin Savunulduğu Tarih : 28 Haziran 1990

Tez Danışmanı : Prof.Dr.Erdoğan UZGİDER

Diğer Jüri Üyeleri : Prof.Dr.Faruk KARADOĞAN

Doç.Dr.Alpay ÖZGEN

EKSANTRİK KULELİ YAPILARIN
DİNAMİK YÜKLER ALTINDAKİ DAVRANIŞI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş.Müh. Ercan YÜKSEL

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih: 4 Haziran 1990

Tezin Savunulduğu Tarih : 28 Haziran 1990

Tez Danışmanı : Prof.Dr.Erdoğan UZGİDER

Diğer Jüri Üyeleri : Prof.Dr.Faruk KARADOĞAN

Doç.Dr.Alpay ÖZGEN

HAZİRAN 1990

EKSANTRİK KULELİ YAPILARIN
DİNAMİK YÜKLER ALTINDAKİ DAVRANIŞI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş.Müh. Ercan YÜKSEL

Ana Bilim Dalı: İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI

HAZİRAN 1990

ÖNSÖZ

Günümüzde, gelişen bilgisayar imkanlarının yapı mühendislerinin hizmetine sunulmasıyla, bu alanda yapılabilecek araştırmaların sayısı hızla artmakta ve yapı mühendisliğinin ilgi alanı genişlemektedir. Bu imkanların yanında, mevcut bilgilerimizin ötesine gidebilme istek ve amacı da bu bilim dalının daha hızlı gelişmesini sağlayacaktır. Bu düşünceden hareket edilerek, üzerinde fazla çalışılmamış bir konuyu, master tezi seviyesinde araştırmak ve elde edilen sonuçları diğer araştırmacıların kullanımına sunmak bu tezin ana hedefi olarak belirlenmiştir. Araştırma neticesinde elde edilen sonuçlar, bu hedefe yeterince yaklaşıldığını göstermiştir.

Bu tez çalışmasının her aşamasında beni destekleyen Sayın Prof.Dr. Erdoğan Uzgider'e ve İTÜ Bilgisayar Merkezi'ne teşekkürlerimi sunarım.

HAZİRAN 1990

ERCAN YÜKSEL

İÇİNDEKİLER

ŞEKİL LİSTESİ	v
TABLO LİSTESİ	vii
ÖZET	viii
SUMMARY	ix
BÖLÜM 1. GİRİŞ	1
BÖLÜM 2. PROBLEMİN SUNULMASI	2
BÖLÜM 3. MATEMATİK FORMÜLASYON	4
3.1. Kabuller	4
3.2. Ramberg-Osgood Bağlantıları	4
3.3. Genel Bir Çubukta Rijitlik Matrisi	6
3.3a. İskelet Eğri Durumu	10
3.3b. Dallanmış Eğri Durumu	12
3.4. İç Kuvvetlerin Karşılıklı Etkileşimi ...	14
3.5. Yük Artımı Metodu	14
3.6. Yatay Rijitlik Matrisinin Oluşturulması	15
3.7. Eleman Rijitlik Matrisi	16
3.7a. X Yön. Kir. Rijitlik Matrisi	16
3.7b. Y Yön. Kir. Rijitlik Matrisi	17
3.7c. Kolonların Rijitlik Matrisi	18
3.8. Statik Analiz	20
3.9. Dinamik Analiz	22
3.10. P-Δ Etkisinin Dikkate Alınması	26
3.11. Programın Yapısı	27
BÖLÜM 4. PROGRAMIN ÇALIŞTIRILMASI, KONTROLLER, İLAVELER	31
4.1. En Basit Uzay Çerçeve Kontroler	32
4.2. En Basit Uzay Çerçeve Elastik Elastoplastik Sonuçların Kar.	34
4.3. Yön Değiştiren Yüklerin Etkimesi Halinde Moment-Eğrilik Bağıntısının İrdelenmesi	35
4.4. Çok Katlı ve Çok Açıklıklı Bir Uzay Çerçeve Kontrol	36
4.5. Düzlem Çerçeve Sonuçlarıyla Karşılaştırma	39
4.6. Düşey Depremin Programa İlave Edilmesi .	41
4.7. Yapının Altına Fiktif Kat İlave Edilmesi	41
BÖLÜM 5. PARAMETRİK ÇALIŞMA	43
5.1. Genel Bakış	43
5.2. Modeller	43
5.2a. Birinci Model Grubu	43

5.2b. İkinci Model Grubu	45
5.3. Yükleme	47
5.4. Elastik Hesap	48
5.5. Elastoplastik Hesap	50
5.6. Kule/Taban Alan Oranına Göre Karşılaştırma	53
5.7. Elastik-Elastoplastik Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması	54
5.7a. Eksantrik Kuleli Yapıda Karşılaştırma	54
5.7b. Simetrik Kuleli Yapıda Karşılaştırma	55
SONUÇLAR VE ÖNERİLER	57
KAYNAKLAR	58
ÖZGEÇMİŞ	59

ŞEKİL LİSTESİ

ŞEKİL		SAYFA
3.1	Ramberg-Osgood Moment Eğrilik İlişkisi	5
3.2	İskelet ve Dallanmış Eğri	6
3.3	Genel Bir Çubukta Uç Kuvvetleri ve Uç Deplasmanları	7
3.4	Genel Kat Planı	16
3.5	X Yönlü Kirişlerde Uç Deplasmanları	16
3.6	Y Yönlü Kirişlerde Uç Deplasmanları	17
3.7	Kolonlarda Uç Deplasmanları	18
3.8	ΔT Aralığında İvme Değişimi	23
3.9	Kolonlarda P- Δ Etkisi	26
4.1	Tipik Kesit	31
4.2	Geometri ve Yükleme (Bölüm 4.1 için)	32
4.3	Dinamik Yükler (Bölüm 4.1 için)	32
4.4	X Deplasmanları (Bölüm 4.1 için)	33
4.5	Y Deplasmanları (Bölüm 4.1 için)	33
4.6	Kat Dönmesi (Bölüm 4.1 için)	34
4.7	Elastik ve Elastoplastik Çözümlerin Karşılaştırılması (Bölüm 4.2 için)	34
4.8	Yön Değiştiren Yüklerin Etkimesi Halinde Geometri ve Yükleme	35
4.9	Histerik Lup	35
4.10	Geometri ve Yükleme (Bölüm 4.4 için)	36
4.11	Dinamik Yük (Bölüm 4.4 için)	37
4.12	Elastik Çözümlerin Karşılaştırılması (Bölüm 4.4 için)	38
4.13	Elastoplastik Çözümlerin Karşılaştırılması (Bölüm 4.4 için)	39
4.14	Geometri ve Yükleme (Bölüm 4.5 için)	40
4.15	Tepe Deplasmanları (Bölüm 4.5 için)	41

5.1	Birinci Model Grubu Yapıların Genel Görünüşü	44
5.2	Birinci Model Grubu Yapıların Planları	44
5.3	İkinci Model Grubu Yapıların Genel Görünüşü	45
5.4	İkinci Model Grubu Yapıların Planları	46
5.5	Tipik Kesitler	48
5.6	Birinci Model Grubu İçin Elastik Tepe Deplasmanları	49
5.7	İkinci Model Grubu İçin Elastik Tepe Deplasmanları	50
5.8	Birinci Model Grubu İçin Elastoplastik Tepe Deplasmanları	51
5.9	İkinci Model Grubu İçin Elastoplastik Tepe Deplasmanları	52
5.10	M3, M6, M7 Modelleri İçin Elastik Tepe Deplasmanları	53
5.11	M3 Modeli İçin Elastik ve Elastoplastik Tepe Deplasmanları	54
5.12	M4 Modeli İçin Elastik ve Elastoplastik Tepe Deplasmanları	55

TABLO LİSTESİ

Tablo	SAYFA
3.1	Programın Genel Akış Diyagramı 29
4.1	Kesitler (Bölüm 4.1 için) 32
4.2	Eleman Kesitleri (Bölüm 4.4 için) 37
4.3	Kat Kütleleri ve Eleman Kesitleri (Bölüm 4.5 için) 40
5.1	Birinci Model Grubu İçin Diğer Bilgiler ... 44
5.2	Birinci Model Grubunda Kullanılan Kesitler 45
5.3	İkinci Model Grubu İçin Diğer Bilgiler 47
5.4	İkinci Model Grubunda Kullanılan Kesitler 47
5.5	Birinci Model Grubu İçin Elastik Momentler 49
5.6	İkinci Model Grubu İçin Elastik Momentler 50
5.7	Birinci Model Grubu İçin Elastoplastik Momentler 51
5.8	İkinci Model Grubu İçin Elastoplastik Momentler 52
5.9	M3, M6, M7 Modelleri İçin Elastik Momentler 53
5.10	M3 Modeli İçin Elastik ve Elastoplastik Momentler 55
5.11	M4 Modeli İçin Elastik ve Elastoplastik Momentler 56

ÖZET

Yüksek lisans diploma tezi olarak sunulan bu çalışmada, eksantrik kuleli yapıların iki boyutlu deprem yükleri altındaki elastik ve elastoplastik davranışı araştırılmıştır. Çalışma iki ana bölümden meydana gelmektedir.

Birinci ana bölüm, bu araştırma için gerekli olan bir bilgisayar programının temin edilerek çalıştırılması, içeriğinin incelenmesi, ürettiği sonuçların doğruluğunun sınanması ve yapılan ilavelerin açıklanması alt bölümlerini kapsar.

İkinci ana bölüm ise, parametrik çalışmada kullanılacak modellerin seçimi, modellerin ve yüklemenin tanıtımı gibi alt bölümlerle, elastik ve elastoplastik analiz neticesinde elde edilen karşılaştırma parametrelerinin sunulması ve yorum bölümlerini kapsar.

Bu çalışma neticesinde elde edilen sonuçların bir kısmı tebliğ edilmek ve yayınlanmak üzere Dokuzuncu Avrupa Deprem Mühendisliği Kongresine gönderilmiştir.

SUMMARY

EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS FOR BUILDINGS WITH ECCENTRIC SETBACK

The structure with setback in its simplest form consists of two parts : First part is on ground level and named the base. Second part is on the base and named the tower. Generally the base part of the structure having setback is wide and low. However the tower part of the structure has opposite character with the base.

These structures can be classified different ways. But classifying of these structures depending on the location of the tower relative to the base is important.

Seismology Committee Structural Engineers Association of California recommended in 1980 that Buildings with setbacks wherein the plan dimension of the tower in each direction is at least 75 percent of the corresponding plan dimension of the lower part may be considered as uniform buildings without setback.

There is several research about the dynamic response of the structure with symmetric setback. However, studies about dynamic response of structure with eccentric setback is limited.

Additionally, in the recent years, the number of structure designed having setback is increasing.

So, the subject of these M.S thesis is chosen as the determination of the dynamic response of multistory buildings with eccentric setback subject to multi-component ground motion.

Two main problems of these structures are these:

1. Due to the sudden change in stiffness at the setback level, internal force distribution between the members of structure in this region is complex.
2. Due to the eccentricity between vertical axes of the tower and the base, there may be unconventional changes in lateral displacement of structure.

In addition, especially in the buildings with eccentric setbacks, tilting effect may be important on the stability of total structure.

This above mentioned problems must be numerically analysed by taking into account P-Δ effect and soil structure interaction.

The most suitable way to produce information about dynamic response of the structure with eccentric setback is a parametric study. However the selection of the appropriate models which represents the significant properties of the dynamic behaviour of multistorey buildings with symmetrically and asymmetrically located setback is very difficult. After a trial applications, the real model groups have been selected.

In this study, the computer program developed by James Lee Bockholt has been used. This computer program was developed in Stanford University and published as a technical report numbered 158 in 1972.

The method of analysis which is described in the following sections is based on the following assumptions:

1. The floor diaphragms are assumed to be completely rigid in their own plane.
2. The material is homogeneous with identical stress-strain properties in tension and compression.
3. The members are braced in such a way to prevent lateral torsional buckling.
4. Temperature effects and any imperfections in shape are neglected.

The moment-curvature relationship for a prismatic flexural member can be expressed in the form of the Ramberg-Osgood relationship by

$$\phi = \frac{M}{EI} \left\{ 1 + a \left| \frac{M}{M_p} \right|^{r-1} \right\}$$

where, M and ϕ are moment and curvature, I is a principal moment of inertia of cross section, M_p is the plastic moment capacity, E is Young's modulus, a and r are positive constants chosen to fit the stress-strain curve.

In particular, an elastic moment-curvature relation is described by $a=0$, while for $a > 0$ an elasto-plastic moment-curvature relation is approached as r tends to infinity.

As discussed subsequently in Chapter 3, in order to use the stiffness method of analysis to determine the

behaviour of structures with inelastic material properties, the load must be incrementally applied. So the stiffness matrix must be derived relating incremental actions and displacement. This incremental form of the member stiffness relationship is given by

$$(\Delta \underline{A}_m) = \underline{S}_m \cdot (\Delta \underline{D}_m)$$

where $(\Delta \underline{A}_m)$ is the vector of incremental member end action, $\underline{S}_m$ is the member stiffness matrix and $(\Delta \underline{D}_m)$ is the vector of incremental displacements at the ends of the member. The member stiffness matrix is assumed to remain constant during each load increment.

The values of the inelastic parameters in the element stiffness matrix depend on whether the load-deformation behaviour corresponds to the skeleton curve or the branch curve. There is satisfactory information about the skeleton curve and branch curve in chapter 3.

The values of the plastic moment and axial force capacities, M_p and P_p used in the Ramberg-Osgood

relationships are dependent on the interaction among the various internal forces at the cross section. In this computer program, the interaction effects are accounted for using the interaction relationships for wide flange sections developed by Santathadaporn and Chen.

Dynamic load are restricted to either lateral forces applied at the framing levels or inertia forces resulting from horizontal accelerations of the ground. Additionally as discussed in Chapter 4, inertia forces resulting from vertical accelerations of the ground has been supplemented to the computer program.

The differential equations of motion for nonlinear response must be solved in an incremental form. The structure is assumed to behave linearly for small increments of time. For any such time increment, the linear differential equation of motion can be written as follows :

$$\underline{M}_F \cdot \ddot{\Delta \underline{D}}_F + \underline{S}_{FF}^* \cdot \Delta \underline{D}_F = \Delta \underline{A}_F^*$$

in which $\underline{S}_{FF}^*$ is the lateral stiffness matrix, $\underline{M}_F$ is the mass matrix, $\Delta \underline{A}_F^*$ is the vector containing the incremental

lateral loads , ΔD_F and $\ddot{\Delta D}_F$ are the incremental floor displacements and accelerations, respectively.

Linear acceleration method is used to solve the incremental equations of motion.

The P- Δ effect is important in tall buildings, significantly increasing the effective shear force and lateral displacement responses at each story.

The additional moments in a column due to the P- Δ effect can be obtained by considering the equilibrium of the member. The additional moments may be applied to the column in terms of equivalent shearing forces. The couple of shear is obtained dividing additional moment to the story height. These shears will contribute to the lateral loads applied at the floor. The total contribution at each floor may be determined by summing the contributions from each of the columns into that floor.

The soil structure interaction may be taken into account adding an extra dummy story to the models. Flexural rigidity of beams and columns of the dummy story are selected as big as possible to prevent translational displacement at the base level. However, axial rigidity of the dummy story columns are selected properly to simulate soil characteristics. The cross sectional area of the dummy story columns are interested uniform compression value of soil. In this study the medium sand value has been used.

After a trial application, it has been decided to use two different model group.

First model group consists of the buildings that have three bays in x direction, four bays in y direction and seven stories with dummy story.

Second model group consists of the buildings that have five bays in x direction, one bay in y direction and ten stories with dummy story.

The running time of this computer program increases considerably with the number of joints per floor increases.

The principal aim to select the second model group is that the number of joints per floor of the second model group is smaller than the other.

In this study, Elcentro Earthquake records has been used for dynamic loading. In the horizontal plane the N-S (north-south) component and in the vertical plane the vertical component has been used.

The vertical joint loads have been considered simultaneously dynamic loads to see P- Δ effect clearly.

The earthquake direction in the plane has been shown on the figures in chapter 4.

To compare the dynamic response of the models, top story lateral displacements and the internal forces of members located at the tower edge column line and base structure upper story beam line intersection has been used.

Elastic and elastoplastic response have been considered during the study. As mentioned in the following conclusion, the results obtained from elastoplastic analysis are smaller than those obtained in elastic case.

The research on the earthquake responses of multi-story buildings structure with setbacks having different eccentricity has give these result:

1. The lateral top displacement of structures with setback, decreases with the increasing eccentricity value of setback.
2. The beam and column end moments of the members located at the tower edge column line and base structure upper story beam line intersection decreases with the increasing eccentricity value of setback.
3. The top story lateral displacement, decrease with the increasing values of the ratio between tower to base structure cross sectional area.
4. The top story displacements and member end moments in elastoplastic analysis are smaller than those obtained in elastic case.

Finally, the following recommendation can be made for design engineers.

The eccentricity between the tower and the base vertical axes must be taken into account. Thus, the cross sectional area ratio of the tower to the base which is stated as an important criterion in several well known Earthquake design codes, is not the only criterion for these buildings.

BÖLÜM 1. GİRİŞ

Yüksek Lisans Tezi olarak sunulan bu çalışmanın amacı, eksantrik kuleli yapıların iki boyutlu deprem yükleri altındaki elastik ve elastoplastik davranışını araştırmaktır. Tez iki ana bölümden meydana gelmektedir.

Birinci bölüm, belirtilen araştırmayı yapabilmek için gerekli olan geniş kapsamlı bir bilgisayar programının temin edilmesi [1], makineye yazılması, derlenmesi ve içeriğinin anlaşılması çalışmalarını kapsar. Programın çalışması sağlandıktan sonra, Bölüm 4.de anlatılan kontrol mekanizmalarıyla, ürettiği sonuçların doğruluğu sınanmıştır. Kontrollerin olumlu sonuç vermesinden sonra, programa düşey deprem etkileri de ilave edilmiştir.

İkinci bölüm ise, araştırma için uygun model gruplarının seçilmesi, bunların ön boyutlandırmalarının yapılması, dinamik ve statik yüklerin belirlenmesi ve bu yüklerle yüklenen yapıların elastik ve elastoplastik analizlerinin yapılması çalışmalarını kapsar. Bu analizler neticesinde, modellerin birbirleriyle karşılaştırılması için, grafikler ve tablolar verilmiştir. Grafik ve tablolardaki sonuçların yorumlanmasıyla araştırma tamamlanmıştır.

BÖLÜM 2. PROBLEMİN SUNULMASI

En basit durumunda kuleli bir yapı, kule ve taban olmak üzere iki kısımdan meydana gelir. Kulenin taban üzerindeki pozisyonuna göre, bu tip yapıları simetrik veya eksantrik kuleli yapılar olarak sınıflandırmak mümkündür. Simetrik kuleli yapıların dinamik yükler altındaki elastik ve elastoplastik analiziyle ilgili çok sayıda çalışma olmasına rağmen, eksantrik kuleli yapılar hakkında yeterince araştırmanın bulunmadığı literatür taramalarından ortaya çıkmıştır.

Bu tip yapılarda karşılaşılabilecek en önemli iki problem şunlardır :

1. Kule başlangıç seviyesindeki ani rijitlik değişimi nedeniyle, bu bölgede bulunan elemanlarda iç kuvvet dağılımı oldukça karmaşıktır.

2. Eksantrik kuleli yapılarda, kule ve taban kısımların düşey eksenleri arasındaki dışmerkezlik nedeniyle, düşey depremin alışılmışın dışındaki etkisi, zeminin durumuna ve kulenin pozisyonuna göre önem kazanabilir.

Bu iki önemli konu; incelenecek modellerde, $P-\Delta$ etkisi ile zemin-yapı etkileşiminin uygun biçimde dikkate alınmasıyla araştırılmış olacaktır.

Bu durumda çalışmanın ana amacının; eksantrik kuleli yapıların iki boyutlu deprem yükleri altındaki elastik ve elastoplastik davranışının belirlenmesi olduğu söylenebilir.

Bu tip bir araştırmada sonuca ulaşmanın en kısa yolu, dikkatlice seçilmiş modeller üzerinde yapılacak parametrik çalışmadır. Seçilen model grublarının her-biri için, kulenin muhtelif pozisyonlarında kaydedilmiş karakteristik değerlerin karşılaştırılmasıyla, kule ile taban arasındaki eksantrisitenin onemi hakkında bilgi edinilmiş olacaktır.

BÖLÜM 3. MATEMATİK FORMÜLASYON

3.1 Kabuller

1. Kat döşemeleri kendi düzlemleri içersinde sonsuz rijittir.
2. Kiriş kolon birleşimleri rijittir.
3. Malzemenin basınç ve çekme durumlarındaki davranışı benzerdir.
4. Elemanlar yanal burkulmaya karşı tutulmuşlardır.
5. Sıcaklık değişmesi ve malzeme ön kusurları etkili değildir.

Bu kabullerin yanında programın kullanım alanını sınırlayan iki husus da şunlardır:

1. Sistemde perde veya stabilite bağı olmayacaktır.
2. Kirişler birbirleriyle ve kolonlarla ortogonal olarak birleşmektedirler.

3.2 Ramberg-Osgood Bağlantıları

Elastik sınırın ötesinde de, gerilme ile deformasyon arasındaki ilişkiyi tanımlayan bağlantı, (3.1) de verilmiştir.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \left\{ 1 + a \left| \frac{\sigma}{\sigma_y} \right|^{r-1} \right\} \quad (3.1)$$

Bu bağlantıda, σ ve ε sırasıyla normal gerilme ve deformasyonu, E elastisite modülünü, σ_y akma gerilmesini, a ve r ise pozitif katsayıları göstermektedir.

Prizmatik eğilme çubukları için moment-eğrilik bağlantısı benzer şekilde yazılabilir.

$$\varphi = \frac{M}{E I} \left\{ 1 + a \left| \frac{M}{M_P} \right|^{r-1} \right\} \quad (3.2)$$

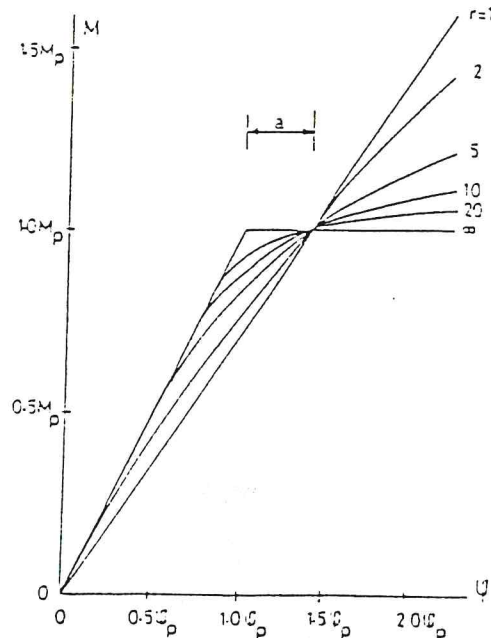
M_P kesitin plastik moment kapasitesini göstermektedir.

(3.2) bağıntısı incelendiğinde; eğriliğin, iki terimin toplamı olduğu görülür. Birinci terim elastik deformasyonları, ikinci terim ise plastik deformasyonları temsil etmektedir. Bu formülde a ve r için uygun değerler kullanılırsa, elastik ve elastoplastik moment-eğrilik bağıntıları elde edilebilir. Bu durum Şekil 3.1 de gösterilmiştir.

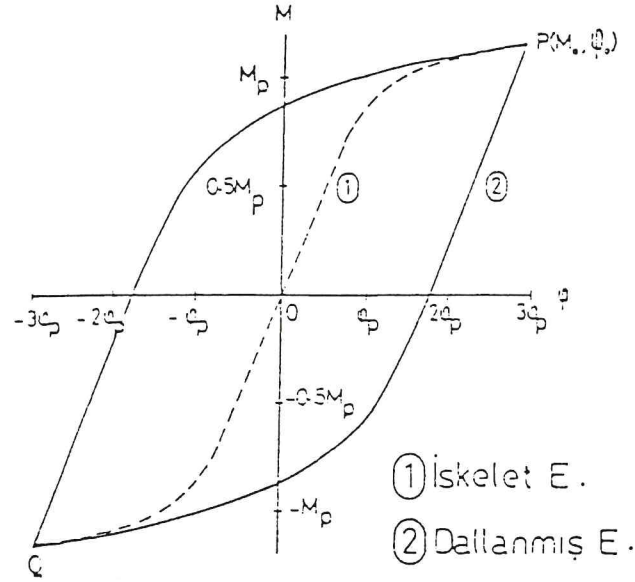
(3.2) bağıntısının tanımlamış olduğu eğriye 'iskelet eğri' adı verilir. Bu eğri; momentin sıfırdan itibaren artması halinde, moment-eğrilik ilişkisini göstermektedir. Bu artış sırasında yükün yön değiştirmesi halinde $M - \varphi$ eğrisinin, iskelet eğriden ayrıldığı gözlenir ki bu eğriye de 'dallanmış eğri' adı verilir. Dallanmış eğri ve iskelet eğri Şekil 3.2 de gösterilmiştir. Dallanmış eğri için Ramberg-Osgood ifadesi şöyledir:

$$\varphi = \varphi_0 + \frac{M-M_0}{E I} \left\{ 1 + a \left| \frac{M-M_0}{2M_P} \right|^{r-1} \right\} \quad (3.3)$$

(M_0, φ_0) momentin yön değiştirdiği nokta koordinatlarıdır.



Şekil 3.1 Moment-Eğrilik ilişkisi



ŞEKİL 3.2 İskelet ve Dallanmış Eğri

3.3 Genel Bir Çubukta Rijitlik Matrisi

Yapıların analizinde, elastik sınırın ötesindeki davranışın da gözönüne alınması istendiğinde, yükün artımlar halinde verilmesi gerekmektedir. Bu durumda genel bir elemanın uç kuvvetleriyle uç deplasmanları arasındaki ilişki, bağıntı (3.4) de verilmiştir.

$$\underline{\Delta A}_m = \underline{S}_m \cdot \underline{\Delta D}_m \quad (3.4)$$

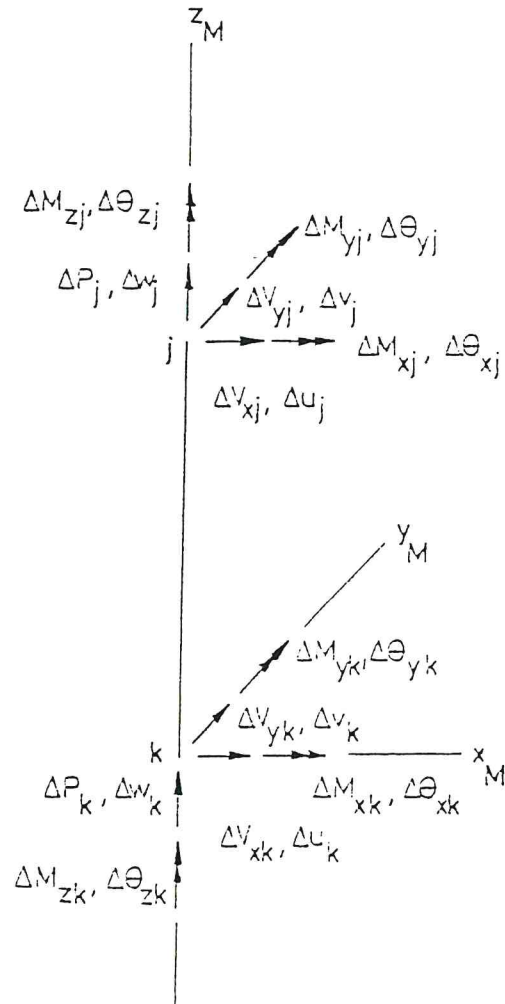
Bu bağıntıda; $\underline{\Delta A}_m$ artım uç kuvvetleri vektörünü, $\underline{\Delta D}_m$ artım uç deplasmanları vektörünü, $\underline{S}_m$ ise eleman rijitlik matrisini göstermektedir. Eleman rijitlik matrisinin her yük artımında sabit kaldığı kabul edilmektedir.

Üç boyutlu bir çubuk eleman, her ucunda 6 adet olmak üzere toplam 12 adet uç deplasmanı taşımaktadır. Şekil 3.3 de genel bir eleman üzerinde, artım uç kuvvetleri ve artım uç deplasmanları gösterilmiştir. Şekil 3.3 de ΔV , ΔP , ΔM sırasıyla kesme kuvveti, normal kuvvet ve momentin artım değerlerini; Δu , Δv , Δw sırasıyla x, y ve z yönlerindeki doğrusal deplasmanları $\Delta \theta_x$, $\Delta \theta_y$ ve $\Delta \theta_z$ ise x, y, z yönlerindeki dönmeleri

göstermektedir.

ΔP_j ve ΔP_k aksenal kuvvetleri, yalnızca karşı gelen Δw_j ve Δw_k deplasmanlarıyla ilgilidirler.

Eleman eksenleri x_m ve y_m , kesidin kendi eğilme eksenleriyle çakışacak şekilde seçildiklerinden, eğilme ve kesme birbirinden bağımsız iki ayrı düzlemde düşünülebilmektedir. ΔM_{zj} ve ΔM_{zk} burulma momentleride, yalnızca karşı gelen $\Delta \theta_{zj}$ ve $\Delta \theta_{zk}$ deplasmanlarıyla ilgilidirler. Bu çalışmada burulma davranışının lineer elastik olarak değiştiği düşünülmüştür.



ŞEKİL 3.3 Uç Kuvvetleri ve Uç Deplasmanları

(3.5) bağıntısında, üç boyutlu bir çubuğa ait eleman

rijitlik matrisi verilmiştir.

$$S_M = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} \\ S_{21} & S_{22} \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

$$S_{11} = \begin{bmatrix} SCM7Y & 0 & 0 & 0 & -SCM5Y & 0 \\ 0 & SCM7X & 0 & SCM5X & 0 & 0 \\ 0 & 0 & SCM1Z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & SCM5X & 0 & SCM2X & 0 & 0 \\ -SCM5Y & 0 & 0 & 0 & SCM2Y & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & SCM8Z \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

$$S_{12} = \begin{bmatrix} -SCM7Y & 0 & 0 & 0 & -SCM6Y & 0 \\ 0 & -SCM7X & 0 & SCM6X & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -SCM1Z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -SCM5X & 0 & SCM4X & 0 & 0 \\ SCM5Y & 0 & 0 & 0 & SCM4Y & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -SCM8Z \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

$$S_{21} = \begin{bmatrix} -SCM7Y & 0 & 0 & 0 & SCM5X & 0 \\ 0 & -SCM7X & 0 & -SCM5X & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -SCM1Z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & SCM6X & 0 & SCM4X & 0 & 0 \\ -SCM6Y & 0 & 0 & 0 & SCM4Y & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -SCM8Z \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

$$S_{22} = \begin{bmatrix} SCM7Y & 0 & 0 & 0 & SCM6Y & 0 \\ 0 & SCM7X & 0 & -SCM6X & 0 & 0 \\ 0 & 0 & SCM1Z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -SCM6X & 0 & SCM3X & 0 & 0 \\ SCM6Y & 0 & 0 & 0 & SCM3Y & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & SCM8Z \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

S_M eleman rijitlik matrisini meydana getiren 4 adet alt matrisin içerdği rijitlik terimlerinin karşılıkları aşağıda verilmiştir. (A=Enkesit Alanı, L=Çubuk Boyu)

$$SCM1Z = \frac{AE}{LT} \quad (3.10a)$$

$$SCM2X = \frac{6EI_x}{LC_x} (2 + 2W_{xJ} + 2W_{xK} Q_{xK}) \quad (3.10b)$$

$$SCM2Y = \frac{6EI_y}{LC_y} (2 + 2W_{yJ} + 2W_{yK} Q_{yK}) \quad (3.10c)$$

$$SCM3X = \frac{6EI_x}{LC_x} (2 + W_{xJ} Q_{xJ} + 2W_{xK}) \quad (3.10d)$$

$$SCM3Y = \frac{6EI_y}{LC_y} (2 + W_{yJ} Q_{yJ} + 2W_{yK}) \quad (3.10e)$$

$$SCM4X = \frac{6EI_x}{LC_x} (1 + W_{xJ} G_{xJ} + W_{xK} G_{xK}) \quad (3.10f)$$

$$SCM4Y = \frac{6EI_y}{LC_y} (1 + W_{yJ} G_{yJ} + W_{yK} G_{yK}) \quad (3.10g)$$

$$SCM5X = \frac{6EI_x}{L^2 C_x} (3 + U_{xJ} + U_{xK} S_{xK}) \quad (3.10h)$$

$$SCM5Y = \frac{6EI_y}{L^2 C_y} (3 + U_{yJ} + U_{yK} S_{yK}) \quad (3.10i)$$

$$SCM6X = \frac{6EI_x}{L^2 C_x} (3 + U_{xJ} S_{xJ} + U_{xK}) \quad (3.10j)$$

$$SCM6Y = \frac{6EI_y}{L^2 C_y} (3 + U_{yJ} S_{yJ} + U_{yK}) \quad (3.10k)$$

$$SCM7X = \frac{6EI_x}{L^3 C_x} (6 + R_{xJ} + R_{xK}) \quad (3.10l)$$

$$SCM7Y = \frac{6EI_y}{L^3 C_y} (6 + R_{yJ} + R_{yK}) \quad (3.10m)$$

$$SCM8Z = \frac{GI_z}{L} \quad (3.10n)$$

$$C_x = \frac{(6 + R_{xj} + R_{xk}) (2 + W_{xj} + W_{xk} \cdot Q_{xk}) - (3 + U_{xj} + U_{xk} \cdot S_{xk})^2}{(3 + U_{xj} + U_{xk} \cdot S_{xk})^2} \quad (3.10o)$$

$$C_y = \frac{(6 + R_{yj} + R_{yk}) (2 + W_{yj} + W_{yk} \cdot Q_{yk}) - (3 + U_{yj} + U_{yk} \cdot S_{yk})^2}{(3 + U_{yj} + U_{yk} \cdot S_{yk})^2} \quad (3.10p)$$

Yukarıdaki bağıntılarda I_x ve I_y ; x ve y akslarına göre atalet momentlerini, I_z burulma momentini, G ise kayma modülünü göstermektedir.

R , U , W , S , Q , G ve T inelastik parametrelerinin değerleri; moment-eğrilik bağıntısının, iskelet eğriye veya dallanmış eğriye karşı gelmesine göre değişir.

Her iki durum için almış oldukları değerler aşağıda sıralanmıştır.

3.3a İskelet eğri durumu

$$R_{xj} = \frac{6a}{1 + M_{xk}/M_{xj}} \left| \frac{M_{xj}}{M_{xjp}} \right|^{r-1} \quad (3.11a)$$

$$R_{yj} = \frac{6a}{1 + M_{yk}/M_{yj}} \left| \frac{M_{yj}}{M_{yjp}} \right|^{r-1} \quad (3.11b)$$

$$R_{xk} = \frac{6a}{1 + M_{xj}/M_{xk}} \left| \frac{M_{xk}}{M_{xkp}} \right|^{r-1} \quad (3.11c)$$

$$R_{yk} = \frac{6a}{1 + M_{yj}/M_{yk}} \left| \frac{M_{yk}}{M_{ykp}} \right|^{r-1} \quad (3.11d)$$

$$U_{xj} = \frac{6a}{(r+1)(1+M_{xk}/M_{xj})^2} \left| \frac{M_{xj}}{M_{xjp}} \right|^{r-1} \quad (3.11e)$$

$$U_{yj} = \frac{6a}{(r+1)(1+M_{yk}/M_{yj})^2} \left| \frac{M_{yj}}{M_{yjp}} \right|^{r-1} \quad (3.11f)$$

$$U_{xk} = \frac{6a}{(r+1)(1+M_{xj}/M_{xk})^2} \left| \frac{M_{xk}}{M_{xkp}} \right|^{r-1} \quad (3.11g)$$

$$U_{yk} = \frac{6a}{(r+1)(1+M_{yj}/M_{yk})^2} \left| \frac{M_{yk}}{M_{ykp}} \right|^{r-1} \quad (3.11h)$$

$$W_{xj} = \frac{6a}{(r+1)(r+2)(1+M_{xk}/M_{xj})^3} \left| \frac{M_{xj}}{M_{xjp}} \right|^{r-1} \quad (3.11i)$$

$$W_{yj} = \frac{6a}{(r+1)(r+2)(1+M_{yk}/M_{yj})^3} \left| \frac{M_{yj}}{M_{yjp}} \right|^{r-1} \quad (3.11j)$$

$$W_{xk} = \frac{6a}{(r+1)(r+2)(1+M_{xj}/M_{xk})^3} \left| \frac{M_{xk}}{M_{xkp}} \right|^{r-1} \quad (3.11k)$$

$$W_{yk} = \frac{6a}{(r+1)(r+2)(1+M_{yj}/M_{yk})^3} \left| \frac{M_{yk}}{M_{ykp}} \right|^{r-1} \quad (3.11l)$$

$$S_{xj} = r + (r+1) (M_{xk}/M_{xj}) \quad (3.11m)$$

$$S_{yj} = r + (r+1) (M_{yk}/M_{yj}) \quad (3.11n)$$

$$S_{xk} = r + (r+1) (M_{xj}/M_{xk}) \quad (3.11o)$$

$$S_{yk} = r + (r+1) (M_{yj}/M_{yk}) \quad (3.11p)$$

$$Q_{xj} = r(r+1) + 2r(r+2)(M_{xk}/M_{xj}) + (r+1)(r+2)(M_{xk}/M_{xj})^2 \quad (3.11q)$$

$$Q_{yj} = r(r+1) + 2r(r+2)(M_{yk}/M_{yj}) + (r+1)(r+2)(M_{yk}/M_{yj})^2 \quad (3.11r)$$

$$Q_{xk} = r(r+1) + 2r(r+2)(M_{xj}/M_{xk}) + (r+1)(r+2)(M_{xj}/M_{xk})^2 \quad (3.11s)$$

$$Q_{yk} = r(r+1) + 2r(r+2)(M_{yj}/M_{yk}) + (r+1)(r+2)(M_{yj}/M_{yk})^2 \quad (3.11t)$$

$$G_{xj} = r + (r+2)(M_{xk}/M_{xj}) \quad (3.11u)$$

$$G_{yj} = r + (r+2)(M_{yk}/M_{yj}) \quad (3.11v)$$

$$G_{xk} = r + (r+2)(M_{xj}/M_{xk}) \quad (3.11w)$$

$$G_{yk} = r + (r+2)(M_{yj}/M_{yk}) \quad (3.11x)$$

$$T = 1 + ar \left| \frac{P}{P_p} \right|^{r-1} \quad (3.12)$$

Momentlerin karşılıklı etkileşimi nedeniyle, plastik moment kapasitesi çubuk boyunca değişebilir. Buna göre M_{xjp} ve M_{xkp} ; j ve k uçlarında x yönündeki, M_{yjp} ve M_{ykp} ise j ve k uçlarında y yönündeki plastik moment kapasitelerini göstermektedir.

3.3b Dallanmış Eğri Hali

Beş farklı durum söz konusu olabilir:

1- j ucunda x yönündeki momentin işaret değiştirmesi: Bu durumda (3.11) a,e,i,m,q,u eşitliklerindeki

M_{xj} , M_{xk} , M_{xjp} değerlerinin M_{xjj} , M_{xkj} , $M_{j'p}$ ile yer değiştirmesi gerekmektedir.

$$M_{xjj} = M_{xj} - M_{xjjo} \quad (3.13a)$$

$$M_{xkj} = M_{xk} - M_{xkjo} \quad (3.13b)$$

$$M_{xjp} = 2M_{xjp} \quad (3.13c)$$

M_{xjjo} ve M_{xkjo} ; geri dönüşün başladığı andaki M_{xj} ve M_{xk} değerleridir.

2- j ucunda y yönündeki momentin işaret değiştirmesi: Bu durumda (3-11) b,f,j,n,r,v eşitliklerindeki M_{yj} , M_{yk} , M_{yjp} değerlerinin M_{yjj} , M_{ykj} , M_{yjp} ile yer değiştirmesi gerekmektedir.

$$M_{yjj} = M_{yj} - M_{yjjjo} \quad (3.14a)$$

$$M_{ykj} = M_{yk} - M_{ykJjo} \quad (3.14b)$$

$$M_{yjp} = 2M_{yjp} \quad (3.14c)$$

M_{yjjjo} ve M_{ykJjo} ; geri dönüşün başladığı andaki M_{yj} ve M_{yk} değerleridir.

3- k ucunda x yönündeki momentin işaret değiştirmesi: Bu durumda (3-11) c,g,k,o,s,w eşitliklerindeki M_{xj} , M_{xk} , M_{xkp} değerlerinin M_{xjk} , M_{xkk} , M_{xkp} ile yer değiştirmesi gerekmektedir.

$$M_{xjk} = M_{xj} - M_{xjko} \quad (3.15a)$$

$$M_{xkk} = M_{xk} - M_{xkko} \quad (3.15b)$$

$$M_{xkp} = 2M_{xkp} \quad (3.15c)$$

M_{xjko} ve M_{xkko} ; geri dönüşün başladığı andaki M_{xj} ve M_{xk} değerleridir.

4- k ucunda y yönündeki momentin işaret değıştirmesi: Bu durumda (3-11) d,h,l,p,t,x eşitliklerindeki M_{yj} , M_{yk} , M_{ykp} değęerlerinin M_{yjk} , M_{ykk} , M'_{ykp} ile yer değıştirmesi gerekmektedir.

$$M_{yjk} = M_{yj} - M_{yjk0} \quad (3.16a)$$

$$M_{ykk} = M_{yk} - M_{ykk0} \quad (3.16b)$$

$$M'_{ykp} = 2M_{ykp} \quad (3.16c)$$

M_{yjk0} ve M_{ykk0} ; geri dönüşün başladığı andaki M_{yj} ve M_{yk} değęerleridir.

5- Normal kuvvetin yön değıştirmesi : Bu durumda (3-12) bağıntısındaki P ve P_p ; P' ve P'_p ile yer değıştirecektir.

$$P' = P - P_0 \quad (3.17a)$$

$$P'_p = 2 P_p \quad (3.17b)$$

P_0 ; geri dönüşün başladığı andaki P değęeridir.

3.4 İç Kuvvetlerin Karşılıklı Etkileşimi

Ramberg-Osgood ifadelerindeki; M_p ve P_p ,plastik moment ve normal kuvvet kapasitelerinin değęerleri, mevcut iç kuvvetler arasındaki etkileşime bağılıdır. Uç boyutlu elemanlar için altı kuvvet arasındaki etkileşim (bir normal kuvvet, iki kesme kuvveti, bir burulma momenti ve iki eğilme momenti) dikkate alınabilir. Bu çalışmada; Santathadaporn ve Chen tarafından, geniş başlıklı I kesitler için geliştirilen formülasyon kullanılmıştır.

3.5 Yük Artımı Metodu

Rijitlik metodunda, yapının yüklenmesi esnasında, malzemenin elastik bölgede kalması zorunluğu nedeniyle; elastik sınırın ötesindeki davranışın gözönüne alınması

için yükün küçük artımlarla verilmesi gerekir. Statik yük halinde; dış yüklerin her küçük artımı için, dinamik yük halinde de; zamanın her küçük artımı için, yapının elastik davrandığı kabul edilmektedir.

Sistem elastik sınırın ötesinde zorlandığında, eleman rijitlikleri değişecek ve dolayısıyla her yük veya zaman artımı için sistem rijitlik matrisinin yeni hesaplanması gerekecektir.

Dinamik yüklerle yüklü yapılarda, zaman artımı esnasında yük yön değiştirebilir. Bu durum, sözkonusu adımda oluşan eleman uç momentlerinin, bir önceki adımdakilerle karşılaştırılmasıyla anlaşılır. Eğer herhangi bir elemanın uç momentlerinde azalma tesbit edilirse, moment-eğrilik bağıntısı olarak dallanmış eğriye geçilmesi gerekmektedir. Dolayısıyla bu zaman dilimi için sistem rijitlik matrisinin yeniden hesaplanması gerekmektedir. Eğer zaman diliminin başında, moment-eğrilik bağıntısı dallanmış eğriye karşı geliyorsa, iskelet eğriye yeniden dönme olasılığı kontrol edilmelidir. Kontrol işlemi kısaca şöyledir: i. adımın başındaki toplam moment, i. adıma ait artım momentle toplanarak, bu adımın sonundaki toplam moment elde edilir. Bu değer bir önceki adımdaki toplam moment ile karşılaştırılır. Eğer onu geçiyor ise iskelet eğriye dönüş yapılmalıdır. Dönüş bu adımda veya bundan sonraki ilk adımda yapılacaktır. Dönüş işleminden sonra sistem rijitlik matrisi yeniden hesaplanmalıdır.

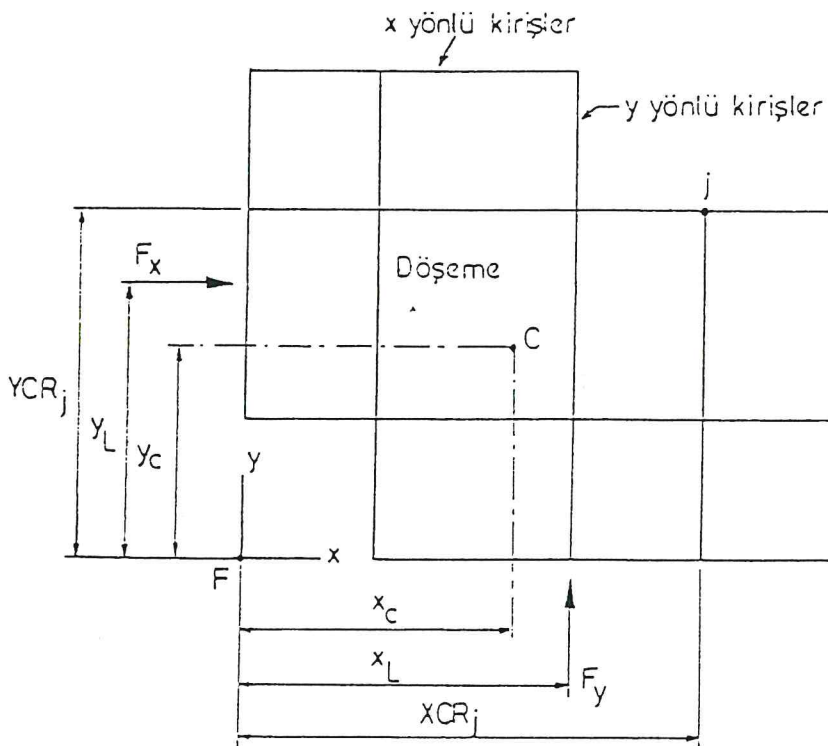
3.6 Yatay Rijitlik Matrisinin Oluşturulması

Bu çalışmada Clough ile Weaver ve Nelson tarafından önerilen yöntem kullanılmıştır. Kullanılan yöntemin esası düğüm noktalarında yatay olmayan deplasmanların indirgenmesidir.

3.7 Eleman Rijitlik Matrisleri

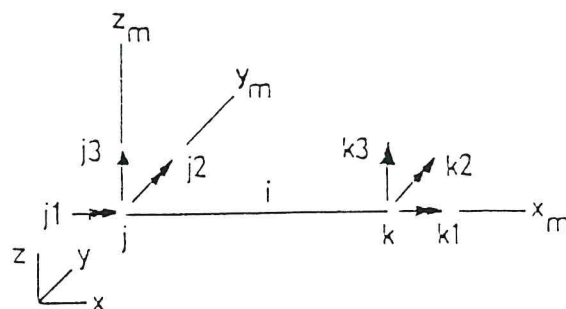
Daha önce bölüm 3.3 de belirtildiği gibi genel bir uzay çubuk elemanın, her ucunda altı tane olmak üzere, toplam oniki adet uç deplasmanı vardır. Döşemeler kendi düzlemlerinde sonsuz rijit kabul edildiğinden, düğüm noktalarındaki serbestlik derecesi üçe düşer. Sonuç olarak kiriş rijitlik matrisleri 6×6 boyutunda, kolon rijitlik matrisleri de 12×12 boyutunda olmaktadır.

Şekil 3.4 de tipik bir kat planı gösterilmiştir.



ŞEKİL 3.4 Genel Kat Planı

3.7a X Yönündeki Kirişlerin Rijitlik Matrisi



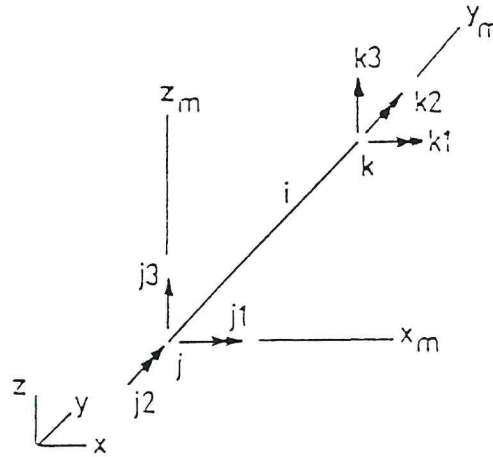
ŞEKİL 3.5 X Yön. Kirişlerde Uç Deplasmanları

$$S_M = \begin{bmatrix} SCM8X & 0 & 0 & -SCM8X & 0 & 0 \\ 0 & SCM2Y & -SCM5Y & 0 & SCM4Y & SCM5Y \\ 0 & -SCM5Y & SCM7Y & 0 & -SCM6Y & -SCM7Y \\ -SCM8X & 0 & 0 & SCM8X & 0 & 0 \\ 0 & SCM4Y & -SCM6Y & 0 & SCM3Y & SCM6Y \\ 0 & SCM5Y & -SCM7Y & 0 & SCM6Y & SCM7Y \end{bmatrix} \quad (3.18)$$

Bu matristeki inelastik terimlerin karşılıkları bölüm 3.3 de verilmiştir.

$$SCM8X = GI_x / L \quad (3.18a)$$

3.7b Y Yönündeki Kirişlerin Rijitlik Matrisi



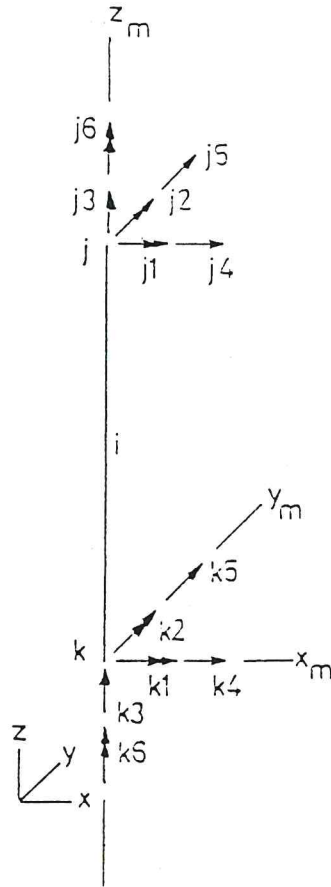
ŞEKİL 3.6 Y Yön. Kirişlerde Uç Deplasmanları

$$S_M = \begin{bmatrix} SCM2X & 0 & SCM5X & SCM4X & 0 & -SCM5X \\ 0 & SCM8Y & 0 & 0 & -SCM8Y & 0 \\ SCM5X & 0 & SCM7X & SCM6X & 0 & -SCM7X \\ SCM4X & 0 & SCM6X & SCM3X & 0 & -SCM6X \\ 0 & -SCM8Y & 0 & 0 & SCM8Y & 0 \\ -SCM5X & 0 & -SCM7X & -SCM6X & 0 & SCM7X \end{bmatrix} \quad (3.19)$$

Bu matristeki inelastik terimlerin karşılıkları bölüm 3.3 de verilmiştir.

$$SCM8Y = GI_y / L \quad (3.19a)$$

3.7c Kolon Rijitlik Matrisi



ŞEKİL 3.7 Kolonlarda Uç Deplasmanları

$$S_M = \begin{bmatrix} S_1 & S_2 \\ S_3 & S_4 \end{bmatrix} \quad (3.20)$$

$$S_1 = \begin{bmatrix} SCM2X & 0 & 0 & SCM4X & 0 & 0 \\ 0 & SCM2Y & 0 & 0 & SCM4Y & 0 \\ 0 & 0 & SCM1Z & 0 & 0 & -SCM1Z \\ SCM4X & 0 & 0 & SCM3X & 0 & 0 \\ 0 & SCM4Y & 0 & 0 & SCM3Y & 0 \\ 0 & 0 & -SCM1Z & 0 & 0 & SCM1Z \end{bmatrix} \quad (3.21)$$

$$S_2 = \begin{bmatrix} 0 & SCM5X & 0 & 0 & -SCM5X & 0 \\ -SCM5Y & 0 & 0 & SCM5Y & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & SCM6X & 0 & 0 & -SCM6X & 0 \\ -SCM6Y & 0 & 0 & SCM6Y & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.22)$$

$$S_3 = \begin{bmatrix} 0 & -SCM5Y & 0 & 0 & -SCM6Y & 0 \\ SCM5X & 0 & 0 & SCM6X & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & SCM5Y & 0 & 0 & SCM6Y & 0 \\ -SCM5X & 0 & 0 & -SCM6X & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.23)$$

$$S_4 = \begin{bmatrix} SCM7Y & 0 & 0 & -SCM7Y & 0 & 0 \\ 0 & SCM7X & 0 & 0 & -SCM7X & 0 \\ 0 & 0 & SCM8Z & 0 & 0 & -SCM8Z \\ -SCM7Y & 0 & 0 & SCM7Y & 0 & 0 \\ 0 & -SCM7X & 0 & 0 & SCM7X & 0 \\ 0 & 0 & -SCM8Z & 0 & 0 & SCM8Z \end{bmatrix} \quad (3.24)$$

Kolon rijitlik matrisinin, F noktasından geçen sistem eksen takımında yazılması için aşağıdaki transformasyon yapılır.

$$S_{MF} = T' \cdot S_M \cdot T \quad (3.25)$$

T transformasyon matrisi 3x3 boyutunda alt matrislerden oluşur.

$$T = \begin{bmatrix} I & 0 & 0 & 0 \\ 0 & I & 0 & 0 \\ 0 & 0 & T_j & 0 \\ 0 & 0 & 0 & T_k \end{bmatrix} \quad (3.25)$$

$$T_j = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -YCR_j \\ 0 & 1 & XCR_j \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.25a)$$

T_k altmatrisi de benzer şekilde elde edilir.

Transformasyon matrisindeki j ve k sırasıyla kolonun üst ve alt uçlarını göstermektedir. XCR_j ve YCR_j ise ilgili kolonun üst ucunun, referans noktası F 'e olan uzaklığını göstermektedir. Bu uzunluklar Şekil 3.4 de gösterilmiştir.

3.8 Statik Analiz

Değişik tipteki statik yükler program kapsamındadır. Kirişler üzerindeki yayılı veya tekil yükler, bu kirişler üzerinde düğüm noktalarının haricinde inelastik bir davranış doğurmayacak şekilde, düğüm noktalarına indirgenir. Dış yükler artımlar halinde verilir. (3-27) bağıntısında bu durum gösterilmiştir.

$$\begin{bmatrix} \underline{S}_{AA} & \underline{S}_{AB} & \underline{S}_{AF} \\ \underline{S}_{BA} & \underline{S}_{BB} & \underline{S}_{BF} \\ \underline{S}_{FA} & \underline{S}_{FB} & \underline{S}_{FF} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{\Delta D}_A \\ \underline{\Delta D}_B \\ \underline{\Delta D}_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{\Delta A}_A \\ \underline{\Delta A}_B \\ \underline{\Delta A}_F \end{bmatrix} \quad (3.27)$$

Düğüm noktası yükleri ve kirişlerden doğan eşdeğer düğüm noktası yükleri $\underline{\Delta A}_A$ matrisine ilave edilir. Kolonlar üzerindeki yükler bu çalışmada gözönüne alınmadığından $\underline{\Delta A}_B$ matrisine direkt bir ilave söz konusu değildir. Yatay kat yükleri ise $\underline{\Delta A}_F$ matrisine ilave edilirler. Bu yükler önce referans noktası F 'e göre eşdeğer yüklere çevrilir. Bu transformasyon k. kat için (3.28) bağıntısı ile yapılır.

$$\underline{\Delta A}_{FK} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ -Y_L & X_L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_X \\ F_Y \end{bmatrix}_k \quad (3.28)$$

Y_L ve X_L ; Şekil 3.4 den görüldüğü gibi, planda etkiyen yüklerin F noktasına uzaklıklarını göstermektedir.

(3.27) bağıntısı yatay rijitlik matrisinin oluşturulması sırasında uygulanan, ileri eliminasyon yönteminin bir adımını göstermektedir. Bu işleme en üst kattan başlanmakta ve alt katlara doğru devam edilmektedir.

Eliminasyon işlemi sonucunda $\underline{S}_{FF}^*$ yatay rijitlik matrisi ve $\underline{\Delta A}_F^*$ yatay yük artım matrisi elde edilmektedir.

(3.27) bağıntısındaki A indisi tipik bir kat seviyesini, B indisi ise A.kat seviyesinin bir altındaki kat seviyesini göstermektedir. A. kat seviyesindeki kirişler yalnızca $\underline{S}_{AA}$ matrisine, B. kat seviyesindeki kirişler ise yalnızca $\underline{S}_{BB}$ matrisine katkıda bulunurlar. Bu matrisler yatay deplasmanlarla direkt ilgili değildir. F indisi ise bütün katların yatay deplasmanlarına karşı gelir. Kolonlar, (3.27) de görülen bütün rijitlik matrislerine katkıda bulunurlar. İleri eliminasyon neticesinde $\underline{S}_{FF}^*$ yatay rijitlik matrisiyle, $\underline{\Delta A}_F^*$ yatay yük artım matrisi elde edilir.

(3.29) bağıntısı kullanılarak, kat deplasmanlarının artım değerleri elde edilir.

$$\underline{\Delta D}_F = (\underline{S}_{FF}^*)^{-1} \underline{\Delta A}_F^* \quad (3.29)$$

$\underline{\Delta D}_F$ kat deplasmanları artım vektörünü, $\underline{S}_{FF}^*$ yatay rijitlik matrisini, $\underline{\Delta A}_F^*$ ise yatay yük artım vektörünü göstermektedir. $\underline{\Delta D}_F$ kat deplasmanlarının artım miktarları belirlendikten sonra artım düğüm noktası deplasmanları ve artım uç kuvvetleri her kat için sırayla hesaplanır. Kullanılan formülasyon (3.30) ve (3.31) de verilmiştir.

$$\underline{\Delta D}_A = \underline{S}_{AA}^{-1} \left\{ \underline{\Delta A}_A - \underline{S}_{AB} \underline{\Delta D}_B - \underline{S}_{AF} \underline{\Delta D}_F \right\} \quad (3.30)$$

$$\underline{\Delta A}_M = \underline{S}_M \cdot \underline{\Delta D}_M \quad (3.31)$$

$\underline{S}_M$ eleman rijitlik matrisini göstermektedir.

Artım uç momentleri; yükün yön değiştirmesi halinde,

dallanmış diyagramdan iskelet diyagrama geçişin gerekli olup olmadığını kontrol için kullanılır. Eğer bir geçiş gerekli değil ise; bu adımda elde edilen artım deplasmanlar ve artım uç kuvvetleri bir önceki adımın toplam değerlerine eklenerek bu adım sonundaki toplam değerler elde edilir. Eğer bir geçiş gerekli ise sistem rijitlik matrisi yeniden hesaplanır. Bu işlem sonrasında elde edilen yeni artım değerleri, bir önceki adımın toplam değerine ilave edilir.

3.9 Dinamik Analiz

Dinamik yük olarak, kaydedilmiş zemin ivmeleri veya katlar hizasında etkiyen yükler alınabilir. Dinamik yükler nedeniyle k.kat hizasında meydana gelen yatay kuvvetler (3.32) bağıntıları ile hesaplanabilir.

$$F_{xk}(t) = LF_{xk} \cdot F_x(t) \quad (3.32a)$$

$$F_{yk}(t) = LF_{yk} \cdot F_y(t) \quad (3.32b)$$

LF_{xk} ve LF_{yk} terimleri 'yük faktörleri' adını alır. Dinamik yük olarak zemin ivmeleri verilmiş ise, k.kat kütlelerinin negatifi olarak alınırlar.

Lineer olmayan davranış nedeniyle hareketin diferansiyel denklemi artım yöntemiyle çözülür. Küçük zaman artımları arasında yapının lineer elastik davrandığı kabul edilmektedir. Herangi bir zaman artımı için, hareketin diferansiyel denklemi (3.33) de verilmiştir.

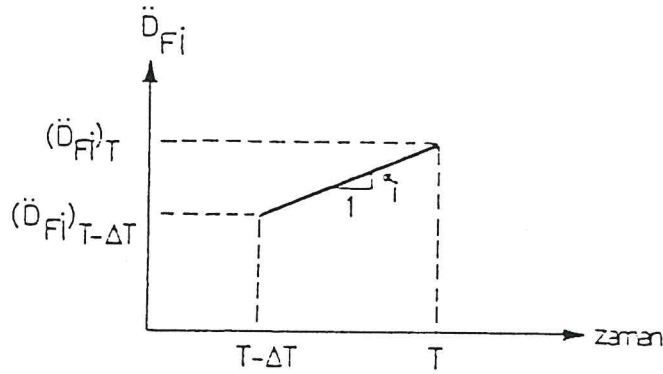
$$\underline{M}_F \ddot{\underline{\Delta D}}_F + \underline{S}_{FF}^* \cdot \underline{\Delta D}_F = \underline{\Delta A}_F^* \quad (3.33)$$

Burada $\underline{S}_{FF}^*$ yatay rijitlik matrisini, $\underline{M}_F$ kütle matrisini, $\underline{\Delta A}_F^*$ yatay yüklerin artım değerlerini içeren vektörü, $\underline{\Delta D}$ ve $\ddot{\underline{\Delta D}}$ ise sırasıyla artım kat deplasmanlarını ve kat ivmelerini içeren vektörleri göstermektedir. (3.33) ile verilen hareketin diferansiyel denklemi, lineer ivme

yöntemi kullanılarak çözülmüştür. Küçük bir ΔT zaman artımında, i.serbestlik derecesine ait ivmenin lineer değiştiği kabul edilirse (3.34) bağıntısı yazılabilir.

$$\Delta \underline{D}_F = \underline{\alpha} \Delta T \quad (3.34)$$

Bu durum Şekil 3.8 de gösterilmiştir.



ŞEKİL 3.8 ΔT Aralığında İvme Değişimi

Burada α ; zaman artımları için, ivme-zaman eğrisinin eğimlerini göstermektedir. Zaman artımı üzerinde direkt integrasyon yapılarak hız ve deplasmanlar elde edilir.

$$\Delta \dot{\underline{D}}_F = \Delta T (\ddot{\underline{D}}_F)_{T-\Delta T} + \frac{\Delta T^2}{2} \underline{\alpha} \quad (3.35)$$

$$\Delta \underline{D}_F = \Delta T (\dot{\underline{D}}_F)_{T-\Delta T} + \frac{\Delta T^2}{2} (\ddot{\underline{D}}_F)_{T-\Delta T} + \frac{\Delta T^3}{6} \underline{\alpha} \quad (3.36)$$

Burada $(\dot{\underline{D}}_F)_{T-\Delta T}$ ve $(\ddot{\underline{D}}_F)_{T-\Delta T}$ zaman artımının başındaki

hızlar ve ivmelerdir. (3.36) bağıntısı α ya göre çözülüp çıkan değer (3.34) ve (3.35) de yerine konulursa (3.37) ve (3.38) bağıntıları elde edilir.

$$\ddot{\underline{D}}_F = \frac{6}{\Delta T^2} \Delta \underline{D}_F - \frac{6}{\Delta T} (\dot{\underline{D}}_F)_{T-\Delta T} - 3(\ddot{\underline{D}}_F)_{T-\Delta T} \quad (3.37)$$

$$\dot{\Delta \underline{D}}_{\underline{F}} = \frac{3}{\Delta T} \Delta \underline{D}_{\underline{F}} - 3 \cdot (\dot{\underline{D}}_{\underline{F}})_{T-\Delta T} - \frac{\Delta T}{2} (\ddot{\underline{D}}_{\underline{F}})_{T-\Delta T} \quad (3.38)$$

(3.37) bağıntısının (3.33) e konulmasıyla aşağıdaki genel bağıntı elde edilir.

$$\left\{ \underline{S}_{FF} + \frac{6}{\Delta T^2} \underline{M}_{\underline{F}} \right\} \Delta \underline{D}_{\underline{F}} = \Delta \underline{A}_{\underline{F}} + \left\{ \frac{6}{\Delta T} (\dot{\underline{D}}_{\underline{F}})_{T-\Delta T} + 3 (\ddot{\underline{D}}_{\underline{F}})_{T-\Delta T} \right\} \underline{M}_{\underline{F}} \quad (3.39)$$

İlk adım için, sıfır anındaki hız ve ivmelerin bilinmesi gerekmektedir. Sıfır anındaki hızlar, sıfır alınabilir. Sıfır anındaki ivmeler ise, yatay dinamik yükün ilk değerlerine bağlıdır. (3.40) bağıntısı ile elde edilebilir.

$$(\ddot{\underline{D}}_{\underline{F}})_0 = \underline{M}_{\underline{F}}^{-1} \cdot (\underline{A}_{\underline{F}})_0 \quad (3.40)$$

$(\underline{A}_{\underline{F}})_0$, sıfır anındaki yatay yük vektörüdür.

Artımsal kat deplasmanları (3.39) bağıntısının $\Delta \underline{D}_{\underline{F}}$ için çözülmesiyle, ivmelerin ve hızların artım değerleri ise (3.37) ve (3.38) bağıntılarıyla elde edilirler.

(3.32a) ve (3.32b) bağıntılarıyla verilen dinamik yatay yükler, (3.28) bağıntısı kullanılarak F referans noktasında eşdeğer yüklere çevrilir.

$$\Delta \underline{A}_{\underline{F}} = \left\{ \Delta \underline{A}_{\underline{F}1}, \Delta \underline{A}_{\underline{F}2}, \dots, \Delta \underline{A}_{\underline{F}k}, \dots, \Delta \underline{A}_{\underline{F}ns} \right\} \quad (3.41)$$

(3.41) bağıntısındaki ns indisi kat sayısını göstermektedir. Atalet kuvvetleri söz konusu olduğundan (3.28) bağıntısındaki X_L ve Y_L , X_c ve Y_c ile yer değiştirilir.

X_c ve Y_c kütle merkezinin koordinatlarıdır. Bu uzunluklar Şekil 3.4 deki tipik kat planında gösterilmiştir. K.kat seviyesinde C noktasına göre kütle matrisi (3.42) de verilmiştir.

$$M_{ck} = m_k \cdot \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & r_c^2 \end{bmatrix} \quad (3.42)$$

m_k , k. katın kütlesidir.

Kütle matrisi transformasyon ile F noktasına taşınabilir. Transformasyon matrisi (3.43) de verilmiştir.

$$T_k = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -y_c \\ 0 & 1 & x_c \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.43)$$

$$M_{Fk} = T_k' \cdot M_{ck} \cdot T_k \quad (3.44)$$

Transformasyon işlemi yapıldıktan sonra F referans noktasına dönüştürülmüş kütle matrisi (3.45) de verilen formu alır .

$$M_{Fk} = M_k \cdot \begin{bmatrix} 1 & 0 & -y_c \\ 0 & 1 & x_c \\ -y_c & x_c & r_F^2 \end{bmatrix} \quad (3.45)$$

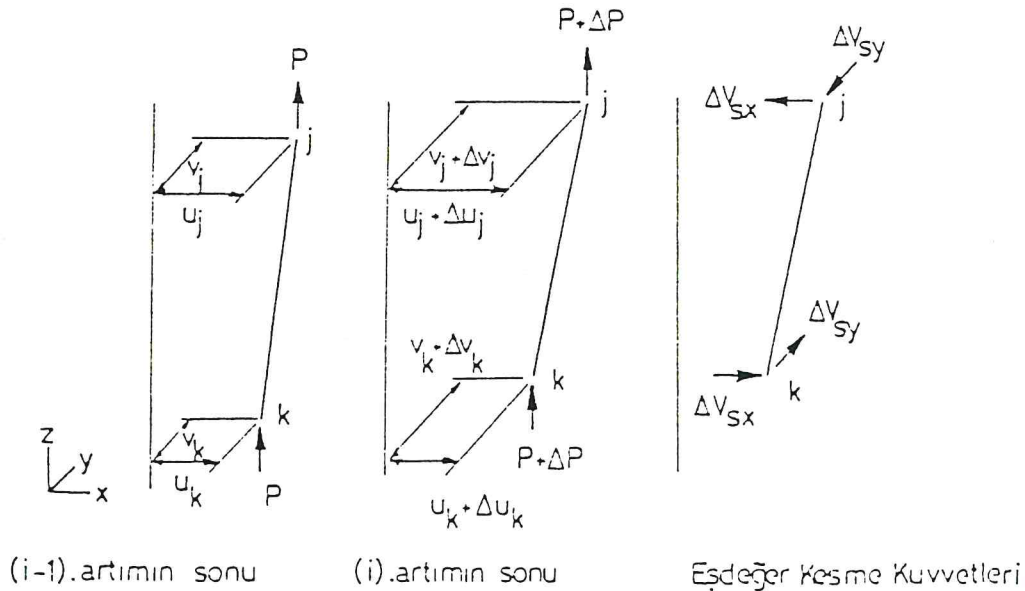
$$r_F^2 = r_c^2 + x_c^2 + y_c^2 \quad (3.45)$$

Yapının F referans noktasına göre kütle matrisi de (3.47) bağıntısında verilmiştir.

$$\underline{M}_F = \begin{bmatrix} \underline{M}_{F1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \underline{M}_{F2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \underline{M}_{F3} & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \underline{M}_{n2} \end{bmatrix} \quad (3.47)$$

3.10 P-Δ Etkisinin Dikkate Alınması

Yatay yüklere maruz çok katlı yapılarda, mevcut düşey yükler katların yatay deplasmanlarıyla ilave momentler oluştururlar. Oluşan bu momentler yapının daha fazla yatay deplasman yapmasına neden olurlar. Düşey yüklerin şiddetinin artmasıyla önemli boyutlara ulaşan bu etkiye P-Δ etkisi adı verilir. P-Δ etkisi sonucu kolonlarda oluşan ilave momentler, bu elemanların dengesi yazılarak elde edilebilir. Şekil 3.9 da, tipik bir kolonun (i-1). adım sonundaki deforme olmuş hali gösterilmiştir. İ. zaman artımı esnasında kolon x ve y yönlerinde ilave deplasmanlar yapmakta, ayrıca taşıdığı eksenel kuvvette ΔP kadar artarak, P+ΔP değerine erişmektedir.



ŞEKİL 3.9 Kolonlarda P-Δ Etkisi

İki adım arasında; kolonun x ve y yönlerinde yapmış olduğu deplasmanlar neticesinde meydana gelen ilave momentler (3.48) ve (3.49) bağıntıları ile verilmiştir.

$$\Delta M_{sx} = P_j(\Delta v_j - \Delta v_k) + \Delta P_j[(v_j + \Delta v_j) - (v_k + \Delta v_k)] \quad (3.48)$$

$$\Delta M_{sy} = -P_j(\Delta u_j - \Delta u_k) - \Delta P_j[(u_j + \Delta u_j) - (u_k + \Delta u_k)] \quad (3.49)$$

Bu ilave momentler, kolonlara kesme kuvveti olarak etkitilebilir. Eşdeğer kesme kuvvetleri (3.50) ve (3.51) bağıntılarıyla hesaplanır.

$$\Delta V_{sx} = \frac{-\Delta M_{sy}}{L} \quad (3.50)$$

$$\Delta V_{sy} = \frac{\Delta M_{sx}}{L} \quad (3.51)$$

Bu bağıntılarda; L, kat yüksekliğini göstermektedir.

Elde edilen ilave kesme kuvvetleri, kolonların alt ve üst uçlarına Şekil 3.9 da gösterildiği gibi etkitilir.

3.11 Programın Yapısı

Sözü edilen bilgisayar programı [1], onyediy alt-program ile bu programlar arasındaki geçişi koordine eden bir ana programdan meydana gelmiştir. Bu programların görevleri şunlardır:

1. Ana Program: Genel sistem özelliklerini okur ve programın icra sırasını kontrol eder.

2. Clear : Hesap başlangıcında, program içindeki bütün dizileri sıfırlar.

3. Sdata : Her kat için eleman özelliklerini okur ve yazar.

4.Static : Statik yük bilgilerini okur ve yazar. Ayrıca yük artım vektörlerine katlardan gelen ilaveleri yerleştirir.

5.Dynanc : Dinamik yük bilgilerini okur ve yazar. Ayrıca her zaman artımı için yatay yüklerin artım değerlerini hesaplar.

6.Step : Her zaman artımı için, başlangıç hız ve ivmelerini, yük ve rijitlik matrislerini ve ivmelerin artım değerlerini hesaplar.

9.Stifbx : X yönündeki kirişlerin rijitlik terimlerini hesaplar ve sistem rijitlik matrisine yerleştirir.

8.Stifby : Y yönündeki kirişlerin rijitlik terimlerini hesaplar ve sistem rijitlik matrisine yerleştirir.

9.Stifc : Kolonların rijitlik terimlerini hesaplar ve sistem rijitlik matrisine yerleştirir.

10.Introt : Kirişler için eğilme ve burulma etkileşimini; kolonlar için ise eğilme, normal kuvvet ve burulma etkileşimini dikkate alır.

11.Inelas : İnelastik rijitlik terimlerini hesaplar.

12.Bcksub : Her kat için deplasmanların ve eleman uç kuvvetlerinin artım değerlerini hesaplar. Ayrıca dallanmış eğriden iskelet eğriye dönüşün gerekli olup olmadığını araştırır.

13.Elim : Yatay rijitlik matrisinin kurulması aşamasında ileri eliminasyon işlerini yapar.

14.Total : Düğüm noktası deplasmanlarının ve uç kuvvetlerinin artım değerlerini, bir önceki toplama ilave

eder. Ayrıca P-Δ etkisi neticesinde meydana gelen ilave kesme kuvvetlerini hesaplar.

15.Solve : Denklemleri çözer.

16.Dcomp : Rijitlik matrisini parçalara ayırır.

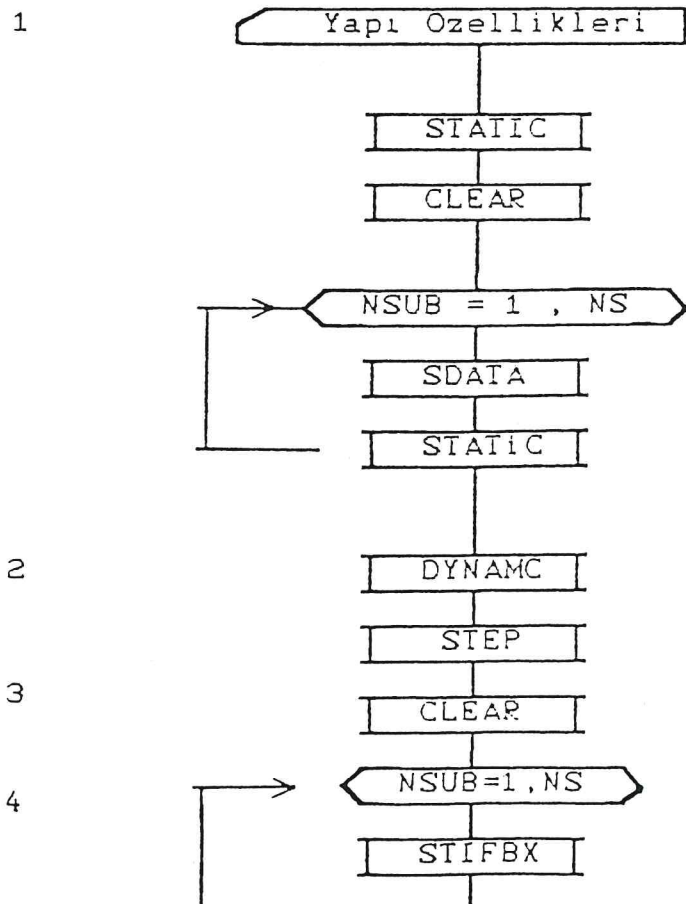
17.Cubic : Üçüncü dereceden bir polinomun köklerini bulur.

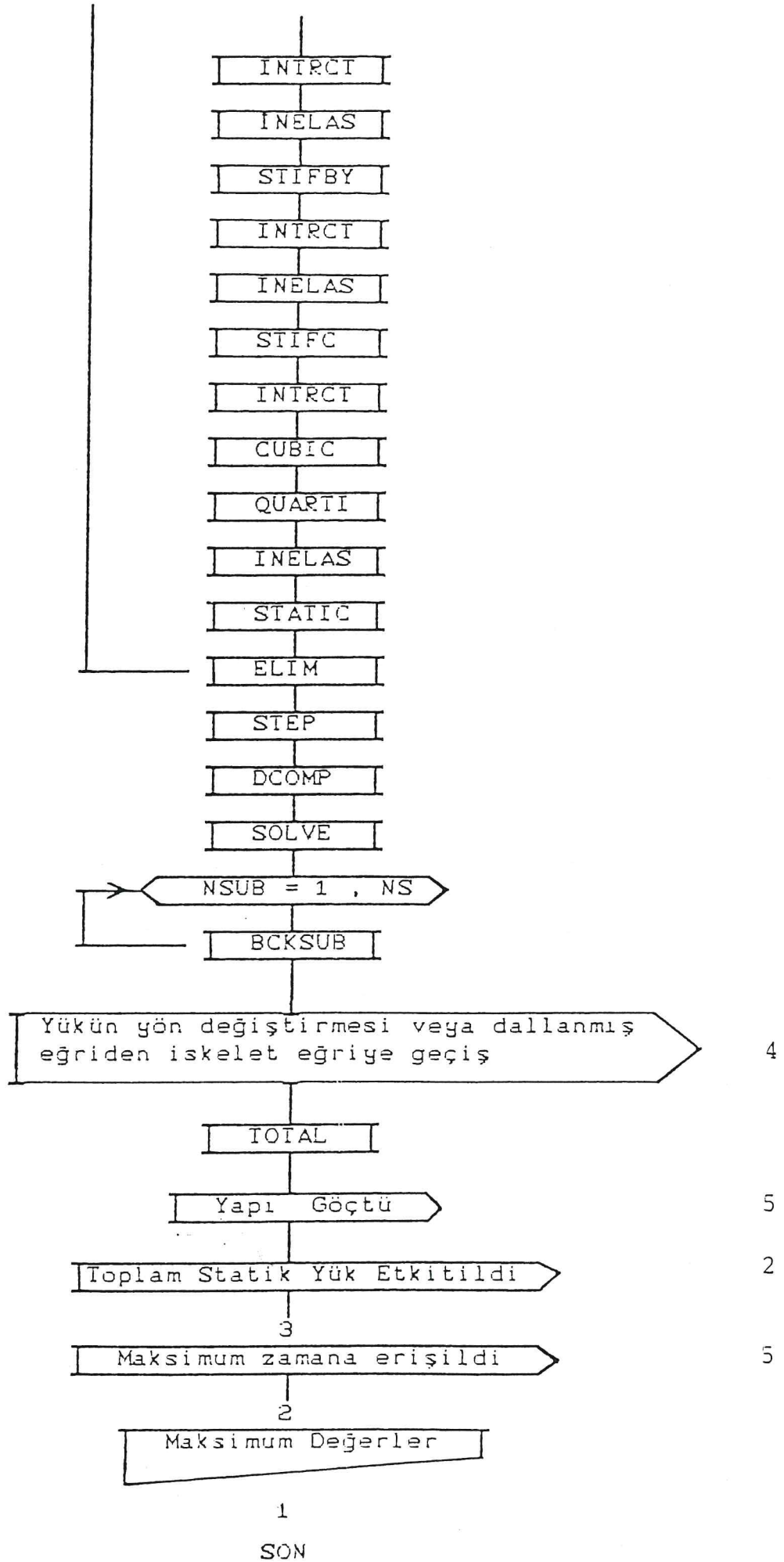
18.Quartı : Dördüncü dereceden bir polinim köklerini bulur.

Üçüncü ve dördüncü dereceden polinomlarla, tarafsız eksenin konumunu veren formüllerde karşılaşılr.

Programın genel bir akış diyagramı tablo 3.1 de verilmiştir.

TABLO 3.1 Programın Genel Akış Diyagramı





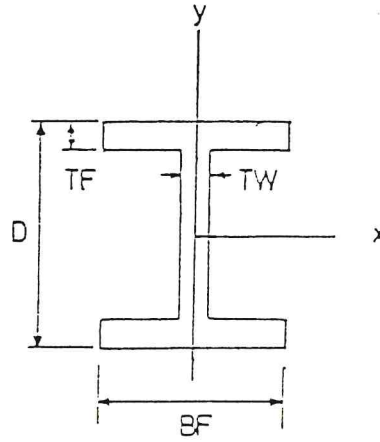
Bölüm 4. Programın Çalıştırılması, Kontroller, İlaveler

Bu çalışmanın bütününde aşağıdaki malzeme karakteristikleri kullanılmıştır :

Elastisite Modülü		$E = 19957.84$	kN/cm^2
Kayma Modülü		$G = 8258.42$	kN/cm^2
Akma Gerilmesi		$\sigma_y = 22.71$	kN/cm^2

Inelastik hesapta; (3.1) bağıntısındaki a ve r sabitleri için, sırasıyla 1.0 ve 80.00 değeri kullanılmıştır.

Çelik kesitle ilgili büyüklükler de Şekil 4.1 de gösterilmiştir.

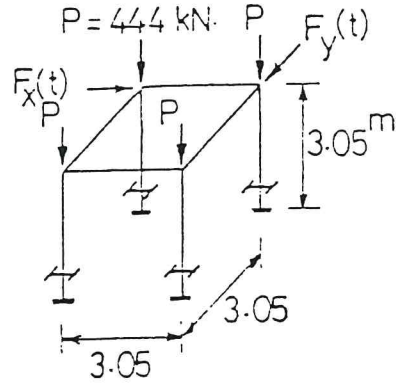


ŞEKİL 4.1 Tipik Kesit

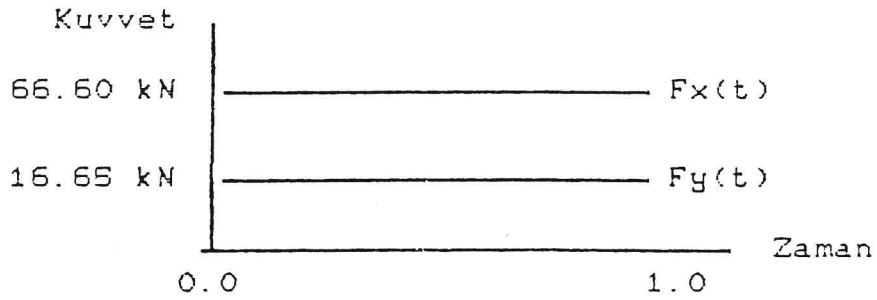
Programın ürettiği sonuçların doğruluğu değişik kontrol mekanizmalarıyla araştırılmıştır. [1] nolu eserde sunulan iki örnek, kontrollerin birinci adımını oluşturmaktadır. Kontrollerin ikinci adımında ise, [2] de verilen düzlem çerçevelerin elastoplastik analizinden yararlanılmıştır.

4.1 En Basit Uzak Çerçeve Kontrolör

Şekil 4.2 de gösterilen tek katlı ve tek açıklıklı bu uzak çerçeveye düğüm noktalarında, 444 kN. şiddetinde düşey tekil yükler ve Şekil 4.3 de gösterilen dinamik yükler etkimektedir.



ŞEKİL 4.2 Geometri ve Yükleme



ŞEKİL 4.3 Dinamik yükler

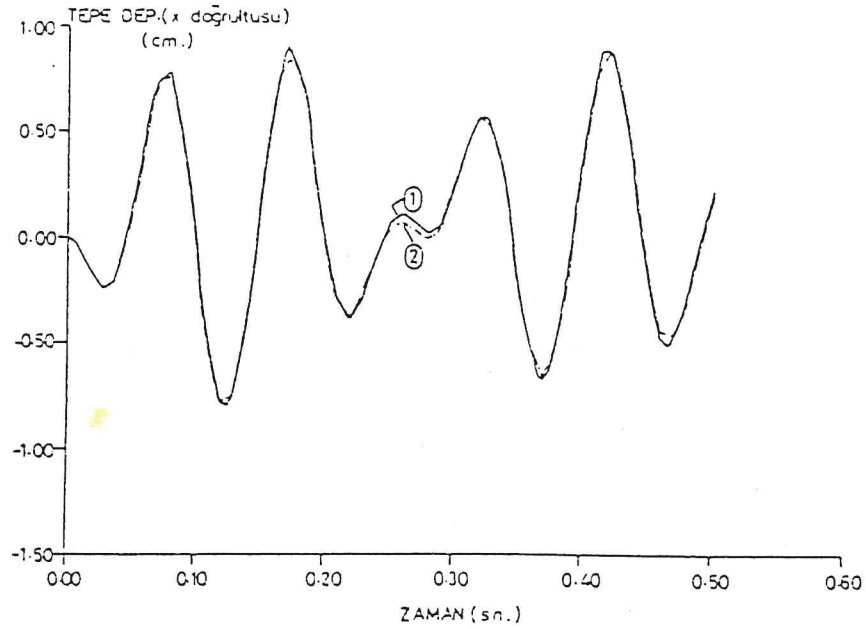
Sistemi oluşturan çubukların kesitleriyle ilgili bilgiler ise Tablo 4.1 de verilmiştir.

TABLO 4.1 Kesitler

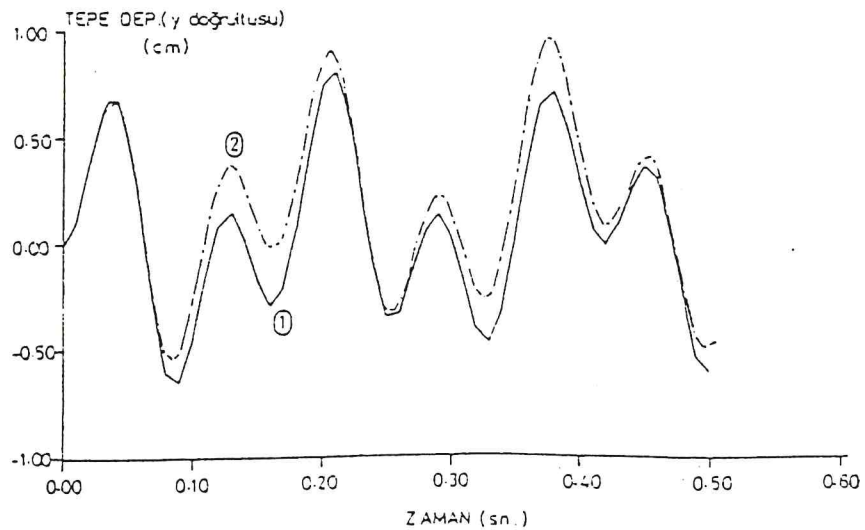
KESİT P. (mm.)	KOLONLAR (I)	KİRİŞLER (I)
D	203.2	254.0
BF	203.2	254.0
IF	11.0	14.2
TW	7.3	8.8

Geometrik özellikleri ve yükleri yukarıda tanımlanan sistem, elastoplastik olarak çalıştırılmıştır.

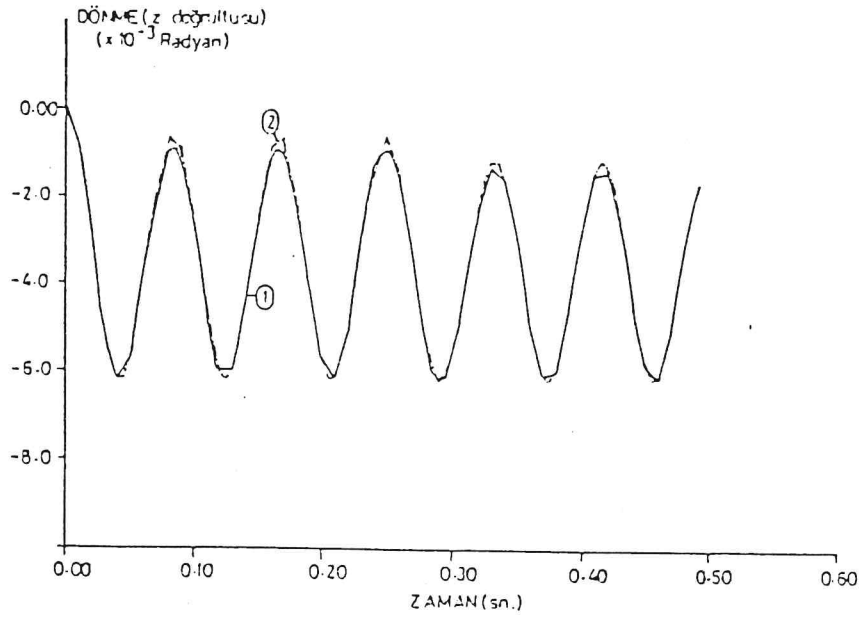
Elde edilen sonuçlar ve [1] de verilen sonuçlar Şekil 4.4, Şekil 4.5 ve Şekil 4.6 da üstüste çizilmiştir. 1 rakkamı [1] nolu eserde verilen sonuçları, 2 rakkamı ise elde edilen sonuçları temsil etmektedir.



ŞEKİL 4.4 X Deplasmanları



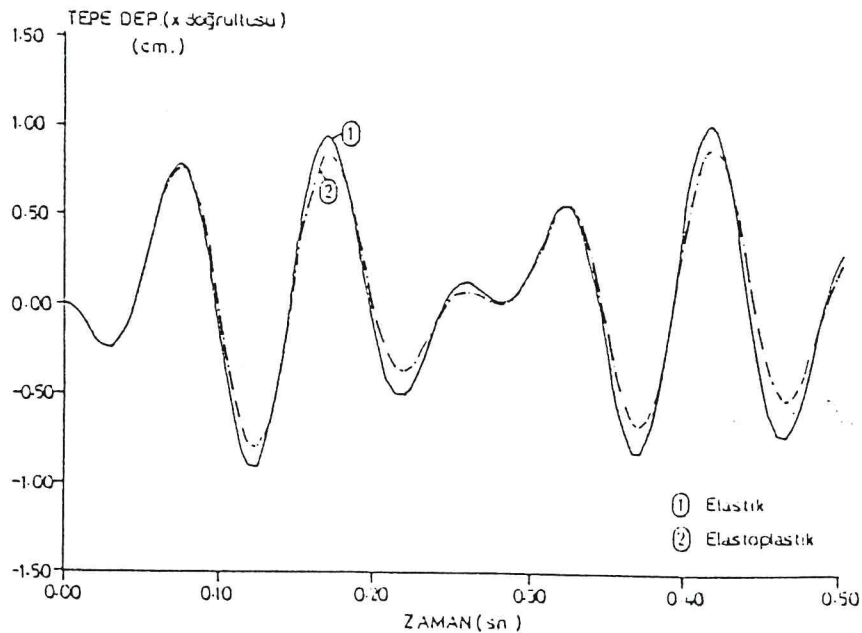
ŞEKİL 4.5 Y Deplasmanları



ŞEKİL 4.6 Kat Dönmesi

4.2 En Basit Uzak Çerçeve Elastik- Elastoplastik Sonuçların Karşılaştırılması

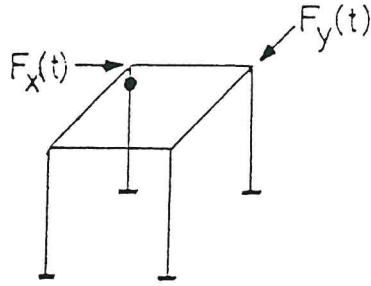
Aynı sistemin elastik olarak çalıştırılması halinde elde edilen sonuçlardan; yalnızca x yönündeki deplasman zaman grafiğinin verilmesiyle yetinilmiştir. Şekil 4.7 de gösterilen eğrilerden 1 numaralı olanı elastik davranışı, 2 numaralı olanı ise elastoplastik davranışı temsil etmektedir. Elastoplastik davranış halinde daha az deplasman kaydedilmiştir.



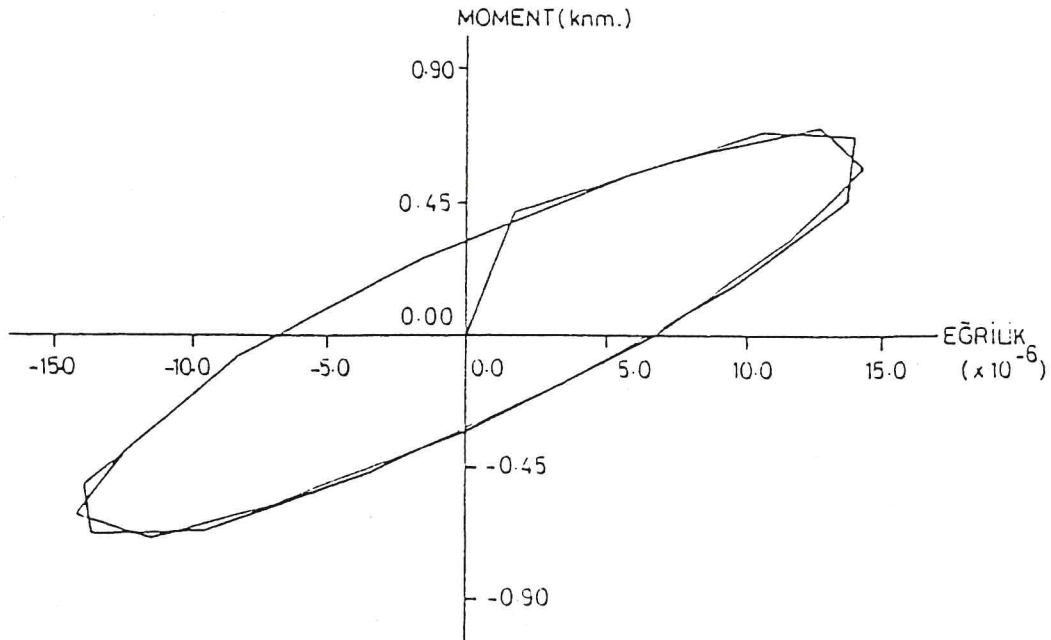
ŞEKİL 4.7 Elastik-Elastoplastik Çözüm. Kar.

4.3 Yön Değiştiren Yüklerin Etkimesi Halinde Moment Eğrilik Bağantısının İrdelenmesi

Bu işlem için bölüm 4.1 de özellikleri anlatılan sisteme, x yönünde $F_x(t) = 266.4 \sin 8\pi t$, y yönünde ise $F_y(t) = 66.4 \sin 8\pi t$ şiddetinde dinamik yükler, şekil 4.8 de gösterildiği gibi etkitilmiş ve sistem elastoplastik olarak çalıştırılmıştır. İşaretlenen kesitte meydana gelen moment ve dönme değerleri şekil 4.9 da gösterildiği gibi bir çevrim oluşturmaktadırlar. Histerik lup adı verilen ve çizimi oldukça güç olan böyle bir eğrinin, programın verdiği sonuçlarla çizilebiliyor olması, programın doğru çalıştığını gösteren önemli bir işarettir.



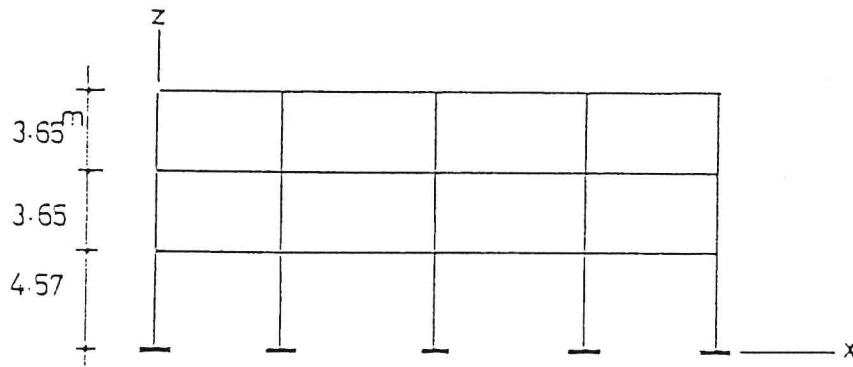
ŞEKİL 4.8 Geometri ve Yükleme



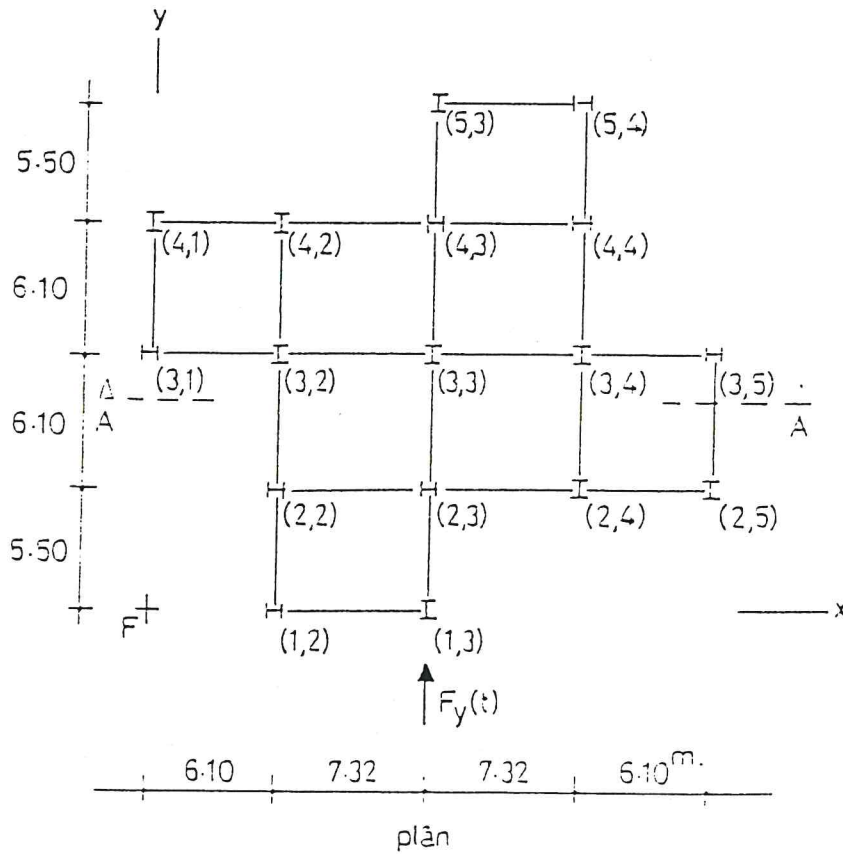
ŞEKİL 4.9 Histerik Lup

4.4 Çok Katlı Ve Çok Açıklıklı Bir Uzak Çerçeve Kontrol

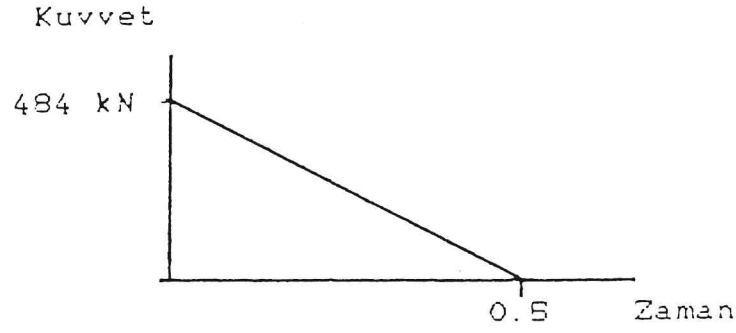
Programın kontrolü için kullanılan bu örnek x ve y yönlerinde dört açıklığı olan, üç katlı bir uzak çerçevedir. Plan ve kesiti şekil 4.10 da verilen bu sisteme yalnız y yönünde bir dinamik yük etmektedir. Şekil 4.11 de zamana göre değişimi verilen yük bir patlama yüküdür.



A-A Kesiti



ŞEKİL 4.10 Geometri ve Yükleme



ŞEKİL 4.11 Dinamik Yük

Sistemdeki elemanların kesitleriyle ilgili bilgiler Tablo 4.2 de verilmiştir.

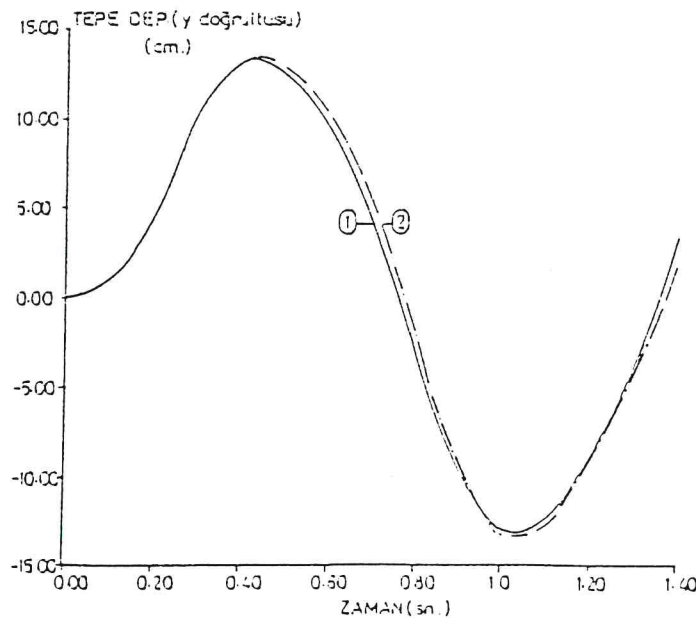
TABLO 4.2 Eleman Kesitleri

Düğüm noktası	Kat 1	KESİT Kat 2	Kat 3
X YÖNLÜ KİRİŞLER			
1,2	16WF36	16WF36	16WF36
2,2	16WF36	16WF36	16WF36
2,3	16WF36	16WF36	16WF36
2,4	16WF36	16WF36	16WF36
3,1	14WF30	14WF30	14WF30
3,2	16WF36	16WF36	16WF36
3,3	16WF36	16WF36	16WF36
3,4	14WF30	14WF30	14WF30
4,1	16WF36	16WF36	16WF36
4,2	16WF36	16WF36	16WF36
4,3	16WF36	16WF36	16WF36
5,3	16WF36	16WF36	16WF36
Y YÖNLÜ KİRİŞLER			
1,2	14WF30	14WF30	14WF30
1,3	12WF27	12WF27	12WF27
2,2	14WF30	14WF30	14WF30
2,3	14WF30	14WF30	14WF30
2,4	14WF30	14WF30	14WF30
2,5	14WF30	14WF30	14WF30
3,1	14WF30	14WF30	14WF30
3,2	14WF30	14WF30	14WF30
3,3	14WF30	14WF30	14WF30
3,4	14WF30	14WF30	14WF30
4,3	14WF27	14WF27	14WF27
4,4	14WF30	14WF30	14WF30

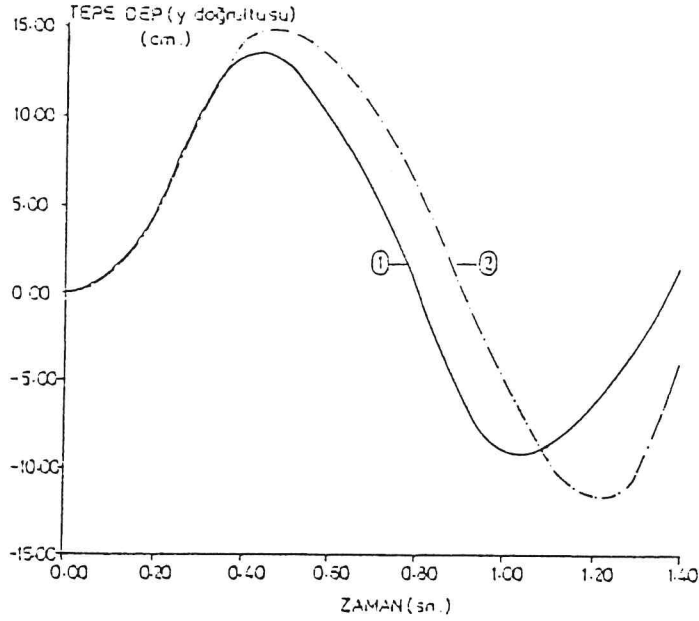
KOLONLAR

1,2	8WF31	8WF24	8WF24
1,3	8WF31	8WF35	8WF35
2,2	14WF43	12WF31	12WF31
2,3	12WF65	14WF43	14WF43
2,4	10WF39	12WF27	12WF27
2,5	8WF24	8WF20	8WF20
3,1	8WF31	8WF31	8WF31
3,2	12WF58	10WF39	10WF39
3,3	12WF58	14WF34	14WF34
3,4	12WF58	10WF39	10WF39
3,5	8WF31	8WF31	8WF31
4,1	8WF24	8WF20	8WF20
4,2	10WF39	12WF27	12WF27
4,3	12WF65	14WF43	14WF43
4,4	14WF43	12WF31	12WF31
5,3	8WF31	8WF35	8WF35
5,4	8WF31	8WF24	8WF24

Sistem önce elastik sonra elastoplastik olarak çözümlenip, sonuçlar [1] de verilenler ile karşılaştırılmıştır. Şekil 4.12 de elastik, Şekil 4.13 de ise elastoplastik çözümlerin sonuçları gösterilmiştir. Bu şekillerdeki 1 rakkamı [1] de verilen sonuçları, 2 rakkamı ise elde edilen sonuçları temsil etmektedir. Elastik çözümlerin üst üste düştüğü, elastoplastik çözümlerde ise küçük farklılıklar olduğu gözlenir. Bu küçük farklılıkların nedeni elastoplastik hesabın yuvarlatma hatalarına karşı daha hassas olmasıdır.



ŞEKİL 4.12 Elastik Çöz. Karşılaştırılması



ŞEKİL 4.13 Elastoplastik Çöz. Karşılaştırılması

4.5 Düzlem Çerçeve Sonuçlarıyla Karşılaştırma

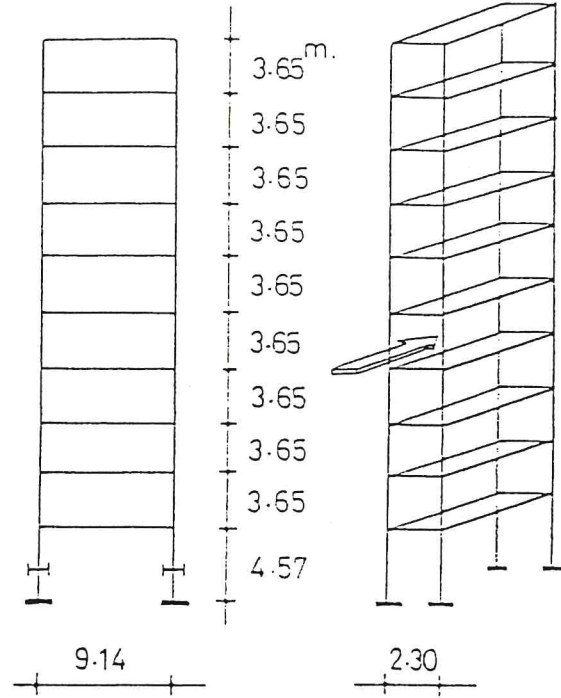
Bu bölümde; [2] den alınan bir düzlem çerçeve çözümüne yaklaşılmaya çalışılmıştır.

[2] de verilen düzlem çerçevenin kiriş ve kolon rijitlikleri ikiye bölünerek, yarı rijitliği olan iki çerçeve elde edilmiştir. Bu çerçeveler daha rijit elemanlarla birleştirilerek bir uzay çerçeveye geçilmiştir. Bu durum Şekil 4.14 de gösterilmiştir. Düzlem çerçeveyle ilgili diğer bilgiler de Tablo 4.3 de verilmiştir.

Tablo 4.3 de verilen kat kütlelerinin birimi $\text{kN.sn}^2/\text{m}$ dir.

Düzlem ve uzay çerçeveye Elcentro Depreminin N-S bileşeni etkimektedir. Şekil 4.14 de, depremin uzay çerçeveye hangi doğrultuda etkidiği okla gösterilmiştir. Düzlem ve uzay çerçeve durumunda elde edilen tepe deplasmanları Şekil 4.15 de verilmiştir. 1 rakkamı [2] de

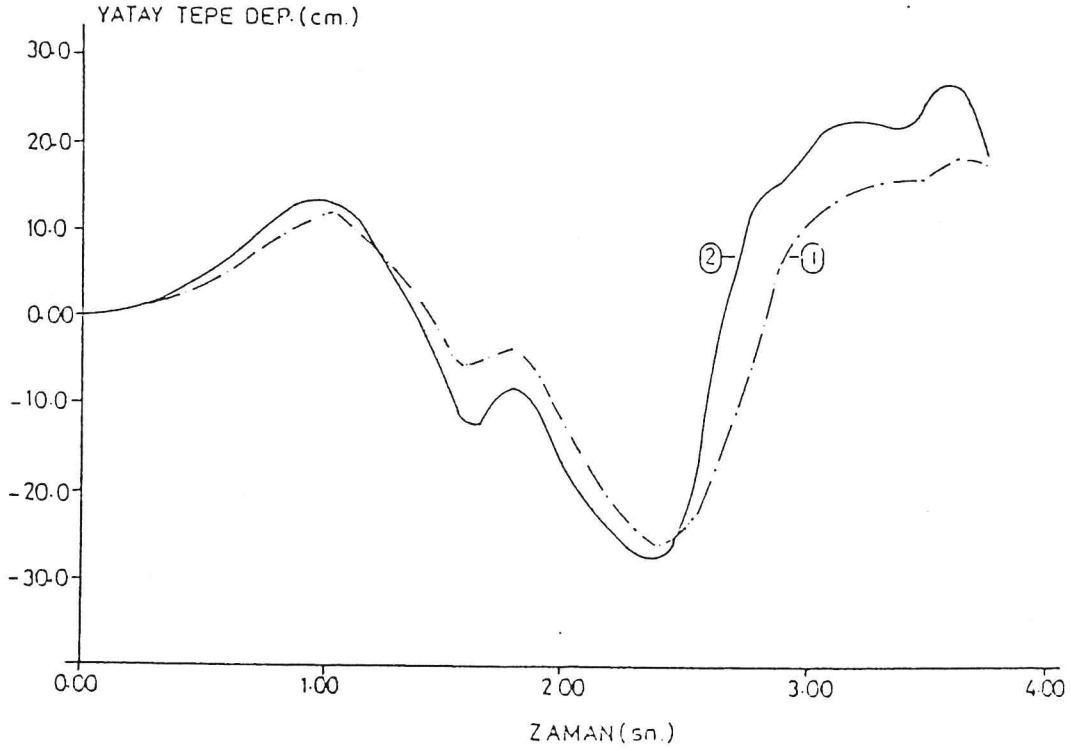
verilen, 2 rakkamı ise elde edilen sonucu göstermektedir.



ŞEKİL 4.14 Geometri ve Yükleme

TABLO 4.3 Kat Kütleleri ve Kesitler

Kat	Kütle	Kolon	Kiriş
10	29.02	14WF61	18WF45
9	35.31	14WF61	21WF55
8	35.31	14WF61	21WF55
7	35.83	14WF95	24WF68
6	35.83	14WF95	24WF68
5	35.83	14WF95	24WF68
4	36.71	14WF127	27WF84
3	36.71	14WF127	27WF84
2	36.71	14WF127	27WF84
1	38.45	14WF150	27WF84



ŞEKİL 4.15 Tepe Deplasmanları

4.6 Düşey Depremın Programa İlave Edilmesi

Programda, P- Δ etkisinin hesaplandığı bölüme yapılan küçük bir ilave ile, düşey deprem etkileri dolaylı olarak gözönüne alınmaktadır.

Bölüm 3.10'da P- Δ etkisinin hesabıyla ilgili olarak anlatılanların tümü geçerlidir. Tek değişiklik, bu hesapta kullanılan kolon eksenel kuvvetinin artık iki terimden meydana gelmesidir. Birinci terim düşey deprem haricindeki diğer yüklerden, ikinci terim ise düşey depremden meydana gelmektedir. İkinci terim; ilgili kolonun etkili olduğu alana isabet eden kütlelerin düşey zemin ivmesiyle çarpımından elde edilir.

4.7 Yapının Altına Fiktif Kat İlave Edilmesi

Yapı ile zemin arasındaki etkileşimi daha iyi temsil edebilmek için çözülecek sistemlere alttan bir kat ilave

edilmiştir. Eklenen bu kattaki kiriş ve kolonların eğilme rijitlikleri yüksek tutularak dönme tesirlerinin etkisi azaltılmıştır. Bu katın kolonlarının eksenel rijitlikleri ise zemin karakteristiklerini yansıtacak şekilde seçilmektedir. Bu işlem için aşağıdaki formül-
den yararlanılmıştır.

$$\frac{A E}{L} = C_p A_R \quad (4.1)$$

Bu formülde, A kolon enkesit alanını; E kolon elastisite modülünü; L kolon boyunu; C_p zemin yatak katsayısını; A_R ise kolonun yük aldığı alanı göstermektedir.

Bu işlem neticesinde seçilen kolon kesitleri, zemi-
ni temsil eden birer yay gibi düşünülebilir.

BÖLÜM 5. PARAMETRİK ÇALIŞMA

5.1 Genel Bakış

Bu tip bir çalışmanın en güç yanı, araştırılan olayı yansıtabilecek modellerin seçilmesidir. Eksantrik ve simetrik kuleli yapıların yatay ve düşey deprem yükleri altındaki dinamik davranışını yansıtabilecek değişik modeller denenmiş olmakla beraber, izleyen bölümde özellikleri anlatılan iki model üzerinde çalışmalar yoğunlaştırılmıştır.

Zeminle yapı arasındaki etkileşimi daha iyi temsil edebilmek ve yapının devrilmeye olan eğilimini de gözleyebilmek için sözkonusu modellerin altına fiktif bir kat eklenerek, modellerin kat sayıları birer artırılmıştır. Fiktif kattaki elemanların kesitlerinin belirlenmesi Bölüm 4.7 de anlatılmıştır. Çalışılan modellerde; zemin yatak katsayısı olarak, orta sıkılıkta kum zemine karşı gelen 337.5 kN/m^3 değeri kullanılmıştır.

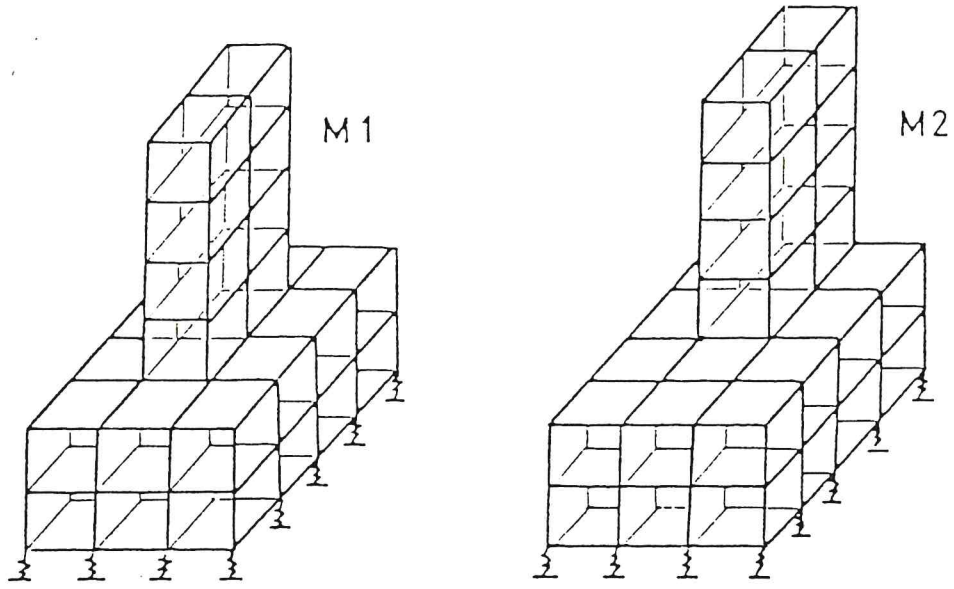
5.2 Modeller

İki ağır model grubu üzerinde çalışılmıştır.

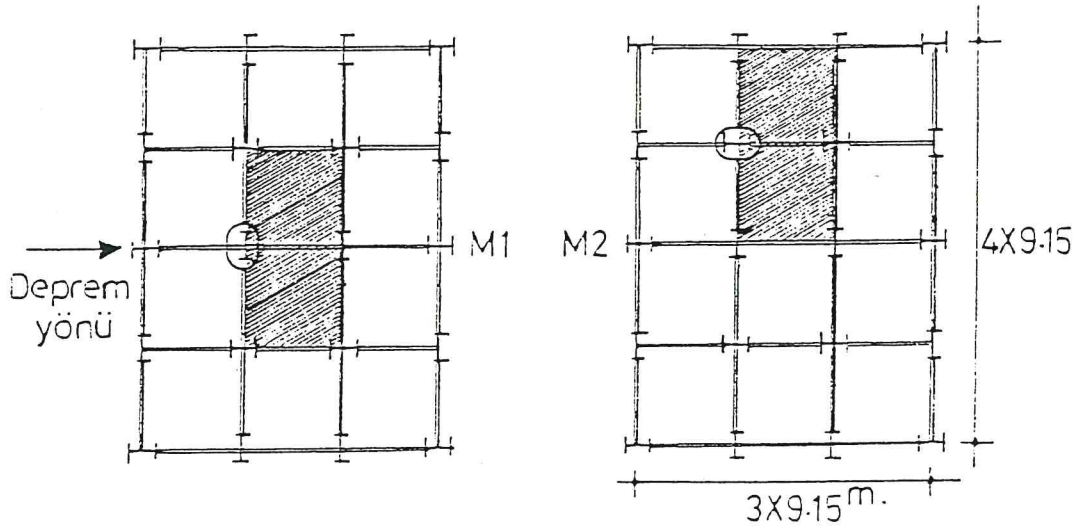
5.2a Birinci Model Grubu

X yönünde 3, Y yönünde 4 açıklığı ve fiktif kat haricinde 6 katı olan yapılardan oluşur.

Bu model grubunu oluşturan yapılarla ilgili diğer bilgiler Şekil 5.1, Şekil 5.2, Tablo 5.1 ve Tablo 5.2 de verilmiştir.



ŞEKİL 5.1 Birinci Model Grubu Yapılarının Genel Görünüşü



ŞEKİL 5.2 Birinci Model Grubu Yapılarının Planları

TABLO 5.1 Birinci Model Grubu İçin Diğer Bilgiler

KAT	KAT YÜKSEKLİĞİ (m)	UNIFORM YAYILI Yük (kN/m ²)
6	3.65	5.64
5	3.65	6.88
4	3.65	6.88
3	3.65	6.88
2	3.65	7.57
1	4.57	8.25

TABLO 5.2
Birinci Model Grubunda Kullanılan Kesitler

KAT (mm)	KİRİŞLER				KOLONLAR			
	D	BF	TF	TW	D	BF	TF	TW
6	603	230	14	11	410	428	24	14
5	603	230	14	11	410	428	24	10
4	680	254	16	11	424	435	32	20
3	680	254	16	11	424	435	32	20
2	680	254	16	11	424	435	32	20
1	680	254	16	11	432	457	36	23

Bu model grubu için, fiktif kat yüksekliği 2.45 m olarak alınmıştır. Fiktif kattaki kolonların enkesit alanları ise şöyledir :

$$\text{Köşe kolonlar} = 86.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Kenar kolonlar} = 173.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Orta kolonlar} = 346.0 \text{ cm}^2$$

5.2b İkinci Model Grubu

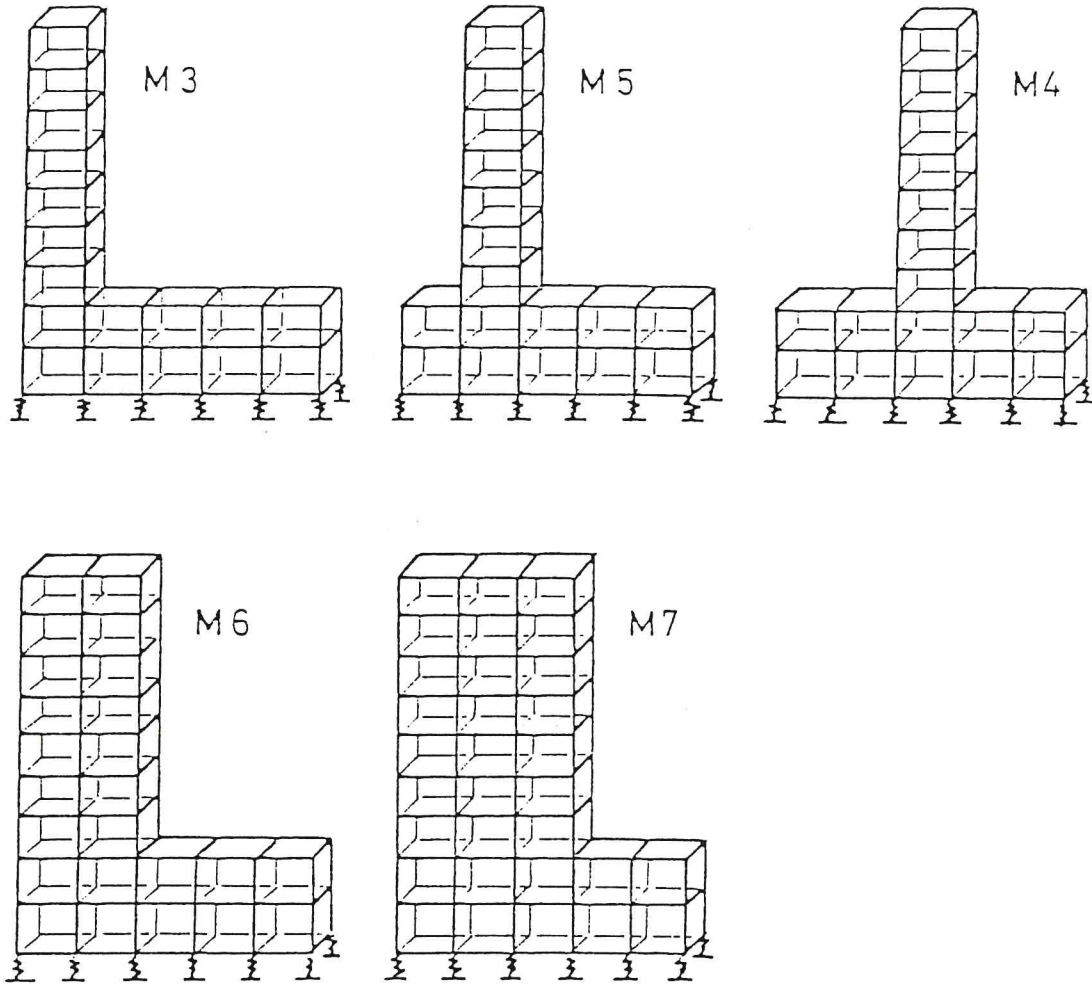
X yönünde 5, y yönünde 1 açıklığı ve fiktif kat haricinde 9 katı olan yapılardan oluşur.

Bu model grubunu oluşturan yapılarla ilgili diğer bilgiler Şekil 5.3, Şekil 5.4, Tablo 5.3 ve Tablo 5.4 de verilmiştir.

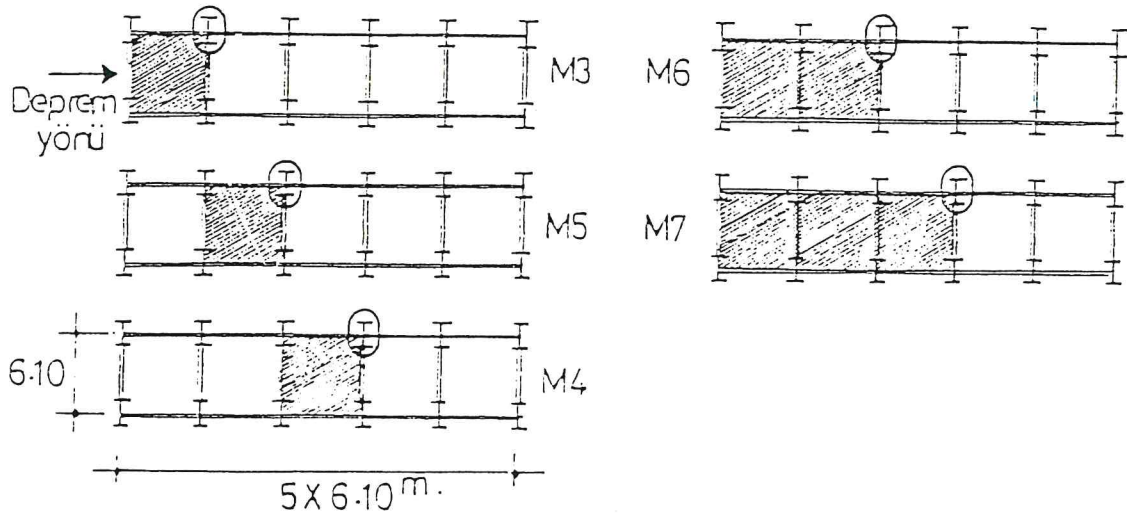
Bu model grubu için, fiktif kat yüksekliği 2.45 m. olarak alınmıştır. Fiktif kattaki kolonların enkesit alanları ise şöyledir :

$$\text{Köşe kolonlar} = 57.66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Orta kolonlar} = 115.32 \text{ cm}^2$$



ŞEKİL 5.3 İkinci Model Grubu Yapılarının Genel Görünüşü



ŞEKİL 5.4 İkinci Model Grubu Yapılarının Planları

TABLO 5.3 İkinci Model Grubu İçin Diğer Bilgiler

KAT	KAT YÜKSEKLİĞİ (m)	ÜNİFORM YAYILI YÜK (kN/m ²)
9	3.65	5.64
8	3.65	5.64
7	3.65	6.88
6	3.65	6.88
5	3.65	6.88
4	3.65	7.57
3	3.65	7.57
2	3.65	8.25
1	4.57	8.25

TABLO 5.4

İkinci Model Grubunda Kullanılan Kesitler

KAT (mm)	KİRİŞLER				KOLONLAR			
	D	BF	IF	TW	D	BF	IF	TW
9	527	210	13	10	403	295	20	12
8	527	210	13	10	403	295	20	12
7	604	229	15	12	410	428	24	14
6	604	229	15	12	410	428	24	14
5	604	229	15	12	410	428	24	14
4	680	254	16	12	424	435	32	20
3	680	254	16	12	424	435	32	20
2	680	254	16	12	432	457	36	23
1	680	254	16	12	432	457	36	23

5.3 Yükleme

Her iki model grubu için de yükleme benzerdir. Modellere, aynı anda üç farklı tipte yük etkimektedir. Bunlar:

1. Düğüm noktalarına etkiyen düşey tekil yükler. Bu yükler, katın taşıdığı üniform yayılı yükün , kolonların etki alanlarıyla çarpımından elde edilir.

2. Yatayda etkiyen, Elcentro deprem kaydının kuzey güney bileşeni. Yatay depremin modellere hangi yönden

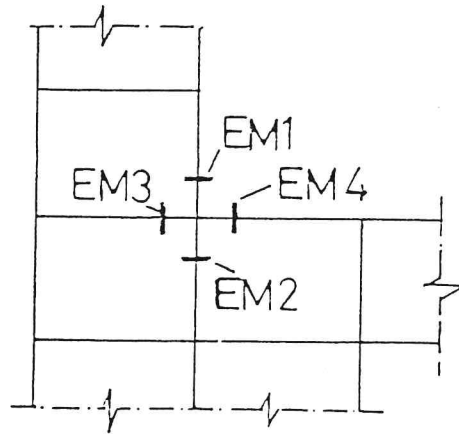
etkidiği Şekil 5.2 ve Şekil 5.4 de gösterilmiştir.

3. Düşeyde etkiyen, Elcentro deprem kaydının düşey bileşeni.

Geometrik özellikleri ve yükleri yukarıda tanımlanan modeller önce elastik daha sonra elastoplastik davranış gözönüne alınarak çözülmüşlerdir.

Modellerin karşılaştırılması için, yatay deprem doğrultusundaki tepe deplasmanları ile ani kesit değişiminin olduğu bölgedeki eleman uç momentleri kullanılmıştır. İncelenecek düğüm noktaları Şekil 5.2 ve Şekil 5.4 de işaretlenmiştir. Bu noktalardan alınan tipik bir kesit Şekil 5.5 de verilmiştir. Şekil 5.5 üzerindeki işaretli kesitlerde, değişik yapılardan alınan momentler karşılaştırılacaktır.

Elastik ve elastoplastik hesapta elde edilen sonuçlar ayrı ayrı karşılaştırılmış daha sonra tipik iki model üzerinde iki ayrı analizin verdiği sonuçların karşılaştırılması yoluna gidilmiştir.

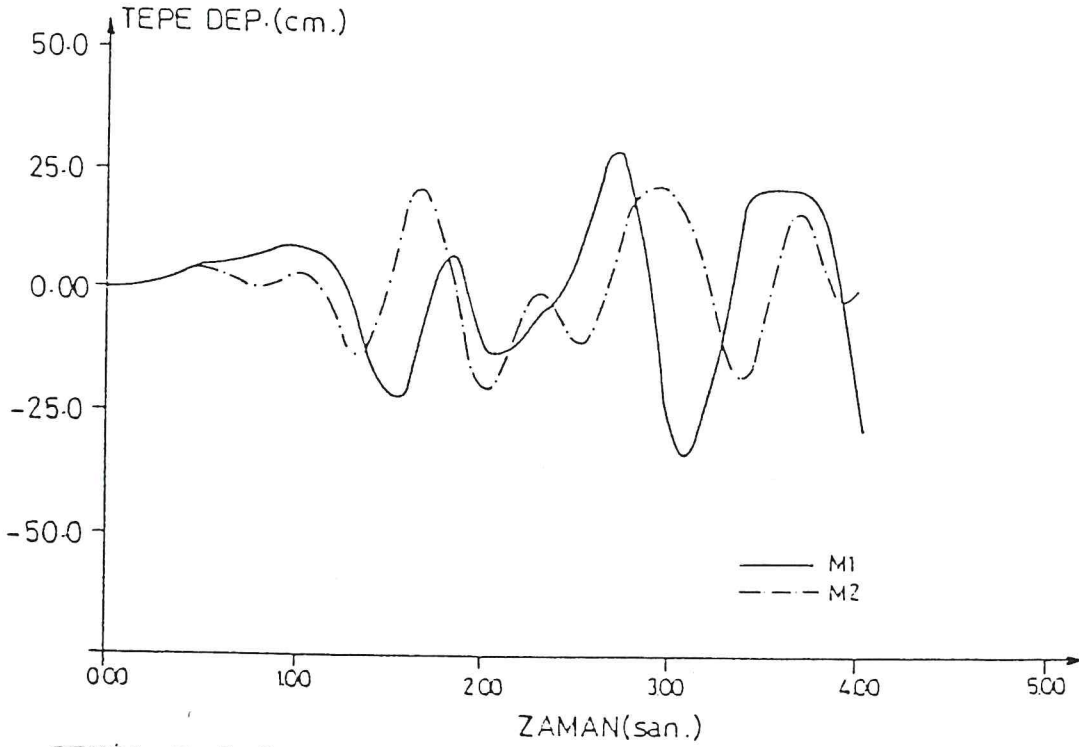


ŞEKİL 5.5 TİPİK KESİTLER

5.4 Elastik Hesap

Birinci model grubunu oluşturan M1 ve M2 modellerinin elastik analizinden elde edilen tepe deplasmanı-zaman

grafığı Şekil 5.6 da verilmiştir. Şekilden kolayca görüleceği gibi simetrik kuleli yapı, eksantrik kuleli olana göre daha fazla deplasman yapmaktadır.



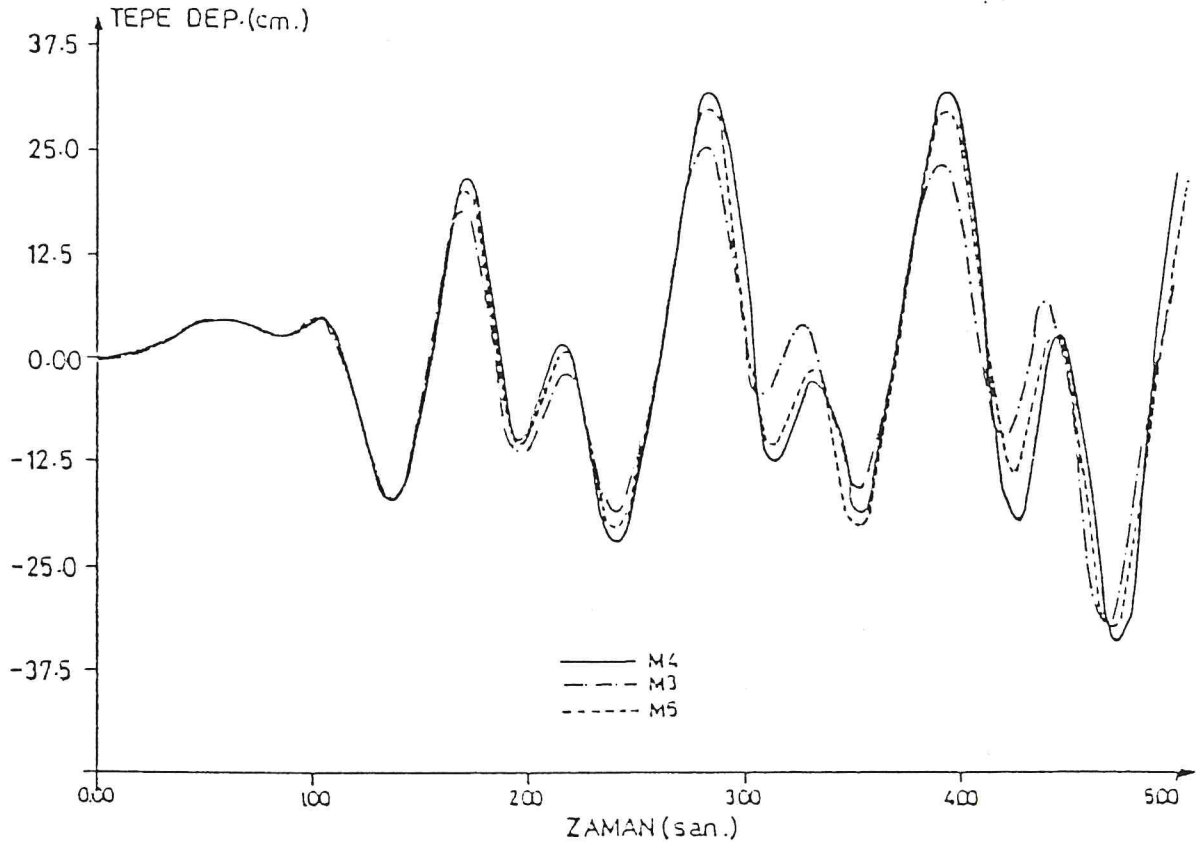
ŞEKİL 5.6 Birinci Model Grubu İçin Elastik Tepe Dep.

Eleman uç momentleri de Tablo 5.5 de karşılaştırılmıştır.

TABLO 5.5 Birinci Model Grubu İçin Elastik Momentler

Moment (kNm.)	MODEL	
	M1	M2
EM1	1542.8	1363.5
EM2	1202.2	1635.2
EM3	1311.6	1056.3

İkinci grubu oluşturan M3, M4 ve M5 modellerinin elastik analizi sonucu elde edilen tepe deplasmanı-zaman grafiği Şekil 5.7 de, kritik bölgedeki uç momentleri de Tablo 5.6 da verilmiştir.



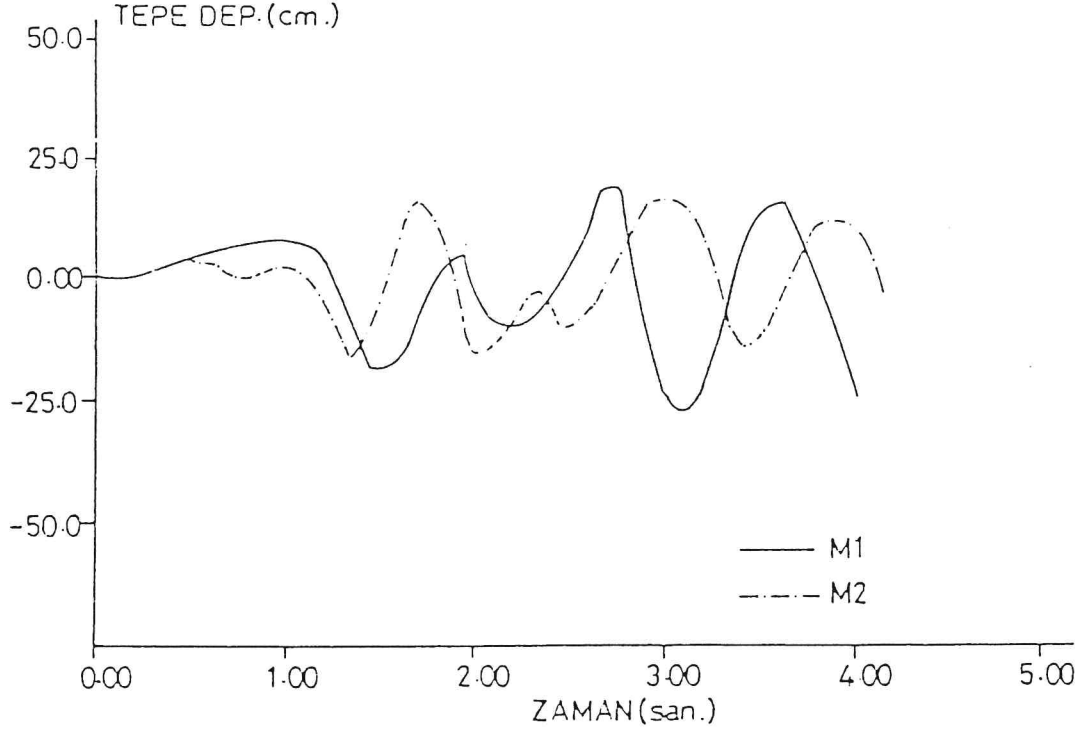
ŞEKİL 5.7 İkinci Model Grubu İçin Elastik Tepe Dep.

TABLO 5.6 İkinci Model Grubu İçin Elastik Momentler

Moment (kNm.)	MODEL		
	M3	M4	M5
EM1	753.9	856.1	834.8
EM2	565.5	846.7	830.7
EM3	743.0	917.7	892.3
EM4	524.1	704.9	656.4

5.5 Elastoplastik Hesap

Birinci model grubunu oluşturan M1 ve M2 modellerinin elastoplastik analizinden elde edilen tepe deplasmanı zaman grafiği Şekil 5.8 de verilmiştir. Şekilden kolayca görüleceği gibi simetrik setbackli yapı, bu durumda da daha fazla deplasman yapmaktadır.



ŞEKİL 5.8 Birinci M.G. İçin Elastoplastik Tepe Dep.

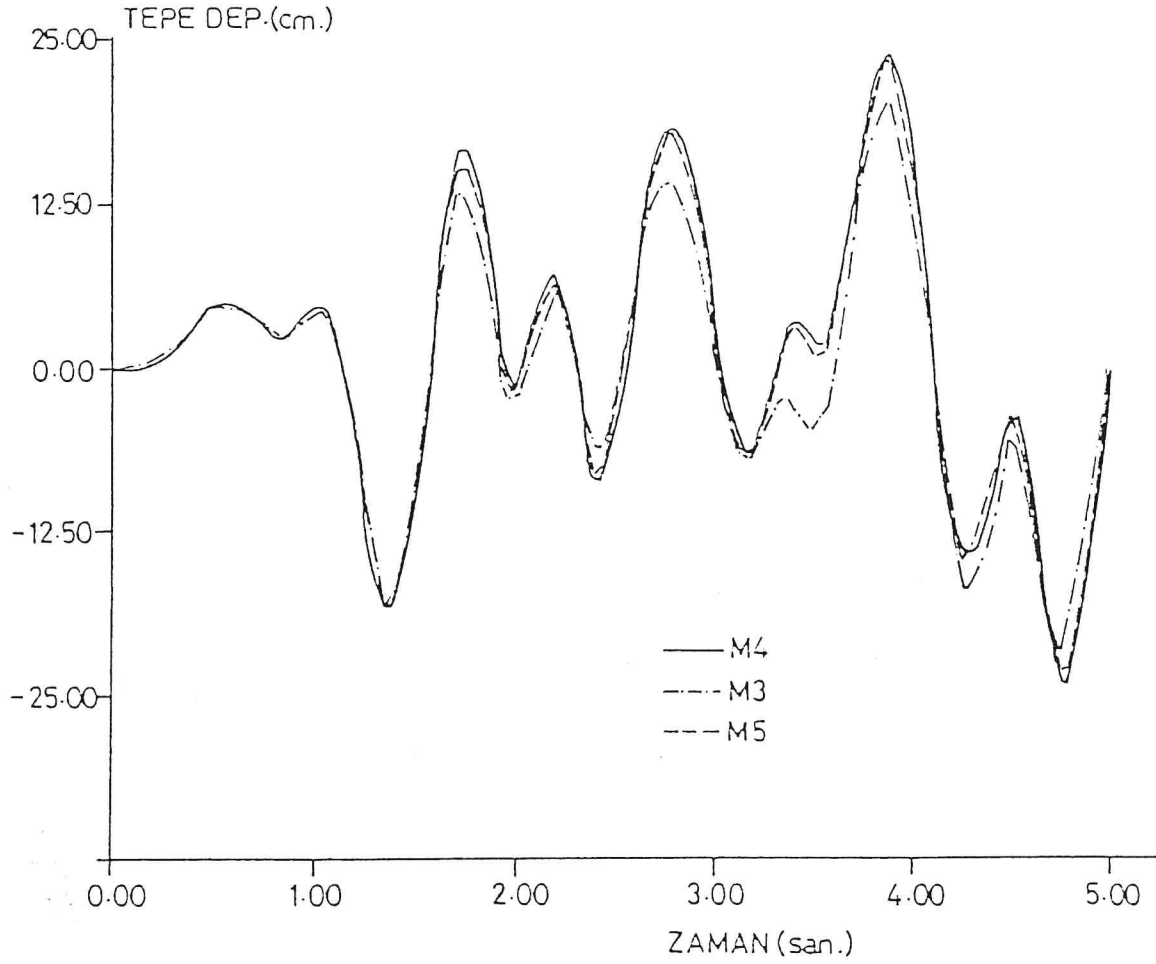
Eleman uç momentleri de Tablo 5.7 de karşılaştırılmıştır.

TABLO 5.7

Birinci Model Grubu İçin Elastoplastik Momentler

Moment (kNm.)	MODEL	
	M1	M2
EM1	1095.3	913.6
EM2	769.4	1340.8
EM3	970.2	887.2

İkinci grubu oluşturan M3, M4 ve M5 modellerinin elastoplastik analizi sonucu elde edilen tepe deplasmanı zaman grafiği Şekil 5.9 da, kritik bölgedeki uç momentleri de Tablo 5.8 de verilmiştir.



ŞEKİL 5.9 İkinci M.G.İçin Elastoplastik Tepe Dep.

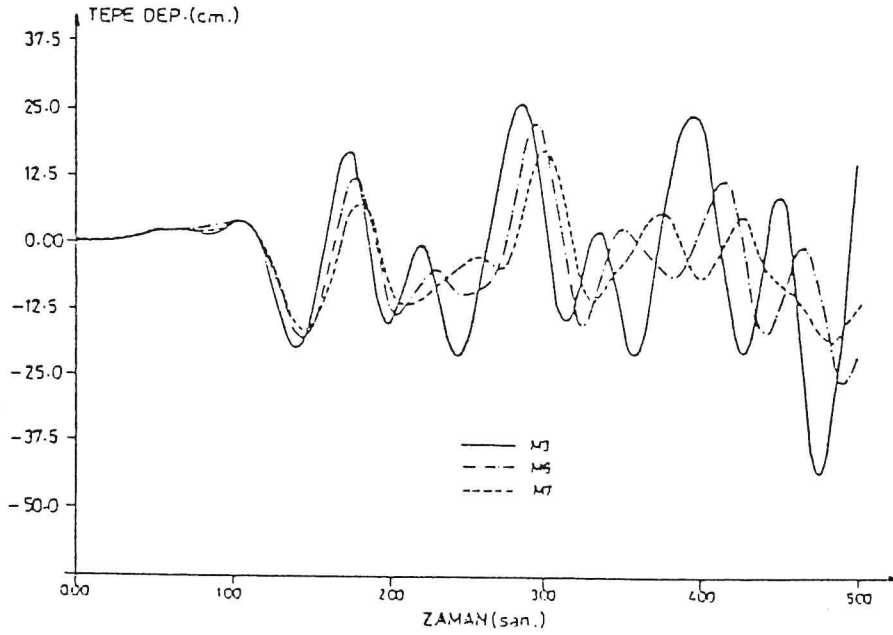
TABLO 5.8

İkinci Model Grubu İçin Elastoplastik Momentler

Moment (kNm.)	MODEL		
	M3	M4	M5
EM1	530.9	570.4	568.5
EM2	517.8	528.9	521.1
EM3	591.4	562.8	564.4
EM4	452.1	433.2	440.9

5.6 Kule/Taban Alan Oranına Göre Karşılaştırma

Bu işlem için M3, M6 ve M7 modellerinin karşılaştırılması yoluna gidilmiştir. Şekil 5.4 den görüleceği gibi, bu modellerde kule ile taban arasındaki alan oranları sırasıyla 0.2 , 0.4 ve 0.5 olmaktadır. Elastik hesap sonucunda elde edilen tepe deplasmanları Şekil 5.10 da, eleman uç momentleri de Tablo 5.9 da verilmiştir.



ŞEKİL 5.10 M3, M6, M7 Modelleri Elastik Tepe Dep.

TABLO 5.9

M3, M6, M7 Modelleri Elastik Momentleri

Moment (kNm.)	MODEL		
	M3	M6	M7
EM1	753.9	621.7	514.9
EM2	565.5	702.4	524.4
EM3	743.0	638.1	525.7
EM4	524.1	518.2	461.9

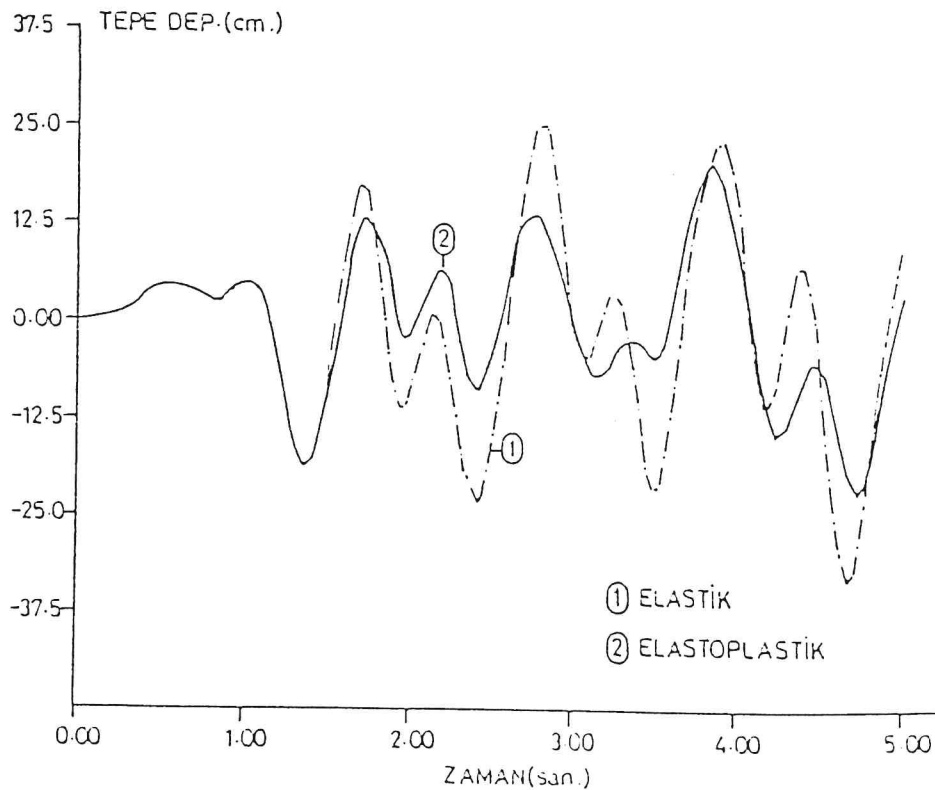
Kule/tabana alan oranı arttıkça tepe deplasmanları ile eleman uç momentlerinin azaldığı gözlenmektedir.

5.7 Elastik ve Elastoplastik Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması

Bu bölümde, eksantrik yapıları temsil eden M3 ve simetrik yapıları temsil eden M4 modelleri üzerinde çalışılmıştır.

5.7a Eksantrik Kuleli Yapıda Karşılaştırma

M3 modelinin elastik ve elastoplastik analizinden elde edilen tepe deplasmanları Şekil 5.11 de, eleman uç momentleride Tablo 5.10 da toplanmıştır. Şekil ve tablodan açıkça görüleceği gibi, elastoplastik analiz sonuçları, elastik analiz sonuçlarından küçüktür.



ŞEKİL 5.11

M3 Modeli İçin Elastik Ve Elastoplastik Tepe Dep.

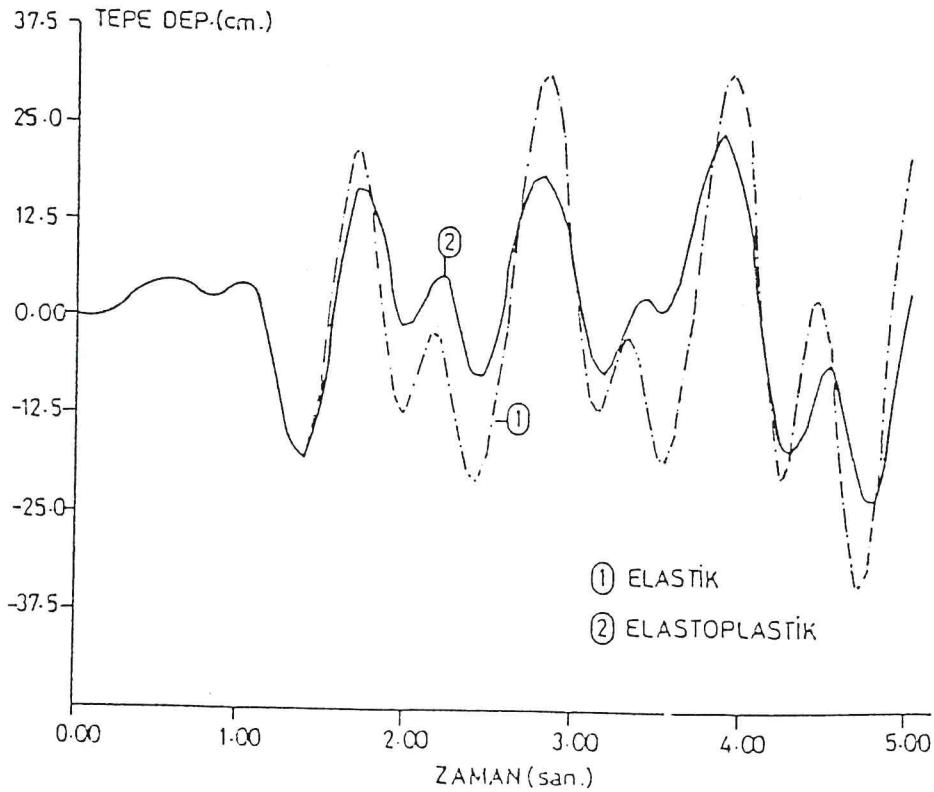
TABLO 5.10

M3 Modeli İçin Elastik Ve Elastoplastik Momentler

Moment(kNm.)	Elastik	Elastoplastik
EM1	753.9	530.9
EM2	565.5	517.8
EM3	743.0	591.4
EM4	524.1	452.1

5.7b Simetrik Kuleli Yapıda Karşılaştırma

M4 modelinin elastik ve elastoplastik analizinden elde edilen tepe deplasmanları Şekil 5.12 de, eleman uç momentleride Tablo 5.11 de toplanmıştır. Bu durum için de elastoplastik analiz sonuçları, elastik analiz sonuçlarından küçüktür.



ŞEKİL 5.12

M4 Modeli İçin Elastik Ve Elastoplastik Tepe Dep.

TABLO 5.11
M4 Modeli İçin Elastik Ve Elastoplastik Momentler

Moment(kNm.)	Elastik	Elastoplastik
EM1	856.1	570.4
EM2	846.7	528.9
EM3	917.7	552.8
EM4	704.9	433.2

SONUÇLAR VE ÖNERİLER

1. Kulenin altyapıya göre olan dışmerkezliği arttıkça, kaydedilen tepe deplasmanları azalmaktadır.

2. Altyapının üst kat kirişleriyle, kulenin köşe kolonlarının kesişim bölgesindeki eleman uç momentleri, dışmerkezlik arttıkça genelde azalmaktadır.

3. Kule ile altyapı arasındaki alan oranı büyüdükçe kaydedilen tepe deplasmanları azalmaktadır. Altyapının üst kat kirişleriyle, kulenin köşe kolonlarının kesişim bölgesindeki eleman uç momentleri de alan oranı büyüdükçe azalmaktadır.

4. Elastoplastik hesap sonucu elde edilen tepe deplasmanları ve eleman uç momentleri, elastik hesapta elde edilenlere göre küçüktür.

Bu araştırmada edinilen bilgiler ışığında, proje mühendislerine şu husus önerilebilir:

Kuleli yapıların boyutlandırılmasında, kulenin altyapıya göre olan dışmerkezliği dikkate alınmalıdır. Değişik yönetmeliklerde [3] belirtilen, kule ile taban arasındaki alan oranı, bu tür yapıların boyutlandırılmasında gözönüne alınacak tek kriter olamaz.

KAYNAKLAR

- [1] BOCKHOLT, J.L., Inelastic Analysis of Tier Buildings, Technical Report No:158, Department of Civil Engineering Stanford University, May 1972.
- [2] ANDERSON, J.C. and BERTIERO, V.V. , Seismic Behavior Of Multistory Frames Designed By Different Philosophies, Earthquake Eng. Research Center Colloge of Eng. University of California Berkeley, California, October 1969.
- [3] Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, Seismology Committee Structural Engineers Association of California, 1980.

ÖZGEÇMİŞ

1966 yılında Eskişehir'de doğan Ercan Yüksel, ilk ve orta öğrenimini Bursa-Yenişehir'de tamamlamıştır. Yenişehir Osmangazi Lisesinden mezun olduktan sonra 1983 yılında İTÜ İnşaat Fakültesinde Lisans öğrenimine başlamış ve 1987 yılında da mezun olmuştur. Aynı yıl İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsünün açtığı sınavı kazanarak Lisans Üstü eğitimine başlayan Ercan Yüksel halen İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı Anabilim Dalında, Araştırma Görevlisi olarak çalışmaktadır.