

ÇUKUROVA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

119835

İlker Fatih KARA

T.C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMANTASYON MERKEZİ

ÇATLAK KIRIŞLI BETONARME ÇERÇEVELERİN RİJİT
DİYAFRAM MODELİ İLE ÜÇ BOYUTLU ANALİZİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ADANA, 2002

119835

**ÇUKUROVA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**ÇATLAK KIRIŞLI BETONARME
ÇERÇEVELERİN RİJİT DİYAFRAM
MODELİ İLE ÜÇ BOYUTLU ANALİZİ**

İLKER FATİH KARA

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**Bu tez 02 / 09 / 2002 Tarihinde Aşağıdaki Jüri Üyeleri Tarafından
Oybirliği/Oyçokluğu İle Kabul Edilmiştir.**



Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR

DANIŞMAN



Prof. Dr. A. Kamil TANRIKULU

ÜYE



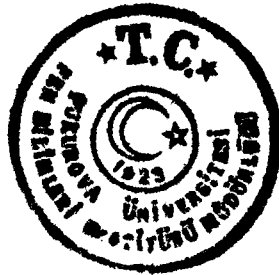
Yrd. Doç. Dr. S. Seren AKAVCI

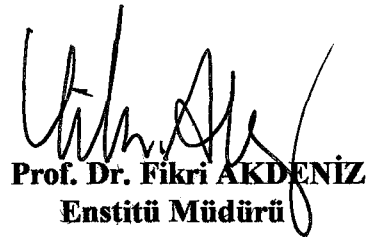
ÜYE

**T.C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMANTASYON MERKEZİ**

Bu tez Enstitümüz İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında hazırlanmıştır.

Kod No:2029




Prof. Dr. Fikri AKDENİZ
Enstitü Müdürü

Not: Bu tezde kullanılan özgün ve başka kaynaktan yapılan bildirişlerin, çizelge, şekil ve fotoğrafların kaynak gösterilmeden kullanımı, 5846 sayılı Fikir ve Sanat Eserleri Kanunundaki hükümlere tabidir.

ÖZ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**ÇATLAK KİRİŞLİ BETONARME ÇERÇEVELERİN RİJİT
DİYAFRAM MODELİ İLE ÜÇ BOYUTLU ANALİZİ**

İLKER FATİH KARA

**ÇUKUROVA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

Danışman : Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR

Yıl : 2002 Sayfa : 147

Jüri : Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR

: Prof. Dr. A. Kamil TANRIKULU

: Yrd. Doç. Dr. S. Seren AKAVCI

Bu çalışmada kirişlerdeki çatlamlar göz önünde bulundurularak, taşıyıcı sistemi çerçevelerden oluşan betonarme yapıların rijit diyafram modeli ile üç boyutlu analizi için bir bilgisayar programı geliştirilmiştir. Çatlamanın sadece kiriş elemanlarda oluştuğu, kolonlarda ise lineer elastik modelin geçerli olduğu kabul edilmiştir. Daha sonra kirişlerdeki çatlamaya ek olarak kolonlarda oluşabilecek çatlamlar da göz önünde bulundurularak, çerçevelerin iki boyutlu analizi için bir bilgisayar programı geliştirilmiştir. Yapılan her iki çalışmada elemanların çatlaması halinde, efektif atalet momentlerinin hesabında ACI ve CEB modelleri kullanılmıştır. Analizlerde ayrıca kayma deformasyonlarının etkisi de göz önünde bulundurulmuş, efektif kayma modüllerinin hesabında literatürde de mevcut olan değişik yöntemler kullanılmıştır.

Geliştirilen programlar aracılığı ile gerek deneysel çalışması yapılmış iki boyutlu, gerekse üç boyutlu betonarme çerçeve örnekleri çözümlenerek elde edilen sonuçlar irdelenmeye çalışılmıştır.

Anahtar kelimeler: Betonarme çerçeveler, rijit diyafram modeli, efektif atalet momenti, efektif kayma modülü, deplasmanlar

ABSTRACT

MSc THESIS

THREE DIMENSIONAL ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE FRAMES USING RIGID DIAPHRAGM MODEL WITH BEAMS IN A CRACKED STATE

İLKER FATİH KARA

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES
UNIVERSITY OF ÇUKUROVA

Supervisor : Prof.Dr. Cengiz DÜNDAR

Year : 2002 Page : 147

Jury : Prof.Dr. Cengiz DÜNDAR

: Prof.Dr. A. Kamil TANRIKULU

: Asst. Prof. Dr. S. Seren AKAVCI

In this study, a computer program has been developed using rigid diaphragm model for the three dimensional analysis of reinforced concrete buildings with beams in cracked state. In the frame analysis cracking is considered only for beam elements, hence, linear elastic stiffness equation is used for columns. Also a computer program for the two dimensional analysis of reinforced concrete frame with columns in cracked state in addition to beams using ACI and CEB models for the effective moment of inertia. In the analysis, shear deformations are taken into account and reduced shear stiffness is considered by using effective shear modulus models available in the literature. Finally, some problems available in the literature are solved by the program and results are found to be in good agreement

Keywords: Reinforced concrete frames, rigid diaphragm model, effective moment of inertia, effective shear modulus, deflections

TEŞEKKÜR

Öncelikle, yüksek lisans tez konusunun belirlenmesinde ve çalışmalarında beni yönlendiren ve benden yardımlarını esirgemeyen, danışman hocam sayın Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR'a teşekkürlerimi sunarım. Ayrıca, araştırmalarımda bana yardımcı olan sayın hocalarım Prof. Dr. A. Kamil TANRIKULU ve Yrd. Doç. Dr. A. Hamza TANRIKULU'na teşekkür ederim.

Çalışmalarında beni her yönden destekleyen araştırma görevlisi arkadaşlarım Cafer KAYADELEN ve Serkan TOKGÖZ'e teşekkür ederim.

Son olarak, her zaman bana destek olan ve yardımlarını esirgemeyen aileme özel teşekkürlerimi sunarım.



İÇİNDEKİLER

SAYFA

ÖZ.....	I
ABSTRACT	II
TEŞEKKÜR	III
SİMGELER VE KISALTMALAR	VI
ÇİZELGELER DİZİNİ	VIII
ŞEKİLLER DİZİNİ	IX
1. GİRİŞ	1
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR	3
3. MATERYAL VE METOD	8
3.1. Kullanılan Yöntem	8
3.2. Çekme Rijitleşmesi ve Moment Eğrilik İlişkisi	8
3.3. Formülasyonda Kullanılan Modeller	10
3.3.1. Efektif Eğilme Rijitliği İçin Kullanılan Modeller	11
3.3.2. Efektif Kayma Rijitliği İçin Kullanılan Modeller	13
3.4. Çatlak Durumunda Rijitlik Matrisi	15
3.5. Problemin Formülasyonu	16
3.5.1. İki Boyutlu Halde Esneklik Katsayıları ve Yük Vektörlerinin Elde Esilmesi	17
3.5.2. Üç Boyutlu Halde Esneklik Katsayıları ve Yük Vektörlerinin Elde Edilmesi	21
3.6. Eleman Rijitlik Katsayılarının Elde Edilişi	30
3.7. Rijit Diyafram Modeli	32
3.8. Rijit Diyafram Modelinin Uygulanması İçin Elde Edilen Denklemler	34
3.9. Yöntemin Algoritması	37
3.10. Bilgisayar Programı	38
3.10.1. Bilgisayar Programının Yapısı	40
3.10.2. Veri Hazırlama Kılavuzu	41
3.10.2.1. Genel Bilgiler	41
3.10.2.2. Eleman Özellikleri	42
3.10.2.3. Koordinatlar	43

3.10.2.4. Mesnet Şartları	44
3.10.2.5. Yükler	45
4. SAYISAL UYGULAMALAR.....	47
4.1. Örnek 1	47
4.2. Örnek 2	51
4.3. Örnek 3	56
4.4. Örnek 4	58
5. BULGULAR VE TARTIŞMA	63
6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER	64
KAYNAKLAR	65
ÖZGEÇMİŞ	67
EKLER	68
EK-1 Hazırlanan İki Boyutlu Bilgisayar Programı	69
EK-2 Hazırlanan Üç Boyutlu Bilgisayar Programı	105

SİMGELER VE KISALTMALAR

A	Kesit alanı
a	Tekil yükün sol mesnetten olan uzaklığı
E	Elastisite modülü
f_c	Betonun karakteristik basınç dayanımı
f_{ct}	Betonun çekme dayanımı
f_r	Betonun eğilmedeki çekme dayanımı
F_{ts}	Çekme rijitleşmesi fonksiyonu
F_{ss}	Kayma rijitliği fonksiyonu
G_c	Elastik kayma modülü
$\overline{G_c}$	Efektif kayma modülü
G_{ts}	Çekme rijitleşmesi fonksiyonuna bağlı bir fonksiyon
G_{ss}	Kayma rijitliği fonksiyonuna bağlı bir fonksiyon
I_{eff}	Efektif atalet momenti
I_g	Brüt beton kesit atalet momenti
I_0	Burulma atalet momenti
I_1	Çatlamamış kesitin atalet momenti
I_2	Çatlamış kesitin atalet momenti
L	Elemanın boyu
L_{cr}	Çatlamış bölge uzunluğu
M	Eğilme momenti
M_{cr}	Çatlama anında kesitte oluşan eğilme momenti
N	Eksenel kuvvet
P	Tekil kuvvet
q	Yayılı yük
$\frac{1}{r_{eff}}$	Efektif kesit eğriliği
$\frac{1}{r_1}$	Çatlamamış kesit eğriliği

$\frac{1}{I_2}$	Çatlamış kesit eğrilği
s	Şekil katsayısı
T_s	Çekme donatısındaki kuvvet
T_{scr}	Çatlama anında çekme donatısındaki kuvvet
V	Kesme kuvveti
y_t	Kesitin en alt yüzünden ağırlık merkezine olan uzaklığı
ξ	Çatlayan ve çatlamayan bölgeleri ifade eden boyutsuz büyüklük
ϵ	Yakınsaklık kriteri
σ_v	Eksenel basınç gerilmesi

ÇİZELGELER DİZİNİ

SAYFA

Çizelge 3.1.	Efektif eğilme rijitliğinde kullanılan modeller için çekme rijitleşmesi fonksiyonları.....	12
Çizelge 3.2.	Farklı modeller için efektif kayma rijitliği fonksiyonları.....	15
Çizelge 4.1.	Betonarme çerçeve örneğindeki elemanlara ait özellikler.....	52
Çizelge 4.2.	Sürekli giriş örneğindeki data bilgileri.....	57
Çizelge 4.3.	Deneysel sonuçlarla teorik sonuçların karşılaştırılması (Cosenza, 1990)	57
Çizelge 4.4.	Betonarme çerçeve örneği ile ilgili bilgiler	60

ŞEKİLLER DİZİNİ**SAYFA**

Şekil 3.1.	Çatlamanın oluştuğu ve oluşmadığı durumlarda betonarme kesitlerin etkin davranışı	9
Şekil 3.2.	Betonarme kesitlerde moment eğrilik ilişkisi	10
Şekil 3.3.	İki boyutlu halde üniform yayılı ve ara tekil yükler etkisi altındaki bir elemanda oluşabilecek uç deplasmanları ve karşılık gelen kuvvetleri	16
Şekil 3.4.	Üç boyutlu halde üniform yayılı yük ve ara tekil yükler etkisi altındaki bir elemanda oluşabilecek uç deplasmanları ve karşılık gelen kuvvetleri	17
Şekil 3.5.	İki boyutlu halde esneklik katsayılarının elde edilmesi için konsol bir kirişe ilgili yönlerde uygulanan birim kuvvetler	17
Şekil 3.6.	Konsol bir kirişe uygulanan dış kuvvetler	19
Şekil 3.7.	Üç boyutlu halde esneklik katsayılarının elde edilmesi için konsol bir kirişe ilgili yönlerde uygulanan birim kuvvetler	22
Şekil 3.8.	Konsol bir kirişe uygulanan dış kuvvetler	24
Şekil 3.9.	Herhangi bir kiriş veya kolon elemanında genel olarak M momentinden dolayı oluşabilecek çatlayan ve çatlamayan bölgeler	29
Şekil 3.10.	Rijit diyafram modeli	33
Şekil 3.11.	Herhangi bir elemanda global eksen tekiminde ilgili yönlerde oluşan deplasmanlar	34
Şekil 3.12.	Yapıların üç boyutlu analizi için geliştirilen bilgisayar programı akış diyagramı	38
Şekil 3.13.	Yapıların iki boyutlu analizi için geliştirilen bilgisayar programı akış diyagramı	39
Şekil 4.1.	Yatay ve eksenel yükler etkisi altındaki betonarme çerçeve örneği	48
Şekil 4.2.	Birinci katta oluşan deplasmanların deneysel, bu çalışmada elde edilen teorik ve lineer analiz sonuçlarının karşılaştırılması	49

Şekil 4.3.	İkinci katta oluşan deplasmanların deneysel, bu çalışmada elde edilen teorik ve lineer analiz sonuçlarının karşılaştırılması	49
Şekil 4.4.	Yapının birinci katında farklı modeller kullanılarak elde edilen deplasmanların karşılaştırılması	50
Şekil 4.5.	Yapının ikinci katında farklı modeller kullanılarak elde edilen deplasmanların karşılaştırılması	50
Şekil 4.6.	Yapının ikinci katında kayma deformasyonları etkisi göz önünde bulundurulmadan elde edilen deplasmanların deneysel sonuçlarla karşılaştırılması	51
Şekil 4.7.	Yatay ve eksenel yükler etkisi altındaki iki katlı betonarme çerçeve örneği	52
Şekil 4.8.	Birinci katta oluşan yatay deplasmanların deneysel, teorik ve Chun-Man ve arkadaşlarının geliştirdikleri model aracılığı ile elde ettikleri teorik sonuçların karşılaştırılması	53
Şekil 4.9.	İkinci katta oluşan yatay deplasmanların deneysel, teorik ve Chun-Man ve arkadaşlarının geliştirdikleri model aracılığı ile elde ettikleri teorik sonuçların karşılaştırılması	53
Şekil 4.10.	Yapının birinci katında farklı modeller kullanılarak elde edilen deplasmanların karşılaştırılması	54
Şekil 4.11.	Yapının ikinci katında farklı modeller kullanılarak elde edilen deplasmanların karşılaştırılması	54
Şekil 4.12.	Yapının ikinci katında kayma deformasyonları etkisi göz önünde bulundurulmadan elde edilen deplasmanların deneysel sonuçlarla karşılaştırılması	55
Şekil 4.13.	Sürekli giriş örneğinin modellenmesi	56
Şekil 4.14.	Üç katlı betonarme çerçeve örneği	59
Şekil 4.15.	Üçüncü kat kolon yerleşim planı	60
Şekil 4.16.	1 numaralı düğümdeki düşey deplasmanların uygulanan yüke göre değişimi	61

Şekil 4.17.	1 numaralı düğümdeki düşey deplasmanların kayma deformasyonları etkisinin ihmal edilmesi durumunda uygulanan yüke göre değişimi	61
Şekil 4.18.	1 numaralı düğümdeki yatay deplasmanların uygulanan yüke göre değişimi	62
Şekil 4.19.	2 numaralı düğümdeki yatay deplasmanların kayma deformasyonları etkisinin ihmal edilmesi durumunda uygulanan yüke göre değişimi	62



1. GİRİŞ

Pratikte betonarme çerçevelerin analizi genellikle kiriş elemanlarında çatlak oluşmadığı kabul edilerek, lineer elastik model yardımıyla yapılmaktadır. Oysa, aşırı yüklemelerden dolayı elemanlarda çatlak oluşması halinde lineer elastik modelin kullanılması uygun olmayacaktır. Çünkü çatlak oluşan elemanlara ait eğilme rijitliği azalacak ve dolayısıyla ek çökmeler ve iç kuvvetlerin yeniden dağılımı söz konusu olacaktır.

Betonarme yapıların projelendirilmesinde, dayanıklılık koşullarının yanında kullanılabilirlik şartlarının da sağlanması gerekmektedir. Bu sebeple kirişlerde meydana gelen çökmelerin kontrolü ve bunların kesin hesabında çatlamaya bağlı olarak betonarme elemanların eğilme ve kayma rijitliklerindeki değişimler etkili olmaktadır. Bununla birlikte gerek ikinci mertebe momentlerinin, gerekse yapıda meydana gelen yatay yer değiştirmelerin hesabında, kolonlarda çatlamadan sonra oluşan eğilme ve kayma rijitlikleri de büyük bir öneme sahip olmaktadır. Bu değerleri uygun yöntemlerle hesaba katarak yapılan analizler, çatlamayı göz önünde bulundurmadan geliştirilen lineer analiz yöntemlerine göre daha gerçekçi sonuçlar ortaya çıkarabilir. Diğer yandan daha önce buna benzer yapılan çalışmalardan, deneysel ve teorik sonuçlar arasındaki yakınlık teorik model çalışmalarının doğruluğunu kanıtlamıştır.

Betonarme elemanlarda çatlamadan sonraki durum beton ve çelik malzemelerin birlikte davranışlarını hesaba katan yöntemlerle göz önüne alınabilmektedir. Bu tip yöntemler malzeme ilişkilerinin tanımlanmasında ortaya çıkabilecek belirsizlikler ve karmaşık sayılabilecek işlem zorluklarından dolayı genellikle proje mühendisleri tarafından benimsenmemekte ve denetlemeye yönelik olarak düşünülmektedir.

Betonarme bir elemanda, betonun çekme direncinin eğilme rijitliğine katkısını içeren ve çekme rijitleşmesi olarak adlandırılan olay göz önünde bulundurularak gerilme şekil değişime ilişkisi modellenip, beton ve çeliğin etkileşim halinde olan davranışı irdelenebilir. Böyle bir yöntemde esneklik katsayıları ve deplasmanlar, moment eğrilik ilişkisi kullanılarak, uygunluk şartları ve denge denklemleri yardımıyla kolaylıkla elde edilebilir. Özellikle hiperstatik yapılar söz

konusu olduğu zaman bu yöntem çok karmaşık olmakla beraber ancak iteratif bir yol izlenerek sonuçlar elde edilmektedir.

Yapıyı oluşturan elemanlar iteratif yöntemle analiz edilirken çatlak olan ve çatlak olmayan bölgeler ayrı ayrı ele alınmaktadır. Moment eğrilik ilişkilerinden faydalanılarak elde edilen ve bazı modellerle tanımlanan atalet momenti değışimleri, bölgelerin durumlarına göre ayrı ayrı irdelenmektedir. Çekme rijitleşmesi fonksiyonu ile formülleştirilen bu modeller kullanılarak, esneklik katsayıları ile rijitlik matrisi ve yük vektörü değeri, daha sonra ise eleman uç kuvvetleri elde edilmektedir. Birbirini izleyen iki iterasyondaki eleman uç kuvvetleri arasında yeterli yakınsaklık sağlanıncaya kadar işlemlere aynı şekilde devam edilmektedir.

Bilgisayar programları yukarıda kısaca belirtilen ve ileride daha ayrıntılı olarak açıklanacak yöntem ve modeller kullanılarak oluşturulmuştur. Geliştirilen programlar ile gerek deneysel çalışması yapılmış iki boyutlu, gerekse üç boyutlu betonarme çerçeve örnekleri çözümlenerek sonuçlar irdelenmeye çalışılmıştır.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Yapıya etkiyen yatay ve düşey yükler nedeniyle betonarme elemanlarda oluşan çatlama ve çatlama sonrası durumu, bugüne kadar gerek yapılan deneysel çalışmalarla, gerekse beton ve çelik malzemelerin birlikte davranışlarını hesaba katan bir çok teorik model aracılığı ile göz önünde bulundurulmuştur.

Branson, yapıya uygulanan yüklerden dolayı elemanlarda oluşan momentin çatlama meydana getiren M_{cr} momentini aşması halinde, atalet momentinin çatlama oluşan bölgelerde nasıl bir değişim gösterdiğini yaptığı çalışmada incelemiş ve aşağıdaki eşitliği ortaya çıkarmıştır.

$$I_{eff} = \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^p I_1 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^p \right] I_2$$

Bu denklemde I_{eff} , efektif atalet momentini, I_1 çatlama öncesi haldeki kesit atalet momentini, I_2 ise çatlama sonrası kesitin atalet momentini ifade etmekte olup, $p=4$ alınmaktadır (Branson, 1963).

Sakai ve Kakuta, eğilme ve eksenel yük etkisi altındaki betonarme elemanlarda moment eğrilik ilişkisini elde etmek için Branson (1963) tarafından verilen efektif atalet momenti ifadesini eksenel yük durumunu içerecek şekilde genelleştirerek, bu denklemdeki M_{cr}/M 'in yerine çekme donatısındaki kuvvetleri içeren T_{scr}/T_{cr} oranını kullanmışlardır. Çalışmalarında efektif atalet momentini aşağıdaki denklemdeki gibi ifade etmişlerdir.

$$I_{eff} = \left(\frac{T_{scr}}{T_s} \right)^p I_1 + \left[1 - \left(\frac{T_{scr}}{T_s} \right)^p \right] I_2$$

Bu denklemdeki T_{scr} çatlama anındaki, T_s ise verilen yük düzeyindeki ilgili kesitteki çekme donatısındaki kuvvetleri göstermektedir. I_1 ve I_2 ise sırası ile brüt ve çatlama sonrası beton kesitin atalet momenti değerleridir. Sakai ve Kakuta geliştirdikleri bu modelin

doğruluğunu kanıtlamak için, sadece eğilme momentine ve eğilme momenti ile eksenel yüke maruz betonarme elemanların moment eğrilik ilişkisini elde etmek için iki farklı deneysel çalışma yapmışlardır. Deney sonuçlarıyla geliştirdikleri model çalışmasının sonuçlarını karşılaştırmışlar ve uyumlu sonuçlar elde etmişlerdir (Sakai ve Kakuta, 1980).

Cosenza yaptığı çalışmada, çatlak betonarme bir kirişi sonlu elemanlar metodu ile analiz etmiş, betonun çekme direncinin eğilme rijitliğine katkısını moment eğrilik ilişkisi aracılığı ile ACI, CEB, sabit çekme rijitleşmesi ve lineer çekme rijitleşmesi gibi modellerle göz önünde bulundurmıştır. Esneklik katsayılarının elde edilmesinde, üniform yayılı yüklü basit mesnetli bir kirişi kullanmış, kayma deformasyonlarının etkisini göz önüne almamıştır. Çalışmasında ayrıca , deneysel çalışması Washa ve Flock (1956) tarafından yapılan, değişik donatı oranlarına sahip üniform yayılı yükler etkisi altındaki iki açıklıklı sürekli bir kiriş örneğini geliştirdiği yöntemle, ACI ve CEB gibi modeller aracılığı ile çözümlemiştir (Cosenza, 1989).

Vecchio ve Emara, betonarme çerçevelerin analizinde kayma deformasyonlarının etkisini göz önünde bulunduran analitik bir yöntem geliştirmişlerdir. Çalışmalarında yatay ve eksenel yükler etkisi altındaki iki katlı betonarme bir çerçeveyi de deneysel olarak teste tabii tutmuşlar ve kayma deformasyonlarının, deplasmanları ve elemanların taşıma gücü kapasitelerini nasıl bir şekilde etkilediğini gözlemlemişlerdir. Teorik çalışma sonuçlarından elde ettikleri gerek deformasyonların, gerekse elemanların taşıma gücü kapasitesi değerlerinin, deneysel sonuçlarla karşılaştırmasından oldukça uyumlu sonuçlar elde etmişlerdir. Kayma gerilmesi değerlerinin elemanlara ait eğilme ve eksenel rijitliği azalttığını, dönme ve eksenel şekil değiştirmeleri arttırdığını, kayma deformasyonları etkisinden kaynaklanan deplasmanların da, çerçevede oluşan deplasmanların önemli bir yüzdesini oluşturduğunu ve bu yüzdenin çerçevenin geometrisine, yükleme şartlarına ve yük düzeyine bağlı olarak değiştiğini gerek deneysel çalışma sonuçlarından, gerekse geliştirdikleri yöntem ile yapıları bir çok örnek çözümlemesinden elde etmişlerdir. Bununla birlikte elemanlarda eğilmeden dolayı taşıma gücüne erişilmesi durumunda, kayma deformasyonları etkisi ile oluşan

deplasmanların toplam deplasmanların yaklaşık olarak %20 şini oluşturduğunu tespit etmişlerdir (Vecchio ve Emara, 1992).

Al-Shaikh ve Al-Zaid, tekil yük etkisi altındaki basit mesnetli betonarme kirişlerin efektif atalet momentlerinin hesabında donatı oranlarının etkisini incelemişlerdir. Değişik donatı oranlarına sahip kirişler üzerine yaptıkları deneysel çalışma sonuçlarıyla Branson'un (1963) yaptığı çalışmalar neticesinde ortaya çıkardığı ve ACI tarafından da benimsenen efektif atalet momenti denklemlerinin ortaya çıkardığı sonuçları karşılaştırmışlar ve önemli farklar olduğunu gözlemlemişlerdir. Branson'un önerdiği efektif atalet momenti denklemindeki p katsayısının yaptıkları deneysel çalışma sonuçlarının değerlendirmesinden, kesitteki donatı oranına bağlı olarak,

$$m=3-0.8 \rho$$

şeklinde ifade etmişlerdir. Bu eşitlikteki ρ kesitteki donatı oranını gösteren değerdir. Çalışmalarında ayrıca tekil yük etkisi altındaki basit mesnetli betonarme kirişlerin efektif atalet momentlerinin hesabında yeni bir model geliştirmişlerdir. Bu modelde efektif atalet momentini,

$$I_{\text{eff}} = \left(\frac{L_{\text{cr}}}{L} \right)^{m'} I_1 + \left[1 - \left(\frac{L_{\text{cr}}}{L} \right)^{m'} \right] I_2$$

şeklinde çatlama uzunluğuna (L_{cr}) ve kesitteki donatı oranına göre değişen bir katsayıya (m') bağlı olarak ifade etmişlerdir. Yukarıdaki denklemdeki L_{cr} , M momentinin çatlama meydana getiren M_{cr} momentini aşması halinde çatlamış bölge uzunluğunu, L elemanın boyunu, I_1 ve I_2 ise sırası ile brüt ve çatlamış beton kesitin atalet momentini ifade etmektedirler. Bu eşitlikteki m' değeri ise

$$m' = 0.8 \rho \frac{M_{\text{cr}}}{M}$$

olarak belirtilmiş olup, bu ifadedeki ρ donatı oranını, M_{cr} ve M ise çatlama anındaki ve verilen yük düzeyindeki ilgili kesitlerdeki eğilme momenti değerlerini göstermektedir (Al-Shaikh ve Al-Zaid, 1993).

Chan ve arkadaşları yatay yükler etkisi altındaki çok katlı betonarme yapılarda çatlamların etkisini göz önünde bulunduran iteratif yöntemlere dayalı, yük artım metodu ve efektif rijitlik modeli olmak üzere iki farklı analiz algoritması geliştirmişlerdir. Çalışmalarında ayrıca iki katlı yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme bir çerçeveyi teste tabii tutarak, geliştirdikleri analiz yöntemlerinden elde edilen sonuçlarla deneysel sonuçları karşılaştırmışlar ve özellikle yüklerin servis yüklerini aşmadığı durumlarda uyumlu sonuçlar elde etmişlerdir. Bu çalışmada geliştirdikleri yük artım metodu iteratif bir yöntemeye dayalı olup, bu yöntemde yapıya etkileyen toplam yatay yük, N tane yük artımına bölünerek adım adım yapıya uygulanmaktadır. İterasyon sayısı $n1$, N değerinden büyük olduğu zaman ise iterasyonlara son verilmektedir. Bu yöntemde yük artımı ne kadar büyük seçilirse hata oranı da o kadar büyük olmaktadır. Bu durum deneysel çalışma sonuçlarıyla yapılan karşılaştırmalardan gözlemlenmiştir. Efektif rijitlik modelinde ise yükler yapıya artım şeklinde değil de direkt olarak uygulanmaktadır. Bu yöntemde de iteratif bir yol izlenmekte ve birbirini izleyen iki iterasyondaki deplasmanlar arasında yeterli yakınsaklık sağlanıncaya kadar iterasyonlara devam edilmektedir. Bu modellerde yapıya etkileyen yatay yüklerin servis yüklerini aşması halinde elde edilen sonuçların deneysel sonuçlarla uyuşmadığı görülmüştür. Chun ve arkadaşları geliştirdikleri her iki modelde yapıya etkileyen yüklerden dolayı hem kiriş hem de kolon elemanlarının çatlayabileceğini göz önünde bulundurulmuş olup, çatlayan elemanları bölgelere ayırarak her bölgenin eleman rijitliğine katkısını ayrı ayrı göz önüne almışlardır. Bu çalışma sonuçlarından ayrıca, yapıya etkileyen yatay yüklerin toplam yatay taşıma gücü yükünün yaklaşık olarak %15 ine ulaşıldığı zaman kirişlerde çatlamanın başladığı gözlenmiştir (Chan ve ark., 2000).

Tanrikulu ve arkadaşları kirişlerdeki çatlama göz önünde bulundurarak çerçevelerin iki boyutlu analizi için bir bilgisayar programı geliştirmişlerdir. Çalışmalarında, kayma deformasyonlarının etkisini de hesaba katarak, çatlak elemanların etkin atalet momentlerinin hesaplanması için ACI ve CEB modellerini,

efektif kayma modülü için ise Al Mahaidi (1978), Cedolin ve Dei Poli (1977) ile Yüzügüllü ve Schnobrich'in (1973) önermiş olduğu yöntemleri kullanılmışlardır. Çatlamanın üniform yayılı ve ara tekil yük etkisi altındaki kiriş elemanlarda oluştuğunu, kolonlarda ise lineer elastik modelin geçerli olduğunu kabul etmişlerdir. Geliştirdikleri bilgisayar programı aracılığı ile literatürde mevcut olan deneysel çalışması yapılmış örnekleri çözümlemişler ve uyumlu sonuçlar elde etmişlerdir (Tanrıku ve ark.,2000).

Dündar ve arkadaşları, kirişlerdeki çatlamaı göz önünde bulundurarak, çerçevelerin üç boyutlu analizi için bir bilgisayar programı geliştirmişlerdir. Kiriş elemanlarının çatlaması halinde, efektif atalet momentlerinin hesabında ACI ve CEB modellerini, efektif kayma modüllerinin hesabında ise Al- Mahaidi, Cedolin ve Dei Poli ve Yüzügüllü ve Schnobrich'in önermiş oldukları yöntemleri kullanmışlardır. Çatlamanın üniform yayılı ve ara tekil yük etkisi altındaki kiriş elemanlarda, çubuk yerel ekseni dışındaki diğer eksenler etrafındaki eğilme momentlerinden dolayı oluşabileceğini, kolonlarda ise lineer elastik hesap yöntemlerinin geçerli olduğunu kabul etmişlerdir. Çalışmalarında yatay ve düşey yükler etkisi altındaki iki katlı betonarme çerçeve örneğini geliştirdikleri bilgisayar programı aracılığı ile çözümlemişler ve çatlama göz önünde bulundurularak elde edilen deplasmanların, lineer analiz sonucu elde edilen deplasmanlara göre büyük değişimler gösterdiğini tespit etmişlerdir (Dündar ve ark., 2001).

3. MATERYAL VE METOD

Bu bölümde, bu çalışma için geliştirilen analiz algoritmasının nasıl oluşturulduğu hangi yöntem ve modellerin kullanıldığı hakkında bilgiler verilecektir.

3.1. Kullanılan Yöntem

Bu çalışmada yapıların, gerek kirişlerdeki çatlamayı göz önünde bulundurarak rijit diyafram modeli ile üç boyutlu analizinde, gerekse kirişlerdeki çatlamaya ek olarak kolonlarda oluşabilecek çatlamayı da hesaba katan iki boyutlu analizinde, ilk etapta iteratif yöntemin gerekliliğinden dolayı elemanlarda hiç bir şekilde çatlak oluşmadığı kabul edilerek, lineer analizle çözüm yapılmaktadır. Daha sonra, bu analiz sonucu elde edilen uç kuvvetleri kullanılarak elemanlarda oluşan çatlamış ve çatlamamış bölgeler tespit edilmektedir. Bu bölgelere bağlı olarak geliştirilen formülasyonlar ışığı altında esneklik katsayıları ile eleman rijitlik matrisi ve yük vektörü değerleri elde edilmektedir. Sisteme ait gerekli dönüşüm ve çözümlemeler yapıldıktan sonra elde edilen eleman boyutundaki sonuçlarla iterasyonlara geçilmektedir. Birbirini izleyen iki iterasyon sonucu hesaplanan eleman uç kuvvetleri arasında yeterli hassasiyet elde edilinceye kadar iterasyonlara devam edilmekte ve her iterasyonda aynı işlemler tekrar edilmektedir.

3.2. Çekme Rijitleşmesi ve Moment Eğrilik İlişkisi

Betonarme taşıyıcı sistemin kendisinden beklenen işlevi yerine getirmesi için göçme durumuna karşı belirli bir güvenliğe sahip olmasının yanında, servis yükleri altında büyük yer değiştirmeler yapmaması hatta bu değerlerin belli sınırların altında kalması gerekmektedir. Kiriş veya kolonlarda meydana gelen yer değiştirmelerin hesabında en önemli sorun moment eğrilik ilişkilerinin tanımlanmasından kaynaklanmaktadır.

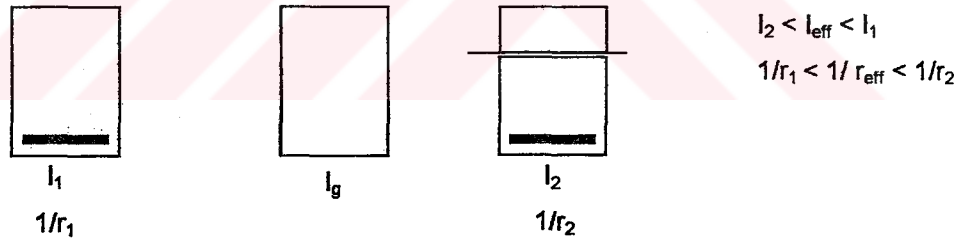
Elemanın herhangi bir kesitinde oluşan M momentinin çatlamayı meydana getiren M_{cr} momentinden küçük olması halinde kesit çatlamamıştır ve atalet momenti

I_1 ile tanımlanmaktadır. Çatlamış durumdaki kesit atalet momenti ise I_2 ile tanımlanmaktadır. I_g ile ifade edilen ve donatının etkisini hesaba katmayan brüt beton kesitin atalet momentleri I_1 ile tanımlanan atalet momentinden küçük bir değer almaktadır.

M momentinin M_{cr} momentinden büyük olması halinde, çatlama meydana gelmiştir ve bu bölgelerdeki kesitlerde atalet momentleri I_1 ve I_2 sınır değerleri arasında olan ve efektif atalet momenti (I_{eff}) olarak adlandırılan bir moment ile temsil edilmektedir. I_{eff} e karşı gelen karşı gelen $1/r_{eff}$ eğriliği, I_1 ve I_2 ye karşı gelen $1/r_1$ ve $1/r_2$ eğrilikleri arasında kalan bir değerdir ve eğilmeden önce düzlem olan kesitler eğilmeden sonra da düzlem kalır düşüncesi göz önünde bulundurulursa

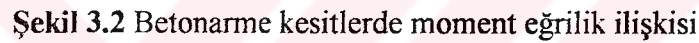
$$\frac{1}{r_{eff}} = \frac{M}{E_c I_{eff}} \quad (3.1)$$

eşitliği sağlanmaktadır. Şekil 3.1 deki kesitlerde efektif atalet momenti ve eğrilikle ilgili bilgiler görülmektedir.



Şekil 3.1 Çatlamanın oluştuğu ve oluşmadığı durumlarda betonarme kesitlerin etkin davranışı

Şekil 3.1 den görüldüğü gibi çatlakların oluşması ile birlikte, çatlakan bölge çekme etkisinde çatlamamış beton ile birbirinden ayrılarak, bu bölgedeki rijitlikte bir miktar artış gözlenmektedir. Çekme bölgesindeki betondan kaynaklanan bu rijitlik artışı olayına çekme rijitleşmesi adı verilmiş ve bu durumun eleman üzerindeki etkisi şekil 3.2'deki I_1 , I_2 , I_g ve I_{eff} atalet momenti değerlerine bağlı olarak moment eğrilik ilişkisi grafiğinden görülmektedir.



3.3. Formülasyonda Kullanılan Modeller

10

3.3.1. Efektif Eğilme Rijitliği İçin Kullanılan Modeller

Çatlayan elemanlardaki eğilme rijitliği değişimi ACI ve CEB modelleri aracılığı ile göz önünde bulundurulmuştur. Efektif atalet momentleri ACI modelinde,

$$I_{\text{eff}} = \left(\frac{M_{\text{cr}}}{M} \right)^m I_1 + \left[1 - \left(\frac{M_{\text{cr}}}{M} \right)^m \right] I_2, \quad M \geq M_{\text{cr}} \quad (3.2.a)$$

$$I_{\text{eff}} = I_1, \quad M < M_{\text{cr}} \quad (3.2.b)$$

formülü ile, CEB modelinde ise,

$$I_{\text{eff}} = \left[\beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{\text{cr}}}{M} \right)^2 \frac{1}{I_1} + \left(1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{\text{cr}}}{M} \right)^2 \right) \frac{1}{I_2} \right]^{-1}, \quad M \geq M_{\text{cr}} \quad (3.3.a)$$

$$I_{\text{eff}} = I_1, \quad M < M_{\text{cr}} \quad (3.3.b)$$

formülü ile hesaplanmaktadır. Bu denklemlerde geçen M , ilgili kesitteki eğilme momenti, I_1 ve I_2 ise kesitin sırası ile çatlamadan önceki ve sonraki atalet momenti değerleridir. Yine aynı denklemlerdeki M_{cr} , çatlama anındaki kesitte oluşan eğilme momentini ifade etmekte olup, bu çalışmada kirişlerde,

$$M_{\text{cr}} = \frac{f_r I_1}{y_t} \quad (3.4)$$

şeklinde, kolonlarda ise her iterasyon sonucunda elde edilen eksenel yük düzeyine bağlı olarak değişen formda

$$M_{\text{cr}} = \frac{(f_r + \sigma_v) I_1}{y_t} \quad (3.5)$$

(3.5) ifadesindeki gibi hesaplanmaktadır. (3.4) ve (3.5) denklemlerindeki f_r , betonun eğilmedeki çekme dayanımını, I_1 çatlama öncesi kesit atalet momentini, y_t kesitin en alt yüzünden ağırlık merkezine olan uzaklığını, σ_v ise eksenel basınç gerilmesini ifade eden değerlerdir.

ACI ve CEB modelleri incelendiğinde formülasyonlarda ve kullanılan katsayılarda farklılıklar olmasına karşın bazı değerlerin ortak olduğu görülmektedir. Bu değerler ortak bir eşitliğin değişkenleri olarak tanımlanıp, çatlama olayını ifade eden

$$\frac{1}{E_c I_{eff}} = \frac{1}{E_c I_2} \left[1 - F_{ts} \left(\frac{M}{M_{cr}}, \frac{I_2}{I_1}, \rho \right) \right] \quad (3.6)$$

şeklinde bir denklem elde edilmektedir. Bu denklemdeki F_{ts} çekme rijitleşmesi fonksiyonu olarak adlandırılan ve M/M_{cr} , I_2/I_1 ve modellere ait katsayıları ifade eden ρ değerlerine bağlı boyutsuz bir büyüklüktür. ρ katsayısı ACI modelinde p , CEB modelinde ise β_1, β_2 değerlerine karşılık gelmektedir. Bu modeller için çekme rijitleşmesi fonksiyonları çizelge 3.1. de görülmektedir.

Çizelge 3.1 Efektif eğime rijitliğinde kullanılan modeller için çekme rijitleşmesi fonksiyonları

MODEL	ÇEKME RİJİTLEŞMESİ FONKSİYONU
CEB Modeli	$F_{ts} = \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \left(1 - \frac{I_2}{I_1} \right)$
ACI Modeli	$F_{ts} = \frac{\left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^p \left(\frac{I_1}{I_2} - 1 \right)}{1 + \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^p \left(\frac{I_1}{I_2} - 1 \right)}$

Eleman yük vektörü ve rijitlik matrisinin elde edilmesinde kullanılan formülasyonlar içerisinde normal ve çatlak durumdaki analizlerde meydana gelen farklılık yukarıda sözü edilen modellerin tariflediği çekme rijitleşmesi fonksiyonlarına bağlıdır. Geliştirilen programlarda gerek yazılım kolaylığı sağlamak, gerekse işlem fazlalığını gidermek amacı ile çatlak oluşmayan bölgelerde de normal değerlendirme sonuçlarını verecek bir çekme rijitleşmesi fonksiyonu tanımlanabilir. Bu şekilde elemanlarda, çatlayan ve çatlamayan bölgeler tespit edilip, bu bölgelere göre oluşturulacak çekme rijitleşmesi fonksiyonları kullanılarak eleman yük vektörleri ve rijitlik matrisleri elde edilebilir.

Çekme rijitleşmesi fonksiyonu atalet momenti değişimlerini ifade etmekte olup, değişken kesitli kirişlerin yapısal analizinde, atalet momentleri çekme rijitleşmesine benzer bir fonksiyon ile ifade edilebilir. Bu şekilde oluşturulan fonksiyonlarla, kesiti değişen elemanlar içeren yapıların analizi için bir yöntem geliştirilebilir.

3.3.2. Efektif Kayma Rijitliği İçin Kullanılan Modeller

Elemanlardaki çatlamlar göz önünde bulundurularak geliştirilen bu çalışmada, özellikle çatlamadan sonra büyük bir öneme sahip olan kayma deformasyonları etkisi de hesaba katılmaktadır. Elemanların en alt yüzünde oluşan çekme şekil değiştirmesi değerinin, çatlama anındaki çekme şekil değiştirmesi değerini aşması halinde, efektif kayma modülleri literatürde mevcut olan ve aşağıdaki denklemlerde görülen çeşitli modeller aracılığı ile analize dahil edilmiştir.

Al Mahaidi Modeli:

$$\bar{G}_c = \frac{0.4G_c}{\epsilon_1 / \epsilon_{cr}}, \quad \epsilon_1 \geq \epsilon_{cr} \quad (3.7.a)$$

$$\bar{G}_c = G_c, \quad \epsilon_1 < \epsilon_{cr} \quad (3.7.b)$$

Cedolin ve Dei Poli Modeli:

$$\overline{G}_c = 0.24 G_c (1 - 250 \varepsilon_1), \quad \varepsilon_1 \geq \varepsilon_{cr} \quad (3.8)$$

Yüzügüllü ve Schnobrich Modeli:

$$\overline{G}_c = 0.25 G_c, \quad \varepsilon_1 \geq \varepsilon_{cr} \quad (3.9)$$

Bu denklemlerdeki G_c , betonun elastik kayma modülünü, ε_1 ilgili kesitteki çekme şekil değiştirmesini, ε_{cr} ise çatlama anındaki çekme şekil değiştirmesini ifade etmektedirler. Geliştirilen bilgisayar programlarında her üç model de göz önünde bulundurulabilmektedir. Bu modeller incelendiğinde, efektif eğilme rijitliği hesabı için kullanılan modellerdeki gibi, formülasyon ve katsayılar farklılıklar olmasına karşın bazı değerlerin ortak olduğu görülmektedir. Bu değerler bir önceki bölümde olduğu gibi ortak bir eşitliğin değişkenleri olarak tanımlanıp, çatlama olayını ifade eden ve kayma rijitliği fonksiyonunu içeren (F_{ss})

$$\frac{1}{\overline{G}_c A} = \frac{F_{ss}(\varepsilon_1/\varepsilon_{cr})}{G_c A} \quad (3.10)$$

şeklinde bir denklem elde edilmektedir. Farklı modeller için kayma rijitliği fonksiyon değerleri çizelge 3.2. den görülmektedir. Geliştirilen bilgisayar programlarında yazılım kolaylığını sağlamak ve işlem fazlalığını gidermek amacı ile çatlak oluşmayan bölgelerde de normal değerlendirme sonuçlarını veren bir fonksiyon ($F_{ss}=1$) yazılabilir. Bu şekilde oluşturulan fonksiyonlar yardımı ile gerek çatlayan, gerekse çatlamayan bölgelerde kayma deformasyonları etkisi göz önünde bulundurulurken, rijitlik matrisi ve yük vektörlerine katkısı sağlanmaktadır.

Çizelge 3.2 Farklı modeller için efektif kayma rijitliği fonksiyonları

Model	Kayma Rijitliği Fonksiyonları
Al-Mahaidi	$F_{ss} = \frac{\epsilon_1 / \epsilon_{cr}}{0.4}$
Cedolin ve Dei Poli	$F_{ss} = \frac{1}{0.24(1 - 250\epsilon_1)}$
Yüzügüllü ve Schnobrich	$F_{ss} = 4$

3.4. Çatlak Durumunda Rijitlik Matrisi

Betonarme çerçevelerin bu çalışmada gerek iki boyutlu, gerekse üç boyutlu analizinde rijitlik matrisinin ve yük vektörlerinin oluşturulmasında aynı yöntem ve modellerin kullanılmasına karşın, analizler arasındaki tek fark, üç boyutlu analizde sadece kirişlerdeki çatlamanın, iki boyutlu analizde ise kirişlerdeki çatlama ek olarak kolonlarda oluşan çatlamların da hesaba katılması ve kolonlarda çatlama anında oluşan momentin, kirişlerde çatlama anında oluşan momentden farklı olarak daha önceki bölümlerde de belirtildiği gibi her iterasyon sonucu hesaplanan eksenel yük düzeyine bağlı olarak ifade edilmesidir.

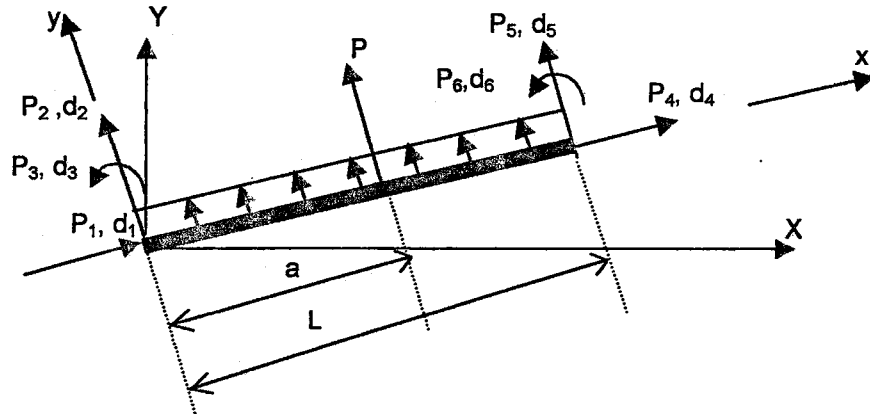
Rijitlik matrisi ve yük vektörü değerlerinin elde edilmesinde kullanılan esneklik katsayılarının hesabında, ilk etapta lineer analiz sonucu oluşan moment dağılım durumuna göre elemanlarda çatlamanın olduğu ve oluşmadığı bölgeler tespit edilmektedir. Bu bölgelerdeki efektif eğilme rijitliği ve efektif kayma rijitliği modellerinin öngördüğü formülasyon ve katsayılar kullanılarak, esneklik katsayıları integral yöntemlerle elde edilmektedir. Bu değerlerin elde edilmesinden sonra, uygunluk şartları ve denge denklemleri kullanılarak, eleman rijitlik katsayıları ve yük vektörleri elde edilmektedir. Elemanların sistem boyutundaki etki ve katkıları hesaba katılarak sistem rijitlik matrisi ve sistem yük vektörleri oluşturulmaktadır. Sisteme ait gerekli çözümler yapıldıktan sonra sistem deplasmanları ile her elemanın uç kuvvetleri ve deplasmanları elde edilmektedir. Bu şekilde birinci iterasyon sonucu hesaplanan uç kuvvetleri ile lineer analiz sonucu hesaplanan uç kuvvetleri arasında

kuvvetleri ve deplasmanları elde edilmektedir. Bu şekilde birinci iterasyon sonucu hesaplanan uç kuvvetleri ile lineer analiz sonucu hesaplanan uç kuvvetleri arasında yeterli yakınsaklık sağlanıyorsa iterasyonlara son verilir. Aksi takdirde, diğer iterasyona geçilir ve birbirini izleyen iki iterasyondaki uç kuvvetleri arasında yeterli yakınsaklık sağlanıncaya kadar işlemlere aynı şekilde devam edilmektedir.

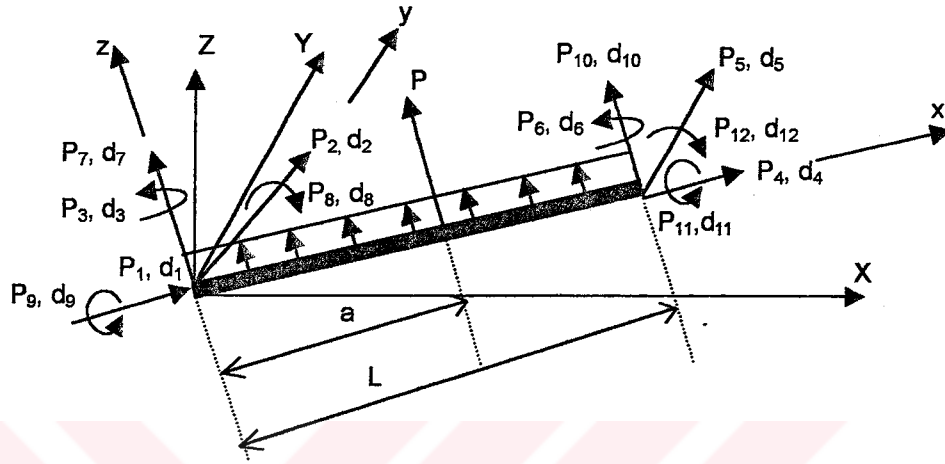
Bu çalışmada çerçevelerin yapısal olarak çözümlenmesinde, elemanlarda çatlama oluştuktan sonra meydana gelecek uç kuvveti dağılımlarının bilinmemesinden ve elemanların çatlayan bölgelerindeki atalet momenti ve kayma modülü değerlerinin değişimi yapıdaki iç kuvvet değerlerinin yeniden dağılımını zorunlu kılmasından dolayı analizde iteratif bir yöntem kullanılarak çözüme gidilmiştir.

3.5. Problemin Formülasyonu

Analizi yapılan çerçevelerin çubuk elemanlardan oluştuğu kabul edilmektedir. İki boyutlu halde (x,y) , üç boyutlu halde ise (x,y,z) çubuk yerel eksen takımlarını göstermekte olup, x eksenleri çubuk eksenleri ile çakışmaktadır (Şekil 3.3 ve şekil 3.4). Bu çalışmada çubukların açıklıkları boyunca yerel olarak düşey eksenleri doğrultusunda üniform yayılı ve ara tekil yük etkisi altında olabileceği göz önüne alınmaktadır.



Şekil 3.3 İki boyutlu halde üniform yayılı ve ara tekil yükler etkisi altındaki bir elemanda oluşabilecek uç deplasmanları ve karşılık gelen kuvvetleri



Şekil 3.4 Üç boyutlu halde üniform yayılı yük ve ara tekil yükler etkisi altındaki bir elemanda oluşabilecek uç deplasmanları ve karşılık gelen kuvvetleri

Problemin formülasyonunda gerek iki boyutlu, gerekse üç boyutlu halde ilk etapta esneklik katsayıları daha sonra uygunluk şartları ve denge denklemleri kullanılarak bazı bölgeleri çatlamış elemanların rijitlik matrisi ve yük vektörleri elde edilmiştir.

3.5.1. İki boyutlu Halde Esneklik Katsayıları ve Yük Vektörlerinin Elde Edilmesi

Üniform yayılı yük ve ara tekil yükler etkisi altındaki bir elemanın uç deplasmanları ve karşılık gelen kuvvetleri şekil 3.3 de gösterilmişti. İki boyutlu halde esneklik katsayıları, konsol bir kiriş elemanına (1-3) yönünde birim kuvvetler uygulanarak (şekil 3.5) ve uygunluk şartları kullanılarak matris formunda denklem 3.11 deki gibi elde edilmektedir.



Şekil 3.5 İki boyutlu halde esneklik katsayılarının elde edilmesi için konsol bir kirişe ilgili yönlerde uygulanan birim kuvvetler

$$\begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & 0 & 0 \\ 0 & f_{22} & f_{23} \\ 0 & f_{32} & f_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \end{bmatrix} \quad (3.11)$$

(3.11) ifadesindeki f_{ij} j doğrultusunda bir birimlik kuvvet uygulanması sonucu i doğrultusunda oluşan deplasmanı göstermekte olup, aşağıdaki denklemden görüldüğü gibi virtüel iş prensibinden yararlanılarak elde edilmektedir.

$$f_{ij} = \int_0^L \left(\frac{M_i M_j}{E_c I_{eff}} + \frac{V_i V_j}{\bar{G}_c A} s + \frac{N_i N_j}{E_c A} \right) dx \quad (3.12)$$

Bu denklemdeki M_i , M_j , V_i , V_j , N_i ve N_j değerleri, i ve j doğrultusunda bir birimlik kuvvet uygulanması sonucu oluşan eğilme momenti, kesme kuvveti ve normal kuvvet değerleridir. Yine aynı ifadedeki A , E_c , s , $\bar{G}_c$ ve G_c ise, kesit alanı, elastisite modülü, şekil katsayısı, efektif kayma modülü ve elastik kayma modülü değerleridir.

Üniform yayılı yük ve ara tekil yüklerden dolayı oluşan uç kuvvetleri uygunluk şartları ve denge denklemleri kullanılarak aşağıdaki denklemlerdeki gibi elde edilmektedir.

$$P_{20} = -(f_{33} f_{20} - f_{23} f_{30}) / (f_{22} f_{33} - f_{23} f_{32}) \quad (3.13a)$$

$$P_{30} = -(f_{22} f_{30} - f_{23} f_{20}) / (f_{22} f_{33} - f_{23} f_{32}) \quad (3.13b)$$

$$P_{50} = -(q L + P + P_{20}) \quad (3.13c)$$

$$P_{60} = -(q L^2/2 - P(L-a) - P_{20} L + P_{30}) \quad (3.13d)$$

$$P_{10} = P_{40} = 0 \quad (3.13e)$$

Bu eşitliklerdeki f_{i0} değerleri dış yüklerden dolayı i doğrultusunda oluşan deplasmanlar olup, (3.14) ifadesinden yararlanılarak hesaplanmaktadır.

$$f_{i0} = \int_0^L \left(\frac{M_i M_0}{E_c I_{eff}} + \frac{V_i V_0}{\bar{G}_c A} s \right) dx \quad (3.14)$$

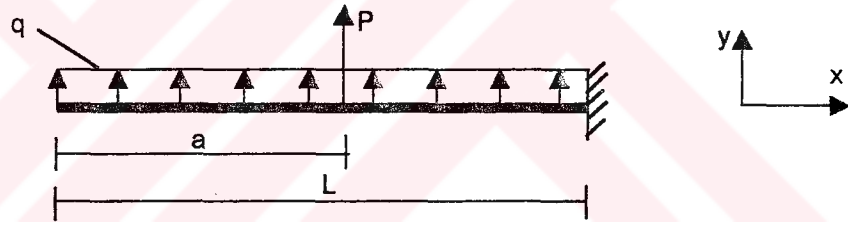
Bu denklemdeki M_0 ve V_0 değerleri ilgili yönlerde dış kuvvetlerden dolayı oluşan eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleridir.

Esneklik katsayılarını elde etmek için (3.12) ifadesindeki eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri şekil 3.5’de gösterildiği gibi, ilgili yönlerde birim kuvvetler uygulanması sonucu aşağıdaki eşitliklerdeki gibi elde edilmektedirler.

$$M_2(x)=x \quad ; \quad V_2(x)=1 \quad (3.15.a)$$

$$M_3(x)=-1 \quad ; \quad V_3(x)=0 \quad (3.15.b)$$

(3.14) denklemdeki eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri ise konsol bir kiriş elemanına yerel y eksenini doğrultusundaki dış kuvvetlerin uygulanması sonucu (3.16) ifadelerindeki gibi elde edilmektedir (Şekil 3.6).



Şekil 3.6 Konsol bir kirişe uygulanan dış kuvvetler

$$M_0(x) = \begin{cases} \frac{qx^2}{2} & 0 \leq x \leq a \\ \frac{qx^2}{2} + P(x-a), & a < x \leq L \end{cases} \quad (3.16.a)$$

$$V_0(x) = \begin{cases} qx, & 0 \leq x \leq a \\ qx + P, & a < x \leq L \end{cases} \quad (3.16.b)$$

Bu değerlerden esneklik katsayıları

$$f_{22} = \frac{1}{E_c} \int_0^L \frac{x^2}{I_{eff}} dx + \frac{s}{A} \int_0^L \frac{1}{G_c} dx \quad (3.17.a)$$

$$f_{23} = \frac{1}{E_c} \int_0^L \frac{(-x)}{I_{eff}} dx \quad (3.17.b)$$

$$f_{33} = \frac{1}{E_c} \int_0^L \frac{1}{I_{eff}} dx \quad (3.17.c)$$

$$f_{20} = \frac{q}{2E_c} \int_0^L \frac{x^3}{I_{eff}} dx + \frac{qs}{A} \int_0^L \frac{x}{G_c} dx + \frac{P}{E_c} \int_a^L \frac{x(x-a)}{I_{eff}} dx + \frac{s}{A} \int_a^L \frac{qx+p}{G_c} dx \quad (3.17.d)$$

$$f_{30} = -\frac{q}{2E_c} \int_0^L \frac{x^2}{I_{eff}} dx - \frac{P}{E_c} \int_a^L \frac{(x-a)}{I_{eff}} dx \quad (3.17.e)$$

şeklinde elde edilmektedir.

Elemanın sol mesnedinden uzaklığının eleman boyuna olan oranı ξ gibi bir büyüklükle ifade edilirse, (3.15) ve (3.16) denklemlerindeki eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri aşağıdaki eşitliklerde görüldüğü gibi elde edilmektedir.

$$M_2(\xi) = \xi L \quad ; \quad V_2(\xi) = 1 \quad (3.18.a)$$

$$M_3(\xi) = -1 \quad ; \quad V_3(\xi) = 0 \quad (3.18.b)$$

$$M_0(\xi) = \begin{cases} \frac{q(\xi L)^2}{2} & 0 \leq \xi \leq a/L \\ \frac{q(\xi L)^2}{2} + P(\xi L - a), & a/L < \xi \leq 1 \end{cases} \quad (3.18.c)$$

$$V_0(\xi) = \begin{cases} q\xi L, & 0 \leq \xi \leq a/L \\ q\xi L + P, & a/L < \xi \leq 1 \end{cases} \quad (3.18.d)$$

Bu denklemlerdeki eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri ile efektif eğilme ve efektif kayma rijitliğinin (3.6) ve (3.10) ifadelerindeki değerleri (3.16)

eşitliklerinde yerlerine konursa esneklik katsayılarını içeren ifadeler (3.19) denklemlerindeki gibi elde edilmektedirler.

$$f_{22} = \frac{L^3}{E_c I_1} \int_0^1 \frac{I_1}{I_2} \xi^2 (1 - F_{ts}) d\xi + \frac{sL}{G_c A} \int_0^1 \xi^0 d\xi \quad (3.19.a)$$

$$f_{23} = \frac{L^2}{E_c I_1} \int_0^1 \frac{I_1}{I_2} (-\xi) (1 - F_{ts}) d\xi \quad (3.19.b)$$

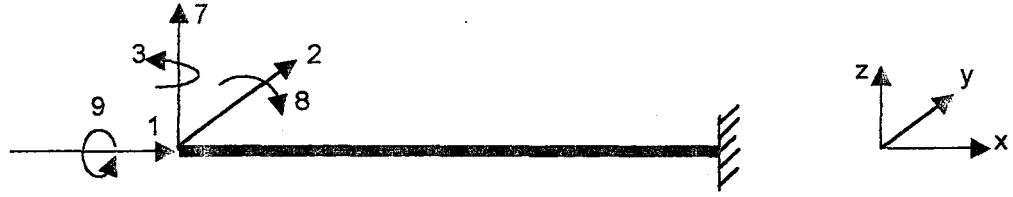
$$f_{33} = \frac{L}{E_c I_1} \int_0^1 \frac{I_1}{I_2} (\xi^0) (1 - F_{ts}) d\xi \quad (3.19.c)$$

$$f_{20} = \frac{qL^4}{2E_c I_1} \int_0^1 \frac{I_1}{I_2} \xi^3 (1 - F_{ts}) d\xi + \frac{qL^2 s}{G_c A} \int_0^1 \xi F_{ss} d\xi + \frac{PL^3}{E_c I_1} \int_0^1 \frac{I_1}{I_2} \left(\xi^2 - (a/L)\xi \right) (1 - F_{ts}) d\xi + \frac{PLs}{G_c A} \int_0^1 \xi^0 F_{ss} d\xi \quad (3.19.d)$$

$$f_{30} = \frac{qL^3}{2E_c I_1} \int_0^1 \frac{I_1}{I_2} (-\xi^2) (1 - F_{ts}) d\xi + \frac{PL^2}{E_c I_1} \int_0^1 \frac{I_1}{I_2} \left((a/L)\xi^0 - \xi \right) (1 - F_{ts}) d\xi \quad (3.19.e)$$

3.5.2. Üç Boyutlu Halde Esneklik Katsayıları ve Yük Vektörlerinin Elde Edilmesi

Bu çalışmada, yapıların üç boyutlu analizinde rijit diyafram modelinin göz önünde bulundurulmasından dolayı kiriş elemanlarında sadece yerel y eksenine etrafındaki eğilme momentinden dolayı çatılma oluşmaktadır. Genel olarak bir uzay elemanı için esneklik katsayıları konsol bir kirişe ilgili yönlerde birim kuvvetler uygulanılarak elde edilmektedir (Şekil 3.7).



Şekil 3.7 Üç boyutlu halde esneklik katsayılarının elde edilmesi için konsol bir kirişe ilgili yönlerde uygulanan birim kuvvetler

Uygunluk şartlarından yararlanılarak esneklik katsayılarını içeren değerler (3.20) ifadesindeki gibi matris formunda elde edilmektedir.

$$\begin{bmatrix} f_{11} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & f_{22} & f_{23} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & f_{32} & f_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & f_{77} & f_{78} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & f_{87} & f_{88} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & f_{99} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_7 \\ P_8 \\ P_9 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_7 \\ d_8 \\ d_9 \end{bmatrix} \quad (3.20)$$

Bu denklemdeki f_{ij} aşağıdaki eşitlikten görüldüğü gibi virtüel iş prensibinden yararlanılarak elde edilmektedir.

$$f_{ij} = \int_0^L \left(\frac{M_{zi} M_{zj}}{E_c I_z} + \frac{M_{yi} M_{yj}}{E_c I_{effy}} + \frac{V_{yi} V_{yj}}{G_c A} s + \frac{V_{zi} V_{zj}}{G_c A} s + \frac{M_{bi} M_{bj}}{G_c I_o} + \frac{N_i N_j}{E_c A} \right) dx \quad (3.21)$$

(3. 21) ifadesindeki M_{zi} , M_{zj} , M_{yi} , M_{yj} , M_{bi} , M_{bj} , V_{zi} , V_{zj} , V_{yi} , V_{yj} , N_i ve N_j değerleri, i ve j doğrultusunda bir birimlik kuvvet uygulanması sonucu oluşan eğilme momenti, burulma momenti, kesme kuvveti ve normal kuvvet değerleridir. Yine aynı denklemdeki A , E_c , s , $\bar{G}_c$, I_o ve G_c ise, kesit alanı, elastisite modülü, şekil katsayısı, efektif kayma modülü, burulma momenti ve elastik kayma modülü değerleridir.

Eleman üzerindeki üniform yayılı yük ve ara tekil yükler nedeniyle oluşan uç kuvvetleri uygunluk şartları ve denge denklemleri yardımıyla (3.22) denklemlerindeki gibi elde edilmektedirler.

$$P_{70} = -(f_{77} f_{70} - f_{78} f_{80}) / (f_{77} f_{88} - f_{78} f_{87}) \quad (3.22.a)$$

$$P_{80} = -(f_{77} f_{80} - f_{78} f_{70}) / (f_{77} f_{88} - f_{78} f_{87}) \quad (3.22.b)$$

$$P_{100} = -(q L + P + P_{70}) \quad (3.22.c)$$

$$P_{120} = -(q L^2/2 + P (L-a) + P_{70} L + P_{80}) \quad (3.22.d)$$

$$P_{10} = P_{20} = P_{30} = P_{40} = P_{50} = P_{60} = P_{90} = P_{110} = 0 \quad (3.22.e)$$

Bu eşitliklerdeki f_{i0} değerleri dış yüklerden dolayı i doğrultusunda oluşan deplasmanlar olup, (3. 23) ifadesinden yararlanılarak hesaplanmaktadır.

$$f_{i0} = \int_0^L \left(\frac{M_{yi} M_0}{E_c I_{effy}} + \frac{V_{zi} V_0}{G_c A} s \right) dx \quad (3. 23)$$

Buradaki M_0 ve V_0 değerleri z doğrultusundaki dış kuvvetlerden dolayı oluşan eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleridir.

(3.21) ve (3.23) denklemlerindeki esneklik katsayılarını içeren ifadeler içerisindeki eğilme momenti, kesme kuvveti ve burulma momenti değerleri ilgili yönlerde birim kuvvetler uygulanması sonucu (3.24) eşitliklerindeki gibi elde edilmektedir (Şekil 3.7).

$$M_2(x) = x \quad ; \quad V_2(x) = 1 \quad (3.24.a)$$

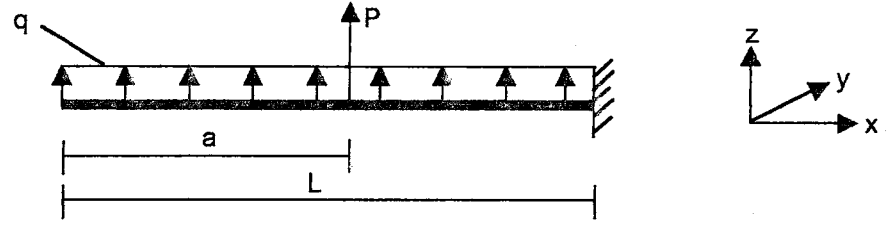
$$M_3(x) = -1 \quad ; \quad V_3(x) = 0 \quad (3.24.b)$$

$$M_7(x) = -x \quad ; \quad V_7(x) = 1 \quad (3.24.c)$$

$$M_8(x) = -1 \quad ; \quad V_8(x) = 0 \quad (3.24.d)$$

$$M_9(x) = -1 \quad ; \quad V_9(x) = 0 \quad (3.24.e)$$

(3.23) denklemindeki eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri ise konsol bir giriş elemanına yerel z eksenini doğrultusundaki dış kuvvetlerin uygulanması sonucu (şekil 3.8) (3.25) ifadelerindeki gibi elde edilmektedir.



Şekil 3.8 Konsol bir kirişe uygulanan dış kuvvetler

$$M_0(x) = \begin{cases} -\frac{qx^2}{2} & 0 \leq x \leq a \\ -\frac{qx^2}{2} - P(x-a), & a < x \leq L \end{cases} \quad (3.25.a)$$

$$V_0(x) = \begin{cases} qx, & 0 \leq x \leq a \\ qx + P, & a < x \leq L \end{cases} \quad (3.25.b)$$

Bu değerlerden esneklik katsayıları ise

$$f_{22} = \frac{1}{E_c} \int_0^L \frac{x^2}{I_z} dx + \frac{s}{A} \int_0^L \frac{1}{G_c} dx \quad (3.26.a)$$

$$f_{23} = \frac{1}{E_c} \int_0^L \frac{(-x)}{I_z} dx \quad (3.26.b)$$

$$f_{33} = \frac{1}{E_c} \int_0^L \frac{1}{I_z} dx \quad (3.26.c)$$

$$f_{77} = \frac{1}{E_c} \int_0^L \frac{x^2}{I_{effy}} dx + \frac{s}{A} \int_0^L \frac{1}{G_c} dx \quad (3.26.d)$$

$$f_{78} = \frac{1}{E_c} \int_0^L \frac{x}{I_{effy}} dx \quad (3.26.e)$$

$$f_{88} = \frac{1}{E_c} \int_0^L \frac{1}{I_{effy}} dx \quad (3.26.f)$$

$$f_{70} = \frac{q}{2E_c} \int_0^L \frac{x^3}{I_{effy}} dx + \frac{qs}{A} \int_0^a \frac{x}{G_c} dx + \frac{P}{E_c} \int_a^L \frac{x(x-a)}{I_{effy}} dx + \frac{s}{A} \int_a^L \frac{p}{G_c} dx \quad (3.26.g)$$

$$f_{80} = \frac{q}{2E_c} \int_0^L \frac{x^2}{I_{effy}} dx + \frac{P}{E_c} \int_a^L \frac{(x-a)}{I_{effy}} dx \quad (3.26.h)$$

formunda elde edilmektedirler.

Çatlamanın oluştuğu bölgeleri ve bu bölgelerdeki esneklik katsayılarının daha kolay hesap edilebilmesi için elemanın sol mesnedinden uzaklığının eleman boyuna olan oranı ξ gibi boyutsuz büyüklükle ifade edilirse, (3.24) ve (3.25) ifadelerindeki eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri aşağıdaki eşitliklerdeki gibi elde edilmektedir.

$$M_7(\xi) = -\xi L \quad ; \quad V_7(\xi) = 1 \quad (3.27.a)$$

$$M_8(\xi) = -1 \quad ; \quad V_8(\xi) = 0 \quad (3.27.b)$$

$$M_0(\xi) = \begin{cases} -\frac{q(\xi L)^2}{2} & 0 \leq \xi \leq a/L \\ -\frac{q(\xi L)^2}{2} - P(\xi L - a), & a/L < \xi \leq 1 \end{cases} \quad (3.27.c)$$

$$V_0(\xi) = \begin{cases} q\xi L, & 0 \leq \xi \leq a/L \\ q\xi L + P, & a/L < \xi \leq 1 \end{cases} \quad (3.27.d)$$

Bu denklemlerdeki eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri ile efektif eğilme rijitliği ve efektif kayma rijitliğinin (3.6) ve (3.10) ifadelerindeki değerleri (3.26) eşitliklerinde yerlerine konulursa esneklik katsayıları,

$$f_{77} = \frac{L^3}{E_c I_1} \int_0^1 \frac{I_1}{I_2} \xi^2 (1 - F_{ts}) d\xi + \frac{sL}{G_c A} \int_0^1 \xi^0 d\xi \quad (3.28.a)$$

$$f_{78} = \frac{L^2}{E_c I_1} \int_0^1 \frac{I_1}{I_2} (\xi) (1 - F_{ts}) d\xi \quad (3.28.b)$$

$$f_{88} = \frac{L}{E_c I_1} \int_0^1 \frac{I_1}{I_2} (\xi^0) (1 - F_{ts}) d\xi \quad (3.28.c)$$

$$f_{70} = \frac{qL^4}{2E_c I_1} \int_0^1 \frac{I_1}{I_2} \xi^3 (1 - F_{ts}) d\xi + \frac{qL^2 s}{G_c A} \int_0^1 \xi F_{ss} d\xi \\ + \frac{PL^3}{E_c I_1} \int_{a/L}^1 \frac{I_1}{I_2} (\xi^2 - (a/L)\xi) (1 - F_{ts}) d\xi + \frac{PLs}{G_c A} \int_{a/L}^1 \xi^0 F_{ss} d\xi \quad (3.28.d)$$

$$f_{80} = \frac{qL^3}{2E_c I_1} \int_0^1 \frac{I_1}{I_2} (\xi^2) (1 - F_{ts}) d\xi + \frac{PL^2}{E_c I_1} \int_{a/L}^1 \frac{I_1}{I_2} (\xi - (a/L)\xi^0) (1 - F_{ts}) d\xi \quad (3.28.e)$$

şeklinde elde edilmektedirler.

Gerek iki boyutlu gerekse üç boyutlu halde esneklik katsayılarını elde etmek için kullanılan yukarıdaki denklemlerdeki ξ sayılarını ayrı ayrı integraller olarak düşünüp aşağıdaki gibi sade bir formda ifade edebiliriz.

$$\int_0^1 \frac{I_1}{I_2} \xi^n (1 - F_{ts}) d\xi = \frac{1}{n+1} + J_n \quad (3.29)$$

Bu eşitlikteki ilk terim $1/(n+1)$, çatlamaş hâldeki elemanı, ikinci terim J_n ise çatlak ile birlikte deformasyon kabiliyetindeki artışı göstermektedir. İntegraller ξ lere göre parçalanıp üs değerlerine n katsayısı verilerek genelleştirilmiştir. J_n olarak adlandırılan ve çatlaktan kaynaklanan etkileri yani deformasyon kabiliyetindeki artışları ifade eden denklem aşağıdaki formda yazılabilir.

$$J_n = \int_0^1 \xi^n \left(\frac{I_1}{I_2} - 1 \right) d\xi - \int_0^1 \xi^n \frac{I_1}{I_2} F_{ts} d\xi \quad (3.30)$$

Bu ifadedeki ilk terim, elemanın tamamen çatlamaş olarak düşünüldüğünde meydana gelen deformasyon kabiliyetindeki artışı, ikinci terim ise deformasyon kabiliyetinin çekme rijitleşmesine bağlı azalmasını ifade etmektedir.

Aynı şekilde, esneklik katsayılarını elde etmek için kullanılan (3.28) denklemlerindeki kesme kuvvetinden kaynaklanan integral değerleri de

$$\int_0^1 \xi^n F_{ss} d\xi = R_n \quad (3.31)$$

şeklinde ifade edilmektedir. Bu eşitlikteki R_n , özellikle çatlayan bölgelerdeki kayma deformasyondan kaynaklanan artışları göstermektedir.

Kiriş ve kolon elemanlarının çatlayan ve çatlamayan bölgelerindeki esneklik katsayılarının elde edilmesinde kullanılan integral değerleri her bölge için ayrı ayrı hesaplanmaktadır. Çatlamanın olduğu bölgelerdeki efektif atalet momentleri ve efektif kayma modülü değerleri eğilme momentine bağlı olarak değiştiğinden bu bölgelerdeki integral çözümleri nümerik integrasyondan faydalanılarak yapılmaktadır. Çatlak oluşmayan bölgelerde ise nümerik integrasyona gerek kalmamaktadır. Bu şekilde bütün bölgelerin esneklik katsayılarına etki ve katkıları hesaplanmış olmaktadır.

Bilgisayar programı oluşturulurken yazılım kolaylığı açısından esneklik katsayılarını içeren ifadeler J_n ve R_n cinsinden, iki boyutlu halde ,

$$f_{22} = \frac{L^3}{3E_c I_1} (1 + 3J_2) + \frac{sL}{G_c A} (R_0) \quad (3.32.a)$$

$$f_{23} = -\frac{L^2}{2E_c I_1} (1 + 2J_1) \quad (3.32.b)$$

$$f_{33} = \frac{L}{E_c I_1} (1 + J_0) \quad (3.32.c)$$

$$\begin{aligned} f_{20} = & \frac{qL^4}{8E_c I_1} (1 + 4J_3) + \frac{PL^3}{6E_c I_1} \left[\left(2 - 2(a/L)^3 + 6J_2 \right) - a/L \left(3 - 3(a/L)^2 + 6J_1 \right) \right] \\ & + \frac{qL^2 s}{G_c A} (R_1) + \frac{PLs}{G_c A} (R_0) \end{aligned} \quad (3.32d)$$

$$f_{30} = -\frac{qL^3}{6E_c I_1} (1 + 3J_2) + \frac{PL^2}{E_c I_1} \left[a/L (1 - a/L) + J_0 - \frac{1}{2} (1 - (a/L)^2 + 2J_1) \right] \quad (3.32.e)$$

şeklinde, üç boyutlu halde ise,

$$f_{77} = \frac{L^3}{3E_c I_1} (1 + 3J_2) + \frac{sL}{G_c A} (R_0) \quad (3.33.a)$$

$$f_{78} = -\frac{L^2}{2E_c I_1} (1 + 2J_1) \quad (3.33.b)$$

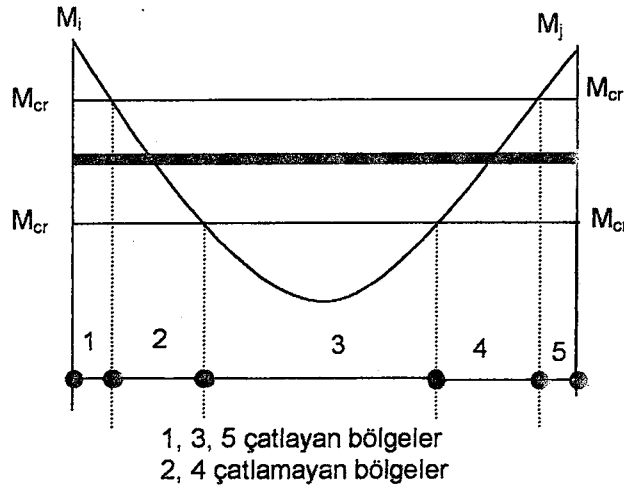
$$f_{88} = \frac{L}{E_c I_1} (1 + J_0) \quad (3.33.c)$$

$$f_{70} = \frac{qL^4}{8E_c I_1} (1 + 4J_3) + \frac{PL^3}{6E_c I_1} \left[\left(2 - 2(a/L)^3 + 6J_2 \right) - a/L \left(3 - 3(a/L)^2 + 6J_1 \right) \right] \\ + \frac{qL^2 s}{G_c A} (R_1) + \frac{PLs}{G_c A} (R_0) \quad (3.33.d)$$

$$f_{80} = \frac{qL^3}{6E_c I_1} (1 + 3J_2) + \frac{PL^2}{E_c I_1} \left[\frac{1}{2} \left(1 - (a/L)^2 + 2J_1 \right) - a/L \left(1 - a/L \right) + J_0 \right] \quad (3.33.e)$$

denklemlerindeki gibi elde edilmektedir.

Bir kiriş veya kolon elemanında oluşabilecek çatlayan ve çatlamayan bölgeler elemanın mesnetlenme şekline ve yük durumuna bağlı olarak değişmektedir. Genel olarak bir elemanda oluşabilecek bu bölgeler şekil 3.9 da gösterilmiştir.



Şekil 3.9 Herhangi bir kiriş veya kolon elemanında genel olarak M momentinden dolayı oluşabilecek çatlayan ve çatlamayan bölgeler

Şekilden görüldüğü gibi 1, 3 ve 5 çatlayan, 2 ve 4 çatlamayan bölgeleri ifade etmektedir. Bu bölgelerin sınırları boyutsuz bir büyüklük olan ξ_i ($i=1,6$) ile belirtilmektedir. Bu değerlerden $\xi_1=0$, $\xi_6=1$ olmaktadır. Bu bölgeler ayrı ayrı göz önünde bulundurularak, J_n ve R_n değerleri de integral formdan toplam forma getirilerek, aşağıdaki ifadeler elde edilmektedir.

$$J_n = \sum_{i=1}^5 \left(\frac{I_1}{I_2} - 1 \right) \frac{\xi_{i+1}^{n+1} - \xi_i^{n+1}}{n+1} - \sum_{i=1}^5 \frac{I_1}{I_2} [G_{ts,n}(\xi_{i+1}) - G_{ts,n}(\xi_i)] \quad (3.34)$$

$$R_n = \sum_{i=1}^5 [G_{ss,n}(\xi_{i+1}) - G_{ss,n}(\xi_i)] \quad (3.35)$$

(3.34) ifadesindeki $G_{ts,n}$ çekme rijitleşmesi fonksiyonuna bağlı bir fonksiyon olup, açılımı aşağıdaki denklemden görülmektedir.

$$G_{ts,n} = \int \xi^n F_{ts} d\xi \quad (3.36)$$

(3.35) denklemindeki $G_{ss,n}$ ise

$$G_{ss,n} = \int \xi^n F_{ss} d\xi \quad (3.37)$$

şeklinde kayma rijitliği fonksiyonuna bağlı bir fonksiyondur.

Çatlamanın oluşmadığı bölgelerde bu fonksiyonların kullanılmasına gerek yoktur. Fakat bilgisayar programının oluşturulmasında gerek yazılım kolaylığını sağlamak, gerekse işlemlerin belirli bir düzende ilerlemesi için $F_{ts}=1-I_2/I_1$ ve $F_{ss}=1$ şeklinde uygun fonksiyonlar yazılıp normal analizle aynı değerler elde edilebilir. Çatlayan bölgelerde ise çizelge 3.1 ve çizelge 3.2 de verilen fonksiyonlar kullanılmalıdır.

3.6. Eleman Rijitlik Katsayılarının Elde Edilişi

İki boyutlu halde eleman rijitlik matrisi değerleri (3.11) ifadesindeki esneklik katsayılarını içeren matrisin tersi alınarak ve denge denklemleri kullanılarak aşağıdaki denklemlerdeki gibi elde edilmektedir.

$$k_{11}=1 / f_{11} = E_c A / L \quad (3.38.a)$$

$$k_{22}= f_{33} / (f_{22} f_{33} - f_{32} f_{23}) \quad (3.38.b)$$

$$k_{23}=k_{32} = - f_{23} / (f_{22} f_{33} - f_{32} f_{23}) \quad (3.38.c)$$

$$k_{33} = f_{22} / (f_{22} f_{33} - f_{32} f_{23}) \quad (3.38.d)$$

$$k_{12}=k_{13}=k_{31}=0. \quad (3.38.e)$$

$$k_{52}= - k_{55}= -k_{22} \quad (3.38.f)$$

$$k_{53}= -k_{23} \quad (3.38.g)$$

$$k_{62}= -k_{65}= k_{22} L - k_{32} \quad (3.38.h)$$

$$k_{66}= k_{33} + k_{22} L^2 - k_{32} L \quad (3.38.j)$$

Üç boyutlu halde ise eleman rijitlik matrisi değerleri denge denklemleri kullanılarak aşağıdaki eşitliklerdeki gibi elde edilmektedir.

$$k_{11}= E_c A / L \quad (3.39.a)$$

$$k_{44}= k_{11} \quad (3.39.b)$$

$$k_{41} = -k_{11} \quad (3.39.c)$$

$$k_{22} = f_{33} / (f_{22} f_{33} - f_{32} f_{23}) \quad (3.39.d)$$

$$k_{23} = k_{32} = -f_{23} / (f_{22} f_{33} - f_{32} f_{23}) \quad (3.39.e)$$

$$k_{33} = f_{22} / (f_{22} f_{33} - f_{32} f_{23}) \quad (3.39.f)$$

$$k_{77} = f_{88} / (f_{77} f_{88} - f_{87} f_{78}) \quad (3.39.g)$$

$$k_{78} = k_{87} = -f_{78} / (f_{77} f_{88} - f_{87} f_{78}) \quad (3.39.h)$$

$$k_{88} = f_{77} / (f_{77} f_{88} - f_{87} f_{78}) \quad (3.39.i)$$

$$k_{99} = G_c I_0 / L \quad (3.39.j)$$

$$k_{52} = -k_{55} = -k_{22} \quad (3.39.k)$$

$$k_{62} = -k_{56} = -k_{32} - k_{52} L \quad (3.39.l)$$

$$k_{53} = -k_{23} \quad (3.39.m)$$

$$k_{63} = -k_{33} - k_{53} L \quad (3.39.n)$$

$$k_{65} = -k_{35} - k_{55} L \quad (3.39.o)$$

$$k_{66} = -k_{36} - k_{56} L \quad (3.39.p)$$

$$k_{107} = -k_{1010} = -k_{77} \quad (3.39.q)$$

$$k_{127} = -k_{1012} = k_{107} L - k_{87} \quad (3.39.r)$$

$$k_{108} = -k_{78} \quad (3.39.s)$$

$$k_{128} = k_{108} L - k_{88} \quad (3.39.t)$$

$$k_{1212} = k_{1012} L - k_{812} \quad (3.39.u)$$

$$k_{1111} = k_{99} \quad (3.39.v)$$

$$k_{119} = -k_{99} \quad (3.39.y)$$

$$k_{12} = k_{13} = k_{17} = k_{18} = k_{19} = k_{27} = k_{28} = k_{29} = k_{37} = k_{38} = k_{39} = k_{79} = k_{89} = 0 \quad (3.39.z)$$

Sonuç olarak gerek iki boyutlu, gerekse üç boyutlu halde eleman denklemi,

$$k d + P_0 = P \quad (3.40)$$

formunda elde edilmiş olup, buradaki k , d , P_0 ve P değerleri eleman rijitlik matrisi, deplasman vektörü, dış kuvvetlerden dolayı oluşan uç kuvvet vektörü ve sonuç uç kuvvet vektörü değerleridir. Bunlar eleman koordinat sistemindeki değerler olup, transformasyon matrisi aracılığı ile global koordinat sistemine çevrilmektedirler.

3.7. Rijit Diyafram Modeli

Yapıların üç boyutlu analizi için geliştirilen rijit diyafram modelinde döşemelerin düzlemi içerisinde sonsuz rijit olduğu yani şekil değiştirmediği kabul edilmektedir. Böylece döşeme üzerinde seçilen bir “Master Noktası”nın birbirine dik iki yatay öteleme ve döşeme düzlemine dik eksen etrafında dönme deplasmanlarının bilinmesi durumunda, döşeme üzerindeki diğer düğümlerin deplasmanları, master noktası deplasmanlarına bağlı olarak hesaplanabilmektedir (Şekil 3.10). Kolon, kiriş ve rijit diyafram döşemelerinden oluşan yapılarda her katta;

$$3*(\text{Düğüm Sayısı})+3$$

adet bilinmeyen deplasman bulunmaktadır. Dolayısı ile N katlı bir yapıda,

$$\text{Bilinmeyen sayısı} = N*(3*j+3) \quad (3.41)$$

j: Kattaki düğüm sayısı

olacaktır. Şekil 3.10’un incelenmesinden görüleceği gibi döşemeye ait j noktasındaki deplasmanlar, master noktası deplasmanları cinsinden

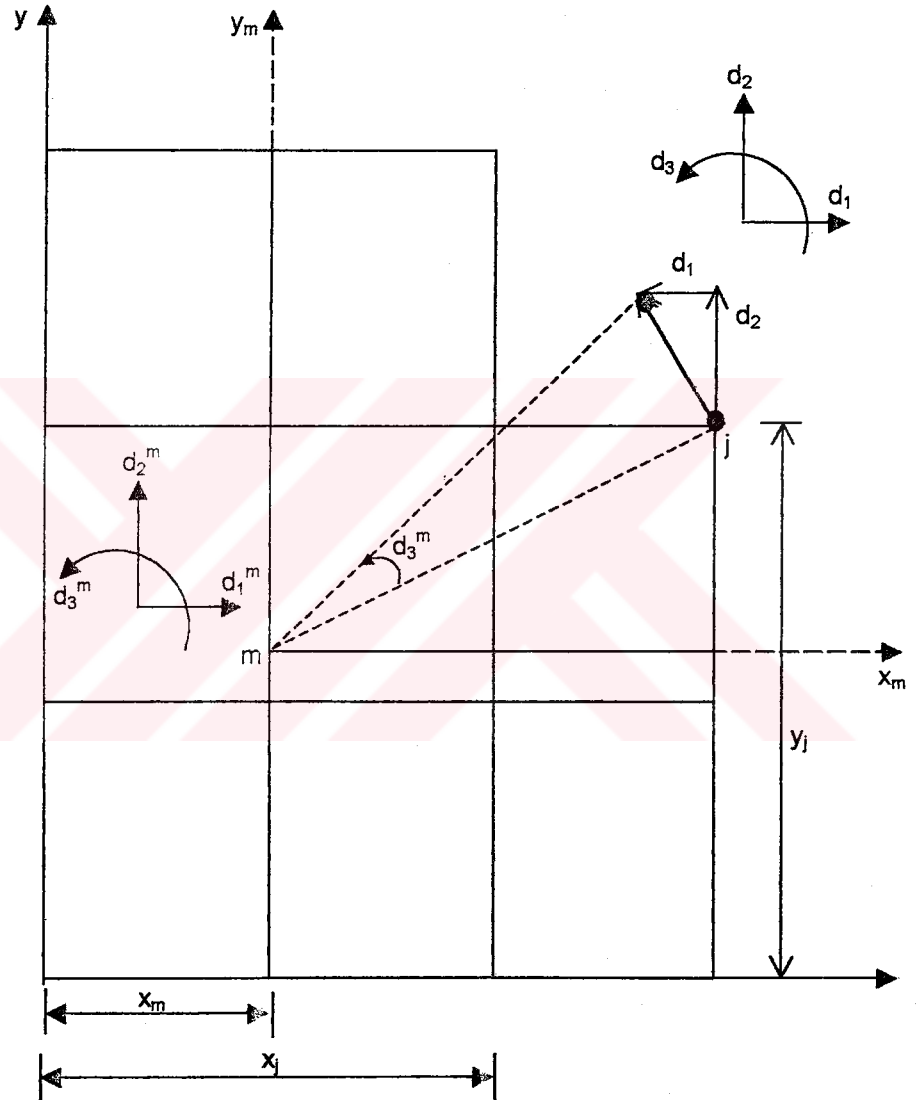
$$d_3 = d_3^m \quad (3.42.a)$$

$$d_1 = d_1^m - d_3^m(y_j - y_m) \quad (3.42.b)$$

$$d_2 = d_2^m + d_3^m(x_j - x_m) \quad (3.42.c)$$

bağıntıları ile hesaplanabilir. Düğüm noktalarına ait diğer deplasmanlar ise $(3*j)$ düğümlerin iki yatay eksen etrafındaki dönme ve düşey eksen (z) doğrultusundaki öteleme deplasmanları olup, bu deplasmanlar master noktası deplasmanlarından bağımsızdır. Ayrıca, bu modelde kirişler rijit diyafram içinde kaldığından bu elemanlarda eksenel deformasyon meydana gelmemektedir.

Rijit diyafram modelinde yapılan kabullerin sağladığı en önemli avantaj, bilinmeyen sayısında büyük azalmanın sağlanması ve çözümün kolaylaşmasıdır.



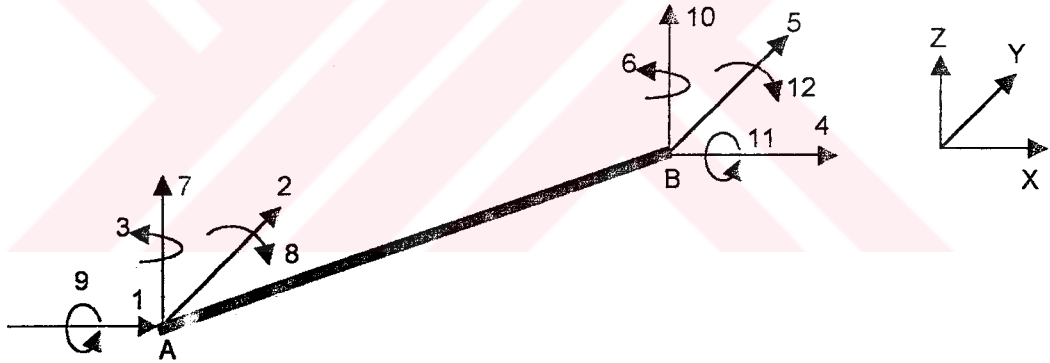
Şekil 3.10 Rijit diyafaram modeli

3.8. Rijit Diyafram Modelinin Uygulanması İçin Elde Edilen Denklemler

Elemanların kendi eksenlerine göre elde edilmiş olan rijitlik denklemi transformasyon matrisi aracılığı ile global koordinat sistemine çevrildikten sonra aşağıdaki formda oluşmaktadır.

$$\begin{bmatrix} P'_A \\ P'_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k'_{AA} & k'_{AB} \\ k'_{BA} & k'_{BB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d'_A \\ d'_B \end{bmatrix} \quad (3.43)$$

Bu denklemdaki k'_{AA} (6x6), k'_{AB} (6x6), k'_{BA} (6x6), k'_{BB} (6x6) ve d'_A (6x1) ve d'_B (6x1) değerleri şekil 3.11 de de gösterilen ilgili yönlerdeki global koordinat sisteminde elemanda oluşan rijitlik matrisi ve deplasman değerleridir.



Şekil 3.11 Herhangi bir elemanda global eksen takımında ilgili yönlerde oluşan deplasmanlar

$d'_1, d'_2, d'_3, d'_4, d'_5$ ve d'_6 deplasmanlarını içeren d'_A vektörü global koordinat sisteminde olup, analizde kullanılan rijit diyafram modeli ışığı altında i ucu M_i master noktası ve j ucu M_j master noktası deplasmanlarına (3.44) denklemlerindeki gibi bağlıdır.

$$d'_1 = d'_1{}^{mi} - (y_i - y_{mi}) d'_3{}^{mi} \quad (3.44.a)$$

$$d'_2 = d'_2{}^{mi} + (x_i - x_{mi}) d'_3{}^{mi} \quad (3.44.b)$$

$$d'_3 = d'_3{}^{mi} \quad (3.44.c)$$

$$d'_4 = d'_1{}^{mj} - (y_j - y_{mj}) d'_3{}^{mj} \quad (3.44.d)$$

$$d'_5 = d'_2{}^{mi} + (x_j - x_{mj}) d'_3{}^{mj} \quad (3.44.e)$$

$$d'_6 = d'_3{}^{mi} \quad (3.44.f)$$

Bu denklemlerdeki x_i , y_i ve x_j , y_j değerleri elemanın i ve j ucunun x ve y koordinatlarını, $d'_k{}^{mi(j)}$ elemanın i (j) ucunun bağlı olduğu master noktasının k nolu deplasmanını ($k=1, 2, 3$) belirtmektedir. Bu ifadeler, matris formunda yazılırsa aşağıdaki gibi bir eşitlik elde edilmiş olur.

$$\begin{bmatrix} d'_1 \\ d'_2 \\ d'_3 \\ d'_4 \\ d'_5 \\ d'_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & y_{mi} - y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & x_i - x_{mi} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & y_{mj} - y_j \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & x_j - x_{mj} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d'_1{}^{mi} \\ d'_2{}^{mi} \\ d'_3{}^{mi} \\ d'_1{}^{mj} \\ d'_2{}^{mj} \\ d'_3{}^{mj} \end{bmatrix} \quad (3.45)$$

Bu ifade kompakt formda ise,

$$d'_A = B d'_m \quad (3.46)$$

şeklinde elde edilmektedir. Bu denklemdeki B_{ixi} ($i=1,6$), ilgili yönlerdeki deplasmanları master noktası deplasmanları cinsinden elde etmeye yarayan dönüşüm matrisini, d'_m ise master noktası deplasmanlarını içeren vektörü ifade etmektedir.

(3.43) eşitliğindeki d'_B , şekil 3.11'den görüldüğü gibi global koordinat sisteminde, elemanın d'_7 , d'_8 , d'_9 , d'_{10} , d'_{11} ve d'_{12} deplasmanlarını içeren vektördür. Aynı eşitlikteki P'_A ve P'_B değerleri, ilgili yönlerdeki global koordinat sistemindeki elemanın uç kuvvet vektörleri olup,

$$P'_A = k'_{AA} d'_A + k'_{AB} d'_B \quad (3.47.a)$$

$$P'_B = k'_{BA} d'_A + k'_{BB} d'_B \quad (3.47.b)$$

denklemlerindeki gibi ifade edilmektedir. Bu eşitliklerdeki d'_A yerine ilgili yöndeki deplasmanları master noktası deplasmanları cinsinden ifade eden (3.46) denklemindeki $(B d'_m)$ yazılır ve (3.46.a) ifadesi dönüşüm matrisinin transpozunu (B^T) ile çarpılırsa aşağıdaki eşitlikler elde edilir.

$$B^T P'_A = B^T k'_{AA} B d'_m + B^T k'_{AB} d'_B \quad (3.48.a)$$

$$P'_B = k'_{BA} B d'_m + k'_{BB} d'_B \quad (3.48.b)$$

Bu denklemdeki $B^T P'_A$ ifadesi kuvvetlerin master noktasındaki eşdeğeri olup, P'_m ile belirtilirse (3.48.a) ifadesi

$$P'_m = B^T k'_{AA} B d'_m + B^T k'_{AB} d'_B \quad (3.49)$$

şeklinde oluşmaktadır. Bu denklemler matris formunda yazılırsa aşağıdaki eşitlik elde edilmektedir.

$$\begin{bmatrix} P'_m \\ P'_B \end{bmatrix} \begin{bmatrix} B^T k'_{AA} B & B^T k'_{AB} \\ k'_{BA} B & k'_{BB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d'_m \\ d'_B \end{bmatrix} \quad (3.50)$$

Bu denklem kompakt fomda ise,

$$P'^{mb} = k'^{mb} d'^{mb} \quad (3.51)$$

şeklinde belirtilmektedir.

Yapıyı oluşturan bütün elemanlarda bu işlemler adım adım uygulanmakta ve her elemandan gelen katkılar göz önünde bulundurularak, sistem boyutundaki rijitlik matrisi ve yük vektörleri elde edilmektedir. Bu değerlerden de sistem boyutundaki

deplasmanlarla her elemanın uç kuvvetleri ve deplasmanları elde edilmektedir.

3.9. Yöntemin Algoritması

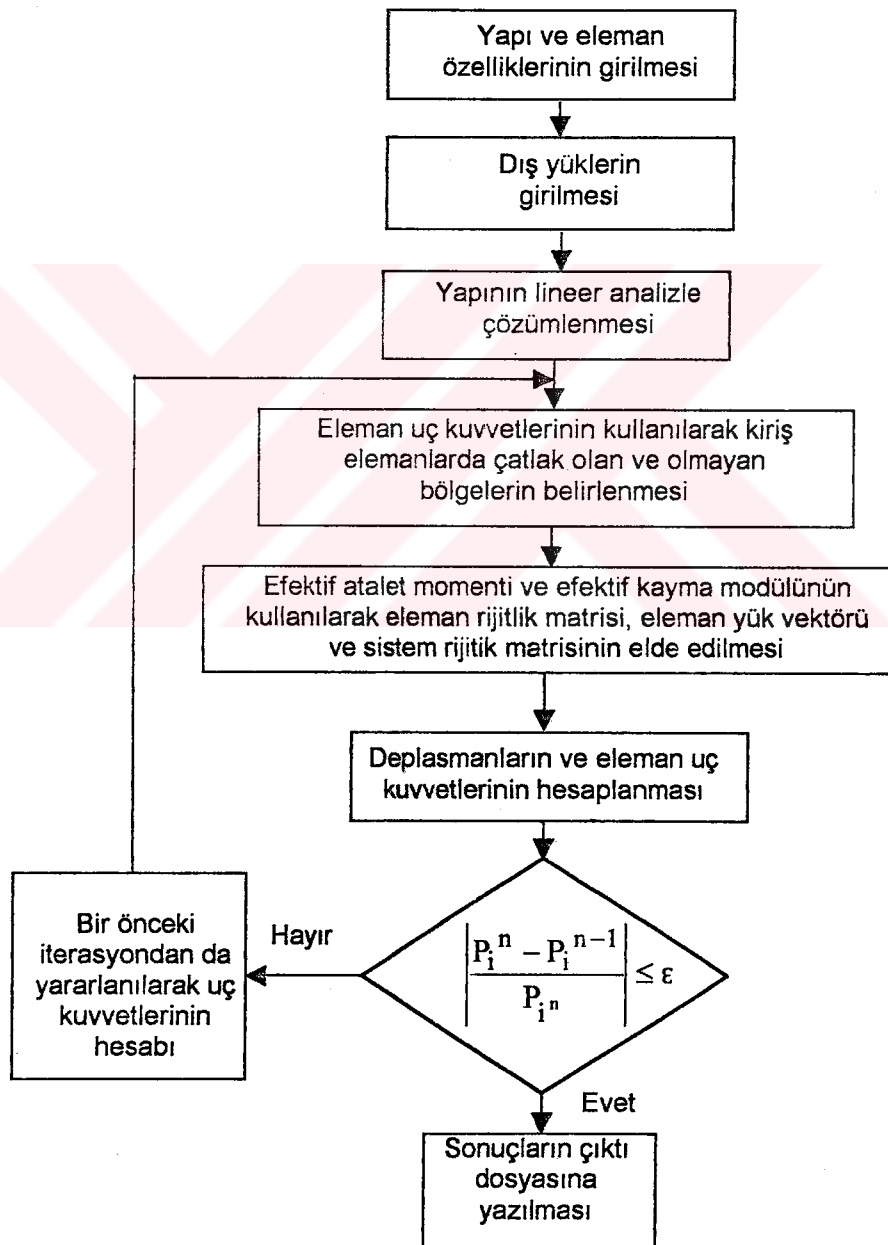
Bu çalışmada yapıların gerek iki boyutlu, gerekse üç boyutlu analizi için geliştirilen bilgisayar programlarında analiz adımları aynı olmakla beraber, kısaca maddeler halinde aşağıdaki gibi özetlenebilir.

1. Analizlerde iteratif yöntem uygulanmasından dolayı yapı ilk etapta, elemanlarda çatlak oluşmadığı kabul edilerek lineer analizle çözümlenmektedir. Daha sonra elemanlarda oluşan moment dağılımlarının etkisi göz önünde bulundurularak $i=1,...,6$ olmak üzere, boyutsuz ξ_i koordinatlarıyla çatlak olan ve çatlak olmayan bölgeler belirlenmektedir.
2. J_0, J_1, J_2, J_3 ve R_0 ve R_1 katsayıları, ξ_i boyutsuz büyüklükleri integral sınırları olmak üzere daha önceki bölümde verilen toplam formülleriyle elde edilmektedir.
3. J_n ve R_n katsayıları kullanılarak $f_{ii}, f_{ij}, f_{ji}, f_{jj}, f_{io}, f_{jo}$ esneklik katsayıları elde edilmektedir.
4. Esneklik katsayıları kullanılarak eleman rijitlik matrisi ve yük vektörleri bulunmakta ve daha sonra bu değerler transformasyon matrisleri aracılığı ile global koordinat sistemine çevrilmektedir.
5. Her elemandan gelen etki ve katkılar göz önünde bulundurularak sistem rijitlik matrisi ve sistem yük vektörü değerleri elde edilmektedir. Daha sonra sistem denklemi çözülerek, sistem deplasmanları ile her elemanın uç kuvvetleri ve uç deplasmanları elde edilmektedir.

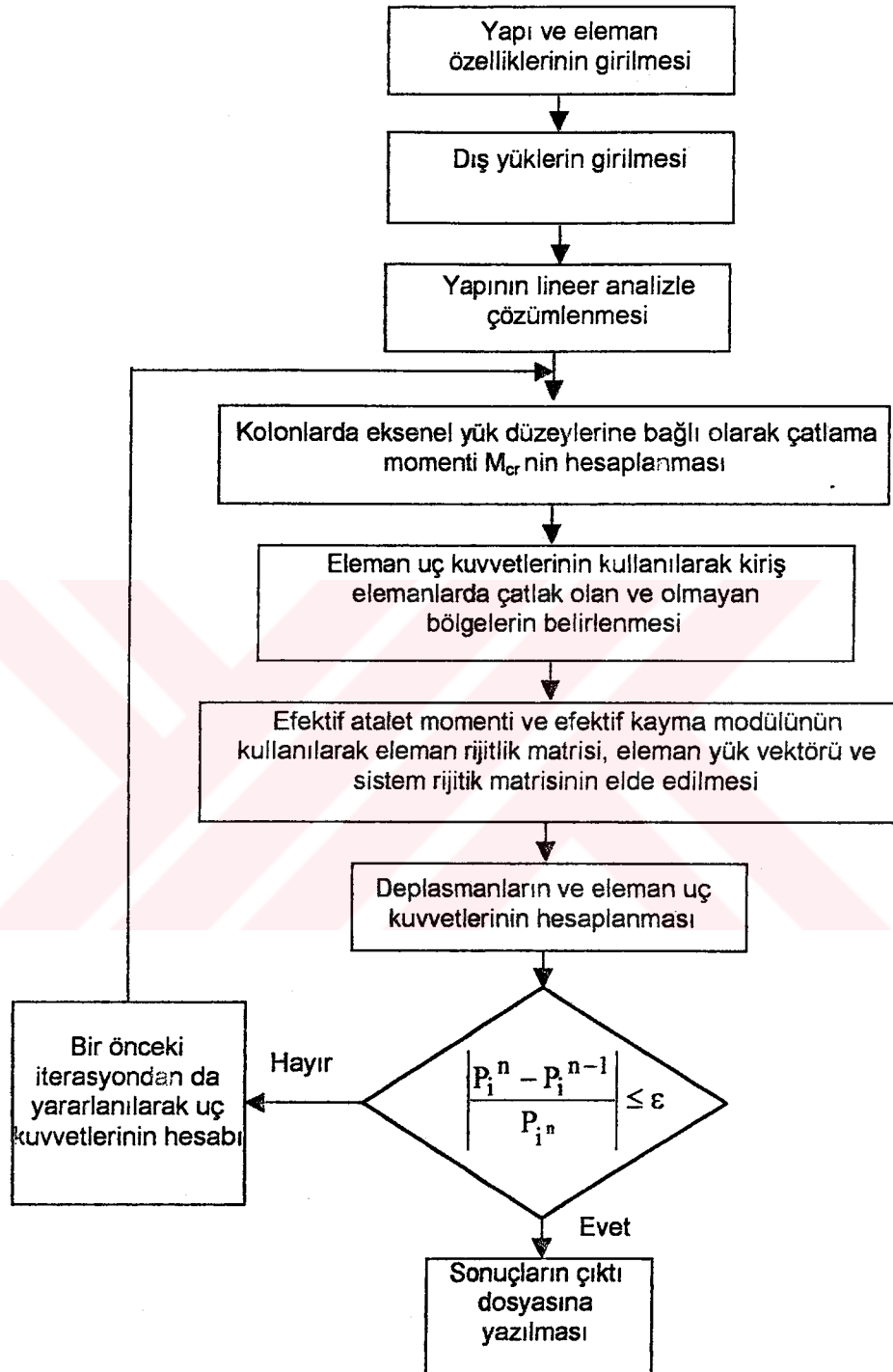
Her iterasyonda bu işlemler adım adım uygulanmakta, birbirini izleyen iki iterasyondaki uç kuvvetleri arasında yeterli yakınsaklık sağlanınca işlemlere son verilmektedir.

3.10. Bilgisayar Programı

Yapıların gerek iki boyutlu gerekse üç boyutlu olarak iteratif yöntemlere dayalı analizleri için geliştirilen bilgisayar programları fortran 77 dilinde yazılmış olup, çözüm algoritmasının akış diyagramları şekil 3.12 ve şekil 3.13 de görülmektedir.



Şekil 3.12 Yapıların üç boyutlu analizi için geliştirilen bilgisayar programı akış diyagramı



Şekil 3.13 Yapıların iki boyutlu analizi için geliştirilen bilgisayar programı akış diyagramı

Geliştirilen programlarda, her iterasyon sonucu hesaplanan eleman uç kuvveti değerleri bir önceki iterasyondaki değerlere bağlı olarak bulunup,

$$\left| \frac{P_i^n - P_i^{n-1}}{P_i^n} \right| \leq \varepsilon \quad (3.52)$$

şeklinde bir yakınsaklık kriteri kullanılmıştır. Bu denklemdaki ε yakınsaklık kriterini, n iterasyon numarasını, P_i^n ve P_i^{n-1} n . ve $(n-1)$. iterasyonlarda elemanda oluşan uç kuvveti değerleridir.

3.10.1. Bilgisayar Programının Yapısı

Elemanlardaki çatlamların etkisini göz önünde bulundurmak için geliştirilen gerek iki boyutlu, gerekse üç boyutlu bilgisayar programları 11 bölümden oluşmaktadır. İki boyutlu programda bunlar,

1. Ana program
2. “Input” Data dosyasının okunması
3. “Tmat” Yapıyı oluşturan elemanlar için transformasyon matrisinin elde edilmesi
4. “Kontrol1” Kiriş ve kolon elemanlarda eğilme momentine bağlı olarak çatlaman ve çatlamayan bölgelerin tespit edilmesi
5. “Cerm” Yapıyı oluşturan elemanlar için rijitlik matrisinin hesabı.
6. “Sistem” Sistem rijitlik matrisi ve sistem yük vektörünün oluşturulması
7. “Çözüm” Yapıya ait sistem denkleminin çözülerek sistem deplasmanlarının elde edilmesi
8. “Eluc” Her elemana ait uç kuvvetlerinin elde edilmesi
9. “ Kontrol2” Birbirini izleyen iki iterasyondaki eleman uç kuvvetleri arasındaki yakınsaklığın elde edilmesi
10. “ Başlık” Eleman uç kuvvetlerinin çıktı dosyasına yazılması
11. “ Depyaz” Her elemana ait elde edilen deplasmanların çıktı dosyasına

yazılması

olmakta, üç boyutlu programda ise

1. Ana program
 2. “Input” Data dosyasının okunması
 3. “Tx” Her eleman için transformasyon matrisinin hesabı.
 4. “Kontrol1” Yapıyı oluşturan giriş elmanlarında oluşabilecek çatlayan ve çatlamayan bölgelerin tespit edilmesi
 5. “Beamcoll” Elemanlara ait rijitlik matrisinin elde edilmesi
 6. “Sistem” Sistem rijitlik matrisi ve sistem yük vektörünün oluşturulması
 7. “Bansol” Yapıya ait sistem denkleminin çözülerek sistem deplasmanlarının elde edilmesi
 8. “Bcforce” Elemanlara ait uç kuvveti değerlerinin elde edilmesi
 9. “Kontrol2” Birbirini izleyen iki iterasyondaki eleman uç kuvvetleri arasındaki yakınsaklığın elde edilmesi
 10. “Hava” Eleman uç kuvvetlerinin çıktı dosyasına yazılması
 11. “Ndisp” Her elemana ait elde edilen deplasmanların çıktı dosyasına yazılması
- olup, bu bölümler gerektiğinde ana program tarafından çağrılarak işlemlere devam edilmektedir.

3.10.2. Veri Hazırlama Klavuzu

Bilgisayar programlarına veri girişi herhangi bir editör yazılımı ile hazırlanabilen ve data bloklarından oluşan data dosyası ile yapılmaktadır. Data dosyası gerek iki boyutlu, gerekse üç boyutlu programlar için genel bilgiler, eleman özellikleri, koordinatlar, mesnet şartları ve yükler olmak üzere beş bölümden oluşmaktadır.

3.10.2.1. Genel Bilgiler

Genel bilgiler data bloğunda, iki boyutlu ve üç boyutlu programlar için veri

girişi aynı parametrelerden oluşmaktadır. Bu data bloğunun birinci satırında,

Np, Nm, Ick, Ikk, Est

şeklinde,

Np:Yapıdaki toplam düğüm numarası

Nm: Yapıdaki toplam eleman sayısı

Ick: Çatlamayı kontrol eden parametre

Ikk: Kayma deformasyonlarını kontrol eden parametre

Est: Çeliğin elastisite modülü

değerleri girilmektedir. Çatlamayı ve kayma deformasyonlarını kontrol eden parametreler 1 olarak girilmişse, analizde çatlama ve kayma deformasyonları göz önünde bulundurulacaktır. Bu değerler sıfır olarak girildiğinde ise çatlama ve kayma deformasyonları etkisi analizde göz önünde bulundurulmayacaktır. Bu data bloğunun ikinci satırında, efektif atalet momenti hesabında kullanılacak model ve parametreler, üçüncü satırda ise efektif kayma modülü hesabında kullanılacak model girilmektedir.

3.10.2.2. Eleman Özellikleri

İki boyutlu program için data bloğunun bu kısmında aşağıdaki değerler sırası ile girilmektedir.

K Id Jd Bw H PP Em Fctk As Asp

Buradaki,

K: Eleman numarası

Id: Elemanın i ucunun düğüm numarası

Jd: Elemanın j ucunun düğüm numarası

Bw: Kesit genişliği

H: Kesit yüksekliği

PP: Paspayı

Em: Betonun elastisite modülü

Fctk: Betonun karakteristik çekme dayanımı

As: Kesitteki çekme donatısı alanı

Asp: Kesitteki basınç donatısı alanı değerleridir.

Üç boyutlu program için ise, Mi ve Mj elemanın bağlı bulunduğu i ve j ucunun master noktası düğüm numaraları olmak üzere,

K Id Jd Mi Mj Bw H PP Em Fctk As Asp değerleri sırası ile girilmektedir. Eğer çekme donatısı alanını belirten değerler sıfır olarak girilmişse çatlama o eleman için göz önünde bulundurulmayıp, lineer elastik model kullanılacaktır.

3.10.2.3. Koordinatlar

Koordinatlar data bloğunda iki boyutlu program için, K1 Pkoor1 Pkoor2 şeklinde, elemanın düğüm numarasını ve o düğümün x ve y koordinatları girilmektedir.

Üç boyutlu program için bilgi girişi iki şekilde olmaktadır. Eğer düğüm noktalarının koordinatlarını herhangi bir şekilde türetme imkanı yoksa, düğüm numarası ve o düğümün x, y ve z koordinatları doğrudan girilebilmektedir. Koordinatları türetme imkanı varsa,

K1 R1 R2 X Y Z U şeklinde,

K1: Türetmesi yapılacak ilk düğümün numarası

R1: Türetmesi yapılacak son düğümün numarası

R2: Türetme miktarı

X: Türetmesi yapılacak düğümün x koordinatı

Y: Türetmesi yapılacak düğümün y koordinatı

Z: Türetmesi yapılacak düğümün z koordinatı

U: Türetmesi yapılacak düğüm noktaları arası uzaklık

değerleri girilmektedir. Burada doğrusal bir türetme yapılabilmekte ve türetmesi yapılacak düğüm noktalarının bir doğru üzerinde bulunması ve ara mesafelerinin eşit olması gerekmektedir.

3.10.2.4 Mesnet Şartları

Gerek kirişlerde, gerekse kolonlarda oluşabilecek çatlamlar göz önünde bulundurularak çerçevelerin iki boyutlu analizi için geliştirilen bilgisayar programında, data bloğunun bu bölümünde, düğüm numarası ve o düğümün mesnet şartlarını ifade eden değerler girilmektedir. Sadece kirişlerdeki çatlama göz önünde bulundurularak yapıların rijit diyafram modeli ile üç boyutlu analizi için geliştirilen bilgisayar programında bilgi girişi ise düğümlerin mesnet şartlarında türetme olup olmamasına bağlı olarak iki şekilde yapılmaktadır. Eğer türetme söz konusu değilse düğüm numarası ve o düğümün mesnet şartlarını belirten değerler girilmektedir. Düğümlerin mesnet şartlarını türetme imkanı varsa,

R1 R2 Rm Rx Ry Rz Rxx Ryy Rzz

şeklinde,

R1: Türetmesi yapılacak ilk düğümün numarası

R2: Türetmesi yapılacak son düğümün numarası

Rm: Türetme miktarı

Rx: Türetmesi yapılacak düğümün x yönündeki deplasmanını ifade eden mesnet şartı

Ry: Türetmesi yapılacak düğümün y yönündeki deplasmanını ifade eden mesnet şartı

Rz: Türetmesi yapılacak düğümün z yönündeki deplasmanını ifade eden mesnet şartı

Rxx: Türetmesi yapılacak düğümün x eksenini etrafındaki dönmesini ifade eden mesnet şartı

Ryy: Türetmesi yapılacak düğümün y eksenini etrafındaki dönmesini ifade eden mesnet şartı

Rzz: Türetmesi yapılacak düğümün z eksenini etrafındaki dönmesini ifade eden mesnet şartı
değerleri girilmektedir.

3.10.2.5. Yükler

Data bloğunun bu kısmında iki boyutlu program için birinci satırda
 $m \ n$
 şeklinde,

m : Yapıdaki toplam yüklü eleman sayısı

n : Yapıdaki toplam yüklü düğüm sayısı

değerleri girilmektedir. Data bloğunun bundan sonraki m satırında,

$K1 \ Uyuk \ Tek \ Ai$

formunda,

$T1$: Eleman numarası

Uyuk: Eleman üzerindeki üniform yayılı yük

Tek: Elemana etkiyen tekil yük

Ai : Tekil yükün sol mesnetten olan uzaklığı

değerleri, daha sonraki n satırında ise,

$N1 \ Y1 \ Y2 \ Y3$

şeklinde,

$N1$: Düğüm numarası

$Y1$: Düğüme etkiyen x yönündeki kuvvet

$Y2$: Düğüme etkiyen y yönündeki kuvvet

$Y3$: Düğüme etkiyen moment

değerleri girilmektedir.

Üç boyutlu program için yükler data bloğunda bilgi girişi, yayılı yükler ve düğüm yükleri olmak üzere iki kısımdan oluşmaktadır. Elemanlar üzerine gelen yayılı yükler birbirinine eşit oldukları zaman bir önceki data bloklarında olduğu gibi bu değerler türetme yapılarak aşağıdaki gibi girilebilir.

$Kb \ Ks \ Ft \ Yyuk \ Tek \ Ai$

Buradaki,

Kb : Türetmesi yapılacak ilk elemanın numarası

Ks : Türetmesi yapılacak son elemanın numarası

Kt : Türetme miktarı

Yyuk: Eleman üzerindeki yayılı yük

Tek: Elemana etkiyen tekil yük

Ai: Tekil yükün sol mesnetten olan uzaklığı

değerleridir. Eğer türetme sözkonusu değilse iki boyutlu programın bilgi girişinde olduğu gibi, yüklü elemanın numarası, üzerindeki yayılı ve tekli yük değerleri ile tekil yükün elemanın sol mesnedinden olan uzaklığı girilmektedir.

Yükler data bloğunun düğüm yükleri bölümünde,

Ky Y1 Y2 Y3 Y4 Y5 Y6

şeklinde,

Ky: Düğüm Numarası

Y1: Düğüme x yönünde etkiyen kuvvet

Y2: Düğüme y yönünde etkiyen kuvvet

Y3: Düğüme z yönünde etkiyen kuvvet

Y4: Düğüme etkiyen burulma momenti

Y5: Düğüme etkiyen y eksenini etrafındaki eğilme momenti

Y6: Düğüme etkiyen z eksenini etrafındaki eğilme momenti

değerleri sırası ile girilmektedir.

4. SAYISAL UYGULAMALAR

Bu bölümde ilk etapta, literatürde mevcut olan deneysel çalışmaları yapılmış, yatay ve eksenel yükler etkisi altındaki iki farklı betonarme çerçeve örneği geliştirilen iki boyutlu bilgisayar programı aracılığı ile çözümlenerek, elde edilen sonuçlar irdelenmiştir. Daha sonra deneysel çalışması Washa ve Flock tarafından, teorik çalışması da Cosenza tarafından yapılmış sürekli bir kiriş örneğine yer verilmiştir. Son olarak yatay ve düşey yükler etkisi altındaki üç katlı bir betonarme çerçeve örneği geliştirilen üç boyutlu program aracılığı ile çözümlenerek elde edilen sonuçlar irdelenmeye çalışılmıştır.

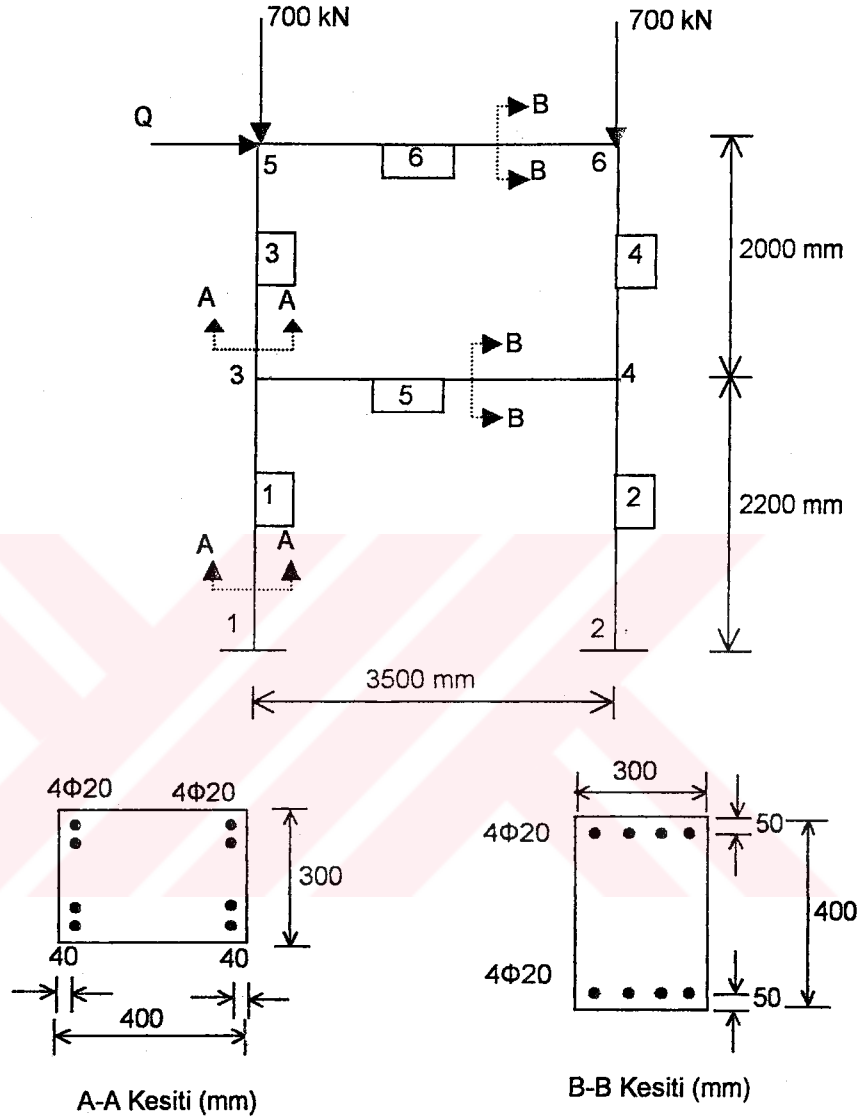
4.1. Örnek 1

Bu örnek deneysel çalışması Vecchio ve Emara (1992) tarafından yapılmış, yatay ve eksenel yükler etkisi altındaki iki katlı bir betonarme çerçeve örneğidir. Betonarme çerçeve altı elemandan oluşacak şekilde şekil 4.1 de görüldüğü gibi modellenmiştir. Analizde efektif atalet momenlerinin hesabında ACI ($m=4$) ve CEB ($\beta_1, \beta_2=0.8$) modelleri göz önünde bulundurulmuştur. Bu örnek kayma deformasyonlarının göz önünde bulundurulması ve bulundurulmaması halleri için ayrı ayrı çözülmüştür. Kayma deformasyonlarının göz önünde bulundurulması halinde, efektif kayma modüllerinin hesabında Al-Mahaidinin önermiş olduğu yöntem kullanılmıştır. Betonun çekme dayanımı ve elastisite modülü için TS500 de aşağıda verilen denklemler kullanılmıştır.

$$f_{ct}=0.35\sqrt{f_c} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.1)$$

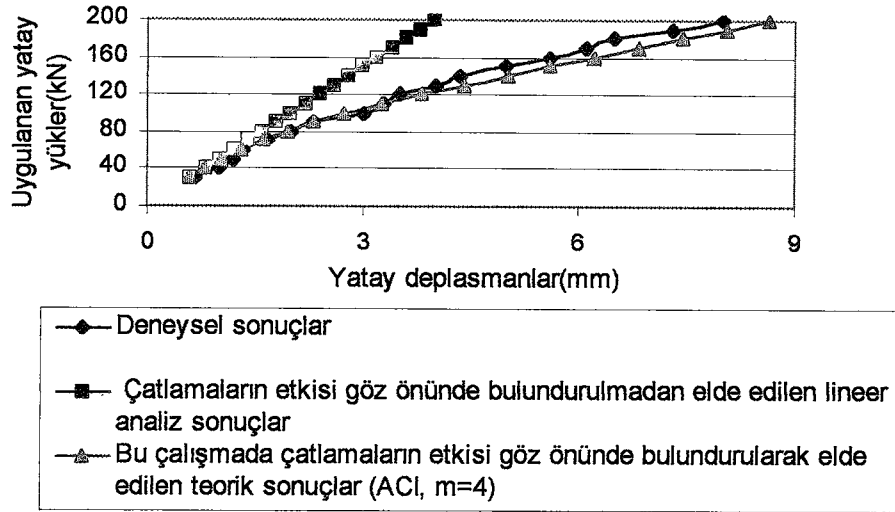
$$E_c=3250\sqrt{f_c}+14\,000 \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.2)$$

Bu denklemlerdeki f_c ve f_{ct} değerleri betonun karakteristik basınç ve çekme dayanımı değerleridir.

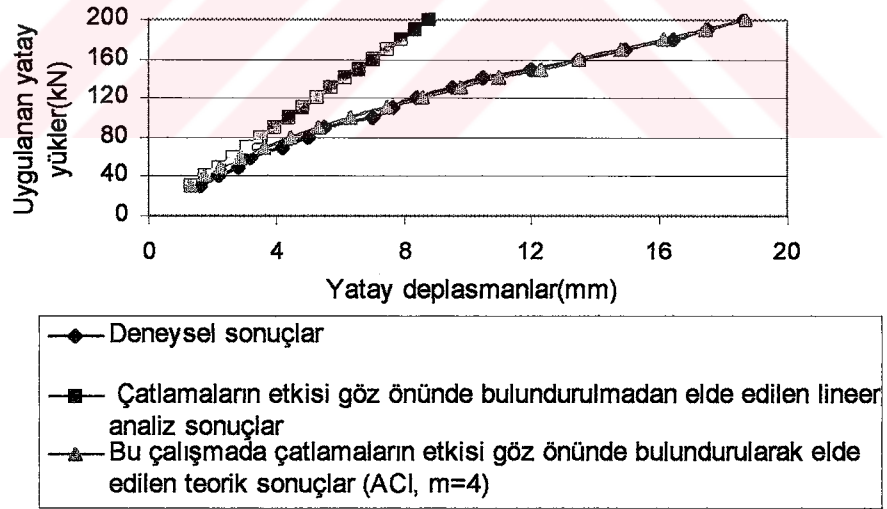


Şekil 4.1 Yatay ve eksenel yükler etkisi altındaki betonarme çerçeve örneği

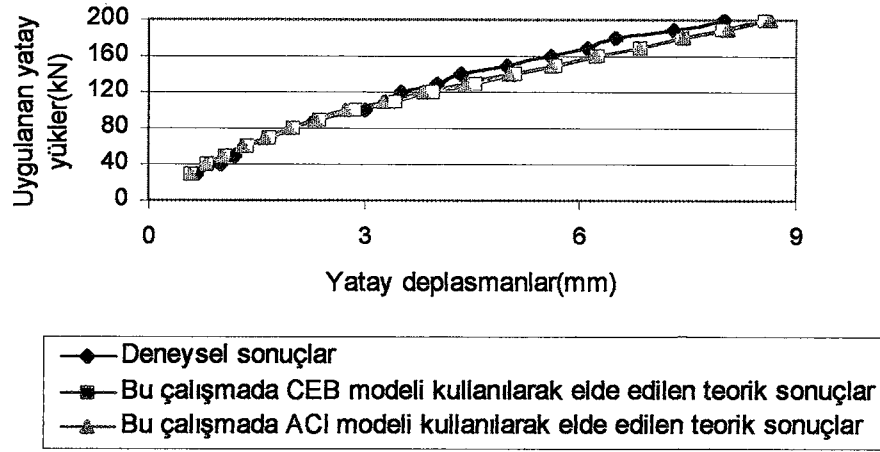
Yapıya etkiyen eksenel yükler sabit kalmak üzere, yatay yükler (Q) 30 kN dan 200 kN'a kadar artırılarak, 3 ve 5 numaralı düğümlerde oluşan yatay deplasmanların deneysel ve bu çalışmada elde edilen teorik sonuçlarının karşılaştırması aşağıdaki şekillerde görüldüğü gibidir.



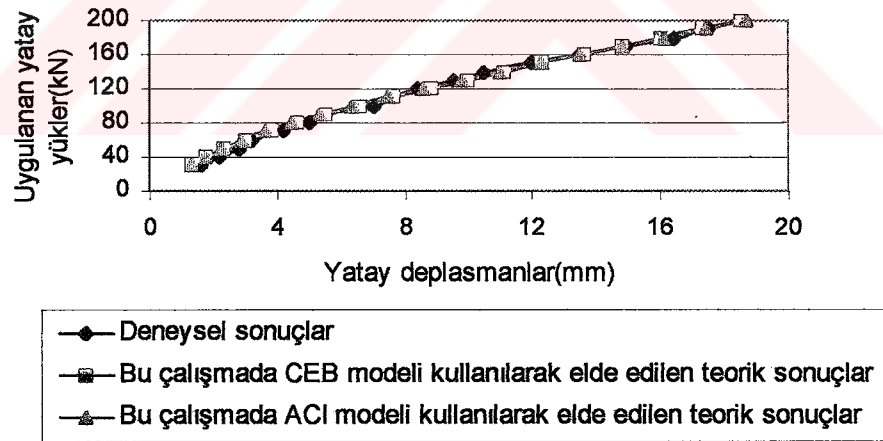
Şekil 4.2 Birinci katta oluşan yatay deplasmanların deneysel, bu çalışmada elde edilen teorik ve lineer analiz sonuçlarının karşılaştırılması



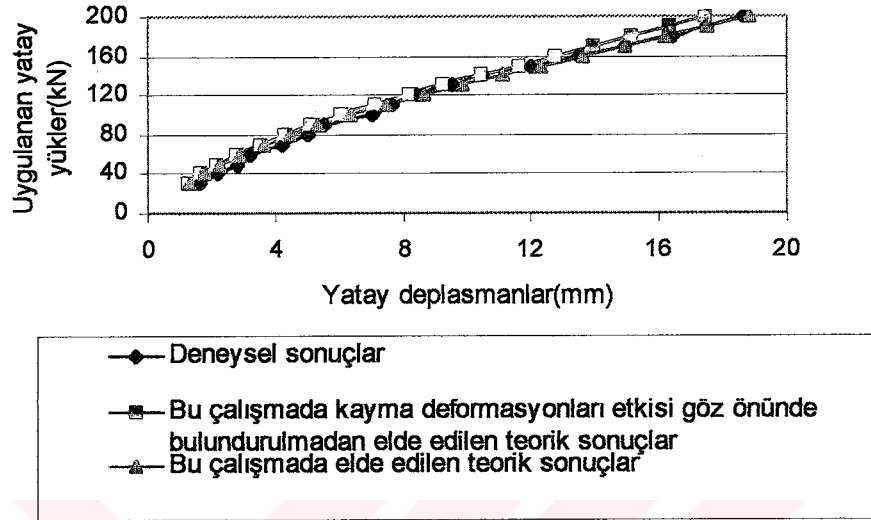
Şekil 4.3 İkinci katta oluşan yatay deplasmanların deneysel, bu çalışmada elde edilen teorik ve lineer analiz sonuçlarının karşılaştırılması



Şekil 4.4 Yapının birinci katında farklı modeller kullanılarak elde edilen deplasmanların karşılaştırılması



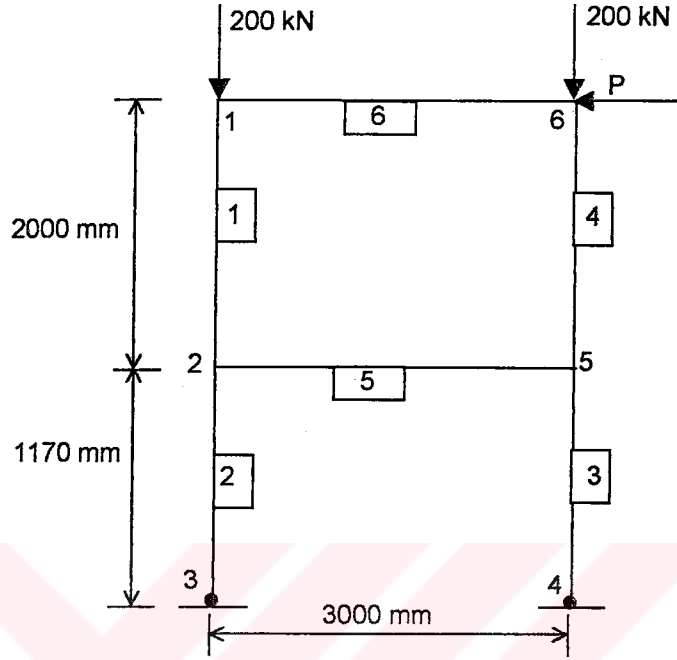
Şekil 4.5 Yapının ikinci katında farklı modeller kullanılarak elde edilen deplasmanların karşılaştırılması



Şekil 4.6 Yapının ikinci katında kayma deformasyonları etkisi göz önünde bulundurulmadan elde edilen deplasmanların deneysel sonuçlarla karşılaştırılması

4.2. Örnek 2

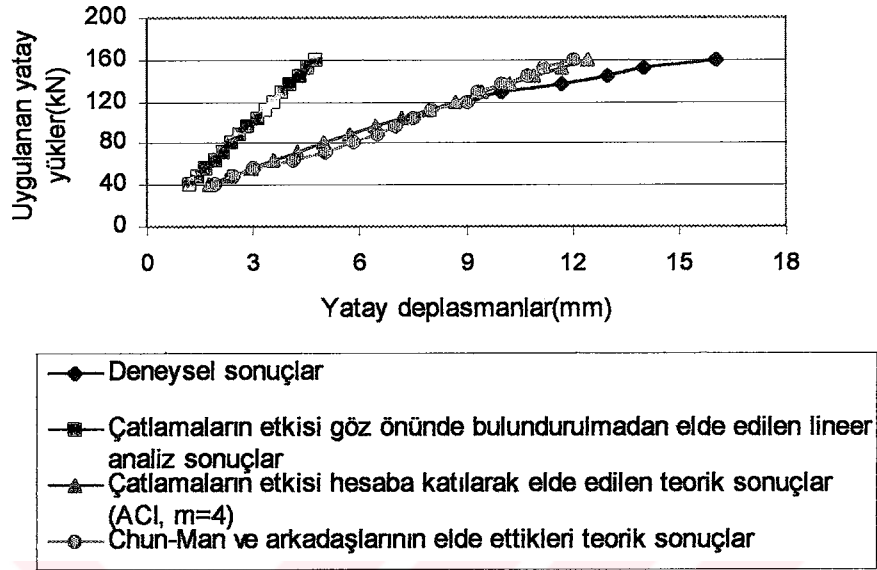
Chan ve arkadaşları (2000) tarafından gerek deneysel çalışması yapılmış, gerekse geliştirdikleri modeller aracılığı ile çözülen bu örnek, bir önceki örnekte olduğu gibi yatay ve eksenel yükler etkisi altındaki iki katlı bir betonarme çerçeveden oluşmaktadır. Betonarme çerçeve 6 elemandan oluşacak şekilde modellenmiş olup (şekil 4.2), çerçeveyi oluşturan elemanlara ait özellikler çizelge 4.1 den görülmektedir. Analizde efektif atalat momentlerinin hesabında ACI ve CEB modelleri, efektif kayma modüllerinin hesabında ise Al-Mahaidinin yöntemi kullanılmıştır. Örnekte yapıya etkiyen eksenel yükler sabit kalmak üzere, yatay yükler 40 kN dan 160 kN'a kadar arttırılarak 5 ve 6 numaralı düğümde oluşan deplasmanların deneysel, teorik, Chan ve arkadaşlarının geliştirdikleri modeller aracılığı ile aynı örnek üzerine yaptıkları çalışma sonuçlarının karşılaştırılması yapılmıştır.



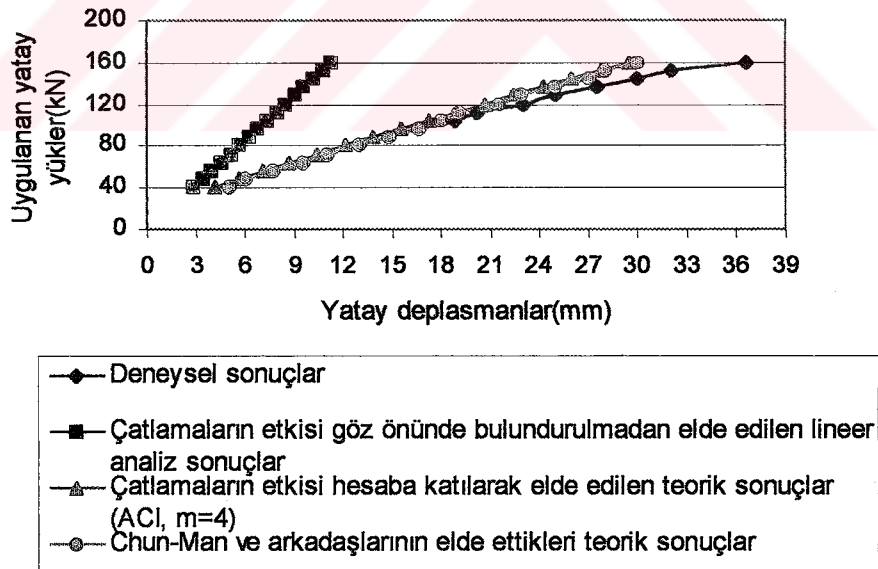
Şekil 4.7 Yatay ve eksenel yükler etkisi altındaki iki katlı betonarme çerçeve örneği

Çizelge 4.1 Betonarme çerçeve örneğindeki elemanlara ait özellikler

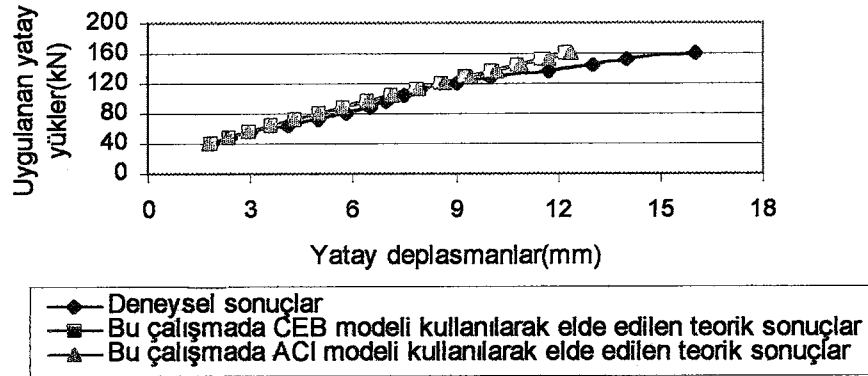
Eleman	b_w (mm)	h (mm)	d (mm)	A_s (mm ²)	A_{sp} (mm ²)	$A_{göv.}$ (mm ²)
1	250	375	40	942	942	628
2	250	375	40	942	942	628
3	250	375	40	942	942	628
4	250	375	40	942	942	628
5	250	350	50	942	942	-
6	250	350	50	942	942	-



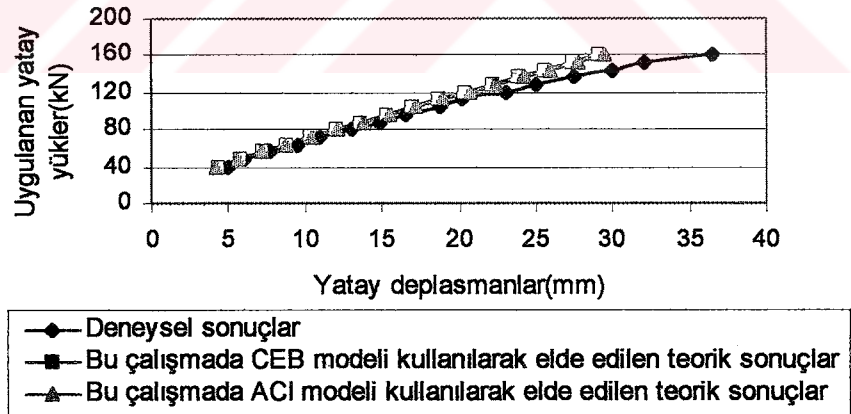
Şekil 4.8 Birinci katta oluşan yatay deplasmanların deneysel, teorik ve Chun-Man ve arkadaşlarının geliştirdikleri model aracılığı ile elde ettikleri teorik sonuçların karşılaştırılması



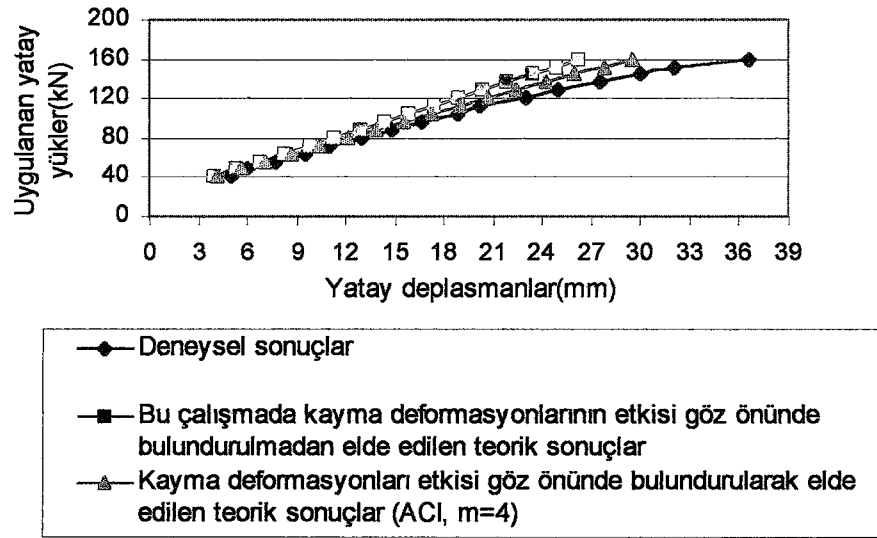
Şekil 4.9 İkinci katta oluşan yatay deplasmanların deneysel, teorik ve Chun-Man ve arkadaşlarının geliştirdikleri model aracılığı ile elde ettikleri teorik sonuçların karşılaştırılması



Şekil 4.10 Yapının birinci katında farklı modeller kullanılarak elde edilen deplasmanların karşılaştırılması



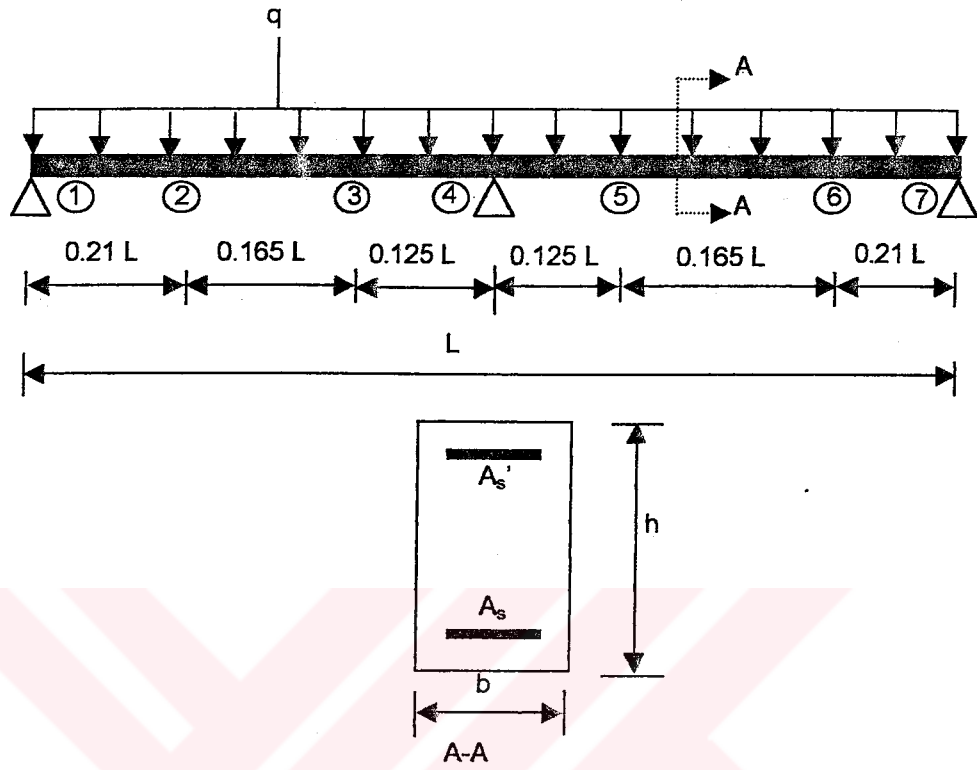
Şekil 4.11 Yapının ikinci katında farklı modeller kullanılarak elde edilen deplasmanların karşılaştırılması



Şekil 4.12 Yapının ikinci katında kayma deformasyonları etkisi göz önünde bulundurulmadan elde edilen deplasmanların deneysel sonuçlarla karşılaştırılması

4.3. Örnek 3

Deneysel çalışması Washa ve Flock (1956) tarafından yapılan, teorik olarak da elemanlardaki çatlamları göz önünde bulundurarak, geliştirdiği model aracılığı ile Cosenza (1990) tarafından çözülen bu örnek, iki açıklıklı sürekli bir kirişten oluşmaktadır. Sürekli kiriş, 7 düğüm ve 6 elemandan oluşacak şekilde modellenmiştir (Şekil 4.13). Bu çalışmada çatlak elemanların efektif atalet momentlerinin hesabında ACI ve CEB modelleri, efektif kayma modüllerinin hesabında ise Al-Mahaidinin modeli kullanılmıştır. Değişik donatı oranları ve üniform yayılı yük durumları için iki numaralı düğümde oluşan deplasmanların deneysel, teorik ve Cosenza'nın aynı örnek üzerine yaptıkları çalışma sonuçlarının karşılaştırması çizelge 4.3 den görülmektedir.



Şekil 4.13 Sürekli kiriş örneğinin modellenmesi

Çizelge 4.2 Sürekli kiriş örneğindeki data bilgileri (Cosenza, 1990)

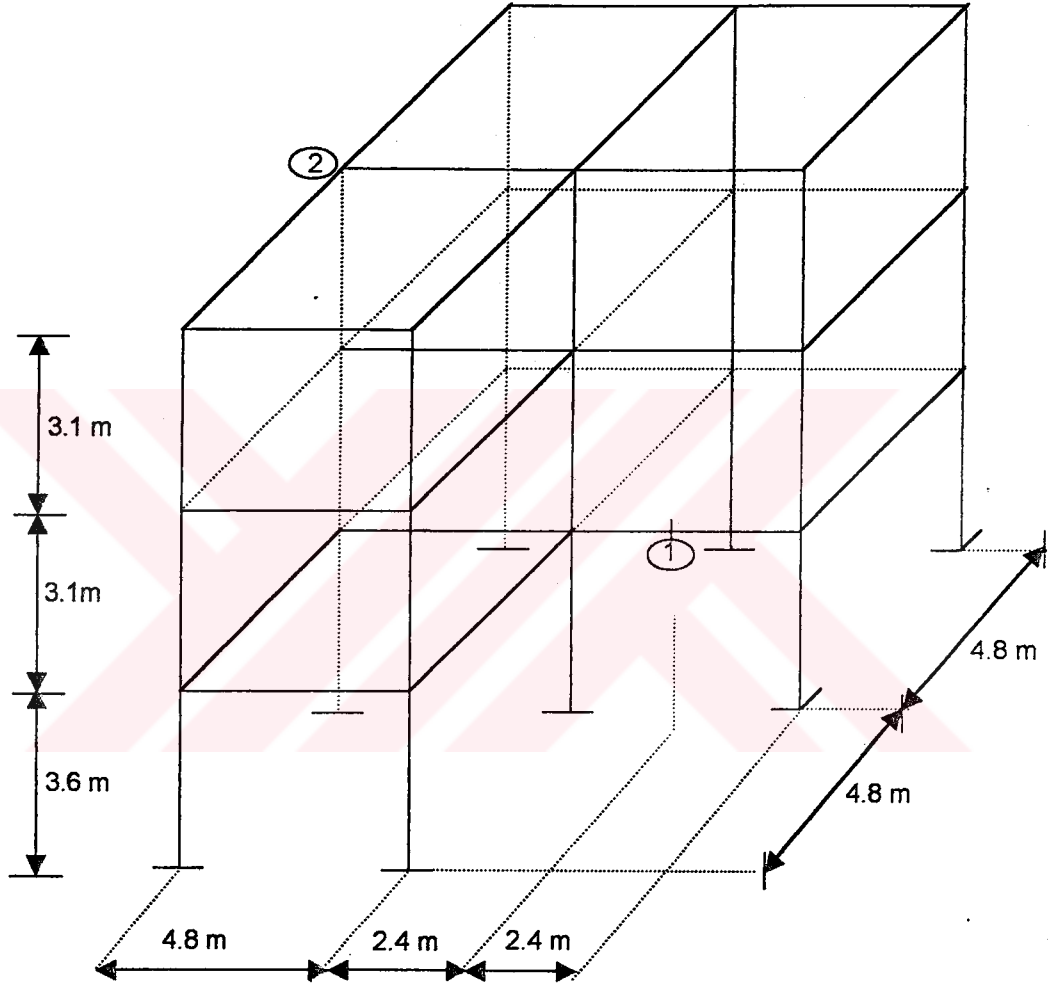
Kiriş	q (kN/m)	L (mm)	b (mm)	h (mm)	Pozitif Moment Bölgesi		Negatif Moment Bölgesi	
					A_s (mm ²)	A_s' (mm ²)	A_s (mm ²)	A_s' (mm ²)
X1,X4	2.77	12192.0	152.4	203.2	400	400	684	600
X2,X5	2.77	12192.0	152.4	203.2	400	200	684	600
X3,X6	2.77	12192.0	152.4	203.2	400	-	684	600
Y1,Y4	2.13	12679.7	304.8	127.0	516	516	1000	1000
Y2,Y5	2.13	12679.7	304.8	127.0	516	258	1000	1000
Y3,Y6	2.13	12679.7	304.8	127.0	516	-	1000	1000
Z1,Z4	0.99	10668.0	304.8	76.2	284	284	516	645
Z2,Z5	0.99	10668.0	304.8	76.2	284	142	516	645
Z3,Z6	0.99	10668.0	304.8	76.2	284	-	516	645

Çizelge 4.3 Deneysel sonuçlarla teorik sonuçların karşılaştırılması

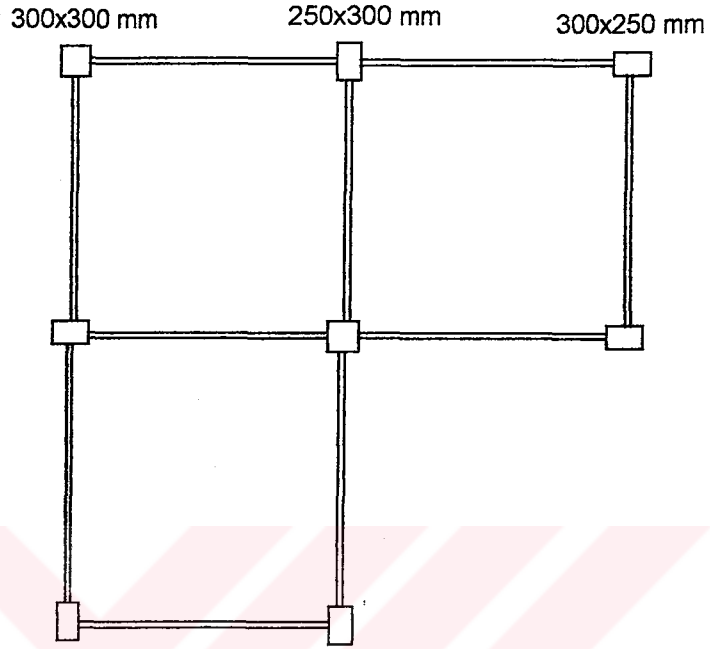
Kiriş No	2 numaralı düğümde oluşan deplasman (mm)					Oran			
	Deneysel Sonuç (A)	Denk. (1a) m=4		Denk. (2a) $\beta_1 \beta_2 = 0.8$		B/A	C/A	D/A	E/A
		Şimdiki Çalışma (B)	Cosenza (1990) (C)	Şimdiki Çalışma (D)	Cosenza (1990) (E)				
X1,X4	14.2	14.9	16.5	14.9	16.0	1.05	1.16	1.05	1.13
X2,X5	14.4	14.9	16.8	14.9	16.3	1.03	1.17	1.03	1.13
X3,X6	13.2	14.9	17.1	14.9	16.6	1.13	1.3	1.13	1.26
Y1,Y4	22.6	23.2	25.7	22.8	25.1	1.03	1.14	1.00	1.11
Y2,Y5	23.6	23.3	26.2	22.9	25.7	0.99	1.11	0.97	1.09
Y3,Y6	25.4	23.4	26.7	23.1	26.2	0.93	1.05	0.91	1.03
Z1,Z4	26.4	29.7	33.0	29.9	32.3	1.13	1.25	1.13	1.22
Z2,Z5	28.7	29.7	33.4	29.9	32.6	1.03	1.16	1.04	1.14
Z3,Z6	30.5	29.7	33.8	29.9	33.0	0.97	1.11	0.98	1.08
Oranların Ortalaması						1.03	1.16	1.03	1.13

4.4 Örnek 4

Bu örnekte yatay ve düşey yükler etkisi altındaki üç katlı betonarme çerçeve (Celep, 1998), rijit diyafram modelini içeren geliştirilmiş bilgisayar programı aracılığı ile çözülmüştür (Şekil 4.14 ve Şekil 4.15). Analizde efektif atalet momentlerinin hesabında ACI ve CEB modelleri, efektif kayma modellerinin hesabında ise Al-Mahaidinin yöntemi kullanılmış olup, bu örnekle ilgili gerekli bilgiler çizelge 4.4 den görülmektedir. Her kattaki master noktalarına etkiyen yatay yükler sabit kalırken, düşey yüklerin 10 kN/m den 50 kN/m ye kadar arttırılarak 1 numaralı düğümde oluşan düşey ve 2 numaralı düğümde oluşan yatay deplasmanlar, kirişlerdeki çatlamanın göz önünde bulundurulması ve bulundurulmaması halleri için ayrı ayrı hesaplanmış olup, karşılaştırmalar şekil 4.16 ve şekil 4.18 de gösterilmiştir. Bu örnek ayrıca yapıya etkiyen yatay ve düşey yükler aynı kalmak üzere kayma deformasyonları etkisinin hesaba katılması ve katılmaması durumlarında da çözülmüştür (Şekil 4.17 ve şekil 4.19).



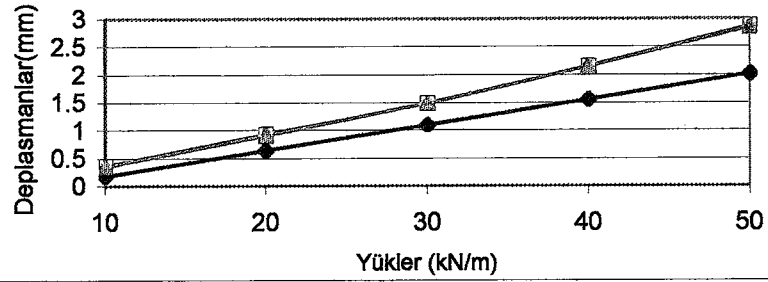
Şekil 4.14 Üç katlı betonarme çerçeve örneği



Şekil 4.15 Üçüncü kat kolon yerleşim planı (Celep, 1998)

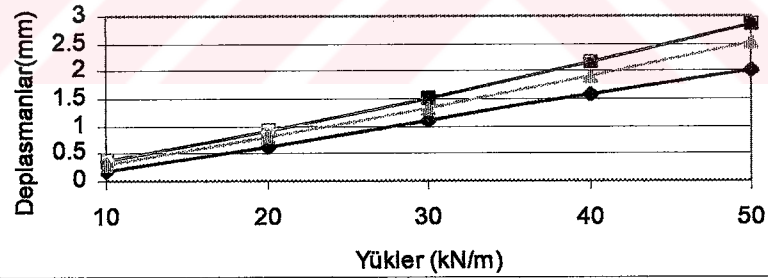
Çizelge 4.4 Betonarme çerçeve örneği ile ilgili bilgiler

	1. Kat	2. Kat	3. Kat
Kolon Boyutları	350x350 mm	300x300 mm	250x300 ve 300x250 mm
Kiriş Boyutları	250x500 mm	250x500 mm	250x500 mm
Düşey Yükler (kN/m)	q	0.7 q	0.7q
Master noktalarına etkiyen yatay yükler(kN)	51.8	96.2	98.6



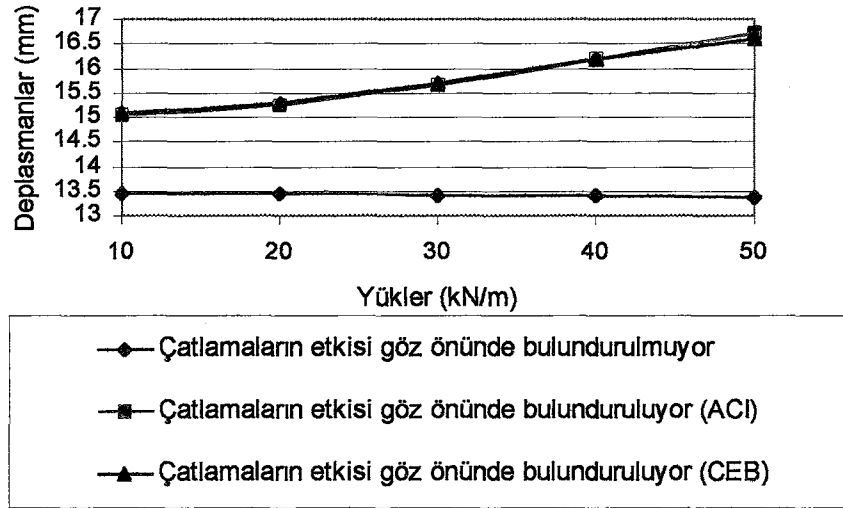
- ◆ Çatlamların etkisi göz önünde bulundurulmuyor
- Çatlamların etkisi göz önünde bulunduruluyor (ACI)
- ▲ Çatlamların etkisi göz önünde bulunduruluyor (CEB)

Şekil 4.16 1 numaralı düğümdeki düşey deplasmanların uygulanan yüke göre değişimi

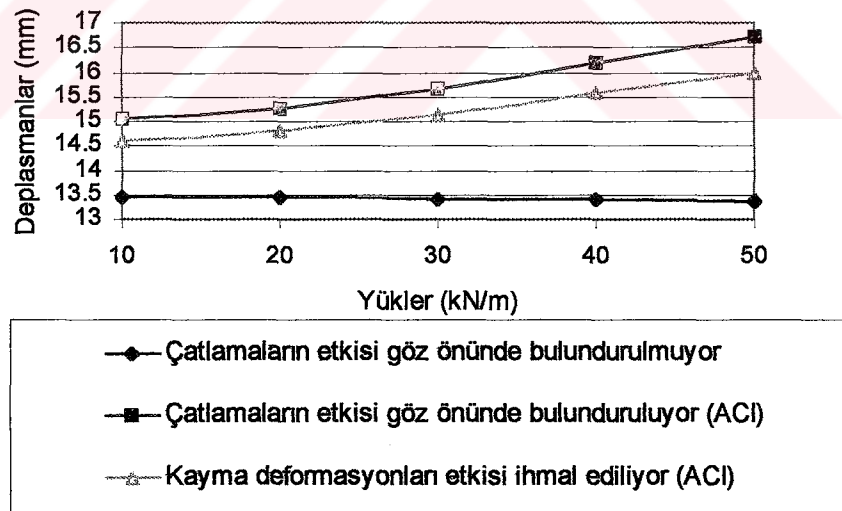


- ◆ Çatlamların etkisi göz önünde bulundurulmuyor
- Çatlamların etkisi göz önünde bulunduruluyor (ACI)
- ▲ Kayma deformasyonları etkisi ihmal ediliyor (ACI)

Şekil 4.17 1 numaralı düğümdeki düşey deplasmanların kayma deformasyonları etkisinin ihmal edilmesi durumunda uygulanan yüke göre değişimi



Şekil 4.18 2 numaralı düğümdeki yatay deplasmanların uygulanan yüke göre değişimi



Şekil 4.19 2 numaralı düğümdeki yatay deplasmanların kayma deformasyonları etkisi ihmal edilmesi durumunda uygulanan yüke göre değişimi

5. BULGULAR VE TARTIŞMA

Bu çalışmada ilk etapta kirişlerdeki çatlamlar göz önünde bulundurularak, yapıların rijit diyafram modeli ile üç boyutlu analizi için bir bilgisayar programı geliştirilmiş olup, çatlamanın sadece kiriş elemanlarda oluştuğu, kolonlarda ise lineer elastik modelin geçerli olduğu kabul edilmiştir. Daha sonra kirişlerdeki çatlama ek olarak kolonlarda oluşabilecek çatlamlar da gözönünde bulundurularak çerçevelerin iki boyutlu analizi için bir bilgisayar programı geliştirilmiştir. Yapılan her iki çalışmada elemanların çatlama halinde, efektif atalet momentlerinin hesabında ACI ve CEB modelleri, efektif kayma modüllerinin hesabında literatürde mevcut olan Al-Mahadi, Cedolin ve Dei Poli ile Yüzügüllü ve Schnobrich'in önermiş olduğu yöntemler kullanılmıştır.

Geliştirilen programlar aracılığı ile gerek deneysel çalışmaları yapılmış iki boyutlu, gerekse üç boyutlu örneklerin çözülmesinden, elemanlardaki çatlamlar göz önünde bulundurularak elde edilen deplasmanların, lineer analize göre büyük değişimler gösterdiği ve bu değerlerin deneysel sonuçlarla uyum içinde olduğu gözlenmiştir. Özellikle yatay ve eksenel yükler etkisi altındaki iki katlı batonarme çerçeve örneğinin çözümlenmesinden, yapıya etkiyen yüklerin, servis yüklerini aşmaması halinde elde edilen sonuçların deneysel sonuçlarla uyum içinde olduğu, yüklerin servis yüklerini aşması halinde ise deneysel sonuçlarla teorik sonuçların farklılık gösterdiği görülmüştür. Bununla birlikte, kayma deformasyonları etkisinin analizlerde göz önünde bulundurulmasının, özellikle çatlamadan sonra önemli olabileceği görülmüştür.

Bu çalışma sonuçlarından ayrıca yapıya etkiyen yükler neticesinde çatlamların oluşması ile birlikte elemanlar arasında kuvvet aktarımları oluştuğu gözlenmiştir.

6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada çerçevelerin yapısal analizi için, yapıya uygulanan yüklerden dolayı elemanlarda oluşan çatlamları göz önünde bulunduran bilgisayar programları geliştirilmiştir. Çatlayan elemanlardaki eğilme rijitliği değişimi ACI ve CEB modelleri aracılığı ile, kayma rijitliği değişimi için ise literatürde mevcut olan değişik yöntemler kullanılmıştır. Geliştirilen bilgisayar programları, yapıyı oluşturan elemanların çatlayan bölgelerindeki atalet momenti ve kayma modülü değerlerinin değişimi, yapıdaki iç kuvvetlerin yeniden dağılımını zorunlu kılmasından dolayı, iteratif yöntemlere dayanmaktadır.

Çatlamadan sonra elemanlarda oluşan iç kuvvet dağılımlarının bilinmemesinden dolayı, yapı ilk etapta lineer analiz yöntemleri uygulanarak çözülmektedir. Bu analiz sonucundaki moment dağılımı göz önünde bulundurularak iterasyonlara geçilmektedir. Birbirini izleyen iki iterasyondaki eleman uç kuvvetleri arasında yeterli yakınsaklık sağlanınca iterasyonlara son verilmektedir.

Geliştirilen programlar ile gerek deneysel çalışması yapılmış iki boyutlu, gerekse üç boyutlu betonarme çerçeve örneklerinin çözümlenmesinden, lineer analiz sonucu elde edilen deplasmanlarla, elemanlardaki çatlamlar göz önünde bulundurularak elde edilen deplasmanlar arasında büyük farkların oluştuğu ve özellikle yük seviyesinin artması ile birlikte bu farkların daha da arttığı görülmüştür. Bununla birlikte, özellikle çatlamalardan sonra büyük bir öneme sahip olan kayma deformasyonlarının göz önünde bulundurulmasının önemli olabileceği ve kayma deformasyonları etkisi göz önünde bulundurularak elde edilen deplasmanların deneysel çalışma sonuçlarından elde edilen değerlerle uyum içinde olduğu gözlenmiştir.

Bu çalışmada elde edilen bulgular, yapı analizinde, elemanlarda meydana gelen çatlamların gözönüne alınmasının, tasarım sırasında ve hasarlı yapıların onarım ve güçlendirme çalışmalarında önemli olabileceğini göstermektedir.

KAYNAKLAR

- AL-MAHAİDİ, R. S. H., 1978. Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Memembers, Department of Structural Engineering, Cornell Universty, Report No. 79-1, 357.
- AL-SHAİKH, A. H. and AL-ZAİD, R. Z., 1993. Effect of Reinforced Ratio on the Effective Moment of Inertia of Rinforced Concrete Beams, ACI Structural J., Vol. 90, pp. 144-149
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 1966. Deflection of Reinforced Concrete Flexural Members, ACI J., 63, 637-674
- BRANSON, D.E., 1967. Instantaneous and Time-Dependent Deflections of Simple and Continuous Reinforced Concrete Beams, HPR Report, Alabama Highway Departmant/US, Report No.7, Part 1, pp 78
- CHUN-MAN, C., NEİL, C. M., FENG, N., 2000. Analysis of Cracking Effects on Tall Reinforced Concrete Buildings, Journal of Structural Engineering, Vol. 126, No. 9., pp. 995-1003
- CELEP, Z., KUMBASAR, N., 1998. Betonarme Yapılar. Sema Matbaacılık, İstanbul, 888s.
- CEDOLİN, L., and DEI, P.,1977. Finite Elemant Studies of Shear Critical Reinforced Concrete Beams, J. Engineering Mech. Div., ASCE, EM3
- COMİTE EURO-INTERNATIONAL, 1985. Manual on Cracking and Deformation, No. 158-E
- COSENZA, E., 1990. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Elements In a Cracked State, Computers& Structures, Vol. 36, No. 1, pp. 71-79
- DÜNDAR, C., KARA, İ. F., TANRIKULU, A. K., 2001. Kirişlerdeki Çatlama Göz Önüne Alınarak Çerçevelerin Üç Boyutlu Analizi, Türkiye İnşaat Mühendisliği Teknik Kongre Ve Sergisi, Böl. 8
- FRANK, C. V., and EMARA, M. B. , 1992. Shear deformations in Reinforced Concrete Frames, ACI Structural Journal, Vol. 89(1), pp. 46-56

- SAKAI, K., and KAKUTA, Y., 1980. Moment- Curvature Relationship of Reinforced Concrete Members Subjected to Combined Bending and Axial Force, ACI J., Vol. 77, pp.189-194
- TANRIKULU, A. K., DÜNDAR, C., ÇAĞATAY, İ. H., 2000. A Computer Program for the Analysis of Reinforced Concrete Frames with Cracked Beam Elements, Vol. 10, No. 5, pp. 463-478
- TÜRK STANDARTLARI, Türk Standatları Enstitüsü, 2000. Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, 67s.
- WASHA, G. W. and FLUCK, P. H.,1956. Plastic Flow (Creep) of Reinforced Concrete Continuous Beams, ACI J., 70, 549-561
- YÜZÜGÜLLÜ, O. and SCHNOBRICH, W. C. 1973. A Nümerical Procedure for the Determination of the Behaviour of a Shear Wall Frame System, ACI J., 70(7), 474-479.

ÖZGEÇMİŞ

1976 yılında Adana’da doğdum. İlk, orta ve lise öğrenimimi Mersin’de tamamladım. 1998 yılında İstanbul Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümün’den mezun oldum. 1998 yılında Çukurova Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümün’de master programına başladım ve 1999 yılında Çukurova Üniversitesin’de araştırma görevlisi olarak çalışmaya başladım. Halen bu göreve devam etmekteyim.



EKLER

Ek-1 Hazırlanan İki Boyutlu Bilgisayar Programı

```
C** PROGRAM CRACK ...A GENERAL PURPOSE PROGRAM FOR THE
C*STATIC ANALYSIS OF FRAME WITH MEMBERS IN CRACKED STATE
C* DEVELOPED BY ....C. DUNDAR, A. K. TANRIKULU AND I.F. KARA
C***** DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
C***** CUKUROVA UNIVERSITY, ADANA, TURKEY
C***** JUNE 2002
C*****
PROGRAM MAIN
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
PARAMETER (NP1=100,NP2=50)
C*****
C***** NP1 : MAXIMUM NUMBER OF ELEMENT *****
C***** NP2 : MAXIMUM DEGREES OF FREEDOM *****
C*****
DIMENSION
KODE(NP1,6),EM(NP1),FCTK(NP1),SRM(NP2,NP2),SYV(NP2),
* AT1(NP1),AT2(NP1),ALAN(NP1),XK(NP1,2),TM(3,3),D(NP1),
* YK(NP1,2),UYUK(NP1),DYUK(NP2),ERM(6,6),SF(NP1),
* XMCR(NP1),XKSI(NP1,6),KODB(NP1,5),EL1(NP1,6),EL2(NP1,6),
* KOD(NP1),TMOM(NP1,6),ID(NP1),JD(NP1),KODD(NP1,3),
* PKOOR(NP1,2),ELYY(6),TEK(NP1),AI(NP1),GM(NP1),XH(NP1),
* BW(NP1),H(NP1),PP(NP1),AS(NP1),ASP(NP1),EPST0(NP1),
* TR(NP1),ASOR(NP1)
C
CHARACTER*10 MODEL,MODEL2
CHARACTER*80 PADI
CHARACTER*8 DINPUT
CHARACTER*20 FN(5)
C
C*****
C***** READ INPUT FILE NAME *****
C*****
CALL CLEAR_SCREEN@
WRITE(*,*) 'INPUT FILE NAME (EXTENSION NOT ALLOWED):'
READ(*, '(1A8)') DINPUT
OPEN(5,FILE=DINPUT,FORM='FORMATTED')
CALL CLEAR_SCREEN@
C
C*****
C***** GENERATE FILE NAMES AND OPEN REQUIRED FILES *****
C*****
CALL DTURET(DINPUT,FN)
```

```

C***** READ DATA FROM INPUT FILE *****
C*****

CALL
INPUT(NP1,NP2,PADI,NP,NM,ICK,IKK,MODEL,MODEL2,C1,C2,EM,FCTK,
*   AT1,AT2,ALAN,KODE,XK,YK,UYUK,DYUK,IBS,
*   XMCR,IBAND,ID,JD,KODD,PKOOR,TEK,AI,SF,XH,EPST0,
*   BW,H,PP,AS,ASP,XNU,tr,asor)
C
C*****
C***** NULL OPERATION FOR *****
C***** SRM : STRUCTURE STIFFNESS MATRIX *****
C***** SYV : STRUCTURE LOAD VECTOR *****
C***** IBS : NUMBER OF UNKNOWN *****
CALL SFIRM8(SRM,NP2,NP2,IBS,IBAND)
CALL SFIRV8(SYV,NP2,IBS)
C*****
C***** COMPUTE STRUCTURE STIFFNESS MATRIX *****
C***** AND LOAD VECTOR *****
C*****
DO 1000 I=1,NM
C*****
C***** COMPUTE MEMBER TRANSFORMATION MATRIX *****
C*****
CALL TMAT(NP1,I,XK,YK,TM,D)
GM(I)=EM(I)/(2.0*(1.0+XNU))
KOD(I)=0
C*****
C***** COMPUTE MEMBER STIFFNESS MATRIX *****
C***** AND MEMBER LOAD VECTOR *****
C*****

CALL CERM(NP1,I,XMCR(I),EL1,UYUK(I),XKSI,KODD,D(I),MODEL,C1,C2,
*   AT1(I),AT2(I),ALAN(I),EM(I),GM(I),ERM,ELYV,TM,SF(I),KOD(I),
*   TEK(I),AI(I),IKK,XH(I),EPST0(I),MODEL2)
C
CALL YAZ(ERM,ELYV)
C
CALL SISTEM(NP1,NP2,I,IBS,IBAND,KODE,ERM,ELYV,SRM,SYV)
C
1000 CONTINUE
C
C*****
C***** ADD THE CONTRIBUTION OF DIRECT JOINT LOADS *****
C***** TO STRUCTURE LOAD VECTOR *****

```

```

C*****
CALL EKLE(NP2,IBS,SYV,DYUK)
C
C*****
C***** SOLVE STRUCTURE STIFFNESS EQUATION *****
C*****
    ITR=0
    CALL BASLIK(ITR,PADI,EM,BW,H,PP,AS,ASP,XMCR,FCTK,EPST0,ID,JD,
    *      PKOOR,KODE,NP,NM,AT1,AT2,NP1)
C
    CALL YUKYAZ(NP1,NP2,SYV,ITR,IBS,NP,KODD)
C
    CALL COZUM(SRM,SYV,IBS,IBAND,NP2)
C
    CALL
DEPYAZ(NP1,NP2,SYV,ITR,IBS,NP,KODD,MODEL,C1,C2,MODEL2)
C
C*****
C***** CALCULATE MEMBER END FORCES*****
C*****
C
    REWIND(7)
    DO 1010 I=1,NM
        CALL TMAT(NP1,I,XK,YK,TM,D)
        CALL ELUC(NP1,NP2,I,SYV,KODE,TM,EL1)
        DO 1015 J=1,6
            TMOM(I,J)=EL1(I,J)
        1015 CONTINUE
    1010 CONTINUE
C
C*****
C***** STORE MEMBER END FORCES IN A TEMPORARY FILE ***
C*****
C
    ITR=0
    DO 1020 I=1,NM
        CALL YAZDIR(NP1,I,EL1,KOD(I),9,ITR)
    1020 CONTINUE
C
    IF(ICK.EQ.0) GOTO 9000
C
C*****
C***** START ITERATION *****
C*****
C
    ITR=1

```

```

C
1 CALL SFIRM8(SRM,NP2,NP2,IBS,IBAND)
  CALL SFIRV8(SYV,NP2,IBS)
  REWIND(7)
C
  CALL SET_CURSOR_POS@(1,10)
  WRITE(*,*) 'ITERATION NO:',ITR
C
C
C*****
C***** COMPUTE STRUCTURE STIFFNESS MATRIX *****
C***** AND LOAD VECTOR *****
C*****
C
  DO 1030 I=1,NM
C
C*****
C***** COMPUTE MEMBER TRANSFORMATION MARTIX *****
C*****
C
  CALL TMAT(NP1,I,XK,YK,TM,D)
C
C*****
C***** CHECK MEMBER WHETHER CRAKED OR NOT *****
C***** KOD=1 : CRACKING OCCURED *****
C*****
C
  IF(AS(I).EQ.0.0) THEN
    KOD(I)=0
    GOTO 256
  ENDIF
C
  IF(TR(I).EQ.1.) THEN
    FCTF=2.*FCTK(I)
    ELR=ABS(EL1(I,1)/ALAN(I))
    XMCR(I)=(AT1(I)*(FCTF+ELR))/XH(I)
    EPST0(I)=(FCTF+ELR)/EM(I)
  ELSE
    ELR=0.
  ENDIF
C
C
C
  CALL
KONTROL1(NP1,I,XMCR,EL1,UYUK,XKSI,KODB,KOD(I),D,TEK,AI)
C

```

```

C***** AND MEMBER LOAD VECTOR *****
C*****
C
  256 CALL
  CERM(NP1,I,XMCR(I),EL1,UYUK(I),XKSI,KODB,D(I),MODEL,C1,C2,
    *   AT1(I),AT2(I),ALAN(I),EM(I),GM(I),ERM,ELYV,TM,SF(I),KOD(I),
    *   TEK(I),AI(I),IKK,XH(I),EPST0(I),MODEL2)
C
  CALL YAZ(ERM,ELYV)
C
  CALL SISTEM(NP1,NP2,I,IBS,IBAND,KODE,ERM,ELYV,SRM,SYV)
C
  1030 CONTINUE
C
C
C*****
C***** ADD THE CONTRIBUTION OF DIRECT JOINT LOADS*****
C***** TO STRUCTURE LOAD VECTOR *****
C*****
C
  CALL EKLE(NP2,IBS,SYV,DYUK)
C
C*****
C***** SOLVE STRUCTURE STIFFNESS EQUATION *****
C*****
C
  CALL COZUM(SRM,SYV,IBS,IBAND,NP2)
C
C*****
C***** CALCULATE MEMBER END FORCES*****
C*****
C
  REWIND(7)
C
  DO 1040 I=1,NM
    CALL TMAT(NP1,I,XK,YK,TM,D)
    CALL ELUC(NP1,NP2,I,SYV,KODE,TM,EL2)
  1040 CONTINUE
C
  KOD2=0
  DO 1050 I=1,NM
C
C*****
C***** APPLY CONVERGENCE CRITERION FOR THE MEMBER*****
C***** END FORCES OF TWO SUBSEQUENT ITERATION *****
C***** IF KOD=1 CONTINUE *****

```

```

C*****
C
CALL KONTROL2(NP1,I,EL1,EL2,KOD1)
C
  TMOM(I,3)=TMOM(I,3)+EL2(I,3)
  TMOM(I,6)=TMOM(I,6)+EL2(I,6)
  EL1(I,3)=TMOM(I,3)/(ITR+1)
  EL1(I,6)=TMOM(I,6)/(ITR+1)
  TMOM(I,2)=TMOM(I,2)+EL2(I,2)
  TMOM(I,5)=TMOM(I,5)+EL2(I,5)
  EL1(I,2)=TMOM(I,2)/(ITR+1)
  EL1(I,5)=TMOM(I,5)/(ITR+1)
  TMOM(I,1)=TMOM(I,1)+EL2(I,1)
  TMOM(I,4)=TMOM(I,4)+EL2(I,4)
  EL1(I,1)=TMOM(I,1)/(ITR+1)
  EL1(I,4)=TMOM(I,4)/(ITR+1)
c  write(11,*) el1(i,3)
  IF(KOD1.EQ.1) KOD2=1
1050 CONTINUE
  IF(KOD2.EQ.1) THEN
    ITR=ITR+1
    GOTO 1
  ELSE
    GOTO 33
  ENDIF
C
C*****
C***** STORE MEMBER END FORCES *****
C*****
C
  33 CALL
  BASLIK(ITR,PADI,EM,BW,H,PP,AS,ASP,XMCR,FCTK,EPST0,ID,JD,
    * PKOOR,KODE,NP,NM,AT1,AT2,NP1)
  CALL
  DEPYAZ(NP1,NP2,SYV,ITR,IBS,NP,KODD,MODEL,C1,C2,MODEL2)
  DO 1070 I=1,NM
    CALL YAZDIR(NP1,I,EL2,KOD(I),8,ITR)
1070 CONTINUE
  WRITE(*,*) 'OUTPUT FILES CREATED BY PRO
*G R A M '
  WRITE(*,*) 'RESULT OF THE LINEAR ANALYSIS.....',
* FN(3)
  WRITE(*,*) 'RESULT OF THE ANALYSIS WHEN CRACKING
CONSIDERED....',
* FN(1)

```

```

9000 END
C
C
SUBROUTINE
KONTROL1(NP1,I,XMCR,EL1,UYUK,XKSI,KODB,KOD,D,TEK,AI)
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
DIMENSION XMCR(NP1),EL1(NP1,6),UYUK(NP1),XKSI(NP1,6),
*      KODB(NP1,5),D(NP1),TEK(NP1),AI(NP1)
C
KOD=0
DO 1 J=1,6
1  XKSI(I,J)=0.0
DO 2 J=1,5
2  KODB(I,J)=0.0
C
C*****
C***** X1-X4 : COORDINATES SPECIFYING CRACKCED *****
C***** AND UNCRACKED REGION OF THE MEMBER *****
C*****
C***** CHECK MEMBER WHETHER CRACKED OR NOT *****
C***** (UNIFORMLY DISTRIBUTED LOAD IS ZERO, POINT LOAD MAY
C***** BE ZERO OR NOT)*****
C*****
C
C
IF(UYUK(I).EQ.0.0) THEN
  IF(TEK(I).EQ.0.0.AND.EL1(I,2).EQ.0.0) THEN
    IF(DABS(EL1(I,3)).GE.XMCR(I)) THEN
      KOD=1
      XKSI(I,6)=1.0
      KODB(I,5)=1
      RETURN
    ELSE
      KOD=0
      RETURN
    ENDIF
  ELSEIF(TEK(I).EQ.0.0.AND.EL1(I,2).NE.0.0) THEN
    X3=(EL1(I,3)-XMCR(I))/EL1(I,2)
    X4=(EL1(I,3)+XMCR(I))/EL1(I,2)
    IF(X3.LT.0.0.OR.X3.GT.D(I)) X3=0.0
    IF(X4.LT.0.0.OR.X4.GT.D(I)) X4=0.0
    X1=0.0
    X2=0.0
  ELSEIF(TEK(I).NE.0.0) THEN
    X1=(EL1(I,3)-XMCR(I))/EL1(I,2)
    X2=(EL1(I,3)+XMCR(I))/EL1(I,2)
    IF(X1.LT.0.0.OR.X1.GT.AI(I)) X1=0.0

```

```

      IF(X2.LT.0.0.OR.X2.GT.AI(I)) X2=0.0
      X3=(EL1(I,3)-XMCR(I)+TEK(I)*AI(I))/(EL1(I,2)+TEK(I))
      X4=(EL1(I,3)+XMCR(I)+TEK(I)*AI(I))/(EL1(I,2)+TEK(I))
      IF(X3.LT.AI(I).OR.X3.GT.D(I)) X3=0.0
      IF(X4.LT.AI(I).OR.X4.GT.D(I)) X4=0.0
    ENDIF
  ELSE
C
C*****
C***** CHECK MEMBER WHETHER CRACKED OR NOT*****
C***** (UNIFORMLY DISTRIBUTED LOAD IS NOT ZERO,POINT LOAD
C*****MAY BE ZERO OR NOT)*****
C*****
C
      DELTA=EL1(I,2)**2+2.0*UYUK(I)*(EL1(I,3)-XMCR(I))
      DELTAT=(EL1(I,2)+TEK(I))**2+2.0*UYUK(I)
      *      *(EL1(I,3)-XMCR(I)+TEK(I)*AI(I))
      IF(DELTA.LT.0.0.AND.TEK(I).EQ.0.0) THEN
        X1=0.0
        X2=0.0
      ELSEIF(DELTA.LT.0.0.AND.TEK(I).NE.0.0) THEN
        IF(DELTAT.LT.0.0) THEN
          X1=0.0
          X2=0.0
        ELSE
          X1=-((EL1(I,2)+TEK(I))+DSQRT(DELTAT))/UYUK(I)
          X2=-((EL1(I,2)+TEK(I))-DSQRT(DELTAT))/UYUK(I)
          IF(X1.LT.AI(I)) X1=0.0
          IF(X2.LT.AI(I)) X2=0.0
        ENDIF
      ELSEIF(DELTA.GE.0.0.AND.TEK(I).EQ.0.0) THEN
        X1=-(EL1(I,2)+DSQRT(DELTA))/UYUK(I)
        X2=-(EL1(I,2)-DSQRT(DELTA))/UYUK(I)
      ELSEIF(DELTA.GE.0.0.AND.TEK(I).NE.0.0) THEN
        X1=-(EL1(I,2)+DSQRT(DELTA))/UYUK(I)
        X2=-(EL1(I,2)-DSQRT(DELTA))/UYUK(I)
        IF(X1.GT.AI(I)) THEN
          IF(DELTAT.LT.0.0) THEN
            X1=0.0
          ELSE
            X1=-((EL1(I,2)+TEK(I))+DSQRT(DELTAT))/UYUK(I)
            IF(X1.LT.AI(I)) X1=0.0
          ENDIF
        ENDIF
      ENDIF
      IF(X2.GT.AI(I)) THEN
        IF(DELTAT.LT.0.0) THEN

```

```

        X2=0.0
    ELSE
        X2=-((EL1(I,2)+TEK(I))-DSQRT(DELTAT))/UYUK(I)
        IF(X2.LT.AI(I)) X2=0.0
    ENDIF
ENDIF
ENDIF
IF(X1.LT.0.0.OR.X1.GT.D(I)) X1=0.0
IF(X2.LT.0.0.OR.X2.GT.D(I)) X2=0.0
C
C
    DELTA=EL1(I,2)**2+2.0*UYUK(I)*(EL1(I,3)+XMCR(I))
    DELTAT=(EL1(I,2)+TEK(I))**2+2.0*UYUK(I)
    *    *(EL1(I,3)+XMCR(I)+TEK(I)*AI(I))
    IF(DELTAT.LT.0.0.AND.TEK(I).EQ.0.0) THEN
        X3=0.0
        X4=0.0
    ELSEIF(DELTAT.LT.0.0.AND.TEK(I).NE.0.0) THEN
        IF(DELTAT.LT.0.0) THEN
            X3=0.0
            X4=0.0
        ELSE
            X3=-((EL1(I,2)+TEK(I))+DSQRT(DELTAT))/UYUK(I)
            X4=-((EL1(I,2)+TEK(I))-DSQRT(DELTAT))/UYUK(I)
            IF(X3.LT.AI(I)) X3=0.0
            IF(X4.LT.AI(I)) X4=0.0
        ENDIF
    ELSEIF(DELTAT.GE.0.0.AND.TEK(I).EQ.0.0) THEN
        X3=-((EL1(I,2)+DSQRT(DELTAT))/UYUK(I)
        X4=-((EL1(I,2)-DSQRT(DELTAT))/UYUK(I)
    ELSEIF(DELTAT.GE.0.0.AND.TEK(I).NE.0.0) THEN
        X3=-((EL1(I,2)+DSQRT(DELTAT))/UYUK(I)
        X4=-((EL1(I,2)-DSQRT(DELTAT))/UYUK(I)
        IF(X3.GT.AI(I)) THEN
            IF(DELTAT.LT.0.0) THEN
                X3=0.0
            ELSE
                X3=-((EL1(I,2)+TEK(I))+DSQRT(DELTAT))/UYUK(I)
                IF(X3.LT.AI(I)) X3=0.0
            ENDIF
        ENDIF
        IF(X4.GT.AI(I)) THEN
            IF(DELTAT.LT.0.0) THEN
                X4=0.0
            ELSE
                X4=-((EL1(I,2)+TEK(I))-DSQRT(DELTAT))/UYUK(I)

```

```

        IF(X4.LT.AI(I)) X4=0.0
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF
    IF(X3.LT.0.0.OR.X3.GT.D(I)) X3=0.0
    IF(X4.LT.0.0.OR.X4.GT.D(I)) X4=0.0
C
C
    ENDIF
C
C
    XKSI(I,1)=0.0
    XKSI(I,2)=X1/D(I)
    XKSI(I,3)=X2/D(I)
    XKSI(I,4)=X3/D(I)
    XKSI(I,5)=X4/D(I)
    XKSI(I,6)=1.0
C
    IBS=1
    DO 3 J=1,5
        IF(XKSI(I,J).NE.0.0) IBS=IBS+1
    3 CONTINUE
C
    DO 4 J=1,5
        DO 5 K=1,5
            IF(XKSI(I,K).GT.XKSI(I,K+1)) THEN
                TEMP=XKSI(I,K+1)
                XKSI(I,K+1)=XKSI(I,K)
                XKSI(I,K)=TEMP
            ENDIF
        5 CONTINUE
    4 CONTINUE
C
    IF(IBS.EQ.1) THEN
        IF(DABS(EL1(I,3)).GT.XMCR(I)) THEN
            KOD=1
            KODB(I,5)=1
            RETURN
        ELSE
            KOD=0
            RETURN
        ENDIF
    ELSEIF(IBS.EQ.2) THEN
        KOD=1
        IF(DABS(EL1(I,3)).GT.XMCR(I)) THEN
            KODB(I,4)=1

```

```

        KODB(I,5)=0
        RETURN
    ELSE
        KODB(I,4)=0
        KODB(I,5)=1
        RETURN
    ENDIF
ELSEIF(IFS.EQ.3) THEN
    KOD=1
    IF(DABS(EL1(I,3)).GT.XMCR(I)) THEN
        KODB(I,3)=1
        KODB(I,4)=0
        KODB(I,5)=1
        RETURN
    ELSE
        KODB(I,3)=0
        KODB(I,4)=1
        KODB(I,5)=0
        RETURN
    ENDIF
ELSEIF(IFS.EQ.4) THEN
    KOD=1
    IF(DABS(EL1(I,3)).GT.XMCR(I)) THEN
        KODB(I,2)=1
        KODB(I,3)=0
        KODB(I,4)=1
        KODB(I,5)=0
        RETURN
    ELSE
        KODB(I,2)=0
        KODB(I,3)=1
        KODB(I,4)=0
        KODB(I,5)=1
        RETURN
    ENDIF
ELSE
    KOD=1
    KODB(I,1)=1
    KODB(I,2)=0
    KODB(I,3)=1
    KODB(I,4)=0
    KODB(I,5)=1
    RETURN
ENDIF
END

```

C

```

C
  SUBROUTINE
CERM(NP1,I,XMCR,EL1,UYUK,XKSI,KODB,D,MODEL,C1,C2,
  *      AT1,AT2,ALAN,EM,GM,ERM,ELYV,TM,SF,KOD,TEK,AI,
  *      IKK,XH,EPST0,MODEL2)
C
  IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
  CHARACTER*10 MODEL,MODEL2
  DIMENSION EL1(NP1,6),XKSI(NP1,6),KODB(NP1,5),
  *      ERM(6,6),ELYV(6),ATK(2),ATK1(2),
  *      AT(4),X(3,3),Y(6),TM(3,3),ATI1(4),ATI2(4)
C
C*****
C***** COMPUTE MEMBER STIFFNESS MATRIX AND *****
C***** LOAD VECTOR USING BY SPECIFIED MODELS *****
C*****
C
  CALL SFIRM8(ERM,6,6,6,6)
  CALL SFIRM8(X,3,3,3,3)
C
  IF(KOD.EQ.0) THEN
C
  IF(IKK.EQ.1) THEN
    ALFA=12.0*EM*AT1*Sf/(D**2*GM*ALAN)
  ELSE
    ALFA=0.0
  ENDIF
C
  S11=ALAN*EM/D
  S22=12.0*EM*AT1/((1.0+ALFA)*D**3)
  S23=6.0*EM*AT1/((1.0+ALFA)*D**2)
  S33=(4.0+ALFA)*EM*AT1/(D*(1.0+ALFA))
  S52=-S22
  S62=S23
  S53=-S23
  S63=(2.0-ALFA)*EM*AT1/((1.0+ALFA)*D)
  S55=S22
  S65=S53
  S66=S33
  GOTO 300
ENDIF
C
  DO 3 J=1,4
    AT(J)=0.0
    ATI1(J)=0.0
  3 CONTINUE

```

```

DO 4 J=1,2
  ATK(J)=0.0
  ATK1(J)=0.0
4 CONTINUE
C
DO 1 J=1,5
  A=XKSI(I,J)
  B=XKSI(I,J+1)
  IF(A.EQ.0.0.AND.B.EQ.0.0) GOTO 1
C
  IF(KODB(I,J).EQ.0) THEN
    FSSI=1.0
    FTSI=1.0-AT2/AT1
    TT11=AT1/AT2-1.0
    AT(1)=AT(1)+TT11*(B-A)-(AT1/AT2)*FTSI*(B-A)
    AT(2)=AT(2)+TT11*(B**2-A**2)/2.0-(AT1/AT2)*FTSI
    *      *(B**2-A**2)/2.0
    AT(3)=AT(3)+TT11*(B**3-A**3)/3.0-(AT1/AT2)*FTSI
    *      *(B**3-A**3)/3.0
    AT(4)=AT(4)+TT11*(B**4-A**4)/4.0-(AT1/AT2)*FTSI
    *      *(B**4-A**4)/4.0
    IF(IKK.EQ.1) THEN
      ATK(1)=ATK(1)+(B-A)*FSSI
      ATK(2)=ATK(2)+(B**2-A**2)/2.0*FSSI
    ENDIF
C
    IF(TEK.NE.0.0) THEN
      IF(A.GT.AI/D.AND.B.GT.AI/D) THEN
        ATI1(1)=ATI1(1)+TT11*(B-A)-(AT1/AT2)*FTSI*(B-A)
        ATI1(2)=ATI1(2)+TT11*(B**2-A**2)/2.0-(AT1/AT2)*FTSI
        *      *(B**2-A**2)/2.0
        ATI1(3)=ATI1(3)+TT11*(B**3-A**3)/3.0-(AT1/AT2)*FTSI
        *      *(B**3-A**3)/3.0
        IF(IKK.EQ.1) THEN
          ATK1(1)=ATK1(1)+(B-A)*FSSI
        ENDIF
C
        ELSEIF(A.LT.AI/D.AND.B.GT.AI/D) THEN
          C=AI/D
          ATI1(1)=ATI1(1)+TT11*(B-C)-(AT1/AT2)*FTSI*(B-C)
          ATI1(2)=ATI1(2)+TT11*(B**2-C**2)/2.0-(AT1/AT2)*FTSI
          *      *(B**2-C**2)/2.0
          ATI1(3)=ATI1(3)+TT11*(B**3-C**3)/3.0-(AT1/AT2)*FTSI
          *      *(B**3-C**3)/3.0
          IF(IKK.EQ.1) THEN
            ATK1(1)=ATK1(1)+(B-C)*FSSI

```

```

*      *(B**3-C**3)/3.0
      IF(IKK.EQ.1) THEN
        ATK1(1)=ATK1(1)+(B-C)*FSSI
      ENDIF
    ENDIF
  ENDIF
ELSE
  TT11=AT1/AT2-1.
  TT12=1.-AT2/AT1
  XMOM1=DABS(EL1(I,3)-UYUK*(A*D)**2/2.0
*      -EL1(I,2)*A*D)
  XMOM2=DABS(EL1(I,3)-UYUK*(A*D)**2/2.0
*      -(EL1(I,2)+TEK)*A*D+TEK*AI)
  XMOM3=DABS(EL1(I,3)-UYUK*(B*D)**2/2.0
*      -EL1(I,2)*B*D)
  XMOM4=DABS(EL1(I,3)-UYUK*(B*D)**2/2.0
*      -(EL1(I,2)+TEK)*B*D+TEK*AI)
  EPS11=((((XMOM1*XH)/AT1)-ELR)/EM
  EPS12=((((XMOM2*XH)/AT1)-ELR)/EM
  EPS13=((((XMOM3*XH)/AT1)-ELR)/EM
  EPS14=((((XMOM4*XH)/AT1)-ELR)/EM
C
  IF(A.LT.AI/D) THEN
    TT2=XMCR/XMOM1
    IF(IKK.EQ.1) THEN
      TK2=EPS11/EPST0
      EPS1=EPS11
    ENDIF
  ELSE
    TT2=XMCR/XMOM2
    IF(IKK.EQ.1) THEN
      TK2=EPS12/EPST0
      EPS1=EPS12
    ENDIF
  ENDIF
C
  IF(B.LT.AI/D) THEN
    TT3=XMCR/XMOM3
    IF(IKK.EQ.1) THEN
      TK3=EPS13/EPST0
      EPS2=EPS13
    ENDIF
  ELSE
    TT3=XMCR/XMOM4
    IF(IKK.EQ.1) THEN
      TK3=EPS14/EPST0

```

```

C
  IF(MODEL.EQ.'ACI') THEN
    FTSI=TT2**C1*TT11/(1+TT2**C1*TT11)
    FTSJ=TT3**C1*TT11/(1+TT3**C1*TT11)
  ELSEIF(MODEL.EQ.'CEB') THEN
    FTSI=C1*C2*TT2**2*TT12
    FTSJ=C1*C2*TT3**2*TT12
  ENDIF

C
  IF(IKK.EQ.1) THEN
    IF(MODEL2.EQ.'ALM') THEN
      FSSI=TK2/0.4
      FSSJ=TK3/0.4
    ELSEIF(MODEL2.EQ.'CDP') THEN
      FSSI=1.0/(0.24*(1.0-250.0*EPS1))
      FSSJ=1.0/(0.24*(1.0-250.0*EPS2))
    ELSEIF(MODEL2.EQ.'YS') THEN
      FSSI=4.0
      FSSJ=4.0
    ENDIF
  ELSE
    FSSI=0.0
    FSSJ=0.0
  ENDIF

C
  DO 20 JJ=1,4
    CALL INTEG(I,JJ,A,B,FTSI,FTSJ,AI,D,NP1,XMCR,EL1,UYUK,TEK,
*      MODEL,C1,C2,TT11,TT12,S)
    AT(JJ)=AT(JJ)+TT11*(B**JJ-A**JJ)/JJ-(AT1/AT2)*S

C
    IF(IKK.EQ.1) THEN
      IF(JJ.EQ.1.OR.JJ.EQ.2) THEN
        CALL INTEGK(I,JJ,A,B,FSSI,FSSJ,AI,D,NP1,EPST0,EL1,
*          MODEL2,UYUK,TEK,XH,AT1,EM,SK)
        ATK(JJ)=ATK(JJ)+SK
      ENDIF
    ELSE
      SK=0.0
    ENDIF

C
    IF(TEK.NE.0.0) THEN
      IF(A.GT.AI/D.AND.B.GT.AI/D) THEN
        AT1(JJ)=AT1(JJ)+TT11*(B**JJ-A**JJ)/JJ-(AT1/AT2)*S
        IF(IKK.EQ.1) THEN
          IF(JJ.EQ.1) ATK1(JJ)=ATK1(JJ)+SK
        ENDIF
      ENDIF
    ENDIF

```

```

        IF(IKK.EQ.1) THEN
            IF(JJ.EQ.1) ATK1(JJ)=ATK1(JJ)+SK
        ENDIF
C
    ELSEIF(A.LT.AI/D.AND.B.GT.AI/D) THEN
        C=AI/D
C
        XMOM=DABS(EL1(I,3)-UYUK*(C*D)**2/2.0
        *      -EL1(I,2)*C*D)
        TT3=XMCR/XMOM
        IF(IKK.EQ.1) THEN
            EPS1=((X(MOM)*XH)/AT1)-ELR)/EM
            TK3=EPS1/EPST0
        ENDIF
C
        IF(MODEL.EQ.'ACI') THEN
            FTSI1=TT3**C1*TT11/(1+TT3**C1*TT11)
        ELSEIF(MODEL.EQ.'CEB') THEN
            FTSI1=C1*C2*TT3**2*TT12
        ENDIF
C
        IF(IKK.EQ.1) THEN
            IF(MODEL2.EQ.'ALM') THEN
                FSSI1=TK3/0.4
            ELSEIF(MODEL2.EQ.'CDP') THEN
                FSSI1=1.0/(0.24*(1.0-250.0*EPS1))
            ELSEIF(MODEL2.EQ.'YS') THEN
                FSSI1=4.0
            ENDIF
        ENDIF
C
C
        CALL INTEG(I,JJ,C,B,FTSI1,FTSJ,AI,D,NP1,XMCR,EL1,UYUK,
        *      TEK,MODEL,C1,C2,TT11,TT12,S)
        ATI1(JJ)=ATI1(JJ)+TT11*(B**JJ-C**JJ)/JJ-(AT1/AT2)*S
        IF(IKK.EQ.1) THEN
            IF(JJ.EQ.1) THEN
                CALL INTEGK(I,JJ,C,B,FSSI1,FSSJ,AI,D,NP1,EPST0,
                *      EL1,MODEL2,UYUK,TEK,XH,AT1,EM,SK)
                ATK1(JJ)=ATK1(JJ)+SK
            ENDIF
        ENDIF
    ENDIF
ENDIF
ENDIF
20 CONTINUE
ENDIF

```

```

C*****
C***** COMPUTE FLEXIBILITY INFLUENCE COEFFICIENTS *****
C*****
C
  F22=D**3/(3.0*EM*AT1)*(1.0+3.0*AT(3))
  * +SF*D/GM/ALAN*ATK(1)
  F23=-D**2/(2.0*EM*AT1)*(1.0+2.0*AT(2))
  F33=D/(EM*AT1)*(1.0+AT(1))
C
  ABL=AI/D
  F20=UYUK*D**4/(8.0*EM*AT1)*(1.0+4.0*AT(4))
  * +TEK*D**3/(6.0*EM*AT1)*((2.0-2.0*ABL**3
  * +6.0*ATI1(3))-ABL*(3.0-3.0*ABL**2+6.0*ATI1(2)))
  * +UYUK*D**2*SF/GM/ALAN*ATK(2)
  * +TEK*D*SF/GM/ALAN*ATK1(1)
C
  F30=-UYUK*D**3/(6.0*EM*AT1)*(1.0+3.0*AT(3))
  * +TEK*D**2/(EM*AT1)*(ABL*(1.0-ABL+ATI1(1))
  * -0.5*(1.0-ABL**2+2.0*ATI1(2)))
C
C*****
C***** COMPUTE STIFFNESS INFLUENCE COEFFICIENTS *****
C*****
  S11=ALAN*EM/D
  S22=F33/(F22*F33-F23**2)
  S23=-F23/(F22*F33-F23**2)
  S33=F22/(F22*F33-F23**2)
  S52=-S22
  S62=S22*D-S23
  S53=-S23
  S63=S23*D-S33
  S55=S22
  S65=-S22*D+S23
  S66=S33+S22*D**2-2.0*S23*D
C
300 X(1,1)=S11
  X(2,2)=S22
  X(3,2)=S23
  X(2,3)=S23
  X(3,3)=S33
C
  CALL TRANS(X,TM)
  DO 50 I1=1,3
  DO 50 J=1,3
  ERM(I1,J)=X(I1,J)
  X(I1,J)=0.0

```

```

50 CONTINUE
  X(1,1)=-S11
  X(2,2)=S52
  X(3,2)=S62
  X(2,3)=S53
  X(3,3)=S63
  CALL TRANS(X,TM)
  DO 60 I1=1,3
  DO 60 J=1,3
  IP=I1+3
  ERM(IP,J)=X(I1,J)
  X(I1,J)=0.0
60 CONTINUE
  X(1,1)=S11
  X(2,2)=S55
  X(3,2)=S65
  X(2,3)=S65
  X(3,3)=S66
  CALL TRANS(X,TM)
  DO 70 I1=1,3
  DO 70 J=1,3
  IP=I1+3
  JP=J+3
  ERM(IP,JP)=X(I1,J)
70 CONTINUE
  DO 80 I1=1,6
  DO 80 J=1,6
  ERM(I1,J)=ERM(J,I1)
80 CONTINUE
C
C*****
C***** COMPUTE MEMBER LOAD VECTOR *****
C*****
C
C  IF(KOD.EQ.0) THEN
C
C*****
C***** COMPUTE LOAD VECTOR FOR UNCRACKED MEMBER *****
C*****
C
C  DO 123 J7=1,6
123 Y(J7)=0.0
C
C  IF(UYUK.EQ.0.0.AND.TEK.EQ.0.0) GOTO 500
C
C  A33=D/EM/AT1

```

```

A22=D**3/(3.0*EM*AT1)+SF*D/(GM*ALAN)
A23=-D**2/(2.0*EM*AT1)
A32=A23
A20=UYUK*D**4/(8.0*EM*AT1)+UYUK*D**2*SF/(2.0*GM*ALAN)
* +TEK/(3.0*EM*AT1)*(D**3-AI**3)
* -TEK*AI/(2.0*EM*AT1)*(D**2-AI**2)
* +TEK*SF/(GM*ALAN)*(D-AI)
A30=-UYUK*D**3/(6.0*EM*AT1)-TEK/(2.0*EM*AT1)*(D**2-AI**2)
* +TEK*AI/(EM*AT1)*(D-AI)
C
Y(2)=-(A33*A20-A23*A30)/(A22*A33-A23*A23)
Y(3)=-(A22*A30-A23*A20)/(A22*A33-A23*A23)
C
Y(5)=-(UYUK*D+TEK+Y(2))
Y(6)=(-UYUK*D**2/2.0+TEK*(AI-D)-Y(2)*D+Y(3))
Y(1)=0.0
Y(4)=0.0
Y(2)=-Y(2)
Y(3)=-Y(3)
Y(5)=-Y(5)
Y(6)=-Y(6)
C
GOTO 500
ENDIF
C
C*****
C***** COMPUTE LOAD VECTOR FOR CRACKED MEMBER*****
C*****
C
Y(2)=-(F33*F20-F23*F30)/(F22*F33-F23*F23)
Y(3)=-(F22*F30-F23*F20)/(F22*F33-F23*F23)
C
Y(5)=-(UYUK*D+TEK+Y(2))
Y(6)=(-UYUK*D**2/2.0+TEK*(AI-D)-Y(2)*D+Y(3))
Y(1)=0.0
Y(4)=0.0
Y(2)=-Y(2)
Y(3)=-Y(3)
Y(5)=-Y(5)
Y(6)=-Y(6)
C
500 CALL TRANY(Y,TM)
DO 90 J=1,6
90 ELYV(J)=Y(J)
RETURN
END

```

```

C
C
SUBROUTINE TRANS(X, TM)
IMPLICIT REAL*8 (A-H, O-Z)
DIMENSION X(3,3), TM(3,3), U(3,3)
C
DO 30 I=1,3
DO 30 J=1,3
U(I,J)=0.0
DO 30 K=1,3
30 U(I,J)=U(I,J)+TM(K,I)*X(K,J)
C
DO 40 I=1,3
DO 40 J=1,3
X(I,J)=0.0
DO 40 K=1,3
40 X(I,J)=X(I,J)+U(I,K)*TM(K,J)
RETURN
END
C
C
SUBROUTINE TRANY(Y, TM)
IMPLICIT REAL*8 (A-H, O-Z)
DIMENSION Y(6), TM(3,3), V(3), P(3)
DO 1 J=1,3
V(J)=0.0
P(J)=0.0
DO 2 K=1,3
VV=TM(K,J)*Y(K)
V(J)=V(J)+VV
IC=K+3
PP=TM(K,J)*Y(IC)
P(J)=P(J)+PP
2 CONTINUE
1 CONTINUE
DO 3 J=1,3
Y(J)=V(J)
IC=J+3
3 Y(IC)=P(J)
RETURN
END
C
C
SUBROUTINE TMAT(NP1, I, XK, YK, TM, D)
IMPLICIT REAL*8 (A-H, O-Z)
DIMENSION XK(NP1,2), YK(NP1,2), TM(3,3), D(NP1)

```

```

C
CALL SFIRM8(TM,3,3,3,3)
C
DX=XK(I,2)-XK(I,1)
DY=YK(I,2)-YK(I,1)
D(I)=DSQRT(DX**2+DY**2)
C=DX/D(I)
S=DY/D(I)
TM(1,1)=C
TM(2,2)=C
TM(1,2)=S
TM(2,1)=-S
TM(3,3)=1
C
RETURN
END
C
C
SUBROUTINE SFIRM8(A,NP1,NP2,N,M)
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
DIMENSION A(NP1,NP2)
C
DO 10 I=1,N
DO 10 J=1,M
10 A(I,J)=0.0
C
RETURN
END
C
C
SUBROUTINE SFIRM4(KA,NP1,NP2,N,M)
DIMENSION KA(NP1,NP2)
C
DO 10 I=1,N
DO 10 J=1,M
10 KA(I,J)=0
C
RETURN
END
C
C
SUBROUTINE SFIRV8(A,NP1,N)
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
DIMENSION A(NP1)
C
DO 10 I=1,N

```

```

10 A(I)=0.0
C
  RETURN
  END
C
C
  SUBROUTINE
SISTEM(NP1,NP2,I,IBS,IBAND,KODE,ERM,ELYV,SRM,SYV)
  IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
  DIMENSION SRM(NP2,NP2),SYV(NP2),KODE(NP1,6),ERM(6,6),ELYV(6)
C
C*****
C***** APPLY CODING TECHNIQUE TO ASSEMBLE THE
C*****STRUCTURE STIFFNESS MATRIX AND LOAD VECTOR *****
C*****
C
  DO 10 J=1,6
    ISYN1=1
    K=KODE(I,J)
    IF(K.EQ.0) GOTO 10
    IF(K.GT.0) GOTO 20
    ISYN1=-1
    K=-K
  20 DO 30 JJ=1,6
    ISYN2=1
    L=KODE(I,JJ)
    IF(L.EQ.0) GOTO 30
    IF(L.GT.0) GOTO 40
    ISYN2=-1
    L=-L
  40 IF(L.LT.K) GOTO 30
    SRM(K,L-K+1)=SRM(K,L-K+1)+ERM(J,JJ)*ISYN1*ISYN2
  30 CONTINUE
  10 CONTINUE
C
  DO 60 K=1,6
    K1=KODE(I,K)
    IF(K1.EQ.0) GOTO 60
    ISYN1=1
    IF(K1.LT.0) ISYN1=-1
    SYV(K1)=SYV(K1)+ELYV(K)*ISYN1
  60 CONTINUE
C
  RETURN
  END
C

```

```

C
SUBROUTINE COZUM(A,B,NEQ,NBW,IMAX)
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
DIMENSION A(IMAX,IMAX), B(IMAX)

C
C*****
C***** BAND SOLVE*****
C*****
C
NT      = NEQ + 1
N1      = NEQ - 1
DO 2002 K = 1, N1
NK      = MIN(NBW,NT-K)
DO 2001 I = 2, NK
C1      = A(K, I) / A(K, 1)
I1      = K + I - 1
DO 2000 J = I, NK
J1      = J - I + 1
2000 A(I1, J1) = A(I1, J1) - C1 * A(K, J)
A(K,I) = C1
2001 CONTINUE
2002 CONTINUE
C
DO 2010 K = 1, N1
NK      = MIN(NBW,NT-K)
DO 2005 I = 2, NK
I1      = K + I - 1
B(I1) = B(I1) - A(K, I) * B(K)
2005 CONTINUE
2010 B(K) = B(K)/A(K,1)
B(NEQ) = B(NEQ) / A(NEQ, 1)
C
C
DO 2020 N = N1 , 1, -1
NK      = MIN(NBW,NT-N)
DO 2020 K = 2, NK
B(N) = B(N) - A(N, K) * B(N + K - 1)
2020 CONTINUE
RETURN
END
C
C
SUBROUTINE ELUC(NP1,NP2,I,SYV,KODE,TM,EL1)
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
DIMENSION SYV(NP2),KODE(NP1,6),EL1(NP1,6),ERM(6,6),ELYV(6),
*TM(3,3),Y(6)

```

```

C
  DO 10 J=1,6
  DO 10 K=1,6
10  READ(7,*) ERM(J,K)
  DO 15 J=1,6
15  READ(7,*) ELYV(J)
C
  DO 30 JJ=1,6
  EL1(I,JJ)=0.0
  DO 20 J=1,6
    K=KODE(I,J)
    ISYN1=1
    IF(K.EQ.0) GOTO 20
    IF(K.GT.0) GOTO 25
    ISYN1=-1
    K=-K
25  EL1(I,JJ)=EL1(I,JJ)+ERM(JJ,J)*SYV(K)*ISYN1
20  CONTINUE
30  CONTINUE
C
  DO 40 J=1,6
    EL1(I,J)=EL1(I,J)-ELYV(J)
40  CONTINUE
C
  TM(1,2)=-TM(1,2)
  TM(2,1)=-TM(2,1)
  DO 90 J=1,6
90  Y(J)=EL1(I,J)
    CALL TRANY(Y, TM)
  DO 100 J=1,6
100 EL1(I,J)=Y(J)
    RETURN
  END
C
C
  SUBROUTINE
INPUT(NP1,NP2,PADI,NP,NM,ICK,IKK,MODEL,MODEL2,C1,C2,
*      EM,FCTK,AT1,AT2,ALAN,KODE,XK,YK,UYUK,DYUK,NO,
*      XMCR,IBAND,ID,JD,KODD,PKOOR,TEK,AL,SF,XH,EPST0,
*      BW,H,PP,AS,ASP,XNU,tr,asor)
  IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
  CHARACTER*10 MODEL,MODEL2
  CHARACTER*80 PADI,BILGI
  DIMENSION
  PKOOR(NP1,2),KODE(NP1,6),KODD(NP1,3),EM(NP1),FCTK(NP1),
*      ID(NP1),JD(NP1),AT1(NP1),AT2(NP1),ALAN(NP1),XK(NP1,2),

```

```

*      YK(NP1,2),UYUK(NP1),DYUK(NP2),XMCR(NP1),BW(NP1),H(NP1),
*      TEK(NP1),AI(NP1),SF(NP1),XH(NP1),PP(NP1),AS(NP1),
*      ASP(NP1),EPST0(NP1),tr(np1),asor(np1)
C
  READ(5,1) PADI
1  FORMAT(1A80)
  READ(5,1) BILGI
C
  READ(5,*) NP,NM,ICK,IKK,EST
C
  IF(ICK.EQ.1) THEN
    READ(5,*) MODEL,C1,C2
  ENDIF
C
  IF(IKK.EQ.1) THEN
    READ(5,*) MODEL2
  ENDIF
C
  READ(5,1) BILGI
C
  DO 10 J=1,NP
    READ(5,*) K,PKOOR(K,1),PKOOR(K,2)
10  CONTINUE
C
  READ(5,1) BILGI
C
  XNU=0.20
C
  DO 20 J=1,NM
    READ(5,*) K,ID(K),JD(K),BW(K),H(K),PP(K),EM(K),FCTK(K),
*      AS(K),ASP(K),ASOR(K),TR(K)
C
    AT1(K)=BW(K)*H(K)**3/12.0
    ALAN(K)=BW(K)*H(K)
C
    IF(AS(K).EQ.0.0) THEN
      AT2(K)=0.0
      XMCR(K)=0.0
      EPST0(K)=0.0
      SF(K)=1.2
      GOTO 20
    ENDIF
C
    IF(ASOR(K).EQ.0.)THEN
      XN=EST/EM(K)
      XB=BW(K)/XN/AS(K)

```

```

R=(XN-1.0)*ASP(K)/XN/AS(K)
XKD=((2.0*(H(K)-PP(K))*XB*(1.0+R*PP(K)/(H(K)-PP(K)))
*   +(1.0+R)**2)**0.5-(1.0+R))/XB
AT2(K)=BW(K)*XKD**3/3.0+XN*AS(K)*(H(K)-PP(K)-XKD)**2
*   +(XN-1.0)*ASP(K)*(XKD-PP(K))**2
XH(K)=H(K)/2.0
SF(K)=1.2
FCTF=2.0*FCTK(K)
XMCR(K)=FCTF*AT1(K)/XH(K)
EPST0(K)=FCTF/EM(K)
GOTO 20
ELSE
AR=BW(K)/2.
XN=EST/EM(K)
BR=XN*ASP(K)-ASP(K)+XN*ASOR(K)+XN*AS(K)
CR=(-(XN*ASP(K)*PP(K))+ASP(K)*PP(K)-(XN*ASOR(K)*H(K)/2.)
* -(XN*AS(K)*(H(K)-PP(K))))
DELTA4=BR**2-4.*AR*CR
XH(K)=H(K)/2.
IF(DELTA4.GT.0.) THEN
X11=(-BR+DSQRT(DELTA4))/(2.*AR)
X22=(-BR-DSQRT(DELTA4))/(2.*AR)
ELSE
GOTO 20
ENDIF
IF(X11.GT.0..AND.X11.LT.XH(K)) THEN
XKD=X11
ELSE
XKD=X22
ENDIF
AT2(K)=BW(K)*XKD**3/3.+XN*AS(K)*(H(K)-PP(K)-XKD)**2
* +(XN-1)*ASP(K)*(XKD-PP(K))**2+XN*ASOR(K)*((H(K)/2.)-XKD)**2
SF(K)=1.2
C   GOTO 20
ENDIF
C
20 CONTINUE
C
CALL SFIRM4(KODD,NP1,3,NP,3)
C
READ(5,1) BILGI
C
DO 50 J=1,NP
READ(5,*) K,KODD(K,1),KODD(K,2),KODD(K,3)
50 CONTINUE
C

```

```

        NO=1
        DO 60 J=1,NP
        DO 60 JJ=1,3
        IF(KODD(J,JJ).EQ.1) THEN
        KODD(J,JJ)=0
        GOTO 60
        ELSE
        KODD(J,JJ)=NO
        NO=NO+1
        ENDIF
60 CONTINUE
C
        NO=NO-1
C
        DO 70 J=1,NM
        KODE(J,1)=KODD(ID(J),1)
        KODE(J,2)=KODD(ID(J),2)
        KODE(J,3)=KODD(ID(J),3)
        KODE(J,4)=KODD(JD(J),1)
        KODE(J,5)=KODD(JD(J),2)
        KODE(J,6)=KODD(JD(J),3)
        XK(J,1)=PKOOR(ID(J),1)
        XK(J,2)=PKOOR(JD(J),1)
        YK(J,1)=PKOOR(ID(J),2)
        YK(J,2)=PKOOR(JD(J),2)
70 CONTINUE
C
        CALL BAND(NP1,NM,KODE,IBAND)
C
        CALL SFIRV8(UYUK,NP1,NM)
        CALL SFIRV8(DYUK,NP2,NO)
C
        READ(5,1) BILGI
C
        READ(5,*) IYES,IYDS
        IF(IYES.EQ.0) GOTO 35
C
        DO 30 J=1,IYES
        READ(5,*) K,UYUK(K),TEK(K),AI(K)
30 CONTINUE
C
        35 IF(IYDS.EQ.0) GOTO 55
        DO 40 J=1,IYDS
        READ(5,*) K,Y1,Y2,Y3
C
        IF(KODD(K,1).NE.0) THEN

```

```

        DYUK(KODD(K,1))=Y1
    ENDIF
C
    IF(KODD(K,2).NE.0) THEN
        DYUK(KODD(K,2))=Y2
    ENDIF
C
    IF(KODD(K,3).NE.0) THEN
        DYUK(KODD(K,3))=Y3
    ENDIF
C
40 CONTINUE
C
55 RETURN
    END
C
C
    SUBROUTINE BAND(NP1,NM,KODE,IBAND)
    IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
    DIMENSION KODE(NP1,6)
C
    IBAND=0
    DO 10 I=1,NM
    DO 20 J=1,5
    JJ=J+1
    DO 30 K=JJ,6
    IF(KODE(I,J).EQ.0.OR.KODE(I,K).EQ.0) THEN
        GOTO 30
    ELSE
        M=ABS(ABS(KODE(I,J))-ABS(KODE(I,K)))
        IF(M.GT.IBAND) IBAND=M
    ENDIF
    30 CONTINUE
    20 CONTINUE
    10 CONTINUE
    IBAND=IBAND+1
    RETURN
    END
C
C
    SUBROUTINE EKLE(NP2,IBS,SYV,DYUK)
    IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
    DIMENSION SYV(NP2),DYUK(NP2)
C
    DO 10 I=1,IBS
    SYV(I)=SYV(I)+DYUK(I)

```

```

10 CONTINUE
   RETURN
   END
C
   SUBROUTINE
BASLIK(ITR,PADI,EM,BW,H,PP,AS,ASP,XMCR,FCTK,EPST0,
*      ID,JD,PKOOR,KODE,NP,NM,AT1,AT2,NP1)
C
   IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
   DIMENSION EM(NP1),BW(NP1),H(NP1),PP(NP1),AS(NP1),ASP(NP1),
*      XMCR(NP1),EPST0(NP1),ID(NP1),JD(NP1),PKOOR(NP1,2),
*      KODE(NP1,6),AT1(NP1),AT2(NP1)
   CHARACTER*80 PADI
C
   IF(ITR.EQ.0) THEN
      WRITE(9,1) PADI
1  FORMAT('RESULTS OF THE LINEAR ANALYSIS FOR',/,A80,/)
      III=9
   ELSE
      WRITE(8,2) PADI
2  FORMAT('RESULTS OF THE ANALYSIS CONSIDERING MEMBERS IN
CRACKED
*STATE FOR',/,A80,/)
      III=8
   ENDIF
C
      WRITE(III,3)
3  FORMAT(//,' JOINT COORDINATES',/,
*      /,' JOINT      X      Y',/36('-',)/)
C
      DO 5 I=1,NP
      WRITE(III,4) I,PKOOR(I,1),PKOOR(I,2)
4  FORMAT(1I5,2F15.3)
5  CONTINUE
C
      WRITE(III,6)
6  FORMAT(//,' MEMBER IDENTIFICATION AND CODE NUMBERS',/,
*      /,' MEMBER      I      J',11X,'CODE NUMBERS ',/56('-',)/)
C
      DO 7 I=1,NM
      WRITE(III,8) I,ID(I),JD(I),(KODE(I,J),J=1,6)
8  FORMAT(1I7,2X,2I7,2X,6I5)
7  CONTINUE
C
      WRITE(III,9)
9  FORMAT(//,' MEMBER CROSS SECTIONS ',/,

```

```

      * /,' MEMBER   BW   H   COVER   AS   ASP',/
      * 58('-',/ )
C
      DO 10 I=1,NM
        WRITE(III,11) I,BW(I),H(I),PP(I),AS(I),ASP(I)
11     FORMAT(115,3X,5F10.3)
10     CONTINUE
C
      WRITE(III,12)
12     FORMAT(///,/
      * /,' MEMBER   IG   ICR   MCR   EPST0'
      * ,   EM '-',67('-',/ )
C
      DO 13 I=1,NM
        WRITE(III,14) I,AT1(I),AT2(I),XMCR(I),EPST0(I),EM(I)
14     FORMAT(115,2X,5E12.3)
13     CONTINUE
      RETURN
      END
C
C
      SUBROUTINE YAZDIR(NP1,I,EL,KOD,ID,ITR)
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      DIMENSION EL(NP1,6)
C
      IF(I.EQ.1) THEN
        WRITE(ID,'(/)')
        WRITE(ID,('" MEMBER FORCES   ",/))
        IF(ITR.NE.0) THEN
          WRITE(ID,*) '(PS: (*) INDICATES CRACKED MEMBERS)'
          WRITE(ID,'(/)')
        ENDIF
C
      WRITE(ID,*) ' MEMBER      Mi      Mj      Vi
      *Vj      Nj'
      WRITE(ID,*) '-----
      *-----'
      ENDIF
C
      IF(KOD.EQ.0) THEN
        WRITE(ID,1) I,EL(I,3),EL(I,6),EL(I,2),EL(I,5),EL(I,4)
1     FORMAT(115,4X,5E12.3)
      ELSE
        WRITE(ID,2) I,EL(I,3),EL(I,6),EL(I,2),EL(I,5),EL(I,4)
2     FORMAT(115,'(*)',5E12.3)
      ENDIF

```

```

C
  RETURN
  END
C
  SUBROUTINE YUKYAZ(NP1,NP2,SYV,ITR,IBS,NP,KODD)
  IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
  DIMENSION SYV(NP2),KODD(NP1,3),FRC(3)
C
  IF(ITR.EQ.0) THEN
    ID=9
  ELSE
    ID=8
    WRITE(ID,*) ' NUMBER OF ITERATION: ',ITR
  ENDIF
C
  WRITE(ID, '/')
  WRITE(ID, (' EQUIVALENT JOINT LOADS',/))
  WRITE(ID,*) 'JOINT      FX      FY
*  MZ '
  WRITE(ID,*) '-----'
  *-----'
C
  DO 10 I=1,NP
C
  DO 20 J=1,3
    IF(KODD(I,J).EQ.0) THEN
      FRC(J)=0.0
    ELSE
      FRC(J)=SYV(KODD(I,J))
    ENDIF
  20 CONTINUE
C
  WRITE(ID,1) I,FRC(1),FRC(2),FRC(3)
  1 FORMAT(1I5,3E20.3)
  10 CONTINUE
  RETURN
  END
C
  SUBROUTINE
DEPYAZ(NP1,NP2,SYV,ITR,IBS,NP,KODD,MODEL,C1,C2,MODEL2)
  IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
  CHARACTER*10 MODEL,MODEL2
  DIMENSION SYV(NP2),KODD(NP1,3),DEP(3)
C
  IF(ITR.EQ.0) THEN
    ID=9

```

```

ELSE
  ID=8
  WRITE(ID,'(//," MODELS ",/))
  IF(MODEL.EQ.'ACT') THEN
    WRITE(ID,100) MODEL,C1
100  FORMAT(' EFFEC. MOM. OF INERTIA :',1A15,' P=',1F10.2,/ )
    ELSEIF(MODEL.EQ.'CEB') THEN
      WRITE(ID,101) MODEL,C1,C2
101  FORMAT(' EFFEC. MOM. OF INERTIA :',1A15,' BETA1=',1F10.2,
* ' BETA2=',1F10.2,/ )
    ENDIF
C
  WRITE(ID,(' EFFECTIVE SHEAR MODULUS:',1A15)) MODEL2
  WRITE(ID,*) 'ALM: AL-MAHAIDI'
  WRITE(ID,*) 'CDP: CEDOLIN AND DEI POLI'
  WRITE(ID,*) 'YS : YUZUGULLU AND SCHNOBRICH'
C
C
  WRITE(ID,3) ITR
  3  FORMAT(1X,/, 'NUMBER OF ITERATION: ',1X,I4)
  ENDIF
C
  WRITE(ID,'(/))
  WRITE(ID,(' JOINT DISPLACEMENTS',/))
  WRITE(ID,*) 'JOINT      UX      UY
*   RZ '
  WRITE(ID,*) '-----'
  *-----'
C
  DO 10 I=1,NP
C
  DO 20 J=1,3
    IF(KODD(I,J).EQ.0) THEN
      DEP(J)=0.0
    ELSE
      DEP(J)=SYV(KODD(I,J))
    ENDIF
  20 CONTINUE
C
  WRITE(ID,1) I,DEP(1),DEP(2),DEP(3)
  1  FORMAT(1I5,3E20.3)
  10 CONTINUE
  RETURN
  END
C

```

```

SUBROUTINE YAZ(ERM,ELYV)
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
DIMENSION ERM(6,6),ELYV(6)
DO 10 I=1,6
DO 10 J=1,6
WRITE(7,*) ERM(I,J)
10 CONTINUE
C
DO 20 J=1,6
WRITE(7,*) ELYV(J)
20 CONTINUE
C
RETURN
END
C
SUBROUTINE KONTROL2(NP1,I,EL1,EL2,KOD1)
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
DIMENSION EL1(NP1,6),EL2(NP1,6)
C
KOD1=0
DO 10 J=1,6
IF(DABS(EL1(I,J)).LT.0.00001) THEN
TERIM=(DABS(EL1(I,J))-DABS(EL2(I,J)))
ELSE
TERIM=(DABS(EL1(I,J))-DABS(EL2(I,J)))/DABS(EL1(I,J))
ENDIF
IF(DABS(TERIM).GT.0.01) THEN
KOD1=1
GOTO 20
ENDIF
10 CONTINUE
20 RETURN
END
C
SUBROUTINE DTURET(DINPUT,FN)
CHARACTER*8 DINPUT
CHARACTER*20 FN(5)
CHARACTER*4 B(5)
DATA B/'C1','G1','L1','DAT','s1'/
C
OPEN(21,FILE='DOSYA',FORM='FORMATTED')
DO 10 K=1,5
WRITE(21,*)"",DINPUT,B(K),""
10 CONTINUE
C
REWIND 21

```

```

      READ(21,*) FN
      CLOSE (21,STATUS='DELETE')
C
      OPEN(7,FILE=FN(2),FORM='FORMATTED')
      OPEN(8,FILE=FN(1),FORM='FORMATTED')
      OPEN(9,FILE=FN(3),FORM='FORMATTED')
      OPEN(10,FILE=FN(4),FORM='FORMATTED')
      open(11,file=fn(5),form='formatted')
C
      RETURN
      END
C
C
      SUBROUTINE
      INTEG(I,JJ,A,B,FTSI,FTSJ,AI,D,NP1,XMCR,EL1,UYUK,TEK,
      *      MODEL,C1,C2,TT11,TT12,S)
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      DIMENSION EL1(NP1,6)
      CHARACTER*10 MODEL
C
      IF(A.EQ.0.0) A=0.0001
      J1=JJ-1
      H=B-A
      KK=1
      T=(A**J1*FTSI+B**J1*FTSJ)*(B-A)
      XM=0.0
5 T=(T+XM)/2.0
      XM=0.0
      C=A-H/2.0
      DO 2 K=1,KK
      C=C+H
      IF(C.LT.AI/D) THEN
      TT2=XMCR/DABS(EL1(I,3)-UYUK*(C*D)**2/2.0
      *      -EL1(I,2)*C*D)
      ELSE
      TT2=XMCR/DABS(EL1(I,3)-UYUK*(C*D)**2/2.0
      *      -(EL1(I,2)+TEK)*C*D+TEK*AI)
      ENDIF
C
      IF(MODEL.EQ.'ACT') THEN
      FTS=TT2**C1*TT11/(1+TT2**C1*TT11)
      ELSEIF(MODEL.EQ.'CEB') THEN
      FTS=C1*C2*TT2**2*TT12
      ENDIF
      XM=XM+C**J1*FTS*H
2 CONTINUE

```

```

ENDIF
XM=XM+C**J1*FTS*H
2 CONTINUE
S=(T+2.0*XM)/3.0
H=H/2.0
KK=KK*2
IF(DABS(T-XM)/DABS(S).GT.0.001) GOTO 5
RETURN
END

C
SUBROUTINE INTEGK(I,JJ,A,B,FSSI,FSSJ,AL,D,NP1,EPST0,EL1,
*           MODEL2,UYUK,TEK,XH,AT1,EM,S)
C
IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
DIMENSION EL1(NP1,6)
CHARACTER*10 MODEL2
C
IF(A.EQ.0.0) A=0.0001
J1=JJ-1
H=B-A
KK=1
T=(A**J1*FSSI+B**J1*FSSJ)*(B-A)
XM=0.0
5 T=(T+XM)/2.0
XM=0.0
C=A-H/2.0
DO 2 K=1,KK
C=C+H
IF(C.LT.AI/D) THEN
XMOM=DABS(EL1(I,3)-UYUK*(C*D)**2/2.0
*      -EL1(I,2)*C*D)
ELSE
XMOM=DABS(EL1(I,3)-UYUK*(C*D)**2/2.0
*      -(EL1(I,2)+TEK)*C*D+TEK*AI)
ENDIF
C
EPS1=((X MOM*XH)/AT1)-ELR)/EM
TK3=EPS1/EPST0
IF(MODEL2.EQ.'ALM') THEN
FSS=TK3/0.4
ELSEIF(MODEL2.EQ.'CDP') THEN
FSS=1.0/(0.24*(1.0-250.0*EPS1))
ELSEIF(MODEL2.EQ.'YS') THEN
FSS=4.0
ENDIF
C

```

```
H=H/2.0  
KK=KK*2  
IF(DABS(T-XM)/DABS(S).GT.0.001) GOTO 5  
RETURN  
END
```



Ek-2 Hazırlanan Üç boyutlu Bilgisayar Programı

```
program main
implicit real*8 (a-h,o-z)
parameter(nel=1000,nd=1000)

c
c
dimension x(nd,3),ielt(nel,11),knum(nel,12),nkod(nd,6),
* dyuk(nd,6),mskod(nd),yuk(nd),yyuk(nel),erm(12,12),
* em(nel),fctk(nel),at1(nel),at2(nel),alan(nel),xl(nel),
* sf(nel),xmcr(nel),tek(nel),tt1(12,12),tt2(12,12),tt4(12,12),
* ai(nel),gm(nel),xh(nel),bw(nel),h(nel),pp(nel),as(nel),
* asp(nel),epsto(nel),aty(nel),bj(nel),kod(nel),
* srm(nd,nd),elyv(12),el1(nel,12),tmom(nel,12),el2(nel,12),
* kodb(nel,5),xksi(nel,6),kj(nd,3)

c
character*10 model,model2
character*80 padi
character*8 dinput
character*20 fn(4)

c
call clear_screen@
write(*,*) 'input file name (extension not allowed):'
read(*, '(1a8)') dinput
open (5,file=dinput,form='formatted')
call clear_screen@

c
c***** generate file names and open required files*****
call dturet(dinput,fn)

c
c***** read data from input file*****
call input(iel,n,ielt,x,knum,yuk,dyuk,nel,nd,ind,yyuk,nkod,
* mskod,ick,ikk,model,model2,c1,c2,em,fctk,at1,at2,alan,xmcr,
* ibnd,tek,ai,sf,xh,epsto,bw,h,pp,as,asp,xnu,aty,bj,kj)
c*****
call sfirm8(srm,nd,nd,n,ibnd)
c*****
do 1001 i=1,iel
c
c
gm(i)=em(i)/(2.0*(1.0+xnu))
kod(i)=0

c
call tx(nel,ielt,x,i,xl,nd,tt1,tt2,tt4)

c
```

```

        call beamcoll(ielt,i,x,nd,nel,yyuk(i),xmcr(i),el1,
* xl(i),at1(i),at2(i),alan(i),em(i),gm(i),erm,
* sf(i),kod(i),tek(i),ai(i),ikk,xh(i),bj(i),
* aty(i),elyv,knum,tt4,model,
* c1,c2,xksi,kodb,model2,epsto(i))
c
        call yaz(erm,elyv)
        call sistem(nel,nd,i,n,ibnd,knum,erm,srm,yuk,elyv,yyuk,
* tek)
1001 continue
c
        itr=0
        call hava(itr,padi,em,bw,h,pp,as,asp,xmcr,epsto,
* knum,x,iel,ind,at1,at2,nel,ielt,aty,bj,nd)
c
        call bansol(srm,yuk,n,ibnd,nd)
        call ndisp(nd,ind,yuk,nkod,mskod,x,model,model2,c1,c2,nel,
* n,itr)
        rewind(7)
c
        do 1016 i=1,iel
            call tx(nel,ielt,x,i,xl,nd,tt1,tt2,tt4)
            call bcfors(iel,ielt,x,knum,nd,nel,yuk,yyuk,el1,i,tt4)
            do 1017 j=1,12
                tmom(i,j)=el1(i,j)
1017 continue
1016 continue
c
c
        itr=0
        do 1027 i=1,iel
            call uckuv(nel,i,el1,kod(i),9,itr,ielt)
1027 continue
c
c
c
        itr=1
1      call sfirm8(srm,nd,nd,n,ibnd)
        call sfirv8(yuk,nd,n)
        rewind(7)
c
        call set_cursor_pos@(1,10)
        write(*,*) 'iteration no:', itr
c
        call ekle(nkod,nel,nd,ind,dyuk,yuk)
c

```

```

do 1032 i=1,iel
c
call tx(nel,ielt,x,i,xl,nd,tt1,tt2,tt4)
c
c
if(as(i).eq.0.) then
kod(i)=0.
goto 256
endif
c
c
call kontrol1(nel,i,xmcr,el1,yyuk,xksi,kodb,kod(i),
* xl,tek,ai)
c
c
256 call beamcoll(ielt,i,x,nd,nel,yyuk(i),xmcr(i),el1,
* xl(i),at1(i),at2(i),alan(i),em(i),gm(i),
* erm,sf(i),kod(i),tek(i),ai(i),ikk,xh(i),
* bj(i),aty(i),elyv,knum,tt4,
* model,c1,c2,xksi,kodb,model2,epsto(i))
c
call yaz(erm,elyv)
call sistem(nel,nd,i,n,ibnd,knum,erm,srm,yuk,elyv,yyuk,tek)
c
1032 continue
c
call bansol(srm,yuk,n,ibnd,nd)
c
rewind(7)
c
do 1040 i= 1,iel
call tx(nel,ielt,x,i,xl,nd,tt1,tt2,tt4)
call bcforce(iel,ielt,x,knum,nd,nel,yuk,yyuk,el2,i,tt4)
1040 continue
c
kod2=0
do 1050 i=1,iel
c
call kontrol2(nel,i,el1,el2,kod1)
c
tmom(i,8)=tmom(i,8)+el2(i,8)
tmom(i,12)=tmom(i,12)+el2(i,12)
el1(i,8)=tmom(i,8)/(itr+1)
el1(i,12)=tmom(i,12)/(itr+1)
tmom(i,7)=tmom(i,7)+el2(i,7)
tmom(i,10)=tmom(i,10)+el2(i,10)

```

```

    el1(i,7)=tmom(i,7)/(itr+1)
    el1(i,10)=tmom(i,10)/(itr+1)
    tmom(i,1)=tmom(i,1)+el2(i,1)
    tmom(i,4)=tmom(i,4)+el2(i,4)
    el1(i,1)=tmom(i,1)/(itr+1)
    el1(i,4)=tmom(i,4)/(itr+1)
    tmom(i,2)=tmom(i,2)+el2(i,2)
    tmom(i,5)=tmom(i,5)+el2(i,5)
    el1(i,2)=tmom(i,2)/(itr+1)
    el1(i,5)=tmom(i,5)/(itr+1)
    tmom(i,9)=tmom(i,9)+el2(i,9)
    tmom(i,11)=tmom(i,11)+el2(i,11)
    el1(i,9)=tmom(i,9)/(itr+1)
    el1(i,11)=tmom(i,11)/(itr+1)
    tmom(i,3)=tmom(i,3)+el2(i,3)
    tmom(i,6)=tmom(i,6)+el2(i,6)
    el1(i,3)=tmom(i,3)/(itr+1)
    el1(i,6)=tmom(i,6)/(itr+1)
    if(kod1.eq.1) kod2=1
1050    continue
    if(kod2.eq.1) then
        itr=itr+1
        goto 1
    else
        goto 36
    endif
c
c
36    call hava(itr,padi,em,bw,h,pp,as,asp,xmcr,epsto,
*    knum,x,iel,ind,at1,at2,nel,ielt,aty,bj,nd)
    call ndisp(nd,ind,yuk,nkod,mskod,x,model,model2,c1,c2,nel,
*    n,itr)
    do 1070 i=1,iel
        call uckuv(nel,i,el2,kod(i),8,itr,ielt)
1070    continue
    write(*,*) 'OUTPUT FILES CREATED BY PROGRAM'
    write(*,*) 'RESULT OF THE LINEAR ANALYSIS.....',
*    FN(3)
    write(*,*) 'RESULT OF THE ANALYSIS WHEN CRACKING
CONSIDERED.',
*    FN(1)
    stop
end
c *****
c *****
c
Alt Programlar

```

```

subroutine dturet(dinput,fn)
character*8 dinput
character*20 fn(4)
character*4 b(4)
data b/'.c1','.g1','.l1','.dat'/
c
open(21,file='dosya',form='formatted')
do 10 k=1,4
write(21,*) "",dinput,b(k),"
10 continue
c
rewind 21
read(21,*) fn
close (21,status='delete')
c
open(7,file=fn(2),form='formatted')
open(8,file=fn(1),form='formatted')
open(9,file=fn(3),form='formatted')
open(10,file=fn(4),form='formatted')
c
return
end
c*****
subroutine input(iel,n,ielt,x,knum,yuk,dyuk,nel,nd,ind,yyuk,
* nkod,mskod,ick,ikk,model,model2,c1,c2,em,fctk,at1,at2,alan,
* xmcr,ibnd,tek,ai,sf,xh,epsto,bw,h,pp,as,asp,xnu,aty,bj,kj)
c
implicit real*8 (a-h,o-z)
character*10 model,model2
character*80 padi,bilgi
c
dimension x(nd,3),ielt(nel,11),knum(nel,12),yyuk(nel),
* dyuk(nd,6),mskod(nd),nkod(nd,6),ngkod(6),yuk(nd),em(nel),
* fctk(nel),at1(nel),at2(nel),alan(nel),xmcr(nel),bw(nel),
* h(nel),tek(nel),ai(nel),sf(nel),xh(nel),pp(nel),as(nel),
* asp(nel),epsto(nel),aty(nel),bj(nel),kj(nd,3)
c
read(5,1) padi
1 format(1a80)
read(5,1) bilgi
read(5,*) ind,iel,ick,ikk,est
if(ick.eq.1) then
read(5,*) model,c1,c2
endif
c
if(ikk.eq.1) then

```

```

    read(5,*) model2
    endif
c
    read(5,1) bilgi
    xnu=0.2
    do 20 k=1,iel
        read(5,*) io,(ielt(io,ko),ko=1,11),em(io),fctk(io)
c
        bw(io)=ielt(io,5)
        h(io)=ielt(io,6)
        pp(io)=ielt(io,7)
        as(io)=ielt(io,10)
        asp(io)=ielt(io,11)
c
        at1(io)=bw(io)*h(io)**3/12.
        alan(io)=bw(io)*h(io)
        aty(io)=h(io)*bw(io)**3/12.
        oran=bw(io)/h(io)
        if(orandlt.0.6) then
            bj(io)=(h(io)*bw(io)**3)*(1-(0.63*bw(io)/h(io))
* +(0.052*(bw(io)/h(io))**5))/3
        else
            bj(io)=(bw(io)*h(io))**3/(3.58*(bw(io)**2+h(io)**2))
        endif
c
        if(as(io).eq.0.) then
            at2(io)=0.
            xmcr(io)=0.
            epsto(io)=0.
            sf(io)=1.2
            goto 20
        endif
        xn=est/em(io)
        xb=bw(io)/xn/as(io)
        r=(xn-1.0)*asp(io)/xn/as(io)
        xkd=((2.0*h(io)*xb*(1.0+r*pp(io)/(h(io)-pp(io)))
* +(1.0+r)**2)**0.5-(1.0+r))/xb
        at2(io)=bw(io)*xkd**3/3.0+xn*as(io)*(h(io)-pp(io)-xkd)**2
* +(xn-1.0)*asp(io)*(xkd-pp(io))**2
        xh(io)=h(io)/2.
        sf(io)=1.2
        fctf=2.0*fctk(io)
        xmcr(io)=fctf*at1(io)/xh(io)
        epsto(io)=fctf/em(io)
    20 continue
c

```

```

do 26 l=1,nd
26 mskod(l)=0
c
do 79 ims=1,iel
if(ielt(ims,3).ne.0) then
mskod(ielt(ims,3))=ielt(ims,3)
mskod(ielt(ims,4))=ielt(ims,4)
endif
79 continue
call sfirm4(nkod,nd,6,ind,6)
c
read(5,1) bilgi
271 call ng(ngroup,nsw)
if(nsw.eq.1) goto 27
if(ngroup.eq.4) then
read(5,*) io,(x(io,k),k=1,3)
endif
if(ngroup.eq.10) then
read(5,*) j,kk,ll,(x(j,jm),jm=1,3),(kj(j,jm),jm=1,3),t4
do 277 io=j+ll,kk,ll
t4=t4+1
do 279 jl=1,3
279 x(io,jl)=x(j,jl)+t4*kj(j,jl)
277 continue
endif
goto 271
c
27 read(5,1) bilgi
34 call ng(ngroup,nsw)
if(nsw.eq.1) goto 344
if(ngroup.eq.7) then
read(5,*) j,(nkod(j,jl),jl=1,6)
endif
if(ngroup.eq.9) then
read(5,*) j,kk,ll,(nkod(j,jl),jl=1,6)
do 347 io=j+ll,kk,ll
do 349 jl=1,6
349 nkod(io,jl)=nkod(j,jl)
347 continue
endif
goto 34
c
c
344 call sfirv8(yyuk,nel,iel)
c
read(5,1) bilgi

```

```

    read(5,*) iyes
    if(iyes.eq.0) goto 35
517  call ng(ngroup,nsw)
    if(nsw.eq.1) goto 35
    if(ngroup.eq.4) then
        read(5,*) k,yyuk(k),tek(k),ai(k)
    endif
    if(ngroup.eq.6) then
        read(5,*) j,kk,ll,yyuk(j),tek(j),ai(j)
        do 519 io=j+ll,kk,ll
            yyuk(io)=yyuk(j)
            tek(io)=tek(j)
            ai(io)=ai(j)
519    continue
        endif
        goto 517

```

c

c

```

35  ison=0
    do 48 i=1,ind
        do 38 j=1,6
38  ngkod(j)=nkod(i,j)
        do 36 j=1,6
            if(ngkod(j).eq.0) then
                ison=ison+1
                nkod(i,j)=ison
            else
                nkod(i,j)=0
            endif
36  continue
48  continue

```

c

```

n=ison
do 58 i=1,iel
    ij1=ielt(i,1)
    ij2=ielt(i,2)
    ij3=ielt(i,3)
    ij4=ielt(i,4)
    if(ij3.ne.0) then
        knum(i,1)=nkod(ij3,1)
        knum(i,2)=nkod(ij3,2)
        knum(i,3)=nkod(ij3,6)
    else
        knum(i,1)=nkod(ij1,1)
        knum(i,2)=nkod(ij1,2)
        knum(i,3)=nkod(ij1,6)

```

```

endif
if(ij4.ne.0) then
  knum(i,4)=nkod(ij4,1)
  knum(i,5)=nkod(ij4,2)
  knum(i,6)=nkod(ij4,6)
else
  knum(i,4)=nkod(ij2,1)
  knum(i,5)=nkod(ij2,2)
  knum(i,6)=nkod(ij2,6)
endif
knum(i,7)=nkod(ij1,3)
knum(i,8)=nkod(ij1,5)
knum(i,9)=nkod(ij1,4)
knum(i,10)=nkod(ij2,3)
knum(i,11)=nkod(ij2,4)
knum(i,12)=nkod(ij2,5)
58  continue
c
c      call sfirv8(yuk,nd,n)
c
do 998 i=1,nd
do 998 j=1,6
998  dyuk(i,j)=0
c
c      read(5,1) bilgi
c      call xdgm(dyuk,nd)

      read(5,*) iyds
      if(iyds.eq.0) goto 91
      do 41 i=1,iyds
      read(5,*) k,(dyuk(k,m),m=1,6)
41  continue
c

91  do 62 i=1,ind
do 62 j=1,6
if(dyuk(i,j).ne.0.) then
yuk(nkod(i,j))=dyuk(i,j)
endif
62  continue
call banduzun(iel,ibnd,knum,nel,12)
c
return
end
c*****
subroutine banduzun(nelp,ibndx,knumx,nelx,ixx)

```

```

        implicit real*8 (a-h,o-z)
        dimension kodp(48),knumx(nelx,ixx)
c
c
        ibndp=0
        do 74 i=1,nelp
        do 14 j=1,ixx
14   kodp(j)=knumx(i,j)
        do 73 j=1,ixx-1
        jj=j+1
        do 73 k=jj,ixx
        if(kodp(j).eq.0.or.kodp(k).eq.0) go to 73
        m=iabs(kodp(j)-kodp(k))
        if(m.gt.ibndp) ibndp=m
73   continue
74   continue
        ibndp=ibndp+1
        ibndx=ibndp
        return
        end
c*****
        subroutine sfirv8(a,nel,n)
        implicit real*8 (a-h,o-z)
        dimension a(nel)

        do 10 i=1,n
10   a(i)=0.
        return
        end
c*****
        subroutine sfirm8(a,nel,nd,n3,m)
        implicit real*8 (a-h,o-z)
        dimension a(nel,nd)
        do 10 i=1,n3
        do 10 j=1,m
10   a(i,j)=0.
        return
        end
c*****
        subroutine sfirm4(ka,nd,n2,n,m)
        dimension ka(nd,n2)
        do 10 i=1,n
        do 10 j=1,m
10   ka(i,j)=0
        return
        end

```

```

c*****
      subroutine beamcoll(ielt,i,x,nd,nel,yyuk,xmcr,el1,
* xl,at1,at2,alan,em,gm,erm,sf,kod,tek,ai,ikk,
* xh,bj,aty,elyv,knum,tt4,model,c1,c2,xksi,
* kodb,model2,epsto)
      implicit real*8 (a-h,o-z)
      character*10 model,model2
      dimension el1(nel,12),erm(12,12),ielt(nel,11),x(nd,3),
* elyv(12),y(12),knum(nel,12),xksi(nel,6),kodb(nel,5),atk(2),
* atk1(2),at(4),ati1(4),ati2(4),y1(12),tt4(12,12)

c
c      pi=4.*datan(1.d0)
      isw=0
      ii=ielt(i,1)
      jj=ielt(i,2)
      iii=ielt(i,3)
      jjj=ielt(i,4)
      xi=x(ii,1)
      xj=x(jj,1)
      yi=x(ii,2)
      yj=x(jj,2)

c
      if(iii.ne.0) then
        isw=1
        xmi=x(iii,1)
        xmj=x(jjj,1)
        ymi=x(iii,2)
        ymj=x(jjj,2)
      endif

c
      call sfirm8(erm,12,12,12,12)

c
      if(kod.eq.0) then
        if(ikk.eq.1) then
          alfa1=12.*em*at1*sf/(xl**2*gm*alan)
          alfa2=12.*em*aty*sf/(xl**2*gm*alan)
        else
          alfa1=0.
          alfa2=0.
        endif
        erm(1,1)=alan*em/xl
        erm(1,4)=-erm(1,1)
        erm(2,2)=12.0*em*aty/((1.+alfa2)*xl**3)
        erm(2,3)=6.0*em*aty/((1.+alfa2)*xl**2)
        erm(3,2)=erm(2,3)

```

```

erm(3,3)=(4.+alfa2)*em*aty/(xl*(1.+alfa2))
erm(5,2)=-erm(2,2)
erm(2,5)=erm(5,2)
erm(6,2)=-erm(3,2)-erm(5,2)*xl
erm(2,6)=erm(6,2)
erm(6,3)=(2.-alfa2)*em*aty/((1.+alfa2)*xl)
erm(3,6)=erm(6,3)
erm(5,5)=-erm(2,5)
erm(5,3)=-erm(2,3)
erm(3,5)=erm(5,3)
erm(6,5)=-erm(3,5)-erm(5,5)*xl
erm(5,6)=erm(6,5)
erm(6,6)=-erm(3,6)-erm(5,6)*xl
erm(4,1)=erm(1,4)
erm(4,4)=erm(1,1)
erm(7,7)=12.*em*at1/((1.+alfa1)*xl**3)
erm(7,8)=-6.*em*at1/((1.+alfa1)*xl**2)
erm(8,7)=erm(7,8)
erm(8,8)=(4.+alfa1)*em*at1/(xl*(1.+alfa1))
erm(10,7)=-erm(7,7)
erm(7,10)=erm(10,7)
erm(12,7)=-erm(8,7)+erm(10,7)*xl
erm(7,12)=erm(12,7)
erm(10,8)=-erm(7,8)
erm(8,10)=erm(10,8)
erm(12,8)=(2.-alfa1)*em*at1/((1.+alfa1)*xl)
erm(8,12)=erm(12,8)
erm(10,10)=-erm(7,10)
erm(12,10)=-erm(8,10)+erm(10,10)*xl
erm(10,12)=erm(12,10)
erm(12,12)=-erm(8,12)+erm(10,12)*xl
erm(9,9)=gm*bj/xl
erm(9,11)=-erm(9,9)
erm(11,9)=erm(9,11)
erm(11,11)=erm(9,9)
goto 300

```

c

c

endif

c kodun endifi

do 3 j=1,4

at(j)=0.0

at1(j)=0.0

3 continue

do 4 j=1,2

atk(j)=0.

```

        atk1(j)=0.
4    continue
c
    do 1 j=1,5
        a=xksi(i,j)
        b=xksi(i,j+1)
        if(a.eq.0.0.and.b.eq.0.0) goto 1
c
    if(kodb(i,j).eq.0) then
        fssi=1.
        ftsi=1.0-at2/at1
        tt11=at1/at2-1.0
        at(1)=at(1)+tt11*(b-a)-(at1/at2)*ftsi*(b-a)
        at(2)=at(2)+tt11*(b**2-a**2)/2.-(at1/at2)*ftsi
*      *(b**2-a**2)/2.0
        at(3)=at(3)+tt11*(b**3-a**3)/3.-(at1/at2)*ftsi
*      *(b**3-a**3)/3.
        at(4)=at(4)+tt11*(b**4-a**4)/4.-(at1/at2)*ftsi
*      *(b**4-a**4)/4.
c
    if(ikk.eq.1) then
        atk(1)=atk(1)+(b-a)*fssi
        atk(2)=atk(2)+(b**2-a**2)/2.*fssi
        endif
c
    if(tek.ne.0.0) then
        if(a.gt.ai/xl.and.b.gt.ai/xl) then
            atil(1)=atil(1)+tt11*(b-a)-(at1/at2)*ftsi*(b-a)
            atil(2)=atil(2)+tt11*(b**2-a**2)/2.-(at1/at2)*ftsi
*          *(b**2-a**2)/2.
            atil(3)=atil(3)+tt11*(b**3-a**3)/3.-(at1/at2)*ftsi
*          *(b**3-a**3)/3.
            if(ikk.eq.1) then
                atk1(1)=atk1(1)+(b-a)*fssi
            endif
c
            elseif(a.lt.ai/xl.and.b.gt.ai/xl) then
                c=ai/xl
                atil(1)=atil(1)+tt11*(b-c)-(at1/at2)*ftsi*(b-c)
                atil(2)=atil(2)+tt11*(b**2-c**2)/2.-(at1/at2)*ftsi
*          *(b**2-c**2)/2.
                atil(3)=atil(3)+tt11*(b**3-c**3)/3.-(at1/at2)*ftsi
*          *(b**3-c**3)/3.
                if(ikk.eq.1) then
                    atk1(1)=atk1(1)+(b-c)*fssi
                endif

```

```

endif
endif
else
tt11=at1/at2-1.
tt12=1.-at2/at1
xmom1=dabs(el1(i,8)+yyuk*(a*xl)**2/2.+el1(i,7)*a*xl)
xmom2=dabs(el1(i,8)+yyuk*(a*xl)**2/2.
* +(el1(i,7)+tek)*a*xl-tek*ai)
xmom3=dabs(el1(i,8)+yyuk*(b*xl)**2/2.+el1(i,7)*b*xl)
xmom4=dabs(el1(i,8)+yyuk*(b*xl)**2/2.
* +(el1(i,7)+tek)*b*xl-tek*ai)
eps11=xmom1/at1*xh/em
eps12=xmom2/at1*xh/em
eps13=xmom3/at1*xh/em
eps14=xmom4/at1*xh/em
c
if(a.lt.ai/xl) then
tt2=xmcr/xmom1
if(ikk.eq.1) then
tk2=eps11/epsto
eps1=eps11
endif
else
tt2=xmcr/xmom2
if(ikk.eq.1) then
tk2=eps12/epsto
eps1=eps12
endif
endif
if(b.lt.ai/xl) then
tt3=xmcr/xmom3
if(ikk.eq.1) then
tk3=eps13/epsto
eps2=eps13
endif
else
tt3=xmcr/xmom4
if(ikk.eq.1) then
tk3=eps14/epsto
eps2=eps14
endif
endif
if(model.eq.'ACI') then
ftsi=tt2**c1*tt11/(1.+tt2**c1*tt11)
ftsj=tt3**c1*tt11/(1.+tt3**c1*tt11)
elseif(model.eq.'CEB') then

```

```

        ftsi=c1*c2*tt2**2*tt12
        ftsj=c1*c2*tt3**2*tt12
    endif

c
    if(ikk.eq.1) then
        if(model2.eq.'ALM') then
            fssi=tk2/0.4
            fssj=tk3/0.4
        elseif(model.eq.'CDP') then
            fssi=1.0/(0.24*(1.0-250.0*eps1))
            fssj=1.0/(0.24*(1.0-250.0*eps2))
        elseif(model2.eq.'YS') then
            fssi=4.
            fssj=4.
        endif
        else
            fssi=0.
            fssj=0.
        endif

    do 20 jj=1,4
        call integ(i,jj,a,b,ftsi,ftsj,ai,xl,nel,xmcr,el1,yyuk,
*       tek,model,c1,c2,tt11,tt12,s)
        at(jj)=at(jj)+tt11*(b**jj-a**jj)/jj-(at1/at2)*s

c
        if(ikk.eq.1) then
            if(jj.eq.1.or.jj.eq.2) then
                call integk(i,jj,a,b,fssi,fssj,ai,xl,nel,epsto,el1,
*       model2,yyuk,tek,xh,at1,em,sk)
                atk(jj)=atk(jj)+sk
            endif
            else
                sk=0.
            endif

c
        if(tek.ne.0.0) then
            if(a.gt.ai/xl.and.b.gt.ai/xl) then
                at11(jj)=at11(jj)+tt11*(b**j-a**j)/jj-(at1/at2)*s
                if(ikk.eq.1) then
                    if(jj.eq.1) atk1(jj)=atk1(jj)+sk
                endif

c
            elseif(a.lt.ai/xl.and.b.gt.ai/xl) then
                c=ai/xl

c
            xmom=dabs(el1(i,8)+yyuk*(c*xl)**2/2.+el1(i,7)*c*xl)
            tt3=xmcr/xmom

```

```

        if(ikk.eq.1) then
            eps1=xmom/at1*xh/em
            tk3=eps1/epsto
        endif
c
        if(model.eq.'ACI') then
            fts1=tt3**c1*tt11/(1+tt3**c1*tt11)
        elseif(model.eq.'CEB') then
            fts1=c1*c2*tt3**2*tt12
        endif
c
        if(ikk.eq.1) then
            if(model2.eq.'ALM') then
                fssi1=tk3/0.4
            elseif(model2.eq.'CDP') then
                fssi1=1./(0.24*(1.0-250.0*eps1))
            elseif(model2.eq.'YS') then
                fssi1=4.0
            endif
        endif
c
        call integ(i,jj,c,b,fts1,fts2,ai,xl,nel,xmcr,
*      el1,yyuk,tek,model,c1,c2,tt11,tt12,s)
        at1(jj)=at1(jj)+tt11*(b**jj-c**jj)/jj-(at1/at2)*s
        if(ikk.eq.1) then
            if(jj.eq.1) then
                call integ(i,jj,c,b,fssi1,fssj,ai,xl,nel,epsto,el1,
*      model2,yyuk,tek,xh,at1,em,sk)
                atk1(jj)=atk1(jj)+sk
            endif
        endif
        endif
        endif
        endif
20 continue
    endif
1   continue
c
c
c*****COMPUTE FLEXIBILITY INFLUENCE COEFFICIENT***
c*****
        f77=xl**3/(3.*em*at1)*(1.+3.*at(3))
* +sf*xl/gm/alan*atk(1)
        f78=xl**2/(2.*em*at1)*(1.+2.0*at(2))
        f88=xl/(em*at1)*(1.+at(1))
        f87=f78
c

```

```

    abl=ai/xl
    f70=yyuk*xl**4/(8.*em*at1)*(1.0+4.*at(4))
* +tek*xl**3/(6.*em*at1)*((2.-2.*abl**3
* +6.*ati1(3))-abl*(3.0-3.0*abl**2+6.*ati1(2)))
* +yyuk*xl**2*sf/gm/alan*atk(2)
* +tek*xl*sf/gm/alan*atk1(1)
c
    f80=yyuk*xl**3/(6.*em*at1)*(1.+3*at(3))
* +tek*xl**2/(em*at1)*(abl*(-1.+abl-ati1(1))
* +0.5*(1.0-abl**2+2.*ati1(2)))
c
c
c
    erm(1,1)=alan*em/xl
    erm(1,4)=-erm(1,1)
    erm(4,4)=erm(1,1)
    erm(4,1)=erm(1,4)
    erm(7,7)=f88/(f77*f88-f78*f87)
    erm(8,8)=f77/(f77*f88-f78*f87)
    erm(7,8)=-f78/(f77*f88-f78*f87)
    erm(8,7)=erm(7,8)
    erm(10,7)=-erm(7,7)
    erm(7,10)=erm(10,7)
    erm(12,7)=-erm(8,7)+erm(10,7)*xl
    erm(7,12)=erm(12,7)
    erm(10,8)=-erm(7,8)
    erm(8,10)=erm(10,8)
    erm(12,8)=-erm(8,8)+erm(10,8)*xl
    erm(8,12)=erm(12,8)
    erm(10,10)=-erm(7,10)
    erm(12,10)=-erm(8,10)+erm(10,10)*xl
    erm(10,12)=erm(12,10)
    erm(12,12)=-erm(8,12)+erm(10,12)*xl
    alfa2=12.*em*aty*sf/(xl**2*gm*alan)
    erm(2,2)=12.*em*aty/((1.+alfa2)*xl**3)
    erm(2,3)=6.*em*aty/((1.+alfa2)*xl**2)
    erm(3,3)=(4.+alfa2)*em*aty/(xl*(1.+alfa2))
    erm(3,2)=erm(2,3)
    erm(5,2)=-erm(2,2)
    erm(2,5)=erm(5,2)
    erm(6,2)=-erm(3,2)-erm(5,2)*xl
    erm(2,6)=erm(6,2)
    erm(6,3)=(2.-alfa2)*em*aty/((1.+alfa2)*xl)
    erm(3,6)=erm(6,3)
    erm(5,5)=-erm(2,5)
    erm(5,3)=-erm(2,3)

```

```

erm(3,5)=erm(5,3)
erm(6,5)=-erm(3,5)-erm(5,5)*xl
erm(5,6)=erm(6,5)
erm(6,6)=-erm(3,6)-erm(5,6)*xl
erm(9,9)=gm*bj/xl
erm(9,11)=-erm(9,9)
erm(11,9)=erm(9,11)
erm(11,11)=erm(9,9)
c
300  if(kod.eq.0) then
c
      do 129 j7=1,12
129  y(j7)=0.0
c
      if(yyuk.eq.0.) goto 500
c
      a88=xl/em/at1
      a77=xl**3/(3.*em*at1)+sf*xl/(gm*alan)
      a78=xl**2/(2.*em*at1)
      a87=a78
      a70=yyuk*xl**4/(8.*em*at1)+yyuk*xl**2*sf/(2.0*gm*alan)
      * +tek/(3.0*em*at1)*(xl**3-ai**3)
      * -tek*ai/(2.0*em*at1)*(xl**2-ai**2)+tek*sf/(gm*alan)*(xl-ai)
      a80=yyuk*xl**3/(6.*em*at1)+tek/(2.*em*at1)*(xl**2-ai**2)
      * -tek*ai/(em*at1)*(xl-ai)

      y(7)=-(a88*a70-a78*a80)/(a77*a88-a78*a87)
      y(8)=-(a77*a80-a78*a70)/(a77*a88-a78*a87)
      y(10)=-(yyuk*xl+tek+y(7))
      y(12)=-y(8)-tek*xl+tek*ai-yyuk*xl**2/2.-y(7)*xl

      y(7)=-y(7)
      y(8)=-y(8)
      y(10)=-y(10)
      y(12)=-y(12)
c
      goto 500
c
c
      endif
c  kodun endifi
      do 264 l8=1,12
264  y(l8)=0.
      y(7)=-(f88*f70-f78*f80)/(f77*f88-f78*f87)
      y(8)=-(f77*f80-f78*f70)/(f77*f88-f78*f87)

```

```

        y(10)=- (yyuk*xl+tek+y(7))
        y(12)=-y(8)-tek*xl+tek*ai-yyuk*xl**2/2.-y(7)*xl
c
        y(7)=-y(7)
        y(8)=-y(8)
        y(10)=-y(10)
        y(12)=-y(12)
c
c
500  do 667 m1=1,12
667  y1(m1)=0.
        do 881 j4=1,12
        sum=0.
        do 882 k4=1,12
882  sum=sum+tt4(k4,j4)*y(k4)
881  y1(j4)=y1(j4)+sum
c
        do 3455 k2=1,12
        elyv(k2)=y1(k2)
3455  continue
c
c
        call ekm1(erm,tt4,xi,yi,xmi,ymi,xj,yj,xmj,ymj,isw)
c      endif
c      zkontun endifi
        return
        end
c
c*****
c      subroutine integ(i,jj,a,b,ftsi,ftsj,ai,xl,nel,xmcr,el1,yyuk,
* tek,model,c1,c2,tt11,tt12,s)

        implicit real*8 (a-h,o-z)
        dimension el1(nel,12)
        character*10 model
c
        if(a.eq.0.0) a=0.0001
        j1=jj-1
        h=b-a
        kk=1
        t=(a**j1*ftsi+b**j1*ftsj)*(b-a)
        xm=0.
5      t=(t-xm)/2.
        xm=0.
        c=a-h/2.

```

```

do 2 k=1, kk
  c=c+h
  if(c.lt.ai/xl) then
    tt2=xmcr/dabs(el1(i,8)+yyuk*(c*xl)**2/2.
* +el1(i,7)*c*xl)
  else
    tt2=xmcr/dabs(el1(i,8)+yyuk*(c*xl)**2/2.
* +(el1(i,7)+tek)*c*xl-tek*ai)
  endif
  if(model.eq.'ACT') then
    fts=tt2**c1*tt11/(1+tt2**c1*tt11)
  elseif(model.eq.'CEB') then
    fts=c1*c2*tt2**2*tt12
  endif
  xm=xm+c**j1*fts*h
2  continue
  s=(t+2.*xm)/3.
  h=h/2.
  kk=kk*2
  if(dabs(t-xm)/dabs(s).gt.0.001) goto 5
  return
end
c*****
  subroutine integk(i,jj,a,b,fssi,fssj,ai,xl,nel,epsto,el1,
* model2,yyuk,tek,xh,at1,em,s)
c
  implicit real*8 (a-h,o-z)
  dimension el1(nel,12)
  character*10 model2
c
c
  if(a.eq.0.0) a=0.0001
  j1=jj-1
  h=b-a
  kk=1
  t=(a**j1*fssi+b**j1*fssj)*(b-a)
  xm=0.
5  t=(t+xm)/2.
  xm=0.
  c=a-h/2.0
  do 2 k=1,kl:
    c=c+h
    if(c.lt.ai/xl) then
      xmom=dabs(el1(i,8)+yyuk*(c*xl)**2/2.+el1(i,7)*c*xl)
    else
      xmom=dabs(el1(i,8)+yyuk*(c*xl)**2/2.

```

```

* +(el1(i,7)+tek)*c*xl-tek*ai)
endif
eps1=xmom/at1*xh/em
tk3=eps1/epsto
if(model2.eq.'ALM') then
fss=tk3/0.4
elseif(model2.eq.'CDP') then
fss=1.0/(0.24*(1.0-250.0*eps1))
elseif(model2.eq.'YS') then
fss=4.
endif

xm=xm+c**j1*fss*h
2      continue
s=(t+2.0*xm)/3.
h=h/2.
kk=kk*2
if(dabs(t-xm)/dabs(s).gt.0.001) goto 5
return
end

c*****
*****

subroutine ekml(erm,tt4,xi,yi,xmi,ymi,xj,yj,xmj,ymj,isw)
implicit real*8 (a-h,o-z)

dimension erm(12,12),tt4(12,12),ekmy(12,12),gec(12,12),
* xbb(6,6)

c      call xt1(tt1,tet1)
c
do 300 it=1,12
do 300 jt=1,12
ekmy(it,jt)=0.
gec(it,jt)=0.
300 continue
c
do 950 k=1,12
do 950 l=1,12
sum=0.
do 900 m=1,12
900 sum=sum+erm(k,m)*tt4(m,l)
950 gec(k,l)=gec(k,l)+sum
c
do 965 k=1,12
do 965 l=1,12
sum=0.

```

```

do 960 m=1,12
960  sum=sum+tt4(m,k)*gec(m,l)
965  ekmy(k,l)=ekmy(k,l)+sum
c
do 975 k=1,12
do 975 l=1,12
975  erm(k,l)=ekmy(k,l)
c
if(isw.eq.0) goto 1111
c
do 1031 il=1,6
do 1031 jl=1,6
if(il.eq.jl) then
xbb(il,jl)=1.
else
xbb(il,jl)=0.
endif
1031  continue
c
xbb(1,3)=ymi-yi
xbb(2,3)=xi-xmi
xbb(4,6)=ymj-yj
xbb(5,6)=xj-xmj
c
do 1040 it=1,12
do 1040 jt=1,12
ekmy(it,jt)=0.
gec(it,jt)=0.
1040  continue
c
do 1060 k=1,6
do 1060 l=1,6
sum=0.
do 1055 m=1,6
1055  sum=sum+erm(k,m)*xbb(m,l)
1060  gec(k,l)=gec(k,l)+sum
c
do 1070 k=1,6
do 1070 l=1,6
sum=0.
do 1065 m=1,6
1065  sum=sum+xbb(m,k)*gec(m,l)
1070  ekmy(k,l)=ekmy(k,l)+sum
c
do 1080 k=1,6
do 1080 l=7,12

```

```

        sum=0.
        do 1075 m=1,6
1075      sum=sum+xbb(m,k)*erm(m,l)
1080      ekmy(k,l)=ekmy(k,l)-sum
c
        do 1090 k=7,12
        do 1090 l=1,6
        sum=0.
        do 1085 m=1,6
1085      sum=sum+erm(k,m)*xbb(m,l)
1090      ekmy(k,l)=ekmy(k,l)-sum
c
        do 1400 k=7,12
        do 1400 l=7,12
1400      ekmy(k,l)=erm(k,l)
c
        do 1410 k=1,12
        do 1410 l=1,12
1410      erm(k,l)=ekmy(k,l)
c
1111      return
        end
c*****
        subroutine yaz(erm,elyv)
        implicit real*8 (a-h,o-z)
        dimension erm(12,12),elyv(12)

        do 10 i=1,12
        do 10 j=1,12
            write(7,*) erm(i,j)
10 continue

        do 20 j=1,12
            write(7,*) elyv(j)
20 continue
        return
        end
c*****
        subroutine sistem(nel,nd,i,n,ibnd,knum,erm,srm,yuk,elyv,
        * yyuk,tek)
        implicit real*8 (a-h,o-z)
        dimension srm(nd,nd),knum(nel,12),erm(12,12),elyv(12),
        * yuk(nd),yyuk(nel),tek(nel)

        do 105 j=1,12

```

```

        l=knum(i,j)
        if(l.eq.0) goto 105
        do 100 k=1,12
            m=knum(i,k)
            if(m.eq.0) goto 100
            if(m.lt.1) goto 100
            ipos=m-l-1
            srm(l,ipos)=srm(l,ipos)+erm(j,k)
100      continue
105      continue
c
        if(yyuk(i).eq.0.) goto 201
c
        yuk(knum(i,7))=yuk(knum(i,7))+elyv(7)
        yuk(knum(i,8))=yuk(knum(i,8))+elyv(8)
        yuk(knum(i,9))=yuk(knum(i,9))+elyv(9)
        yuk(knum(i,10))=yuk(knum(i,10))+elyv(10)
        yuk(knum(i,11))=yuk(knum(i,11))+elyv(11)
        yuk(knum(i,12))=yuk(knum(i,12))+elyv(12)
c
201      return
        end

c*****
        subroutine tx(nel,ielt,x,i,xl,nd,tt1,tt2,tt4)
c
        implicit real*8 (a-h,o-z)
        dimension ielt(nel,11),x(nd,3),xl(nel),tt1(12,12),tt2(12,12),
        * tt4(12,12)

        do 1310 i1=1,12
            do 1315 k1=1,12
                tt1(i1,k1)=0.
                tt2(i1,k1)=0.
                tt4(i1,k1)=0.
1315          continue
1310        continue

c
c      pi=4.*datan(1.d0)
        isw=0
        ii=ielt(i,1)
        jj=ielt(i,2)
        iii=ielt(i,3)
        jjj=ielt(i,4)
c

```

```

xi=x(ii,1)
xj=x(jj,1)
yi=x(ii,2)
yj=x(jj,2)
if(iii.ne.0) then
isw=1
xmi=x(iii,1)
xmj=x(jjj,1)
ymi=x(iii,2)
ymj=x(jjj,2)
endif

```

c

```

xl(i)=(x(jj,1)-x(ii,1))**2+(x(jj,2)-x(ii,2))**2
* +(x(jj,3)-x(ii,3))**2
xl(i)=dsqrt(xl(i))
ykont=(x(jj,2)-x(ii,2))
xkont=(x(jj,1)-x(ii,1))
zkont=(x(jj,3)-x(ii,3))

```

c

```

if(xkont.eq.0..and.ykont.eq.0.) then
gama=0.
cstet=1.
sntet=0.
snbet=zkont/xl(i)
csbet=gama/xl(i)
tt1(1,1)=cstet
tt1(1,2)=sntet
tt1(2,1)=-sntet
tt1(2,2)=cstet
tt1(3,3)=1.
tt1(4,4)=cstet
tt1(4,5)=sntet
tt1(5,4)=-sntet
tt1(5,5)=cstet
tt1(6,6)=1.
tt1(7,7)=1.
tt1(8,8)=cstet
tt1(8,9)=-sntet
tt1(9,8)=sntet
tt1(9,9)=cstet
tt1(10,10)=1.
tt1(11,11)=cstet
tt1(11,12)=sntet
tt1(12,11)=-sntet

```

```

        tt1(12,12)=cstet
c
        tt2(1,1)=csbet
        tt2(1,7)=snbet
        tt2(2,2)=1.
        tt2(3,3)=csbet
        tt2(3,9)=-snbet
        tt2(4,4)=csbet
        tt2(4,10)=snbet
        tt2(5,5)=1.
        tt2(6,6)=csbet
        tt2(6,11)=-snbet
        tt2(7,1)=-snbet
        tt2(7,7)=csbet
        tt2(8,8)=1.
        tt2(9,3)=snbet
        tt2(9,9)=csbet
        tt2(10,4)=-snbet
        tt2(10,10)=csbet
        tt2(11,6)=snbet
        tt2(11,11)=csbet
        tt2(12,12)=1.
c
        do 951 k=1,12
        do 951 l=1,12
        sum=0.
        do 901 m=1,12
901      sum=sum+tt2(k,m)*tt1(m,l)
951      tt4(k,l)=tt4(k,l)+sum
C
        ELSE
c
        gama=xkont**2+ykont**2
        gama=dsqrt(gama)
        cstet=xkont/gama
        sntet=ykont/gama
        snbet=zkont/xl(i)
        csbet=gama/xl(i)
c
        tt1(1,1)=cstet
        tt1(1,2)=sntet
        tt1(2,1)=-sntet
        tt1(2,2)=cstet
        tt1(3,3)=1.
        tt1(4,4)=cstet
        tt1(4,5)=sntet

```

```

tt1(5,4)=-sntet
tt1(5,5)=cstet
tt1(6,6)=1.
tt1(7,7)=1.
tt1(8,8)=cstet
tt1(8,9)=-sntet
tt1(9,8)=sntet
tt1(9,9)=cstet
tt1(10,10)=1.
tt1(11,11)=cstet
tt1(11,12)=sntet
tt1(12,11)=-sntet
tt1(12,12)=cstet

```

c

```

tt2(1,1)=csbet
tt2(1,7)=snbet
tt2(2,2)=1.
tt2(3,3)=csbet
tt2(3,9)=-snbet
tt2(4,4)=csbet
tt2(4,10)=snbet
tt2(5,5)=1.
tt2(6,6)=csbet
tt2(6,11)=-snbet
tt2(7,1)=-snbet
tt2(7,7)=csbet
tt2(8,8)=1.
tt2(9,3)=snbet
tt2(9,9)=csbet
tt2(10,4)=-snbet
tt2(10,10)=csbet
tt2(11,6)=snbet
tt2(11,11)=csbet
tt2(12,12)=1.

```

c

c

```

do 971 k=1,12
do 971 l=1,12
sum=0.
do 921 m=1,12
921    sum=sum+tt2(k,m)*tt1(m,l)
971    tt4(k,l)=tt4(k,l)+sum

```

c

ENDIF

c

return

```

                                end
c*****
      subroutine hava(itr,padi,em,bw,h,pp,as,asp,xmcr,epsto,
*   knum,x,iel,ind,at1,at2,nel,ielt,aty,bj,nd)
cc
      implicit real*8 (a-h,o-z)
      dimension em(nel),bw(nel),h(nel),pp(nel),as(nel),asp(nel),
*   xmcr(nel),epsto(nel),x(nd,3),at1(nel),at2(nel),aty(nel),
*   bj(nel),ielt(nel,11),knum(nel,12)
cc
      character*80 padi
cc
      if(itr.eq.0) then
        write(9,1) padi
1      format('RESULTS OF THE LINEAR ANALYSIS FOR',/,a80,/)
        iii=9
      else
        write(8,2) padi
2      format('RESULTS OF THE ANALYSIS CONSIDERING MEMBERS IN
A      *CRACKED STATE FOR',/,a80,/)
        iii=8
      endif
cc
      write(iii,3)
3      format(//,' JOINT COORDINATES',/,
*   /,' JOINT      X      Y      Z',/,
*   50('-',/))
cc
      do 51 i=1,ind
        write(iii,4) i,x(i,1),x(i,2),x(i,3)
4      format(1i5,3f15.3)
51      continue
cc
      write(iii,6)
6      format(//,' MEMBER IDENTIFICATION AND KODE NUMBERS',/,
*   /,' MEMBER    I    J',21x,'CODE NUMBERS ',/,
*   85('-',/))
c
      do 71 i=1,iel
        write(iii,8) i,ielt(i,1),ielt(i,2),(knum(i,j),j=1,12)
8      format(1i7,2x,2i7,2x,12i5)
71      continue
cc
      write(iii,9)
9      format(//,'MEMBERS CROSS SECTIONS ',/,

```

```

* /,' MEMBER BW H COVER AS'
* , ASP',58('-),/)
c
do 474 i=1,iel
write(iii,11) i,bw(i),h(i),pp(i),as(i),asp(i)
11 format(1i5,3x,5f10.3)
474 continue
cc
write(iii,12)
12 format(///,/,
* /,' MEMBER IG ICR MCR'
* , EPSTO EM ATY BJ ',91('-),/)

do 132 i=1,iel
write(iii,14) i,at1(i),at2(i),xmcr(i),epsto(i),em(i),aty(i),
* bj(i)
14 format(1i5,2x,7e12.3)
132 continue
return
end
c*****
****
subroutine bansol(a,b,neq,nbw,nd)
implicit real*8 (a-h,o-z)
dimension a(nd,nd),b(nd)
c
nt=neq+1
n1=neq-1
do 2002 k=1,n1
nk=min(nbw,nt-k)
do 2001 i=2,nk
c1=a(k,i)/a(k,1)
i1=k+i-1
do 2009 j=i,nk
j1=j-i+1
2009 a(i1,j1)=a(i1,j1)-c1*a(k,j)
a(k,i)=c1
2001 continue
2002 continue
do 2010 k=1,n1
nk=min(nbw,nt-k)
do 2005 i=2,nk
i1=k+i-1
b(i1)=b(i1)-a(k,i)*b(k)
2005 continue
2010 b(k)=b(k)/a(k,1)

```

```

        b(neq)=b(neq)/a(neq,1)
        do 2020 n=n1,1,-1
            nk=min(nbw,nt-n)
            do 2020 k=2,nk
                b(n)=b(n)-a(n,k)*b(n+k-1)
2020    continue
        return
    end
c*****
    subroutine ndisp(nd,ind,yuk,nkod,mskod,x,model,model2,
*   c1,c2,nel,n,itr)
    implicit real*8 (a-h,o-z)
    character*10 model,model2
c
    dimension nkod(nd,6),mskod(nd),x(nd,3),yuk(nd),adisp(6)
c
    do 5145 io=1,6
5145    adisp(io)=0.
c
    if(itr.eq.0) then
        id=9
    else
        id=8
        write(id,'(//,"MODELS ",/)')
        if(model.eq.'ACI') then
            write(id,100) MODEL,C1
100    format('EFFEC. MOM. OF INERTIA :',1a15,' p=',1f10.2,/)
        elseif(model.eq.'CEB') then
            write(id,101) MODEL,C1,C2
101    format('EFFEC. OF MOM. INERTIA :',1a15,' BETA1=',1f10.2,
*   ' BETA2=',1f10.2,/)
            endif
c
        write(id,('EFFECTIVE SHEAR MODULUS:',1a15)) MODEL2
        write(id,*) 'ALM: AL-MAHAIDI'
        write(id,*) 'CDP:CODELIN AND DEI POLI'
        write(id,*) 'YS : YUZUGULLU AND SCHNOBRICH'
        write(id,3) ITR
    3    format(1x,/, 'NUMBER OF ITERATION :',1x,i4)
    endif
c
        write(id,'(//)')
        write(id,(' JOINT DISPLACEMENT',/))
        write(id,*) 'JOINT    UX        UY        UZ
*   RX        RY        RZ'
        write(id,*) '-----'

```

```

*-----'

do 5160 io=1,ind
do 5155 jo=1,6
if(nkod(io,jo).ne.0) then
adisp(jo)=yuk(nkod(io,jo))
else
adisp(jo)=0.
endif
5155 continue
d1mi=0.
d2mi=0.
d3mi=0.
do 5165 ims=1,ind
if(mskod(ims).ne.0) then
if(x(io,3).eq.x(mskod(ims),3)) then
if(nkod(mskod(ims),1).ne.0) then
d1mi=yuk(nkod(mskod(ims),1))
endif
if(nkod(mskod(ims),2).ne.0) then
d2mi=yuk(nkod(mskod(ims),2))
endif
if(nkod(mskod(ims),6).ne.0) then
d3mi=yuk(nkod(mskod(ims),6))
endif
dxi=x(io,1)
dyi=x(io,2)
dxmi=x(mskod(ims),1)
dymi=x(mskod(ims),2)
adisp(1)=d1mi-(dyi-dymi)*d3mi
adisp(2)=d2mi+(dxi-dxmi)*d3mi
adisp(6)=d3mi
endif
endif
5165 continue
c
write(id,5170) io,(real(adisp(jo)),jo=1,6)
5170 format(1x,i4,6(1x,e12.5))
5160 continue
c
return
end
c*****
subroutine bcforce(iel,ielt,x,knum,nd,nel,yuk,yyuk,el1,i,
* tt4)
implicit real*8 (a-h,o-z)

```

```

c
dimension x(nd,3),ielt(nel,11),knum(nel,12),bb(6,6).
* erm(12,12),yyuk(nel),bbin(6,6),yuk(nd),eldis(12),elyv(12),
* elyuk1(6),elyuk2(12),el1(nel,12),tt4(12,12),y4(12)
c
do 19 j=1,12
do 19 k=1,12
19 read(7,*) erm(j,k)
do 39 j=1,12
39 read(7,*) elyv(j)
c
do 1110 i1=1,6
do 1110 j1=1,6
if(i1.eq.j1) then
bb(i1,j1)=1.
else
bb(i1,j1)=0.
endif
1110 continue
c
do 1125 k=1,12
elyuk2(k)=0.
1125 eldis(k)=0.
do 1150 j=1,12
l=knum(i,j)
if(l.eq.0) goto 1150
eldis(j)=yuk(l)
1150 continue
c
isw=0
ii=ielt(i,1)
jj=ielt(i,2)
iii=ielt(i,3)
jjj=ielt(i,4)
c
xi=x(ii,1)
xj=x(jj,1)
yi=x(ii,2)
yj=x(jj,2)
if(iii.ne.0) then
isw=1
xmi=x(iii,1)
xmj=x(jjj,1)
ymi=x(iii,2)
ymj=x(jjj,2)
endif

```

```

c
    if(isw.eq.1) then
        bb(3,1)=ymi-yi
        bb(3,2)=xi-xmi
        bb(6,4)=ymj-yj
        bb(6,5)=xj-xmj
        call inverse(bb,bbin,6)
    endif

c
c
    do 1175 k=1,12
        sum=0.
        do 1160 j=1,12
1160         sum=sum+erm(k,j)*eldis(j)
1175         elyuk2(k)=sum
c
        if(isw.eq.1) then
            do 1185 k=1,6
                sum=0.
                do 1180 j=1,6
1180                 sum=sum+bbin(k,j)*elyuk2(j)
1185                 elyuk1(k)=sum
c
                    do 1190 k=1,6
1190                     elyuk2(k)=elyuk1(k)
                    endif
c
                if(yyuk(i).ne.0.) then
                    elyuk2(7)=elyuk2(7)-elyv(7)
                    elyuk2(8)=elyuk2(8)-elyv(8)
                    elyuk2(9)=elyuk2(9)-elyv(9)
                    elyuk2(10)=elyuk2(10)-elyv(10)
                    elyuk2(11)=elyuk2(11)-elyv(11)
                    elyuk2(12)=elyuk2(12)-elyv(12)
                endif
c
            do 1318 m3=1,12
1318             y4(m3)=0.
c
            do 813 j5=1,12
                sum=0.
                do 818 k5=1,12
1180                 sum=sum+tt4(j5,k5)*elyuk2(k5)
1183                 y4(j5)=sum+y4(j5)

```

```

        do 1189 k=1,12
            ell(i,k)=y4(k)
1189    continue
c
c
        return
        end
c*****
        subroutine inverse(aa,y,idim)
            implicit real*8 (a-h,o-z)
c        using LU decomposition
            dimension aa(idim,idim),y(idim,idim),indx(12)
            np=idim
            nl=idim
            do 12 il=1,nl
                do 11 j=1,nl
                    y(il,j)=0.
11    continue
                    y(il,il)=1.
12    continue
c        do LU decomposition
            call ludcmp(aa,nl,np,indx,dd)
c        determine the inverse matrix
            do 13 j=1,nl
                call lubksb(aa,nl,np,indx,y(1,j))
13    continue
            return
            end
c*****
        subroutine ludcmp(aa,nl,np,indx,dd)
            implicit real*8 (a-h,o-z)
            parameter (nmax=100,tiny=1.0E-20)
            dimension aa(np,np),indx(12),vv(nmax)
            dd=1.
            do 12 il=1,nl
                aamax=0.
                do 11 j=1,nl
                    if(abs(aa(il,j)).gt.aamax) aamax=abs(aa(il,j))
11    continue
                if(aamax.eq.0.) pause 'singular matrix.'
                vv(il)=1./aamax
12    continue
                do 19 j=1,nl
                    if(j.gt.1) then
                        do 14 il=1,j-1

```

```

sum=aa(il,j)
if(il.gt.1) then
do 13 k=1,il-1
sum=sum-aa(il,k)*aa(k,j)
13 continue
aa(il,j)=sum
endif
14 continue
endif
aamax=0.
do 16 il=j,nl
sum=aa(il,j)
if(j.gt.1) then
do 15 k=1,j-1
sum=sum-aa(il,k)*aa(k,j)
15 continue
aa(il,j)=sum
endif
dum=vv(il)*abs(sum)
if(dum.ge.aamax) then
imax=il
aamax=dum
endif
16 continue
if(j.ne.imax) then
do 17 k=1,nl
dum=aa(imax,k)
aa(imax,k)=aa(j,k)
aa(j,k)=dum
17 continue
dd=-dd
vv(imax)=vv(j)
endif
c
indx(j)=imax
if(j.ne.nl) then
if(aa(j,j).eq.0.) aa(j,j)=tiny
dum=1./aa(j,j)
do 18 il=j+1,nl
aa(il,j)=aa(il,j)*dum
18 continue
endif
19 continue
if(aa(nl,nl).eq.0) aa(nl,nl)=tiny
return
end

```

```
c*****
```

```
subroutine lubksb(aa,nl,np,indx,b)
implicit real*8 (a-h,o-z)
dimension aa(np,np),indx(12),b(nl)
ii=0
do 12 il=1,nl
  ll=indx(il)
  sum=b(ll)
  b(ll)=b(il)
  if(ii.ne.0) then
    do 11 j=ii,il-1
      sum=sum-aa(il,j)*b(j)
11    continue
    elseif(sum.ne.0.) then
      ii=il
    endif
    b(il)=sum
12  continue
do 14 il=nl,1,-1
  sum=b(il)
  if(il.lt.nl) then
    do 13 j=il+1,nl
      sum=sum-aa(il,j)*b(j)
13    continue
    endif
    b(il)=sum/aa(il,il)
14  continue
  return
end
```

```
c*****
```

```
subroutine ekle(nkod,nel,nd,ind,dyuk,yuk)
implicit real*8 (a-h,o-z)
dimension nkod(nd,6),dyuk(nd,6),yuk(nd)
```

```
c
```

```
do 63 i=1,ind
do 63 j=1,6
  if(dyuk(i,j).ne.0.) then
    yuk(nkod(i,j))=dyuk(i,j)
  endif
63 continue
  return
end
```

```
c*****
```

```
subroutine kontrol1(nel,i,xmcr,el1,yyuk,xksi,kodb,kod,
* xl,tek,ai)
implicit real*8 (a-h,o-z)
```

```

dimension xmcr(nel),el1(nel,12),yyuk(nel),xksi(nel,6),
*   kodb(nel,5),xl(nel),tek(nel),ai(nel)
c
    kod=0
    do 1 j=1,6
1      xksi(i,j)=0.
    do 2 j=1,5
2      kodb(i,j)=0
c
c
    if(yyuk(i).eq.0.) then
        if(tek(i).eq.0..and.el1(i,7).eq.0.) then
            if(dabs(el1(i,8)).ge.xmcr(i)) then
                kod=1
                xksi(i,6)=1.
                kodb(i,5)=1
                return
            else
                kod=0
                return
            endif
        elseif(tek(i).eq.0..and.el1(i,7).ne.0.) then
            x3=(-el1(i,8)-xmcr(i))/el1(i,7)
            x4=(-el1(i,8)+xmcr(i))/el1(i,7)
            if(x3.lt.0..or.x3.gt.xl(i)) x3=0.
            if(x4.lt.0..or.x4.gt.xl(i)) x4=0.
            x1=0.
            x2=0.
            elseif(tek(i).ne.0.) then
                x1=(-el1(i,8)-xmcr(i))/el1(i,7)
                x2=(-el1(i,8)+xmcr(i))/el1(i,7)
                if(x1.lt.0..or.x1.gt.ai(i)) x1=0.
                if(x2.lt.0..or.x2.gt.ai(i)) x2=0.
                x3=(-el1(i,8)-xmcr(i)+tek(i)*ai(i))/(el1(i,7)+tek(i))
                x4=(-el1(i,8)+xmcr(i)+tek(i)*ai(i))/(el1(i,7)+tek(i))
                if(x3.lt.ai(i).or.x3.gt.xl(i)) x3=0.
                if(x4.lt.ai(i).or.x4.gt.xl(i)) x4=0.
            endif
        else
c
c
            delta=el1(i,7)**2-2.*yyuk(i)*(el1(i,8)-xmcr(i))
            deltat=(el1(i,7)+tek(i))**2-2.*yyuk(i)
            * (el1(i,8)-xmcr(i)-tek(i)*ai(i))
c
            if(delta.lt.0.0.and.tek(i).eq.0.) then

```

```

x1=0.
x2=0.
elseif(delta.lt.0..and.tek(i).ne.0.) then
    if(deltat.lt.0.) then
        x1=0.
        x2=0.
    else
        x1=-((el1(i,7)+tek(i))+dsqrt(deltat))/yyuk(i)
        x2=-((el1(i,7)+tek(i))-dsqrt(deltat))/yyuk(i)
    if(x1.lt.ai(i)) x1=0.
    if(x2.lt.ai(i)) x2=0.
    endif
    elseif(delta.ge.0.0.and.tek(i).eq.0.) then
        x1=-(el1(i,7)+dsqrt(delta))/yyuk(i)
        x2=-(el1(i,7)-dsqrt(delta))/yyuk(i)
    elseif(delta.ge.0.0.and.tek(i).ne.0.) then
        x1=-(el1(i,7)+dsqrt(delta))/yyuk(i)
        x2=-(el1(i,7)+dsqrt(delta))/yyuk(i)
        if(x1.gt.ai(i)) then
            if(deltat.lt.0.) then
                x1=0.
            else
                x1=-((el1(i,7)+tek(i))+dsqrt(deltat))/yyuk(i)
                if(x1.lt.ai(i)) x1=0.
            endif
        endif
        if(x2.gt.ai(i)) then
            if(deltat.lt.0.) then
                x2=0.
            else
                x2=-((el1(i,7)+tek(i))-dsqrt(deltat))/yyuk(i)
                if(x2.lt.ai(i)) x2=0.
            endif
        endif
        endif
        if(x1.lt.0..or.x1.gt.xl(i)) x1=0.
        if(x2.lt.0..or.x2.gt.xl(i)) x2=0.
    c
    c
    c
    delta=el1(i,7)**2-2.*yyuk(i)*(el1(i,8)+xmcr(i))
    deltat=(el1(i,7)+tek(i))**2-2.*yyuk(i)
    * (el1(i,8)+xmcr(i)-tek(i)*ai(i))
    c
    c
    if(delta.lt.0..and.tek(i).eq.0.) then

```

```

x3=0.
x4=0.
elseif(delta.lt.0..and.tek(i).ne.0.) then
  if(deltat.lt.0.) then
    x3=0.
    x4=0.
  else
    x3=-((el1(i,7)+tek(i))+dsqrt(deltat))/yyuk(i)
    x4=-((el1(i,7)+tek(i))-dsqrt(deltat))/yyuk(i)
    if(x3.lt.ai(i)) x3=0.
    if(x4.lt.ai(i)) x4=0.
  endif
elseif(delta.ge.0..and.tek(i).eq.0.) then
  x3=-(el1(i,7)+dsqrt(delta))/yyuk(i)
  x4=-(el1(i,7)-dsqrt(delta))/yyuk(i)
elseif(delta.ge.0..and.tek(i).ne.0.) then
  x3=-(el1(i,7)+dsqrt(delta))/yyuk(i)
  x4=-(el1(i,7)-dsqrt(delta))/yyuk(i)
  if(x3.gt.ai(i)) then
    if(deltat.lt.0.) then
      x3=0.
    else
      x3=-((el1(i,7)+tek(i))+dsqrt(deltat))/yyuk(i)
      if(x3.lt.ai(i)) x3=0.
    endif
  endif
  if(x4.gt.ai(i)) then
    if(deltat.lt.0.) then
      x4=0.
    else
      x4=-((el1(i,7)+tek(i))-dsqrt(deltat))/yyuk(i)
      if(x4.lt.ai(i)) x4=0.
    endif
  endif
  endif
  if(x3.lt.0..or.x3.gt.xl(i)) x3=0.
  if(x4.lt.0..or.x4.gt.xl(i)) x4=0.
c
endif
c
  xksi(i,1)=0.
  xksi(i,2)=x1/xl(i)
  xksi(i,3)=x2/xl(i)
  xksi(i,4)=x3/xl(i)
  xksi(i,5)=x4/xl(i)
  xksi(i,6)=1.

```

```

c
c
    ibs=1
    do 3 j=1,5
        if(xksi(i,j).ne.0.) ibs=ibs+1
3       continue
c
        do 4 j=1,5
            do 5 k=1,5
if(xksi(i,k).gt.xksi(i,k+1)) then
    temp=xksi(i,k+1)
    xksi(i,k+1)=xksi(i,k)
    xksi(i,k)=temp
endif
5       continue
4       continue
c
c
if(ibs.eq.1) then
if(dabs(el1(i,8)).gt.xmcr(i)) then
    kod=1
    kodb(i,5)=1
    return
else
    kod=0
    return
endif
elseif(ibs.eq.2) then
    kod=1
    if(dabs(el1(i,8)).gt.xmcr(i)) then
        kodb(i,4)=1
        kodb(i,5)=0
        return
    else
        kodb(i,4)=0
        kodb(i,5)=1
        return
    endif
elseif(ibs.eq.3) then
    kod=1
    if(dabs(el1(i,8)).gt.xmcr(i)) then
        kodb(i,3)=1
        kodb(i,4)=0
        kodb(i,5)=1
        return
    else

```

```

        kodb(i,3)=0
        kodb(i,4)=1
        kodb(i,5)=0
        return
    endif
elseif(ibs.eq.4) then
    kod=1
    if(dabs(el1(i,8)).gt.xmcr(i)) then
        kodb(i,2)=1
        kodb(i,3)=0
        kodb(i,4)=1
        kodb(i,5)=0
        return
    else
        kodb(i,2)=0
        kodb(i,3)=1
        kodb(i,4)=0
        kodb(i,5)=1
        return
    endif
else
    kod=1
    kodb(i,1)=1
    kodb(i,2)=0
    kodb(i,3)=1
    kodb(i,4)=0
    kodb(i,5)=1
    return
endif
end

```

c*****

```

subroutine kontrol2(nel,i,el1,el2,kod1)
implicit real*8 (a-h,o-z)
dimension el1(nel,12),el2(nel,12)

```

c

```

    kod1=0
    do 10 j=1,12
    if(dabs(el1(i,j)).lt.0.00001) then
        terim=(dabs(el1(i,j))-dabs(el2(i,j)))
    else
        terim=(dabs(el1(i,j))-dabs(el2(i,j)))/dabs(el1(i,j))
    endif
    if(dabs(terim).gt.0.01) then
        kod1=1
        goto 20
    endif

```

```

10      continue
20      return
      end
c*****
      subroutine uckuv(nel,i,el,kod,id,itr,ielt)
      implicit real*8 (a-h,o-z)
      dimension el(nel,12),ielt(nel,11)
c
      if(i.eq.1) then
      write(id, '/')
      write(id, '" MEMBER FORCES  "/')
      if(itr.ne.0) then
      write(id,*) ' (PS: (*) INDICATES CRACKED MEMBERS)'
      write(id, '/')
      endif
c
      write(id,*) ' MEMBER      MI      MJ      VI
* VJ      VYI      VYJ      NI      NJ'
      write(id,*)'-----'
*-----'
      endif
c
      if(kod.eq.0) then
      write(id,1) i,el(i,8),el(i,12),el(i,7),el(i,10),el(i,2),
* el(i,5),el(i,1),el(i,4)
1  format(1i5,3x,8e12.3)
      else
      write(id,2) i,el(i,8),el(i,12),el(i,7),el(i,10),el(i,2),
* el(i,5),el(i,1),el(i,4)
2  format(1i5,'(*)',8e12.3)
      endif
ccc
      return
      end
cc*****
      subroutine ng(ngroup,nsw)
      character*1 lr(80)
      read(5,4) lr
4  format(80a1)
      backspace(5)
c
      ngroup=0
      nsw=0
      do 125 io=1,80
      if(lr(io).eq.'.') nsw=1

```

**T.C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
BİLİMLER VE TEKNOLOJİLER BAKANLIĞI**

```
    if(lr(io).eq.'') goto 125
    if(io.eq.1) goto 1127
    if(lr(io-1).ne.'') goto 125
1127 ngroup=ngroup+1
125 continue
    return
end
```

