

1477

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ * FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI

ÇERÇEVE SİSTEM YAPILARIN MEKANİK DAVRANIŞLARI

VE

BETONARME NARİN KOLONLARIN HESABI

İnş.Müh. Yusuf AYVAZ

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde

"İnşaat Yüksek Mühendisi"

Ünvanının Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 19 Haziran 1987

Tezin Sözlü Savunma Tarihi : 2 Temmuz 1987

T. C.

Yükseköğretim Kurulu
Dokümanasyon Merkezi

Tez Danışmanı : Doç.Dr. Ing. Ahmet DURMUŞ

Jüri Üyesi : Prof.Dr. Ragıp ERDÖL

Jüri Üyesi : Doç.Dr. İlhan SUNGUR

Enstitü Müdürü : Prof.Dr. Ömer ALPTEKİN

Haziran-1987

TRABZON

ÖNSÖZ

Bu çalışma, Karadeniz Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda bir Yüksek Lisans Tezi olarak gerçekleştirilmiştir.

Çerçeve sistem yapıların dış yükler altında mekanik davranışlarını ve betonarme narin kolonların hesabını kapsayan, yapı emniyetinden neyin kastedildiğini ve optimum projelendirmenin önemini çarpıcı bir şekilde ortaya koyduğuna inandığım bu çalışmayı bana önererek, ağır görevine rağmen çalışmalarımı başlangıcından yazımına kadar aralıksız takip edip çalışmam boyunca bana araştırma zevki ve bilimsel düşünme disiplini aşılama çalışmaları, tezimin her aşamasında bilgi ve tecrübesinden yararlandığım yönetici Hocam Sayın Doç.Dr.İng. Ahmet DURMUŞ'a şükran ve saygılarımı sunmayı zevkli bir görev sayarım.

Gönderdiği, tezimle ilgili, önemli bazı kaynaklar için Toulouse (Fransa) Uygulamalı Bilimler Ulusal Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Bölümü "Département de Génie Civil de l'INSA de Toulouse, France" öğretim üyelerinden Sayın Prof.Dr. M.LORRAIN'e samimi teşekkürlerimi sunarım.

Bu tezin ikinci kısmına ait bilgisayar işlem programının hazırlanmasında gerekli olan kolon etkili boy katsayısının hesabında kullanılan bağıntıyı gönderme zahmetine katlanan Orta Doğu Teknik Üniversitesi öğretim üyelerinden Sayın Prof Dr. Uğur ERSOY'a derin saygı ve şükranlarımı sunarım.

Çalışmam süresince çok yakın ilgi ve desteğini gördüğüm Hocam Sayın Prof.Dr.Ragıp ERDÖL'e samimi teşekkür ve saygılarımı sunarım.

Burada, yetişmemde emeği geçen tüm hocalarımı saygıyla anar, minnettar olduğumu belirtirim.

Tezimin hazırlanmasında yakın ilgisini gördüğüm bilim dalı arkadaşlarıma, bunlardan özellikle tezin İngilizce özetinde emeği geçen Sayın Arş.Gör. Ayşe TURHAN'a teşekkür ederim.

Büyük fedakarlık göstererek tezimi özenle daktilo eden Sayın Temel TOSUN ve Pervin ERTEM'e teşekkürlerimi sunarım.

Bu çalışma süresince beni sabır ve şefkatle destekleyen eşim Serpil'e müteşekkir olduğumu belirtir; bu çalışmanın İnşaat Mühendisliği'ne faydalı olmasını gönülden dilerim.

Trabzon, Haziran 1987

Yusuf AYVAZ

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖNSÖZ	ii
SEMBOLLER LİSTESİ	vi
ŞEKİL VE ÇİZELGELER LİSTESİ	ix
TANIMLAR LİSTESİ	xi
SI-METRİK SİSTEM BİRİM DÖNÜŞÜM ÇİZELGESİ	xi
ÖZET	xii
SUMMARY	xiii

I. KISIM

BETONARME VE ÇELİK BİR YAPI ALT İSKELET MODELİNİN LİNEER OLMAYAN DAVRANIŞLARININ BİLGİSAYARLA İNCELENMESİ	1
GİRİŞ	2
BÖLÜM 1 YAPIM KUSURU OLMAYAN MODELİN LİNEER OLMAYAN ELASTO-PLASTİK HESABI	7
1.1 ELASTİK HESAPTA EKSENEL YÜKLERİN ETKİSİ	8
1.1.1 Varsayımlar, Kurallar ve Semboller	8
1.1.2 Bir Çubuğun Uçlarındaki Kesit Kuvvetlerinin Hesabı	9
1.1.3 Modeli Oluşturan Çubukların Birleşimi	11
1.1.4 HARDY-CROSS Yöntemi ile Modelin Çözümü	13
1.1.5 Stabilite Kriterinin İfadesi	14
1.2 ELASTO-PLASTİK HESAP	17
1.2.1 Varsayımlar, Kurallar ve Semboller	17
1.2.2 Bileşik Eğilmede Plastik Mafsal Kavramı	17
1.2.3 Elasto-Plastik Hesap Metodunun İlkesi ve Plastikleşmiş Kesitin Elastik Bölgeye Dönüşü	21
1.2.4 İlgili Bağlantılar	22

BÖLÜM 2	LİNEER OLMAYAN ELASTO-PLASTİK HESAPTA	
	YAPIM KUSURLARININ ETKİSİ	31
2.1	GEOMETRİK KUSURLARIN ETKİSİNİN İNCELENMESİ	32
2.1.1	Varsayımlar, Kurallar ve Semboller . .	32
2.1.2	İlgili Bağlantılar	
2.2	BİRLEŞİM KUSURUN ETKİSİNİN İNCELENMESİ . .	43
2.2.1	Varsayımlar, Kurallar ve Semboller . .	43
2.2.2	Birleşim Kusurlarının Nitelikleri ve İlgili Bağlantılar	43
2.3	YAPIM KUSURLARINI DA DİKKATE ALAN MODEL ÇÖZÜMÜNÜN AKIŞ DİYAGRAMI	47
BÖLÜM 3	MODEL ÇÖZÜM YÖNTEMİNİN GEÇERLİLİĞİNİN KANITLANMASI VE ÖNEMLİ BAZI PARAMETRELERİN MODEL DAVRANIŞINA ETKİLERİNİN İNCELENMESİ .	48
3.1	MODEL ÇÖZÜM YÖNTEMİNİN VE PROGRAMIN DOĞRULUĞUNUN KANITLANMASI	49
3.2	ÖNEMLİ BAZI PARAMETRELERİN MODEL DAVRANIŞINA ETKİLERİNİN İNCELENMESİ	49
3.2.1	Modele Tatbik Edilen Yük Cinsinin Etkisi	50
3.2.2	Birleşim Elemanlarının Rölatif Rijitliklerinin Etkisi.	54
3.2.3	Yapım Kusurlarının Etkisi	60
BÖLÜM 4	MODELİN STABİLİTESİNİN YAKLAŞIK YÖNTEMLERLE İNCELENMESİ	65
4.1	BİRİNCİ YAKLAŞIK YÖNTEM	67
4.2	İKİNCİ YAKLAŞIK YÖNTEM	72
4.2.1	Yöntemin İlkesi	72
4.3	YAKLAŞIK YÖNTEMLERİN KARŞILAŞTIRILMASI . .	75
4.3.1	Birinci Karşılaştırma	75
4.3.2	İkinci Karşılaştırma	76
4.4	YAKLAŞIK YÖNTEMLERLE PROGRAM SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMASI	76
4.4.1	Birinci Karşılaştırma	76
4.4.2	İkinci Karşılaştırma	77

SONUÇLAR	78
KAYNAKLAR	80

II. KISIM

BETONARME NARİN KOLONLARIN HESABI	82
GİRİŞ	83

BÖLÜM 5 BETONARME NARİN KOLONLARIN İKİNCİ MERTEBE MOMENTLERİDE DİKKATE ALINMAK SURETİYLE PROJELENDİRİLMESİ	84
--	----

5.1 NARİN KOLONLARIN DAVRANIŞI	85
--	----

5.1.1 Bir Eğrilikli Kolonlar	86
--	----

5.1.2 İki Eğrilikli Kolonlar	87
--	----

5.1.3 Çerçvelerin Sınıflandırılması	88
---	----

5.2 NARİN KOLONLARIN HESABI	90
---------------------------------------	----

5.2.1 Genel Yöntem	90
------------------------------	----

5.2.2 Yaklaşık Yöntem	91
---------------------------------	----

5.3 SAYISAL UYGULAMALAR	95
-----------------------------------	----

SONUÇLAR	98
--------------------	----

KAYNAKLAR	99
---------------------	----

EK 1 BİRİNCİ KISMA AİT PROGRAM LİSTESİ	101
--	-----

EK 2 İKİNCİ KISMA AİT PROGRAM LİSTESİ	117
---	-----

ÖZGEÇMİŞ	121
--------------------	-----

SEMBOLLER LİSTESİ

A) BİRİNCİ KISIMDA KULLANILANLAR

- A_1, A_2, A_3 : Sırasıyla AB, BC ve BD elemanlarının enkesit alanları
- A_s, A'_s : Sırasıyla asal çekme ve basınç donatısı alanları
- b : Etkili tabla genişliği
- b_w : Kesitin eni
- D_1, D_2, D_3 : Sırasıyla AB, BC ve BD elemanlarının dönme rijitlikleri
- D : AB, BC ve BD elemanlarının dönme rijitlikleri toplamı
- D_{i1}, D_{i2}, D_{i3} : Doğrusallık kusurunun olması halinde sırasıyla AB, BC ve BD elemanlarının dönme rijitlikleri
- D_i : Doğrusallık kusurunun olması halinde AB, BC ve BD elemanlarının dönme rijitlikleri toplamı
- d : Kesitin faydalı yüksekliği
- d' : Beton örtü kalınlığı
- E : Elastisite Modülü (Young Modülü)
- f_{cd} : Betonun hesap dayanımı
- f_{ck} : Betonun karakteristik basınç dayanımı
- f_{yd} : Donatı hesap dayanımı
- H, H_i : Sırasıyla doğrusallık kusurunun olmaması ve olması hallerinde yapının elastik burkulma kriteri fonksiyonları
- $H_{1,2,3}$: Sırasıyla doğrusallık kusurunun olmaması ve olması halleri için elastik olmayan burkulma kriteri fonksiyonları
- $H_{i1,2,3}$: Sırasıyla doğrusallık kusurunun olmaması ve olması halleri için elastik olmayan burkulma kriteri fonksiyonları
- h_f : Tabla (döşeme) kalınlığı
- $I_{1,2,3}$: Elemanların eğilme eksenlerine göre eylemsizlik momentleri
- $k_{1,2} := \sqrt{\frac{P_{1,2}}{EI_{1,2}}}$
- $l_{1,2,3,4}$: Sırasıyla AB, BC, BQ ve QD uzunlukları
- M : Eğilme momenti
- M^o : Metinde tanımlanan BD kirişi ucuna uygulanan eğilme momenti
- M_p : Bir kesitin direnme momenti

M_t	: Birleşik eğilme etkisindeki kesitin moment taşıma gücü
N_p	: Kesitin aksenal yük taşıma gücü ($e_x = e_y = 0$)
N_t	: Bileşik eğilme etkisindeki kesitin aksenal yükü
m	: Sadece yerdeğiştirmelerden doğan eğilme momenti
P	: BC elemanına uygulanan aksenal yük
Q	: Kirişe uygulanan düşey yük
T	: Bir kesitteki kesme kuvveti
t	: Dikkate alınan elemanda dış yükten bağımsız olarak meydana gelen kesme kuvveti
v	: Kolonların doğrusallık kusuru genliği
$x_{1,2}$: Kolonların plastikleşen kesitinin apsisi
$y_{1,2}$: Kolonların plastikleşen kesitinin yatay ötelenmesi
$z_{1,2,3}$: Plastik uyum katsayısı (Biçim katsayısı)
α', β', ν	: İki ucu ankastre tekil bir çubukta ikinci mertebe hesapta dönme rijitlik katsayılarını gösteren fonksiyonlar
δ	: İki ucu ankastre tekil bir çubuk için ikinci mertebe etkilerini de dikkate almak suretiyle belirlenen kesme kuvveti rijitlik katsayısı fonksiyonu
$\delta_{1,2}, \alpha_{1,2}, \alpha$: Bir ucu ankastre diğer ucu basit mesnetli olan tekil bir çubuk için ikinci mertebe etkilerinde dikkate alınarak belirlenen dönme ve kesme kuvveti rijitlik katsayısını veren fonksiyonlar
ϕ'_B, ϕ_{Bi}	: Sırasıyla doğrusallık kusurunun olmaması ve olması halleri için B düğüm noktasının dönmesi
ψ	: Bir ucun, rölatif ötelenmeden meydana gelen, dönmesi
Δ_{HB}	: B düğüm noktasının yatay ötelenmesi
Δ_{VB}	: B düğüm noktasının düşey ötelenmesi
γ	: Bir elemanın narinliği
λ	: Yük katsayısı
ρ	: Kolon kiriş rijitlik oranı
$\chi_{1,2}$: Doğrusallık kusurundan meydana gelen sehim ya da etki büyültme katsayısı
θ	: Bir düğüm noktasının gerçek dönmesi
β	: Birleşim kusuru derecesi
ϵ	: Birim boy değişimi
σ	: Normal gerilme

B) İKİNCİ KISIMDA KULLANILANLAR

E_c	: Betonun elastisite modülü
e	: Dışmerkezlik (=M/N)
A	: Kolon enkesit alanı
H	: Temel üst kotundan itibaren ölçülen yapı yüksekliği
h	: Eğilme doğrultusundaki kolon enkesit boyutu
I_c	: Kolon eylemsizlik momenti
I_{c1}	: Kolonlar haricindeki rijit düşey elemanların eylemsizlik momenti
i	: Kolon eylemsizlik yarıçapı
k	: Kolon etkili boy katsayısı
L	: Kolon serbest boyu
L_K	: Etkili kolon boyu (Kolon burkulma boyu)
M_1, M_2	: Sırasıyla kolonun uçlarına etkiyen momentlerin küçüğü ve büyüğü
M_d	: Hesap momenti
N_d	: Toplam yükten doğan kolon aksenal yükü
N_{dg}	: Özağırlıktan doğan kolon aksenal yükü
N_K	: Kolon kritik yükü
n	: Yapının kat adedi
ΣN_{d1}	: Yapının toplam ağırlığı
Δ	: Narinlik etkisinden dolayı kolonun yaptığı yanıl sehım
β	: Moment büyültme katsayısı

Bu listede verilmeyen semboller metnin içinde ilgili oldukları yerlerde açıklanmışlardır.

ŞEKİL VE ÇİZELGELER LİSTESİ

	Sayfa
Şekil 0.1 Alt iskelet Modelinin Yapıdaki Yeri	3
1.1 Bir Yapı Alt iskelet Modelinin İncelenmesi- Semboller ve İşaret Kuralları	9
1.2 Tekil Bir Çubuğun Stabilitesinin İncelenmesi- Semboller ve İşaret Kuralları	10
1.3 Yükleme Şeması	12
1.4 Moment-Eğrilik Diyagramı	17
1.5 Plastikleşmiş Bir Kesitin M-N Etkileşim Diyagramı	20
1.6 Plastikleşmiş Bir Kesitin Elastik Bölgeye Dönüşü	22
2.1 İşaret Kuralları ve Semboller	33
2.2 Geometrik Kusurların Gösterilimi	33
2.3 Birleşimin Elasto-Plastik Davranış Şeması	44
2.4 Birleşimin Kalitesinden Etkilenen Kirişin Eğilme Momenti-Dönme Diyagramı	45
3.1 Betonarme Hesaplarda Kullanılan Kolon ve Kiriş Kesiti	50
3.2 Çelik Yapılarda Q Kiriş Yükünün Etkisi	52
3.3 Betonarme Yapılarda Q Kiriş Yükünün Etkisi	52
3.4 Basite İndirgenmiş Model	54
3.5 Çelik Yapılarda Kolon Rijitliklerinin Model Davranışına Etkisi	56
3.6 Çelik Yapılarda Narinliklerinin Fonksiyonu Olarak Kolon Rijitliklerinin Model Davranışına Etkisi	57
3.7 Betonarme Yapılarda Narinliklerinin Fonksiyonu Olarak Kolon Rijitliklerinin Model Davranışına Etkisi	59
3.8 Çelik Yapılarda Kiriş Rijitliğinin Model Davranışına Etkisi	61
3.9 Betonarme Yapılarda Kolonların Doğrusallık Kusununun Genliğinin Model Davranışına Etkisi	63

Şekil 4.1 İdealleştirilmiş Model ve Yükleme Şeması	67
4.2 Ara Bir Yerinden de Yüklü Bir Kolon	72
5.1 M-N Karşılıklı Etkileşim Diyagramı ve Farklı Narinliklere Sahip Kolonların Davranışı	85
5.2 Bir Eğrilikli Kolonlara Ait Moment Diyagramları	86
5.3 İki Eğrilikli Kolonlara Ait Moment Diyagramları	87
5.4 Yanal Yerdeğiştirmesi Önlenmiş ve Önlenmemiş Çerçeveler	88
5.5 Yanal Yerdeğiştirmesi Önlenmiş Çerçevelerde Yükleme Durumuna Bağlı Olarak Kolonlarda Bir ya da İki Eğriliğin Oluşumu	89
5.6 Yanal Yerdeğiştirmesi Önlenmemiş Çerçeve Kolonlarına Ait Moment Diyagramları	90
5.7 M-N Karşılıklı Etkileşim Diyagramı	91
5.8 Kolon Etkili Boy Katsayısı İçin Nomogram	93
Çizelge 1.1 Bazı Çelik Kesitler İçin Direnme Momentleri	20
4.1 AC Kolonunda $\ell_1 = \ell_2 = \ell/2$ İçin L/ℓ Değerleri	71

TANIMLAR LİSTESİ

- Plastik Mafsal : Taşıma gücüne erişmiş bir kesitin mevcut kesit kuvvetini muhafaza ederek dönmelerle şekil değiştirmeye devam etmesi hali.
- Direnme Momenti : Plastik mafsal halini almış kesitteki momentin değeri (izostatik sistemlerde kırılma momentini).
- Rötür Elastik : Plastik mafsala dönüşmüş bir kesitin elastik bölgeye dönüşü.
- Reoloji : Malzemelerin akma, elastisite, plastisite, viskozitelerini inceleyen bir fizik dalı.
- Viskozite : Malzemelerde deformasyon hızıyla gerilmeler arasında bir bağıntının varlığını gerektiren, sünme olayı gibi, fiziksel bir özellik.

SI-METRİK SİSTEM BİRİM DÖNÜŞÜM ÇİZELGESİ

(1 kgf = 10 N varsayımıyla)

Cinsi	Uluslararası sistem (SI)	Sembolü	Metrik sistem
-	Newton	N	0.10 kgf
-	Deka-newton	daN	1.00 kgf
Tekil yük	Kilo-newton	kN	100.00 kgf
Eşit yayılı yük şiddeti	Kilo-newton/metre	kN/m	100.00 kgf/m
Dayanım ya da gerilme	Newton/mm ²	N/mm ²	10.00 kgf/cm ²
Moment	Kilo-newton·metre	kN·m	100.00 kgf·m

ÖZET

Bu çalışmanın amacı dış yükler altında çerçeve sistem yapıların mekanik davranışlarını yıkılma anına kadar incelemek ve betonarme narin kolonların davranışlarını etraflıca inceleyerek elle çözüme uygun düşmeyen çözüm yöntemleri için bir bilgisayar programı hazırlamaktan ibarettir.

Çalışma iki kısımdan oluşmaktadır. Birinci kısımda çerçeve sistem betonarme ve çelik yapıların mekanik davranışları bu yapıları temsil eden bir alt iskelet modeli üzerinde geliştirilmiş bir bilgisayar programı yardımıyla incelenmektedir. İkinci kısımda betonarme narin kolonlar incelenmekte ve bunların hesabı için hazırlanan bir bilgisayar programı verilmektedir.

Birinci kısım dört bölümden oluşmaktadır. İlk iki bölümde uygulamada kaçınılmaz olan bazı yapı kusurlarını da dikkate alan, modele ait, bir hesap yöntemi ve bu yöntemle geliştirilen bilgisayar programı akış diyagramı verilmektedir.

Üçüncü bölümde model çözüm yönteminin doğruluğu kanıtlanmakta, önemli bazı parametrelerin model davranışına etkileri sayısal örneklerle incelenmekte ve elde edilen sonuçlar grafikler halinde verilerek gerekli irdellemeler yapılmaktadır.

Bu kısmın son bölümünde modele ait, stabilite hesabı için, yaklaşık iki yöntem verilmekte, bu yöntemler kendi aralarında ve programın sonuçlarıyla karşılaştırılarak bunlarında pratik projelendirmelerde kullanılabileceği gösterilmektedir. Bu bölümü bu kısma ait sonuçlar ve kaynaklar izlemekte, program listesi ise EK 1 de verilmektedir.

Çalışmanın ikinci kısmını oluşturan beşinci bölümde ise betonarme narin kolonlar üzerinde durulmaktadır. Bu son bölümü bu ikinci kısma ait sonuçlar ve kaynaklar izlemekte, program listesi ise EK 2 de verilmektedir.

MECHANICAL BEHAVIOR OF FRAME STRUCTURES
AND
COMPUTATION OF SLENDER REINFORCED CONCRETE COLUMNS

SUMMARY

In this study, mechanical behavior of frame structures are researched at working load until the collapse and a computer program for the solution methods that are not particularly suited manual solution is developed after the behavior of slender reinforced concrete columns is researched in detail.

The study consist of two parts. In the first part, the relationships between the vertical and horizontal member (column and beam) in reinforced concrete and steel structures are searched by developed computer program on the framework, because computer is used in the best way and economical.

In the first step, it can assumed that the rotation of joints where are inside columns of structure, are equal each other. This hypothesis is agreeable the restrictions in some foreing standards, but this hypothesis isn't true for the joints where are on the outside frame of structure.

The insufficiency of first stability or the probability of elasto-plastic failure mechanism is outside frame of structure because of the displacement into columns where are on the outside frame is bigger than the columns where are inside structure.

Therefore, model is showed in (fig 0.1). It is assumed that at the end of the model are rigid. Plane frames are researched and loading set of the member is given in fig 1.3.

An aim of this study is research mechanical behavior of frame structures until the collapse. Therefore it is necessary to make clear behavior of the model under the any loading set, infact, safety for failure of mechanism on stability. Hence, it is necessary to use an iterative method to increase loading as proportional in each step. One of the solution methods is given by following equation.

$$v_n, \{P\}_n = \lambda_n \{P^*\} \quad \lambda_n \in [1, +\infty[$$

Where; $\{P\}_n$ = load vector in step n.

$\{P^*\}$ = load vector at the begining of the analysis.

λ_n = load factor

The stability of structure is controlled checking elastic characteristics of member, for example the stiffness matrix of structure and putting a plastic hinge on the joint where pass elastic limit.

Last load factor (λ) related to the failure of the structure with stability or mechanism makes certain to obtain the load of failure.

Model is computed by flow chart of HARDY-CROSS method. Stiffness coefficients of the member are defined by the large deformations method. Analysis is given on two steps.

In first step, the solution is given for the model that doesn't have construction imperfections then for the models with construction imperfect.

This first part of study that have four parts is given equations to solve without imperfect model by elasto-plastic method.

Assumptions are given as following to obtain the equations for elastic and elasto-plastic analysis.

- a) In elastic methods
 - Section of members in model are constant.
 - There is not variation in the length of member because of bending.
 - Shear force doesn't influence the elastic curve.
- b) In elasto-plastic methods
 - Material of structure is ideal elasto-plastic.
 - Moment capacity of members are limited with M_p .
 - It is assumed that curve of section is only one zone which have plastic behavior.
 - Shear force doesn't influence on the plasticity. But M_p moment is dependent on axial force.
 - There isn't probability for early failure because of warping and buckling.

In first part, the developed calculation is relating to ideal structure as geometric or mechanic. However, members can have some imperfections. Therefore this problem is researched in second part.

These imperfections are connection of members that is not ideal and nonlinear behavior of columns nonlinear behavior of columns is searched as a sinus curve at the beginning, as showing in the standard Europe steel structure (23), imperfections of connection are considered with assumption elastic-fixed. Initially imperfections are not considered in calculation. But, all changes inside material are replaced with correction on the modulus of Elasticity according to Dufheil's suggestion.

At the end of this section, a flow chart is given implying imperfection. In third section, results of the model solution methods are compared with experimental results. Verified the truth of results. Experiment is made in laboratory on the model structure. The effect of a few important parameter on the behavior of the model are researched in this part as following.

- Loading set, specially, the ratio of strength of loads on the beams and columns.
- The effect of geometrical shape of model.
- The effect of size of the initially imperfection as linearity and connection imperfections.

In this section of the study, effects of loading set, specially negative effects, of beam loading are researched according to axial loading, the effect of geometrical shape of model and effect of initially imperfection.

Those results are taken out from these parameters.

- If the loading of beam is large, beam can take form plasticity even though the value of load factor λ is small.
- If the stiffness of beam is small from a value determined, structure can fall down by the case mechanism even though the value of load is small.
- The linearity imperfect of member decrease resistance of structure.

Finally floor elements must be constructed rigid. Last section of this part, in fourth section model is considered as a whole, and researched behavior of stability or elasto-plastic. Model is researched with two methods for stability this study, the hypothesis of Hooke and Bernoulli-Navier are accepted.

There are two buckling behavior as slowly and sudden buckling. In this section, sudden buckling is considered. Also, static and energy criterion that is one of the static, dynamic and energy criterions are used.

Therefore, obtained results are compared with each other and certain results. In fact, it is showed that approximate methods can be used in practical design.

In this section, conclusions and references are given, program listing is given in supplement 1.

In fifth chapter of the study, slender reinforced concrete columns are considered. Large displacement theory is used to research these columns. Computer must be used for these operations.

In the second part, behavior of reinforced concrete columns computation methods are examined and a flow chart is given for computer program. The results of numerical examples are given using this program.

In second chapter of study, computer program is presented to help on design for engineers. Furthermore, conclusions, references and program listing are given in appendix 2 for this part.

I. KISIM

BETONARME VE ÇELİK BİR YAPI ALT İSKELET
MODELİNİN LİNEER OLMAYAN DAVRANIŞLARININ
BİLGİSAYARLA İNCELENMESİ

GİRİŞ

Bugün bilgisayar teknolojisine paralel olarak geliştirilen yapısal çözümleme yöntemleri yardımıyla çok karmaşık yapı iskeletlerinin çözümü de daha gerçekçi varsayımlarla yapılabilir. Zira bugünkü bilgi ve imkanlarla elasto-plastik davranışa uygun yapısal çözümler ve hatta optimum boyutlandırmalar da rahatlıkla gerçekleştirilebilmektedir.

Bununla beraber, yapısal çözümleri gerçekleştirmek için gerekli bilgisayar yazılım ve donanımları hala önemini koruduğundan yapıların bilgisayarlarla çözümlenmesi genellikle kesin projeler için yapılmaktadır. Ön boyutlandırmalar ise, proje mühendislerinin kişisel deneyimleri ve bazı yaklaşık kriterlerin kullanılmasıyla gerçekleştirilmektedir. Yapı iskeletlerinin stabilite yetersizliğine karşı emniyetinin sağlanmasında da durum böyledir. Zira stabilite emniyeti için de kolon kritik narinlikleri yegane parametre olarak kullanılmaktadır (Merati, 1979; 23; 24). Bu durumda yatay elemanların rijitliklerinin etkisi tam olarak dikkate alınmadığından boyutlandırmalarda bazen emniyetsiz bazen de ekonomik olmayan sonuçlara varılabilmektedir. Bu çalışmada düşey ve yatay elemanların (kolon ve döşeme) dayanışması, bilgisayarı rasyonel, sistematik ve ekonomik olarak kullanabilmek için, bir yapının alt iskelet modeli üzerinde incelenmektedir.

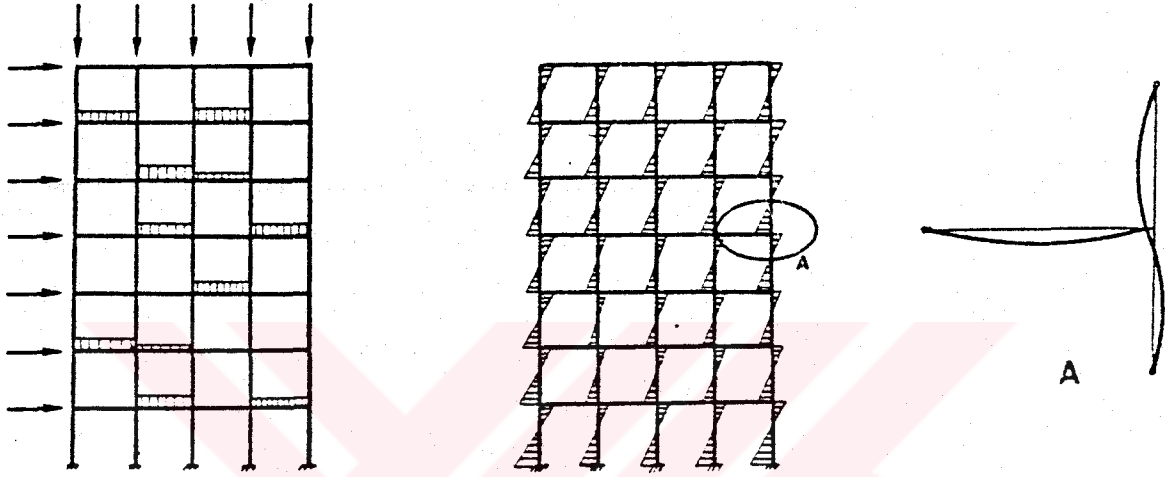
Çok sayıda çubuk ve düğüm noktasına sahip bir yapıda, ilk yaklaşım olarak, dış cephelerden uzakta bulunan düğüm noktalarındaki dönmelerin eşit olduğu varsayılabilir. Bu varsayım bazı yabancı yapı yönetmeliklerindeki kayıtlara da uygundur (24).

Ancak, dış cephelerde bulunan düğüm noktaları için bu varsayım gerçekçi değildir. Zira, dış cephe kolonlarındaki yerdeğiştirmeler genellikle iç kolonlara göre daha büyük olabildiğinden ilk stabilite yetersizliği ya da elasto-plastik yıkılma mekanizmasının oluşma tehlikesi de dış cephelerde bulunmaktadır. Bu düşünceden hareketle inceleme konusu olarak seçilen model Şekil 0.1 de şematik olarak verilmektedir.

Model bir döşeme elemanı (kiriş) ile eksenleri üzerinde moment sıfır kesitleriyle sınırlanmış kenar iki yarım kolonun birleşiminden ibarettir. Bu tasarıma kolon kiriş dayanışmasının

bir örneği olarak bakılabilir.

Basitliği sağlamak için model sınırlarının rijit olduğu varsayılmakta, yalnız düzlemleri içinde bulunan yüklerin etkisindeki düzlem çerçeveler incelenmekte ve yük olarak yalnız kolon başında ve kiriş açıklığında etkiyen tekil yükler ve kirişin sürekliliğini ifade etmek üzere kiriş mesnetine etkiyen M^0 momentini dikkate alınmaktadır.

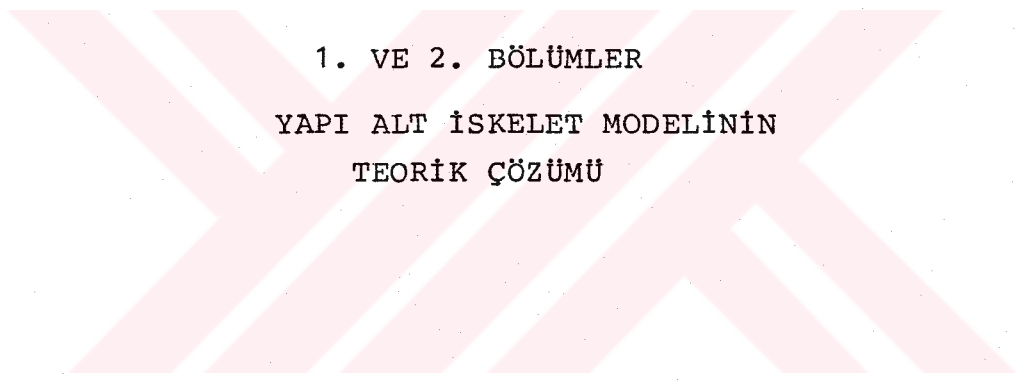


Şekil 0.1 Alt İskelet Modelinin Yapıdaki Yeri

Bu çalışmada yukarıda tanımlanan bir yapının alt iskelet modeli, önemli bazı geometrik ve mekanik parametrelerin çeşitli değerlerine bağlı olarak malzemesinin çelik ve betonarme olması halleri için incelenmekte, elde edilen bulgulara göre proje mühendislerine bazı öneriler getirilmektedir.

Çalışmanın bu birinci kısmı 4 bölümden oluşmaktadır. İlk iki bölümde uygulamada kaçınılmaz olan bazı yapım kusurlarının (elemanların doğrusallık ve birleşim kusurları) etkisinde dikkate almak suretiyle bu çalışmaya konu olan alt iskelet modeli yıkılma koşullarının, ikinci merteye teorisine dayalı elasto-plastik hesapla, belirlenmesi üzerinde durulmaktadır.

Üçüncü bölümde model çözüm yönteminin geçerliliği kanıtlanmakta ve önemli bazı parametrelerin model davranışına etkileri incelenmektedir. Son bölümde modelin yaklaşık iki çözümü verilmekte, bu yöntemler kendi aralarında ve programın sonuçlarıyla karşılaştırılmaktadır. Bu bölümü sonuçlar ve kaynaklar izlemekte, program listesi ise EK 2 de verilmektedir.



1. VE 2. BÖLÜMLER
YAPI ALT İSKELET MODELİNİN
TEORİK ÇÖZÜMÜ

Bu çalışmanın amacı; bir yapı alt iskelet modelinin belirli bir yük etkisi altında davranışının ve özellikle elasto-plastik mekanizma ya da stabilite yıkılmasına karşı emniyetinin belirlenmesinden ibarettir. Bu durum sisteme etkiyen yüklerin stabilite ve mekanizma yıkılmalarını oluşturan son değerlerinin araştırılmasını gerektirmektedir. Durum böyle olunca, mümkün olabilecek birçok çözüm yönteminden aşağıdaki denklemle belirtilen, her adımda yüklemeyi orantılı ve toplam olarak farklılaştırmaya dayanan, bir iterasyon yöntemini kullanmak zorunlu olmaktadır.

$$\forall n, \{P\}_n = \lambda_n \{P^*\} \quad \lambda_n \in [1, +\infty [$$

Bu denklemde; $\{P\}_n$ n. adımdaki yük kolon matrisini, $\{P^*\}$ başlangıç yükü kolon matrisini ve λ_n yük katsayısını göstermektedir.

Bu şekilde her iterasyonda elemanların elastik karakterlerini, örneğin yapının rijitlik matrisini, denetleyerek ve malzemenin elastik sınırını geçtiği yerlerde gerekli kesitlere plastik mafsalları yerleştirmek suretiyle, yapının stabilitesi denetim altında tutulabilir.

Modelin stabilite ya da mekanizma şeklinde yıkılmasına karşılık gelen son yük katsayısı (λ) değeri yıkılma yükünün belirlenmesini ve uygun bir emniyetin kolaylıkla elde edilmesini sağlar.

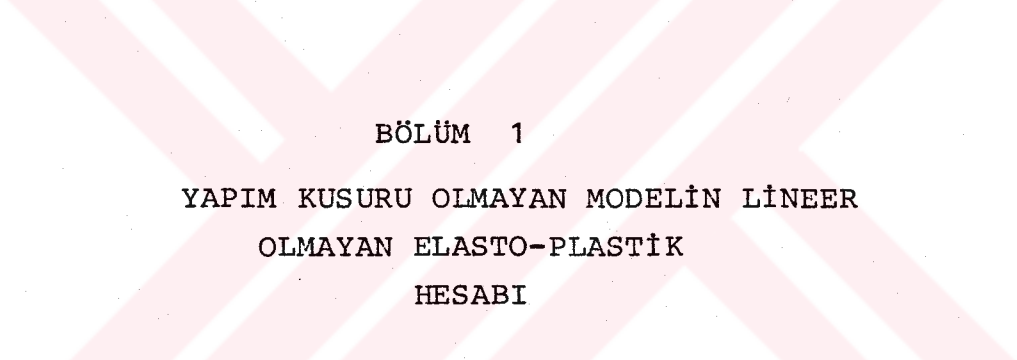
Diğer taraftan yüklemenin her adımında toplanan bilgiler yapının değişimi ve özellikle yüklenme esnasında düğüm noktası yerdeğiştirmeleri hakkında yararlı bilgiler edinmeye de imkan verir.

Her adımda, birincidereceden hiperstatik ve yalnız bir düğüm noktasında yerdeğiştirme yapan alt iskelet modeli, özellikle bu model için uygulanması kolay olan, HARDY CROSS yöntemi algoritmasına göre hesaplanmıştır. Çubuklarda eğilme momentlerinin dağılımını sağlayan rijitlik katsayıları ikinci mertebe

teorisine göre tanımlanmıştır (Merati, 1979). Hesap algoritmasının iyi anlaşılması için önce yapım kusuru bulunmayan bunu takiben yapım kusurlarını da içeren modelin çözümü iki aşamada verilmiştir.

İlk bölümde yükün farklılaştırılması ile ikinci mertebeye teorisine dayalı elasto-plastik çözümle geliştirilen, yapım kusuru bulunmayan modelin çözümüne ait denklemler verilmektedir. İkinci bölümde ise yapım kusurlarının dikkate alınması üzerinde durulmaktadır.





BÖLÜM 1

YAPIM KUSURU OLMAYAN MODELİN LİNEER
OLMAYAN ELASTO-PLASTİK
HESABI

Yapı iskeletlerinin stabilite kritik yüklerinin belirlenmesinde kullanılan çok sayıda hesap yöntemi arasından (Blaszkowiak, 1966; Gachon ve diğ., 1978; Jouve, 1976; Merati, 1979; Timoshenko ve diğ., 1966) bu çalışmaya konu olan modelin hesabının geliştirilmesinde düğüm noktalarının bağımsız yerdeğiştirmelerine göre yapının rijitliğini adım adım belirleyen yöntem kullanılmıştır. Bu durumda kritik yük rijitlik katsayılarının sıfıra gitmesi hali olarak tanımlanmıştır.

Hesabın her adımında bir taraftan eksenel yükün ikinci mertebe teorisine göre belirlenen rijitlik katsayısı değerleri üzerindeki etkisi, diğer taraftan elasto-plastik hesaba göre bulunan direnme momenti ile eğilme momentleri değerlerinin sınırlandırılması dikkate alınmıştır. Eğilme momentlerinin direnme momentlerine ulaşması halinde bunu takip eden adımda ilgili kesite bir plastik mafsallık konarak yapının tanımı değiştirilir (Galea, 1978; Jouve, 1976; Lescouarc'h, 1976; Massonet ve diğ., 1975; 22).

Bu bölümde yukarıda belirtilen ilkelere uygun olarak modelin çözüm denklemleri ikinci mertebe teorisine dayalı elasto-plastik hesap yöntemine, stabilite kriteri ise B düğüm noktası yerdeğiştirmelerine göre verilmektedir.

Madde 1.1 de ikinci mertebe teorisine göre belirlenen bağıntılar, 1.2 de ise elasto-plastik çözüm verilmektedir.

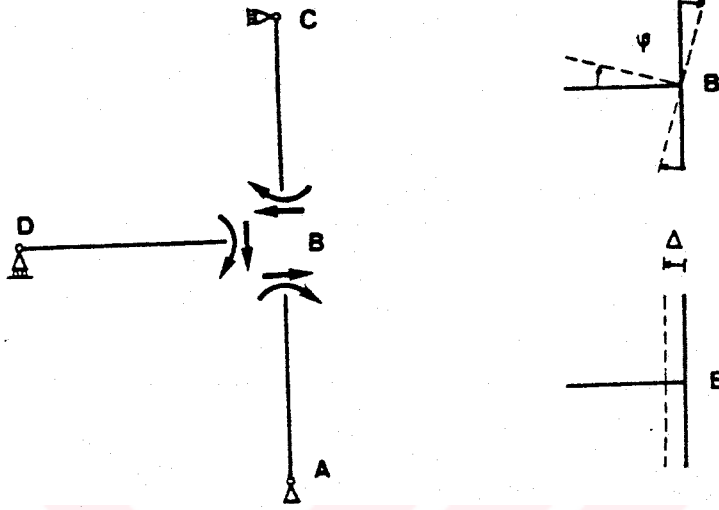
1.1 ELASTİK HESAPTA EKSENEL YÜKLERİN ETKİSİ

1.1.1 Varsayımlar, Kurallar ve Semboller

Hesaplarda kullanılan varsayımlar aşağıda verilmektedir.

- 1) Modeli oluşturan tüm elemanların enkesitleri uzunlukları boyunca sabittir.
- 2) Elemanlarda eğriliklerinden doğan boy değişimi yoktur.
- 3) Kesme kuvvetinin elastik eğriye etkisi yoktur.

Yerdeğiştirmeler için kullanılan işaret kuralları, semboller, dış yükler ve kesit kuvvetleri Şekil 1.1 de gösterilmektedir. Pozitif değerler, HARDY CROSS yöntemindekine benzer olarak, sehimler yönünde seçilmiştir (Blaszkowak, 1966).



Şekil 1.1 Bir Yapı Alt İskelet Modelinin İncelenmesi- Semboller ve İşaret Kuralları

1.1.2 Bir Çubuğun Uçlarındaki Kesit Kuvvetlerinin Hesabı

Eksenel yük etkisindeki tekil bir çubuğun (Şekil 1.2) elastik eğrisinin diferensiyel denklemi,

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{Pd^2 y}{EI dx^2} = 0 \quad (1.1)$$

Őeklinindedir.

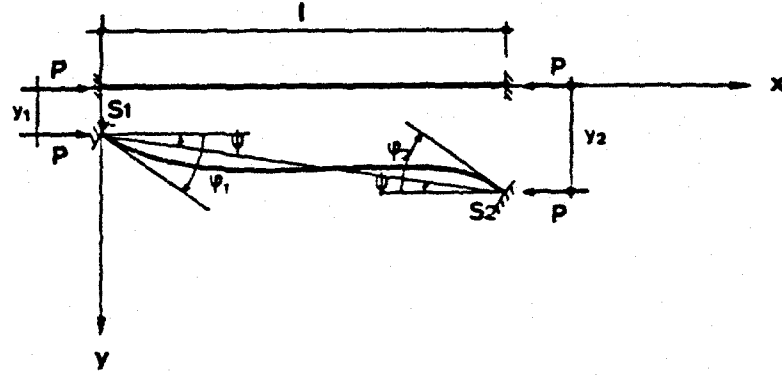
C_1, C_2, C_3, C_4 integrasyon sabitleri ve $k^2 = \frac{P}{EI}$ olmak üzere bu denklemin çözümleri

$$y = C_1 + C_2 kx + C_3 \sin kx + C_4 \cos kx \quad (1.2)$$

dir.

$$y(0) = y_1 \quad ; \quad y(l) = y_2$$

$$\frac{dy}{dx}(0) = \phi_1 \quad ; \quad \frac{dy}{dx}(l) = \phi_2$$



Sekil 1.2 Tekil Bir Çubuğun Stabilitesinin İncelenmesi-Semboller ve İşaret Kuralları

sınır koşulları kullanılırsa (S_1) ve (S_2) uç kesitlerindeki kesme kuvvetleri ve eğilme momentlerinin ifadeleri

$$\alpha' = kl \frac{\text{sink}l - k\ell \text{cos}kl}{2(1 - \text{cos}kl) - k\ell \text{sink}l} \quad (1.3)$$

$$\beta' = kl \frac{k\ell - \text{sink}l}{2(1 - \text{cos}kl) - k\ell \text{sink}l} \quad (1.4)$$

$$\nu = (kl)^2 \frac{1 - \text{cos}kl}{2(1 - \text{cos}kl) - k\ell \text{sink}l} \quad (1.5)$$

$$\psi = \frac{y_2 - y_1}{l} = \frac{\Delta}{l} \quad (1.6)$$

olmak üzere

$$M_1 = \frac{EI}{l} \{ \alpha' \phi_1 + \beta' \phi_2 - \nu \psi \} \quad (1.7)$$

$$M_2 = \frac{EI}{l} \{ \beta' \phi_1 + \alpha' \phi_2 - \nu \psi \} \quad (1.8)$$

$$T_1 = -T_2 = \frac{M_1 + M_2 + P(y_2 - y_1)}{l_1} \quad (1.9)$$

veya

$$\delta' = (kl)^3 \frac{\text{sink}l}{2(1 - \text{cos}kl) - k\ell \text{sink}l} \quad (1.10)$$

olmak üzere,

$$T_1 = -T_2 = \frac{EI}{l^2} \{v(\phi_1 + \phi_2) - \delta' \Psi\} \quad (1.11)$$

şeklindedir.

Özel durum olarak bu çalışmaya konu olan modeli oluşturan elemanların bir ucu ankastre diğer ucu basit ya da mafsallı olduğundan yukarıdaki bağıntılar

$$\alpha = (kl)^2 \frac{\text{sink}l}{\text{sink}l - kl \text{cos}kl} \quad (1.12)$$

$$\delta = (kl)^3 \frac{\text{cos}kl}{\text{sink}l - kl \text{cos}kl} \quad (1.13)$$

olmak üzere,

$$M = \frac{EI}{l} \{ \alpha (\phi_1 - \Psi) \} \quad (1.14)$$

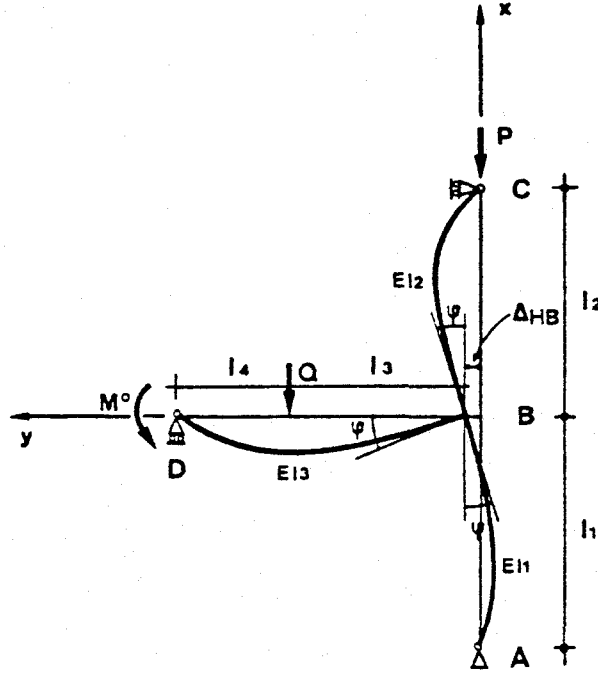
$$T = \frac{EI}{l^2} \{ \alpha \phi_1 - \delta \Psi \} \quad (1.15)$$

şeklini alırlar.

Burada aksenal yükün sıfıra yaklaşması halinde sırasıyla kolonların moment-dönme ve kesme kuvveti-dönme rijitlik katsayıları olan α ve δ değerlerinin her ikisinde aynı anda, elastik hesap sonuçlarına karşılık gelen, 3 e gittiğini belirtmek uygun düşmektedir (Merati, 1979).

1.1.3 Modeli Oluşturan Çubukların Birleşimi

Yukarıda tekil bir eleman için elde edilen sonuçlar şekil 1.3 de görülen modeli oluşturan kiriş ve kolonlara uygulanmaktadır. Birleşim yerindeki kesitlerde, M_{ij}^o ve m_{ij} sırasıyla ankastrel momentlerini ve ij elemanının ij düğüm noktalarında yer değiştirmelerden doğan momentleri (Blaszowski, 1966) göstermek üzere, eğilme momentleri aşağıdaki bağıntılarla ifade edilebilir.



Şekil 1.3 Yükleme Şeması

$$M_{BA} = M_{BA}^O + m_{BA} \quad (1.16)$$

$$M_{BC} = M_{BC}^O + m_{BC} \quad (1.17)$$

$$M_{BD} = M_{BD}^O + m_{BD} \quad (1.18)$$

Kolon yükseklikleri üzerinde enine doğrultuda yük olmadığından $M_{BA}^O = M_{BC}^O = 0$ dır.

Madde 1.1.2 deki açıklamalara göre

$$M_{BA} = \frac{EI_1}{l_1} \left\{ \alpha_1 \left(\phi_B + \frac{\Delta HB}{l_1} \right) \right\} \quad (1.19)$$

$$M_{BC} = \frac{EI_2}{l_2} \left\{ \alpha_2 \left(\phi_B - \frac{\Delta HB}{l_2} \right) \right\} \quad (1.20)$$

$$M_{BD} = \frac{3EI_3}{l_3 + l_4} \phi_B \quad (1.21)$$

olarak elde edilirler.

1.1.4 HARDY CROSS Yöntemi ile Modelin Çözümü

B düğüm noktası dengede olduğundan aşağıdaki bağıntılar yazılabilir.

$$M_{BA} + M_{BC} + M_{BD} = 0 \quad (1.22)$$

$$T_{BA} - T_{BC} = 0 \quad (1.23)$$

B düğüm noktasındaki kesme kuvvetleri ve moment ifadelerini birbirine bağlayan yani denge şartı oluşturan (1.22) ve (1.23) bağıntıları 8 bilinmeyenli (M_{BA} , M_{BC} , M_{BD} , T_{BA} , T_{BC} , T_{BD} , ϕ_B , Δ_{HB}) 8 lineer denklem takımının kurulmasına imkan verirler (Merati, 1979).

$$D = \frac{\alpha_1 EI_1}{l_1} + \frac{\alpha_2 EI_2}{l_2} + \frac{3EI_3}{l_3 + l_4} \quad (1.24)$$

Kolonun elastik kısalmasından dolayı B düğüm noktasında oluşan düşey yerdeğiştirme,

$$\Delta_{VB} = \frac{P_1 l_1}{EA_1} \quad (1.25)$$

$$M_{BD}^O = \frac{Q}{2} \frac{l_3 l_4}{l_3 + l_4} \left[1 + \frac{l_4}{l_3 + l_4} \right] + \frac{M^O}{2} - \frac{3EI_3 \Delta_{VB}}{(l_3 + l_4)^2} \quad (1.26)$$

olmak üzere her adım için yukarıda sözü edilen denklem takımının çözümünden elde edilen 8 bilinmeyen aşağıda verilmektedir.

$$\Delta_{HB} = \frac{\frac{M_{BD}^O}{D} \left[\frac{\alpha_1 I_1}{l_1^2} - \frac{\alpha_2 I_2}{l_2^2} \right]}{\frac{\delta_1 I_1}{l_1^3} + \frac{\delta_2 I_2}{l_2^3} - \frac{E}{D} \left[\frac{\alpha_2 I_2}{l_2^2} - \frac{\alpha_1 I_1}{l_1^2} \right]^2} \quad (1.27)$$

$$\phi_B = \frac{\Delta_{HB} \left[\frac{\alpha_2 EI_2}{l_2^2} - \frac{\alpha_1 EI_1}{l_1^2} \right] - M_{BD}^O}{D} \quad (1.28)$$

$$M_{BA} = \frac{EI_1}{l_1} \left\{ \alpha_1 \left(\phi_B + \frac{\Delta_{HB}}{l_1} \right) \right\} \quad (1.29)$$

$$M_{BC} = \frac{EI_2}{l_2} \left\{ \alpha_2 \left(\phi_B - \frac{\Delta_{HB}}{l_2} \right) \right\} \quad (1.30)$$

$$M_{BD} = \frac{3EI_3}{l_3 + l_4} \phi_B + M_{BD}^O \quad (1.31)$$

$$T_{BA} = \frac{EI_1}{l_1^2} \left\{ \alpha_1 \phi_B + \delta_1 \frac{\Delta_{HB}}{l_1} \right\} \quad (1.32)$$

$$T_{BC} = \frac{EI_2}{l_2^2} \left\{ \alpha_2 \phi_B - \delta_2 \frac{\Delta_{HB}}{l_2} \right\} \quad (1.33)$$

$$T_{BD} = \frac{M_{BD}}{l_3 + l_4} - \frac{Q l_4}{l_3 + l_4} + \frac{M_O}{l_3 + l_4} \quad (1.34)$$

Bu denklem takımlarının parametreleri olan $\alpha_1, \delta_1, \alpha_2, \delta_2$ katsayılarının değerleri her bir hesap adımında sabit kabul edilmektedir.

1.1.5 Stabilite Kriterinin İfadesi

Stabilite kritik yükü, rijitlik katsayılarının sıfıra gitmesi durumuna karşılık gelen yük olarak tanımlanmıştır.

Her adımda yüklemenin stabilite özelliğini görebilmek için modelin davranışını düğüm noktası yerdeğiştirmelerinden birine

göre değerlendirmek gerekmektedir. Bu durumda elde edilen kriter yerdeğiştirmelere bağlı bir stabilite kriteridir. Yük kritik değerine ulaştığında B düğüm noktasındaki yerdeğiştirmelerin sonsuza gideceği düşünülerek bu çalışmada modelin davranışı yalnız B düğüm noktasının yatay ötelenmesi (Δ'_{HB}) üzerinde incelenmektedir. Bir başka deyişle $\Delta'_{HB} \rightarrow \infty$ için yüklemenin kritik değere vardığı kabul edilmektedir.

$\Delta'_{HB}=1$ için B düğüm noktasındaki dönme ile BA ve BC kolonlarındaki kesme kuvvetleri

$$\phi'_B = \frac{\frac{EI_1}{\ell_1^2} \alpha_1 - \frac{EI_2}{\ell_2^2} \alpha_2 + M_{BD}^0}{D} \quad (1.35)$$

$$T'_{BA} = \frac{EI_1}{\ell_1^2} \left(\alpha_1 \phi'_B + \frac{\delta_1}{\ell_1} \right) \quad (1.36)$$

$$T'_{BC} = \frac{EI_2}{\ell_2^2} \left(\alpha_2 \phi'_B - \frac{\delta_2}{\ell_2} \right) \quad (1.37)$$

olarak elde edilirler. Bu durumda model yapının B noktasındaki yatay ötelenme rijitlik katsayısı tanım olarak aşağıdaki bağıntı ile verilmektedir (Merati, 1979).

$$H = T'_{BA} - T'_{BC} \quad (1.38)$$

Buna göre

$H > 0$ yapının kararlı olmasına

$H = 0$ yapının kararsızlık sınırına

$H < 0$ yapının kararsızlığına

karşılık gelmektedir.

T'_{BA} ve T'_{BC} ifadeleri (1.38) bağıntısında yerine konursa stabilite kriteri

$$H = \frac{EI_1}{\ell_1^2} \left\{ \alpha_1 \phi'_B + \frac{\delta_1}{\ell_1} \right\} - \frac{EI_2}{\ell_2^2} \left\{ \alpha_2 \phi'_B - \frac{\delta_2}{\ell_2} \right\} \quad (1.39)$$

olarak elde edilir.

Yukarıda verilen bağıntıların irdelenmesinden stabilite kriteri gibi eğilme momenti, kesme kuvveti ve düğüm noktası yerdeğiştirmeleri kolonların kesme kuvveti-dönme ve moment-dönme rijitlik katsayısı olan $\alpha_1, \delta_1, \alpha_2$ ve δ_2 parametrelerine bağılı olduğu görölmektedir. Diğer taraftan bu katsayıların her bir kolon tarafından taşınan P_1 ya da P_2 normal kuvvetlerinin etkisinde oldukları da açıktır.

α_2 ve δ_2 parametrelerinin değerleri,

$$k_2^2 = \frac{P_2}{EI_2} \quad (1.40)$$

olduğundan, uygulanan yüklemenin fonksiyonu olarak aşağıdaki bağıntılardan {(1.41) ve (1.42)} hesaplanabilir.

$$\alpha_2 = (k_2 l_2)^2 \frac{\sin k_2 l_2}{\sin k_2 l_2 - k_2 l_2 \cos k_2 l_2} \quad (1.41)$$

$$\delta_2 = (k_2 l_2)^3 \frac{\cos k_2 l_2}{\sin k_2 l_2 - k_2 l_2 \cos k_2 l_2} \quad (1.42)$$

Ancak, α_1 ve δ_1, P_1 den dolayı, kiriş kesme kuvvetine de bağılıdır. Bu nedenle n. adımda kirişte meydana gelen kesme kuvvetine göre hesaplanan rijitlik katsayılarını (n+1). adımda kullanarak modelin çözümü bir iterasyon yöntemi olan yüklerin farklılaştırılması süretiyle gerçekleştirilmiştir. Her bir yük katsayısı (λ) değeri için H fonksiyonunun hesaplanması yapının stabilitesinin denetimine imkan vermektedir.

Bu çalışmada, kullanılan yük katsayısı (λ) algoritması yaklaşımları toplamaksızın uygun sonuçlar elde etmeye imkan veren salt iteratif ve adım adım yöntemlerinin kombinezonundan ibaret olan ve kaynak (Jouve, 1976) da "düzeltilmiş-adım" adı verilen yöntem kullanılmıştır (Blazskowiak, 1966; Gachon ve diğ., 1978; Jauve, 1976; Lescouarc'h, 1975; Merati, 1979).

1.2 ELASTO-PLASTİK HESAP

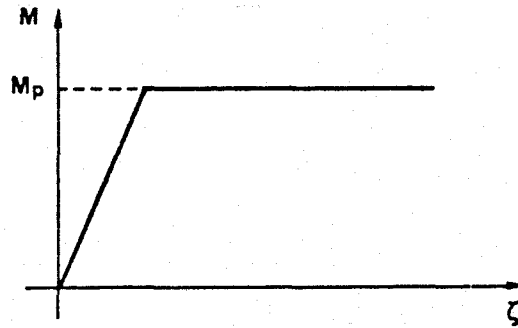
1.2.1 Varsayımlar, Kurallar ve Semboller

Hesaplarda yapılan varsayımlar aşağıda verilmektedir (Massonet ve diğ., 1975).

- 1) Yapıyı oluşturan malzeme ideal elasto-plastiktir.
- 2) Tüm enkesitlerin moment taşıma güçleri tam plastikleşmeye karşılık gelen bir M_p değeri ile sınırlıdır.
- 3) Malzemenin sünekliliğinden dolayı plastikleşen kesitler civarında meydana gelen büyük eğrilikler bölgesi bizzat plastikleşen kesitte konsantre olmuştur.
- 4) Kesme kuvvetinin kesitin plastikleşmesi üzerinde etkisi yoktur. Ancak M_p direnme momentinin değeri kesitteki normal kuvvete bağlıdır.
- 5) Yapının yerel çarpılma veya yanal devrilme sebebiyle erken yıkılma ihtimali yoktur.

1.2.2 Bileşik Eğilmede Plastik Mafsal Kavramı

Normal kuvvetin olmaması halinde, yapıyı oluşturan malzemenin reolojik şeması ideal elasto-plastik olduğundan, kesitin moment-eğrilik bağıntısı şekil 1.4 de verilmektedir. Durum böyle olunca kesitin direnme momenti;



Şekil 1.4 Moment-Eğrilik Diyagramı

σ_e Kesiti oluşturan malzemenin anma (nominal) elastik sınırını
 z Kesitin geometrik bir parametresi olan plastiklik modülünü
göstermek üzere;

$$M_p = \sigma_e \cdot z \quad (1.43)$$

den hesaplanır.

Bazı çelik profiller için direnme momenti (M_p) çizelge 1.1 den alınabilir. Betonarme kesitler içinse bu moment;

- A_s Asal çekme donatısı alanını
 f_{yd} Donatı hesap dayanımını
 d Faydalı yüksekliği
 f_{cd} Betonun hesap dayanımını
 f_{ck} Betonun karakteristik basınç dayanımını
 b_w Kesitin enini
 b Etkili tabla genişliğini
 h_f Tabla (döşeme) kalınlığını
 d' Beton örtü kalınlığını
 x Basınç yüzünden tarafsız eksene olan uzaklığı (tarafsız eksen derinliğini)
 A'_s Basınç donatısı alanını

göstermek üzere;

Dikdörtgen kesitlerde;

$$M_p = A_s f_{yd} \left(d - \frac{A_s \cdot f_{yd}}{2 \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w} \right) \quad (1.44)$$

bağıntısından,

Tablalı kesitlerde;

$$A_{sf} = 0,85 (b - b_w) h_f \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (1.45)$$

$$A_{sw} = A_s - A_{sf} \quad (1.46)$$

$$a = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w} \quad (1.47)$$

olmak üzere ;

$$M_p = A_{sf} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,5 h_f) + A_{sw} \cdot f_{yd} (d - 0,5 a) \quad (1.48)$$

bağıntısından,

Çift donatılı dikdörtgen kesitlerde ise;

Dikdörtgen basınç dağılımında dikdörtgen derinliğinin tarafsız eksen derinliğine oranı

$$k_1 = 0,85 - 0,006 (f_{ck} - 25) \leq 0,85 \quad (1.49)$$

Kesitin basınç gören üst yüzünden beton basınç bileşkesine olan uzaklığın tarafsız eksen derinliğine oranı

$$k_2 = \frac{k_1}{2} \quad (1.50)$$

Basınç donatısındaki gerilme,

$$\sigma'_s = 600 \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \leq f_{yd} \quad (1.51)$$

olmak üzere x in değeri

$$0,85 f_{cd} k_1 b_w x + A'_s \sigma'_s = A_s f_{yd} \quad (1.52)$$

bağıntısından tatonmanla belirlendikten sonra

$$M_p = 0,85 k_1 f_{cd} b_w x (d - k_2 x) + A'_s \sigma'_s (d - d') \quad (1.53)$$

bağıntısı ile hesaplanır (Durmuş, 1986).

Kesit bileşik eğilme etkisinde kaldığı zaman M_p direnme momenti normal kuvvetin değerine bağlıdır. Prizmatik elemanlarda direnme momentinin normal kuvvete bağlı olarak değişimi şekil 1.5 de verilen karşılıklı etkileşim diyagramıyla gösterilebilir.

Bu çalışmada karşılıklı etkileşim diyagramınının doğrusallaştırılmış yaklaşık bir şekli kullanılmaktadır. Kullanılan şeklin özellikleri;

- M_p Bir kesitin salt eğilmede direnme momenti,
- M_t Bileşik eğilme etkisindeki kesitin moment taşıma gücü,
- N_p Kesitin aksenal yük taşıma gücü,
- N_t Bileşik eğilme etkisindeki kesitin aksenal yükü,
- c Özellikle kesit geometrisine bağlı bir sabit


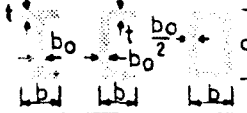

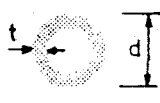

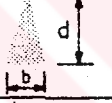
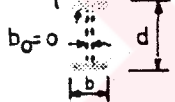
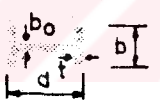
olmak üzere;

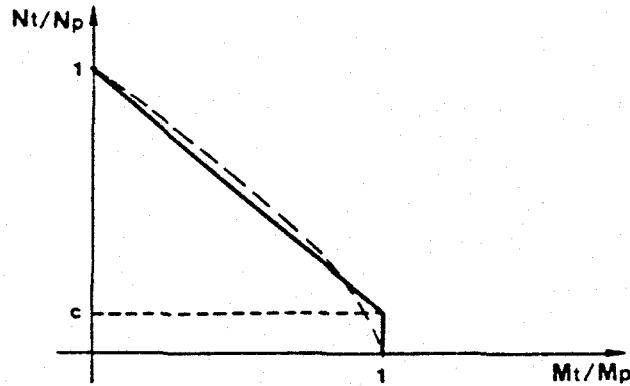
$$\frac{N_t}{N_p} \leq c \quad \text{için} \quad M_t = M_p \quad (1.54)$$

$$\frac{N_t}{N_p} > c \quad \text{için} \quad M_t = M_p \left(1 - \frac{N_t}{N_p}\right) (1-c)^{-1} \quad (1.55)$$

şeklinde belirtilebilir.

Çizelge 1.1 Bazı Çelik Kesitler için Direnme Momentleri

Kesit Şekli	Direnme moment i	$f = \frac{M_p}{M_e}$
	$\frac{1}{4} \sigma_e b d^2$	1,50
	$\frac{1}{4} \sigma_e [b d^2 - (b - b_0)(d - 2t)^2]$	$b = 12 b_0$ için: 1,16 $d = 18 t$
	$\frac{1}{6} \sigma_e d^3$	$\frac{16}{3\pi} = 1,70$
	$\frac{1}{6} \sigma_e d^3 [1 - (1 - \frac{2t}{d})^3]$ $t \ll d$ için: $\sigma_e d^2 t$	$\frac{16}{3\pi} \frac{1 - (1 - 2t/d)^3}{1 - (1 - 2t/d)^4}$ $t \ll d$ için: $\frac{4}{\pi} = 1,27$
	$\frac{1}{12} \sigma_e b d^2$	2,00
	$\frac{1}{6} \sigma_e b d^2 (2 \cdot \sqrt{2})$	$4(2 \cdot \sqrt{2}) = 2,34$
	$\sigma_e b d t$	1,00
	$\frac{1}{4} \sigma_e [b^2 d - (d - 2t)(b^2 - b_0^2)]$	$b = 12 b_0$ için: 1,58 $d = 18 t$



Şekil 1.5 Plastikleşmiş Bir Kesitin M-N Etkileşim Diyagramı

3. varsayıma göre bir kesitteki herhangi bir kesit kuvveti direnme değerine ulaştığında kesit adeta bir mafsal gibi davranmakla beraber şekil değiştirme yeteneği sayesinde yine de M_p momentini taşımaya devam eder.

1.2.3 Elasto-Plastik Hesap Metodunun İlkesi ve Plastikleşmiş Kesitin Elastik Bölgeye Dönüşü

Elasto-plastik hesabın genel ilkesi, plastikleşmiş bir kesitin oluşmasına bağlı olarak yapının tanımını değiştirerek elastik hesapları adım adım yapmaktan ibarettir. O halde bunu takip eden aşamada bu kesite plastikleştirilen kesit kuvvetlerini (N_t, M_t) taşıyan bir mafsal konur. Plastik mafsalın eklenmesiyle yapının tanımı sistem labil hale gelinceye kadar değiştirilir. Böylece elasto-plastik hesap bir ardışık elastik hesaba dönüşmektedir (Lescouarc'h, 1976).

Üstelik burada şu hususu da belirtmek uygun olmaktadır: Herhangi bir kesitin plastikleşmesi yapının rijitliğini değiştireceğinden n. aşamada plastikleşmiş bir kesitin (n+1). aşamada kısmen boşalması ve böylece önce bulunduğu elastik bölgeye dönmesi imkansız değildir. Sistemi yıkılma mekanizması durumuna sokmak için 2 plastik mafsalın yeterli olduğu bu özel modelde, elastik bölgeye dönme olayı ilk plastikleşmeden hemen sonra meydana gelebilir. Bu nedenle yıkılma mekanizması iki plastik mafsalın aynı anda oluşmasıyla meydana gelir.

Bu çalışmada kesitin elastik bölgeye dönme kriteri HILL (Lescouarc'h, 1975) prensibine uygun olarak tanımlanmıştır. Bu kriter

\vec{F} Kesit kuvveti vektörü

\vec{DP} Plastik şekil değiştirme hız vektörü

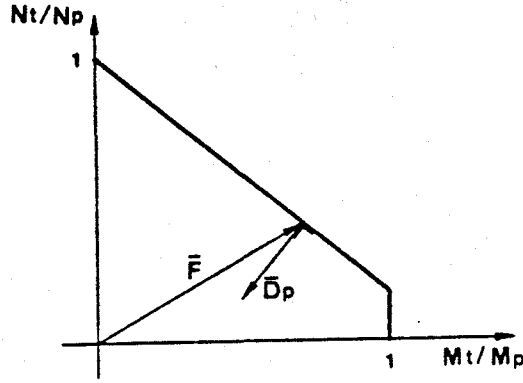
olmak üzere;

$$\vec{F} \cdot \vec{DP} < 0 \quad (1.56)$$

şeklinde tanımlanmaktadır (şekil 1.6).

Bu çalışmada kullanılan çözüm programında plastik şekil değiştirmelerin azaldığı veya iki ardışık yükleme arasında yöndeğiştirdiği zaman bu kriterin sağlandığı kabul edilmektedir. Bu

olay ancak ilk plastik mafsalin oluşmasından sonra meydana gelebilir.



Şekil 1.6 Plastikleşmiş Bir Kesitin Elastik Bölgeye Dönüşü

1.2.4 İlgili Bağlantılar

Daha önce de belirtildiği gibi bu çalışmada kullanılan çözüm yöntemi madde 1.1 de tanımlanan şemaya uygun olarak gerçekleştirilen ardışık elastik hesaplardan ibarettir.

Yüklemenin her adımında HARDY CROSS yönteminin uygulanmasından elde edilen bilgiler yardımıyla, stabilite kriterinin sağlanması halinde modelde oluşan maksimum kesit kuvvetleri, taşıma gücü değerleriyle karşılaştırılmak amacıyla, belirlenebilir.

Basit eğilme etkisindeki kirişte maksimum eğilme momentinin M_p direnme momentiyle karşılaştırılması yeterli olmakla beraber bileşik eğilme etkisindeki kolonlarda \bar{F} (N, M) vektörünün etkileşim eğrisine göre durumunun belirlenmesi gerekmektedir (şekil 1.6).

İlk plastik mafsalin oluşmasından önceki aşamada maksimum kesit kuvvetlerinin değerleri aşağıdaki bağlantılarla belirlenebilir (şekil 1.3).

● AB Kolonunda:

* En çok zorlanan kesitin apsisi,

$$x'_{\max} = \frac{\arctg(\cotg k_1 l_1)}{k_1} \quad (1.57)$$

* Maksimum eğilme momenti,

$$M_{BAmax} = M_{BA} - P Y_{BA} + \left(\frac{M_{BA}}{\ell_1} - \frac{P\Delta_{HB}}{\ell_1} \right) x'_{max} \quad (1.58)$$

* Maksimum normal kuvvet,

$$N_{BA} = P + \frac{M_{BD}}{\ell_3 + \ell_4} + \frac{Q \ell_4}{\ell_3 + \ell_4} + \frac{M^O}{\ell_3 + \ell_4} \quad (1.59)$$

* Sehim denklemi,

$$Y_{AB} = - \frac{M_{BA}}{P_1} \cos k_1 \ell_1 \frac{\sin k_1 x}{\sin k_1 \ell_1} - \frac{M_{BA}}{P_1} \cos k_1 x + \frac{M_{BA}}{P_1} \quad (1.60)$$

● BC Kolonunda:

* En çok zorlanan kesitin apsisi,

$$x''_{max} = \frac{\arctg(-\cotg k_2 \ell_2)}{k_2} \quad (1.61)$$

* Maksimum eğilme momenti,

$$M_{BCmax} = M_{BC} + P Y_{BC} - \left(\frac{M_{BC}}{\ell_2} + \frac{P\Delta_{HB}}{\ell_2} \right) x''_{max}$$

* Maksimum normal kuvvet,

$$N_{BC} = P \quad (1.62)$$

* Sehim denklemi,

$$Y_{BC} = \frac{M_{BC}}{P_2} \cos k_2 \ell_2 \frac{\sin k_2 x}{\sin k_2 \ell_2} + \frac{M_{BC}}{P_2} \cos k_2 x - \frac{M_{BC}}{P_2} + \left(\frac{M_{BC}}{P\ell_2} + \frac{\Delta_{HB}}{\ell_2} \right) x \quad (1.63)$$

● BD Kirişinde:

Maksimum eğilme momenti kirişin B ucunda ya da tekil yükün (Q) altında oluşur.

* Açıklıkta,

$$M_{BD\max} = \frac{M_{BD} l_4}{l_3 + l_4} - \frac{(M^O + Q l_4) l_3}{l_3 + l_4} \quad (1.65)$$

* B de,

$$M_{B\max} = M_{BD} - \frac{3EI_3}{l_3 + l_4} \phi_B + M_{BD}^O \quad (1.66)$$

Bu bağıntılardan (1.58, 62, 65, 66) görüldüğü gibi ilk plastik mafsalsal;

- * A ve B arasındaki bir kesitin plastikleşmesi
- * B ve C arasındaki bir kesitin plastikleşmesi
- * B ve D arasında tekil yükün altındaki kesitin plastikleşmesi
- * BD kirişinin B ucundaki kesitin plastikleşmesi

şekillerinden biri olarak 4 şekilde oluşabilir.

Bu çalışmada kullanılan yöntemle bu yeni dört yapının herbirinin çözümünden aşağıdaki bağıntılar elde edilir.

1) İlk plastikleşmenin A ve B arasında oluşması durumunda Stabilite kriterinin ifadesi:

M_{t1} AB elemanındaki direnme momenti

$$\phi'_{B1} = \frac{M_{BD}^O - \frac{EI_2 \alpha_2}{l_2^2} + M_{t1}}{\frac{3EI_3}{l_3 + l_4} + \frac{\alpha_2 EI_2}{l_2}} \quad (1.67)$$

olmak üzere ;

$$H_1 = \frac{EI_2}{l_2^2} \left[\alpha_2 \phi'_{B1} + \frac{\delta_2}{l_2} \right] \quad (1.68)$$

bağıntısıyla,

B düğüm noktası yerdeğiştirmeleri;

$$\Delta_{HB1} = \frac{\frac{EI_1 \alpha_1}{l_1^2} (M_{t1} - M_{BD}^O) / (\frac{EI_2 \alpha_2}{l_2} + \frac{3EI_3}{l_3 + l_4})}{\frac{EI_2 \delta_2}{l_2^3} - \frac{\frac{EI_2 \alpha_2}{l_2^2}}{\frac{EI_2 \alpha_2}{l_2} - \frac{3EI_3}{l_3 + l_4}}} \quad (1.69)$$

$$\phi_{B1} = \frac{M_{t1} - M_{BD}^O + \frac{\alpha_2 EI_2}{l_2} \Delta_{HB1}}{\frac{\alpha_2 EI_2}{l_2} + \frac{3EI_3}{l_3 + l_4}} \quad (1.70)$$

bağıntılarıyla,

Düğüm noktası kesit kuvvetleri:

$$M_{BA} = M_{t1} \quad (1.71)$$

$$M_{BC} = \frac{EI_2}{l_2} [\alpha_2 (\phi_{B1} - \frac{\Delta_{HB1}}{l_2})] \quad (1.72)$$

$$M_{BD} = \frac{3EI_3}{l_3 + l_4} \phi_{B1} + M_{BD}^O \quad (1.73)$$

$$T_{BA} = 0 \quad (1.74)$$

$$T_{BC} = \frac{EI_2}{l_2} [\alpha_2 \phi_{B1} - \delta_2 \frac{\Delta_{HB1}}{l_2}] \quad (1.75)$$

$$T_{BD} = \frac{M_{BD}}{l_3 + l_4} + T_{BD}^O \quad (1.76)$$

bağıntılarıyla hesaplanır.

2) İlk plastikleşmenin B ve C arasında oluşması durumunda
Stabilite kriterinin ifadesi:

M_{t2} BC elemanındaki direnme momenti,

$$\phi'_{B2} = \frac{\frac{\alpha_1 EI_1}{l_1} + M_{BD}^O + M_{t2}}{\frac{\alpha_1 EI_1}{l_1} + \frac{3EI_3}{l_3 + l_4}} \quad (1.77)$$

olmak üzere;

$$H_2 = - \frac{EI_1}{l_1^2} \left[\alpha_1 \phi'_{B2} - \frac{\delta_1}{l_1} \right] \quad (1.78)$$

bağıntısıyla,

B düğüm noktası yerdeğiştirmeleri:

$$\Delta_{HB2} = \frac{(M_{t2} - M_{BD}^O) \left(\frac{\alpha_1 EI_1}{l_1^2} \right) / \left(\frac{\alpha_1 EI_1}{l_1} + \frac{3EI_3}{l_3 + l_4} \right)}{\frac{EI_1 \delta_1}{l_1^3} - \left(\frac{\alpha_1 EI_1}{l_1^2} \right)^2 / \left(\frac{EI_1 \alpha_1}{l_1} + \frac{3EI_3}{l_3 + l_4} \right)} \quad (1.79)$$

$$\phi_{B2} = \frac{M_{t2} - M_{BD}^O - \alpha_1 EI_1 \Delta_{HB2} / l_1^2}{\frac{EI_1 \alpha_1}{l_1} + \frac{3EI_3}{l_3 + l_4}} \quad (1.80)$$

bağıntılarıyla,

Düğüm noktası kesit kuvvetleri:

$$M_{BA} = \frac{EI_1}{l_1} \left[\alpha_1 \left(\phi_{B2} + \frac{\Delta_{HB2}}{l_1} \right) \right] \quad (1.81)$$

$$M_{BC} = M_{t2} \quad (1.82)$$

$$M_{BD} = \frac{2EI_3}{l_3+l_4} \phi_{B2} + M_{BD}^O \quad (1.83)$$

$$T_{BA} = \frac{EI_1}{l_1} \left[\alpha_1 \phi_{B2} + \delta_1 \frac{\Delta_{HB2}}{l_1} \right] \quad (1.84)$$

$$T_{BC} = 0 \quad (1.85)$$

$$T_{BD} = \frac{M_{BD}}{l_3+l_4} + T_{BD}^O \quad (1.86)$$

bağıntılarıyla hesaplanır.

3) İlk plastikleşmenin kirişte Q yükünün altında oluşması durumunda

Stabilite kriterinin ifadesi:

M_{P3} Q nun etkidiği kesitin direnme momenti

$$\phi'_{B3} = \frac{\frac{EI_1 \alpha_1}{l_1^2} - \frac{EI_2 \alpha_2}{l_2^2} + M_{BD3}^O}{\frac{\alpha_1 EI_1}{l_1} + \frac{\alpha_2 EI_2}{l_2}} \quad (1.87)$$

olmak üzere

$$H_3 = \frac{EI_1}{l_1^2} \left[\alpha_1 (-\phi'_{B3}) + \frac{\delta_1}{l_1} \right] - \frac{EI_2}{l_2^2} \left[\alpha_2 (-\phi'_{B3}) - \frac{\delta_2}{l_2} \right] \quad (1.88)$$

bağıntısıyla,

B düğüm noktası yerdeğıştirmeleri:

$$\Delta_{HB3} = \frac{M_{BD3}^O \left(\frac{\alpha_1 EI_1}{l_1^2} - \frac{\alpha_2 EI_2}{l_2^2} \right)}{\left(\frac{EI_1 \alpha_1}{l_1} + \frac{EI_2 \alpha_2}{l_2} \right) \left(\frac{EI_1 \delta_1}{l_1^3} + \frac{EI_2 \delta_2}{l_2^3} \right) - \left(\frac{EI_2 \alpha_2}{l_2^2} - \frac{EI_1 \alpha_1}{l_1^2} \right)^2} \quad (1.89)$$

$$\phi_{B3} = \frac{\Delta HB_3 \left(\frac{EI_2 \alpha_2}{l_2^2} - \frac{EI_1 \alpha_1}{l_1^2} \right) - M_{BD3}^O}{\frac{EI_1 \alpha_1}{l_1} + \frac{EI_2 \alpha_2}{l_2}} \quad (1.90)$$

bağıntılarıyla,

Düğüm noktası kesit kuvvetleri:

$$M_{BA} = \frac{EI_1}{l_1} \left[\alpha_1 \left(\phi_{B3} + \frac{\Delta HB_3}{l_1} \right) \right] \quad (1.91)$$

$$M_{BC} = \frac{EI_2}{l_2} \left[\alpha_2 \left(\phi_{B3} - \frac{\Delta HB_3}{l_2} \right) \right] \quad (1.92)$$

$$M_{BD} = \left(\frac{M^O}{l_4} + Q \right) l_3 - M_{P3} \quad (1.93)$$

$$T_{BA} = \frac{EI_1}{l_1} \left(\alpha_1 \phi_{B3} + \delta_1 \frac{\Delta HB_3}{l_1} \right) \quad (1.94)$$

$$T_{BC} = \frac{EI_2}{l_2} \left(\alpha_2 \phi_{B3} - \delta_2 \frac{\Delta HB_3}{l_2} \right) \quad (1.95)$$

$$T_{BD} = \frac{M_{BD}}{l_3} + Q \quad (1.96)$$

bağıntılarıyla hesaplanır.

4) İlk plastikleşmenin BD kirişinin B ucunda oluşması durumunda Stabilite kriterinin, B düğüm noktası yerdeğiştirmelerinin ve düğüm noktası kesit kuvvetlerinin ifadeleri bir önceki adımda (3 durumunda) verilen bağıntılara, $M_{BD}^O = M_{P3}$ yazmak şartıyla, özdeştir.

Buna göre kirişin B ucundaki maksimum eğilme momenti

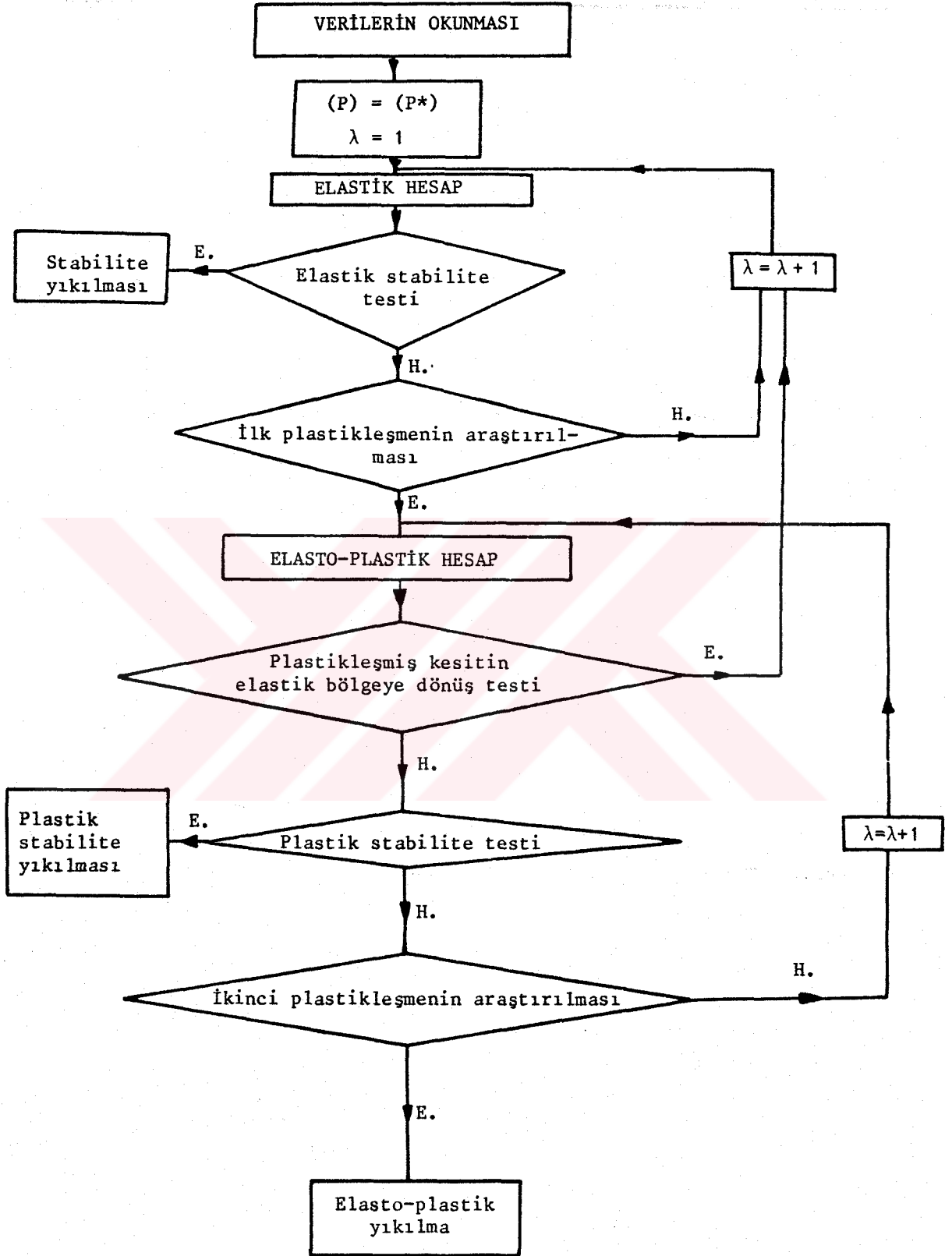
$$M_{BD4Q} = \left(\frac{M^O}{\ell_4} + Q \right) \ell_3 - M_{P3} \quad (1.97)$$

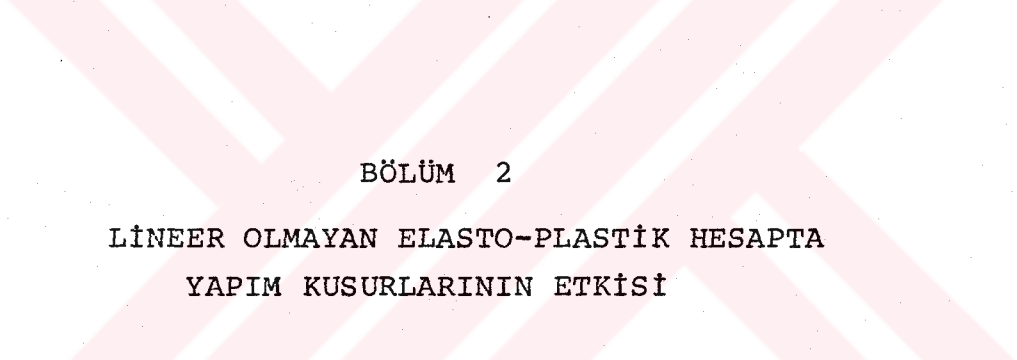
bağıntısıyla hesaplanır.

Bu durumda hesap yüklemeyi peyderpey farklılaştırmak suretiyle ardışık yaklaşımlar şeklinde yapılmaktadır. Yapının yıkılması ya stabilite kriteri sağlanamadığında denge kaybından ya da birinciden sonra ikinci bir plastik mafsalin oluşmasından dolayı mekanizma yıkılması şeklinde olmaktadır.

Muhtemel elastik bölgeye dönüşü de içeren bu hesapların tümüne ait akış diyagramı aşağıda verilmektedir.







BÖLÜM 2

LİNEER OLMAYAN ELASTO-PLASTİK HESAPTA
YAPIM KUSURLARININ ETKİSİ

Bölüm 1 de geliştirilen hesaplar geometrik ve mekanik bakımdan ideal, kusursuz yapılara aittir.

Halbuki, yapıyı oluşturan tüm elemanlar, kusursuz varsayımlarına göre daha erken yıkılmalarına sebep olabilecek cins ve büyüklükte kusurlar içerebilmektedir. Bu nedenle, bu bölümde yapı hesaplarında önemli olan bazı yapım kusurları da dikkate alınmıştır. Dikkate alınan yapım kusurları, stabilite yükünü azaltıcı yönde etkileyen kolonların doğrusallık kusuru ile B düşüm noktası elemanları birleşiminin ideal olmayışıdır. Hesaplarda elemanların imalatlarından oluşan doğal gerilmeler doğrudan dikkate alınmamıştır. Ancak DUTHEIL'in (Dutheil, 1968) önerdiği gibi elastisite modülünün üzerinde yapılan bir düzeltme yardımıyla yapıyı oluşturan malzemelerde oluşan tüm iç değişikliklerin temsil edilmesi mümkündür.

Kolonların doğrusallık kusuru, Avrupa Çelik Yapılar anlaşmasındaki önerilere uygun olarak (23), eksenlerinin başlangıçta sinuzoidal bir eğriye benzetilmesi suretiyle, birleşim kusuru ise birleşimin kısmen ankastre ve kısmen rijit varsayımıyla dikkate alınmıştır.

Madde 2.1 de geometrik kusurların, 2.2 de ise birleşim kusurlarının yapı davranışına etkileri üzerinde durulmaktadır.

2.1 GEOMETRİK KUSURLARIN ETKİSİNİN İNCELENMESİ

2.1.1 Varsayımlar, Kurallar ve Semboller

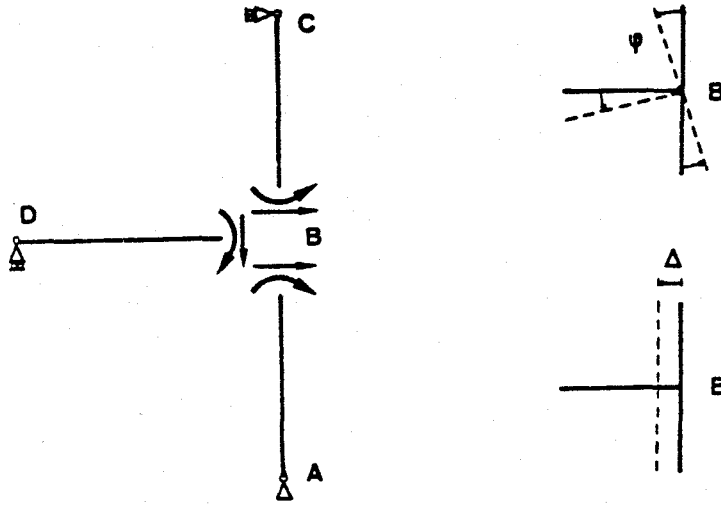
Bölüm 1, madde 1.1.1 de yapılan varsayımlar burada da aynen yapılmaktadır.

Semboller ve kurallar şekil 2.1 de verilmiştir. Şahimler yönündeki değerler pozitif alınmışlardır.

Doğrusallık kusurunun denklemi aşağıdaki ifadeyle verilmektedir (Şekil 2.2).

$$x \in [-l_1, l_2], y_0(x) = v \cdot \sin \frac{\pi(x+l_1)}{l_1+l_2} \quad (2.1)$$

Bu bağıntıdaki v kolonun ortasında ($x = \frac{l_2-l_1}{2}$) en büyük değerini alan doğrusallık kusurunun genliğini göstermektedir. Bu denklem

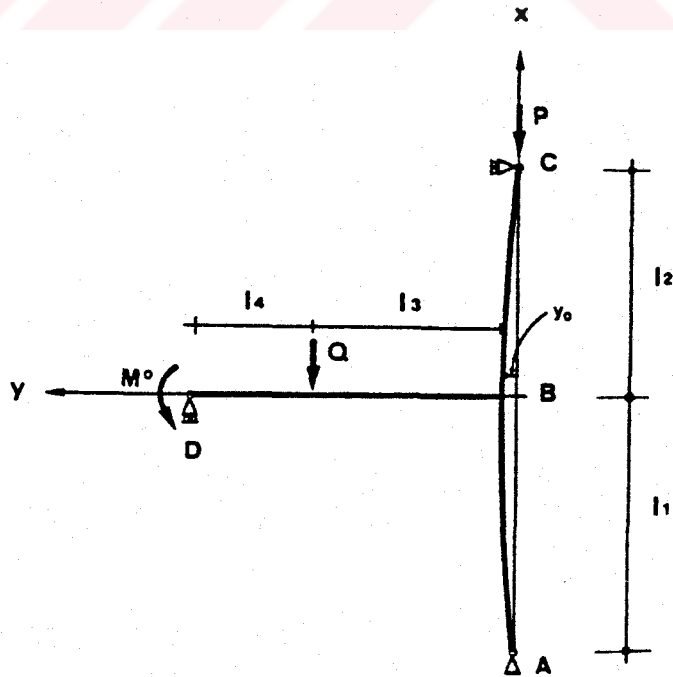


Şekil 2.1 İşaret Kuralları ve Semboller

$x = -l_1$ ve $x = l_2$ için

$$y_0(-l_1) = y_0(l_2) = 0$$

sınır şartlarını da sağlar.



Şekil 2.2 Geometrik Kusurların Gösterilimi

Kolonların doğrusallık kusurunun kiriş üzerinde etkili olmadığı dolayısıyla da kirişin doğrusal kaldığı varsayılmaktadır.

Birleşimin $\frac{\pi}{2}$ den farklı olmasına sebep olan başlangıç dönmesinin değeri,

$$\phi_0 = \frac{v\pi}{l_1+l_2} \cos \frac{\pi(x+l_1)}{l_1+l_2} \quad (2.2)$$

bağıntısıyla,

yatay ötelenme olarak B noktasının başlangıç yerdeğiştirmesi ise;

$$v_0 = v \sin \frac{\pi l_1}{l_1+l_2} \quad (2.3)$$

bağıntısıyla bellidir.

2.1.2 İlgili Bağıntılar

Burada da kullanılan yöntem bölüm 1 de kullanılan yöntemin aynısıdır. Aradaki tek fark bölüm 1 de kolon ekseninin başlangıçta doğrusal olduğu varsayımı yerine burada sinuzoidal kabul edilmiş olmasıdır (Merati, 1979).

$\alpha_1, \alpha_2, \delta_1$ ve δ_2 bölüm 1 de tanımlanan fonksiyonları,

$$X_1 = \frac{k_1^2}{\frac{\pi^2}{(l_1+l_2)^2} - k_1^2}, \quad X_2 = \frac{k_2^2}{\frac{\pi^2}{(l_1+l_2)^2} - k_2^2} \quad (2.4a,b)$$

doğrusallık kusurundan meydana gelen rölatif yerdeğiştirmeleri büyültme katsayıları,

$$G = X_1 v_0 \frac{\pi^2 l_1}{(l_1+l_2)^2}, \quad J = X_2 v_0 \frac{\pi^2 l_2}{(l_1+l_2)^2} \quad (2.5a,b)$$

$$\Omega = \frac{EI_1 \alpha_1 X_1}{l_1} \left(\frac{v_0}{l_1} - \phi_0 - \frac{G}{\alpha_1 X_1} \right) \quad (2.6)$$

$$QN = \frac{EI_2 \alpha_2 X_2}{l_2} \left(\frac{v_0}{l_2} + \phi_0 - \frac{J}{\alpha_2 X_2} \right) \quad (2.7)$$

$$PN = \frac{EI_2 \alpha_2 \phi_o \chi_2}{l_2^2} - \frac{EI_1 \alpha_1 \phi_o \chi_1}{l_1^1} \quad (2.8)$$

$$DN = \frac{EI_1 \delta_1 v_o \chi_1}{l_1^3} + \frac{EI_2 \delta_2 v_o \chi_2}{l_2^3} \quad (2.9)$$

$$D_i = \frac{3EI_3}{l_3 + l_4} + \frac{EI_1}{l_1} \left[\alpha_1 (1 + \phi_o \chi_1) - \frac{v_o \chi_1 \alpha_1}{l_1} + G \right] \\ + \frac{EI_2}{l_2} \left[\alpha_2 (1 - \phi_o \chi_2) - \frac{v_o \chi_2 \alpha_2}{l_2} + J \right] \quad (2.10)$$

Δ_i ve ϕ_i sırasıyla B düğüm noktasının başlangıçtan itibaren (V_o dan sonra) hesaplanan toplam ötelenme ve toplam dönmesi

$$\Delta_i = \frac{(QN - \Omega + M_{BD}^o) \left(\frac{EI_1 \alpha_1}{l_1^2} - \frac{EI_2 \alpha_2}{l_2^2} \right) + PN + DN}{\frac{EI_1 \delta_1}{l_1^3} + \frac{EI_2 \delta_2}{l_2^2} - \frac{\left(\frac{EI_1 \alpha_1}{l_1^2} - \frac{EI_2 \alpha_2}{l_2^2} \right)}{D_i}} \quad (2.11)$$

$$\phi_i = \frac{\Delta_i \left(\frac{EI_1 \alpha_1}{l_1^2} - \frac{EI_2 \alpha_2}{l_2^2} \right) - \Omega + QN + M_{BD}^o}{D_i}, \quad (2.12)$$

B düğüm noktasının birim ötelenmesinden meydana gelen ötelenmeler (Δ_1'', Δ_2'')

$$\Delta_1'' = 1 - v_o \chi_1, \quad \Delta_2'' = 1 - v_o \chi_2, \quad (2.13a, b)$$

$$\phi_i' = \frac{\frac{EI_1}{l_1} \left[\frac{\alpha_1 \Delta_1''}{l_1} + \phi_0 \chi_1 \alpha_1 + G \right] - \frac{EI_2}{l_2} \left[\frac{\alpha_2 \Delta_2''}{l_2} - \phi_0 \chi_2 \alpha_2 + J \right] + M_{BD}^0}{D_i} \quad (2.14)$$

B düğüm noktasının birim ötelenmesinden meydana gelen dönmeler

$$\phi_1'' = \phi_i' - \phi_0 \chi_1, \quad \phi_2'' = \phi_i'' - \phi_0 \chi_2 \quad (2.15a,b)$$

olmak üzere;

yalnız B düğüm noktası yerdeğıştirmelerinden meydana gelen eğilme momentleri,

$$m_{BAi} = \frac{EI_1}{l_1} \left[-\alpha_1 \left(\phi_i' - \frac{\Delta_1'}{l_1} \right) + \chi_1 \frac{v_0 \pi^2 l_1}{(l_1 + l_2)^2} \right] \quad (2.16)$$

$$m_{BCi} = \frac{EI_2}{l_2} \left[\alpha_2 \left(\phi_i' + \frac{\Delta_2'}{l_2} \right) + \chi_2 \frac{v_0 \pi^2 l_2}{(l_1 + l_2)^2} \right] \quad (2.17)$$

$$m_{BDi} = \frac{3EI_3}{(l_3 + l_4)} \phi_i \quad (2.18)$$

bağıntılarıyla,

modelin B noktasında herbir elemanındaki kesit kuvvetleri ise

$$M_{BAi} = \frac{EI_1}{l_1} \left[-\alpha_1 \left(\phi_i' - \frac{\Delta_1'}{l_1} \right) + G \right] \quad (2.19)$$

$$M_{BCi} = \frac{EI_2}{l_2} \left[\alpha_2 \left(\phi_i' + \frac{\Delta_2'}{l_2} \right) + J \right] \quad (2.20)$$

$$M_{BDi} = \frac{3EI_3}{l_3+l_4} \phi_i + M_{BD}^O \quad (2.21)$$

$$T_{BAi} = \frac{EI_1}{l_1^2} (-\alpha_2 \phi_1' + \delta_1 \frac{\Delta_1'}{l_1}) \quad (2.22)$$

$$T_{BCi} = \frac{EI_2}{l_2^2} (\alpha_2 \phi_2' - \delta_2 \frac{\Delta_2'}{l_2}) \quad (2.23)$$

$$T_{BDi} = \frac{M_{BDi}}{l_3+l_4} + T_{BD}^O \quad (2.24)$$

bağıntılarıyla belirlenir.

Bu durumda yapının stabilite kriteri

$$H_i = \frac{EI_1}{l_1^2} (-\alpha_1 \phi_1'' + \delta_1 \frac{\Delta_1''}{l_1}) + \frac{EI_2}{l_2^2} (\alpha_2 \phi_2'' + \delta_2 \frac{\Delta_2''}{l_2}) \quad (2.25)$$

şeklini alır.

Modeldeki maksimum momentler de

$$M_{BAimax} = M_{BAi} - P_1 \{ (v_o + \Delta_i) - (Y_{iBA} + Y_o) \} \\ + [\{ M_{BAi} - P_1 (v_o + \Delta_i) \} / l_1] x'_{max} \quad (2.26)$$

$$M_{BCimax} = M_{BCi} + P_2 \{ (Y_{iBC} + Y_o) - (v_o + \Delta_i) \} \\ - [\{ M_{BCi} - P_2 (v_o + \Delta_i) \} / l_2] x''_{max} \quad (2.27)$$

$$M_{BDQi} = M_{BDi} \frac{l_4}{l_3+l_4} - (M^O + Q l_4) \frac{l_3}{l_3+l_4} \quad (2.28)$$

$$M_{BDimax} = \frac{3EI_3}{l_3+l_4} \phi_1 + M_{BD}^O \quad (2.29)$$

bağıntılarıyla hesaplanır.

ilk plastik mafsalın konumuna göre modelin çözümünde kullanılacak bağıntılar aşağıda verilmektedir.

1) ilk plastikleşmenin A ve B arasında oluşması durumunda

Stabilite kriterinin ifadesi:

$$D_{i1} = \frac{3EI_3}{l_3+l_4} + \frac{EI_2}{l_2} \left\{ \alpha_2 (1-\phi_0 \chi_2) - \frac{v_0 \chi_2 \alpha_2}{l_2} + J \right\} \quad (2.30)$$

$$\Delta_{12}'' = 1 - v_0 \chi_2 \quad (2.31)$$

$$\phi_{i1}' = \frac{M_{t1} - \frac{EI_2}{l_2} \left(\alpha_2 \frac{\Delta_{12}''}{l_2} - \phi_0 \chi_2 \alpha_2 + J \right) + M_{BD1}}{D_{i1}} \quad (2.32)$$

$$\phi_{12}'' = \phi_{i1}' - \phi_0 \chi_2 \quad (2.33)$$

olmak üzere;

$$H_{i1} = \frac{EI_2}{l_2^2} \left(\alpha_2 \phi_{12}'' + \delta_2 \frac{\Delta_{12}''}{l_2} \right) \quad (2.34)$$

şeklini alır.

B düğüm noktası yerdeğiştirmeleri:

$$DRN_1 = \frac{EI_2 \alpha_2}{l_2^2} \left(\frac{QN + M_{t1} + M_{BD1}}{D_{i1}} \right) \quad (2.35)$$

olmak üzere;

$$\Delta i_1 = \frac{\frac{EI_2}{l_2^2} \left(\alpha_2 \phi_0 \chi_2 + \frac{\delta_2 v_0 \chi_2}{l_2} \right) - DRN_1}{\left(\frac{EI_2 \alpha_2}{l_2^2} \right)^2 - \frac{EI_2 \delta_2}{l_2^3} - \frac{1}{D_{i1}}} \quad (2.36)$$

$$\phi_{i_1} = \frac{-\Delta i_1 \left(\frac{EI_2 \alpha_2}{l_2} \right) + QN + Mt_1 + M_{BD_1}^0}{Di_1} \quad (2.37)$$

bağıntılarıyla belirlenir.

Kesit kuvvetleri ise;

$$\phi_{i_{12}} = \phi_{i_1} - \phi_0 \chi_2 \quad , \quad \Delta i_{12} = \Delta i_1 - v_0 \chi_2 \quad (2.38a, b)$$

olmak üzere;

$$M_{BCi_1} = \frac{EI_2}{l_2} \left\{ \alpha_2 \left(\phi_{i_{12}} + \frac{\Delta i_{12}}{l_2} \right) + J \right\} \quad (2.39)$$

$$M_{BDi_1} = \frac{3EI_3}{l_3 + l_4} (-\phi_{i_1}) + M_{BD_1}^0 \quad (2.40)$$

$$M_{BDiQ} = M_{BDi_1} \left(1 - \frac{l_3}{l_3 + l_4} \right) - (Q \cdot l_4 - M^0) \frac{l_3}{l_3 + l_4} \quad (2.41)$$

bağıntılarıyla hesaplanır.

2) İlk plastikleşmenin B ve C arasında oluşması durumunda stabilite kriterinin ifadesi:

$$Di_2 = \frac{3EI_3}{l_3 + l_4} + \frac{EI_1}{l_1} \left\{ \alpha_1 (1 - \phi_0 \chi_1) - \frac{v_0 \chi_1 \alpha_1}{l_1} + G \right\} \quad (2.42)$$

$$\Delta''_{21} = 1 - v_0 \chi_1 \quad (2.43)$$

$$\phi_{i_2} = \frac{\frac{EI_1}{l_1} \left(\frac{\alpha_1 \Delta''_{21}}{l_1} + \phi_0 \chi_1 \alpha_1 + G \right) - Mt_2 + M_{BD_2}^0}{Di_2} \quad (2.44)$$

$$\phi_{21}'' = \phi_{i2}' - \phi_0 \chi_1 \quad (2.45)$$

olmak üzere;

$$H_{i2} = \frac{EI_1}{l_1^2} \left(-\alpha_1 \phi_{21}'' + \delta_1 \frac{\Delta_{21}''}{l_1} \right) \quad (2.46)$$

bağıntısıyla,

B düğüm noktası yerdeğiştirmeleri:

$$DRN_2 = \frac{EI_1}{l_1^2} \left(\frac{Mt_2 + MBD_2^O - \Omega}{Di_2} \right) \quad (2.47)$$

olmak üzere,

$$\Delta_{i2} = \frac{\frac{EI_1}{l_1^2} \left(\frac{v_0 \chi_1 \delta_1}{l_1} - \alpha_1 \phi_0 \chi_1 \right) + DRN_2}{\frac{EI_1 \alpha_1}{l_1^2} - \frac{EI_1 \delta_1}{l_1^3} - \frac{EI_1 \alpha_1^2}{Di_2}} \quad (2.48)$$

$$\phi_{i2} = \frac{\Delta_{i2} \left(\frac{EI_1 \alpha_1}{l_1^2} \right) - \Omega + Mt_2 + M_{BD_2}^O}{Di_2} \quad (2.49)$$

bağıntılarıyla,

Kesit kuvvetleri ise;

$$\phi_{i21} = \phi_{i2} - \phi_0 \chi_1 \quad , \quad \Delta_{i21} = \Delta_{i2} - v_0 \chi_1 \quad (2.50a,b)$$

olmak üzere;

$$M_{BAi2} = \frac{EI_1}{l_1} \left\{ -\alpha_1 \left(\phi_{i21} - \frac{\Delta_{i21}}{l_1} \right) + G \right\} \quad (2.51)$$

$$M_{BDi_2} = \frac{3EI_3}{l_3+l_4} (-\phi_{i_2}) + M_{BD_2}^O \quad (2.52)$$

$$M_{BDi_2Q} = M_{BDi_2} \left(1 - \frac{l_3}{l_3+l_4}\right) - (Q \cdot l_4 - M^O) \frac{l_3}{l_3+l_4} \quad (2.53)$$

bağıntılarıyla hesaplanır.

3) İlk plastikleşmenin kirişte Q yükünün altında oluşması durumunda

Stabilite kriterinin ifadesi:

$$M_{BD_3}^O = \left(\frac{M^O}{l_4} + Q\right) l_3 - M_{p3} \quad (2.54)$$

$$Di_3 = \frac{EI_1}{l_1} \alpha_1 \left(1 + \phi_O \chi_1 + \frac{v_O \chi_1}{l_1} + G\right) + \frac{EI_2 \alpha_2}{l_2} \left(1 - \phi_O \chi_2 - \frac{v_O \chi_2}{l_2} + J\right) \quad (2.55)$$

$$\Delta_{31}'' = 1 - v_O \chi_1, \quad \Delta_{32}'' = 1 - v_O \chi_2 \quad (2.56a, b)$$

$$\phi_{i_3} = \frac{\frac{EI_1}{l_1} \left[\frac{\alpha_1 \Delta_{31}''}{l_1} + \phi_O \chi_1 \alpha_1 + G\right] - \frac{EI_2}{l_2} \left[\frac{\alpha_2 \Delta_{32}''}{l_2} - \phi_O \chi_2 \alpha_2 + J\right] + M_{BD_3}^O}{Di_3} \quad (2.57)$$

$$\phi_{31}'' = \phi_{i_3} - \phi_O \chi_1, \quad \phi_{32}'' = \phi_{i_3} - \phi_O \chi_2 \quad (2.58a, b)$$

olmak üzere;

$$Hi_3 = \frac{EI_1}{l_1} \left(-\alpha_1 \phi_{31}'' + \delta_1 \frac{\Delta_{31}''}{l_1}\right) + \frac{EI_2}{l_2} \left(\alpha_2 \phi_{32}'' + \delta_2 \frac{\Delta_{32}''}{l_2}\right) \quad (2.59)$$

bağıntısıyla,

B düğüm noktası yerdeğiştirmeleri:

$$\Omega = \frac{EI_1 \alpha_1 \chi_1}{l_1} \left(\frac{v_O}{l_1} - \phi_O - \frac{G}{\alpha_1 \chi_1}\right) \quad (2.60)$$

$$QN = \frac{EI_2 \alpha_2 \chi_2}{l_2} \left(\frac{v_o}{l_2} + \phi_o - \frac{J}{\alpha_2 \chi_2} \right) \quad (2.61)$$

$$PN = \frac{EI_2 \alpha_2 \phi_o \chi_2}{l_2^2} - \frac{EI_1 \alpha_1 \phi_o \chi_1}{l_1^2} \quad (2.62)$$

$$DN = \frac{EI_1 \delta_1 v_o \chi_1}{l_1^3} + \frac{EI_2 \delta_2 v_o \chi_2}{l_2^3} \quad (2.63)$$

olmak üzere;

$$\Delta i_3 = \frac{\left(\frac{M_{BD_3}^o + QN - \Omega}{Di_3} \right) \left(\frac{EI_1 \alpha_1}{l_1^2} - \frac{EI_2 \alpha_2}{l_2^2} \right) + PN + DN}{\left(\frac{EI_1 \delta_1}{l_1^3} + \frac{EI_2 \delta_2}{l_2^3} \right) - \frac{\left(\frac{EI_1 \alpha_1}{l_1^2} - \frac{EI_2 \alpha_2}{l_2^2} \right)^2}{Di_3}} \quad (2.64)$$

$$\phi i_3 = \frac{\Delta i_3 \left(\frac{EI_1 \alpha_1}{l_1^2} - \frac{EI_2 \alpha_2}{l_2^2} \right) - \Omega + QN + M_{BD_3}^o}{Di_3} \quad (2.65)$$

bağıntılarıyla,

Kesit kuvvetleri ise;

$$\phi i_{31} = \phi i_3 - \phi_o \chi_1, \quad \Delta i_{31} = \Delta i_3 - v_o \chi_1$$

(2.66a,b,c,d)

$$\phi i_{32} = \phi i_3 - \phi_o \chi_2, \quad \Delta i_{32} = \Delta i_3 - v_o \chi_2$$

olmak üzere,

$$M_{BAi3} = \frac{EI_1}{l_1} \left\{ -\alpha_1 \left(\phi_{i31} - \frac{\Delta i_{31}}{l_1} \right) + G \right\} \quad (2.67)$$

$$M_{BCi3} = \frac{EI_2}{l_2} \left\{ \alpha_2 \left(\phi_{i32} - \frac{\Delta i_{32}}{l_2} \right) + J \right\} \quad (2.68)$$

$$M_{BDi3} = \left(Q - \frac{M^O}{l_4} \right) l_3 - M_{p3} \quad (2.69)$$

bağıntılarıyla belirlenir.

4) İlk plastikleşmenin BD kirişinin B ucunda oluşması durumunda Stabilite kriterinin, B düğüm noktası yerdeğiştirmelerinin ve kesit kuvvetlerinin ifadeleri bir önceki adımda (3 durumda) verilen bağıntılara, $M_{BD3}^O = M_{p3}$ yazmak şartıyla, özdeş-tir.

Bu durumda kirişin B ucundaki maksimum eğilme momenti

$$M_{BDi4Q} = M_{p3} \frac{l_4}{l_3 + l_4} - (Q l_4 - M^O) \frac{l_3}{l_3 + l_4} \quad (2.70)$$

bağıntısıyla hesaplanır.

Yukarıdaki bağıntıların irdelenmesinden kolonlarda doğrusal-lık kusurunun olmaması halinde $G, J, \Omega, PN, QN, DN, \chi_1, \chi_2$ değerleri sıfır olur, dolayısıyla da modelin çözümü için kullanılan denklemler bölüm 1 de verilen denklemlere dönüşür.

2.2 BİRLEŞİM KUSURUNUN ETKİSİNİN İNCELENMESİ

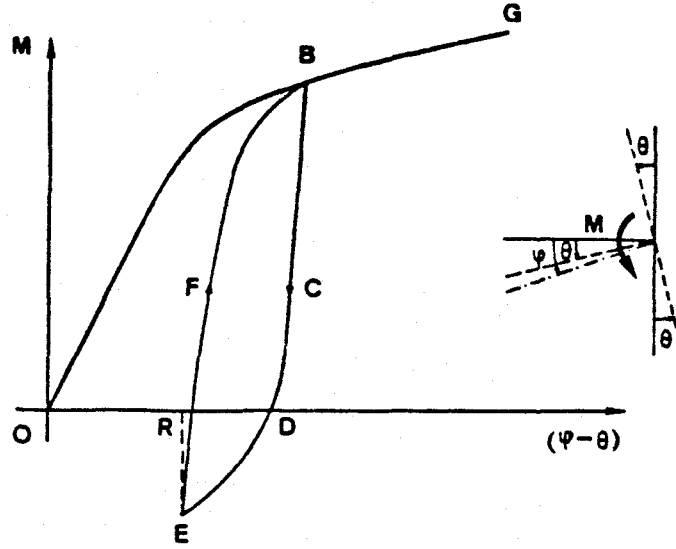
2.2.1 Varsayımlar, Kurallar ve Semboller

Varsayımlar, kurallar ve semboller bölüm 1 de verilenlerle aynıdır.

2.2.2 Birleşim Kusurlarının Nitelikleri ve İlgili Bağıntılar.

Çelik yapılarda gerçekleştirilen kolon kiriş birleşimleri üzerindeki gözlemler; birbiriyle birleşen elemanların rölatif dönmeleri ($\phi - \theta$) ile birleşimin taşıdığı eğilme momenti arasındaki

bağıntısının şekil 2.3 deki gibi geliştiğini göstermektedir (22).



Şekil 2.3 Birleşimin Elasto-Plastik Davranış Şeması

Şekilden elemanların rijit bağlı olması halinde OBG eğrisinin ordinat ekseni ile, mafsallı bağlı olması halinde ise apsis ekseni ile çakışacağı görülmektedir.

Yükün boşaltılması durumunda, birleşen elemanların rölatif dönmelerinin fonksiyonu olarak taşınan moment değişimi BCDE eğrisi ile gösterilmektedir. Buradan yapı yükleri tamamen boşalmadan momentin sıfıra gittiği ve sonrada yön değiştirdiği görülmektedir. Yük tamamen boşaldığında kalıcı bir eğilme momenti ve bir rölatif dönmenin varlığı görülmektedir.

Bu noktadan (E) itibaren tekrar bir yükleme yapılırsa moment-rölatif dönme değişimi EFBG eğrisini izlemektedir.

Yukarıdaki açıklamaların ışığı altında aşağıdaki sonuçlara varılabilir.

- Yapılabilen bir kolon-kiriş birleşimi, teorik hesabın ideal varsayımlarına, gerektiği gibi, uymamaktadır.
- Birleşimin taşıdığı moment ile elemanların rölatif dönme-leri arasındaki bağıntı histeresiz etkisinde peklesen elasto-plastik reolojik bir model şeklindedir. Bu bağıntının ifadesi gerçekleştirilen birleşimin fonksiyonudur.

Bu durumda kusurluluğunun etkisini inceleyebilmek için birleşimin çok karmaşık olan davranışını hesaplarda dikkate almak pratik olarak imkansızdır. Durum böyle olunca, bu davranış yaklaşık olarak aşağıdaki gibi şematize edilmiştir;

- Bağıntı doğrusaldır.
- Rölatif dönme ($\phi-\theta$) düğüm noktası dönmesinin (ϕ) belli bir değerine eşittir.

Bu durum, apsis ekseninde ϕ dönmesi, ordinat ekseninde ise düğüm noktası momenti (M) gösterilirse, şekil 2.4 deki gösterime karşılık gelmektedir. Bu şekil;

M_i düğüm noktası elemanlarındaki eğilme momentlerini,

k ideal birleşimin teorik rijitliğini ($k=\tau g \alpha$),

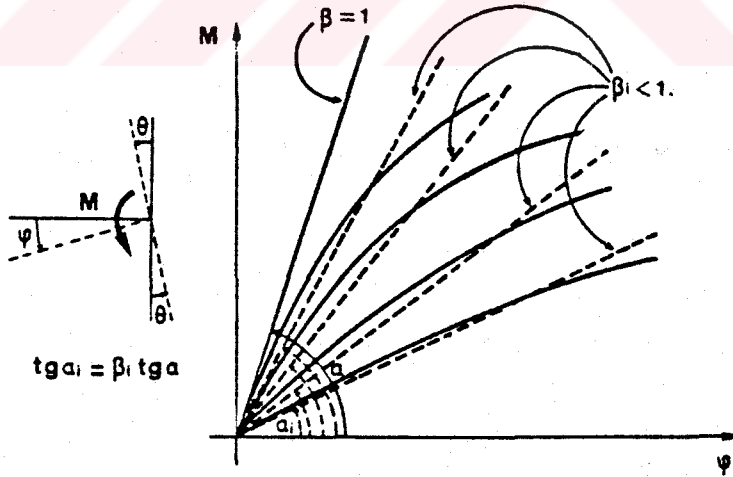
β birleşim kusuru katsayısını

($\beta=1$ ideal rijit birleşimi, $\beta=0$ birleşim kusurunun maksimum olduğunu yani bir mafsal gibi davrandığını gösterir).

göstermek üzere

$$|M_i| = |\beta k| |\phi| \quad (2.71)$$

bağıntısıyla temsil edilebilir.



Şekil 2.4 Birleşim Kalitesinden Etkilenen Kirişin Eğilme Momenti-Dönme Diyagramı

Düğüm noktasına birleşen elemanların redörlerini

$$R_{BA} = \frac{\alpha_1 EI_1}{l_1} \quad (2.72)$$

$$R_{BC} = \frac{\alpha_2 EI_2}{l_2} \quad (2.73)$$

$$R_{BD} = \frac{\beta 3EI_3}{l_3 + l_4} \quad (2.74)$$

şeklinde almak kaydıyla modelin çözümünde kullanılması gereken bağıntılar bölüm 1 dekilere özdeş olur.

Yukarıdaki bağıntılardan da görüldüğü gibi birleşim kusurundan (β) sadece kiriş redörü etkilenmektedir.

Buna göre B düğüm noktası elemanlarındaki eğilme momentleri,

$$M_{BA} = \frac{\alpha_1 EI_1}{l_1} \left(\phi_B + \frac{\Delta}{l_1} \right) \quad (2.75)$$

$$M_{BC} = \frac{\alpha_2 EI_2}{l_2} \left(\phi_B - \frac{\Delta}{l_2} \right) \quad (2.76)$$

$$M_{BD} = \frac{\beta 3EI_3}{l_3 + l_4} \phi_B + M_{BD}^o \quad (2.77)$$

bağıntılarıyla hesaplanır.

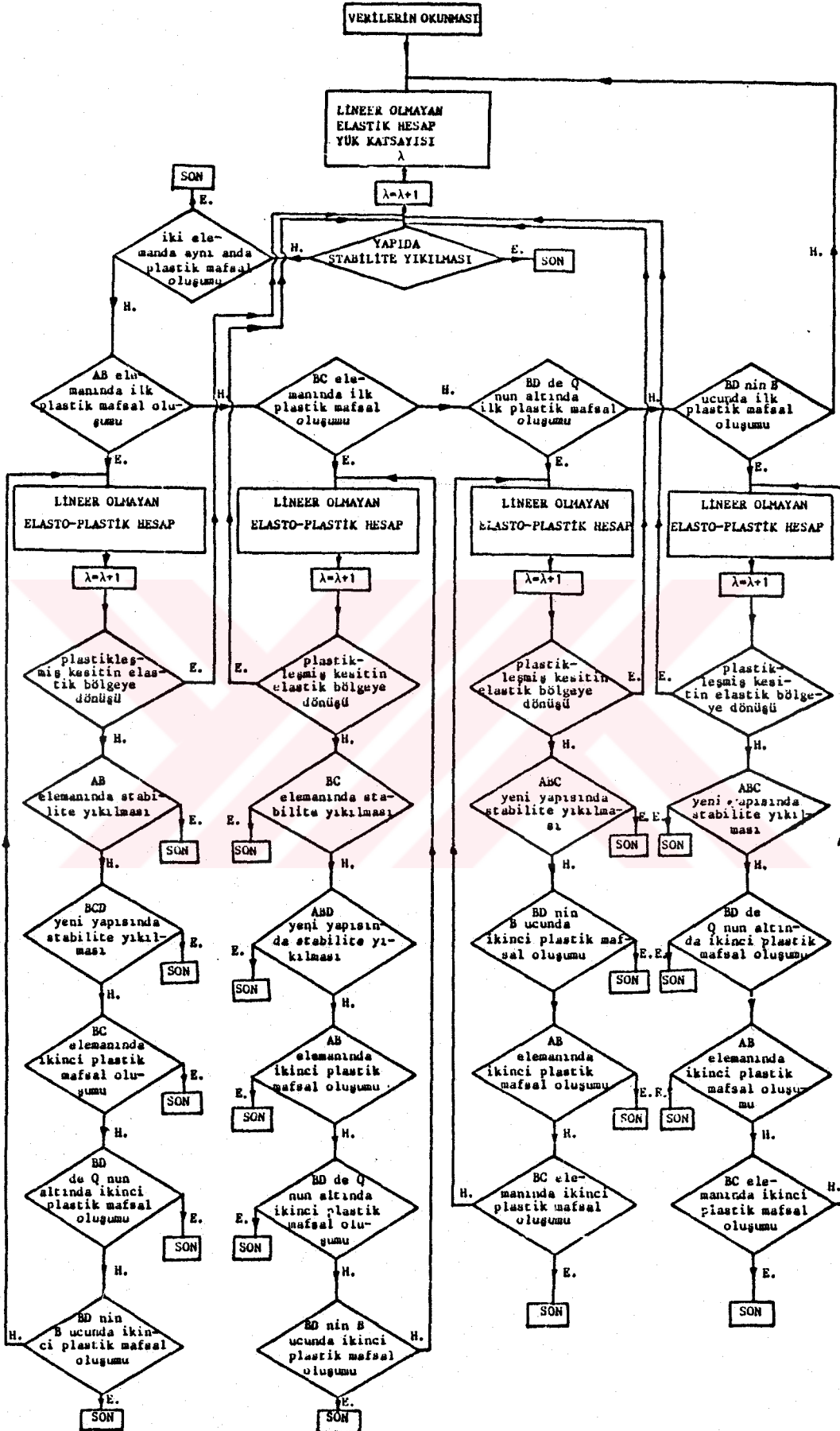
Bu son bağıntıdan, β birleşim kusuru katsayısının kiriş eğilme rijitliğinin azalmasının doğuracağı sonuca özdeş bir rol oynadığı görülmektedir.

HARDY CROSS yönteminde birleşim kusurunun etkisi

$$M_{BD}^o = \beta \left[\frac{M^o}{2} + \frac{Q}{2} \frac{l_3 l_4}{l_3 + l_4} \left(1 + \frac{l_4}{l_3 + l_4} \right) - \frac{3EI_3 \Delta v_B}{(l_3 + l_4)^2} \right] \quad (2.78)$$

bağıntısında kendisini göstermektedir.

2.3 YAPIM KUSURLARINI DA DIKKATE ALAN MODEL ÇÖZÜMÜNÜN AKIŞ DİYAGRAMI



Bu programın listesi EK 1 de verilmektedir. Hesaplar Karadeniz Üniversitesi Bilgi İşlem Merkezi'nde gerçekleştirilmiştir.

BÖLÜM 3

MODEL ÇÖZÜM YÖNTEMİNİN GEÇERLİLİĞİNİN KANITLANMASI
VE ÖNEMLİ BAZI PARAMETRELERİN MODEL DAVRANIŞINA ET-
KİLERİNİN İNCELENMESİ

3.1 MODEL ÇÖZÜM YÖNTEMİNİN VE PROGRAMIN DOĞRULUĞUNUN KANITLANMASI

Bu çalışmanın ilk iki bölümünde yapım kusurlarını da dikkate alarak ikinci merteye teorisine dayalı elasto-plastik analizle modelin çözümünü etkin bir şekilde yapan bir bilgisayar programı geliştirilmiş ve adapte edilmiştir.

Hangi parametrelerin en etkili olduğunu ve bunların dayanıma dolayısıyla da yapının güvenliğine etkilerini belirlemek için modelin geometrik ve mekanik parametrelerini sistematik olarak değiştirmek suretiyle bu bilgisayar programının hemen kullanılması düşünülebilir. Ancak programın kullanımına geçmeden önce aşğıdaki iki hususun doğruluğunun kanıtlanması uygun olmaktadır.

Gerçekten bir taraftan seçilen modelin yapının gerçek davranışını temsil ettiğinin, diğer taraftan model bilgisayar programının hazırlanmasında kullanılan bağıntıların dolayısıyla da yapılan varsayımların doğruluğunun gösterilmesi gerekmektedir.

Bunlardan modelin yapının gerçek davranışını temsil edip etmediğini göstermek için biri teorik diğeri deneysel olmak üzere iki yol vardır. Ancak bunlar geniş kapsamlı araştırmaları, özellikle teorik inceleme en azından daha önce çok katlı yapılar için gerçekleştirilmiş hesapların bir sentezini gerektirdiğinden bu çalışmanın sınırlarını aşmaktadır. Durum böyle olunca incelemenin bundan sonraki kısımlarında model davranışının yapınınkini temsil ettiğİ varsayılmaktadır. Buna karşılık teorik sonuçların doğruluğİ bu çalışmaya konu olan bir yapı alt iskeletine benzer bir modelin laboratuvarında denenmesinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılması suretiyle gösterilmiştir (Merati, 1979).

Böylece modelin çözümünde kullanılan bağıntılar, varsayımlar ve bunlara bağılı olarak geliştirilen bilgisayar hesap programının doğruluğİ gösterildikten sonra madde 3.2 de geliştirilen program kullanılarak önemli sayılabilecek bazı parametrelerin etkileri incelenmektedir.

3.2 ÖNEMLİ BAZI PARAMETRELERİN MODEL DAVRANIŞINA ETKİLERİNİN İNCELENMESİ

Doğruluğİ kanıtlanmış bilgisayar programının sistematik olarak kullanılmasıyla model tanımına giren önemli parametrelerin

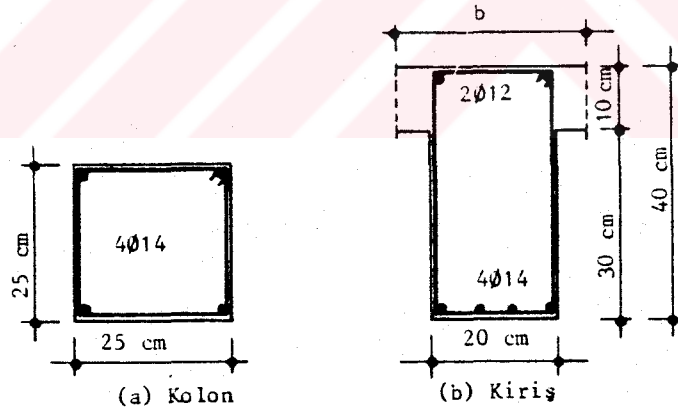
etkisinin incelenmesi ve bunlardan en önemli rolü oynayanların belirlenmesiyle yapının bu kısmının kullanım dışı kalmaya karşı emniyeti belirlenebilir.

Bu konuda incelenebilecek başlıca hususlar aşağıda verilmektedir.

- Yüklemenin cinsi, özellikle kiriş ve kolonlar üzerine uygulanan çeşitli yük şiddetlerinin oranının etkisi;
- Birleşen elemanların rölatif rijitlikleri ile karakterize edilen modelin geometrik yapısının etkisi;
- Doğrusallık ve birleşim kusuru gibi yapım kusurları genliklerinin etkisi.

Madde 3.2.1 de modele tatbik edilen yük cinsinin, özellikle kiriş yükünün aksenal yüke göre olumsuz etkisi üzerinde durulmakta, madde 3.2.2 de birleşim elemanlarının rölatif rijitliklerinin etkileri, son olarak madde 3.2.3 de ise yapım kusurlarının etkileri incelenmektedir.

Yukarıda belirtilen her bir durum yapının hem çelik hem de betonarme olması halleri için irdelenmektedir. Çelik yapıya ait örneklerde kullanılan profiller kaynak (25) den alınmıştır. Betonarme örneklerde ise şekil 3.1 de verilen kolon ve kiriş kesiti kullanılmış olup, hesaplarda kiriş kesiti dikdörtgen olarak dikkate alınmıştır.



Şekil 3.1 Betonarme Hesaplarda Kullanılan Kolon ve Kiriş Kesiti

3.2.1 Modele Tatbik Edilen Yük Cinsinin Etkisi

Burada P aksenal yüklemesine göre önce M^0 ve Q kiriş yüklerinin ve sonrada bunların kombinezonlarının model davranışına etkilerinin incelenmesinin uygun olacağı düşünülmektedir. Aşağıda ilk bir adım olarak yukarıda belirtilen yüklerin (M^0 , Q) model davranışları üzerindeki etkileri ayrı ayrı incelenmektedir.

- Q kiriş yükünün etkisi
 - a) Çelik yapılarda

ÖRNEK 3.2.1

Bilinenler: $P^* = 200$ daN , $M^{O*} = 0$

$Q^* = 0; 6,5; 13; 19,5; 26; 32,5; 39; 45,5;$
 $52; 58,5; 65$ daN

$l_3 = l_4 = 2,05$ m, IPE 160

Durum 1: $l_1 = l_2 = 2$ m HEA 120

Durum 2: $l_1 = l_2 = 3$ m HEA 120

Euler teorisinde kullanılan gösterilime benzer olarak yukardaki her bir durum için

$$i_1 = \sqrt{I_1/A_1} \quad , \quad i_2 = \sqrt{I_2/A_2} \quad (3.1)$$

olmak üzere;

$$\gamma = \frac{l_1}{i_1} + \frac{l_2}{i_2} \quad (3.2)$$

bağıntısıyla hesaplanan genel bir narinlik katsayısı kullanılabilir. Yukarıdaki bilinenlere göre bu katsayı birinci durum için $\gamma_1 = 81,73$, ikinci durum içinse $\gamma_2 = 122,59$ değerlerini almaktadır.

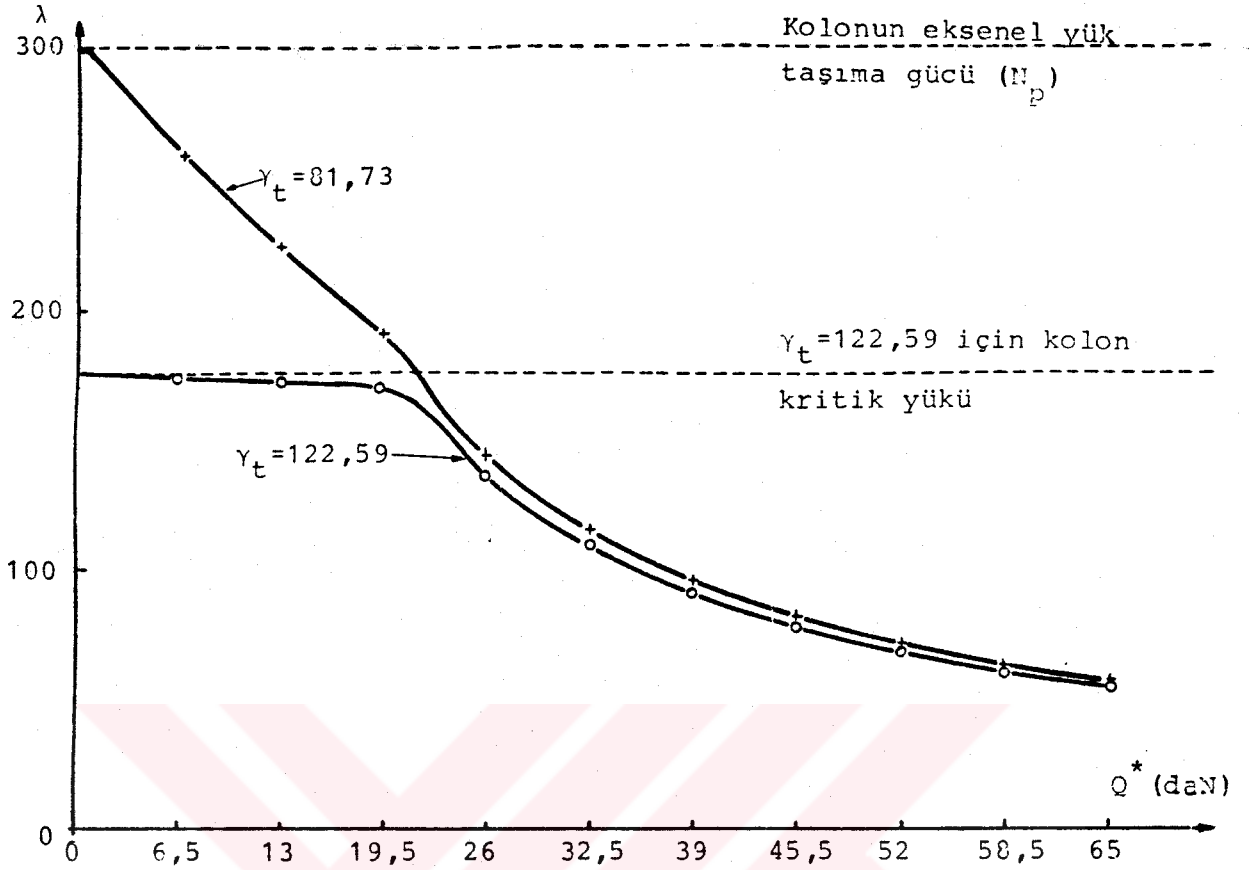
EK 1 deki programla çözülen bu problemin sonuçları her iki durum içinde Q^* ın fonksiyonu olarak λ yük katsayısının değişimi şekil 3.2 de verilmektedir.

Bu şekilden iki tür yıkılmayı birbirinden ayıran belirli bir Q^* değerinin ($Q^* = 19,5$ daN) varlığı $\lambda(Q^*)$ eğrisinin eğiminin değişmesiyle kendisini göstermektedir.

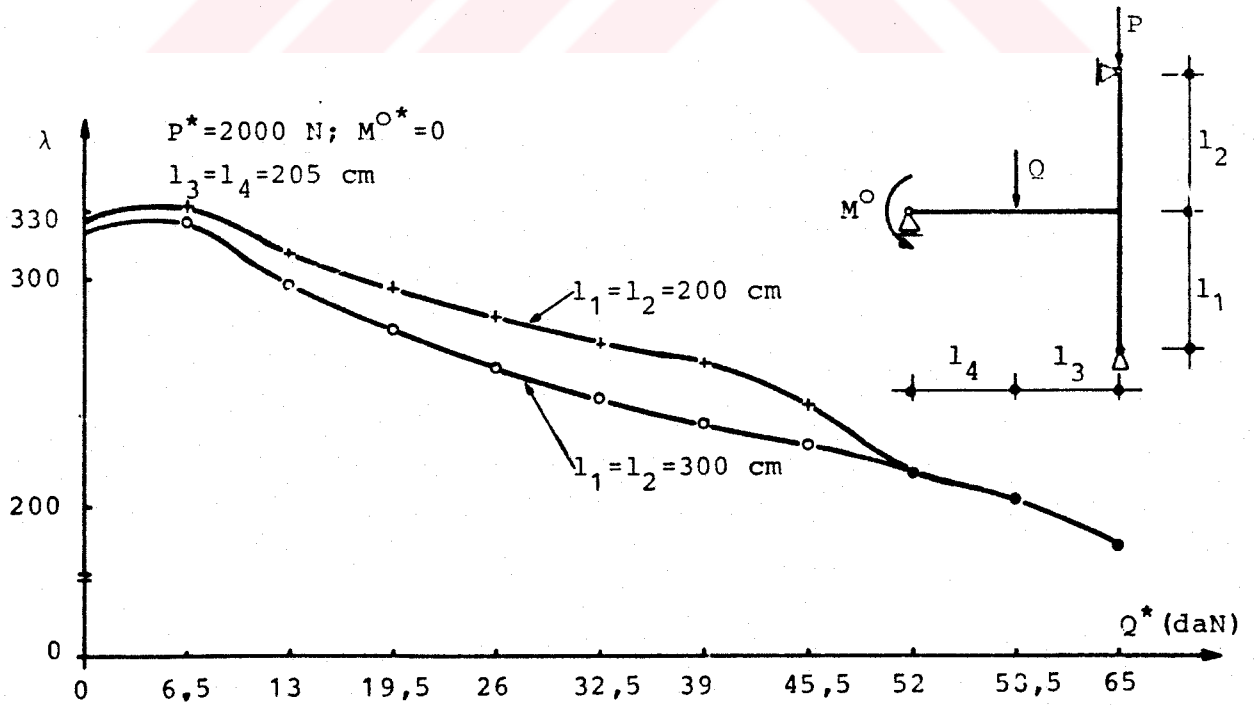
Birinci durumda ($\gamma_1 = 81,73$) $Q^* \leq 19,5$ daN için yıkılma kolonun plastikleşmesiyle, $Q^* > 19,5$ daN içinse kirişin plastikleşmesiyle, oluşmaktadır.

İkinci durumda ($\gamma_2 = 122,59$) $Q^* \leq 19,5$ daN için yıkılma stabilite ile, $Q^* > 19,5$ daN içinse kirişin plastikleşmesiyle oluşmaktadır. Bu ikinci durumda Q^* ın küçük değerleri için stabilite yıkılmasının oluşması γ_2 nın kaynak (Merati, 1979; Pippard ve diğ., 1968) da belirtilen kritik değerinden büyük olması sebebiyle beklenmedik bir sonuç değildir.

Diğer taraftan $Q^* > 19,5$ daN için $\lambda(Q^*)$ düzenli olarak azalmakta ve her iki durum için eğriler hemen hemen birleşmektedir. Çünkü iki durum arasında tek fark olan narinlik plastikleşmenin kırışte oluşmasından sonra sonuçları etkileyememektedir.



Şekil 3.2 Çelik Yapılarda Q Kiriş Yükünün Etkisi



Şekil 3.3 Betonarme Yapılarda Q Kiriş Yükünün Etkisi

Son olarak ikinci durumda stabilite yıkılması meydana getiren λ değerlerinin pratik olarak kolonun Euler kritik yük katsayısına eşit olduğu dolayısıyla da Q^* ın bu değişim bölgesinde, yapıda döşeme ve kirişler daima bulunduğu halde, kiriş rijitliğinin etkili olamadığı görülmektedir.

b) Betonarme yapılarda

ÖRNEK 3.2.2

Bilinenler: $P^*=200$ daN, $M^{O^*}=0$

$Q^*= 0; 6,5; 13; 19,5; 26; 32,5; 39; 45,5;$
 $52; 58,5; 65$ daN

$\ell_3 = \ell_4 = 205$ cm

Şekil 3.1 deki kesitler

Durum 1: $\ell_1 = \ell_2 = 200$ cm.

Durum 2: $\ell_1 = \ell_2 = 300$ cm.

Bu verilere göre bilgisayardan alınan çıktılarına dayanarak çizilen, Q^* a bağlı olarak, λ yük katsayısının değişimi şekil 3.3 de verilmektedir.

Elde edilen sonuçlardan modelin Q^* ın ilk 8 değeri için kolonların plastikleşmesiyle son 3 değeri içinse önce alt kolonun sonrada kirişin plastikleşmesiyle yıkıldığı görülmüştür.

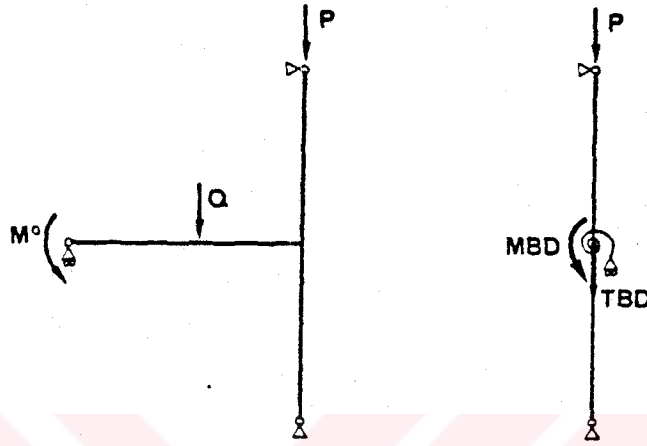
Şekilden görüldüğü gibi $\gamma_1=49,79$ ve $\gamma_2=74,69$ durumları için çizilen eğriler, modelde stabilite yıkılması oluşmadığından, birbirlerine yakındır. Yani her Q^* değeri için λ yük katsayıları değerleri arasında fazla bir fark yoktur. Hatta Q^* ın büyük değerleri için bu eğriler çakışmaktadır. Arada oluşan bu küçük farkda kolonların boylarının etkisinden doğmaktadır.

● M^O momentinin etkisi

Bir önceki uygulamadaki bilinenlerle $Q^*=0$ alınarak M^{O^*} ın çeşitli değerleri için $\lambda(M^{O^*})$ fonksiyonunun değişimi çizilmiş ve bu eğrinin şekil 3.2 de verilen $\lambda(Q^*)$ eğrisinin benzeri olduğu görülmüştür. Bu durumda iki yıkılma şeklini birbirinden ayıran M^{O^*} değeri 40 kNcm olarak belirlenmiştir. Ancak Q nun etkisi içinde düşünülebileceğinden ve de tezin hacmini gereksiz

yere artırmamak için $\lambda(M^{O*})$ değişimine ait şekil burada verilmemektedir.

Buna göre Q nun ve M^O in tatbik noktası neresi olursa olsun etkilerinin B düğüm noktasına tatbik edilen bir M_{BD} momenti ile bir T_{BD} normal kuvvetine indirgenmek suretiyle incelenebileceği sonucuna varılmaktadır (şekil 3.4).



Şekil 3.4 Basite İndirgenmiş Model

3.2.2 Birleşim Elemanlarının Rölatif Rijitliklerinin Etkisi

Bu başlık altında yüklemenin belirli bir kombinezonu için geometrik özellikleri değişken olan modelin davranışı incelenmektedir.

Daha önce, çelik yapıda, plastikleşmenin kirişte oluşması halinde Q^* ve M^{O*} sınır değerlerinden sonra (Bkz şekil 3.2) her iki narinlik durumu içinde model davranışının özdeş olduğu görülmüştür. Bunun için ilk yük kombinezonu, modeli oluşturan elemanların rölatif rijitliklerinin modelin davranışı üzerinde etkili olabileceği bir alanda kalacak şekilde yük kombinezonu her iki malzeme içinde

$$P^*=100 \text{ daN}, Q^*=6,2 \text{ daN}, M^{O*}=0,64 \text{ kN cm}$$

olarak seçilmiştir.

● Kolon rijitliğinin etkisi

Kolon rijitliklerinin model davranışına etkilerinin incelenmesi için kolon enkesiti ve l_1+l_2 toplam boyunu değiştirmeksizin l_1+l_2 kolon boylarını değiştirmek yeterli olmaktadır.

a) Çelik yapılarda

ÖRNEK 3.2.3

Bilinenler: $P^*=100$ daN, $Q^*=6,2$ daN, $M^{O^*}=0,64$ kN cm

$$l_3=l_4=205 \text{ cm, IPE 160}$$

$$\text{Durum 1: } l_1+l_2=400 \text{ cm}$$

HEA 120

$$\text{Durum 2: } l_1+l_2=600 \text{ cm}$$

Bu bilinenlerden elde edilen çıktılarına bağlı olarak çizilen eğriler şekil 3.5 de verilmektedir. Şekilden $\lambda(l_1/l_2)$ fonksiyonunun $l_1=l_2$ olması halinde bir dönüm noktası gösterdiği görülmektedir. Burası iki yıkılma şeklini birbirinden ayıran bir noktaya karşılık gelmektedir.

$0,1 < l_1/l_2 < 1$ için $l_1+l_2=400$ cm ise yıkılma alt kolonun plastikleşmesini takiben üst kolonun plastikleşmesiyle, $l_1+l_2=600$ cm ise yıkılma alt kolonun plastikleşmesini takiben stabilite yetersizliğinden meydana gelmektedir.

$l_1/l_2 > 1$ olması halinde yıkılma, her iki durum içinde, kolonların ard arda plastikleşmesi şeklinde oluşmaktadır.

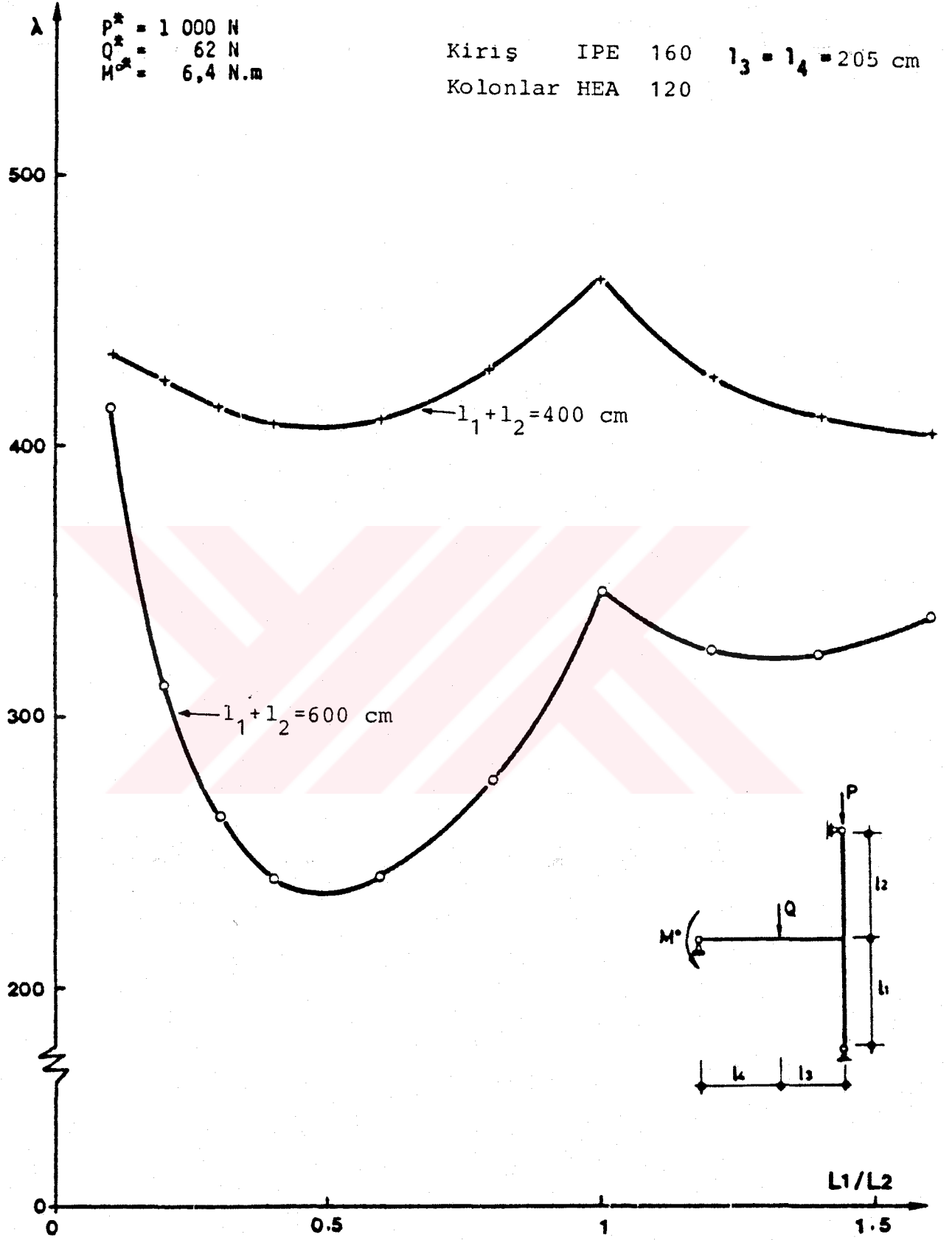
Burada her iki durum içinde genelleştirilmiş narinliğin

$$\gamma = \frac{l_1}{\sqrt{I_1/A_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{I_2/A_2}} = \frac{l_1+l_2}{\sqrt{I/A}} \quad (3.3)$$

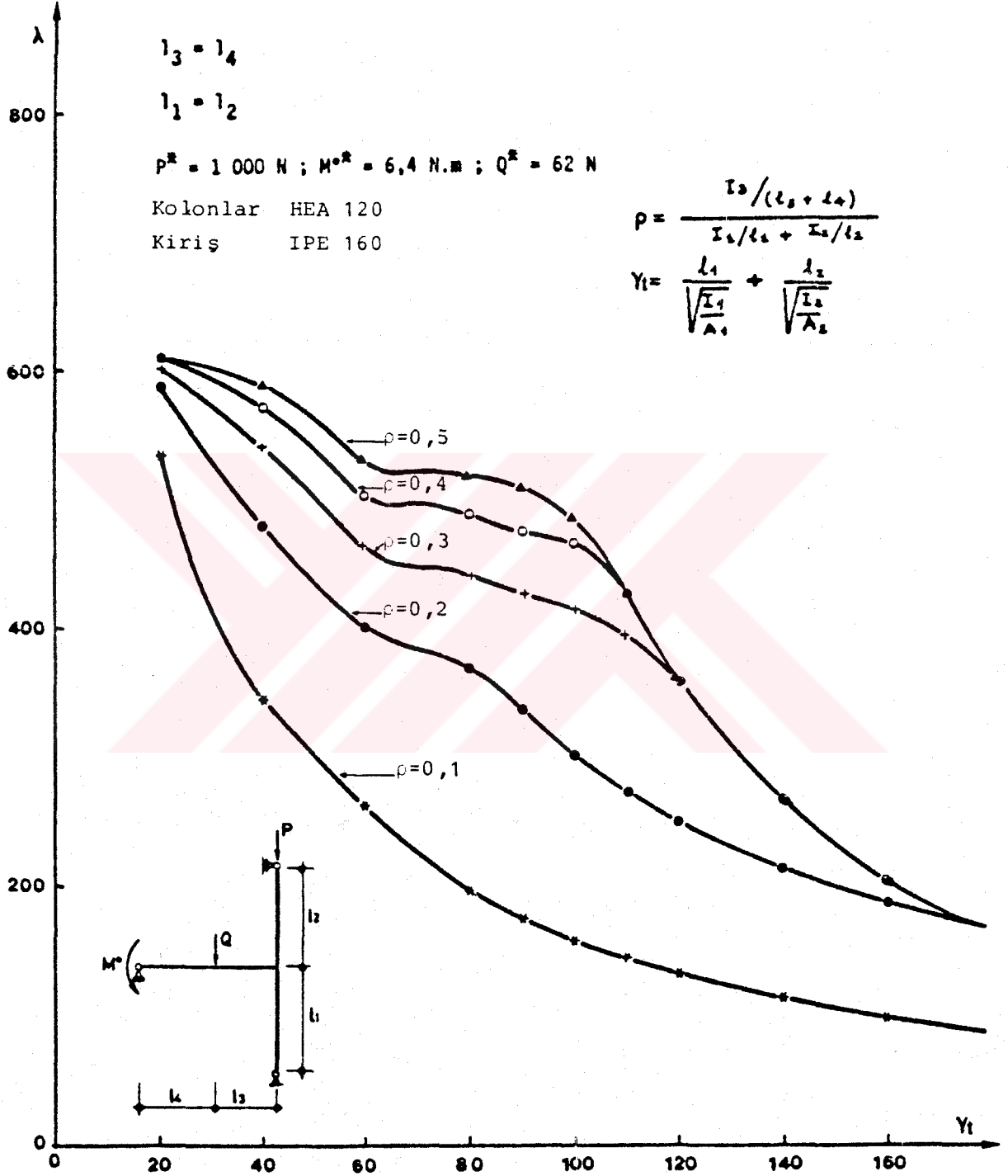
şeklinde sabit kaldığını belirtmek uygun olmaktadır.

Bu durumda bu parametrenin tekil kolon durumundakinden farklı bir şekilde modelin davranışını karakterize ettiği düşünülemez. Bu nedenle kolon-kiriş dayanışmasını dikkate alan model çözümlenmesi kendisini oluşturan elemanların rijitliklerinin daha geniş bir şekilde belirlenmesini gerektirmektedir.

Gerçekten şekil 3.6 dan belirli bir kolon ve kiriş için λ yük katsayılarının l_1+l_2 kolon toplam boyunun fonksiyonu olarak azaldığı görülmektedir.



Sekil 3.5 Çelik Yapılarda Kolon Rijitliklerinin Model Davranışına Etkisi



Şekil 3.6 Çelik Yapılarda Narinliklerinin Fonksiyonu Olarak Kolon Rijitliklerinin Model Davranışına Etkisi

b) Betonarme yapılarda

ÖRNEK 3.2.4

Bilinenler: $P^*=100$ daN, $Q^*=6,2$ daN, $M^{O^*}=0,64$ kN cm

Şekil 3.1 deki kesitler

l_1, l_2, l_3, l_4 değerleri $l_1=l_2$ ve $l_3=l_4$ olmak üzere γ_t ve ρ ya bağlı olarak değişkendir.

Yukarıda verilen ilk yükleme, γ_t ve ρ ya bağlı olarak belirlenen l_1, l_2, l_3, l_4 değerlerine bağlı olarak elde edilen sonuçlara göre çizilen eğriler şekil 3.7 de verilmektedir.

Bu verilere ve alınan kolon ve kiriş enkesitine (Bkz. şekil 3.1) bağlı olarak modelde stabilite yıkılması oluşmamıştır. Model her γ_t ve her ρ değeri için alt kolonu takiben üst kolonun plastikleşmesiyle yıkılmıştır.

Görüldüğü gibi ρ nun küçülmesi durumunda ve belirli bir ρ değeri için genelleştirilmiş narinliğin (γ_t) büyümesi durumunda yük katsayısı λ nın değeri gittikçe küçülmektedir.

● Kiriş rijitliğinin etkisi

a) Çelik yapılarda

ÖRNEK 3.2.5

Bilinenler: Yüklerin ilk değerleri örnek 3.2.3 dekiyle aynıdır. Kolon karakteristikleri sabit tutularak kirişinkiler değiştirilmekte ve burada aşağıdaki değerler hesaplarda dikkate alınmaktadır.

$$l_3=l_4=205 \text{ cm}$$

$$I_3=I_4=303; 363,6; 424,20; 484,8; 545,4; 606; 666,6; 737,2; 787,80; 848,4; 909; 969,6; 1030,2; 1090,8; 1154,4; 1212 \text{ cm}^4$$

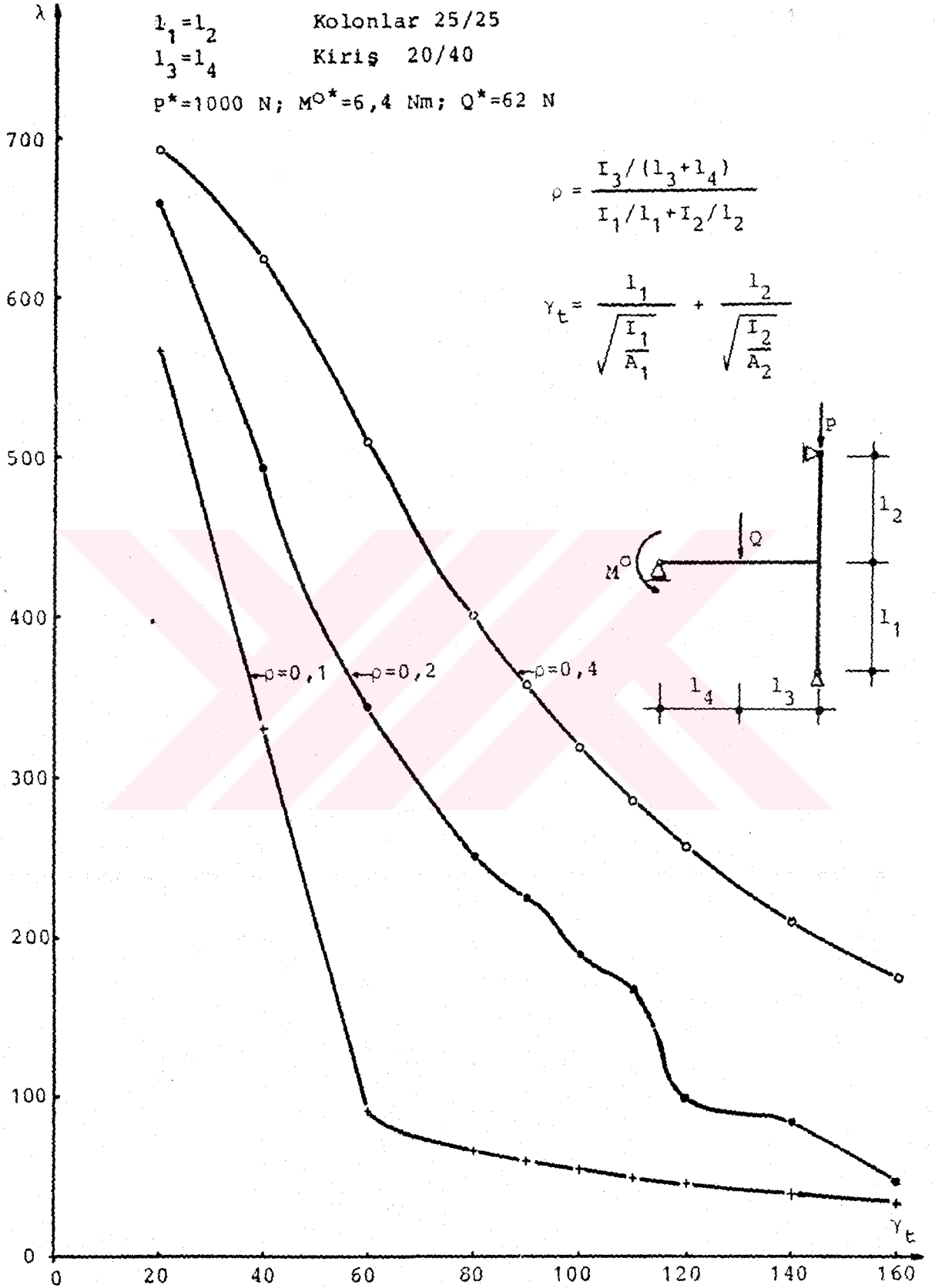
$$\text{Durum 1: } l_1=l_2=150 \text{ cm}$$

$$\text{Durum 2: } l_1=l_2=200 \text{ cm}$$

$$\text{Durum 3: } l_1=l_2=250 \text{ cm}$$

$$\text{Durum 4: } l_1=l_2=300 \text{ cm}$$

HEA 120



Şekil 3.7 Betonarme Yapılarda Narinliklerinin Fonksiyonu Olarak Kolon Rijitliklerinin Model Davranışına Etkisi

Sonuçlar şekil 3.8 de verilmektedir. Bu şekilden son yük katsayısının kolon ve kiriş rijitliklerinin (21;23) oranının fonksiyonu olarak önemli değişimler gösterdiği gözlenmektedir. Özellikle l_1+l_2 nin fonksiyonu olarak eğriler belirli $\rho(=[I_3/(l_3+l_4)]/(I_1/l_1+I_2/l_2))$ değerleri için ani değişimler yapmaktadır.

$\rho <$ eşik değer ise,

yıkılma kirişin plastikleşmesiyle oluşmakta ve buraya kadar hafifce azalmaktadır.

$\rho >$ eşik değer ise,

$l_1+l_2 \leq 5$ m için yıkılma kolonun plastikleşmesiyle oluşmakta ve bu bölgede λ hafifce artmaktadır.

$l_1+l_2 > 5$ m içinse,

yıkılma stabilite yetersizliğinden düşmekte ve λ pratik olarak sabit kalmaktadır.

$l_1+l_2 \leq 5$ m için eşik değerinde kaydedilen sıçrama genliği büyük değer almakta, $l_1+l_2 > 5$ m içinse bu sıçrama çok önemli olmamaktadır. Diğer taraftan süreksizlik eşiğinden önce λ yük katsayısı l_1+l_2 den bağımsız kalmakta, eşikten sonra ise $l_1+l_2 \leq 5$ için λ değerleri birbirinden çok az farketmektedir.

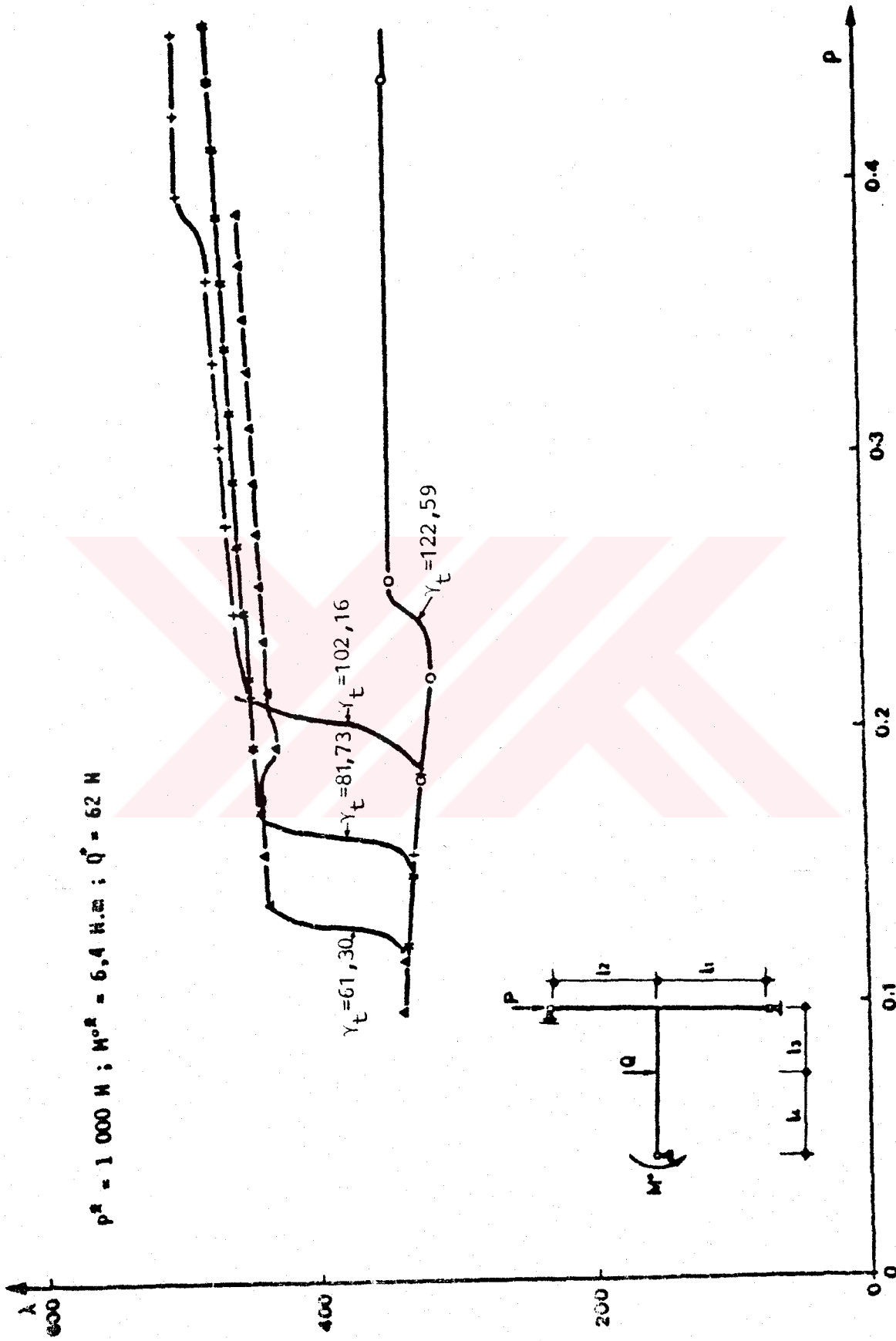
Buradan boyutlandırma açısından, belirli bir güvenlik derecesi sağlamak için, kirişe ρ değerini eşik değeri ötesi yapacak minimum bir rijitlik vermek uygun olmaktadır. Kiriş rijitliğinin daha büyük olması λ değerini önemli derecede artıramayacağından gereksiz bir sarfiyat olmaktadır.

3.2.3 Yapım Kusurlarının Etkisi

Burada daha önce tanımlanan kolonların doğrusallık kusuru ile düğüm noktalarının teşkilinde yapılan kusurlar üzerinde durulmaktadır.

● Kolonların doğrusallık kusurunun etkisi

Bu incelemede sinüzoidal olarak seçilen doğrusallık kusurunun şekli sabit tutularak sadece genliği değiştirilmektedir.



Sekil 3.8 Çelik Yapılarda Kırış Rijitliğinin Model Davranışına Etkisi

a) Betonarme yapılarda

ÖRNEK 3.2.6

Bilinenler: $P^*=100$ daN, $Q^*=6,2$ daN, $M^{O^*}=0,64$ kN cm

Kiriş; $l_3=l_4$ ve değeri sabit kalacak şekilde seçilmektedir.

Kolonlar; $l_1=l_2=75,31; 150,61; 225,92; 301,23; 338,88; 378,53; 414,19; 451,84; 527,15; 602,45; \text{cm.}$

Şekil 3.1 deki kesitler.

Doğrusallık kusurunun genliği

$$v=SI(l_1+l_2)/1000 \quad , \quad SI=0; 0,5; 1 \quad (3.4)$$

olarak seçilmiştir. Bu değer kaynak (21) de önerilen değerlerdir.

Sonuçlar şekil 3.9 da verilmektedir. Bu şekilden son yük katsayısı (λ) değerinin kolon uzunluğu ve kusur genliğinin fonksiyonu olarak azaldığı görülmektedir. Bu da projelendirmede kusurlar dikkate alınmadığı takdirde yapının istenen emniyetinin sağlanamayacağını göstermektedir.

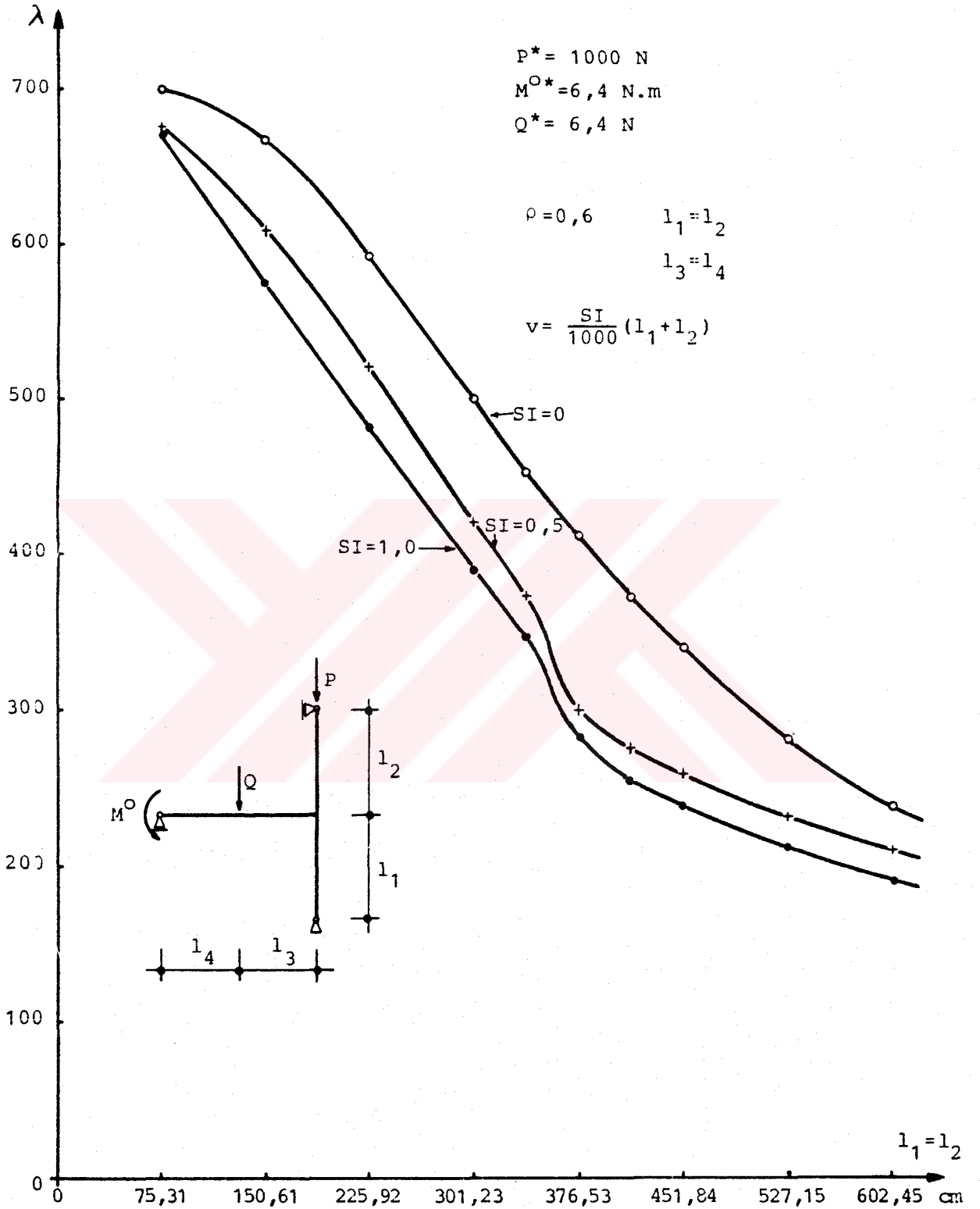
Elde edilen eğri ağı $\sigma_{cr} = f(\text{narınlık})$ (21;23) Euler eğrisinden itibaren çizilen grafiklere benzetilebilir.

Elde edilen yıkılma şekilleri l_1+l_2 nin belirli değerleri için mekanizma, l_1+l_2 nin daha büyük değerleri içinde üst kolonun plastikleşmesini takiben alt kolonda stabilite yıkılması şeklinde olmaktadır. İki tip yıkılmayı ayıran sınır değerde $\lambda(l_1=l_2)$ eğrileri eğim değiştirmektedir.

● Kolon-kiriş birleşim kusurunun etkisi

Bu kusurlara daha çok çelik yapılarda rastlanmaktadır. Geliştirilen bilgisayar programı bu kusurları da dikkate alabilecek özelliktedir. Daha öncede belirtildiği gibi birleşimin kusurluluğu bir β katsayısıyla karakterize edilmektedir (Bkz. madde 2.2.2).

Çeşitli yük kombinezonları ve kusurluluk derecesine göre çözülen örneklerin sonuçlarının değerlendirilmesinden birleşim kusurunun tüm yük kombinezonları için son yük katsayısını azaltmadığı, hatta bazen artırdığı, bu değişimin birleşim kusurunda daha çok kolon aksenal yükü ile kiriş yükünün oranına bağlı



Şekil 3.9 Betonarme Yapılarda Kolonların Doğrusallık Kusurunun Genliğinin Model Davranışına Etkisi

olduğu görülmüştür.

Bu sonuçlar teknik literatürdeki (Merati, 1979) sonuçlarla da desteklenmektedir.

Betonarme yapılar da birleşim kusurları elik yapılar da ki kadar önemli olmadığından çalışmanın hacmini de daha fazla arttırmamak düşüncesiyle bu konuya ait sayısal sonuçlar burada verilmemektedir.





BÖLÜM 4

MODELİN STABİLİTESİNİN YAKLAŞIK
YÖNTEMLERLE İNCELENMESİ

Yapı malzemelerinin özelliklerinin daha iyi tanınması ve buna bağlı olarak kısmi emniyet katsayılarının küçültülmesi yapılarda stabilite ve taşıma gücü kavramlarını çok daha önemli hale getirmiştir.

Gerçekten, şekil değiştiren cisimler mekaniği yönünden, dış yüklerin etkisindeki bir yapı için biri stabilite diğeri taşıma gücü olmak üzere önemli iki sınır durum mevcuttur. Öyleki bu iki sınır durumdan herhangi birinin aşılması halinde yapı derhal kullanım dışı kalmaktadır.

Bu durumda yapıların, gerçekten taşıyacakları yükler altında, yukarıda belirtilen sınır durumların hiçbirine ulaşmayacak şekilde boyutlandırılması zorunlu olmaktadır.

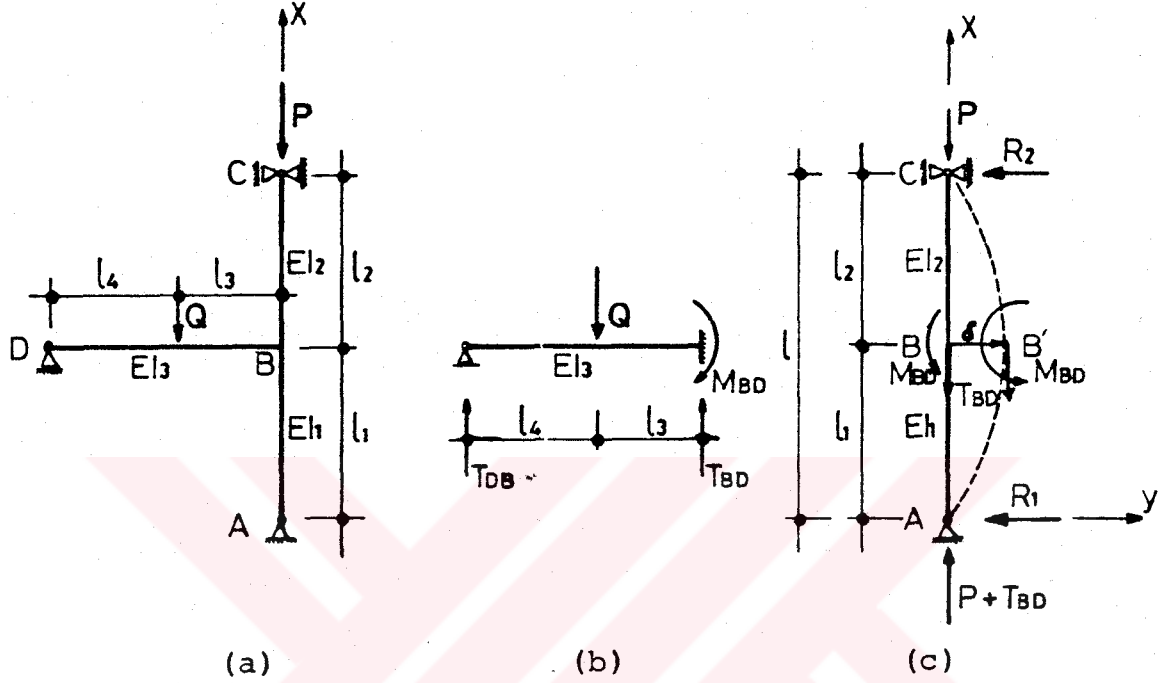
Narin yapılarda genellikle karmaşık bir problem olarak kendini gösteren stabilite problemi, bu özelliğiyle yapı emniyeti üzerinde de birinci derecede rol oynar. Zira narin bir yapının taşıma gücüne erişmesiyle kullanım dışı kalması nadir ve aynı zamanda önceden kestirilmesi oldukça kolay bir olaydır. Buna karşılık yapıların stabilite, özellikle burkulma sebebiyle yıkılmaları ancak büyük kısmi emniyet katsayıları kullanılmak suretiyle önlenmeye çalışılmaktadır.

Bundan önceki bölümlerde bir yapı alt iskelet modelini bir bütün olarak dikkate alarak stabilite ya da elasto-plastik mekanizma yoluyla kullanım dışı kalmaları geniş bir şekilde incelenmiştir.

Çözümde kullanılan bağıntılar çok karmaşık olduğundan bu bölümde model stabilite yönünden yaklaşık yöntemlerle incelenmektedir. Bu incelemede Hooke yasası ve Bernouilli-Navier varsayımının geçerliliği ile eleman eksenine dik gerilmelerin bulunmadığı kabul edilmektedir. Diğer taraftan peyderpey ve Euler anlamındaki ani burkulma gibi başlıca iki burkulma türünden yalnız ani burkulma dikkate alınmakta ve inceleme kriteri olarak; statik, enerji ve dinamik kriterlerden sadece statik ve enerji kriteri kullanılmaktadır. Bu suretle elde edilen sonuçlar kendi aralarında ve kesin yönteminkilerle karşılaştırılmaktadır.

4.1 BİRİNCİ YAKLAŞIK YÖNTEM

Burada AC kolonunun burkulması incelenmektedir. Bunun için problem şekil 4.1 deki gibi idealize edilebilir.



Şekil 4.1 İdealleştirilmiş Model ve Yükleme Şeması

Şekil 4.1 b deki moment ve kesme kuvvetleri;

$$T_{DB} = \frac{Ql_3^2}{2(l_3+l_4)^3} (3l_4+2l_3) \quad (4.1)$$

$$T_{BD} = \frac{Ql_4}{2(l_3+l_4)^3} [3(l_3+l_4)^2 - l_4^2] \quad (4.2)$$

$$M_{BD} = \frac{Ql_3l_4}{2(l_3+l_4)^2} (2l_4+l_3) \quad (4.3)$$

bağıntılarıyla hesaplanabileceğinden problem aşağıdaki gibi ele alınabilir.

Uçlarından mafsallı bir AC kolonu P ve T_{BD} aksenal yükleri ile B kesitine tatbik edilen bir M_{BD} eğilme momentinin etkisindedir (Şekil 4.1c). C ucunda yatay yerdeğiştirme olmadığı, pratik hayatta yaygın olarak rastlandığı gibi AB ve BC kısımlarının eylemsizlik momentlerinin farklı olduğu ve

$$\phi = \frac{P+T_{BD}}{P} \quad , \quad \phi_1 = \frac{I_1}{I_2} \quad (4.4a,b)$$

değerlerinin bilindiği varsayımıyla $(P+T_{BD})$ kuvvetinin kiritik değerini veren bağıntı aranmaktadır.

Eğer bu kuvvetlerin şiddeti kiritik değerlerini geçerse kolon şekil 4.1c de, mümkün olabilecek burkulma modlarından biri olan, kesik çizgilerle gösterildiği şekilde burkulabilir.

B'deki sehim δ ile gösterilirse burkulma esnasında R_1 ve R_2 yatay reaksiyonları (Bkz. şekil 4.1c)

$$R_1 = -\frac{T_{BD}\delta}{l} + \frac{M_{BD}}{l} \quad , \quad R_2 = \frac{T_{BD}\delta}{l} - \frac{M_{BD}}{l} \quad (4.5a,b)$$

değerlerini alır.

Kolonun alt ve üst kısımlarının elastik eğrileri ise;

AB kısmı ($0 \leq x \leq l_1$) için:

$$EI_1 \frac{d^2 y_1}{dx^2} = -Py_1 + R_1(l-x) + T_{BD}(\delta - y_1) \quad (4.6)$$

BC kısmı ($l_1 \leq x \leq l (=l_1 + l_2)$) için:

$$EI_2 \frac{d^2 y_2}{dx^2} = -Py_2 - R_2(l-x) \quad (4.7)$$

şeklindedir.

R_1 ve R_2 değerleri yerine konur ve

$$k_2^2 = \frac{P}{EI_2}, \quad k_1^2 = \frac{T_{BD}}{EI_1}, \quad k_3^2 = \frac{P+T_{BD}}{EI_1} \quad (4.8)$$

$$k_4^2 = \frac{T_{BD}}{EI_2}, \quad k_5^2 = \frac{M_{BD}}{EI_2}, \quad k_6^2 = \frac{M_{BD}}{EI_1}$$

ile gösterilirse yukardaki (4.6) ve (4.7) denklemleri

$$\frac{d^2 y_2}{dx^2} + k_2^2 y_2 = -k_4^2 \delta + k_5^2 + \frac{k_4^2 \delta}{l} - \frac{k_5^2}{l} x \quad (4.9)$$

$$\frac{d^2 y_1}{dx^2} + k_3^2 y_1 = \frac{k_1^2 \delta}{l} x - \frac{k_6^2}{l} x + k_6^2 \quad (4.10)$$

şeklını alır.

Bu iki diferansiyel denklemin birer homojen çözümü ile birer özel çözümlerinin toplamından ibaret olan genel çözümleri

$$y_2 = C_1 \sin k_2 x + C_2 \cos k_2 x - \frac{k_4^2 \delta}{l \cdot k_2^2} (l-x) - \frac{k_5^2}{l \cdot k_2^2} x + \frac{k_5^2}{k_2^2} \quad (4.11)$$

$$y_1 = C_3 \sin k_3 x + C_4 \cos k_3 x + \frac{k_1^2 \delta}{l k_3^2} x - \frac{k_6^2}{l k_3^2} x + \frac{k_6^2}{k_3^2} \quad (4.12)$$

olarak elde edilir.

(4.11) ve (4.12) denklemlerindeki C_1, C_2, C_3 ve C_4 entegrasyon sabitlerinin

$$(y_2)_{x=l} = 0, \quad (y_2)_{x=l_1} = \delta, \quad (y_1)_{x=l_1} = \delta \quad \text{ve} \quad (y_2)_{x=0} = 0$$

sınır koşulları yardımıyla belirlenen değerleri B noktasında (Bkz. şekil 4.1c) süreklilik koşulunu gösteren

$$(y_2)'_{x=l_1} = (y_1)'_{x=l_1} \quad (4.13)$$

bağıntısında yerine konur, gerekli ara işlemler yapılır ve

$$\begin{aligned}
 A = & -\frac{k_5^2 \ell \cos k_2 \ell}{k_2 \operatorname{sink}_2 \ell_2} \cos k_2 \ell_1 - \frac{k_5^2 \ell_2 \operatorname{sink}_2 \ell}{k_2 \operatorname{sink}_2 \ell_2} \operatorname{sink}_2 \ell_1 \\
 & + \frac{k_5^2}{k_2} - \frac{(\ell - \ell_1) k_6^2}{k_3 \operatorname{sink}_3 \ell_1} \cos k_3 \ell_1 + \frac{\ell k_6^2 \cos k_3 \ell_1}{k_3 \operatorname{tg} k_3 \ell_1} \\
 & + \frac{\ell k_6^2}{k_3} \operatorname{sink}_3 \ell_1 - \frac{k_6^2}{k_3}
 \end{aligned} \tag{4.14}$$

olarak gösterilirse

$$\delta \left(\frac{k_4^2}{k_2^2} - \frac{(\ell k_2^2 + \ell_2 k_4^2)}{k_2 \operatorname{tg} k_2 \ell_2} - \frac{(\ell k_3^2 - \ell_1 k_1^2)}{k_3 \operatorname{tg} k_3 \ell_1} - \frac{k_1^2}{k_3^2} \right) = A \tag{4.15}$$

bağıntısı elde edilir. Euler anlamında ani bir burkulmanın olabilmesi için δ nın sonsuz yani parantez içindeki ifadenin sıfır olması gerektiğinden kritik yükü veren bağıntı

$$\frac{k_4^2}{k_2^2} - \frac{\ell k_2^2 + \ell_2 k_4^2}{k_2 \operatorname{tg} k_2 \ell_2} = \frac{\ell k_3^2 - \ell_1 k_1^2}{k_3 \operatorname{tg} k_3 \ell_1} + \frac{k_1^2}{k_3^2} \tag{4.16}$$

olarak elde edilir.

Özel durum olarak

$$\ell_1 = \ell_2 = \ell/2 \quad \text{ve} \quad I_1 = I_2 = I \quad \text{olması halinde}$$

$$k_1 = k_4 \quad \text{ve} \quad k_3^2 = k_1^2 + k_2^2 \tag{4.17}$$

olduğundan (4.16) bağıntısı

$$\frac{k_1^2}{k_2^2} - \frac{k_2^2 + k_1^2}{k_2 \operatorname{tg} k_2} \frac{\ell/2}{\ell/2} = \frac{\ell k_3^2 - k_1^2}{k_3 \operatorname{tg} k_3} \frac{\ell/2}{\ell/2} + \frac{k_1^2}{k_3^2} \quad (4.18)$$

şeklını alır.

Kritik yük bağıntısından ani burkulmada M_{BD} eğilme momentinin kolon burkulma yüküne etkisinin olmadığı görülmektedir.

$$\text{Her bir özel durum için } \phi = \frac{P+T_{BD}}{P}, \quad \phi_1 = \frac{I_1}{I_2}, \quad \phi_2 = \frac{\ell_1}{\ell_2}$$

oranları bilindiğinden kritik yük bağıntısını ardışık yaklaşımla çözerek bu denklemi sağlayan $(P+T_{BD})$ yükünün en küçük değeri kritik yük olarak alınabilir.

Kritik yükün değerini bulmak için bir başka çözüm yoluda bu bağıntının her iki tarafını grafik olarak çizerek bu iki eğrinin kesim noktalarını belirlemekten ibarettir. Örneğin,

$$\ell_1 = \ell_2 = \ell/2, \quad I_1 = I_2 = I \quad \text{ve} \quad P = T_{BD}$$

özel durumunda

$$(P+T_{BD})_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(0.87 \ell)^2}$$

olarak bulunur. Bu sonuca göre "L", kolon burkulma boyunu göstermek üzere kritik yük ifadesi daima

$$(P + T_{BD})_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (4.20)$$

şeklinde ifade edilebilir. Bu bağıntıdaki L değeri çizelge 4.1 den alınabilir (Timoshenko ve diğ., 1966).

Çizelge 4.1 AC Kolonunda $\ell_1 = \ell_2 = \ell/2$ için L/ℓ Değerleri

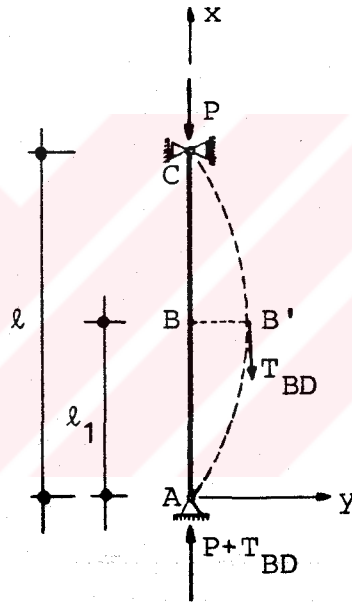
$\phi = \frac{P+T_{BD}}{P}$	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	3.00
$\phi_1 = \frac{I_1}{I_2} = 1.0$	1.000	0.95	0.91	0.89	0.87	0.82

4.2 İKİNCİ YAKLAŞIK YÖNTEM

Madde 4.1 de Euler anlamındaki ani burkulmada M_{BD} eğilme momentinin kolon kiritik yüküne etkemediği gösterilmiştir. Bununla beraber birinci yaklaşık yöntemde kiritik yük için elde edilen bağıntı çözümü kolay olmayan trigonometrik bir bağıntıdır. Bu başlık altında AC kolonunun stabilitesinin hesabında kullanılacak daha pratik bir yöntem aranmaktadır.

4.2.1 Yöntemin İlkesi

Kolonun herhangi B ara noktasına tatbik edilen bir T_{BD} yükü dikkate alınsın (şekil 4.2).



Şekil 4.2 Ara Bir Yerinden de Yüklü Bir Kolon

Kritik yük kolon boyunun karesiyle ters orantılı olduğundan bu T_{BD} yükü, burkulma açısından, kolonun C ucuna uygulanması kadar tehlikeli değildir. O halde bu ara yük T_{BD} C ucuna taşınmak istenirse bu yükü γ gibi birden küçük bir katsayıyla çarparak azaltmak gerekmektedir.

$\gamma = f(l_1)$ olduğu varsayıldığından $0 < \gamma \leq 1$ olması gerekir.

Toplam yük, dikkate alınan mesnet durumuna bağlı olarak, Euler kiritik yüküne ulaşır ulaşmaz burkulma meydana geleceğinden

iki ucu mafsallı bir çubuk için

$$P + \gamma \cdot T_{BD} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (4.21)$$

bağıntısı yazılabilir.

γ nın hesabı için farksız denge konumundaki enerji kriterlerinden yararlanılabilir. Bu kriter:

$y(x)$ Sınır koşullarını sağlayan elastik eğrinin denklemini

$$\Delta l_1 = \frac{1}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx, \quad (4.22)$$

$$\Delta l = \frac{1}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx \quad (4.23)$$

sırasıyla T_{BD} ve P kuvvetlerinin tatbik noktalarının düşey yer-değiştirmelerini göstermek üzere;

$$\frac{P}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx + \frac{T_{BD}}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx = \frac{1}{2} \int_0^l EI \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)^2 dx \quad (4.24)$$

şeklindedir. Bu denklemin her iki tarafı

$$\Delta l = \frac{1}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx \quad (4.25)$$

ifadesine bölünürse;

$$P + T_{BD} \frac{\int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx}{\int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx} = \frac{\int_0^l EI \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)^2 dx}{\int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx} \quad (4.26)$$

bulunur.

Buraya kadar yapılan işlemlerde temel alınan varsayımlar birinci yaklaşık yöntemdekilere özdeştir. Bu yöntemde,

$$y = y_0 \sin \frac{\pi}{l} x \quad (4.27)$$

şeklinde seçilmek suretiyle yeni bir varsayım yapılmaktadır. Buna göre (4.26) denkleminin ikinci tarafı

$$\frac{\int_0^l EI \left(\frac{d^2 y}{dx^2}\right)^2 dx}{\int_0^l \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (4.28)$$

değerini alır. Birinci tarafta bulunan

$$\frac{\int_0^{l_1} \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx}{\int_0^l \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx} \quad (4.29)$$

ifadesinde

$$\frac{dy}{dx} = y_0 \frac{\pi}{l} \cos \frac{\pi}{l} x, \quad \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 = y_0^2 \frac{\pi^2}{l^2} \cos^2 \frac{\pi}{l} x \quad (4.30a,b)$$

değerleri yerine konursa

$$\frac{\int_0^{l_1} \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx}{\int_0^l \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx} = \frac{\int_0^{l_1} \cos^2 \frac{\pi}{l} x dx}{\int_0^l \cos^2 \frac{\pi}{l} x dx} \quad (4.31)$$

şekline gelir.

$$\int \cos^2 x dx = \frac{x}{2} + \frac{1}{4} \sin 2x$$

olduğu hatırlanır ve

$$U = \frac{\pi}{l} x$$

değişken dönüşümü yapılırsa

$$\int_0^{l_1} \cos^2 \frac{\pi}{l} x dx = \int_0^{\frac{\pi}{l} l_1} \cos^2 u du = \left| \frac{u}{2} + \frac{1}{4} \sin 2u \right|_0^{\frac{\pi}{l} l_1}$$

$$\int_0^{l_1} \cos^2 \frac{\pi}{l} x dx = \frac{\pi}{2l} l_1 + \frac{1}{4} \sin 2\pi \frac{l_1}{l} \quad (4.32)$$

$$\int_0^l \cos^2 \frac{\pi}{l} x dx = \frac{\pi}{2} \quad (4.33)$$

olarak bulunurlar. (4.32) ve (4.33) ifadeleri (4.31) de yerine konursa

$$\frac{\int_0^{\ell_1} \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx}{\int_0^{\ell} \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx} = \frac{\ell_1}{\ell} + \frac{1}{2\pi} \sin 2\pi \frac{\ell_1}{\ell} \quad (4.34)$$

elde edilir. Birinci ve ikinci taraf için belirlenen (4.28) ve (4.34) ifadeleri (4.26) da yerine konursa

$$P+T_{BD} \left(\frac{\ell_1}{\ell} + \frac{1}{2\pi} \sin 2\pi \frac{\ell_1}{\ell} \right) = \frac{\pi^2 EI}{\ell^2} \quad (4.35)$$

bulunur. Bu denklemin (4.21) bağıntısıyla karşılaştırılmasından γ fonksiyonunun

$$\gamma = \frac{\ell_1}{\ell} + \frac{1}{2\pi} \sin 2\pi \frac{\ell_1}{\ell} \quad (4.36)$$

şeklinde olduğu görülmektedir.

4.3 YAKLAŞIK YÖNTEMLERİN KARŞILAŞTIRILMASI

Burada yaklaşık yöntemlerin birbirine göre durumu bu çalışmanın hacmini artırmamak için iki örnek üzerinde karşılaştırılmaktadır.

4.3.1 Birinci Karşılaştırma

$$\ell_1 = \ell_2, \quad I_1 = I_2 = I \text{ ve } P = T_{BD}$$

olması halinde

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{1,514 \ell^2} \quad (\text{Birinci yaklaşık yöntem}) \quad (4.37)$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{1,5 \ell^2} \quad (\text{ikinci yaklaşık yöntem}) \quad (4.38)$$

olarak elde edilir. Bu durumda iki yaklaşık yöntem arasındaki fark %1 dir.

4.3.2 İkinci Karşılaştırma

Aynı problem $T_{BD}=2P$ için çözümlürse

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{2,017 \ell^2} \quad (\text{Birinci yaklaşık yöntem}) \quad (4.39)$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{2 \ell^2} \quad (\text{İkinci yaklaşık yöntem}) \quad (4.40)$$

bulunur. İki yöntem arasındaki fark %09 dur.

4.4 YAKLAŞIK YÖNTEMLERLE PROGRAM SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMASI

Burada yapılan yaklaşıklık derecesi hakkında bir fikir edinebilmek için yaklaşık yöntemin verdiği sayısal değerlerle programınkiler birkaç özel durum için karşılaştırılmaktadır.

4.4.1 Birinci Karşılaştırma

$$\ell_1 = \ell_2 = 300 \text{ cm} , \quad I_1 = I_2 = 606 \text{ cm}^4 , \quad E = 2100 \text{ t/cm}^2 ,$$

$$Q^* = 0 , \quad M^{O*} = 0 \text{ için programın sonucu}$$

$$P = 34,8 \text{ ton ve } T_{BD} = 0$$

dır. Bu verilere göre:

Birinci yaklaşık yöntemin sonucu (4.20) bağıntısından

$$P_{cr} = 34,89 \text{ ton bulunur.}$$

İkinci yaklaşık yöntemin sonucuda (4.35) bağıntısına göre

$$P_{cr} = 34,89 \text{ ton olarak elde edilir.}$$

$T_{BD} = 0$ olması durumunda programın sonucu ile yaklaşık yöntemlerin her ikisi arasındaki fark %02,6 dir.

4.4.2 İkinci Karşılaştırma

$l_1=l_2=300$ cm, $I_1=I_2=606$ cm⁴, $E=2100$ t/cm², $Q^*=0,0065$ ton, $M^{O^*}=0$ için programın sonucu $P=34,4$ ton ve $T_{BD}=0,68$ ton dur. Bu verilere göre:

İkinci yaklaşık yöntemin sonucu (4.35) bağıntısından

$P_{cr}=34,55$ ton bulunur. Bu yaklaşık yöntemle programın sonucu arasındaki fark %4,4 olarak elde edilir.

Genelleştirilmemekle beraber programın sonuçlarıyla yaklaşık yöntemlerin verdiği sonuçlar arasındaki fark çok küçüktür. Bu da bize yaklaşık yöntemlerinde projelendirmelerde güvenle kullanılabileceğini göstermektedir.

SONUÇLAR

Bu çalışmanın amacı, bir yapı alt iskelet modelinin stabilite yetersizliği ya da elasto-plastik mekanizma ile kullanım dışı kalmadaki davranışını incelemektir.

İlk iki bölümde, bir döşeme elemanı (kiriş) ve bir dış cephe kolonunun birleşiminden ibaret olan bir model tanımlayarak, ikinci merteye hesap tekniklerini elasto-plastik çözümlere bağlayan uygun bir bilgisayar programı geliştirilmiştir. Bu birinci aşama sonucu yapıların teknolojik olarak gerçekleştirilmesinde kaçınılmaz yapı kusurlarının şiddetlerini büyütürük dikkate almaya imkan veren modele ait bir hesap süreci tanımlanmıştır. Bu suretle kolonların doğrusallık kusuru ile kolon-kiriş birleşim kusurları da bilgisayar çözüm programına dahil edilmiştir.

Üçüncü bölümde, doğruluğu teknik literatürden alınan deney sonuçlarıyla kanıtlanmış olan model yapıya ait bilgisayar çözüm programı sistematik olarak kullanılmıştır.

Yapı alt iskelet modelini tanımlayan; elemanların geometrik karakteristikleri, birleşimin kalitesi, yapı kusurlarının genliği, yük kombinezonları gibi parametreler ayrı ayrı dikkate alınmış ve değişimlerinin etkileri grafikler şeklinde verilmiştir. Bu grafiklerden modelin stabilite ya da elasto-plastik mekanizmaya göre sahip olduğu emniyet, son yük katsayısının değişimi dikkate alınmak suretiyle, doğrudan doğruya görülebilmektedir.

Dördüncü bölümde modelin stabilitesinin incelenmesine ait iki yaklaşık yöntem verilmiş ve bunlarla çözülen birkaç sayısal örnek programın sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırmadan genelleştirilmemekle beraber yaklaşık yöntemlerinde yeterince iyi sonuç verdiği görülmüştür.

Bu çalışmada model davranışını etkileyebilecek parametrelerden başlıcaları incelenmiştir. Daha incelenebilecek birçok parametre ve bunların kombinezonları mevcuttur. Bununla beraber incelenen parametreler yapı emniyetine en çok etkiyenler hakkında aşağıdaki yargılara varmaya imkan vermektedir.

- 1) Kiriş yükünün önemli büyüklükte oluşu, küçük yük katsayısı değerlerinde, kirişin plastikleşmesi suretiyle yapının kullanım dışı kalmasına sebep olmaktadır.
- 2) Kiriş rijitliğinin belirli bir değer altında oluşu küçük yük değerleri için yapının plastikleşme mekanizmasıyla kullanım dışı kalmasına sebep olmaktadır.
- 3) Elemanların doğrusallık kusuru yapının dayanımını sistematik olarak, ihmal edilemeyecek derecede, azaltmaktadır.

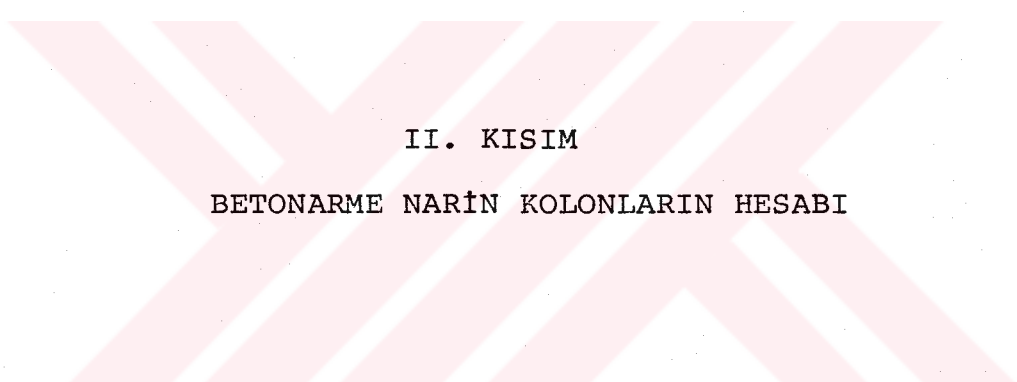
Özetle, döşeme elemanlarının yapı davranışına katkısı hiçbir zaman ihmal edilemeyecek durumda olduğundan bunları, plastikleşmemeleri için, yeterli derecede rijit yapmak gerekmektedir. Aksi takdirde yapı çok daha erken kullanım dışı kalacaktır.



KAYNAKLAR

1. Arda, T.S., Çelik Yapıların Plastik Hesabı İçin Tavsiyeler, Fransızcadan Türkçeye çeviri, İTÜ Müh.-Mim. Fak. Yayın No: 114, İstanbul, 1976.
2. Arısan, F., Yapı Stabilitesi, Fransızcadan Türkçeye çeviri, İTÜ Kütüphanesi, sayı:411, İstanbul, 1959.
3. Blazzkowiak, S., Kaczkowski, Iterative methods in structural analysis, Pergaman Press, 1966.
4. Castex, L., Determination de l'amplitude des contraintes résiduelles dans l'acier doux par diffractometrie x, Thèse de Docteur Ingénieur, INSA de Toulouse, Mai, 1973.
5. Durmuş, A., Etude teorique de la stabilite d'un element profile en acier en prenant en compte les constraint résiduelles, Département de Génie Civil, INSA de Toulouse, 1974.
6. Durmuş, A., Betonarmede taşıma gücüne göre hesap, ders notları (yayınlanmamış), KÜ İnşaat Müh. Bölümü, Trabzon, 1986.
7. Dutheil, M.J., Flambement des barres, Const. Métal., No:3, Eyrolles, Paris, 1968.
8. Gachon, H. et Galea, Y., Modèle d'analyse non linéaire des structures à barres. Méthodes d'approche du seuil de bifurcation, Const. Métal., No:2, Eyrolles, Paris, 1978.
9. Galea, Y., Programme d'analyse élasto-plastique non linéaire de structures planes à barres, Const. Métal., No:4, Eyrolles, Paris, 1978.
10. Jouve, P., Contribution à l'étude du comportement non linéaire des structures à barres, Thèse de Doctorat des Sciences Université de Rennes, 1976.
11. Lescouarc'h, Y., Développement des méthodes de calcul en plasticité des structures à barres, extrait d'une thèse de Doctorat d'Ingénieur, Paris VI, ITBTP, Mars, 1975.
12. Lescouarc'h, Y., Programme de calcul élasto-plasticité des structures planes, Const. Metal., No:1, Eyrolles, Paris, 1976.
13. Maso, J.C., Structures-cours de DEA, Département de Génie Civil, INSA de Toulouse, 1974.

14. Massonet, C. et Save, M., Calcul Plastique de Construction, Centre Belgo-Luxembourgeois d'information de l'acier, Tome 1, Brussel, 1975.
15. Merati, G.W., Contribution à l'étude du comportement non linéaire d'une sous-structure métallique, Thèse de Docteur Ingénieur, INSA de Toulouse, Octobre, 1979.
16. Pippard, A.J.S. and Baker, sir J., The analysis of engineering structures, 4th edition Edward Arnold (Publishar) Ltd., 1968.
17. Tameroglu, S., Cinemre, V. ve Özbek, T., Elastostatiğin Stabilite Problemleri, Almancadan Türkçeye çeviri, İTÜ Kütüphanesi, Sayı:782, İstanbul, 1970.
18. Timoshenko, S.P. et Gere, J.M., Théorie de la Stabilité Elastique, Dunod, Paris, 1966.
19. Wood, B.R., Beaulieu, D. and Adams, P.F., Column design by P-Delta methods, Jour. Struc. Div., ASCE, vol. 102, No:3, 1976.
20. 1. Çelik yapılar seminer notları, Cilt II, İTÜ İnşaat Fak., İstanbul, Eylül/Ekim, 1983.
21. Recommandations pour le calcul en plasticité des constructions en acier, Const. Métal., CTICM, No:4, Eyrolles, Paris, 1975.
22. Méthode de calcul aux états limites des structures à barres, CTICM, Eyrolles, Paris, 1972.
23. Second international colloquium on stability, Introductory report, ECCS-IABSE-SSRC-CRC Japan, 1976/1977.
24. Règlement CM 66, Société des techniques du bâtiment et des travaux publics, Eyrolles, Paris, 1971.
25. Produits sidérurgiques français, caractéristiques dimensionnelles, Tome 1, Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier (l'OTUA), Eyrolles, Paris, 1974.



II. KISIM

BETONARME NARİN KOLONLARIN HESABI

GİRİŞ

Genellikle narin eleman sınıfına giren betonarme kolonlar hemen her zaman bir ya da iki doğrultuda bileşik eğilme ve kesme kuvvetinin ortak etkisi altında olmakla beraber bazen burulma etkisinde de kalırlar.

Bu tür kolonların projelendirilmesini ikinci mertebe teorisine ile yapılan yapısal çözümlenmeden elde edilen kesit kuvvetlerine göre yapmak gerekmektedir. Böyle bir yapısal çözümlenme ile doğru sonuç elde edebilmek; beton ve donatının gerçek davranışlarını, betonarme kolonun plastik bölgedeki moment-eğrilik bağıntısını, bir ya da iki eğrilikli oluşunu, yanal yerdeğiştirmelerini, boyutsuz dışmerkezliği, narinlik oranını, zamana bağlı şekildeğiştirmelerini ve adaptasyon özelliği gibi daha birçok parametre etkilerinin iyi bir şekilde bilinmesini zorunlu kılmaktadır.

Tüm bu parametreleri dikkate alan bir yöntem elle yapılan çözümlere uygun olmadığından bilgisayar kullanmayı zorunlu kılmaktadır.

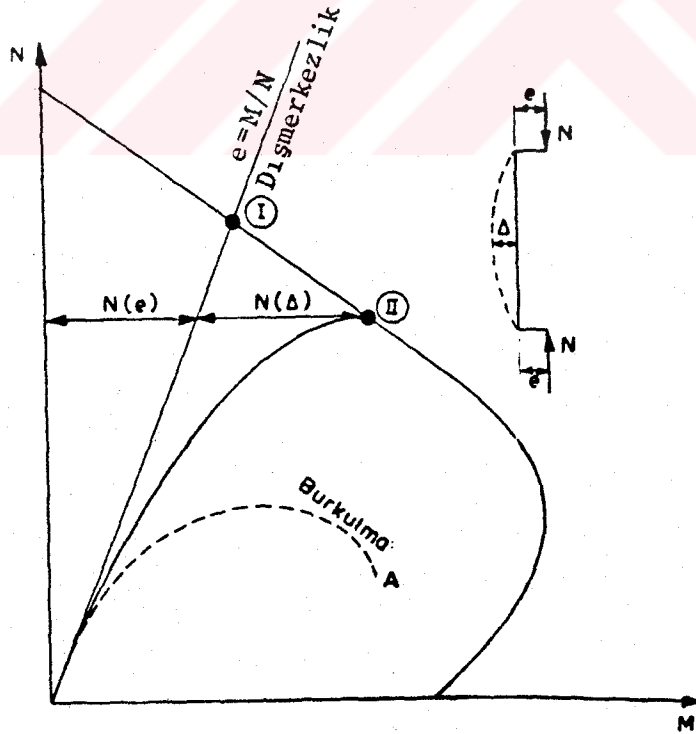
Bu çalışmada, betonarme narin kolonların davranış ve hesap yöntemleri etraflıca irdelenmekte ve madde 5.2.2 de projelendirilmelerinde kullanılmak üzere, bugün yürürlükte bulunan betonarme yönetmeliğimizde (TS 500-85) önerilen yaklaşık yöntemin elle hesap sırası verilmekte, madde 5.3 de ise bu yöntem dikkate alınarak geliştirilen bilgisayar programı yardımıyla çözülen örneklerin sonuçları verilerek bu sonuçlar elle çözüm sonuçlarıyla karşılaştırılmakta ve böylece programın doğruluğu kanıtlanmaktadır. Bu son maddeyi bu ikinci kısma ait sonuçlar ve kaynaklar izlemekte, program listesi ise EK 2 de verilmektedir.

BÖLÜM 5

BETONARME NARİN KOLONLARIN İKİNCİ MERTEBE
MOMENTLERİDE DİKKATE ALINMAK SURETİYLE
PROJELENDİRİLMESİ

5.1 NARİN KOLONLARIN DAVRANIŞI

Betonarme kolonların davranışı karşılıklı etkileşim diyagramı üzerinde incelenebilmektedir (Şekil 5.1). Elastik yapısal çözümlere sonucu bulunan moment $M=N.e$ ile gösterilebilir. Kolonda narinlik etkisi yoksa $\Delta=0$ olur ve kırılma I konumunda gösterildiği şekilde malzeme kırılması şeklinde oluşmaktadır. Aksine $\Delta \neq 0$ ise bu kolonda narinlik etkisi vardır ve narinlik nedeniyle oluşan yanıl sehimler (Δ) taşıma gücünü etkilemekte, dolayısıyla da kesit hesabında $M=N(e+\Delta)$ momentini dikkate almak gerekmektedir. Δ sehiminden oluşan ikinci merteye momentinin değeri, yapının yanıl yerdeğıştirmesinin önlenip önlenmesine bağılıdır. Bu sehimin elastik yapısal çözümlere sonucu elde edilen momentleri değıştirip değıştirmeyeceğı ise yerdeğıştirmenin geometrisiyle ilgilidir.



Şekil 5.1 M-N Karşılıklı Etkileşim Diyagramı ve Farklı Narinliklere Sahip Kolonların Davranışı

ikinci derece momentini etkileyen başlıca faktörler aşağıda verilmektedir.

1) Boyutsuz dışmerkezlik, e/h . Bu oran büyüdükçe narinlik etkisi azalmaktadır (Ersoy, 1985).

2) Kolon uçlarına etkileyen momentlerin oranı, M_1/M_2 . Bu oranın işareti pozitif (+) ise (Bkz. madde 5.1.1 Bir eğrilikli kolonlar) ikinci derece etkiler kolon momentini daima artırmakta, negatif (-) olması halinde ise artırıp artırmayacağı narinlik oranına bağlı olmaktadır.

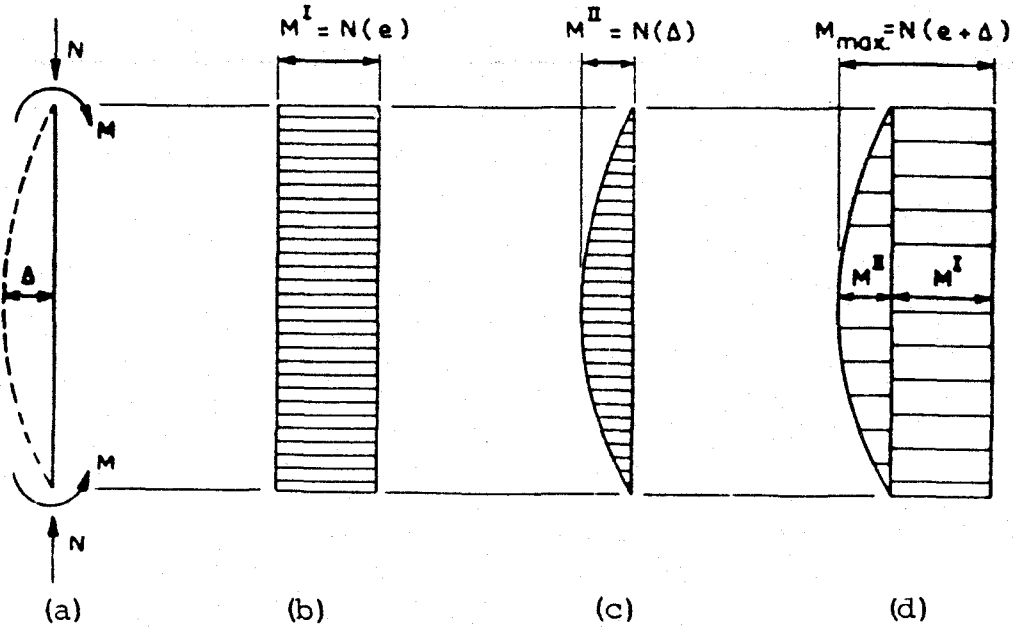
3) Narinlik oranı, L_k/i ;

4) Kolonun alt ve üst düğüm noktalarındaki diğer elemanların görece eğilme rijitliği;

5) Zamana bağlı şekil değiştirmeler. Örneğin sünme kolon rijitliğini azaltmakta ve bu suretle kolon momentleri üzerinde önemli rol oynamaktadır.

5.1.1 Bir Eğrilikli Kolonlar

Kolonlarda bir eğrilik genellikle yanal yer değiştirmesi önlenmiş çerçeve kolonlarında, yükleme düzenine bağlı olarak, oluşmaktadır (Bkz. madde 5.1.3). Şekil 5.2 de bir eğrilikli kolonlara ait moment diyagramları verilmektedir.

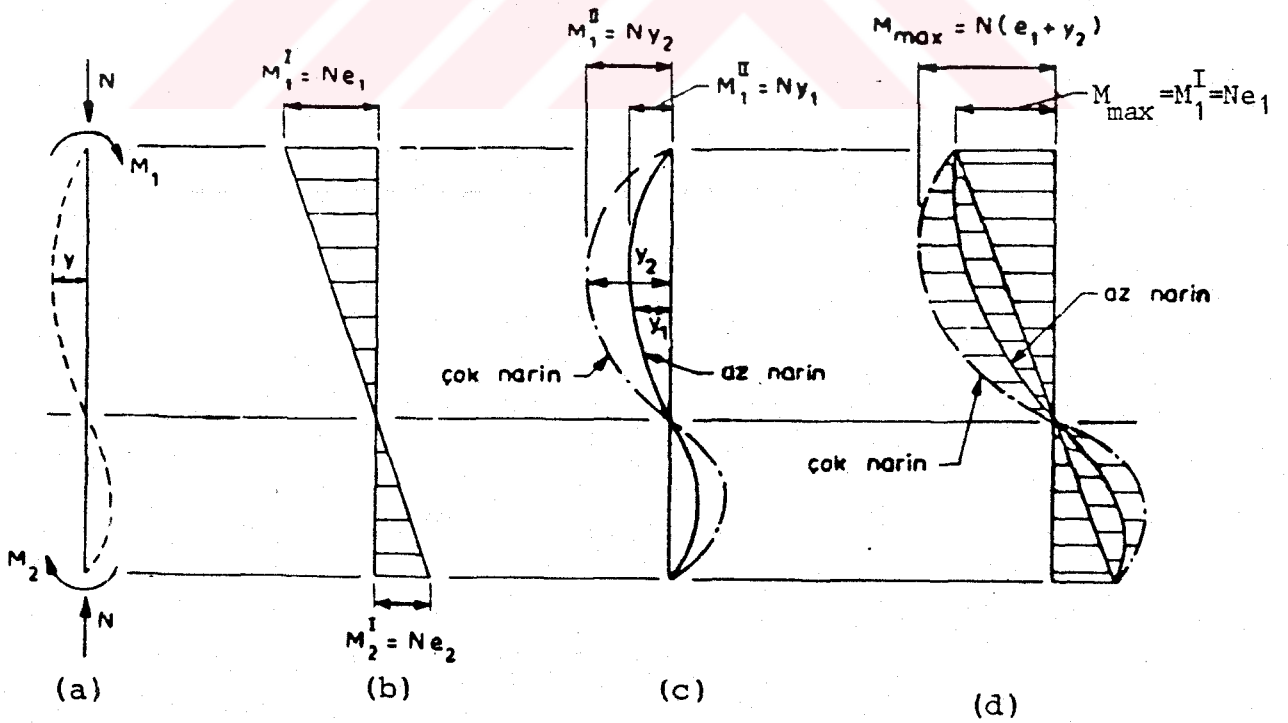


Şekil 5.2 Bir Eğrilikli Kolonlara Ait Moment Diyagramları

- (a) Bir eğrilikli kolonun şekildeğiştirmesi. Bu kolonlarda kolon uç momentleri kolonun aynı yüzünde çekme oluşturur. Bundan dolayıda (M_1/M_2) oranının işareti pozitif (+) alınır.
- (b) Birinci mertebe momenti. Bu moment kolon boyunca sabittir.
- (c) İkinci mertebe momenti. Maksimum değeri kolonun ortasında oluşur. Dolayısıyla da yanal yerdeğiştirme yapmayan bir eğrilikli kolonlarda her zaman momentleri büyüüten narinlik etkisi vardır.
- (d) Toplam hesap momenti. Bunun maksimum değeri de kolonun ortasında oluşmaktadır.

5.1.2 İki Eğrilikli Kolonlar

Kolonlarda iki eğrilik yanal yerdeğiştirmesi engellenmiş çerçevelerde (Bkz. Şekil 5.5a) hareketli yükün çerçeveye uygulanış düzenine göre oluşmaktadır (Bkz.madde 5.1.3). Şekil 5.3 de iki eğrilikli kolonlara ait moment diyagramları verilmektedir.



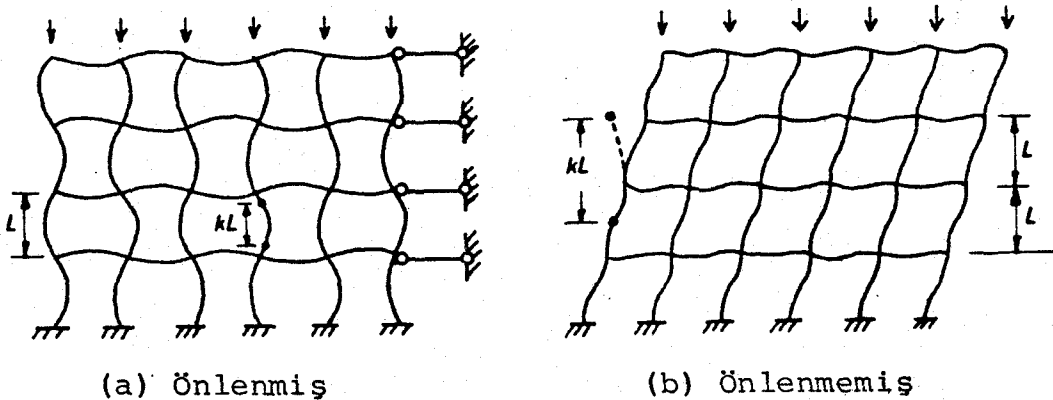
Şekil 5.3 İki Eğrilikli Kolonlara Ait Moment Diyagramları

- (a) İki eğrilikli kolonun şekildeğiştirmesi. Kolon uç momentleri kolonun farklı yüzlerinde çekme oluşturmaktadır. Dolayısıyla da (M_1/M_2) oranının işareti negatif (-) alınır.
- (b) Birinci merteye momenti. Bu moment kolon boyunca değişkendir.
- (c) İkinci merteye momenti. İki eğrilikli kolonlarda birinci merteye momentinin maksimum değeri kolon uçlarında oluştuğundan (Bkz.Şekil 5.3b) ikinci merteye momenti bu tür kolonlarda, kolon fazla narin değilse, en büyük kolon uç momentini değiştiremez ve bu durumda kolonun boyutlandırılması birinci merteye momenti olan $M_d = N \cdot e_1$ momentine göre yapılır. Aksine kolon çok narinse, ikinci merteye momenti $\max M$ 'in yerini değiştirebileceğinden, narinlik etkisi ihmal edilememektedir.
- (d) Toplam hesap momenti. Hesabın, narinliğin küçük olması durumunda $M_{\max} = N \cdot e_1$ momentine göre, büyük olması durumunda ise $M_{\max} = N(e_1 + y_2)$ momentine göre yapılması gerekmektedir.

5.1.3 Çerçvelerin Sınıflandırılması

Çerçveler iki sınıfa ayrılabilirler.

- Yanal yerdeğiştirmesi önlenmiş çerçveler (Şekil 5.4a)
- Yanal yerdeğiştirmesi önlenmemiş çerçveler (Şekil 5.4b)

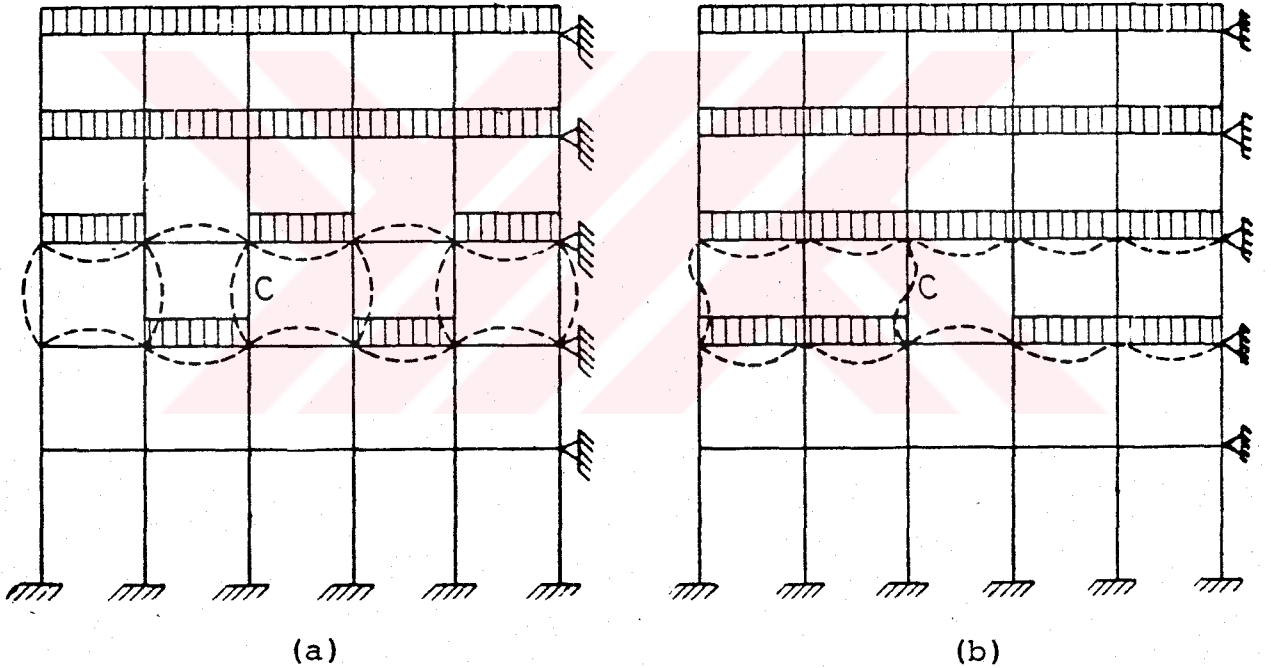


Şekil 5.4 Yanal Yerdeğiştirmesi Önlenmiş ve Önlenmemiş Çerçveler

Burada, bir çerçevenin yanal yerdeğiştirme yapıp yapmayacağına karar vermek için elde kesin bir kriterin olmadığını belirtmek uygun düşmektedir. Genel olarak yapının betonarme duvarlar (perdeler), payandalar vb. elemanlarla yanal yerdeğiştirmesi kösteklenmişse (Bkz. madde 5.2.2, denklem (5.3a ve b)) çerçevelerinin yanal yerdeğiştirme yapmadığı kabul edilmektedir.

1) Yanal yerdeğiştirmesi önlenmiş çerçeveler.

Şekil 5.5 a da yanal yerdeğiştirmesi önlenmiş bir çerçevenin C kolonunda maksimum moment elde etmek için yapılan yüklemede (hareketli yük) bu kolonda tek eğrilik oluşmaktadır (Durmuş, 1985; Ersoy ve diğ., 1975). Daha öncede belirtildiği gibi bu durumda ikinci mertebeye momenti, narin kolonlar için, daima ihmal edilemeyecek kadar büyük olmaktadır.



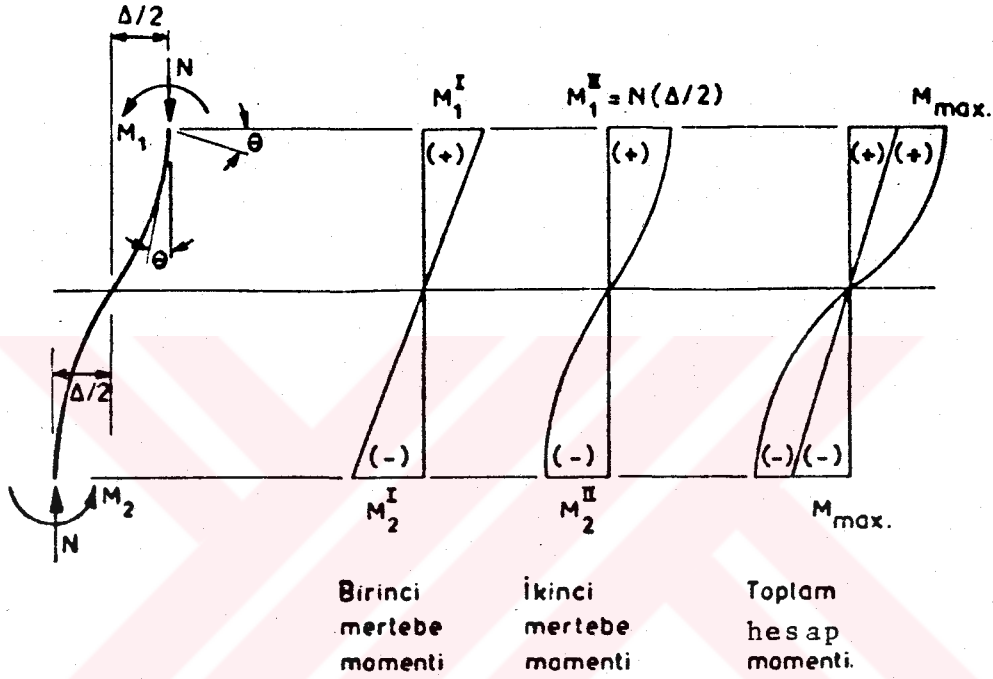
Şekil 5.5 Yanal Yerdeğiştirmesi Önlenmiş Çerçevelerde Yükleme Durumuna Bağlı Olarak Kolonlarda Bir ya da İki Eğriliğin Oluşumu

Şekil 5.5 b de ise aynı çerçevenin aynı kolonunda maksimum aksenal yük elde etmek için yapılan yükleme altında ise iki eğrilik oluşmaktadır (Durmuş, 1985; Ersoy ve diğ.1975). Madde 5.1.2 (c) de de belirtildiği gibi kolon fazla narin değilse bu durumda ikinci mertebeye momentleri küçük olduğundan boyutlandırılmalarda dikkate alınmamakta, boyutlandırmalar sadece birinci mertebeye yapısal çözümleme sonucu bulunan kesit kuvvetlerine göre

yapılmaktadır. Ancak kolonların fazla narin olması halinde boyutlandırmalarda ikinci mertebe momentlerinin dikkate alınması kaçınılmaz olmaktadır.

2) Yanal yerdeğiştirmesi önlenmemiş çerçeveseler

şekil 5.6 dan görüldüğü gibi bu tür çerçeve kolonlarında narinlik etkisi nedeniyle oluşan ikinci mertebe momenti, birinci mertebe momentini daima artırdığından, ihmal edilememektedir.



Şekil 5.6 Yanal Yerdeğiştirmesi önlenmemiş Çerçeve Kolonlarına Ait Moment Diyagramları

5.2 NARİN KOLONLARIN HESABI

5.2.1 Genel Yöntem

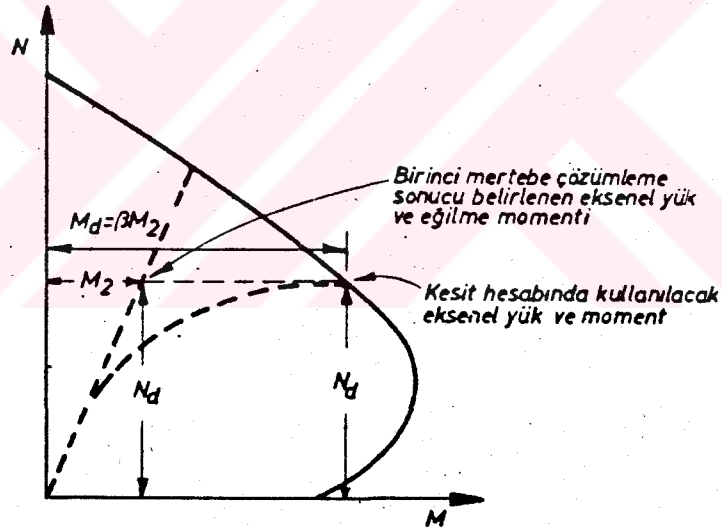
Narin kolonların davranışından; bileşik eğilme etkisindeki betonarme elemanların boyutlandırılmasında elemanın şekildeğiştirmesi sonucu oluşan ikinci mertebe momentlerinin de dikkate alınması gerektiği anlaşılmaktadır. Şekildeğiştirmelerin (Δ) hesabını betonarmenin, doğrusal elastik olmayan, gerçek davranışını dikkate alarak yapmak gerekmektedir. Ancak burada betonarme elemanların yer ve şekildeğiştirmelerini; çatlama ile eleman boyunca değişen EI eğilme rijitliği, merkezi yükün büyüklüğü,

betonun sünme olayı vb. gibi çok sayıda parametrenin etkilediğini tekrar belirtmek uygun olmaktadır. Bu nedenle şekildeğiş-tirmelerin hesabını bilgisayarsız yapmak mümkün olmamakta ve bunun için ayrıca uygun bilgisayar programlarının hazırlanmış olması gerekmektedir.

Bu imkanlar bulunmadığı takdirde bileşik eğilme etkisindeki betonarme elemanların boyutlandırılmasında dikkate alınacak moment, doğrusal elastik varsayımlara dayanan bir çözümleme sonucu bulunan momentin aşağıda belirtilen yöntemle büyütülmesiyle elde edilir. Bu yöntem yaklaşık yöntem olarak tanımlanmaktadır (TS500, 1985).

5.2.2 Yaklaşık Yöntem

Bu yöntem karşılıklı etkileşim diyagramı üzerinde aşağıdaki şekilde karakterize edilebilir (Şekil 5.7).



Şekil 5.7 M-N Karşılıklı Etkileşim Diyagramı

Moment büyütme yöntemi olarak adlandırılan bu yaklaşık çözümün kolon boyunca enkesitin ve merkezi yükün sabit olmadığı ve narinliğin $k \cdot l / i > 100$ olduğu durumlarda kullanılmayacağını belirtmek gerekmektedir. h eğilme doğrultusundaki kolon boyutunu göstermek üzere bu narinlik şartı dikdörtgen kesitlerde $k \cdot l / h > 30$ şeklini almaktadır.

Bu yöntem M_2 kolon uçlarına etkiyen momentlerden büyüğünü ve M_d hesap momentini göstermek üzere;

$$M_d = \beta \cdot M_2 \quad (5.1)$$

bağıntısındaki β katsayısının hesaplanmasından ibarettir. Bunun için:

Yapısal çözümlene ile kolonlara etkiyen moment ve normal kuvvet değerleri hesaplanır.

Kirişlerin ve kolonların eylemsizlik momentleri ile rijitlikleri belirlenir. Hesaplarda giriş eylemsizlik momentleri olarak, brüt beton kesit eylemsizlik momentinin yarısı olarak dikkate alınabilecek olan, çatlamış kesit eylemsizlik momentleri dikkate alınır (TS500, 1985).

Düğüm noktaları kolon ve girişlerinin toplam rijitlikleri hesaplanır.

$$\alpha = \frac{\sum (I/L)_{\text{kolon}}}{\sum (I_{cr}/L)_{\text{giriş}}} \quad (5.2)$$

bağıntısıyla sırasıyla kolonun alt ve üst düğüm noktası rölatif rijitlikleri olan α_A ve α_B değerleri belirlenir. α değerlerinin hesabında sadece eğilme doğrultusundaki girişler dikkate alınır.

n Kat adedini,
 H Temel üst kotundan itibaren ölçülen yapı yüksekliğini,
 $\sum N_{d1}$ Yapının toplam ağırlığını,
 E_c Kullanılan betonun elastisite modülünü,
 I_{c1} Kolonlardan başka yapıda bulunan diğer, rijit düşey elemanların (Betonarme duvar, çekirdek vb.) herbirinin eylemsizlik momentini,
 $\sum (E_c I_{c1})$ Rijit düşey elemanların (kolonlar hariç) toplam eğilme rijitliklerini
göstermek üzere;

$$n > 4 \text{ için } H \sqrt{\sum N_{d1} / \sum (E_c I_{c1})} \leq 0,6 \quad (5.3a)$$

$$1 \leq n \leq 4 \text{ için } H \sqrt{\sum N_{d1} / \sum (E_c I_{c1})} \leq 0,2 + 0,1 \cdot n \quad (5.3b)$$

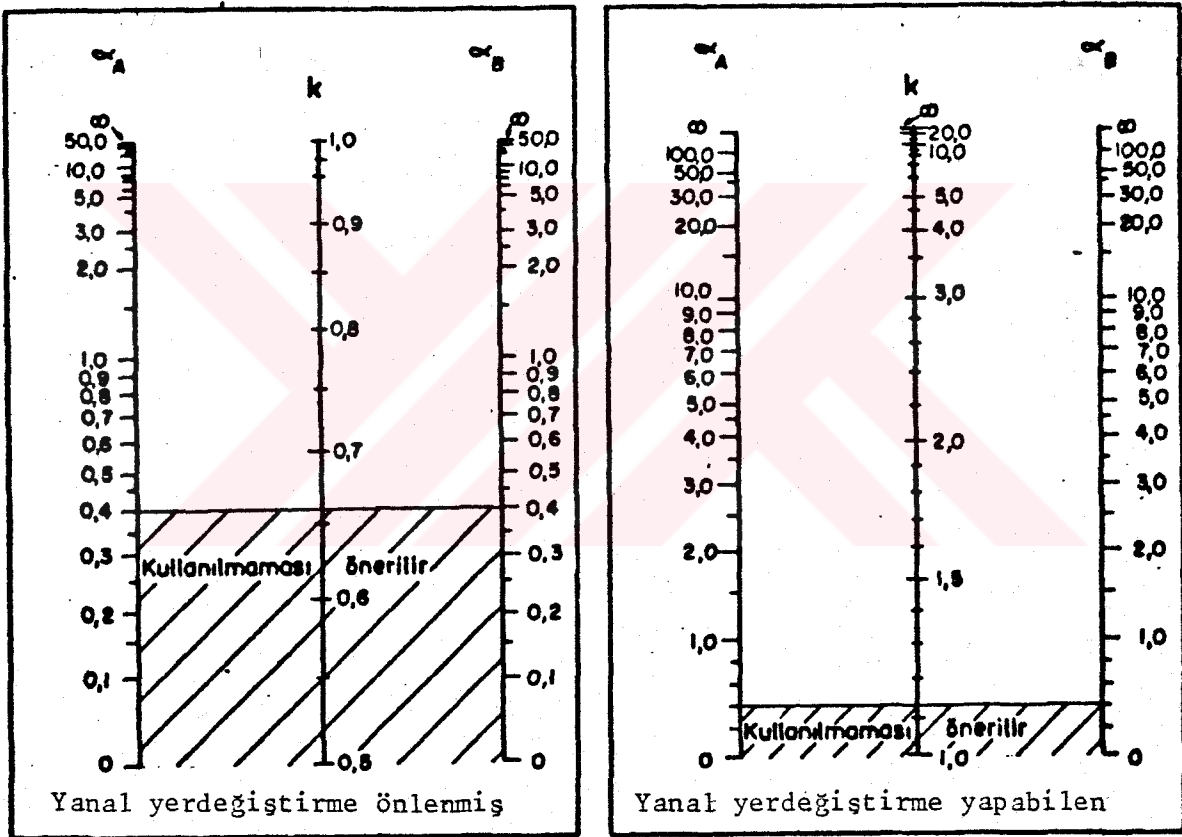
bağıntılarıyla yapının yanal yerdeğıştirmesinin önlenip önlenmediği denetlenir. Bu bağıntılar sağlanıyorsa yapının yanal

yerdeğiştirme yapmadığı varsayılabilir.

α_A ve α_B değerlerine karşılık gelen kolon etkili boy katsayısı k ; ya şekil 5.8 den alınır ya da

$$\frac{\alpha_A \alpha_B \left(\frac{\pi}{k}\right)^2 - 36}{6 (\alpha_A + \alpha_B)} = \frac{\pi}{k} \quad (5.4)$$

bağıntısından tatonmanla hesaplanır. Bu katsayı yanıl yerdeğiştirme önlenmiş çerçevelerde $0,5 < k < 1$, yanıl yerdeğiştirme önlenmemiş çerçevelerde ise $k > 1$ değerlerini almaktadır.



Şekil 5.8 Kolon Etkili Boy Katsayısı İçin Nomogram

Kolon etkili boyuda

L kolon serbest boyunu

göstermek üzere;

$$L_k = k \cdot L$$

(5.5)

bağıntısıyla belirlenir.

I_C kolon eylemsizlik momentini,

A kolon enkesit alanını,

$i = \sqrt{I_C/A}$ kolon eylemsizlik yarıçapını (Bu değer dikdörtgen kesitler için $i=0,3h$, dairesel kesitler içinse $i=0,25d$ alınabilir. Burada h kolonun çalışma doğrultusundaki kenarı, d ise dairenin çapıdır.)

göstermek üzere; yanal yerdeğiştirme önlenmişse

$$\frac{L_k}{i} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad (5.6a)$$

bağıntısı, önlenmemişse

$$\frac{L_k}{i} \leq 22 \quad (5.6b)$$

bağıntısının sağlanması halinde kolonun narin olmadığı varsayılmakta dolayısıyla da ikinci merteye momentleri ihmal edilmektedir ($\beta=1$). (5.6a) bağıntısındaki M_1/M_2 oranının işareti, bir eğrilikli kolonlarda pozitif (+), iki eğrilikli kolonlarda ise negatif (-) olarak dikkate alınır (TS500, 1985; Ersoy, 1985).

N_{dg} Özağırlıktan doğan kolon aksenal yükünü

N_d Toplam yükten doğan kolon aksenal yükünü

göstermek üzere sünme etkisini dikkate alan bir katsayı olan R_m ,

$$R_m = N_{dg}/N_d \quad (5.7)$$

bağıntısıyla,

Etkili eğilme rijitliği EI ,

$$EI = E_C I_C / 2,5 (1 + R_m) \quad (5.8)$$

bağıntısıyla,

Kolon kritik yükü N_k ,

$$N_k = \pi^2 EI / L_k^2 \quad (5.9)$$

bağıntısıyla,

Moment büyültme katsayısının hesabında kullanılan C_m ,

$$C_m = 0,6 + 0,4 (M_1/M_2) \geq 0,4 \quad (5.10)$$

bağıntısıyla belirlenir.

Moment büyültme katsayısı β ,

$$\beta = C_m / (1 - N_d/N_k) \geq 1 \quad (5.11)$$

bağıntısıyla hesaplanır.

Yapının yanal yerdeğiştirmesi önlenmemişse moment büyültme katsayısı β_s ile gösterilerek bir kerede kattaki bütün kolonlar için,

ΣN_k Hesabı yapılan kolonun bulunduğu kattaki kolonların kritik yüklerinin toplamını,

ΣN_d Hesabı yapılan kolonun bulunduğu kattaki kolonların toplam yükten doğan aksenal yüklerinin toplamını,

göstermek üzere bu β

$$\beta_s = 1,0 / (1 - \Sigma N_d / \Sigma N_k) \quad (5.12)$$

bağıntısıyla hesaplanır. Moment büyültme katsayısı olarak yapının yanal yerdeğiştirmesi önlenmişse β , önlenmemişse bunlardan (β ve β_s) büyüğü alınır. Kolon hesap momenti ise (5.1) bağıntısıyla belirlenir.

Bu hesaplar için hazırlanan bir bilgisayar programı akış diyagramı 97. sayfada, programın listesi ise Ek 2 de verilmektedir.

5.3 SAYISAL UYGULAMALAR

Burada iki sayısal örnek verilmektedir. Birinci örnekte kaynak (Ayvaz, 1986, s.18) de planı ve kesiti verilen bir yapının zemin kat kolonlarının hesabı yapılmıştır. İkinci örnek olarakda kaynak (Gündüz, 1980, s.104) deki örnek 4.1 çözülmüştür. Her iki örneğin sözkonusu kaynaklardan alınan sonuçları ile program sonuçları aşağıda verilmektedir.

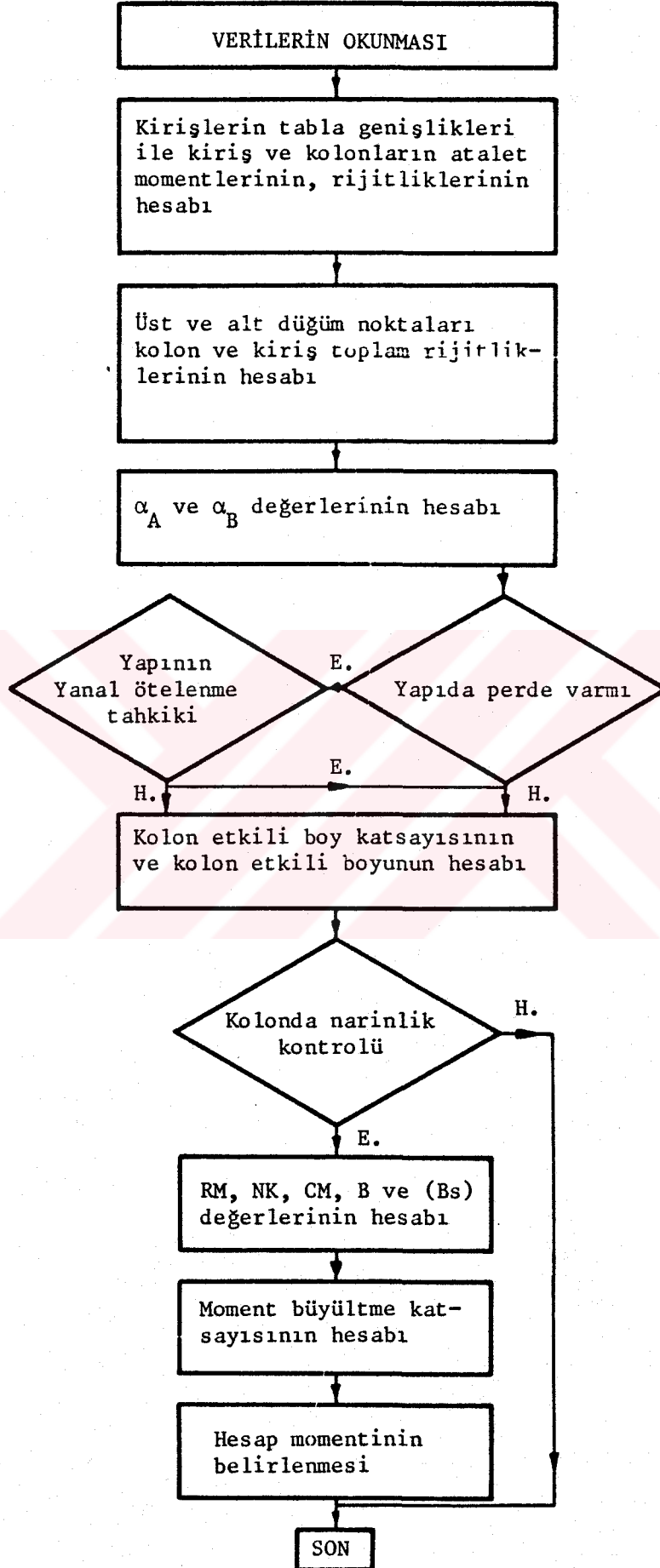
ÖRNEK 5.3.1:

Kolon adı : Tüm kolonlar
Alınan sonuç β : 1,26
Program sonucu β : 1,26

ÖRNEK 5.3.2:

Kolon adı : B2
Alınan sonuç β : 1,26
Program sonucu β : 1,253

Görüldüğü gibi ilk örneğin sonucu programınki ile çakıştığı halde ikinci örneğin sonuçları arasında %0.6 fark vardır. Bu fark bu örneğin belirtilen kaynakta elle çözümü yapılırken girişlerin etkili tabla genişliklerinin kaynak (TS500, 1985) de belirtilen bağıntılara göre hesaplanmamış olmasından ileri gelmektedir.



SONUÇLAR

Çalışmanın bu ikinci kısmının amacı, betonarme narin kolonların ikinci merteye momentleride dikkate alınmak suretiyle projelendirilmesini yapmaktan ibaretti.

Madde 5.1 de narin kolonların davranışı üzerinde durulmakta, kolonlarda oluşabilecek bir ya da iki eğrilikler ve bunların hangi çerçevelerde ne tür yüklemeler altında oluşabileceği hususu incelenmektedir.

Madde 5.2 de narin kolonların hesap yöntemleri anlatılmakta ve bugünkü betonarme yönetmeliğimizde (TS 500-85) önerilen yaklaşık yöntem üzerinde durularak bu yöntemin elle hesap sırası verilmiştir. Yanal yerdeğiştirmenin önlenmiş ya da önlenmemiş olduğu her iki durumda dikkate alan ve bu hesap yöntemine tamamen uygun olan bir bilgisayar programı hazırlanmıştır.

Madde 5.3 de ise hazırlanan bilgisayar programı yardımıyla çözülen sayısal örneklerin sonuçları verilmiş ve bunlar teknik literatürdeki elle çözüm sonuçlarıyla karşılaştırılmak suretiyle programın doğruluğu en azından, bu örnek problem için, kanıtlanmıştır.

Hesap sırasından da görüleceği gibi, bu tür kolonların hesabı çok uzun sürmektedir. Her bir kolon için bu hesapları yapmak çok uzun zaman aldığından yorucu olmakta, buda hesaplarda hata yapma ihtimalini artırmaktadır.

Özetle, bu ikinci kısımda proje mühendislerine doğruluğu kanıtlanmış bir bilgisayar programı sunmak suretiyle daha sağlıklı proje yapmalarına yardımcı olunmaya çalışılmıştır.

KAYNAKLAR

1. Ayvaz, Y., Seminer notları (yayınlanmamış), KÜ İnşaat Müh. Bölümü, Trabzon, 1986.
2. Durmuş, A., Betonarme ders notları (yayınlanmamış), KÜ İnşaat Müh. Bölümü, Trabzon, 1985.
3. Ersoy, U., Betonarme-Temel İlkeler ve Taşıma Gücü Hesabı, Cilt 1, ODTÜ İnşaat Müh. Bölümü, Ankara, 1985.
4. Ersoy, U ve Atımtay, E., Betonarme-Temel ilkeler ve Hesap Yöntemleri, ODTÜ İnşaat Müh. Böl., Ankara, 1975.
5. Gündüz, A., Betonarme-Taşıma Gücü İlkesine Göre Hesap, İDMMA İnşaat Fakültesi, İstanbul, 1980.
6. TS500-85: Betonarme yapıların hesap ve yapım kuralları (TS500), Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 1985.
7. Betonarme yapıların taşıma gücü ilkesiyle hesap ve yapım kuralları, T.C. Bayındırlık Bakanlığı Yapı İşleri Genel Müdürlüğü, Ankara, 1978.

EKLER

BİRİNCİ VE İKİNCİ KISMA AİT
PROGRAM LİSTELERİ

EK 1

BİRİNCİ KISMA AİT PROGRAM LİSTESİ

T. C.
Yükseköğretim Kurulu
Dokümantasyon Merkezi

PROGRAM LISTESI

```

C *****
C *****
C ** BU PROGRAM BIR YAP'I ALT ISKELET MODELİ KRITİK YUKUNUN LINEER **
C ** OLMAYAN ELASTO PLASTİK HESAP YÖNTEMİ İLE GEOMETRİK VE BİRLİŞİM **
C ** KUSURLARININ VARLIĞINI DA DIKKATE ALMAK SURETİYLE HESABINI YAPAR. **
C ** TÜM YÜKLER AYNI ANDA ARTMAKTADIR. **
C ** İSARET KURALLARI: **
C ** MOMENTLERİN POZİTİF YÖNÜ ŞEKİL 1.1 DE VERİLMİŞTİR. **
C ** TRİGONOMETRİK YÖNDEKİ DÖNMELEER POZİTİFTİR. **
C ** NORMAL KUVVET; BASINÇTA DİŞ KUVVET İÇİN POZİTİF, İÇ KUVVET İÇİN **
C ** NEGATİFTİR. **
C ** BİRİMLER: TON VE CM OLARAK VERİLECEKTİR. **
C *****
C *****
DIMENSION RESUL(850),TBC1(900),TBA2(900),RESU34(900),DEL(850),
*FIBR(850),FP(850),MBA(850),YBA(850,5),MBC(850),YBC(850,5),
*MBO(850),MBOQ(850),P1(850),P2(850),X1(5),X2(5),AL(5)
COMMON I1,I2,I3,L1,L2,L3,EI1,EI2,EI3,P,MO,Q,PRIM1,PHIO,
*PRIM2,A1,A2,A3,V1,V2,V3,SE,E,L4,Z1,Z2,Z3,VO,CHI1,CHI2,V,RAC1(900)
COMMON LAMBDA
REAL I1,I2,I3,L1,L2,L3,L4,MO,MBO,NFIBO,MEMB1,MEMB2,NU,MBA,MBC,
*MBCM,MBO,MBOQ,MBOQ3,MBAQ4,MBCQ4,MBOQ4,N3,MBAM
REAL MP1,MP2,MP3,NP1,NP2,NP3,MT1,MT2,MT3A,MT3C,MT4A,MT4C,NOM1,
*NOM2,NOM3,NOM4,MBC1,MBO1,MBC1M,MBO1Q,MBA2,MBO2,MBA2M,MBO2Q,MBC3,
*MBA3,MBC3M,MBA3M,MBAO1,MBCO1,MBO1,MBAO2,MBCO2,MBO2,MBAO3,MBCO3
REAL M3DM,MBO3,MBO34Q
READ*,J,K
  DO 3 IJOB=1,J
  READ*,KODE,KODF,KODB,KOQDB,CF,CR,V
  READ*,(AL(IL),IL=1,5)
  READ*,I1,I2,I3
  READ*,L1,L2,L3,L4,XJ
  READ*,E,A1,A2
  READ*,SE,V1,V2
  READ*,P,MO,Q,A3,V3
  READ*,F1,W1,B1,H1,T1
  READ*,F2,W2,B2,H2,T2
  READ*,F3,W3,B3,H3,T3
  READ*,Z1,Z2,Z3,SI,CE
  WRITE(5,36)IJOB
  IF(KODF.EQ.4568)I3=CE*I3
36  FORMAT(42X,'ORNEK:',I3,/)
  WRITE(5,6)KODE,KODF,CF,CR,V,(AL(IL),IL=1,5),I1,I2,I3,L1,L2,
  *L3,L4,XJ,E,A1,A2,SE,V1,V2,P,MO,Q,A3,V3,F1,W1,B1,H1,T1,F2,W2,B2,
  *F2,T2,F3,W3,B3,H3,T3,Z1,Z2,Z3,SI,CE,KODB,KOQDB
  6  FORMAT(42X,'VERILER:',/,30X,'KODE=',I7,/,30X,
  *CF=',F12.4,/,30X,'CR=',F12.4,10X,'V=',F12.4,/,
  *30X,'AL DEGERLERI=',5F6.2,/,30X,'I1=',F12.4,10X,'I2=',F12.4,/,
  *30X,'I3=',F12.4,10X,'L1=',F12.4,/,30X,'L2=',F12.4,10X,'L3=',
  *F12.4,/,30X,'L4=',F12.4,10X,'XJ=',F12.4,/,30X,'E=',F12.4,11X,
  *A1=',F12.4,/,30X,'A2=',F12.4,10X,'SE=',F12.4,/,30X,'V1=',F12.4
  *10X,'V2=',F12.4,/,30X,'P=',F12.4,11X,'MO=',F12.4,/,30X,'Q=',
  *F12.4,11X,'A3=',F12.4,/,30X,'V3=',F12.4,10X,'F1=',F12.4,/,30X,
  *W1=',F12.4,10X,'B1=',F12.4,/,30X,'H1=',F12.4,10X,'T1=',F12.4,
  */,30X,'F2=',F12.4,10X,'W2=',F12.4,/,30X,'B2=',F12.4,10X,'H2=',
  *F12.4,/,30X,'T2=',F12.4,10X,'F3=',F12.4,/,30X,'W3=',F12.4,10X,
  *B3=',F12.4,/,30X,'H3=',F12.4,10X,'T3=',F12.4,/,30X,'Z1=',F12.4,
  *10X,'Z2=',F12.4,/,30X,'Z3=',F12.4,10X,'SI=',F12.4,/,30X,
  *CE=',F12.4,10X,'KODB=',I7,/,30X,'KOQDB=',I7)
  IF(KODB.EQ.3284)GOTO 1777
  GOTO 1778
1777 READ*,FCK,FCD,FYD,BB3
  READ*,HF,DUS,AS1,AS2,AS3
  PRINT*,FCK,FCD,FYD,BB3,HF,DUS,AS1,AS2,AS3
  I1=I1+2*14*AS1*((H1-2*DUS)/2.)*2)
  I2=I2+2*14*AS2*((H2-2*DUS)/2.)*2)
  A1=A1+2*14*AS1
  A2=A2+2*14*AS2
  PRINT*,ATALET MJM.,I1,I2,I3
1778 EI1=E*I1
  EI2=E*I2
  EI3=E*I3
  IF(F2.NE.0.)GOTO 600
  V=SI*0.001*(L1+L2)
600 VO=V*SIN(3.14159*L1/(L1+L2))
  PHIO=V*3.14159/(L1+L2)*COS(3.14159*L1/(L1+L2))
  RG1=SQRT(I1/A1)
  RG2=SQRT(I2/A2)
  ELANCE=L1/RG1+L2/RG2
  WRITE(5,500)ELANCE,PHIO,VO,CF,KODF,KODE,CE,EI1,EI2

```

```

500 FORMAT(/,5X,'G. VARINLIK=',F8.4,5X,'BASLANGIC DONMESI=',F8.4,5X,
*'BASLANGIC TELENMESI=',F8.4,5X,'CF=',F8.4,5X,'KODF=',I6,/,5X,
*'KODE=',I6,5X,'CE=',F8.4,/,10X,'EI1=',F20.3,10X,'EI2=',F20.3,/)
PL=0.
DO 10 LAMBDA=1,850
IF(LAMBDA.EQ.1)GOTO 30
PRIM1=MBO(LAMBDA-1)/(L3+L4)+(Q*L4/(L3+L4)-MO/(L3+L4)+P)*LAMBDA
GOTO 40
30 PRIM1=(Q*L4/(L3+L4)-MO/(L3+L4)+P)*LAMBDA
40 PRIM2=P*LAMBDA
P1(LAMBDA)=-PRIM1
P2(LAMBDA)=-PRIM2
RAC1(LAMBDA)=PRIM1*L1/(E*A1)
CHI1=PRIM1/EI1/(3.14159*3.14159/(L1+L2)**2-PRIM1/EI1)
CHI2=PRIM2/EI2/(3.14159*3.14159/(L1+L2)**2-PRIM2/EI2)
CALL FORMUL(RESU,FIB,ALP1,ALP2,G,H,N3,KODF,CF,CR,CE)
IF(RESUL(LAMBDA).LE.0.)GOTO 27
CALL DELR(ALP1,A-P2,FIBR,S1,S2,C1,C2,SIG1,SIG2,DEL,G,H,RESUL,
*FP,KODE,CF,KODF,CE,CR)
CALL MAXEL(DEL,A-P1,ALP2,SR1,SR2,XP,XDP,YP,YDP,MBA,MBC,MBAM,
*MBC4,M3D,MBDQ,AL,YBA,YBC,SR3B,SR3Q,N3,YPO,YDPO,RESUL,KODE,
*CF,KODF,XJ,CE,CR)
IF(KODB.EQ.3284)GOTO 1888
IF(W1.EQ.0.)GOTO 70
MP1=2*SE*(B1*F1*(H1/2-F1/2)+(H1/2-F1)*W1*(H1/2-F1)/2)
GOTO 71
70 MP1=SE*V1*Z1
71 NP1=SE*A1
PCR13A=3.14159*3.14159*EI1/((L1-ABS(XP))*(L1-ABS(XP)))
IF(W2.EQ.0.)GOTO 72
MP2=2*SE*(B2*F2*(H2/2-F2/2)+(H2/2-F2)*W2*(H2/2-F2)/2)
GOTO 73
72 MP2=SE*V2*Z2
73 NP2=SE*A2
PCR23C=3.14159*3.14159*EI2/((L2-XDP)*(L2-XDP))
IF(W3.EQ.0.)GOTO 74
MP3=2*SE*(B3*F3*(H3/2-F3/2)+(H3/2-F3)*W3*(H3/2-F3)/2)
GOTO 28
74 MP3=SE*V3*Z3
GOTO 28
1888 AK1=0.85*10.00*(FCK*100-25.)
IF(AK1.GT.0.85)AK1=0.85
AK2=AK1/2.
AX1=AS1*100*FYD*100
DO 1230 AIKS1=1.,500.,0.005
AY1=0.85*FCD*100*AK1*B1*10*AIKS1+AS1*100*600.*(1.-DUS*10/AIKS1)
IF((ABS(AY1-AX1)).LE.100.0)GOTO 1250
1230 CONTINUE
1250 SIGMA1=600.*(1.-DUS*10/AIKS1)
MP1=0.85*AK1*FCJ*100*B1*10*AIKS1*(H1*10-AK2*AIKS1)+
*AS1*100*SIGMA1*(H1*10-DUS*10)
NP1=0.85*FCD*100*B1*10*H1*10+AS1*100*2*FYD*100
PCR13A=3.14159*3.14159*EI1/((L1-ABS(XP))*(L1-ABS(XP)))
AX2=AS2*100*FYD*100
DO 1240 AIKS2=1.,500.,0.005
AY2=0.85*FCD*100*AK1*B2*10*AIKS2+AS2*100*600.*(1.-DUS*10/AIKS2)
IF((ABS(AY2-AX2)).LE.100.0)GOTO 1260
1240 CONTINUE
1260 SIGMA2=600.*(1.-DUS*10/AIKS2)
MP2=0.85*AK1*FCJ*100*B2*10*AIKS2*(H2*10-AK2*AIKS2)+
*AS2*100*SIGMA2*(H2*10-DUS*10)
NP2=0.85*FCD*100*B2*10*H2*10+2*AS2*100*FYD*100
PCR23C=3.14159*3.14159*EI2/((L2-XDP)*(L2-XDP))
ROCE=0.122*SQRT(FCJ*100)/(FYD*100)
ROMIN=1.2/(FYD*100)
IF(KODB0.EQ.4240)GOTO 1280
AMR3=0.85*FCD*100*HF*10*BB3*10*(H3*10-HF*10/2.)
AMR3=AMR3/100000.0
IF(MBDQ(LAMBDA).E.AMR3)GOTO 1280
ASF=0.85*(BB3*10-B3*10)*HF*10*FCD*100/(FYD*100)
ROBET1=(0.85*FCD*100)/(FYD*100)
ROBET2=(AK1*0.003*2.E+05/(0.003*2.E+05+FYD*100)+
*(BB3*10/(B3*10)-1.)*(HF*10/(H3*10)))
ROBET=ROBET1*ROBET2
IF(AS3.GE.ROBET*33*H3)GOTO 1290
IF(AS3.LE.ROCE*B3*H3)GOTO 1300
IF(AS3.LT.ROMIN*33*H3)GOTO 1310
1290 AS3=(ROBET*B3*H3+ROMIN*B3*H3)/2.
GOTO 1320
1300 AS3=(ROBET*B3*H3+ROCE*B3*H3)/2.
IF(AS3.LT.ROMIN*33*H3)GOTO 1310
GOTO 1320

```

```

1310 AS3=ROMIN*B3*H3
1320 ASW=AS3*100*ASF
IF(ASW.LT.0.)ASW=0.
AAA=ASW*FYD*100/10*.85*FCD*100*B3*10)
MP3=ASF*FYD*100*(H3*103*0.5*HF*10)+ASW*FYD*100*(H3*103*0.5*AAA)
GOTO 1398
1280 ROBED=0.85*AK1*(FCD*100/(FYD*100))*(600./(600.+FYD*100))
IF(AS3.GE.ROBED*33*H3)GOTO 1340
IF(AS3.LE.ROCE*33*H3)GOTO 1350
IF(AS3.LT.ROMIN*33*H3)GOTO 1360
1340 AS3=(ROBED*B3*H3+ROMIN*33*H3)/2.
GOTO 1370
1350 AS3=(ROBED*B3*H3+ROCE*B3*H3)/2.
IF(AS3.LT.ROMIN*33*H3)GOTO 1360
GOTO 1370
1360 AS3=ROMIN*33*H3
1370 MP3=AS3*100*FYD*100*(H3*103*AS3*100*FYD*100/(2*0.85*FYD*100*B3*10))
1398 MP1=MP1/100000.0
NP1=NP1/10000.0
MP2=MP2/100000.0
NP2=NP2/10000.0
MP3=MP3/100000.0
28 IF(PRIM1-NP1)75,77,77
76 IF(PRIM1/NP1.LE.F1)MT1=MP1
IF(PRIM1/NP1.GT.F1)MT1=MP1*(1-PRIM1/NP1)/(1-T1)
GOTO 80
77 MT1=0.
80 IF(PRIM2-NP2)78,79,79
78 IF(PRIM2/NP2.LE.F2)MT2=MP2
IF(PRIM2/NP2.GT.F2)MT2=MP2*(1-PRIM2/NP2)/(1-T2)
GOTO 81
79 MT2=0.
81 IF(ABS(MBAM).GE.MT1)GOTO 100
IF(ABS(MBCM).GE.MT2)GOTO 200
IF(ABS(MBDQ(LAMBDA)).GE.MP3)GOTO 300
IF(ABS(MBD(LAMBDA)).GE.MP3)GOTO 400
10 CONTINUE
LAM EL=LAMBDA
LAMDGR=MAX(1,LAM EL5)
WRITE(5,2)(RESUL(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,50)
50 FORMAT(//,20X,'BJ YUK ICIN YAPIDA STABILITE YA DA MEKANIZMA YIKILM
*ASI OLUSMAZ.',/)
WRITE(5,9)LAMBDA
GOTO 12
27 LAM EL=LAMBDA
LAMDGR=MAX(1,LAM EL5)
IF(KJDE.NE.2502)GOTO 52
WRITE(5,160)
WRITE(6,161)
DO 53 LAMBDA=1,LAM EL,5
53 WRITE(5,143)LAMBDA,MBA(LAMBDA),MBC(LAMBDA),MBD(LAMBDA),
*MBDQ(LAMBDA),P1(LAMBDA),DEL(LAMBDA),FIBR(LAMBDA)
52 WRITE(6,2)(RESUL(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
2 FORMAT(//,3X,'SON ALTI YUKLEME ICIN ELASTIK RIJITLIK DEGERLERININ
*CIZELGESI.',///,5(5X,E16.4),/)
WRITE(5,29)
29 FORMAT(///,20X,'STABILITE YIKILMASI',/)
WRITE(5,15)
15 FORMAT(5X,'YIKILMADAN ONCEKI YUK ETKILERI.',/)
WRITE(5,9)LAM EL
9 FORMAT(//,5X,'YUK KATSAYISI=',I4,/)
WRITE(5,14)(MBA(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL1)
14 FORMAT(1X,'MBA=',6(E16.4,5X))
WRITE(5,90)(MBC(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL1)
90 FORMAT(1X,'MBC=',6(E16.4,5X))
WRITE(5,91)(DEL(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL1)
91 FORMAT(1X,'DEL=',6(E16.4,5X))
WRITE(5,92)(FIBR(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL1)
92 FORMAT(1X,'DNM=',6(E16.4,5X),/)
WRITE(5,501)
DO 33 IL=1,5
33 WRITE(5,93)(YBA(LAMB,IL),LAMB=LAMDGR,LAM EL1)
93 FORMAT(1X,'YBA=',5(E16.4,5X))
WRITE(5,501)
501 FORMAT(/)
DO 34 IL=1,5
34 WRITE(5,94)(YBC(LAMB,IL),LAMB=LAMDGR,LAM EL1)
94 FORMAT(1X,'YBC=',6(E16.4,5X))
WRITE(5,95)(MBD(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL1)
95 FORMAT(1X,'MBD=',5(E16.4,5X))
WRITE(5,96)(MBDQ(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL1)

```

```

96 FORMAT(/,1X,'MBOQ=',6(E16.4,5X))
WRITE(6,97)(P1(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL=1)
97 FORMAT(/,1X,'NAB=',6(E16.4,5X))
WRITE(6,98)(P2(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL=1)
98 FORMAT(/,1X,'NBC=',6(E16.4,5X))
WRITE(6,99)(RAC1(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL=1)
99 FORMAT(/,1X,'KIS=',6(E16.4,5X),///)
WRITE(6,502)
502 FORMAT(///)
WRITE(6,13)XP,XDP,SR1,SR2,MBAM,MBCM,ALP1,ALP2,SR3B,SR3Q
13 FORMAT(5X,'AB CUBUGUNDA EN FAZLA ZORLANAN KESITIN YERI XP=',F7.2,
*//,5X,'BC CUBUGUNDA EN FAZLA ZORLANAN KESITIN YERI XDP=',F7.2,///,
*5X,'EN FAZLA ZORLANAN KESITTEKI GERILME (XP DE)=',F15.3,///,5X,
*'EN FAZLA ZORLANAN KESITTEKI GERILME (XDP DE)=',F15.3,///,5X,'MBAM=
*',F8.2,5X,'MBCM=',F8.2,5X,'ALP1=',F8.4,5X,'ALP2=',F8.4,///,5X,
*'KIRISTE:',///,5X,'DUGUM NOKTASINA BIRLESEN UCTAKI GERILME (SR3B)=
*',F6.3,///,5X,'ACIKLIKTAKI YUKUN ALTINDAKI GERILME (SR3Q)=',F6.3,
*//)
GOTO 12
100 LAM EL=LAMBDA
LAMDGR=MAXO(1,LAM EL=5)
DELEL1=DEL(LAM EL)
IF(ABS(MBCM).GE.MT2)GOTO 128
IF(ABS(MBOQ(LAMBDA)).GE.MP3)GOTO 129
IF(ABS(MBD(LAMBDA)).GE.MP3)GOTO 126
IF(PL.NE.0.)GOTO 146
IF(KJDE.NE.2602)GOTO 141
WRITE(6,160)
160 FORMAT(/,3X,'YUK.EMEYE BAGLI IC KUVVETLER VE YERDEGISTIRMELERIN CI
*ZELGESI',///)
WRITE(6,161)
161 FORMAT(12X,'MBA',12X,'MBC',12X,'MBO',12X,'MBOQ',11X,'NAB',12X,
*'OTELE',10X,'DON',12X,'FDPLR',///)
DJ 142 LAMBDA=1,LAM EL,5
142 WRITE(6,143)LAMBDA,MBA(LAMBDA),MBC(LAMBDA),MBO(LAMBDA),
*MBOQ(LAMBDA),P1(LAMBDA),DEL(LAMBDA),FIBR(LAMBDA)
143 FORMAT(14,7(3X,EL2.4))
141 WRITE(6,2)(RESUL(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(6,101)
101 FORMAT(//,2X,'AB ELEMANINDA ILK PLASTIK MAFSALIN OLUSUMU',///)
WRITE(6,9)LAM EL
WRITE(6,14)(MBA(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(6,90)(MBC(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(6,91)(DEL(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(6,92)(FIBR(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
DJ 133 IL=1,5
133 WRITE(6,93)(YBA(LAMB,IL),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(6,501)
DJ 134 IL=1,5
134 WRITE(6,94)(YBC(LAMB,IL),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(6,95)(MBO(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(6,96)(MBOQ(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(6,97)(P1(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(6,98)(P2(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(6,99)(RAC1(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(6,13)XP,XDP,SR1,SR2,MBAM,MBCM,ALP1,ALP2,SR3B,SR3Q
146 DJ 102 LAMBDA=LAM EL,K
IF(LAMBDA.EQ.LAM EL)GOTO 135
PRIM1=MBO1/(L3+L4)+(Q*L4/(L3+L4)-MO/(L3+L4)+P)*LAMBDA
GOTO 136
135 PRIM1=MBO(LAM EL)/(L3+L4)+(Q*L4/(L3+L4)-MO/(L3+L4)+P)*LAMBDA
136 PRIM2=P*LAMBDA
CH1=PRIM1/EI1/(3.14159*3.14159/(L1+L2))*2*PRIM1/EI1
CH2=PRIM2/EI2/(3.14159*3.14159/(L1+L2))*2*PRIM2/EI2
RAC1(LAMBDA)=PRIM1*L1/(E*A1)
PP1=PRIM1
PP2=PRIM2
IF(PRIM1/NP1)176,177,177
176 IF(PRIM1/NP1.LE.F1)MT1=MP1
IF(PRIM1/NP1.GT.F1)MT1=MP1*(1-PRIM1/NP1)/(1-T1)
GOTO 180
177 MT1=0.
180 IF(PRIM2/NP2)178,179,179
178 IF(PRIM2/NP2.LE.F2)MT2=MP2
IF(PRIM2/NP2.GT.F2)MT2=MP2*(1-PRIM2/NP2)/(1-T2)
GOTO 181
179 MT2=0.
181 CALL STAB1(TBC1,=IB15,MT1,ALP2,DELT2,LAM EL,YPO,MBAM,MBA01,MBO01,
*JPI,H,DELEL1,DEL(P1,XP,KJDF,CR,CE)
IF(TBC1(LAMBDA).E.0.)GOTO 104
CALL PLAST1(DELT1,MT1,FIBR,MBO01,MBA01,YPO,JPI,MBC1,MBO1,MBCM,
*MBO1Q,X1BC,XP,H)

```



```

IF(DELTP1*DELELI.LT.0.)GOTO 190
IF((DELTP1*DELELI)*DELELI.LT.0.)GOTO 190
IF(ABS(MBC1M).GE.MT2)GOTO 106
IF(ABS(MBD1).GE.MP3)GOTO 107
IF(ABS(MBD1Q).GE.MP3)GOTO 107
IF(PRIM1.GE.PCR13A)GOTO 111
102 CONTINUE
WRITE(5,108)(TBC1(LAMB),LAMB=LAM EL,LAMBDA)
108 FORMAT(6(5X,E15.4),/)
WRITE(5,109)
109 FORMAT(//,2X,*YENI BIR PLASTIK MAFSAL OLUSMAMISTIR*,/)
WRITE(5,112)MBAJ1,FIB1S,DELTP1,MBC1,MBC1M,MBD1,MBD1Q,X18C
WRITE(5,115)MP3,4P2,4P2,PCR13A,PP1,PP2,FIBIR
GOTO 12
190 WRITE(5,191)
191 FORMAT(2X,*PLASTIKLESMIS KESITIN ELASTIK BOLGEYE DONUSU*,/)
PL=1.
DO 192 LAMBDA=LAM EL+1,K
IF(LAMBDA.EQ.LAM EL+1)GOTO 193
PRIM1=MBD(LAMBDA-1)/(L3+L4)+(Q*L4/(L3+L4)-MO/(L3+L4)+P)*LAMBDA
GOTO 194
193 PRIM1=MBD(LAM EL)/(L3+L4)+(Q*L4/(L3+L4)-MO/(L3+L4)+P)*LAMBDA
194 PRIM2=P*LAMBDA
P1(LAMBDA)=-PRIM1
P2(LAMBDA)=-PRIM2
RAC1(LAMBDA)=PRIM1*L1/(E*A1)
CHI1=PRIM1/EI1/(3.14159*3.14159/(L1+L2)*2-PRIM1/EI1)
CHI2=PRIM2/EI2/(3.14159*3.14159/(L1+L2)*2-PRIM2/EI2)
CALL FORMJL(RESU,FIB,ALP1,ALP2,G,H,N3,KODF,CF,CR,CE)
IF(RESJL(LAMBDA).LE.0.)GOTO 27
CALL DELR(ALP1,A,P2,FIBR,S1,S2,C1,C2,SIG1,SIG2,DEL,G,H,
*RESU,FP,KOJE,CF,KODF,CE,CR)
CALL MAXEL(DEL,A,P1,ALP2,SR1,SR2,XP,XDP,YP,YDP,MBA,MBC,MBAM,
*MBCM,MBD,MBDQ,AL,YBA,YBC,SR3B,SR3Q,N3,YPO,YDPO,RESJL,KODE,
*CF,KODF,XJ,CE,CR)
IF(PRIM1/NP1)575,577,577
576 IF(PRIM1/NP1.LE.T1)MT1=MP1
IF(PRIM1/NP1.GT.T1)MT1=MP1*(1-PRIM1/NP1)/(1-T1)
GOTO 580
577 MT1=0.
580 IF(PRIM2/NP2)578,579,579
578 IF(PRIM2/NP2.LE.T2)MT2=MP2
IF(PRIM2/NP2.GT.T2)MT2=MP2*(1-PRIM2/NP2)/(1-T2)
GOTO 581
579 MT2=0.
581 IF(ABS(MBAM).GE.MT1)GOTO 100
IF(ABS(MBCM).GE.MT2)GOTO 200
IF(ABS(MBDQ(LAMBDA)).GE.MP3)GOTO 300
IF(ABS(MBD(LAMBDA)).GE.MP3)GOTO 400
192 CONTINUE
LAM EL=LAMBDA
LAMDGR=MAXO(1,LAM EL,5)
WRITE(5,2)(RESU(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,50)
WRITE(5,9)LAMBDA
GOTO 12
128 IF(KOJE.NE.2602)GOTO 118
WRITE(5,160)
WRITE(5,161)
DO 152 LAMBDA=1,LAM EL,5
152 WRITE(6,143)LAMBDA,MBA(LAMBDA),MBC(LAMBDA),MBD(LAMBDA),
*MBDQ(LAMBDA),P1(LAMBDA),DEL(LAMBDA),FIBR(LAMBDA)
118 WRITE(5,2)(RESU(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,119)
119 FORMAT(//,2X,*AB VE 3C ELEMENLARINDA ILK IKI PLASTIK MAFSALIN OLUS
*UMU*,/)
GOTO 124
126 WRITE(5,130)
130 FORMAT(//,2X,*AB ELEMENINDA VE BD ELEMENININ B UCUNDA ILK IKI PLAS
*TIK MAFSALIN OLUSUMU*,/)
GOTO 124
129 WRITE(5,125)
125 FORMAT(//,2X,*AB ELEMENINDA VE BD ELEMENINDA Q NUN ALTINDA ILK IKI
* PLASTIK MAFSALIN OLUSUMU*,/)
GOTO 124
131 WRITE(5,122)
122 FORMAT(//,2X,*BC ELEMENINDA VE BD ELEMENINDA Q NUN ALTINDA ILK IKI
* PLASTIK MAFSALIN OLUSUMU*,/)
GOTO 124
127 WRITE(5,132)
132 FORMAT(//,2X,*BC ELEMENINDA VE BD ELEMENININ B UCUNDA ILK IKI PLAS
*TIK MAFSALIN OLUSUMU*,/)

```

```

GOTO 124
144 WRITE(5,145)
145 FORMAT(//,2X,'BD ELEMENİNİN B UCUNDA VE Q NUN ALTINDA ILK İKİ PLAS
*TIK MA=SALIN ÖLÜSÜMÜ',//)
124 WRITE(5,9) LAM EL
WRITE(5,117)
PRINT*,MP1=*,MP1,*,NP1=*,NP1,*,MP2=*,MP2,*,NP2=*,NP2,*,MP3=*,MP3
117 FORMAT(/,20X,'YAPIDA MEKANİZMA YIKILMASI ÖLÜSTÜ',//)
WRITE(5,14) (MBA(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,90) (MBC(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,91) (DEL(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,92) (FIBR(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
DJ 833 IL=1,5
833 WRITE(5,93) (YBA(LAMB,IL),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,501)
DJ 834 IL=1,5
834 WRITE(5,94) (YBC(LAMB,IL),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,95) (MBO(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,96) (MBOJ(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,97) (P1(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,98) (P2(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,99) (RAC1(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,13) XP,XDP,SRI,SR2,MBAM,MBCM,ALP1,ALP2,SR3B,SR3Q
GOTO 12
104 WRITE(5,108) (TBC1(LAMB),LAMB=LAM EL,LAMBDA)
WRITE(5,110)
110 FORMAT(//,2X,'BC ELEMENİNDE STABİLİTE YIKILMASI')
WRITE(5,117)
WRITE(5,510) LAMBDA
510 FORMAT(2X,'YIKILMA ANINDAKİ YÜK KATSAYISI (LAMBDA)',5X,I5,//)
IF(LAMBDA.EQ.LAM EL) GOTO 121
WRITE(5,112) MBA01,FIB1S,MT1,DELTP1,MBC1,MBC1M,MBD1,MBD1Q,X1BC
112 FORMAT(5X,'MBA01=',F8.2,5X,'FIU11=',F8.4,5X,'MT1=',F8.2,5X,
*DELTA11=',F8.4,5X,'MBC1=',F8.2,5X,5X,'MBC1M=',F8.2,5X,
*MBD1=',F8.2,5X,'MBD1Q=',F8.2,5X,'X1BC(XDP)=',F8.4,5X,//)
WRITE(5,115) MP3,MP2,NP2,PCR1BA,PP1,PP2,FIB1R
115 FORMAT(/,5X,'MP3=',F8.2,5X,'MP2=',F8.2,5X,'NP2=',F8.2,5X,
*PCR1BA=',F8.2,3X,'(EJLER)',//,5X,'NORMAL KUVVETLER NAB=',
*F9.2,3X,'VE NBC=',F9.2,5X,'F11=',F8.4)
GOTO 12
121 WRITE(5,120)
120 FORMAT(2X,'YIKILMA ANINDAKİ YÜK ETKİSİ DEĞERLERİ İLK PLASTİK MAFS
*ALIN ÖLÜSTÜĞÜ ANINDAKİ DEĞERLERE ESİTTİR',//)
GOTO 12
111 WRITE(5,108) (TBC1(LAMB),LAMB=LAM EL,LAMBDA)
WRITE(5,113)
113 FORMAT(//,2X,'AB ELEMENİNDE STABİLİTE YIKILMASI',5(1H*),
*(EJLER)',//)
WRITE(5,117)
WRITE(5,510) LAMBDA
WRITE(5,112) MBA01,FIB1S,MT1,DELTP1,MBC1,MBC1M,MBD1,MBD1Q,X1BC
WRITE(5,115) MP3,MP2,NP2,PCR1BA,PP1,PP2,FIB1R
GOTO 12
106 WRITE(5,108) (TBC1(LAMB),LAMB=LAM EL,LAMBDA)
WRITE(5,114)
114 FORMAT(//,2X,'BC ELEMENİNDE İKİNCİ PLASTİK MAFSALIN ÖLÜSÜMÜ',//)
WRITE(5,117)
WRITE(5,510) LAMBDA
WRITE(5,112) MBA01,FIB1S,MT1,DELTP1,MBC1,MBC1M,MBD1,MBD1Q,X1BC
WRITE(5,115) MP3,MP2,NP2,PCR1BA,PP1,PP2,FIB1R
GOTO 12
107 WRITE(5,108) (TBC1(LAMB),LAMB=LAM EL,LAMBDA)
WRITE(5,115)
116 FORMAT(//,2X,'BD ELEMENİNDE İKİNCİ PLASTİK MAFSALIN ÖLÜSÜMÜ',//)
WRITE(5,117)
WRITE(5,510) LAMBDA
WRITE(5,112) MBA01,FIB1S,MT1,DELTP1,MBC1,MBC1M,MBD1,MBD1Q,X1BC
WRITE(5,115) MP3,MP2,NP2,PCR1BA,PP1,PP2,FIB1R
GOTO 12
200 LAM EL=LAMBDA
LAMDGR=MAX(1,LAM EL-5)
IF(ABS(MBDJ(LAMBDA))).GE.MP3) GOTO 131
IF(ABS(MBD(LAMBDA))).GE.MP3) GOTO 127
IF(PL.NE.0) GOTO 147
DELEL2=DEL(LAM EL)
IF(KJE.NE.2602) GOTO 218
WRITE(5,160)
WRITE(5,161)
DJ 252 LAMBDA=L,LAM EL,5
252 WRITE(5,143) LAMBDA,MBA(LAMBDA),MBC(LAMBDA),MBO(LAMBDA),
*MBOJ(LAMBDA),P1(LAMBDA),DEL(LAMBDA),FIBR(LAMBDA)
218 WRITE(5,2) (RESUL(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)

```

```

WRITE(5,201)
201 FORMAT(/,2X,'BC ELEMANINDA ILK PLASTIK MAFSALIN OLUSUMU',/)
WRITE(5,9) LAM EL
WRITE(5,14) (MBA(-LAMB), LAMB=LAMDGR, LAM EL)
WRITE(5,90) (MBC(-LAMB), LAMB=LAMDGR, LAM EL)
WRITE(5,91) (DEL(-LAMB), LAMB=LAMDGR, LAM EL)
WRITE(5,92) (FIBR(LAMB), LAMB=LAMDGR, LAM EL)
  DJ 233 IL=1,5
233 WRITE(5,93) (YBA(-LAMB,IL), LAMB=LAMDGR, LAM EL)
  WRITE(5,501)
  DJ 234 IL=1,5
234 WRITE(5,94) (YBC(-LAMB,IL), LAMB=LAMDGR, LAM EL)
WRITE(5,95) (MBO(-LAMB), LAMB=LAMDGR, LAM EL)
WRITE(5,96) (MBOQ(LAMB), LAMB=LAMDGR, LAM EL)
WRITE(5,97) (P1(LAMB), LAMB=LAMDGR, LAM EL)
WRITE(5,98) (P2(LAMB), LAMB=LAMDGR, LAM EL)
WRITE(5,99) (RAC(LAMB), LAMB=LAMDGR, LAM EL)
WRITE(5,13) XP, XQ, SR1, SR2, MBAM, MBCM, ALP1, ALP2, SR3B, SR3Q
147 DJ 202 LAMBDA=-AM EL, K
IF(LAMBDA.EQ.LAM EL) GOTO 235
PRIM1=MBO2/(L3+L4)+(2*L4/(L3+L4))*MO/(L3+L4)+P)*LAMBDA
GOTO 235
235 PRIM1=MBO(LAM EL)/(L3+L4)+(Q*L4/(L3+L4))*MO/(L3+L4)+P)*LAMBDA
236 PRIM2=P*LAMBDA
RAC1(LAMBDA)=PRIM1*L1/(E*A1)
CH1=PRIM1/EI1/(3.14159*3.14159/(L1+L2))*2*PRIM1/EI1
CH2=PRIM2/EI2/(3.14159*3.14159/(L1+L2))*2*PRIM2/EI2
PPI=PRIM1
PP2=PRIM2
IF(PRI1/NP1) 276, 277, 277
276 IF(PRI1/NP1.LE.F1) MT1=MP1
IF(PRI1/NP1.GT.F1) MT1=MP1*(1-PRIM1/NP1)/(1-T1)
GOTO 280
277 MT1=0
280 IF(PRI2/NP2) 278, 279, 279
278 IF(PRI2/NP2.LE.F2) MT2=MP2
IF(PRI2/NP2.GT.F2) MT2=MP2*(1-PRIM2/NP2)/(1-T2)
GOTO 281
279 MT2=0
281 CALL STAB2(TBA2, FIB2S, MT2, ALP1, DELT1, LAM EL, YDPO, MBCM, MBCO2, MBO2,
*DP2, DELEL2, DELTP2, XOP, KQDF, CR, CE)
IF(TBA2(LAMBDA).LE.0) GOTO 204
CALL PLAST2(DELTP2, MT2, FIB2R, MBO2, MBCO2, YDPO, DP2, MBA2, MBA2M,
*MBO2, MBO2Q, X2AB, KDP, G)
IF(DELTP2*DELEL2.LT.0) GOTO 190
IF((DELTP2*DELEL2)*DELEL2.LT.0) GOTO 190
205 IF(ABS(MBA2M).GE.MT1) GOTO 206
IF(ABS(MBO2Q).GE.MP3) GOTO 207
IF(ABS(MBO2Q).GE.MP3) GOTO 207
IF(PRI2.GE.PCR2BC) GOTO 211
202 CONTINUE
WRITE(5,108) (TBA2(LAMB), LAMB=LAM EL, LAMBDA)
WRITE(5,109)
WRITE(5,210) MBCO2, FIB2S, MT2, DELTP2, MBA2, MBA2M, MBO2, MBO2Q, X2AB
WRITE(5,212) MP3, AP1, NP1, PCR2BC, PPI, PP2, FIB2R
GOTO 12
204 WRITE(5,108) (TBA2(LAMB), LAMB=LAM EL, LAMBDA)
WRITE(5,209)
209 FORMAT(/,20X,'A3 ELEMANINDA STABILITE YIKILMASI')
WRITE(5,117)
WRITE(5,510) LAMBDA
IF(LAMBDA.EQ.LAM EL) GOTO 220
WRITE(5,210) MBCO2, FIB2S, MT2, DELTP2, MBA2, MBA2M, MBO2, MBO2Q, X2AB
210 FORMAT(5X,'MBCO2=',F8.2,5X,'FIB2S=',F8.4,5X,'FIUI2=',F8.4,5X,'MT2=',F8.2,5X,
*DELTAI2=',F8.4,5X,'MBA2=',F8.2,5X,'MBA2M=',F8.2,5X,'MBO2=',
*F8.2,5X,'MBO2Q=',F8.2,5X,'X2AB(XP)=',F8.4,5X,/)
WRITE(5,212) MP3, AP1, NP1, PCR2BC, PPI, PP2, FIB2R
212 FORMAT(5X,'MP3=',F8.2,5X,'MP1=',F8.2,5X,'NP1=',F8.2,5X,
*PCR2BC=',F8.2,5X,'(EULER)',F8.2,5X,'NORMAL KUVVETLER NAB=',
*F9.2,5X,'VE NBC=',F9.2,5X,'FI12=',F8.4)
GOTO 12
220 WRITE(5,120)
GOTO 12
211 WRITE(5,108) (TBA2(LAMB), LAMB=LAM EL, LAMBDA)
WRITE(5,213)
213 FORMAT(/,20X,'B3 ELEMANINDA STABILITE YIKILMASI',5(1H*),
*(EJLER)')
WRITE(5,117)
WRITE(5,510) LAMBDA
WRITE(5,210) MBCO2, FIB2S, MT2, DELTP2, MBA2, MBA2M, MBO2, MBO2Q, X2AB
WRITE(5,212) MP3, AP1, NP1, PCR2BC, PPI, PP2, FIB2R
GOTO 12

```

```

206 WRITE(5,108)(TBA2(LAMB),LAMB=LAM EL,LAMBDA)
WRITE(5,214)
214 FORMAT(/,2X,'A8 ELEMANINDA IKINCI PLASTIK MAFSALIN OLUSUMU')
WRITE(5,117)
WRITE(5,510)LAMBDA
WRITE(5,210)MBCO2,FIB2S,MT2,DELTP2,MBA2,MBA2M,MBD2,MBD2Q,X2AB
WRITE(5,212)MP3,4P1,NP1,PCR2BC,PP1,PP2,FIB2R
GOTO 12
207 WRITE(5,108)(TBA2(LAMB),LAMB=LAM EL,LAMBDA)
WRITE(5,116)
WRITE(5,117)
WRITE(5,510)LAMBDA
WRITE(5,210)MBCO2,FIB2S,MT2,DELTP2,MBA2,MBA2M,MBD2,MBD2Q,X2AB
WRITE(5,212)MP3,4P1,NP1,PCR2BC,PP1,PP2,FIB2R
GOTO 12
300 LAM EL=LAMBDA
LAMDGR=MAX(1,LAM EL,5)
IF(ABS(MBD(LAMBDA)).GE.MP3)GOTO 144
DEL3=DEL(LAM EL)
MBDM=430(LAM EL)
IF(KODE.NE.2602)GOTO 318
WRITE(5,160)
WRITE(5,161)
DJ 332 LAMBDA=1,LAM EL,5
352 WRITE(5,143)LAMBDA,MBA(LAMBDA),MBC(LAMBDA),MBD(LAMBDA),
*MBDQ(LAMBDA),P1(LAMBDA),DEL(LAMBDA),FIBR(LAMBDA)
318 WRITE(5,2)(RESUL(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,301)
301 FORMAT(/,2X,'30 ELEMANINDA 2 NUN ALTINDA ILK PLASTIK MAFSALIN OLU
*SUMJ',/)
WRITE(5,9)LAM EL
WRITE(5,14)(MBA(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,90)(MBC(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,91)(DEL(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,92)(FIBR(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
DJ 333 IL=1,5
333 WRITE(5,93)(YBA(LAMB,IL),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,501)
DJ 334 IL=1,5
334 WRITE(5,94)(YBC(LAMB,IL),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,95)(MBO(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,95)(MBOQ(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,97)(P1(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,98)(P2(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,99)(RACL(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,13)XP,XD,SR1,SR2,MBA,MBCM,ALP1,ALP2,SR3B,SR3Q
DJ 302 LAMBDA=LAM EL,K
PRIM1=(Q+P*MO/L4)*LAMBDA*MP3/L3
PRIM2=P*LAMBDA
CH1=PRIM1/EI1/(3.14159*3.14159/(L1+L2)**2-PRIM1/EI1)
CH2=PRIM2/EI2/(3.14159*3.14159/(L1+L2)**2-PRIM2/EI2)
RACL(LAMBDA)=PRIM1*L1/(E*A1)
P1=PRIM1
P2=PRIM2
IF(PRIM2/NP2.LE.T2)MT3C=MP2
IF(PRIM2/NP2.GT.T2)MT3C=MP2*(1-PRIM2/NP2)/(1-T2)
IF(PRIM2/NP2.GE.L)MT3C=0
IF(PRIM1/NP1.LE.T1)MT3A=MP1
IF(PRIM1/NP1.GT.T1)MT3A=MP1*(1-PRIM1/NP1)/(1-T1)
IF(PRIM1/NP1.GE.L)MT3A=0
CALL STAB34(DP34,RESU34,G,H,ALP1,ALP2,MP3,MBDM,SR3B,SR3Q)
IF(RESJ34(LAMBDA).LE.O)GOTO 304
CALL PLAS34(MBA3,MBA3M,DP34,G,H,MBC3,MBC3M,MBD3,MP3,MBDM,DEL34,
*FIB34,MBDQ3,SR3B,SR3Q,MBD34Q)
305 IF(ABS(MBD3).GE.MP3)GOTO 306
IF(ABS(MBA3M).GE.MT3A)GOTO 307
IF(ABS(MBC3M).GE.MT3C)GOTO 308
302 CONTINUE
WRITE(5,108)(RESJ34(LAMB),LAMB=LAM EL,LAMBDA)
WRITE(5,109)
GOTO 12
304 WRITE(5,108)(RESJ34(LAMB),LAMB=LAM EL,LAMBDA)
WRITE(5,309)
309 FORMAT(/,20X,'A3C ELEMANINDA STABILITE YIKILMASI')
WRITE(5,117)
WRITE(5,510)LAMBDA
IF(LAMBDA.EQ.LAM EL)GOTO 320
WRITE(5,310)MP3,DEL34,MBC3,MBC3M,MBA3,MBA3M
310 FORMAT(5X,'MP3=',F8.2,5X,'DELTAI3=',F8.4,5X,'MBC3=',F8.2,5X,
*MBC3M=',F8.2,5X,'MBA3=',F8.2,/,5X,'MBA3M=',F8.2,/)
WRITE(5,311)MBO3,4P2,NP2,MP1,NP1,MT3C,MT3A,PP1,PP2,FIB34
311 FORMAT(5X,'MBO3=',F8.2,5X,'MP2=',F8.2,5X,'NP2=',F8.2,5X,

```

```

*MP1=,F8.2,5X,*NP1=,F8.2,/,5X,*MT3C=,F8.2,5X,*MT3A=,F8.2,5X,
*NORMAL KUVVETLER NAB=,F9.2,3X,*VE NBC=,F9.2,5X,
*FII3=,F8.4)
GOTO 12
320 WRITE(5,120)
GOTO 12
306 WRITE(5,108)(RESJ34(LAMB),LAMB=LAM EL,LAMBDA)
WRITE(5,312)
312 FORMAT(/,20X,'B) ELEMENININ B UCUNDA IKINCI PLASTIK MAFSALIN OLUS
*UMU')
WRITE(5,117)
WRITE(5,510)LAMBDA
WRITE(5,310)MP3,DEL34,MBC3,MBC3M,MBA3,MBA3M
WRITE(5,311)MBD3,MP2,NP2,MP1,NP1,MT3C,MT3A,PP1,PP2,FIB34
GOTO 12
307 WRITE(5,108)(RESJ34(LAMB),LAMB=LAM EL,LAMBDA)
WRITE(5,214)
WRITE(5,117)
WRITE(5,510)LAMBDA
WRITE(5,310)MP3,DEL34,MBC3,MBC3M,MBA3,MBA3M
WRITE(5,311)MBD3,MP2,NP2,MP1,NP1,MT3C,MT3A,PP1,PP2,FIB34
GOTO 12
308 WRITE(5,108)(RESJ34(LAMB),LAMB=LAM EL,LAMBDA)
WRITE(5,114)
WRITE(5,117)
WRITE(5,510)LAMBDA
WRITE(5,310)MP3,DEL34,MBC3,MBC3M,MBA3,MBA3M
WRITE(5,311)MBD3,MP2,NP2,MP1,NP1,MT3C,MT3A,PP1,PP2,FIB34
GOTO 12
400 LAM EL=LAMBDA
LAMDGR=MAX0(1,LAM EL,5)
DELEL4=DEL(LAM EL)
MBD4=MBD(LAM EL)
IF(KODE.NE.2602)GOTO 418
WRITE(5,150)
WRITE(5,151)
DO 452 LANBDA=1,LAM EL,5
452 WRITE(5,143)LAMBDA,MBA(LAMBDA),MBC(LAMBDA),MBD(LAMBDA),
*MBDQ(LAMBDA),P1(LAMBDA),DEL(LAMBDA),FIBR(LAMBDA)
418 WRITE(5,2)(RESJL(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,401)
401 FORMAT(/,20X,'B) ELEMENININ B UCUNDA ILK PLASTIK MAFSALIN OLUSUMU
*)
WRITE(5,9)LAM EL
WRITE(5,14)(MBA(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,90)(MBC(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,91)(DEL(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,92)(FIBR(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
DO 433 IL=1,5
433 WRITE(5,93)(YBA(LAMB,IL),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,501)
DO 434 IL=1,5
434 WRITE(5,94)(YBC(LAMB,IL),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,95)(MBD(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,95)(MBDQ(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,97)(P1(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,98)(P2(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,99)(RAC1(LAMB),LAMB=LAMDGR,LAM EL)
WRITE(5,13)XP,XD,SR1,SR2,MBAM,MBCM,ALP1,ALP2,SR3B,SR3Q
DO 402 LAMBDA=LAM EL,K
PRIM1=(P*Q*L4/(L3+L4))*LAMBDA+MP3/(L3+L4)
PRIM2=P*LAMBDA
RAC1(LAMBDA)=PRIM1*L1/(E*A1)
CHI1=PRIM1/EI1/(3.14159*3.14159/(L1+L2))*2*PRIM1/EI1)
CHI2=PRIM2/EI2/(3.14159*3.14159/(L1+L2))*2*PRIM2/EI2)
PP1=PRIM1
PP2=PRIM2
IF(PRIM2/NP2.LE.T2)MT4C=MP2
IF(PRIM2/NP2.GT.T2)MT4C=MP2*(1-PRIM2/NP2)/(1-T2)
IF(PRIM2/NP2.GE.1)MT4C=0
IF(PRIM1/NP1.LE.T1)MT4A=MP1
IF(PRIM1/NP1.GT.T1)MT4A=MP2*(1-PRIM1/NP1)/(1-T1)
IF(PRIM1/NP1.GE.1)MT4A=0
CALL STAB34(DP34,RESJ34,G,H,ALP1,ALP2,MP3,MBDM,SR3B,SR3Q)
IF(RESJ34(LAMBDA).LE.0)GOTO 404
CALL PLAS34(MBA3,MBA3M,DP34,G,H,MBC3,MBC3M,MBD3,MP3,MBDM,DEL34,
*FIB34,MBDQ3,SR3B,SR3Q,MBD34Q)
405 IF(ABS(MBA3M).GE.MT4A)GOTO 406
IF(ABS(MBC3M).GE.MT4C)GOTO 407
IF(ABS(MBD34Q).GE.MP3)GOTO 408
402 CONTINUE
WRITE(5,108)(RESJ34(LAMB),LAMB=LAM EL,LAMBDA)

```

```

WRITE(5,109)
GOTO 12
404 WRITE(5,108)(RESJ34(LAMB),LAMB=LAM EL,LAMBDA)
WRITE(5,309)
WRITE(5,117)
WRITE(5,510)LAMBDA
IF(LAMBDA.EQ.LAM EL)GOTO 420
WRITE(5,410)MP3,DEL34,MBC3,MBC3M,MBA3,MBA3M
410 FORMAT(5X,'MP3=',F8.2,5X,'DELTAI4=',F8.4,5X,'MBC4=',F8.2,5X,
*'MBC4M=',F8.2,5X,'MBA4=',F8.2,5X,'MBA4M=',F8.2,5X,
WRITE(5,411)MBO3,Q,MP2,NP2,MP1,NP1,MT4C,MT4A,PP1,PP2,FIB34
411 FORMAT(5X,'MBO3Q=',F8.2,5X,'MP2=',F8.2,5X,'NP2=',F8.2,5X,
*'MP1=',F8.2,5X,'NP1=',F8.2,5X,'MT4C=',F8.2,5X,'MT4A=',F8.2,
*5X,'NORMA KUVVETLER NAB=',F9.2,3X,'VE NBC=',F9.2,5X,
*'FII4=',F8.4)
GOTO 12
420 WRITE(5,120)
GOTO 12
406 WRITE(5,108)(RESJ34(LAMB),LAMB=LAM EL,LAMBDA)
WRITE(5,214)
WRITE(5,117)
WRITE(5,510)LAMBDA
WRITE(5,410)MP3,DEL34,MBC3,MBC3M,MBA3,MBA3M
WRITE(5,411)MBO3,Q,MP2,NP2,MP1,NP1,MT4C,MT4A,PP1,PP2,FIB34
GOTO 12
407 WRITE(5,108)(RESJ34(LAMB),LAMB=LAM EL,LAMBDA)
WRITE(5,114)
WRITE(5,117)
WRITE(5,510)LAMBDA
WRITE(5,410)MP3,DEL34,MBC3,MBC3M,MBA3,MBA3M
WRITE(5,411)MBO3,Q,MP2,NP2,MP1,NP1,MT4C,MT4A,PP1,PP2,FIB34
GOTO 12
408 WRITE(5,108)(RESJ34(LAMB),LAMB=LAM EL,LAMBDA)
WRITE(5,412)
412 FORMAT(//,20X,'B) ELEMENINDA Q NUN ALTINDA IKINCI PLASTIK MAFSALIN
*JLUSUMJ)
WRITE(5,117)
WRITE(5,510)LAMBDA
WRITE(5,410)MP3,DEL34,MBC3,MBC3M,MBA3,MBA3M
WRITE(5,411)MBO3,Q,MP2,NP2,MP1,NP1,MT4C,MT4A,PP1,PP2,FIB34
12 WRITE(5,20)
20 FORMAT(1H1)
505 CONTINUE
3 CONTINUE
STOP
END
SUBROUTINE SIGMA1(ALP1,DELT1,SIG1,S1,C1)
COMMON I1,I2,I3,-1,L2,L3,EI1,EI2,EI3,P,MO,Q,PRIM1,PHIO,
*PRIM2,A1,A2,A3,V1,V2,V3,SE,E,L4,Z1,Z2,Z3,VO,CHI1,CHI2,V,RAC1(900)
COMMON LAMBDA
REAL I1,I2,I3,L1,L2,L3,L4,MO,MBO,NFIBO,MEMB1,NU,MBA,MBC,MBAM,
*MBC4,MBO,MBOQ,ME4B2
SIG1=SQRT((PRIM1*L1*L1)/EI1)
S1=SIN(SIG1)
C1=COS(SIG1)
ALP1=(SIG1*SIG1*S1)/(S1-SIG1*C1)
CALL DELTA(SIG1,C1,S1,DELT1)
RETURN
END
SUBROUTINE SIGMA2(ALP2,DELT2,SIG2,S2,C2)
COMMON I1,I2,I3,-1,L2,L3,EI1,EI2,EI3,P,MO,Q,PRIM1,PHIO,
*PRIM2,A1,A2,A3,V1,V2,V3,SE,E,L4,Z1,Z2,Z3,VO,CHI1,CHI2,V,RAC1(900)
COMMON LAMBDA
REAL I1,I2,I3,L1,L2,L3,L4,MO,MBO,NFIBO,MEMB1,MEMB2,NU,MBA,
*MBC,MBAM,MBCM,MBJ,MBDQ
SIG2=SQRT((PRIM2*L2*L2)/EI2)
S2=SIN(SIG2)
C2=COS(SIG2)
ALP2=(SIG2*SIG2*S2)/(S2-SIG2*C2)
CALL DELTA(SIG2,C2,S2,DELT2)
RETURN
END
SUBROUTINE PHIB(ALP1,ALP2,FIB,N3,D,G,H,KODF,CE,CR)
COMMON I1,I2,I3,-1,L2,L3,EI1,EI2,EI3,P,MO,Q,PRIM1,PHIO,
*PRIM2,A1,A2,A3,V1,V2,V3,SE,E,L4,Z1,Z2,Z3,VO,CHI1,CHI2,V,RAC1(900)
COMMON LAMBDA
REAL I1,I2,I3,L1,L2,L3,L4,MO,MBO,NFIBO,MEMB1,MEMB2,NU,MBA,
*MBC,MBAM,MBCM,MBJ,MBDQ
REAL N1,N2,N3,V
G=CHI1*VO*L1*3.14159*3.14159/((L1+L2)*(L1+L2))
H=CHI2*VO*L2*3.14159*3.14159/((L1+L2)*(L1+L2))
N1=EI1*(+ALP1*(1.-VO*CHI1)/L1+G+PHIO*CHI1+ALP1)/L1

```

```

N2=EI2*(+ALP2*(1.-VO*CHI2)/L2+H.PHI0*CHI2*ALP2)/L2
N3=(Q/2*L3*L4*(1+L4/(L3+L4))/(L3+L4)-MO/2)*
*3*EI3/(L3+L4)**2*RAC1(LAMBDA)
IF(KODF.EQ.4568)GOTO 1
GOTO 2
1 N3=(Q/2*L3*L4*(1+L4/(L3+L4))/(L3+L4)-MO/2)*
*CE*LAMBDA*3*EI3/(L3+L4)**2*RAC1(LAMBDA)+3*EI3/(L3+L4)*CR
2 N=N1*N2*N3
D1=EI1*(ALP1*(1.-PHI0*CHI1+VO*CHI1/L1)+G)/L1
D2=EI2*(+ALP2*(1.-PHI0*CHI2-VO*CHI2/L2)+H)/L2
D3=+3*EI3/(L3+L4)
D=D1+D2+D3
FIB=V/D
RETURN
END
SUBROUTINE DELTA(SIG,C,S,DELT)
DELT=(SIG**3)*C/(S**SIG*C)
RETURN
END
SUBROUTINE FORMJL(RESUL,FIB,ALP1,ALP2,G,H,N3,KODF,CF,CR,CE)
DIMENSION RESUL(850)
COMMON I1,I2,I3,-1,L2,L3,EI1,EI2,EI3,P,MO,Q,PRIM1,PHIO,
*PRIM2,A1,A2,A3,V1,V2,V3,SE,E,L4,Z1,Z2,Z3,VO,CHI1,CHI2,V,RAC1(900)
COMMON LAMBDA
REAL I1,I2,I3,L1,L2,L3,L4,MO,MBO,NFIBO,MEMB1,MEMB2,NU,MBA,
*MBC,MBAM,MBCM,MBD,MBOQ,N3
CALL SIGMA1(ALP1,DELT1,SIG1,S1,C1)
CALL SIGMA2(ALP2,DELT2,SIG2,S2,C2)
CALL PHIB(ALP1,A-P2,FIB,N3,D,G,H,KODF,CE,CR)
FIB1=+FIB*CHI1*PHIO
FIB2=+FIB*CHI2*PHIO
DEL1=1.-CHI1*VO
DEL2=1.-CHI2*VO
MEMB1=+EI1*(ALP1*(+FIB1)-DELT1*DEL1/L1)/(L1*L1)
MEMB2=+EI2*(ALP2*(FIB2)+DELT2*DEL2/L2)/(L2*L2)
RESUL(LAMBDA)=MEMB2-MEMB1
IF(KODF.EQ.4568)RESUL(LAMBDA)=(1+CF)*RESUL(LAMBDA)
RETURN
END
SUBROUTINE DELR(ALP1,ALP2,FIBR,S1,S2,C1,C2,SIG1,SIG2,DEL,G,H,
*RESUL,FP,KODF,CF,KODF,CE,CR)
DIMENSION DEL(850),FIBR(850),FP(850),RESUL(850)
COMMON I1,I2,I3,-1,L2,L3,EI1,EI2,EI3,P,MO,Q,PRIM1,PHIO,
*PRIM2,A1,A2,A3,V1,V2,V3,SE,E,L4,Z1,Z2,Z3,VO,CHI1,CHI2,V,RAC1(900)
COMMON LAMBDA
REAL I1,I2,I3,L1,L2,L3,L4,MO,MBO,NFIBO,MEMB1,MEMB2,NU,MBA,
*MBC,MBAM,MBCM,MBD,MBOQ,N3
CALL SIGMA1(ALP1,DELT1,SIG1,S1,C1)
CALL SIGMA2(ALP2,DELT2,SIG2,S2,C2)
CALL PHIB(ALP1,A-P2,FIB,N3,D,G,H,KODF,CE,CR)
Q=EI1*ALP1*CHI1*(VO/L1-PHI0-G/(ALP1*CHI1))/L1
PV=EI2*ALP2*CHI2*(VO/L2+PHI0-H/(ALP2*CHI2))/L2
QN=EI2*ALP2*CHI2*PHIO/(L2*L2)-EI1*ALP1*CHI1*PHIO/(L1*L1)
IF(LAMBDA.EQ.1)GOTO 2
IF(KODF.EQ.4568)PN=PN+CF*FP(LAMBDA*1)
2 DN=EI1*DELT1*CHI1*VO/(L1*L1*L1)+EI2*DELT2*CHI2*VO/(L2*L2*L2)
NU=(QN*Q+N3)*(+EI1*ALP1/(L1*L1)-EI2*ALP2/(L2*L2))/D+PN+DN
DE=EI1*DELT1/(L1*L1*L1)+EI2*DELT2/(L2*L2*L2)-(EI1*ALP1/(L1*L1)-
*EI2*ALP2/(L2*L2))**2/D
DEL(LAMBDA)=NU/D
FIBR(LAMBDA)=(DEL(LAMBDA)*(EI2*ALP2/(L2*L2)-EI1*ALP1/(L1*L1))-Q+
*QN*N3)/D
IF(KODE.NE.2602)GOTO 1
FP(LAMBDA)=RESUL(LAMBDA)*DEL(LAMBDA)
1 RETURN
END
SUBROUTINE MAXEL(DEL,ALP1,ALP2,SR1,SR2,XP,XDP,YP,YDP,MBA,MBC,
*MBAM,MBCM,MBD,MBOQ,AL,YBA,YBC,SR3B,SR3Q,N3,YPO,YDPO,RESUL,KODE,
*CF,KODF,XJ,CE,CR)
DIMENSION MBA(850),YBA(850,5),X1(5),DEL(850),FIBR(850),AL(5),
*MBC(850),YBC(850,5),X2(5),MBD(850),MBOQ(850),RESUL(850),FP(850)
COMMON I1,I2,I3,-1,L2,L3,EI1,EI2,EI3,P,MO,Q,PRIM1,PHIO,
*PRIM2,A1,A2,A3,V1,V2,V3,SE,E,L4,Z1,Z2,Z3,VO,CHI1,CHI2,V,RAC1(900)
COMMON LAMBDA
REAL I1,I2,I3,L1,L2,L3,L4,MO,MBO,NFIBO,MEMB1,MEMB2,NU,MBA,
*MBC,MBAM,MBCM,MBD,MBOQ,N3
CALL DELR(ALP1,A-P2,FIBR,S1,S2,C1,C2,SIG1,SIG2,DEL,G,H,
*RESUL,FP,KODF,CF,KODE,CE,CR)
FIBR11=+FIBR(LAMBDA)*PHIO*CHI1
DELI1=DEL(LAMBDA)-VO*CHI1
MBA(LAMBDA)=EI1*(ALP1*(FIBR11-DELI1/L1)+G)/L1
DO 1 IL=1,5

```

```

X1(IL)= (1. -AL(I.))#L1
YBA(LAMBDA,IL)=MBA(LAMBDA)*C1*SIN(SIG1/L1*X1(IL))/(PRIM1*S1)
**MBA(LAMBDA)*COS(SIG1/L1*X1(IL))/PRIM1+(-MBA(LAMBDA))/(PRIM1*L1)
**+(VO+DEL(LAMBDA))/L1)*X1(IL)-MBA(LAMBDA)/PRIM1+VO+DEL(LAMBDA)
**V*SIN(3.14159*(X1(IL)+L1)/(L1+L2))
IF(ABS(YBA(LAMBDA,IL)).LT.1.E-5)YBA(LAMBDA,IL)=0.
1 CONTINUE
A=C1/S1
XP=ATAN(A)/(SIG1/L1)
IF(XP.GE.0.OR.XP.LE.(-L1))XP=0.
YPO=+MBA(LAMBDA)*C1*SIN(SIG1*XP/L1)/(PRIM1*S1)+MBA(LAMBDA)*
**CJS(SIG1*XP/L1)/PRIM1+(-MBA(LAMBDA))/(PRIM1*L1)+(VO+DEL(LAMBDA)
**/L1)*XP-MBA(LAMBDA)/PRIM1+VO+DEL(LAMBDA)
IF(KODF.NE.4568)GOTO 4
YJ=+MBA(LAMBDA)*C1*SIN(SIG1/L1*XJ)/(PRIM1*S1)+MBA(LAMBDA)*
**CJS(SIG1/L1*XJ)/PRIM1+(-MBA(LAMBDA))/(PRIM1*L1)+(VO+DEL(LAMBDA)
**/L1)*XJ-MBA(LAMBDA)/PRIM1+VO+DEL(LAMBDA)
MBA(LAMBDA)=MBA(LAMBDA)+PRIM1*(VO+DEL(LAMBDA))*YJ
**+(MBA(LAMBDA)+PRIM1*(VO+DEL(LAMBDA)))*XJ/L1
4 MBAM=MBA(LAMBDA)+PRIM1*(VO+DEL(LAMBDA))*YPO
**+(MBA(LAMBDA)+PRIM1*(VO+DEL(LAMBDA)))*XP/L1
IF(ABS(MBAM).GT.ABS(MBA(LAMBDA)))GOTO 3
MBAM=MBA(LAMBDA)
XP=0.
YPO=VO+DEL(LAMBDA)
3 SR1=ABS(MBAM)/V1+(PRIM1/A1)
FIBR2I=+FIBR(LAMBDA)-PHIO*CHI2
DEL2I=DEL(LAMBDA)-VO*CHI2
MBC(LAMBDA)=EI2*(ALP2*(FIBR2I+DEL2I/L2)+H)/L2
D2 IL=1,5
X2(IL)=AL(IL)*L2
YBC(LAMBDA,IL)=MBC(LAMBDA)*C2*SIN(SIG2/L2*X2(IL))/(PRIM2*S2)
**MBC(LAMBDA)*CJS(SIG2/L2*X2(IL))/PRIM2-MBC(LAMBDA)/PRIM2
**+VO+DEL(LAMBDA)+MBC(LAMBDA)*X2(IL)/(PRIM2*L2)-(VO+DEL(LAMBDA))
**X2(IL)/L2*V*SIN(3.14159*(X2(IL)+L1)/(L1+L2))
IF(ABS(YBC(LAMBDA,IL)).LT.1.E-5)YBC(LAMBDA,IL)=0.
2 CONTINUE
B=C2/S2
XDP=ATAN(B)/(SIG2/L2)
IF(XDP.LE.0.OR.XDP.GE.L2)XDP=0.
YDPO=+MBC(LAMBDA)*C2*SIN(SIG2*XDP/L2)/(PRIM2*S2)+MBC(LAMBDA)*
**CJS(SIG2*XDP/L2)/PRIM2-MBC(LAMBDA)/PRIM2+VO+DEL(LAMBDA)
**+MBC(LAMBDA)*XDP/(PRIM2*L2)+(VO+DEL(LAMBDA))/L2)*XDP
IF(KODF.NE.4568)GOTO 5
YDJ=+MBC(LAMBDA)*C2*SIN(SIG2/L2*(-XJ))/(PRIM2*S2)+MBC(LAMBDA)*
**CJS(SIG2/L2*(-XJ))/PRIM2-MBC(LAMBDA)/PRIM2+VO+DEL(LAMBDA)
**+MBC(LAMBDA)*(-XJ)/(PRIM2*L2)+(VO+DEL(LAMBDA))/L2*(-XJ)
MBC(LAMBDA)=MBC(LAMBDA)+PRIM2*(YDJ-(VO+DEL(LAMBDA)))
**+(MBC(LAMBDA)+PRIM2*(VO+DEL(LAMBDA)))*(-XJ)/L2
5 MBCM=MBC(LAMBDA)+PRIM2*(YDPO-(VO+DEL(LAMBDA)))
**+(MBC(LAMBDA)+PRIM2*(VO+DEL(LAMBDA)))*XDP/L2
IF(ABS(MBCM).GT.ABS(MBC(LAMBDA)))GOTO 6
MBCM=MBC(LAMBDA)
XDP=0.
YDPO=VO+DEL(LAMBDA)
6 SR2=ABS(MBCM)/V2+(PRIM2/A2)
MBD(LAMBDA)=3*EI3*(-FIBR(LAMBDA))/(L3+L4)+N3
MBDQ(LAMBDA)=MBD(LAMBDA)*(1-L3/(L3+L4))*(MO+Q*L4)*LAMBDA*L3/
**((L3+L4))
SR3B=ABS(MBD(LAMBDA))/V3
SR3Q=ABS(MBDQ(LAMBDA))/V3
RETURN
END
SUBROUTINE STAB1(TBC1,FIB1S,MT1,ALP2,DEL2,LAM EL,YPO,MBAM,MBA01,
**MBDQ1,DPI,H,DELE1,DELTP1,XP,KODF,CR,CE)
DIMENSION TBC1(900)
COMMON I1,I2,I3, L1,L2,L3,EI1,EI2,EI3,P,MO,Q,PRIM1,PHIO,
**PRIM2,A1,A2,A3,V1,V2,V3,SE,E,L4,Z1,Z2,Z3,VO,CHI1,CHI2,V,RAC1(900)
COMMON LAMBDA
REAL I1,I2,I3,L1,L2,L3,L4,MO,MBO,NFIBO,MEMB1,MEMB2,NU,MBA
REAL MBC,MBAM,MBM,MBD,MBDQ,MBDQ3,MBA04,MBC04,MBD04,N3
REAL MP1,MP2,MP3,NP1,NP2,NP3,MT1,MT2,MT3A,MT3C,MT4A,MT4C,NOM1,
**NOM2,NOM3,NOM4,M3C1,MBD1,MBC1M,MBD1Q,MBA2,MBD2,MBA2M,MBD2Q,MBC3,
**MBA3,MBC3M,MBA34,MBA01,MBC01,MBD01,MBA02,MBC02,MBDQ2,MBA03,MBC03
CALL SIGMA2(ALP2,DEL2,SIG2,S2,C2)
H=CHI2*VO*L2*3.14159*3.14159/((L1+L2)*(L1+L2))
IF(LAMBDA.GT.LAM EL+1)DELE1=DELTP1
IF(MT1#MBAM.LT.0.)MT1=-MT1
MBA01=MT1*(YPO-DELE1-VO)*PRIM1
IF(XP.EQ.0.)MBA01=MT1
MBDQ1=(Q/2)*L3*L4*(1+L4/(L3+L4))/(L3+L4)*MO/2)*LAMBDA
**3*EI3*RAC1(LAMBDA)/(L3+L4)**2

```



```

IF(KODF.EQ.4568)GOTO 1
GOTO 2
1 MBD01=(Q/2*L3*L4*(1+L4/(L3+L4)))/(L3+L4)*MO/2)*
*LAMBDA*CE_3*EI3*RAC1(LAMBDA)/(L3+L4)**2*3*EI3/(L3+L4)*CR
2 MBC01=EI2*(ALP2*(1-VO*CHI2)/L2+PHIO*CHI2*ALP2)/L2
DP1=3*EI3/(L3+L4)+EI2*(ALP2*(1+PHIO*CHI2-VO*CHI2/L2)+H)/L2
FIB1S=(MBA01+MBC01+MBD01)/DP1
FIB12=FIB1S*PHIO*CHI2
DELP1=1-VO*CHI2
TBC1(LAMBDA)=EI2*(ALP2*FIB12+DELT2*DELP1/L2)/(L2*L2)
RETJRN
END
SUBROUTINE PLAST1(DELT1,MT1,FIB1R,MBD01,MBA01,YPO,DP1,MBC1,
*MBD1,M3C1M,MBD1Q,X1BC,XP,H)
COMMON I1,I2,I3,-1,L2,L3,EI1,EI2,EI3,P,MO,Q,PRIM1,PHIO,
*PRIM2,A1,A2,A3,V1,V2,V3,SE,E,L4,Z1,Z2,Z3,VO,CHI1,CHI2,V,RAC1(900)
COMMON LAMBDA
REAL I1,I2,I3,L1,L2,L3,L4,MO,MBO,NFIBO,MEMB1,MEMB2,NU,MBA
REAL MBC,MBA4,M3C1M,MBD,MBDQ,MBD03,MBA04,MBC04,MBD04,N3
REAL MP1,MP2,MP3,NP1,NP2,NP3,MT1,MT2,MT3A,MT3C,MT4A,MT4C,NOM1,
*VOM2,NOM3,VOM4,M3C1,MBD1,MBC1M,MBD1Q,MBA2,MBD2,MBA2M,MBD2Q,MBC3,
*MBA3,M3C3M,MBA3M,MBA01,MBC01,MBD01,MBA02,MBC02,MBD02,MBA03,MBC03
CALL SIGMA2(ALP2,DELT2,SIG2,S2,C2)
JN=EI2*(ALP2*CHI2*(PHIO+VO/L2+H)/(ALP2*CHI2))/L2
DRN1=EI2*ALP2*(JN+MBA01+MBD01)/(L2*L2*DP1)
VOM1=EI2*(ALP2*PHIO*CHI2+DELT2*VO*CHI2/L2)/(L2*L2)*DRN1
DEN1=EI2*DELT2/(L2*L2*L2)*(EI2*ALP2/(L2*L2))**2/DP1
DELP1=VOM1/DEN1
FIB1R=(JN+MBA01+MBD01*DELT1*(EI2*ALP2/(L2*L2)))/DP1
FIB12R=FIB1R*PHIO*CHI2
DELP12=DELT1-VO*CHI2
MBC1=EI2*(ALP2*(FIB12R+DELP12/L2)+H)/L2
X1BC=ATAN(C2/S2)/(SIG2/L2)
IF(X1BC.LE.0.JR.(1BC.GE.L2)X1BC=0.
YDP1=-MBC1*C2*S1*(SIG2*X1BC/L2)/(PRIM2*S2)+MBC1*COS(SIG2*X1BC/L2)
*/PRIM2*MBC1/PRIM2+VO*DELT1+MBC1*X1BC/(PRIM2*L2)-((VO+DELT1)/L2)
**X1BC
MBC1M=MBC1+PRIM2*(YDP1-(VO+DELT1))*(MBC1-PRIM2*(VO+DELT1))*
*X1BC/L2
MBD1=3*EI3*(FIB1R)/(L3+L4)+MBD01
MBD1Q=MBD1*(1-L3/(L3+L4))*(MO+Q*L4)*LAMBDA*L3/(L3+L4)
RETJRN
END
SUBROUTINE STAB2(TBA2,FIB2S,MT2,ALP1,DELT1,LAM EL,YDPO,MBCM,
*MBC02,MBD02,DP2,3,DELEL2,DELT2,XDP,KODF,CR,CE)
DIMENSION TBA2(900)
COMMON I1,I2,I3,-1,L2,L3,EI1,EI2,EI3,P,MO,Q,PRIM1,PHIO,
*PRIM2,A1,A2,A3,V1,V2,V3,SE,E,L4,Z1,Z2,Z3,VO,CHI1,CHI2,V,RAC1(900)
COMMON LAMBDA
REAL I1,I2,I3,L1,L2,L3,L4,MO,MBO,NFIBO,MEMB1,MEMB2,NU,MBA
REAL MBC,MBA4,M3C1M,MBD,MBDQ,MBD03,MBA04,MBC04,MBD04,N3
REAL MP1,MP2,MP3,NP1,NP2,NP3,MT1,MT2,MT3A,MT3C,MT4A,MT4C,NOM1,
*VOM2,NOM3,VOM4,M3C1,MBD1,MBC1M,MBD1Q,MBA2,MBD2,MBA2M,MBD2Q,MBC3,
*MBA3,M3C3M,MBA3M,MBA01,MBC01,MBD01,MBA02,MBC02,MBD02,MBA03,MBC03
CALL SIGMA1(ALP1,DELT1,SIG1,S1,C1)
G=CHI1*VO*L1*3.14159*3.14159/((L1+L2)*(L1+L2))
IF(LAMBDA.GT.LAM EL+1)DELEL2=DELT2
IF(MT2*MBCM.LT.0.)MT2=MT2
MBC02=MT2*(YDPO*DELEL2-VO)*PRIM2
IF(XDP.EQ.0.)MBC02=MT2
MBD02=(Q/2*L3*L4*(1+L4/(L3+L4)))/(L3+L4)*MO/2)*LAMBDA
*3*EI3*RAC1(LAMBDA)/(L3+L4)**2
IF(KODF.EQ.4568)GOTO 1
GOTO 2
1 MBD02=(Q/2*L3*L4*(1+L4/(L3+L4)))/(L3+L4)*MO/2)*
*LAMBDA*CE_3*EI3*RAC1(LAMBDA)/(L3+L4)**2*3*EI3/(L3+L4)*CR
2 MBA02=EI1*(ALP1*(1-VO*CHI1)/L1+PHIO*ALP1*CHI1+G)/L1
DP2=3*EI3/(L3+L4)+EI1*(ALP1*(1+PHIO*CHI1-VO*CHI1/L1)+G)/L1
FIB2S=(MBA02+MBC02+MBD02)/DP2
FIB21=FIB2S*PHIO*CHI1
DELP2=1-VO*CHI1
TBA2(LAMBDA)=EI1*(ALP1*FIB21+DELT1*DELP2/L1)/(L1*L1)
RETJRN
END
SUBROUTINE PLAST2(DELT2,MT2,FIB2R,M3D02,MBC02,YDPO,DP2,MBA2,
*MBA2M,MBD2,MBD2Q,X2AB,XDP,G)
COMMON I1,I2,I3,-1,L2,L3,EI1,EI2,EI3,P,MO,Q,PRIM1,PHIO,
*PRIM2,A1,A2,A3,V1,V2,V3,SE,E,L4,Z1,Z2,Z3,VO,CHI1,CHI2,V,RAC1(900)
COMMON LAMBDA
REAL I1,I2,I3,L1,L2,L3,L4,MO,MBO,NFIBO,MEMB1,MEMB2,NU,MBA
REAL MBC,MBA4,M3C1M,MBD,MBDQ,MBD03,MBA04,MBC04,MBD04,N3
REAL MP1,MP2,MP3,NP1,NP2,NP3,MT1,MT2,MT3A,MT3C,MT4A,MT4C,NOM1,

```

```

*VOM2, VOM3, VOM4, M3C1, MBD1, MBC1M, MBD1Q, MBA2, MBD2, MBA2M, MBD2Q, MBC3,
*MBA3, M3C3M, MBA3M, MBA01, MBC01, MBD01, MBA02, MBC02, MBD02, MBA03, MBC03
CALL SIGMA1(ALP1, DELT1, SIG1, S1, C1)
D=E11*ALP1*CHI1*(VO/L1-PHIO/G/(ALP1*CHI1))/L1
DRN2=E11*(VO*CHI1*DELT1/L1-ALP1*PHIO*CHI1)/(L1*L1)
VOM2=DRN2+E11*ALP1*(MBD02+MBC02)/((L1*L1*DP2)
DEV2=E11*DELT1/((-L1*L1*L1)-(E11*ALP1/(L1*L1)))*2/DP2
DELT2=VOM2/DEV2
FIB23=(DELT2*(E11*ALP1/(L1*L1)))+MBC02+MBD02)/DP2
FIB21=FIB23*PHIO*CHI1
DELP21=DELT2*VO*CHI1
MBA2=E11*(-ALP1*(FIB21*DELP21/L1)+G)/L1
X2AB=ATAN(C1/S1)/(SIG1/L1)
IF(X2AB*SE.O.JR.(2AB.LE.(-L1))X2AB=0.
Y2AB=MBA2*C1*SIN(SIG1*X2AB/L1)/(PRIM1*S1)+MBA2*COS(SIG1*X2AB/L1)
*/PRIM1*(MBA2/(PRIM1*L1)+(VO*DELT2)/L1)*X2AB+MBA2/PRIM1*VO*DELT2
MBA24=MBA2+PRIM1*(VO*DELT2*Y2AB)+(MBA2+PRIM1*(VO*DELT2))*X2AB/L1
MBD2=3*E13*(FIB23)/(L3+L4)+MBD02
MBD23=MBD2*(1-L3/(L3+L4))-(-MO+Q*L4)*LAMBDA*L3/(L3+L4)
RETJRN
END
SUBROUTINE STAB3(DP34, RESU34, G, H, ALP1, ALP2, MP3, MBDM, SR3B, SR3Q)
DIMENSION RESU34(900)
COMMON I1, I2, I3, -1, L2, L3, E11, E12, E13, P, MO, Q, PRIM1, PHIO,
*PRIM2, A1, A2, A3, V1, V2, V3, SE, E, L4, Z1, Z2, Z3, VO, CHI1, CHI2, V, RAC1(900)
COMMON LAMBDA
REAL I1, I2, I3, L1, L2, L3, L4, MO, MBO, NFIBO, MEMB1, MEMB2, NU, MBA,
REAL M3C, MBA4, M3CM, MBD, MBDQ, MBD03, MBA04, MBC04, MBD04, N3, MBDM
REAL MP1, MP2, MP3, NP1, NP2, NP3, MT1, MT2, MT3A, MT3C, MT4A, MT4C, NOM1,
*VOM2, VOM3, VOM4, M3C1, MBD1, MBC1M, MBD1Q, MBA2, MBD2, MBA2M, MBD2Q, MBC3,
*MBA3, M3C3M, MBA3M, MBA01, MBC01, MBD01, MBA02, MBC02, MBD02, MBA03, MBC03
CALL SIGMA1(ALP1, DELT1, SIG1, S1, C1)
CALL SIGMA2(ALP2, DELT2, SIG2, S2, C2)
G=CHI1*VO*L1*3.14159*3.14159/((L1+L2)*(L1+L2))
H=CHI2*VO*L2*3.14159*3.14159/((L1+L2)*(L1+L2))
DP34=E11*(ALP1*(1-PHIO*CHI1+VO*CHI1/L1)+G)/L1+E12*(ALP2*
*(1-PHIO*CHI2-VO*CHI2/L2)+H)/L2
MBA03=E11*(ALP1*(1-VO*CHI1)/L1+PHIO*CHI1*ALP1+G)/L1
MBC03=E12*(ALP2*(1-VO*CHI2)/L2+PHIO*CHI2*ALP2+H)/L2
IF(SR3Q.GT.SR3B)GOTO 1
MBD03=MP3
IF(MBD03*MBDM.LT.O.)MBD03=MBD03
GOTO 2
1 MBD03=(-MO/L4+Q)*LAMBDA*L3*MP3
IF(MBD03*MBDM.LT.O.)MBD03=MBD03
2 FIB34S=(MBA03+MBC03+MBD03)/DP34
FIB341=FIB34S*CHI1*PHIO
FIB342=FIB34S*CHI2*PHIO
DEL341=1*CHI1*VO
DEL342=1*CHI2*VO
RESJ34(LAMBDA)=E11*(ALP1*FIB341+DELT1*DEL341/L1)/(L1*L1)+
*E12*(ALP2*FIB342+DELT2*DEL342/L2)/(L2*L2)
RETJRN
END
SUBROUTINE PLAS3(MBA3, MBA3M, DP34, G, H, MBC3, MBC3M, MBD3, MP3, MBDM,
*DEL34, FIB34, MBD03, SR3B, SR3Q, MBD34Q)
COMMON I1, I2, I3, -1, L2, L3, E11, E12, E13, P, MO, Q, PRIM1, PHIO,
*PRIM2, A1, A2, A3, V1, V2, V3, SE, E, L4, Z1, Z2, Z3, VO, CHI1, CHI2, V, RAC1(900)
COMMON LAMBDA
REAL I1, I2, I3, L1, L2, L3, L4, MO, MBO, NFIBO, MEMB1, MEMB2, NU, MBA, MBD3
REAL M3C, MBA4, M3CM, MBD, MBDQ, MBD03, MBA04, MBC04, MBD04, N3, MBDM
REAL MP1, MP2, MP3, NP1, NP2, NP3, MT1, MT2, MT3A, MT3C, MT4A, MT4C, NOM1,
*VOM2, VOM3, VOM4, M3C1, MBD1, MBC1M, MBD1Q, MBA2, MBD2, MBA2M, MBD2Q, MBC3,
*MBA3, M3C3M, MBA3M, MBA01, MBC01, MBD01, MBA02, MBC02, MBD02, MBD34Q
CALL SIGMA1(ALP1, DELT1, SIG1, S1, C1)
CALL SIGMA2(ALP2, DELT2, SIG2, S2, C2)
D=E11*ALP1*CHI1*(VO/L1-PHIO/G/(ALP1*CHI1))/L1
QV=E12*ALP2*CHI2*(VO/L2+PHIO/H/(ALP2*CHI2))/L2
PN=E12*ALP2*CHI2*PHIO/(L2*L2)-E11*ALP1*CHI1*PHIO/(L1*L1)
DN=E11*DELT1*CHI1*VO/(L1*L1*L1)+E12*DELT2*CHI2*VO/(L2*L2*L2)
IF(SR3Q.GT.SR3B)GOTO 1
MBD03=MP3
IF(MBD03*MBDM.LT.O.)MBD03=MBD03
GOTO 2
1 MBD03=(-MO/L4+Q)*LAMBDA*L3*MP3
IF(MBD03*MBDM.LT.O.)MBD03=MBD03
2 VOM3=(MBD03+QV*DP34)/(DP34*(E11*ALP1/(L1*L1)-E12*ALP2/(L2*L2))+PN+DN)
DEN3=E11*DELT1/((-L1*L1*L1)+E12*DELT2/(L2*L2*L2)-(E11*ALP1/(L1*L1)
*E12*ALP2/(L2*L2)))*2/DP34
DEL34=VOM3/DEV3
FIB34=(DEL34*(E11*ALP1/(L1*L1)-E12*ALP2/(L2*L2))+QV+MBD03)/DP34
FIB34A=FIB34*CHI1*PHIO

```

```

FIB34C=FIB34C*CHI2*PHI0
DEL34A=DEL34A*CHI1*VO
DEL34C=DEL34C*CHI2*VO
MBA3=EIL*(ALP1*(FIB34A-DEL34A/L1)+G)/L1
X3AB=ATAN(C1/S1)/(SIG1/L1)
IF(X3AB.GE.0.JR.(X3AB.LE.(.L1))X3AB=0.
Y3A3=MBA3*C1*SIN(SIG1*X3AB/L1)/(PRIM1*S1)+MBA3*COS(SIG1*X3AB/L1)
*/PRIM1+(-MBA3/(PRIM1*L1)+(VO+DEL34)/L1)*X3AB-MBA3/PRIM1+VO+DEL34
MBA3M=MBA3+PRIM1*(VO+DEL34-Y3A3)+(MBA3+PRIM1*(VO+DEL34))*X3AB/L1
MBC3=EI2*(ALP2*(FIB34C+DEL34C/L2)+H)/L2
X3BC=ATAN(C2/S2)/(SIG2/L2)
IF(X3BC.LE.0.JR.(X3BC.GE.L2)X3BC=0.
Y3BC=-MBC3*C2*SIN(SIG2*X3BC/L2)/(PRIM2*S2)+MBC3*COS(SIG2*X3BC/L2)
*/PRIM2+MBC3/PRIM2+(VO+DEL34+MBC3*X3BC/(PRIM2*L2))*(VO+DEL34)*X3BC/L2
MBC3M=MBC3+PRIM2*(Y3BC-(VO+DEL34))-(MBC3-PRIM2*(VO+DEL34))*X3BC/L2
IF(SR3Q.GT.SR38)MBO3=MBDO3
IF(SR3B.GT.SR3Q)MBO34Q=MP3*L3/(L3+L4)-(MO+Q*L4)*LAMBDA*L3/(L3+L4)
RETJRN
END

```

EK 2

İKİNCİ KISMA AİT PROGRAM LİSTESİ


```

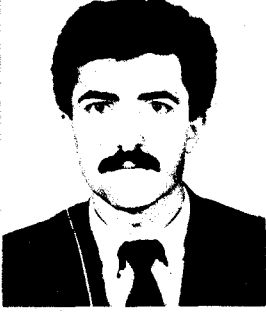
**((1./2.)*(H(I)-DF)-YG(I))**2)+(C(I)*DF*(H(I)-DF/2.-YG(I))**2)
AICR(I)=0.5*AIC(I)
KIRRI(I)=AICR(I)/(A(I)**25.)
10 CONTINUE
GOTO 151
160 B(I)=W(I)+(1./10.)*L(I)
G(I)=6*DF+W(I)
D(I)=A(I)/2+W(I)
GOTO 75
161 IF(V.EQ.1.) GOTO 180
IF(P.EQ.2.) GOTO 180
YY=3*Y
GOTO 70
180 YY=2*Y
70 DO 190 J=1,YY
READ*,KOH(J),KOB(J),KOL(J)
KOI(J)=KOB(J)*KOB(J)**3/12.
KOLRI(J)=KOI(J)/KOL(J)
190 CONTINUE
DO 320 I=1,Y
READ*,NDG(I),ND(I)
320 RM(I)=NDG(I)/ND(I)
IF(V.EQ.1.) GOTO 210
IF(P.EQ.2.) GOTO 214
DO 250 J=1,Y
TOAKJR(J)=KOLRI(J)+KOLRI(J+Y)
250 TOUKJR(J)=KOLRI(J+Y)+KOLRI(J+2*Y)
GOTO 255
210 DO 240 J=1,Y
TOUKOR(J)=KOLRI(J)+KOLRI(J+Y)
240 TOAKJR(J)=0.
GOTO 255
214 DO 260 J=1,Y
TOAKJR(J)=KOLRI(J)+KOLRI(J+Y)
260 TOUKJR(J)=KOLRI(J+Y)
255 DO 280 I=1,Y
READ*,K
TOUKIR(I)=0
TOAKIR(I)=0.
IF(K.EQ.0) GOTO 282
DO 290 J=1,K
READ*,R
IF(V.NE.1.) GOTO 291
TOUKIR(I)=TOUKIR(I)+KIRRI(R)
TOAKIR(I)=10.
GOTO 290
291 TOUKIR(I)=TOUKIR(I)+KIRRI(R+N)
TOAKIR(I)=TOAKIR(I)+KIRRI(R)
290 CONTINUE
GOTO 280
282 TOUKIR(I)=0.
TOAKIR(I)=0.
280 CONTINUE
DO 300 I=1,Y
IF(TOUKIR(I).EQ.0.) GOTO 301
ALFAB(I)=TOUKJR(I)/TOUKIR(I)
ALFAA(I)=TOAKJR(I)/TOAKIR(I)
GOTO 300
301 ALFAB(I)=50.0
ALFAA(I)=50.0
300 CONTINUE
TECIC=0.
IF(CF.NE.1.) GOTO 400
DO 345 I=1,SAY
READ*,CABOY(I),DIBOY(I)
AIIC(I)=(1./12.)*DIBOY(I)*CABOY(I)**3
ECIC(I)=EC*AIIC(I)
345 TECIC=TECIC+ECIC(I)
AKAR=YUK*SQRT(YA*OAG/TECIC)
IF(KAT.LE.4.) GOTO 349
IF(AKAR.GT.0.6) GOTO 400
GOTO 355
349 AKA=0.2+0.1*KAT
IF(AKAR.GT.AKA) GOTO 400
355 ABCDE=100.0
400 DO 305 I=1,Y
IF(ABCDE.EQ.100.) GOTO 6666
A1=1.01
A2=20.0
GOTO 6667
6666 A1=0.51
A2=1.0

```

```

6667 DO 9995 BK=A1,A2,0.000001
      IF(BK.EQ.2.) GOTJ 9995
      ABC=(ALFAA(I)*ALFAB(I)*(3.14/BK)**2.36.)/(6.*(ALFAA(I)+ALFAB(I)))
      ABCD=(3.14/BK)/TAN(3.14/3K)
      IF(ABS(ABC-ABCD).LE.0.01) GOTO 9996
9995 CONTINUE
9996 IF(ABCDE.EQ.100.) GOTO 5556
      IF(BK.LT.1.13) B<=1.13
      GOTO 5555
5556 IF(BK.LT.0.66) B<=0.66
5555 AK(I)=BK
305 CONTINUE
      PRINT*, 'KOLONLARIN K KATSAYILARI.'
      DO 9 I=1,Y
9 WRITE(5,5175)AK(I)
6175 FORMAT(T15,F6.3)
      DO 4004 I=1,Y
4004 EI(I)=EC*KOI(I)/(2.5*(1.+RM(I)))
      NK(I)=(3.14**2)*EI(I)/((AK(I)*KOL(I))**2)
      TOPNK=0.
      TOPND=0.
      DO 304 I=1,Y
304 TOPNK=TOPNK+NK(I)
      TOPND=TOPND+ND(I)
      IF(ABCDE.EQ.100.) GOTO 356
      BETAS=1./(1.+(TOPND/TOPNK))
356 DO 330 J=1,Y
      READ*,M1(J),M2(J)
      GOTO 1111
331 CM(J)=0.6+J.4*(M1(J)/M2(J))
      IF(CM(J).LT.0.4) CM(J)=0.4
      BETA(J)=CM(J)/(1.+ND(J)/NK(J))
      IF(BETA(J).LT.1.) BETA(J)=1.0
      IF(ABCDE.EQ.100.) GOTO 1008
      IF(BETAS.GT.BETA(J)) GOTO 352
1008 CARKT(J)=BETA(J)
      GOTO 330
352 CARKT(J)=BETAS
      GOTO 330
1111 ALAN(J)=KOH(J)*KOB(J)
      AIII(J)=SQRT(KOI(J)/ALAN(J))
      IF(ABCDE.EQ.100.) GOTO 7777
      IF(AK(J)*KOL(J)/AIII(J).LE.22.) GOTO 520
      GOTO 9988
7777 IF(AK(J)*KOL(J)/AIII(J).LE.(34.-12*M1(J)/M2(J))) GOTO 520
9988 CDE(J)=1.0
      GOTO 331
520 CDE(J)=15.0
      CARKT(J)=1.0
330 CONTINUE
      IF(ABCDE.EQ.100.) GOTO 7778
      PRINT*, 'YAPININ YANAL OTELENMESI ONLENMEMISTIR.'
      GOTO 8888
7778 PRINT*, 'YAPININ YANAL OTELENMESI ONLENMISTIR.'
8888 DO 540 J=1,Y
      IF(CDE(J).EQ.1.) GOTO 500
      PRINT*, J, '. KOLON NARIN DEGILDIR.'
      GOTO 540
500 PRINT*, J, '. KOLON NARINDIR.'
540 CONTINUE
8885 PRINT*, 'KOLONLARIN MOMENT BUYULTME KATSAYILARI.'
      DO 4015 J=1,Y
4015 MD(J)=M2(J)*CARKT(J)
1010 WRITE(6,1010)CARKT(J)
1010 FORMAT(/,T10,F10.3)
      PRINT*, ' HESAP SONUCLARI.'
      PRINT*, ' MOMENTLER(T.CM) NORMAL KUVVETLER(T)'
      DO 525 J=1,Y
525 WRITE(5,1011)MD(J),ND(J)
1011 FORMAT(T4,F10.3,3X,F10.3)
      STOP
      END

```



ÖZGEÇMİŞ

Yusuf Ayvaz 1963 yılında Giresun'un Tirebolu ilçesinde doğdu. İlk ve orta öğrenimini 1969-1977 yılları arasında Tirebolu'da tamamladı. Aynı yıl girdiği devlet parasız yatılı lise sınavını kazanarak lise öğrenimini 1977-1980 yılları arasında parasız yatılı olarak Trabzon Lisesi'nde yaptı. 1980-1981 öğretim yılında Atatürk Üniversitesi Ziraat Fakültesi'ndeki bir yıllık öğreniminden sonra 1981-1982 öğretim yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'ne girdi. 1984-1985 öğretim yılında son sınıf öğrencisiyken D.S.İ. Genel Müdürlüğü'nden burs aldı. 1985 yılında Karadeniz Üniversitesi'nden mezun olduktan sonra aynı yıl bu üniversiteye Yüksek Lisans öğrencisi olarak girdi ve bu öğrenimi sırasında D.S.İ. Genel Müdürlüğü'ne bağlı 22. Bölge Müdürlüğü'nde de İnşaat mühendisi olarak görev aldı. Mayıs 1986 da girdiği Araştırma Görevlisi sınavını kazanarak D.S.İ. Genel Müdürlüğü'nün oluruyla mezun olduğu üniversitede Ocak 1987 tarihinde göreve başladı. Evli olan Ayvaz halen Karadeniz Üniversitesi'nde görevini sürdürmektedir.