

T.C.
DİCLE ÜNİVERSİTESİ
Fen Bilimleri Enstitüsü

KESME KUVVETİNİ HESABA KATARAK DÜĞÜM NOKTALARINA
DÖNEL YAYLARLA BAĞLI ÇUBUKLARDAN OLUŞAN DÜZLEMSEL
ÇERÇEVELERİN NONLİNEER ANALİZİ

Senem YILMAZ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

(İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI)

DİYARBAKIR
TEMMUZ – 2008

T.C.
DİCLE ÜNİVERSİTESİ
Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürlüğüne
DİYARBAKIR

Bu çalışma, jürimiz tarafından İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ Ana Bilim Dalı'nda YÜKSEK LİSANS tezi olarak kabul edilmiştir.

	<u>Jüri Üyesinin Ünvanı, Adı Soyadı</u>	<u>İmza</u>
Başkan	: Prof. Dr. M. Sedat HAYALİOĞLU	
Üye	: Prof. Dr. Orhan AKSOĞAN	
Üye	: Yrd. Doç. Dr. Halil GÖRGÜN (Danışman)	

Yukarıdaki bilgilerin doğruluğunu onaylarım.

.... / / 2008

Prof. Dr. Necmettin PİRİNÇCİOĞLU
ENSTİTÜ MÜDÜRÜ

TEŐEKKÖR

Yüksek lisans öğrenimim boyunca, engin bilgi ve deneyimleri ile bana yol gösteren, özellikle tez çalışmam esnasında karşılaştığım güçlüklerde kıymetli zamanını benimle paylaşan değerli danışman hocam Yrd. Doç. Dr. Halil GÖRGÜN'e ve üzerimde emeği olan tüm öğretim üyelerine teşekkürü bir borç bilir, saygılarımı sunarım.

Ayrıca bu günlere ulaşmamı sağlayan, benden desteklerini hiç esirgemeyen sevgili aileme ve her zaman yanımda olan arkadaşlarıma da sonsuz teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

Teşekkür	i
İçindekiler	ii
Amaç	iv
Özet	vi
Summary	viii
1. GİRİŞ	1
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR	3
3. KABULLER VE NOTASYON	6
3.1. Yapılan kabuller	6
3.2. Kullanılan Notasyon	6
4. MATERYAL VE METOD	7
4.1. Düzlem Taşıyıcı Sistemlerde Rijitlik Matrisi Yöntemi	7
4.2. Eleman Rijitlik Etki Katsayıları	7
4.3. Eleman Rijitlik Matrisin Oluşturulması	10
4.4. Düğüm Noktalarında Uygunluk ve Denge Koşulları	10
4.5. Sistem Rijitlik Matrisi	11
4.6. Ara Yük Hali	11
4.7. Elastik Mesnetler	12
4.8. Çubuk Elemanlarının Dönel Yaylarla Bağlı Olması Durumu	12
5. KAYMA ŞEKİL DEĞİŞTİRMELERİ GÖZ ÖNÜNDE TUTULAN VE UÇLARINDA DÖNEL YAYLAR BULUNAN BİR ÇUBUĞUN İKİNCİ MERTEBE TEORİSİNE AİT ELEMAN RİJİTLİK MATRİSİ	13
5.1. Genel Denklemler	13
5.1.1. Basınç Hali	14
5.1.2. Çekme Hali	15
5.2. Birim Deplasman Sabitlerinin Elde Edilmesi	16
5.2.1. Basınç Hali	16
5.2.2. Çekme Hali	22
6. ANKASTRELİK UÇ KUVVETLERİ	29
6.1. Uniform Yayılı Yük	29

6.1.1. Basınç Hali	29
6.1.2. Çekme Hali	31
6.2. Tekil Yük	34
6.2.1. Basınç Hali	34
6.2.2. Çekme Hali	36
6.3. Doğrusal Yayılı Yük	36
6.3.1. Basınç Hali	36
6.3.2. Çekme Hali	38
6.4. Simetrik Trapez Yayılı Yük	39
6.4.1. Basınç Hali	39
6.4.2. Çekme Hali	40
6.5. Üçgen Yayılı Yük	41
6.5.1. Basınç Hali	41
6.5.2. Çekme Hali	42
7. BİLGİSAYAR PROGRAMI İLE İLGİLİ AÇIKLAMALAR	43
8. BİLGİSAYAR PROGRAMININ ÇALIŞTIRILMASI VE UYGULAMALAR	44
8.1. Veri Dosyasının Hazırlanması	44
8.2. Program İşlem Sırası	45
8.3. Programda Bazı İşlemler	46
8.4. Sayısal Uygulamalar	46
9. SONUÇLAR	95
EK-1 BİLGİSAYAR PROGRAMININ AKIŞ DİYAGRAMI	97
EK-2 ÖRNEK 2.'nin VERİ DOSYASI	98
EK-3 PROGRAM LİSTESİ	102
KAYNAKLAR	120
TABLO LİSTESİ	122
ŞEKİL LİSTESİ	123
ÖZGEÇMİŞ	124

AMAC

Yapı sistemlerinde genellikle çubuklar birbirine rijit bağlı ya da mafsalla bağlı gibi düşünülürler. Ancak, pratikte özellikle çelik yapılarda ve prefabrik konstrüksiyonlarda kiriş-kolon birleşimleri elastik davranırlar. Bu birleşimler uygulanan eğilme momenti M altında bir ϕ açısı kadar dönerler. Birleşimlerin bu özelliği çerçevenin yatay ötelenmesini artırmaktadır. Çerçeve yatay ötelenmesindeki bu artış elemanlardaki ikinci mertebe $P-\Delta$ etkisini artırarak çerçevenin genel stabilitesini etkilemektedir. Bundan dolayı kiriş-kolon birleşimlerinin moment-dönme özelliği, yapı sistemlerinin analizinde önemli bir rol oynamaktadır.

Ayrıca yüksek katlı binalarda alt kat kolon boyutlarının büyümesi sonucunda hacim kaybı olması gibi nedenlerden dolayı çerçevelerle birlikte perde duvarları gibi yatay yük taşıyıcı elemanlara ihtiyaç duyulmaktadır. Bu perde duvarları yatay yüklere karşı dayanımı da ekonomik olarak sağlamaktadırlar.

Mimari nedenlerle perdelerde bir dizi boşluklar bırakılmaktadır. Bu tip perdeler de boşluklu perdeler denilmektedir. Bina çerçeveleri daha çok kayma deformasyonları, perde elemanları daha çok eğilme deformasyonları yaptıkları halde boşluklu perdelerde her iki tip deformasyon da önemli olmaktadır.

Ayrıca bazı hallerde bağlantı kirişlerinin ve perdelerin yükseklikleri, açıklıklarının yanında oldukça büyük değerler aldığı kayma şekil değiştirmelerinin etkisi de önemli olmaktadır.

Bu çalışmanın amacı, yapı sistemlerinin analizinde kayma deformasyonlarını hesaba katarak bağlantıların elastik davranışı gerçeğini göz ardı etmeden ve böylece birleşimlerin özelliğinden ve elemanların $P-\Delta$ etkisinden kaynaklanan lineer olmayan davranışı da hesaba katmaktır.

Yapılan çalışmada, uçlarında dönel yaylar bulunan çubuklardan oluşan düzlemsel çerçevelerin değişik yay katsayıları ile çözümlenmesiyle aşağıdaki sonuçlar ortaya çıkmıştır.

- Sistem yay katsayıları küçüldükçe, sistem deplasman değerleri büyümektedir. Yay katsayılarının sıfır limit değerine varması durumunda sistem yay bulunan noktalarda mafsallı bağlıymış gibi davranmaktadır.

- Yay katsayıları büyüdükçe, sistem deplasmanları küçülmektedir. Yay katsayıları limit olarak sonsuz büyük değerler aldığı zaman sistem her yayla bağlı noktada rijit bağlanmış gibi davranmaktadır.

- Yay katsayıları büyüdükçe açıklık momenti küçülmekte, buna karşılık uç momentleri büyümektedir.

Bu gerçeklerden dolayı herhangi bir ek masraf yapılmadan kiriş-kolon birleşimlerinin mevcut olan moment-dönme kapasiteleri, yapı sistemlerinin analizinde ekonomik bir tasarım için mutlaka dikkate alınmalıdır.

ÖZET

Bu çalışmada kayma deformasyonlarının etkisi de göz önüne alınarak düğüm noktalarına dönel yaylarla bağlı çubuklardan oluşan çerçevelerin nonlinear analizi yapılmış ve bu konuda bir bilgisayar programı hazırlanmıştır.

Birinci bölümde araştırmanın nedeni ve önemi belirtilmektedir.

İkinci bölümde ise bu konuda ve benzeri konularda daha önce yapılan çalışmalara değinilmiştir.

Üçüncü bölümde bu çalışmada yapılan kabuller ve kullanılan notasyonlar belirtilmiştir.

Dördüncü bölümde rijitlik matrisi yöntemi genel şekliyle anlatılmıştır.

Beşinci bölümde uçlarında dönel yaylar bulunan çubuklara ait eleman rijitlik matrisi kayma şekil deformasyonları dikkate alınarak ikinci mertebe teorisi ile elde edilmiştir.

Altıncı bölümde diferansiyel denklemler yardımıyla uçlarında dönel yaylar bulunan üniform yayılı yük, tekil yük, doğrusal yayılı yük, simetrik yamuk şeklinde yayılı yük ve simetrik olmayan üçgen şeklinde yayılı yük için ankastrelik uç kuvvetleri kayma şekil deformasyonları dikkate alınarak bulunmuştur.

Yedinci bölümde bilgisayar programı ile ilgili açıklamalar verilmiştir.

Sekizinci bölümde bilgisayar programının çalıştırılması ile ilgili bilgiler ve sayısal uygulamalar verilmiştir.

Dokuzuncu bölümde çalışmadan elde edilen sonuçlar verilmiştir. Hazırlanan bilgisayar programının doğruluğu, bazı örnek problemler değişik şekillerde çözülerek ve aralarındaki uyum gösterilerek kanıtlanmıştır. Literatürde özel durumlar için verilen örneklerdeki sonuçlar bu çalışmadaki yöntemle bulunan sonuçlarla karşılaştırılmış ve uyum içinde oldukları görülmüştür. Hazırlanan bilgisayar programı yardımıyla incelenen örneklerde yay katsayılarının değişimine bağlı olarak bazı elastostatik büyüklüklerin değişimi incelenerek sunulmuştur.

Yapılan çalışmada, uçlarında dönel yaylar bulunan çubuklardan oluşan düzlemsel çerçevelerin değişik yay katsayıları ile çözülüp karşılaştırılmasıyla aşağıdaki sonuçlar ortaya çıkmıştır.

- Sistem yay katsayıları küçüldükçe, sistem deplasman değerleri büyümektedir. Yay katsayılarının sıfır limit değerine varması durumunda sistem yay bulunan noktalarda mafsallı bağlıymış gibi davranmaktadır.

- Yay katsayıları büyüdükçe, sistem deplasmanları küçülmektedir. Yay katsayıları limit olarak sonsuz büyük değerler aldığı zaman sistem her yayla bağlı noktada rijit bağlıymış gibi davranmaktadır.

- Yay katsayıları büyüdükçe açıklık momenti küçülmekte, buna karşılık uç momentleri büyümektedir.

SUMMARY

In this study, the nonlinear analysis of frames composed of members flexibly connected to the nodes has been carried out taking into consideration the effect of shear deformations and a pertinent computer program has been prepared.

In the first chapter, the importance and the reasons why the research been carried out has been explained.

In the second chapter, previous studies related and similar to these subjects are mentioned.

In the third chapter, assumptions and notations used in this study are mentioned.

In the fourth chapter, stiffness matrix method is explained in general form.

In the fifth chapter, using second order theory, the member stiffness matrix for a bar with rotational springs at its ends has been obtained taking into consideration the effect of shear deformations.

In the sixth chapter, using pertinent differential equations, the fixed end forces with rotational springs at its ends have been found taking into consideration the effect of shear deformations for uniformly distributed load, concentrated load, linearly distributed load, symmetrical trapezoidal distributed load and non-symmetrical triangular distributed load.

In the seventh chapter, explanations concerning the computer program are given.

In the eighth chapter, information concerning how to run the computer program and numerical examples are given.

In the ninth chapter, the results obtained from this study are presented. The validity of the implemented computer program has been proved by solving some example problems in different ways and showing the match between the results. Problems, in the literature, which are special cases of the problems treated in this study, were solved by the present computer program and the match of the results has been observed. Using the implemented computer program and solving some examples the variations of some elastostatic quantities with the spring constants have been examined and presented.

In this study, plane frames with members having rotational springs at the ends have been solved with different spring constants and comparisons among results have shown the following facts.

- As the spring constants in the system decrease the displacements increase. In the limit when the spring constants reach the zero value the system behaves as if there are hinges at points where there are springs.
- As the spring constants increase the displacement decrease. In the limit when the system constants take infinitely large values the system behaves as if there are rigid connections at points where there are springs.
- As the spring constants increase the span moments for the beams decrease, but the end moments to the contrary, increase.

1. GİRİŞ

Genel olarak yapı sistemlerinde çerçeveleri oluşturan çubuk elemanlarının birbirlerine ya tam rijit ya da mafsalla bağlı oldukları kabulü yapılarak çözüme gidilir. Fakat yapı sistemlerinde çerçeveler her zaman tam rijit ya da mafsallı olarak birbirlerine bağlı varsayımına uygun davranmazlar. Örneğin prefabrik yapılarda ve çelik kontrüksiyonda kirişlerin kolonlara birleşim yerlerinin tam rijit davranmadığı bilinmektedir. Böyle durumlarda çubuklar bağlantı noktalarında birbirlerine elastik dönel yaylarla bağlıymış gibi davranırlar. Bu gibi durumlarda eşdeğer dönel yay sabitleri deneysel ve benzeri yöntemlerle yaklaşık olarak bulunduğunda yapı sisteminin analizini yapmak mümkün olmaktadır. Bu amaçla yapılan bu çalışmada QBASIC dilinde bir bilgisayar programı hazırlanmıştır. Hazırlana bilgisayar programında rijitlik matrisi yöntemi kullanılmıştır. Yöntemi uygulayabilmek için kayma şekil değiştirmeleri de hesaba katılarak nonlineer analize ait eleman rijitlik matrisinin teşkili ve ankastrelik uç kuvvetlerinin elde edilmesi incelenmiştir. Elastik mesnetli bir çubuğun rijitlik matrisi ikinci mertebe teorisi kullanılarak diferansiyel denklemler yardımıyla elde edilmiştir. Hazırlanan bilgisayar programı kullanılarak, elemanları birbirlerine elastik dönel yaylar ile bağlanmış olan çerçevelerin statik analizi yapılabilmektedir.

Bina çerçeveleri daha çok kayma deformasyonları yaptıkları için, bazı hallerde bağlantı kirişlerinin ve perdelerin kesit yükseklikleri, açıklıklarının yanında oldukça büyük değerler aldığıında kayma şekil değiştirmelerinin etkisi de önemli olmaktadır.

Diğer birçok bilim ve mühendislik konularında olduğu gibi yapı analizlerinde de analizcinin en etkili aracı lineerleştirmedir. Yüzyıllar boyunca yapı analizlerinde lineerleştirme yoluyla pek çok problemin yeter doğrulukta çözülmesi mümkün olmuştur. Ancak, günümüzde teknolojinin ilerlemesi ile çok yüksek dayanımlı malzemelerle çok narin yapıların yapılması mühendisleri nonlineer analiz uygulamasına yöneltmiştir. Özellikle nonlineer analize gerek duyulan problemler, çok özel bir nonlineer davranış gösteren malzemeler, yüksek dayanımlı malzemeler ile yapılan narin yapılar ve temas bölgesinin genişliği yüke bağlı olan yapı elemanları ile ilgili problemlerdir. Burada ikinci tür nonlineerlik yani, ikinci mertebe teorisinden doğan geometrik nonlineerlik incelenmiştir.

Geometrik Nonlineerlik

Bir boyutlu narin yapı elemanlarındaki aksenal kuvvetler ve iki boyutlu ince yapı elemanlarındaki düzlem içi kuvvetler belirli bir düzeyin altında kaldıkları sürece sistemin lineer davranışını bozmazlar. Ancak malzemenin elastisite modülü ile yapı elemanlarının mesnetleniş şekli ve atalet momentlerine bağlı olarak yük belirli bir düzeye çıkınca iç kuvvetler eğilme momentlerine katkılarıyla yapı elemanlarının rijitliğine etki ederek analizin nonlinear olmasına neden olurlar. Bu nonlinearlik yapı elemanlarının ve sonuç olarak yapının rijitlik matrisinin yük düzenine bağlı olarak değişmesinden kaynaklanır. Yapının bilinen rijitlik matrisine gelen katkıya geometrik rijitlik matrisi ve elastik rijitlik matrisi ile toplamına da bileşke rijitlik matrisi denir.

Bu tür nonlinearliğin hesaplara katılması ile yapılan analize ikinci mertebe hesabı veya nonlinear analiz denir. Uygulanan yöntem, rijitlik matrisinin her yük adımında yeniden oluşturulması şeklinde olmaktadır.

Burada, rijitlik matrisi yöntemi ele alınmıştır. Yöntemi uygulayabilmek için nonlinear analize ait eleman rijitlik matrisinin bulunması ve ankastrelik uç kuvvetlerinin elde edilmesi incelenmiştir. Yöntemde izlenen yol her taşıyıcı sistem için aynıdır.

Bilgisayar programlama mümkün olduğundan, denklemlerin yazılışı ve çözümü bilgisayar tarafından çok hızlı ve yanlışsız olarak yapılabilmektedir. Ayrıca rijitlik matrisinde en büyük elemanlar köşegen üzerinde bulunduğundan çözümde doğruluk derecesi yüksektir.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Bu bölümde tezle ilgili konularda daha önceden yapılan bazı çalışmalara değinilmiştir. Yapılan çalışmalar kronolojik olarak aşağıda sıralanmıştır : -

Monforton ve Wu (1963) dönel yaylarla bağlı çubuklardan oluşan çerçevelerin lineer analizini matris yöntemiyle yapmışlar, kuvvetler ile yer değıştirmeler arasındaki bağıntıyı çıkarıp, rijitlik matrisini elde etmişlerdir. Bazı yükleme durumları için ankastrelik uç kuvvetlerini de bulmuşlardır.

Livesly (1964) uçlarında dönel yaylar bulunan elemanların rijitlik matrisinin çıkarılmasını incelemiştir. Ancak ankastrelik uç kuvvetlerinin ne olacağı hakkında bir çalışma yapılmamıştır.

Romstad ve Subramanian (1971) dönel yaylarla bağlı çerçevelerin analizini yapmışlardır. Düğüm noktalarının mafsallı, tam rijit veya yarı rijit olması durumları için moment ve bağıl dönme ilişkisini bir grafikte vermişlerdir. Konuyla ilgili deneysel çalışmalar da yapan aynı yazarlar moment-dönme ilişkisini bir grafikte vermişlerdir.

Ackroyd ve Gerstle (1983) dönel yaylarla bağlı çerçevelerin elastik stabilitesini incelemiştirlerdir. Bir çerçevenin elastik burkulma kapasitesinin daha rijit bir bağlantı seçilerek önemli ölçüde artırıldığı sonucuna varmışlardır.

Yu ve Shanmugan (1985) yarı-rijit bağlı çerçevelerin stabilitesi üzerinde çalışmışlar ve bu tür yapıların elastik göçme yükünün bulunması için bir rijitlik matrisi yöntemi sunmuşlardır. Bu yöntem, bağlantıların yarı-rijit davranışlarının göz önüne alınması yanında ayrıca aksel rijitliği, geometrik değışiklikleri ve $P - \Delta$ etkisini de göz önüne almaktadır. Araştırmacılar, yaptıkları deneyler ile teorik analizlerinin geçerliliğini ölçmüşler ve yöntemlerinin kabul edilebilir doğrulukta olduğu sonucuna varmışlardır. Bu çalışmanın sonucunda düğüm noktalarının rijitlik derecesinin artırılması ve takviyelendirme ile göçme yükünün artırılacağı kanısına varmışlardır.

Stelmack, Marley ve Gerstle (1986) lineer dönel yaylarla bağlı elik çerçeveler için olan analitik yöntemlerin geçerliliğini kanıtlamak amacıyla deneysel çalışmalar yapmışlardır. Deneyle sonucunda bu ereve analiz yöntemlerinin iyi sonuçlar verdiği sonucunu elde etmişlerdir.

Cunningham (1990) elik yapılarda dönel yaylı bağlantılar hakkında bir çalışma yapmıştır. Yapılan bu deneysel çalışmadan kiriş-kolon bileşiminin karakteristik özellikleri elde edilmiştir. Bu çalışmada kiriş ve bağlantı için verilen bir momente karşılık gelen dönmeyi veren grafik elde edilmiş ve değişik bağlantıları olan elik elemanlar için sonuçlar bir grafikte özetlemiştir.

Aksoğan ve Dinçer (1991) Kayma deformasyonlarının etkisi göz önüne alınarak rijit bağlı çubuklar için rijit uçların varlığının ikinci merteye analizine etkilerini değişik ara yk durumlarını da inceleyerek ele almışlardır.

Aksoğan ve Akkaya (1991) Elastik bağlı çubuklardan oluşan düzlemsel çerçevelerin lineer analizini ele almışlar ve bu konuda bir bilgisayar programı hazırlamışlardır. nce, uçlarında dönel yaylar bulunan bir eleman için rijitlik matrisini bulmuşlar ve daha sonra tekil yük, uniform yaylı yk, doğrusal yaylı yk, simetrik olmayan ugen şeklinde yk ve simetrik yamuk şeklinde yk için ankastrelik uç kuvvetlerini elde etmişlerdir.

Aksoğan ve Grgn (1993) yarı-rijit bağlı çerçevelerin nonlinear analizi üzerinde çalışmışlar. Çeşitli ara yükler için ankastrelik uç kuvvetlerini elde edip bu konuda bir bilgisayar programını hazırlamışlardır.

Aksoğan, Oskouei ve Akavcı (1993) uçlarında rijit bölgeler bulunan elastik bağlı çubuklardan oluşan çerçevelerin nonlinear analizini, yayların nonlinear davranışının üçüncü dereceden bir polinom olduğu varsayımı ile yapmışlar ve bu konuda bir bilgisayar programı hazırlamışlardır.

Erdem ve Aksoğan (1994) uçlarında rijit bölgelere nonlinear dönel yaylarla bağlanmış çubuklardan oluşan çerçevelerin analizi üzerinde çalışmışlar ve bir bilgisayar programı hazırlamışlardır.

Aksoğan ve Akavcı (1994) Uçlarında rijit bölgeler bulunan dönel yaylı çubuklardan oluşan düzlemsel çerçevelerin stabilite analizi üzerinde çalışmışlar. Bu çalışmada, eleman elastisite modülüne, atalet momentine, uzunluğuna ve eksenel kuvvetine bağlı eleman rijitlik matrisi verilmiş ve her iki konuda da birer bilgisayar programı hazırlanmıştır.

Aksoğan, Akavcı ve Görgün (2005) Uçlarında rijit bölgeler bulunan ve nonlinear yaylarla bağlı çubuklardan oluşan düzlemsel çerçevelerin geometrik nonlinearliği hesaba katarak analizi üzerinde çalışmışlar. Bu konuda bir bilgisayar programı hazırlamışlardır.

3. KABULLER VE NOTASYON

3.1. Yapılan Kabuller

1. Yapı malzemesi lineer elastik, homojen ve izotropdur.
2. Çubuk elemanı sabit kesitli ve doğru eksenlidir.
3. Dış yükler statiktir.

Ancak geometrik nonlineerlik hesaba katılacaktır ve süperpozisyon geçerli değildir.

3.2. Kullanılan Notasyon

- E : Elastisite modülü,
G : Kayma modülü,
I : Atalet momenti,
A : Eleman kesit alanı,
k : Kesit şekline bağlı katsayı,
L : Eleman boyu,
[f] : Ankastrelik uç kuvvetleri kolon vektörü,
[p] : Eleman uç kuvvetleri kolon vektörü,
[d] : Eleman uç deplasmanları kolon vektörü,
[P] : Sistem yük vektörü
[K] : Sistem rijitlik matrisi,
[k] : Eleman rijitlik matrisi,
[T] : Transformasyon matrisi,
[D] : Sistem deplasman kolon vektörü,
 k_A, k_B : Dönel yayın bir radyan için moment değeri,

4. MATERYAL VE METOD

4.1. Düzlem Taşıyıcı Sistemlerde Rijitlik Matrisi Yöntemi

Bu yöntem, açı metodu diye bilinen ve deplasmanları bilinmeyen olarak matris formülasyonu kullanan klasik metodun geliştirilmiş şeklidir.

Bir taşıyıcı elemanın $N \times N$ adet rijitlik etki katsayısını içeren kare matris rijitlik matrisi denir. Rijitlik matrisi serbestlik derecesi N olan bir taşıyıcı sistemde, N adet düğüm deplasmanını sisteme etkileyen yük vektörüne bağlayan bir katsayılar matrisidir.

Rijitlik matrisi yöntemi yapı analizi kitaplarında ayrıntılı olarak incelenmiştir. Tezcan (1970), Çakıroğlu, Özden ve Özmen (1970), Dündar, Kıral ve Mengi (1985) yöntemi ayrıntılı şekilde vermişlerdir.

4.2. Eleman Rijitlik Etki Katsayıları

Elemanın her iki ucunda meydana getirilen tek tek birim deplasmanlar altında çubuk uçlarında oluşan tepkilere çubuk elemanın rijitlik etki katsayıları denir.

Belirli bir doğrultuda birim deplasman oluşması için taşıyıcı sisteme bir kuvvet uygulamak gerekir. Ancak uygulamada, oluşacak deplasmanın ve uygulanacak kuvvetin doğrultu, yön ve uygulama noktalarının açık olarak belirtilmesi gerekir. Bunun için taşıyıcı elemanın bütün serbestlik dereceleri bir okla ve okun başı, kabul edilen işaret kuralına göre pozitif yönü göstermek üzere bir şekil üzerinde gösterilir.

Kuvvetler ve ötelenmeler için doğru, dönmeler için eğri oklar kullanılır ve bütün oklar sıra ile numaralanır (Şekil 4.1, Şekil 4.2).

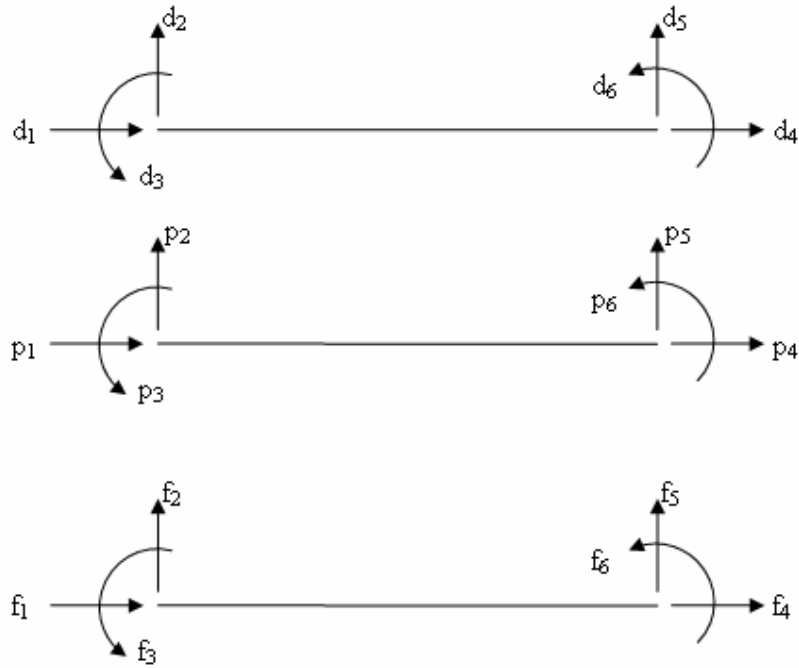
Bir deplasmana karşılık gelen rijitlik matrisi elemanlarını hesaplamak için o deplasmana birim ve diğerlerine sıfır değer verip hesaplamak gerekir (Şekil 4.3).

Adı geçen katsayılar literatürde kayma deformasyonları ihmal edilerek lineer analiz ile verilmektedir (Tezcan, (1970), Çakıroğlu, Özden ve Özmen, (1970), Dündar, Kıral ve Mengi (1985) Yine kayma deformasyonlarının etkileri de dikkate alınarak lineer analiz ile Dündar ve Kıral (1986), nonlinear analiz ile Dinçer (1989) ve kayma

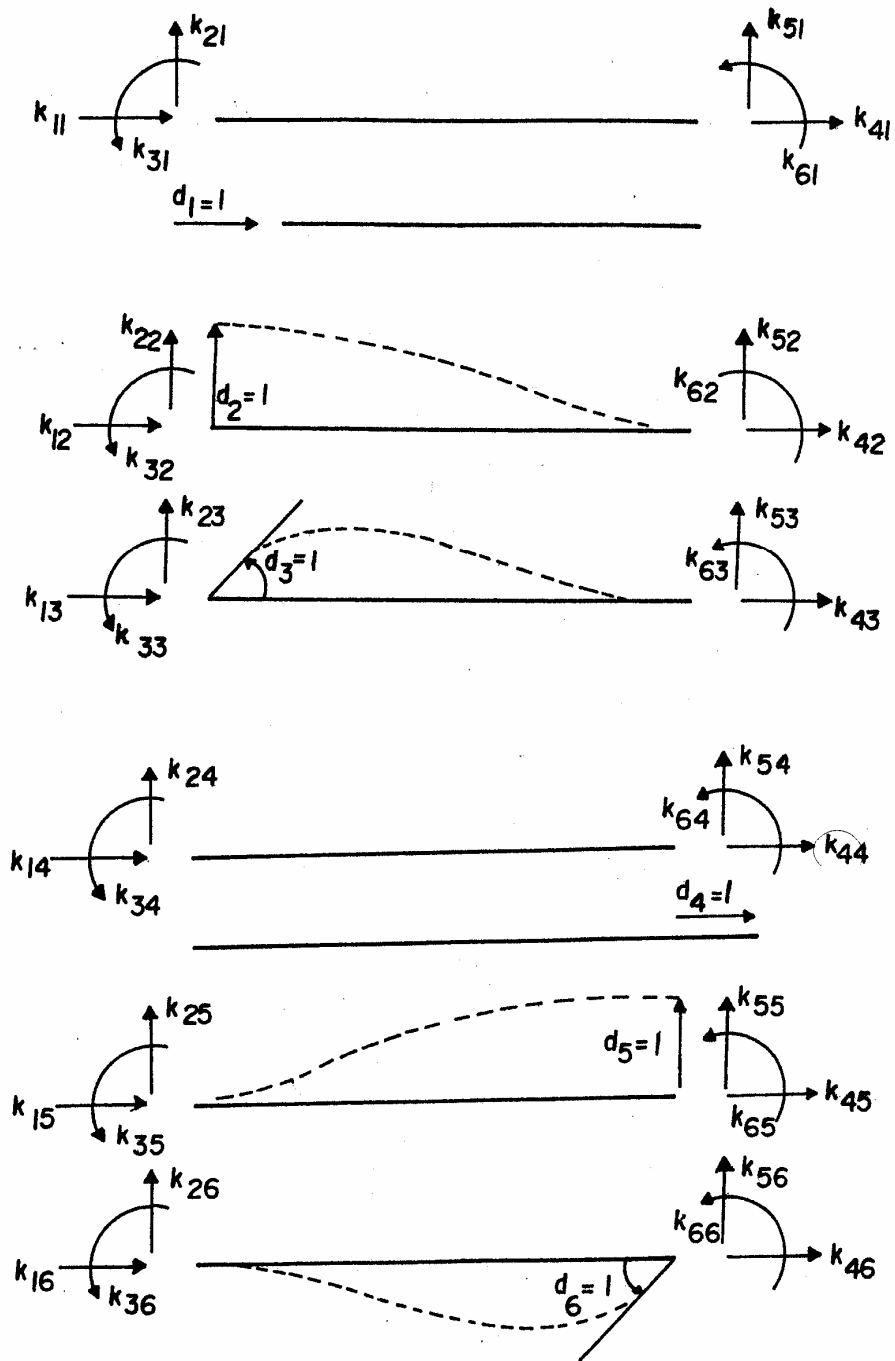
deformasyonları ihmal edilerek nonlineer analiz ile, Ghali ve Neville (1977) tarafından verilmektedir.



Şekil 4.1. İşaret kabulü



Şekil 4.2. Eleman koordinatlarında eleman uç deplasmanları uç kuvvetleri ve ankastrelilik uç kuvvetleri



Şekil 4.3. Rijitlik etki katsayıları

4.3. Eleman Rijitlik Matrisin Oluşturulması

Bir çubuk elemanın i ve j uçlarındaki kuvvet ve deplasman kolon vektörleri alt alta getirilirse eleman rijitlik denklemi,

$$\begin{bmatrix} P_i \\ \text{---} \\ P_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{ii} & k_{ij} \\ \text{---} & \text{---} \\ k_{ji} & k_{jj} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_i \\ \text{---} \\ d_j \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_i \\ \text{---} \\ f_j \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

veya $P = kd + f$ sembolik formda elde edilir. Burada k'ya eleman rijitlik matrisi ismi verilir. Rijitlik etki katsayılarının, çubuğun uç deplasmanlarını uç kuvvetlerine bağladığı görülmektedir. Eleman rijitlik matrisi, sistemi oluşturan her eleman için yazılır. Burada [P], [k], [d] ve [f] sırası ile uç kuvvetleri kolon vektörü, eleman rijitlik matrisi, uç deplasmanları kolon vektörü ve ankastrilik uç kuvvetleri kolon vektörüdür.

Elemana ait uç kuvvet deplasman ilişkileri eleman üzerinde yerel koordinat takımında yazılır. Sistem deplasmanları ve kuvvetleri için yerel koordinat takımının kullanılması uygunluk ve denge koşullarının yazılmasında karışıklıklar doğurur. Bu karışıklığı önlemek için izlenmesi gereken sistematik yol, taşıyıcı sistem için ortak bir koordinat takımı seçilmesi, her bir çubuk elemanı için elde edilmiş olan uç kuvvet deplasman ilişkisinin bu ortak koordinat takımında yazılmasıdır. Problemin bilinmeyenleri olarak seçilen düğüm noktaları deplasmanları da bu ortak sistem koordinatları doğrultusunda alınmalıdır. Her düğüm noktasında uygunluk ve denge koşulları kullanılarak, bilinmeyen düğüm deplasmanları, sistem düğüm noktalarına etkiyen ve bilinen kuvvetlere bağlanmalıdır.

4.4. Düğüm Noktalarında Uygunluk ve Denge Koşulları

Uygunluk koşulları düğüm noktalarındaki sürekliliği ifade eder. Buna göre bir düğüm noktasında rijit bağlanmış olan bütün elemanların o düğümdeki uç deplasmanları, sistemin düğüm deplasmanlarına eşit olması gerekir, yani çubuk uçları ve bağlandıkları düğüm noktaları aynı deplasmanı yapmalıdır.

Eleman rijitlik matrisinin elde edilmesinde bir düğüm noktasına birleşen çubuk uçlarının aynı deplasmanı yapacakları kabulü kullanılmıştır. Böylece düğüm noktalarında sağlanması gereken uygunluk koşulları analizde göz önüne alınmış olmaktadır.

Düğümler için serbest cisim diyagramları çizilerek, düğüm dıştan etkiyen kuvvetlerle, çubuk uçlarından gelen uç kuvvetleri etkisi altında denge denklemleri yazılır.

4.5. Sistem Rijitlik Matrisi

Sistemi oluşturan elemanlar için rijitlik matrisleri oluşturulduktan sonra sistem rijitlik matrisi kodlama tekniği kullanılarak elde edilir.

Sistem koordinatlarında verilen D yer değiştirmeleri eleman rijitlik denklemlerinde yerine yazılır ve her eleman için yazılan uygunluk denklemleri, denge denklemlerinde yerine konularak ve düğümlere etkiyen dış yükler ve deplasmanlar alt alta getirilerek

$$[P] = [K][D] \quad (4.2)$$

sistem denge denklemleri elde edilir. Burada P ve D sırasıyla düğüm noktalarındaki dış yük ve deplasman kolon vektörler, K ise sistemin rijitlik matrisidir. P bilindiğine göre D bu ifadeden bulunur.

4.6. Ara Yük Hali

Çubuk üzerine etki eden ara yükler önce çubuk uçlarına indirgenmeli, sonra düğüm noktalarına gelen eşdeğer yükler hesaplanmalıdır. (4.2) ifadesinde görülen sistem denge denklemindeki $[P]$ kolon vektörü, sistemin düğüm noktalarına etki eden eşdeğer ara yükler ve direk dış yüklerin toplamıdır.

Taşıyıcı sistemin bütün çubukları uçlarında ankastre farz edilerek, yüklerin uçlarda oluşturduğu ankastrelik reaksiyonları $[f]$ hesap edilir. Bu $[f]$ kolon vektörü

sistem koordinatlarına dönüştürülür. [f] ankastrelik uç kuvvetleri, ters işaretleri ile düğüm noktasına doğrudan etkiyen dış düğüm yükleri olarak alınırlar.

Toplam dış kuvvetler altında sistemin düğüm deplasmanları bulunur ve bu deplasmanlardan da dönüşüm formülü yardımıyla eleman uç deplasmanlarına geçilerek eleman uç kuvvetleri eleman koordinatlarında bulunur. Daha sonra eleman kesit tesirleri, uç kuvvetleri ve eleman üzerine etki eden ara kuvvetler göz önüne alınarak hesap edilir.

Sistem rijitlik matrisin oluşturulmasında programlamaya elverişli olduğundan kod numaraları yöntemi kullanılacaktır. Bir çubuğun i ve j uçlarındaki yer değiştirme numaralarının yan yana yazılması ile elde edilen sayıya, o çubuğun kod numarası denir. Kod numarasında yer değiştirme numaralarının adedi, çubuğun serbestlik derecesine eşittir.

4.7. Elastik Mesnetler

Bir taşıyıcı sistemde, sistemin rijitliğini etkileyecek doğrusal ya da dönel yaylar olabilir. Bu durumda yay katsayısı sistem rijitlik matrisinin köşegenine karşılık gelen terime eklenir.

4.8. Çubuk Elemanlarının Dönel Yaylarla Bağlı Olması Durumu

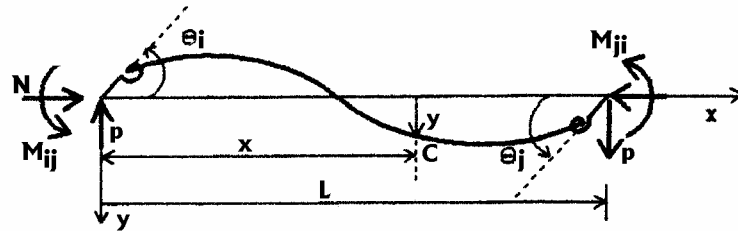
Bir taşıyıcı sistemde sistemi oluşturan elemanlar birbirlerine tam rijit ya da mafsallı bağlanmış olmayabilirler. Bu durumda çubuklar bağlantı noktalarında birbirlerine elastik bir dönel yay ile bağlanmış gibi davranırlar. İkinci mertebeye teorisi kullanılarak ve kayma deformasyonları hesaba katılarak diferansiyel denklemler yardımıyla yay katsayılarının sistem rijitlik matrisine ve ankastrelik uç kuvvetlerine katkıları sırasıyla 5. ve 6. bölümlerde anlatılacaktır.

5. KAYMA ŞEKİL DEĞİŞTİRMELERİ GÖZ ÖNÜNDE TUTULAN VE UÇLARINDA DÖNEL YAYLAR BULUNAN BİR ÇUBUĞUN İKİNCİ MERTEBE TEORİSİNE AİT ELEMAN RİJİTLİK MATRİSİ

5.1. Genel Denklemler

Burada, çubuğun rijitlik etki katsayıları aksenal kuvvetin basınç ve çekme olması halinde incelenecektir.

Şekil 5.1.'de görülen doğru aksenli sabit kesitli L uzunluğundaki çubuğun eğilme ve kayma rijitlikleri sabittir.



Şekil 5.1. İşaret kabulü

Bilindiği gibi dolu kesitlerde eğilme ve kayma rijitlikleri sırasıyla,

$$k_m = EI, \quad k_t = kGA \quad (5.1)$$

dır. Burada;

E: elastisite modülünü,

G: kayma modülünü

I: atalet momentini

A: kesit alanını

k: kesit şekline bağlı bir sabiti göstermektedir.

Çubuğun i ucuna etkiyen N , M_{ij} , P uç kuvvetleriyle, j ucuna etkiyen N , M_{ji} , P uç kuvvetlerinin pozitif yönleri, ayrıca eksene dik y yer değiştirmeleri, θ_i ve θ_j uç dönmeleri ve M , T kesit tesirlerinin pozitif yönleri Şekil 5.1'de gösterilmiştir.

5.1.1. Basınç Hali

Eksenel kuvvetin basınç olması halinde, denge denklemlerinden eğilme momenti için,

$$M = -M_{ij} + Px + Ny \quad (5.2)$$

formülü elde edilir. Burada $N > 0$ 'dır.

Eksene dik y yer değiştirmesi, eğilmeden doğan y_m ve kaymadan doğan y_t yer değiştirmelerinin toplamına eşittir.

$$y = y_m + y_t \quad (5.3)$$

(5.3)'deki bağıntının her iki tarafının birinci ve ikinci türevleri alınarak

$$y' = y'_m + y'_t \quad (5.4)$$

$$y'' = y''_m + y''_t \quad (5.5)$$

bağıntıları yazılabilir.

Eğilmeye ve kaymaya ait şekil değiştirme denklemleri : -

$$y''_m = -\frac{M}{k_m} \quad (5.6)$$

$$y'_t = \frac{T}{k_t} = \frac{M'}{k_t} \quad (5.7)$$

$$y''_t = \frac{T'}{k_t} \quad (5.8)$$

olduğuna göre, denge denklemlerinden, kesit tesirleri için (5.2)'ye ek olarak

$$T = M' = P + Ny' \quad (5.9)$$

$$T' = Ny'' \quad (5.10)$$

formülleri elde edilir. Burada $N > 0$ dır.

(5.5) formülünde (5.6), (5.8) ve (5.10) formülleri kullanılarak

$$y'' = y''_m + y''_t = -\frac{M}{k_m} + \frac{N}{k_t} y'' \quad (5.11)$$

ve buradan da

$$\bar{k}_m = k_m \left(1 - \frac{N}{k_t} \right) \quad (5.12)$$

$$y'' = -\frac{M}{\bar{k}_m} \quad (5.13)$$

bulunur.

Denge denklemlerinden bulunan eğilme momentinin (5.2)'deki ifadesi (5.13)'te yerine konulursa,

$$y'' + \alpha^2 y - \frac{M_{ij}}{\bar{k}_m} + \frac{P}{\bar{k}_m} x = 0 \quad (5.14)$$

$$\alpha^2 = \frac{N}{\bar{k}_m} \quad (5.15)$$

diferansiyel denklemleri elde edilir. Bu diferansiyel denklemlerin genel çözümü:

$$y = A \sin(\alpha x) + B \cos(\alpha x) + \frac{M_{ij}}{\alpha^2 \bar{k}_m} - \frac{P}{\alpha^2 \bar{k}_m} x \quad (5.16)$$

dır.

Yer değiştirmelerin birinci ve ikinci türevleri ise;

$$y' = A\alpha \cos(\alpha x) - B\alpha \sin(\alpha x) - \frac{P}{\alpha^2 \bar{k}_m} \quad (5.17)$$

$$y'' = -A\alpha^2 \sin(\alpha x) - B\alpha^2 \cos(\alpha x) \quad (5.18)$$

olarak elde edilir.

Ayrıca moment denge denklemlerinden de

$$P = \frac{M_{ij} + M_{ji}}{L} \quad (5.19)$$

bağıntısı yazılabilir.

5.1.2 Çekme Hali

Eksenel kuvvetin çekme olması halinde benzer işlemler sonucunda,

$$M = -M_{ij} + Px - Ny \quad (5.20)$$

$$T = M' = P - Ny' \quad (5.21)$$

$$T' = -Ny'' \quad (5.22)$$

$$\bar{k}_m = k_m \left(1 + \frac{N}{k_t} \right) \quad (5.23)$$

$$y'' = -\frac{M}{\bar{k}_m} \quad (5.24)$$

$$y'' - \alpha^2 y - \frac{M_{ij}}{k_m} + \frac{P}{k_m} x = 0 \quad (5.25)$$

$$\alpha^2 = \frac{N}{k_m} \quad (5.26)$$

Diferansiyel denklemi elde edilir. Bu denklemin genel çözümü, birinci ve ikinci türevleri olan y' , y'' ifadeleri de

$$y = A \sinh(\alpha x) + B \cosh(\alpha x) - \frac{M_{ij}}{\alpha^2 k_m} + \frac{P}{\alpha^2 k_m} x \quad (5.27)$$

$$y' = A \alpha \cosh(\alpha x) - B \alpha \sinh(\alpha x) - \frac{P}{\alpha^2 k_m} \quad (5.28)$$

$$y'' = A \alpha^2 \sinh(\alpha x) + B \alpha^2 \cosh(\alpha x) \quad (5.29)$$

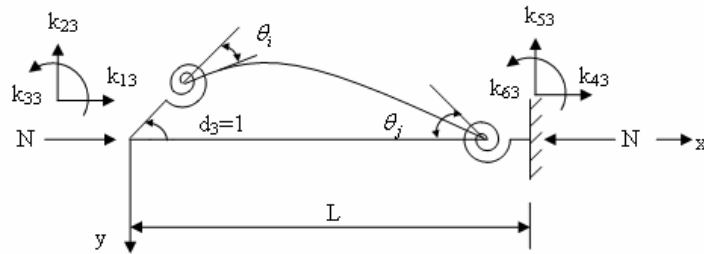
şeklini alırlar. Burada $N > 0$ dır.

5.2. Birim Deplasman Sabitlerinin Elde Edilmesi

Kayma deformasyonlarının da etkileri göz önüne alınarak, II. Mertebe teorisine (nonlineer analiz) ait eleman rijitlik matrisini hesaplamak için bir deplasmana tekabül eden deplasmana birim değerlerine sıfır değer verip hesaplamak gerekir.

5.2.1. Basınç Hali

$d_3 = 1$ için



Şekil 5.2. $d_3 = 1$ yüklemesi

Sınır koşulları

a - uçlarındaki çökmeler

$$x = 0 \text{ da } y = 0 \quad (5.30)$$

$$x = L \text{ de } y = 0 \quad (5.31)$$

b - uçlarındaki dönmeler

x = 0 da, (5.4) denkleminde

$$y'(0) = y'_m(0) + y'_t(0) \quad (5.32)$$

$$\text{Eğilmeden dolayı, } y'_m(0) = -1 + \frac{k_{33}}{k_A} \quad (5.33)$$

Kaymadan dolayı, (5.7) denkleminde

$$y'_t = \frac{M'}{k_t} = \frac{k_{33} + k_{63}}{Lk_t} + \frac{N}{k_t} y'(0) \quad (5.34)$$

olduğuna göre, (5.32) denkleminde yerine konulursa,

$$x = 0 \text{ da, } y'(0) = \frac{k_{33} + k_{63}}{L\bar{k}_t} - \frac{1}{\left(1 - \frac{N}{k_t}\right)} + \frac{k_{33}}{k_A \left(1 - \frac{N}{k_t}\right)} \quad (5.35)$$

şeklinde bulunur.

Burada,

$$\bar{k}_t = k_t \left(1 - \frac{N}{k_t}\right) \quad (5.36)$$

şeklindedir. Benzer şekilde

$$x = L \text{ 'de, } y'(L) = \frac{k_{33} + k_{63}}{L\bar{k}_t} + \frac{k_{63}}{k_B \left(1 - \frac{N}{k_t}\right)} \quad (5.37)$$

sınır koşulları yazılabilir.

Şekillerde verilen ve bilgisayar programında kullanılan boyutsuz yay katsayıları

$$k_1 = \frac{Lk_A}{4EI}, \quad k_2 = \frac{Lk_B}{4EI} \text{ şeklinde tanımlanmıştır.}$$

$y(0)$, $y'(0)$, $y(L)$, $y'(L)$ 'lerin (5.16) ve (5.17)'deki ifadelerin sınır koşullarında yerlerine konular ve elde edilen denklem sistemi çözüldürse, (5.16), (5.17) ve (5.18) denklemlerinde görülen A ve B sabitleri için

$$A = \frac{k_{33} \cos(\alpha L)}{N \sin(\alpha L)} + \frac{k_{63}}{N} \frac{1}{\sin(\alpha L)} \quad (5.38)$$

$$B = -\frac{k_{33}}{N} \quad (5.39)$$

ve birim deplasman sabitleri için de,

$$H = \left[\alpha k_m (NL + k_A + k_B) - (\alpha L) k_A k_B \left(1 - \frac{N}{k_t} \right) \sin(\alpha L) \right] \\ - \left[NL(k_A k_B) + 2k_A k_B \right] \cos(\alpha L) + 2k_A k_B$$

kısaltması yapılırsa,

$$k_{33} = \frac{k_m}{L} \frac{(\alpha L) \left[(NLk_A + k_A k_B) \sin(\alpha L) - (\alpha L) k_A k_B \left(1 - \frac{N}{k_t} \right) \cos(\alpha L) \right]}{H} \quad (5.40)$$

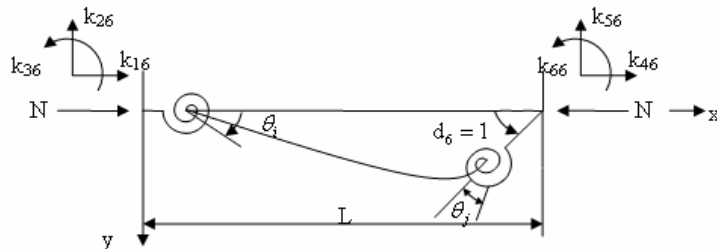
$$k_{63} = \frac{k_m}{L} \frac{(\alpha L) \left[(\alpha L) k_A k_B \left(1 - \frac{N}{k_t} \right) - k_A k_B \sin(\alpha L) \right]}{H} \quad (5.41)$$

$$k_{23} = \frac{k_m}{L^2} \frac{(\alpha L)^2 \left[\alpha k_m k_A \left(1 - \frac{N}{k_t} \right) \sin(\alpha L) + k_A k_B \left(1 - \frac{N}{k_t} \right) (1 - \cos(\alpha L)) \right]}{H} \quad (5.42)$$

$$k_{53} = -\frac{k_m}{L^2} \frac{(\alpha L)^2 \left[\alpha k_m k_A \left(1 - \frac{N}{k_t} \right) \sin(\alpha L) + k_A k_B \left(1 - \frac{N}{k_t} \right) (1 - \cos(\alpha L)) \right]}{H} \quad (5.43)$$

ifadeleri elde edilir.

$d_6 = 1$ için,



Şekil 5.3. $d_6 = 1$ yüklemesi

Sınır koşulları : -

a - uçlarındaki çökmeler

$$x = 0 \text{ da } y = 0 \quad (5.44)$$

$$x = L \text{ de } y = 0 \quad (5.45)$$

b - uçlarındaki dönmeler

$$x = 0 \text{ da } y'(0) = \frac{k_{36} + k_{66}}{Lk_t} + \frac{k_{36}}{k_A} \frac{1}{\left(1 - \frac{N}{k_t}\right)} \quad (5.46)$$

$$x = L \text{ de } y'(L) = \frac{k_{36} + k_{66}}{Lk_t} - \frac{1}{\left(1 - \frac{N}{k_t}\right)} + \frac{k_{66}}{k_B \left(1 - \frac{N}{k_t}\right)} \quad (5.47)$$

şeklindedir.

$y(0)$, $y'(0)$, $y(L)$, $y'(L)$ 'lerin (5.16) ve (5.17)'deki ifadelerin sınır koşullarında yerlerine konular ve elde edilen denklem sistemi çözümlerse, (5.16), (5.17) ve (5.18) denklemlerinde görülen A ve B sabitleri için

$$A = \frac{k_{36} \cos(\alpha L)}{N \sin(\alpha L)} + \frac{k_{66}}{N} \frac{1}{\sin(\alpha L)} \quad (5.48)$$

$$B = -\frac{k_{36}}{N} \quad (5.49)$$

ve birim deplasman sabitleri için de,

$$k_{36} = \frac{k_m}{L} \frac{(\alpha L) \left[(\alpha L) k_A k_B \left(1 - \frac{N}{k_t}\right) - k_A k_B \sin(\alpha L) \right]}{H} \quad (5.50)$$

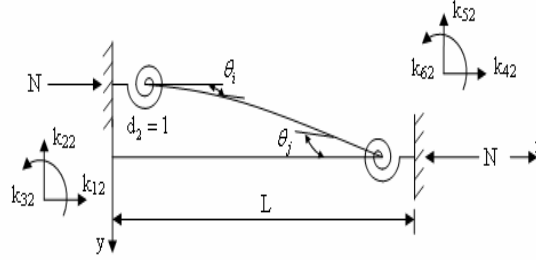
$$k_{66} = \frac{k_m}{L} \frac{(\alpha L) \left[(N L k_B + k_A k_B) \sin(\alpha L) - (\alpha L) k_A k_B \left(1 - \frac{N}{k_t}\right) \cos(\alpha L) \right]}{H} \quad (5.51)$$

$$k_{26} = \frac{k_m}{L^2} \frac{(\alpha L)^2 \left[\alpha k_m k_B \left(1 - \frac{N}{k_t}\right) \sin(\alpha L) + k_A k_B \left(1 - \frac{N}{k_t}\right) (1 - \cos(\alpha L)) \right]}{H} \quad (5.52)$$

$$k_{56} = -\frac{k_m}{L^2} \frac{(\alpha L)^2 \left[\alpha k_m k_B \left(1 - \frac{N}{k_t}\right) \sin(\alpha L) + k_A k_B \left(1 - \frac{N}{k_t}\right) (1 - \cos(\alpha L)) \right]}{H} \quad (5.53)$$

ifadeleri elde edilir.

$d_2 = 1$ için,



Şekil 5.4. $d_2 = 1$ yüklemesi

Şekil 5.4 'den moment denge denklemi,

$$M = -M_{ij} + Px + N(1 + y) \quad (5.54)$$

olduğuna göre (5.13)'de yerine konulursa

$$y'' + \alpha^2 y - \frac{M_{ij}}{k_m} + \frac{P}{k_m} x + \frac{N}{k_m} = 0 \quad (5.55)$$

diferansiyel denklemi ve bu denklemin genel çözümü olan,

$$y = A \sin(\alpha x) + B \cos(\alpha x) + \frac{M_{ij}}{\alpha^2 k_m} - \frac{P}{\alpha^2 k_m} x - \frac{N}{\alpha^2 k_m} \quad (5.56)$$

ifadesi elde edilir.

Sınır koşulları

a - uçlarındaki çökmeler

$$x = 0 \text{ da } y = -1 \quad (5.57)$$

$$x = L \text{ de } y = 0 \quad (5.58)$$

b - uçlarındaki dönmeler

$$x = 0 \text{ da } y' = \frac{k_{32} + k_{62} - N}{Lk_t} + \frac{k_{32}}{k_A} \frac{1}{\left(1 - \frac{N}{k_t}\right)} \quad (5.59)$$

$$x = L \text{ da } y' = \frac{k_{32} + k_{62} - N}{Lk_t} + \frac{k_{62}}{k_B} \frac{1}{\left(1 - \frac{N}{k_t}\right)} \quad (5.60)$$

olarak elde edilir.

(5.56) denklemi ve birinci türevi sınır koşullarında yerlerine konular ve elde edilen denklem sistemi çözümlerse, A ve B sabitleri için,

$$A = \frac{k_{32} \cos(\alpha L)}{N \sin(\alpha L)} + \frac{k_{62}}{N \sin(\alpha L)} \quad (5.61)$$

$$B = -\frac{k_{32}}{N} \quad (5.62)$$

elde edilir. Birim deplasman sabitleri için de,

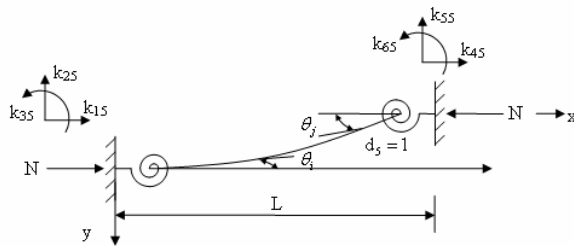
$$k_{32} = \frac{k_m}{L^2} \frac{(\alpha L)^2 \left[\alpha k_m k_A (1 - N/k_t) \sin(\alpha L) + k_A k_B (1 - N/k_t) (1 - \cos(\alpha L)) \right]}{H} \quad (5.63)$$

$$k_{62} = \frac{k_m}{L^2} \frac{(\alpha L)^2 \left[\alpha k_m k_B (1 - N/k_t) \sin(\alpha L) + k_A k_B (1 - N/k_t) (1 - \cos(\alpha L)) \right]}{H} \quad (5.64)$$

$$k_{22} = \frac{k_m}{L^3} \frac{(\alpha L)^3 \left[\left(k_A k_B \left(1 - \frac{N}{k_t} \right) - N k_m \right) \left(1 - \frac{N}{k_t} \right) \sin(\alpha L) + \alpha k_m \left(1 - \frac{N}{k_t} \right)^2 (k_A + k_B) \cos(\alpha L) \right]}{H} \quad (5.65)$$

$$k_{52} = -\frac{k_m}{L^3} \frac{(\alpha L)^3 \left[\left(k_A k_B \left(1 - \frac{N}{k_t} \right) - N k_m \right) \left(1 - \frac{N}{k_t} \right) \sin(\alpha L) + \alpha k_m \left(1 - \frac{N}{k_t} \right)^2 (k_A + k_B) \cos(\alpha L) \right]}{H} \quad (5.66)$$

$d_5 = 1$ için,



Şekil 5.5. $d_5 = 1$ yüklemesi

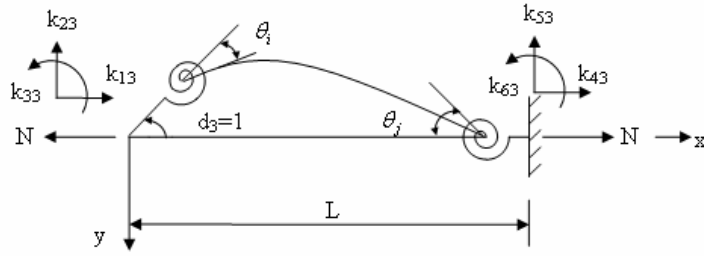
Şekil 5.5'e göre

$$k_{35} = -k_{32}, k_{65} = -k_{62} \text{ ve } k_{25} = -k_{55} = -k_{22} \quad (5.67)$$

eşitlikleri yazılabilir.

5.2.2. Çekme Hali

$d_3 = 1$ için,



Şekil 5.6. $d_3 = 1$ yüklemesi

Sınır koşulları : -

a - uçlarındaki çökmeler

$$x = 0 \text{ da } y = 0 \quad (5.68)$$

$$x = L \text{ de } y = 0 \quad (5.69)$$

b - uçlarındaki dönmeler

$$y'(0) = \frac{k_{33} + k_{63}}{Lk_t} - \frac{1}{\left(1 + \frac{N}{k_t}\right)} + \frac{k_{33}}{k_A \left(1 + \frac{N}{k_t}\right)} \quad (5.70)$$

$$y'(L) = \frac{k_{33} + k_{63}}{Lk_t} + \frac{k_{63}}{k_B \left(1 + \frac{N}{k_t}\right)} \quad (5.71)$$

sınır koşulları yazılır. Bu sınır koşullarında (5.27) ve (5.28) denklemlerine eşitlenirse A, B sabitleri,

$$A = -\frac{k_{33}}{N} \frac{\cosh(\alpha L)}{\sinh(\alpha L)} - \frac{k_{63}}{N} \frac{1}{\sinh(\alpha L)} \quad (5.72)$$

$$B = \frac{k_{33}}{N} \quad (5.73)$$

ve birim deplasman sabitleri,

$$H = \left[\alpha k_m (NL - k_A - k_B) + (\alpha L) k_A k_B \left(1 + \frac{N}{k_t} \right) \sinh(\alpha L) \right] \\ + \left[NL(k_A k_B) - 2k_A k_B \right] \cosh(\alpha L) + 2k_A k_B$$

kısaltması yapılırsa,

$$k_{33} = \frac{k_m}{L} \frac{(\alpha L) \left[(NLk_A - k_A k_B) \sinh(\alpha L) + (\alpha L) k_A k_B \left(1 + \frac{N}{k_t} \right) \cosh(\alpha L) \right]}{H} \quad (5.74)$$

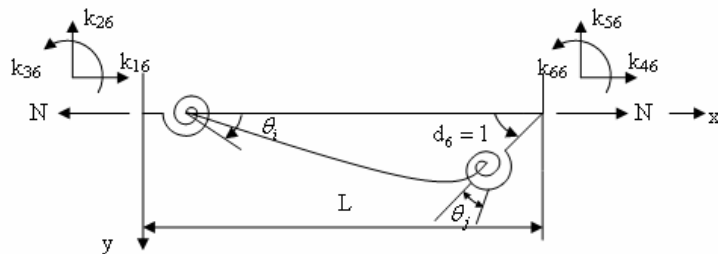
$$k_{63} = \frac{k_m}{L} \frac{(\alpha L) \left[k_A k_B \sinh(\alpha L) - (\alpha L) k_A k_B \left(1 + \frac{N}{k_t} \right) \right]}{H} \quad (5.75)$$

$$k_{23} = \frac{k_m}{L^2} \frac{(\alpha L)^2 \left[\alpha k_m k_A \left(1 + \frac{N}{k_t} \right) \sinh(\alpha L) + k_A k_B \left(1 + \frac{N}{k_t} \right) (\cosh(\alpha L) - 1) \right]}{H} \quad (5.76)$$

$$k_{53} = -\frac{k_m}{L^2} \frac{(\alpha L)^2 \left[\alpha k_m k_A \left(1 + \frac{N}{k_t} \right) \sinh(\alpha L) + k_A k_B \left(1 + \frac{N}{k_t} \right) (\cosh(\alpha L) - 1) \right]}{H} \quad (5.77)$$

elde edilir.

$d_6 = 1$ için,



Şekil 5.7. $d_6 = 1$ yüklemesi

Sınır koşulları : -

a - uçlarındaki çökmeler

$$x = 0 \text{ da } y = 0$$

$$x = L \text{ de } y = 0$$

b - uçlarındaki dönmeler

$$x = 0 \text{ da } y'(0) = \frac{k_{36} + k_{66}}{Lk_t} + \frac{k_{36}}{k_A} \frac{1}{\left(1 + \frac{N}{k_t}\right)} \quad (5.78)$$

$$x = L \text{ de } y'(L) = \frac{k_{36} + k_{66}}{Lk_t} - \frac{1}{\left(1 + \frac{N}{k_t}\right)} + \frac{k_{66}}{k_B \left(1 + \frac{N}{k_t}\right)} \quad (5.79)$$

sınır koşullarında (5.27) ve (5.28) denklemlerine eşitlenirse A, B sabitleri,

$$A = -\frac{k_{36}}{N} \frac{\cosh(\alpha L)}{\sinh(\alpha L)} - \frac{k_{66}}{N} \frac{1}{\sinh(\alpha L)} \quad (5.80)$$

$$B = \frac{k_{36}}{N} \quad (5.81)$$

$$k_{36} = \frac{k_m}{L} \frac{(\alpha L) \left[(\alpha L) k_A k_B \sinh(\alpha L) - (\alpha L) k_A k_B \left(1 + \frac{N}{k_t}\right) \right]}{H} \quad (5.82)$$

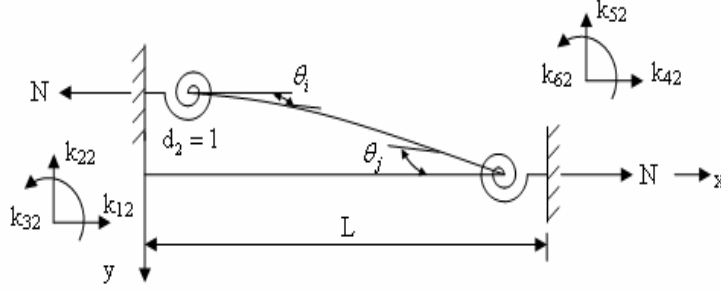
$$k_{66} = \frac{k_m}{L} \frac{(\alpha L) \left[(N L k_B - k_A k_B) \sinh(\alpha L) + (\alpha L) k_A k_B \left(1 + \frac{N}{k_t}\right) \cosh(\alpha L) \right]}{H} \quad (5.83)$$

$$k_{26} = \frac{k_m}{L^2} \frac{(\alpha L)^2 \left[\alpha k_m k_B \left(1 + \frac{N}{k_t}\right) \sinh(\alpha L) + k_A k_B \left(1 + \frac{N}{k_t}\right) (\cosh(\alpha L) - 1) \right]}{H} \quad (5.84)$$

$$k_{56} = -\frac{k_m}{L^2} \frac{(\alpha L)^2 \left[\alpha k_m k_B \left(1 + \frac{N}{k_t}\right) \sinh(\alpha L) + k_A k_B \left(1 + \frac{N}{k_t}\right) (\cosh(\alpha L) - 1) \right]}{H} \quad (5.85)$$

elde edilir.

$d_2 = 1$ için,



Şekil 5.8. $d_2 = 1$ yüklemesi

Şekil 5.8'den moment denge denklemi

$$M = -M_{ij} + Px - N(1 + y) \quad (5.86)$$

olduğuna göre (5.24) denkleminde yerine koyulursa,

$$y'' - \alpha^2 y - \frac{M_{ij}}{k_m} + \frac{P}{k_m} x - \frac{N}{k_m} = 0 \quad (5.87)$$

diferansiyel denklemi ve bu denklemin genel çözümü olan,

$$y = A \sinh(\alpha x) + B \cosh(\alpha x) - \frac{M_{ij}}{\alpha^2 k_m} + \frac{P}{\alpha^2 k_m} x - \frac{N}{\alpha^2 k_m} \quad (5.88)$$

ifadesi elde edilir.

Sınır koşulları : -

a - uçlarındaki çökmeler

$$x = 0 \text{ da } y = -1 \quad (5.89)$$

$$x = L \text{ de } y = 0 \quad (5.90)$$

b - uçlarındaki dönmeler

$$x = 0 \text{ da } y' = \frac{k_{32} + k_{62} + N}{Lk_t} + \frac{k_{32}}{k_A} \left(\frac{1}{1 + \frac{N}{k_t}} \right) \quad (5.91)$$

$$x = L \text{ de } y' = \frac{k_{32} + k_{62} + N}{Lk_t} + \frac{k_{62}}{k_B} \frac{1}{\left(1 + \frac{N}{k_t}\right)} \quad (5.92)$$

şeklinde elde edilir.

(5.88) ve birinci türevi sınır koşulları yerlerine konular ve elde edilen denklem sistemi çözülürse, A ve B sabitleri için,

$$A = -\frac{k_{32}}{N} \frac{\cosh(\alpha L)}{\sinh(\alpha L)} - \frac{k_{62}}{N} \frac{1}{\sinh(\alpha L)} \quad (5.93)$$

$$B = \frac{k_{32}}{N} \quad (5.94)$$

elde edilir. Birim deplasman sabitleri için de,

$$k_{32} = \frac{k_m}{L^2} \frac{(\alpha L)^2 \left[\alpha k_m k_A \left(1 + \frac{N}{k_t}\right) \sinh(\alpha L) + k_A k_B \left(1 + \frac{N}{k_t}\right) (\cosh(\alpha L) - 1) \right]}{H} \quad (5.95)$$

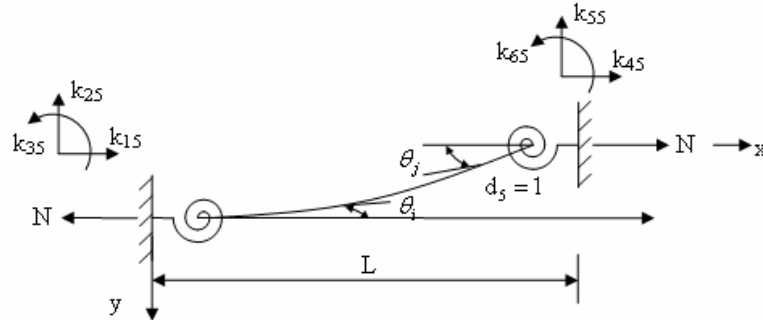
$$k_{62} = \frac{k_m}{L^2} \frac{(\alpha L)^2 \left[\alpha k_m k_B \left(1 + \frac{N}{k_t}\right) \sinh(\alpha L) + k_A k_B \left(1 + \frac{N}{k_t}\right) (\cosh(\alpha L) - 1) \right]}{H} \quad (5.96)$$

$$k_{22} = \frac{k_m}{L^3} \frac{(\alpha L)^3 \left[\left(k_A k_B \left(1 + \frac{N}{k_t}\right) + N k_m \right) \left(1 + \frac{N}{k_t}\right) \sinh(\alpha L) + \alpha k_m \left(1 + \frac{N}{k_t}\right)^2 (k_A + k_B) \cosh(\alpha L) \right]}{H} \quad (5.97)$$

$$k_{s2} = -\frac{k_m}{L^3} \frac{(\alpha L)^3 \left[\left(k_A k_B \left(1 + \frac{N}{k_t}\right) + N k_m \right) \left(1 + \frac{N}{k_t}\right) \sinh(\alpha L) + \alpha k_m \left(1 + \frac{N}{k_t}\right)^2 (k_A + k_B) \cosh(\alpha L) \right]}{H} \quad (5.98)$$

bağıntıları bulunur.

$d_5 = 1$ için,



Şekil 5.9. $d_5 = 1$ yüklemesi

Şekil 5.9'a göre,

$$k_{35} = -k_{32}, k_{65} = -k_{62} \text{ ve } k_{25} = -k_{55} = -k_{22} \quad (5.99)$$

eşitlikleri yazılabilir.

Buraya kadar yapılan tüm hesaplamalarda düğüm noktalarına dönel yaylarla bağlı çubukların kayma deformasyonlarının etkisi de göz önünde tutularak, nonlinear analize ait eleman rijitlik matrisi etki katsayıları hesaplanmıştır.

i ve j uçlu çubuk elemanlarının rijitlik matrisi,

$$k = \begin{bmatrix} k_{ii} & k_{ij} \\ k_{ji} & k_{jj} \end{bmatrix}$$

olduğuna göre aşağıdaki kısaltmalar yapılarak ekstenel kuvvetin basınç olması halinde eleman rijitlik matrisinin etki katsayıları matris formunda verilmektedir.

$$c = \cos(\alpha L), s = \sin(\alpha L), u = \alpha L, \delta = 1 - N/k_t \quad (5.100)$$

$$H_1 = (k_A k_B \delta - NEI) \delta s + \alpha EI \delta^2 (k_A + k_B) c$$

$$H_2 = \alpha EI k_A \delta s + k_A k_B \delta (1 - c)$$

$$H_3 = (NL k_A + k_A k_B) s - (\alpha L) k_A k_B \delta c$$

$$H_4 = \alpha EI k_B \delta s + k_A k_B \delta (1 - c)$$

$$H_5 = (\alpha L) k_A k_B \delta - k_A k_B s$$

$$\begin{aligned}
H_6 &= (NLk_B + k_A k_B)s - (\alpha L)k_A k_B \delta c \\
H &= \left[\alpha EI(NL + (k_A + k_B)) - (\alpha L)k_A k_B \delta \right] s \\
&\quad - \left[NL(k_A + k_B) + 2k_A k_B \right] c + 2k_A k_B
\end{aligned}$$

$$k_{ii} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{EIu^3 H_1}{L^3 H} & \frac{EIu^2 H_2}{L^2 H} \\ 0 & \frac{EIu^2 H_2}{L^2 H} & \frac{EIu H_3}{LH} \end{bmatrix} \quad (5.101)$$

$$k_{ji} = \begin{bmatrix} -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{EIu^3 H_1}{L^3 H} & -\frac{EIu^2 H_2}{L^2 H} \\ 0 & \frac{EIu^2 H_4}{L^2 H} & \frac{EIu H_5}{LH} \end{bmatrix} \quad (5.102)$$

$$k_{ij} = \begin{bmatrix} -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{EIu^3 H_1}{L^3 H} & \frac{EIu^2 H_4}{L^2 H} \\ 0 & -\frac{EIu^2 H_2}{L^2 H} & \frac{EIu H_5}{LH} \end{bmatrix} \quad (5.103)$$

$$k_{jj} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{EIu^3 H_1}{L^3 H} & -\frac{EIu^2 H_4}{L^2 H} \\ 0 & -\frac{EIu^2 H_4}{L^2 H} & \frac{EIu H_6}{LH} \end{bmatrix} \quad (5.104)$$

6. ANKASTRELİK UÇ KUVVETLERİ

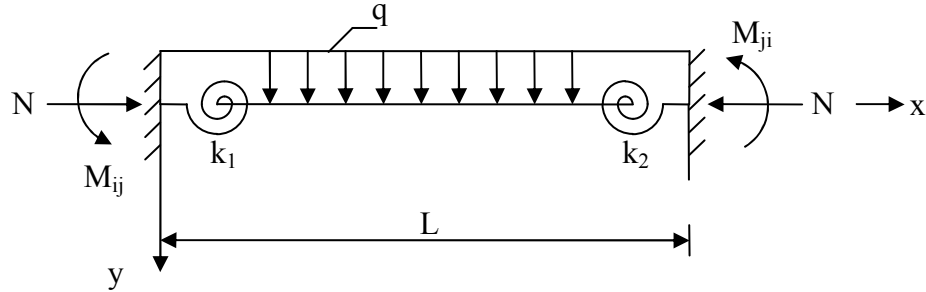
Bu bölümde, aşağıda verilen yüklemeler altında ankastrelik uç momentleri bulunacaktır.

- 1 - Üniform yayılı yük
- 2 - Tekil yük
- 3 - Doğrusal yayılı yük
- 4 - Simetrik trapez yayılı yük
- 5 - Üçgen yayılı yük

6.1. Uniform Yayılı Yük

6.1.1. Basınç Hali

Şekil 6.1’de görülen iki ucu ankastre mesnetli basınç çubuğunda düzgün yayılı yükten meydana gelen uç momentlerini M_{ij} ve M_{ji} ile gösterelim.



Şekil 6.1. Uniform yüklü ankastre kiriş

Denge denklemlerinden, eğilme momenti ifadesi, Şekil 6.1’e göre,

$$M = -\frac{qx^2}{2} + \frac{qLx}{2} + \frac{M_{ij} + M_{ji}}{L}x - M_{ij} + Ny \quad (6.1)$$

olarak bulunur.

Denge denklemlerinden kesit tesirleri için,

$$T = M' = \frac{qL}{2} - qx + Ny' + \frac{M_{ij}}{L} + \frac{M_{ji}}{L} \quad (6.2)$$

$$T' = -q + Ny'' \quad (6.3)$$

formülleri elde edilir. (5.5) denkleminde,

$$y''_m = -\frac{M}{k_m} = -\frac{qLx}{2k_m} + \frac{qx^2}{2k_m} + \frac{M_{ij}}{k_m} - \frac{N}{k_m} y - \frac{M_{ij}x}{Lk_m} - \frac{M_{ji}x}{Lk_m} \quad (6.4)$$

$$y''_t = \frac{T'}{k_t} = -\frac{q}{k_t} + \frac{N}{k_t} y'' \quad (6.5)$$

olduğuna göre yerlerine konulursa,

$$y'' = -\frac{qLx}{2k_m} + \frac{qx^2}{2k_m} + \frac{M_{ij}}{k_m} - \frac{N}{k_m} y - \frac{M_{ij}x}{Lk_m} - \frac{M_{ji}x}{Lk_m} - \frac{q}{k_t} + \frac{N}{k_t} y'' \quad (6.6)$$

ve düzenlenirse,

$$y'' + \frac{N}{k_m} y = -\frac{qLx}{2k_m} + \frac{qx^2}{2k_m} + \frac{M_{ij}}{k_m} - \frac{M_{ij}x}{Lk_m} - \frac{M_{ji}x}{Lk_m} - \frac{q}{k_t} \quad (6.7)$$

denklemini elde edilir. Burada \bar{k}_m ve \bar{k}_t ,

$$\bar{k}_m = k_m \left(1 - \frac{N}{k_t}\right), \quad \bar{k}_t = k_t \left(1 - \frac{N}{k_t}\right) \quad (6.8)$$

ise denklem,

$$\alpha^2 = \frac{N}{\bar{k}_m} \quad (6.9)$$

$$y'' + \alpha^2 y - \frac{qx^2}{2k_m} + \frac{qLx}{2k_m} + \frac{q}{k_t} - \frac{M_{ij}}{k_m} + \frac{M_{ij}}{Lk_m} x + \frac{M_{ji}}{Lk_m} x = 0 \quad (6.10)$$

şeklinde yazılabilir.

Bu denklemin genel çözümü : -

$$y = A \sin \alpha x + B \cos \alpha x + \frac{qx^2}{2\alpha^2 \bar{k}_m} - \frac{qLx}{2\alpha^2 \bar{k}_m} - \frac{q}{\alpha^2 \bar{k}_t} - \frac{q}{\alpha^4 \bar{k}_m} + \frac{M_{ij}}{\alpha^2 \bar{k}_m} - \frac{M_{ij}x}{\alpha^2 L \bar{k}_m} - \frac{M_{ji}x}{\alpha^2 L \bar{k}_m} \quad (6.11)$$

Sınır koşulları : -

$$x = 0 \text{ da } y = 0 \quad (6.12)$$

$$x = L \text{ de } y = 0 \quad (6.13)$$

olduğuna göre (6.11) denkleminde A ve B sabitleri için,

$$A = \frac{M_{ij}}{\alpha^2 \bar{k}_m} \frac{\cos \alpha L}{\sin \alpha L} + \frac{q(1 - \cos \alpha L)}{\sin \alpha L} \left(\frac{1}{\alpha^4 \bar{k}_m} + \frac{1}{\alpha^2 \bar{k}_t} \right) + \frac{M_{ji}}{\alpha^2 \bar{k}_m \sin \alpha L} \quad (6.14)$$

$$B = \frac{q}{\alpha^2 \bar{k}_t} + \frac{q}{\alpha^4 \bar{k}_m} - \frac{M_{ij}}{\alpha^2 \bar{k}_m} \quad (6.15)$$

ifadeleri bulunur.

$$x = 0 \text{ da } y'_m(0) = \frac{M_{ij}}{k_A} \text{ ve (6.1)'e göre yazılan}$$

$$T(0) = M'(0) = \frac{qL}{2} + Ny'(0) + \frac{M_{ij}}{L} + \frac{M_{ji}}{L} \quad (6.16)$$

$$y'_t(0) = \frac{M'(0)}{k_t} = \frac{qL}{2k_t} + \frac{N}{k_t} y'(0) + \frac{M_{ij}}{Lk_t} + \frac{M_{ji}}{Lk_t}$$

ve buradan (5.4) denkleminde yerlerine konulursa,

$$x = 0 \text{ da } y'(0) = \frac{M_{ij}}{k_A \left(1 - \frac{N}{k_t}\right)} + \frac{qL}{2k_t} + \frac{M_{ij}}{Lk_t} + \frac{M_{ji}}{Lk_t} \quad (6.17)$$

$$x = L \text{ de } y'(L) = \frac{M_{ji}}{k_B \left(1 - \frac{N}{k_t}\right)} - \frac{qL}{2k_t} + \frac{M_{ij}}{Lk_t} + \frac{M_{ji}}{Lk_t} \quad (6.18)$$

sınır koşullarına göre $y'(0)$, $y'(L)$ yerine (6.11)'den türev alınarak bulunan ifadeler yazılırsa M_{ij} ve M_{ji} ankastrelik uç momentler veren,

$$M_{ij} = \frac{qL^2 A}{2u^2} \frac{[u[u^2\beta_2 + 2(A+1)]\sin u + [u^2(2\beta_2 - 1) + 4A]\cos u - [u^2(2\beta_2 + 1) + 4A]]}{[u[1 - A(\beta_1 + \beta_2) - u^2\beta_1\beta_2]\sin u + [u^2(\beta_1 + \beta_2) + 2A]\cos u - 2A]} \quad (6.19)$$

$$M_{ji} = -\frac{qL^2 A}{2u^2} \frac{[u[u^2\beta_1 + 2(A+1)]\sin u + [u^2(2\beta_1 - 1) + 4A]\cos u - [u^2(2\beta_1 + 1) + 4A]]}{[u[1 - A(\beta_1 + \beta_2) - u^2\beta_1\beta_2]\sin u + [u^2(\beta_1 + \beta_2) + 2A]\cos u - 2A]} \quad (6.20)$$

formülleri elde edilir. Burada,

$$A = (1 + u^2\beta_3), \beta_1 = \frac{\bar{k}_m}{Lk_A \left(1 - \frac{N}{k_t}\right)}, \beta_2 = \frac{\bar{k}_m}{Lk_B \left(1 - \frac{N}{k_t}\right)}, u = \alpha L \text{ ve } \beta_3 = \frac{\bar{k}_m}{L^2 \bar{k}_t}$$

kısaltmaları kullanılmıştır.

6.1.2. Çekme Hali

Eksenel durumun çekme olması durumunda moment ifadesi,

$$M = -\frac{qx^2}{2} + \frac{qLx}{2} + \frac{M_{ij} + M_{ji}}{L}x - M_{ij} - Ny \quad (6.21)$$

olarak bulunur.

Denge denklemlerinden kesit tesirleri için,

$$T = M' = \frac{qL}{2} - qx - Ny' + \frac{M_{ij}}{L} + \frac{M_{ji}}{L} \quad (6.22)$$

$$T' = -q - Ny'' \quad (6.23)$$

formülleri elde edilir. (5.5) denkleminde,

$$y''_m = -\frac{M}{k_m} = -\frac{qLx}{2k_m} + \frac{qx^2}{2k_m} + \frac{M_{ij}}{k_m} + \frac{N}{k_m}y - \frac{M_{ij}x}{Lk_m} - \frac{M_{ji}x}{Lk_m} \quad (6.24)$$

$$y''_t = \frac{T'}{k_t} = -\frac{q}{k_t} - \frac{N}{k_t}y'' \quad (6.25)$$

olduğuna göre yerlerine konulursa,

$$y'' = -\frac{qLx}{2k_m} + \frac{qx^2}{2k_m} + \frac{M_{ij}}{k_m} + \frac{N}{k_m}y - \frac{M_{ij}x}{Lk_m} - \frac{M_{ji}x}{Lk_m} - \frac{q}{k_t} - \frac{N}{k_t}y'' \quad (6.26)$$

ve düzenlenirse,

$$y'' - \frac{N}{\bar{k}_m}y = -\frac{qLx}{2\bar{k}_m} + \frac{qx^2}{2\bar{k}_m} + \frac{M_{ij}}{\bar{k}_m} - \frac{M_{ij}x}{L\bar{k}_m} - \frac{M_{ji}x}{L\bar{k}_m} - \frac{q}{\bar{k}_t} \quad (6.27)$$

denklemini elde edilir. Burada \bar{k}_m ve \bar{k}_t ,

$$\bar{k}_m = k_m \left(1 + \frac{N}{k_t}\right), \quad \bar{k}_t = k_t \left(1 + \frac{N}{k_t}\right) \quad (6.28)$$

ise buradan,

$$\alpha^2 = \frac{N}{\bar{k}_m} \quad (6.29)$$

$$y'' - \alpha^2 y - \frac{qx^2}{2\bar{k}_m} + \frac{qLx}{2\bar{k}_m} + \frac{q}{\bar{k}_t} - \frac{M_{ij}}{\bar{k}_m} + \frac{M_{ij}}{L\bar{k}_m}x + \frac{M_{ji}}{L\bar{k}_m}x = 0 \quad (6.30)$$

diferansiyel denklemini elde edilir.

Bu denklemin genel çözümü,

$$y = A \sinh \alpha x + B \cosh \alpha x - \frac{qx^2}{2\alpha^2 \bar{k}_m} + \frac{qLx}{2\alpha^2 \bar{k}_m} - \frac{q}{\alpha^4 \bar{k}_m} + \frac{q}{\alpha^2 \bar{k}_t} - \frac{M_{ij}}{\alpha^2 \bar{k}_m} + \frac{M_{ij}x}{\alpha^2 L \bar{k}_m} + \frac{M_{ji}x}{\alpha^2 L \bar{k}_m} \quad (6.31)$$

olarak bulunur.

Sınır koşulları : -

$$x = 0 \text{ da } y = 0 \quad (6.32)$$

$$x = L \text{ de } y = 0 \quad (6.33)$$

olduğuna göre, (6.31) denklemi sınır koşullarında yerlerine konulursa A ve B sabitleri için,

$$A = -\frac{M_{ij}}{\alpha^2 \bar{k}_m} \frac{\cosh \alpha L}{\sinh \alpha L} - \frac{M_{ji}}{\alpha^2 \bar{k}_m \sin \alpha L} + \frac{q(1 - \cosh \alpha L)}{\sinh \alpha L} \left(\frac{1}{\alpha^4 \bar{k}_m} - \frac{1}{\alpha^2 \bar{k}_t} \right) \quad (6.34)$$

$$B = -\frac{q}{\alpha^2 \bar{k}_t} + \frac{q}{\alpha^4 \bar{k}_m} + \frac{M_{ij}}{\alpha^2 \bar{k}_m} \quad (6.35)$$

ifadeleri elde edilir.

$$x = 0 \text{ da } y'_m(0) = \frac{M_{ij}}{k_A} \text{ ve (6.21)'e göre yazılan}$$

$$T(0) = M'(0) = \frac{qL}{2} - Ny'(0) + \frac{M_{ij}}{L} + \frac{M_{ji}}{L} \quad (6.36)$$

$$y'_t(0) = \frac{M'(0)}{k_t} = \frac{qL}{2k_t} - \frac{N}{k_t} y'(0) + \frac{M_{ij}}{Lk_t} + \frac{M_{ji}}{Lk_t} \quad (6.37)$$

ve buradan (5.4) denkleminde yerlerine konulursa,

$$x = 0 \text{ da } y'(0) = \frac{M_{ij}}{k_A \left(1 + \frac{N}{k_t} \right)} + \frac{qL}{2k_t} + \frac{M_{ij}}{Lk_t} + \frac{M_{ji}}{Lk_t} \quad (6.38)$$

$$x = L \text{ de } y'(L) = \frac{M_{ji}}{k_B \left(1 + \frac{N}{k_t} \right)} - \frac{qL}{2k_t} + \frac{M_{ij}}{Lk_t} + \frac{M_{ji}}{Lk_t} \quad (6.39)$$

sınır koşullarına göre $y'(0)$, $y'(L)$ yerine (6.31)'den türev alınarak bulunan ifadeler yazılırsa M_{ij} ve M_{ji} ankastrelik uç momentlerini veren,

$$M_{ij} = \frac{qL^2 A \left[u \left[2(A+1) - u^2 \beta_2 \right] \sinh u + \left[u^2 (2\beta_2 - 1) - 4A \right] \cosh u - \left[u^2 (2\beta_2 + 1) - 4A \right] \right]}{2u^2 \left[u \left[A(\beta_1 + \beta_2) - 1 - u^2 \beta_1 \beta_2 \right] \sinh u + \left[2A - u^2 (\beta_1 + \beta_2) \right] \cosh u - 2A \right]} \quad (6.40)$$

$$M_{ji} = -\frac{qL^2 A \left[u \left[2(A+1) - u^2 \beta_1 \right] \sinh u + \left[u^2 (2\beta_1 - 1) - 4A \right] \cosh u - \left[u^2 (2\beta_1 + 1) - 4A \right] \right]}{2u^2 \left[u \left[A(\beta_1 + \beta_2) - 1 - u^2 \beta_1 \beta_2 \right] \sinh u + \left[2A - u^2 (\beta_1 + \beta_2) \right] \cosh u - 2A \right]} \quad (6.41)$$

formülleri elde edilir. Burada,

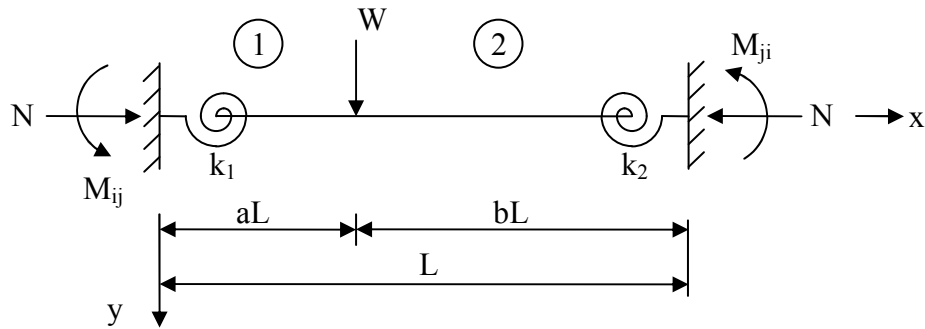
$$A = (1 - u^2 \beta_3), \beta_1 = \frac{\bar{k}_m}{Lk_A \left(1 + \frac{N}{k_t}\right)}, \beta_2 = \frac{\bar{k}_m}{Lk_B \left(1 + \frac{N}{k_t}\right)}, u = \alpha L \text{ ve } \beta_3 = \frac{\bar{k}_m}{L^2 \bar{k}_t}$$

kısaltmaları kullanılmıştır.

6.2. Tekil Yük

6.2.1. Basınç Hali

Şekil 6.2.'de görülen tekil yük ile yüklenmiş iki ucu ankastre kirişte, açıklık L ise, i ucundan tekil yüke olan mesafe aL ve tekil yük ile j ucu arasındaki mesafede bL 'dir. O halde $a + b = 1$ dir.



Şekil 6.2. Tekil yüklü ankastre kiriş

1. Bölge için moment ifadesi, Şekil 6.2'ye göre

$$M = -M_{ij} + Ny + \frac{M_{ij}}{L}x + \frac{M_{ji}}{L}x + Wbx \quad (6.42)$$

olup, (5.6), (5.7) ve (5.8) denklemleri göz önünde tutularak yazılan ifadeler, (5.5) denkleminde yerine konularlarsa elde edilen diferansiyel denklemin genel çözümü : -

$$y_1 = A1 \sin \alpha x + B1 \cos \alpha x + \frac{M_{ij}}{\alpha^2 \bar{k}_m} - \frac{M_{ij}x}{\alpha^2 L \bar{k}_m} - \frac{M_{ji}x}{\alpha^2 L \bar{k}_m} - \frac{Wbx}{\alpha^2 \bar{k}_m} \quad (6.43)$$

olarak elde edilir.

Aynı şekilde 2.bölge için yazılan eğilme moment ifadesi,

$$M = -M_{ij} + Ny + \frac{M_{ij}}{L}x + \frac{M_{ji}}{L}x + Wbx - Wx + WaL \quad (6.44)$$

olduğuna göre, yukarıda yazılan çözüm sırası takip edilerek,

2. bölge için,

$$y_2 = A2 \sin \alpha x + B2 \cos \alpha x + \frac{M_{ij}}{\alpha^2 \bar{k}_m} - \frac{M_{ij}x}{\alpha^2 L \bar{k}_m} - \frac{M_{ji}x}{\alpha^2 L \bar{k}_m} + \frac{Wax}{\alpha^2 \bar{k}_m} - \frac{WaL}{\alpha^2 \bar{k}_m} \quad (6.45)$$

denklemleri elde edilir.

Sınır koşulları : -

$$x = 0 \text{ da } y_1 = 0 \quad (6.46)$$

$$x = 0 \text{ da } y_1' = \frac{M_{ij}}{\bar{k}_A} + \frac{M_{ij}}{L \bar{k}_t} + \frac{M_{ji}}{L \bar{k}_t} + \frac{Wb}{\bar{k}_t} \quad (6.47)$$

$$x = L \text{ de } y_2 = 0 \quad (6.48)$$

$$x = L \text{ de } y_2' = \frac{M_{ji}}{\bar{k}_B} + \frac{M_{ij}}{L \bar{k}_t} + \frac{M_{ji}}{L \bar{k}_t} + \frac{Wb}{\bar{k}_t} - \frac{W}{\bar{k}_t} \quad (6.49)$$

olarak bulunur.

Yukarıda yazılan sınır koşullarında (6.46)'dan B1, (6.47)'den A1, (6.48) ve (6.49)'da yazılan eşitliklerin çözümünden A2 ve B2 bulunur ve yerlerine yazılırsa,

$$x = aL \text{ da } y_1 = y_2 \quad (6.50)$$

$$x = aL \text{ da } y_1' = y_2' \quad (6.51)$$

sınır koşullarında denklem takımları eşitlenebilir. Bu sınır koşullarında yazılan denklem çözümlerinden M_{ij} ve M_{ji} ankastrelik uç momentlerini veren,

$$M_{ij} = \frac{WL}{u} \frac{[A(bu^2\beta_2 + A)\sin u - (u^2\beta_2 + A)\sin bu - Abu \cos u + u \cos bu - A \sin au - Aau]}{[u[1 - A(\beta_1 + \beta_2) - u^2\beta_1\beta_2]\sin u + [u^2(\beta_1 + \beta_2) + 2A]\cos u - 2A]} \quad (6.52)$$

$$M_{ji} = -\frac{WL}{u} \frac{[A(au^2\beta_1 + A)\sin u - (u^2\beta_1 + A)\sin au - Aau \cos u + u \cos au - A \sin bu - Abu]}{[u[1 - A(\beta_1 + \beta_2) - u^2\beta_1\beta_2]\sin u + [u^2(\beta_1 + \beta_2) + 2A]\cos u - 2A]} \quad (6.53)$$

formülleri elde edilir. Burada,

$$A = (1 + u^2\beta_3), \beta_1 = \frac{\bar{k}_m}{Lk_A \left(1 - \frac{N}{k_t}\right)}, \beta_2 = \frac{\bar{k}_m}{Lk_B \left(1 - \frac{N}{k_t}\right)}, u = \alpha L \text{ ve } \beta_3 = \frac{\bar{k}_m}{L^2 \bar{k}_t}$$

kısaltmaları kullanılmıştır.

6.2.2. Çekme Hali

Basınç halindeki benzer şekilde yapılan hesaplar sonucunda,

$$M_{ij} = \frac{WL}{u} \frac{[A(A - bu^2\beta_2)\sinh u - (A - u^2\beta_2)\sinh bu - Abu \cosh u + u \cosh bu - A \sinh au - Aau]}{[u[A(\beta_1 + \beta_2) - 1 - u^2\beta_1\beta_2]\sinh u + [2A - u^2(\beta_1 + \beta_2)]\cosh u - 2A]} \quad (6.54)$$

$$M_{ji} = -\frac{WL}{u} \frac{[A(A - au^2\beta_1)\sinh u - (A - u^2\beta_1)\sinh au - Aau \cosh u + u \cosh au - A \sinh bu - Abu]}{[u[A(\beta_1 + \beta_2) - 1 - u^2\beta_1\beta_2]\sinh u + [2A - u^2(\beta_1 + \beta_2)]\cosh u - 2A]} \quad (6.55)$$

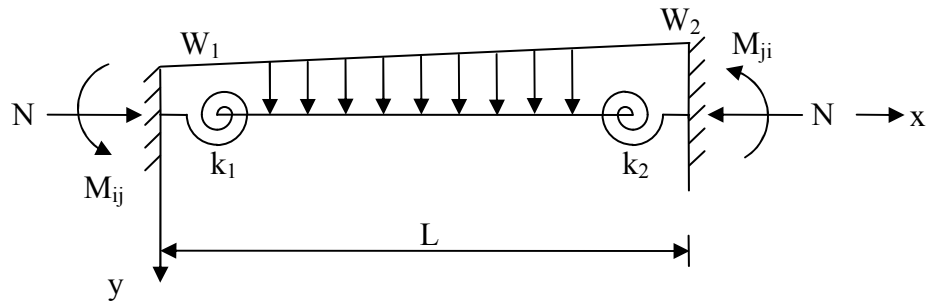
formülleri elde edilir. Burada,

$$A = (1 - u^2\beta_3), \quad \beta_1 = \frac{\bar{k}_m}{Lk_A \left(1 + \frac{N}{k_t}\right)}, \quad \beta_2 = \frac{\bar{k}_m}{Lk_B \left(1 + \frac{N}{k_t}\right)}, \quad u = \alpha L \quad \text{ve} \quad \beta_3 = \frac{\bar{k}_m}{L^2 \bar{k}_t}$$

kısaltmaları kullanılmıştır.

6.3. Doğrusal Yayılı Yük

6.3.1. Basınç Hali



Şekil 6.3. Doğrusal yayılı yük ankastre kiriş

Şekil 6.3.'de görülen iki ucu ankastre kiriş doğrusal yayılı yük ile yüklenmiştir. i ve j uçlarında kuvvet değerleri W_1 ve W_2 'dir.

Eğilme momenti ifadesi,

$$M = \frac{W_1 - W_2}{6L} x^3 - \frac{W_1}{2} x^2 + \frac{W_1 L}{3} x + \frac{W_2 L}{6} x + \frac{M_{ij}}{L} x + \frac{M_{ji}}{L} x - M_{ij} + Ny \quad (6.56)$$

ise, (5.6), (5.7) ve (5.8) denklemleri göz önünde tutularak yazılan ifadeler, (5.5) denkleminde yerlerine konulursa elde edilen diferansiyel denklemin genel çözümü;

$$y = A \sin \alpha x + B \cos \alpha x + \frac{W_2 - W_1}{6\alpha^2 L \bar{k}_m} x^3 + \frac{W_1}{2\alpha^2 \bar{k}_m} x^2 - \frac{W_1 L}{3\alpha^2 \bar{k}_m} x - \frac{W_2 L}{6\alpha^2 \bar{k}_m} x - \frac{M_{ij} + M_{ji}}{\alpha^2 L \bar{k}_m} x + \frac{W_1 - W_2}{\alpha^4 L \bar{k}_m} x + \frac{W_1 - W_2}{\alpha^2 L \bar{k}_t} x - \frac{W_1}{\alpha^2 \bar{k}_t} + \frac{M_{ij}}{\alpha^2 \bar{k}_m} - \frac{W_1}{\alpha^4 \bar{k}_m} \quad (6.57)$$

Sınır koşulları : -

$$x = 0 \text{ da } y = 0 \quad (6.58)$$

$$x = 0 \text{ da } y' = \frac{M_{ij}}{\bar{k}_A} + \frac{M_{ij} + M_{ji}}{L \bar{k}_t} + \frac{W_1 L}{3 \bar{k}_t} + \frac{W_2 L}{6 \bar{k}_t} \quad (6.59)$$

$$x = L \text{ da } y = 0 \quad (6.60)$$

$$x = L \text{ de } y' = \frac{M_{ji}}{\bar{k}_B} + \frac{M_{ij} + M_{ji}}{L \bar{k}_t} - \frac{W_1 L}{6 \bar{k}_t} - \frac{W_2 L}{3 \bar{k}_t} \quad (6.61)$$

olarak elde edilir.

Yukarıda yazılan sınır koşullarında (6.58)'den B, (6.60)'dan A, (6.59) ve (6.61)'de yazılan eşitliklerin çözümünden,

$$M_{ij} = \frac{W_1 L^2 A}{6u^2} \frac{\left[u \left[2\beta_2 (u^2 - 3) + 3(A + 2) \right] \sin u + 2 \left[u^2 (3\beta_2 - 1) + 3(A + 1) \right] \cos u - \left[u^2 + 6(A + 1) \right] \right]}{\left[u \left[1 - A(\beta_1 + \beta_2) - u^2 \beta_1 \beta_2 \right] \sin u + \left[u^2 (\beta_1 + \beta_2) + 2A \right] \cos u - 2A \right]} + \frac{W_2 L^2 A}{6u^2} \frac{\left[u \left[\beta_2 (u^2 + 6) + 3A \right] \sin u - \left[u^2 + 6(A - 1) \right] \cos u - 2 \left[u^2 (3\beta_2 + 1) + 3(A - 1) \right] \right]}{\left[u \left[1 - A(\beta_1 + \beta_2) - u^2 \beta_1 \beta_2 \right] \sin u + \left[u^2 (\beta_1 + \beta_2) + 2A \right] \cos u - 2A \right]} \quad (6.62)$$

$$M_{ji} = -\frac{W_1 L^2 A}{6u^2} \frac{\left[u \left[2\beta_1 (u^2 - 3) + 3(A + 2) \right] \sin u + 2 \left[u^2 (3\beta_1 - 1) + 3(A + 1) \right] \cos u - \left[u^2 + 6(A + 1) \right] \right]}{\left[u \left[1 - A(\beta_1 + \beta_2) - u^2 \beta_1 \beta_2 \right] \sin u + \left[u^2 (\beta_1 + \beta_2) + 2A \right] \cos u - 2A \right]}$$

$$-\frac{W_2 L^2 A}{6u^2} \frac{\left[u \left[\beta_1 (u^2 + 6) + 3A \right] \sin u - \left[u^2 + 6(A - 1) \right] \cos u - 2 \left[u^2 (3\beta_1 + 1) + 3(A - 1) \right] \right]}{\left[u \left[1 - A(\beta_1 + \beta_2) - u^2 \beta_1 \beta_2 \right] \sin u + \left[u^2 (\beta_1 + \beta_2) + 2A \right] \cos u - 2A \right]} \quad (6.63)$$

ankastrelik uç momentleri elde edilir. Burada,

$$A = (1 + u^2 \beta_3), \beta_1 = \frac{\bar{k}_m}{Lk_A \left(1 - \frac{N}{k_t} \right)}, \beta_2 = \frac{\bar{k}_m}{Lk_B \left(1 - \frac{N}{k_t} \right)}, u = \alpha L \text{ ve } \beta_3 = \frac{\bar{k}_m}{L^2 \bar{k}_t}$$

kısaltmaları kullanılmıştır.

6.3.2. Çekme Hali

Eksenel kuvvetin çekme olması halinde M_{ij} ve M_{ji} ankastrelik uç momentleri;

$$M_{ij} = \frac{W_1 L^2 A}{6u^2} \frac{\left[u \left[3(A + 2) - 2\beta_2 (u^2 + 3) \right] \sinh u + 2 \left[u^2 (3\beta_2 - 1) + 3(A + 1) \right] \cosh u - \left[u^2 + 6(A + 1) \right] \right]}{\left[u \left[A(\beta_1 + \beta_2) - 1 - u^2 \beta_1 \beta_2 \right] \sinh u + \left[2A - u^2 (\beta_1 + \beta_2) \right] \cosh u - 2A \right]}$$

$$+ \frac{W_2 L^2 A}{6u^2} \frac{\left[u \left[\beta_2 (6 - u^2) + 3A \right] \sinh u - \left[u^2 + 6(A - 1) \right] \cosh u - 2 \left[u^2 (3\beta_2 + 1) - 3(A - 1) \right] \right]}{\left[u \left[A(\beta_1 + \beta_2) - 1 - u^2 \beta_1 \beta_2 \right] \sinh u + \left[2A - u^2 (\beta_1 + \beta_2) \right] \cosh u - 2A \right]} \quad (6.64)$$

$$M_{ji} = -\frac{W_1 L^2 A}{6u^2} \frac{\left[u \left[3(A + 2) - 2\beta_1 (u^2 + 3) \right] \sinh u + 2 \left[u^2 (3\beta_1 - 1) + 3(A + 1) \right] \cosh u - \left[u^2 + 6(A + 1) \right] \right]}{\left[u \left[A(\beta_1 + \beta_2) - 1 - u^2 \beta_1 \beta_2 \right] \sinh u + \left[2A - u^2 (\beta_1 + \beta_2) \right] \cosh u - 2A \right]}$$

$$-\frac{W_2 L^2 A}{6u^2} \frac{\left[u \left[\beta_1 (6 - u^2) + 3A \right] \sinh u - \left[u^2 + 6(A - 1) \right] \cosh u - 2 \left[u^2 (3\beta_1 + 1) - 3(A - 1) \right] \right]}{\left[u \left[A(\beta_1 + \beta_2) - 1 - u^2 \beta_1 \beta_2 \right] \sinh u + \left[2A - u^2 (\beta_1 + \beta_2) \right] \cosh u - 2A \right]} \quad (6.65)$$

şeklinde bulunur. Burada,

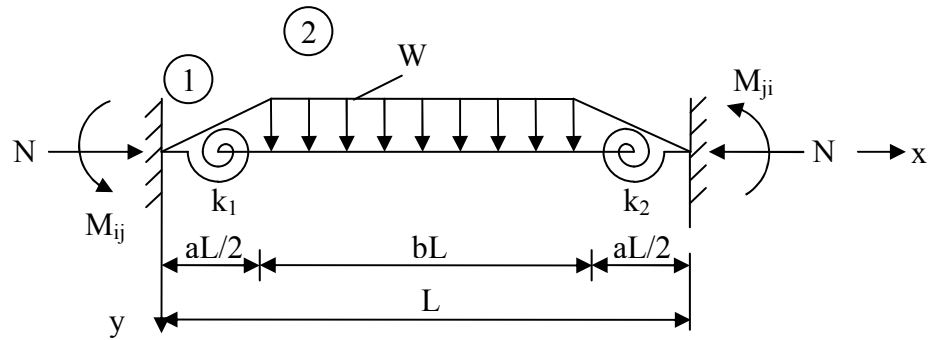
$$A = (1 - u^2 \beta_3), \beta_1 = \frac{\bar{k}_m}{Lk_A \left(1 + \frac{N}{k_t} \right)}, \beta_2 = \frac{\bar{k}_m}{Lk_B \left(1 + \frac{N}{k_t} \right)}, u = \alpha L \text{ ve } \beta_3 = \frac{\bar{k}_m}{L^2 \bar{k}_t}$$

kısaltmaları kullanılmıştır.

6.4. Simetrik Trapez Yük Hali

6.4.1. Basınç Hali

Şekil 6.4.'te görülen iki ucu ankastre kirişte, açıklık L ise, i ucundan trapezin tepe noktasına olan uzaklık $aL/2$ ve $a + b = 1$ 'dir.



Şekil 6.4. Simetrik trapez yüklü ankastre kiriş

1. Bölge için eğilme momenti ifadesi,

$$M = -\frac{Wx^3}{3aL} - \frac{WaL}{4}x + \frac{WLx}{2} + \frac{M_{ij} + M_{ji}}{L}x - M_{ij} + Ny \quad (6.66)$$

olarak elde edilir. Simetriden dolayı $M_{ij} + M_{ji} = 0$ dır.

(5.6), (5.7) ve (5.8) denklemleri kullanılarak oluşturulan denklemler (5.5) ifadesinde yerlerine konularlarsa elde edilen diferansiyel denklemin genel çözümü;

$$y_1 = A1 \sin \alpha x + B1 \cos \alpha x + \frac{Wx^3}{3\alpha L \alpha^2 \bar{k}_m} + \frac{WaLx}{4\alpha^2 \bar{k}_m} - \frac{WLx}{2\alpha^2 \bar{k}_m} - \frac{2Wx}{aL\alpha^2 \bar{k}_t} - \frac{2Wx}{aL\alpha^4 \bar{k}_m} + \frac{M_{ij}}{\alpha^2 \bar{k}_m} \quad (6.67)$$

olarak elde edilir.

Aynı şekilde 2. bölge için eğilme momenti ifadesi,

$$M = -\frac{Wx^2}{2} + \frac{WL}{2}x + \frac{M_{ij} + M_{ji}}{L}x - \frac{W(aL)^2}{24} - M_{ij} + Ny \quad (6.68)$$

olduğuna göre, elde edilen diferansiyel denklemin genel çözümü;

$$y_2 = A1 \sin \alpha x + B1 \cos \alpha x + \frac{Wx^2}{2\alpha^2 \bar{k}_m} - \frac{WLx}{2\alpha^2 \bar{k}_m} - \frac{W}{\alpha^4 \bar{k}_m} - \frac{W}{\alpha^2 \bar{k}_t} + \frac{W(aL)^2}{24\alpha^2 \bar{k}_m} + \frac{M_{ij}}{\alpha^2 \bar{k}_m} \quad (6.69)$$

olarak elde edilir.

Sınır koşulları : -

$$x = 0 \text{ da } y_1 = 0 \quad (6.70)$$

$$x = 0 \text{ da } y'_1 = \frac{M_{ij}}{\bar{k}_A} - \frac{WaL}{4\bar{k}_t} + \frac{WL}{2\bar{k}_t} \quad (6.71)$$

$$x = aL/2 \text{ de } y_1 = y_2 \quad (6.72)$$

$$x = aL/2 \text{ de } y'_1 = y'_2 \quad (6.73)$$

$$x = L/2 \text{ de } y'_2 = 0 \quad (6.74)$$

Yukarıda yazılan sınır koşullarında (6.70)'den B1, (6.71)'den A1, (6.72) ve (6.73)' den A2 ve B2 bulunur. A2 ve B2 (6.74)'de yerine konulursa M_{ij} ve M_{ji} ankastrelik uç momentleri,

$$M_{ij} = \frac{WL^2 A}{4au^3} \frac{[[au^2(a-2)-8] \cos z + 8 \cos bz]}{(\sin z + u\beta \cos z)} \quad (6.75)$$

$$M_{ji} = -\frac{WL^2 A}{4au^3} \frac{[[au^2(a-2)-8] \cos z + 8 \cos bz]}{(\sin z + u\beta \cos z)} \quad (6.76)$$

olarak elde edilir. Burada,

$$A = (1 + u^2 \beta_3), \quad \bar{k}_m = k_m \left(1 - \frac{N}{k_t}\right), \quad \alpha^2 = \frac{N}{\bar{k}_m}, \quad u = \alpha L, \quad z = u/2 \quad \text{ve} \quad \beta = \frac{\bar{k}_m}{\bar{k}_t L^2}$$

kısaltmaları kullanılmıştır.

6.4.2. Çekme Hali

Normal kuvvetin çekme olması halinde ankastrelik uç momentler,

$$M_{ij} = \frac{WL^2 A}{4au^3} \frac{[[au^2(2-a)-8] \cosh z + 8 \cosh bz]}{(\sinh z + u\beta \cosh z)} \quad (6.77)$$

$$M_{ji} = -\frac{WL^2 A}{4au^3} \frac{[[au^2(2-a)-8] \cosh z + 8 \cosh bz]}{(\sinh z + u\beta \cosh z)} \quad (6.78)$$

ve simetriden dolayı $M_{ij} = M_{ji}$ dir.

Yukarıdaki yapılan kısaltmalar basınç halindekine benzer şekilde, ancak A , \bar{k}_m ve \bar{k}_t aşağıdaki durumdadır.

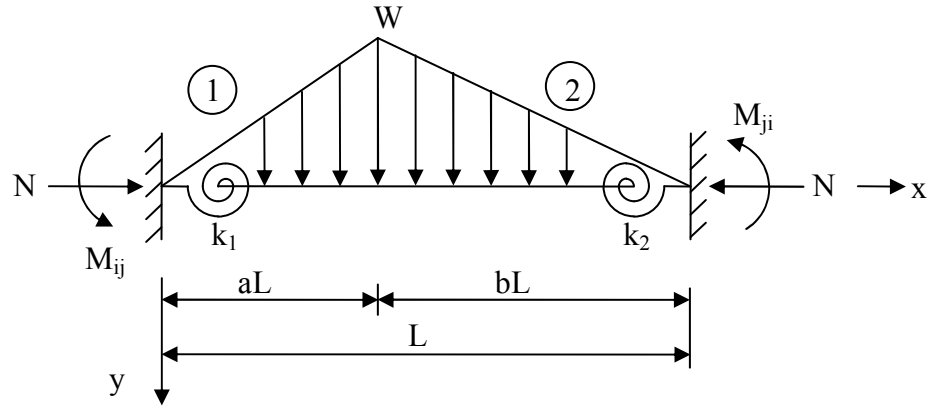
$$A = (1 - u^2 \beta_3), \quad \bar{k}_m = k_m \left(1 + \frac{N}{k_t} \right) \text{ ve } \bar{k}_t = k_t \left(1 + \frac{N}{k_t} \right)$$

6.5. Üçgen Yayılı yük

6.5.1. Basınç Hali

Şekil 6.5.'de iki ucu ankastre kirişin açıklığı L ise i ucundan, üçgen yayılı yükün tepe noktasına yatay mesafesi aL , tepe noktasından, j ucu arası da bL dir.

Yukarıda yaptığımız benzer hesaplar sonucunda i ucunun ankastrelik uç momenti,



Şekil 6.5. Üçgen yayılı yüklü ankastre kiriş

$$H1 = \left(\frac{1}{bu^2} + \frac{1}{3} - \frac{b}{6} \right) [A \sin u - u]$$

$$H2 = -\frac{1}{abu^2} \left[(u^2 \beta_2 + A) \sin bu - u \cos bu + A \sin au \right]$$

$$H3 = \left(\frac{1}{au^2} + \frac{1}{3} - \frac{a}{6} \right) \left[(u^2 \beta_2 + A) \sin u - u \cos u \right]$$

$$H = \left[u \left[1 - A(\beta_1 + \beta_2) - u^2 \beta_1 \beta_2 \right] \sin u + \left[u^2 (\beta_1 + \beta_2) + 2A \right] \cos u - 2A \right]$$

$$A = (1 + u^2 \beta_3)$$

kısaltmaları yapılırsa,

$$M_{ij} = \frac{WL^2}{u} \frac{H1 + H2 + H3}{H} \quad (6.79)$$

ve M_{ij} değerinde a, β_1 yerine sırasıyla b, β_2 ve b, β_2 yerine a, β_1 konur ters işaretlisi alınır M_{ji} ankastrelik uç momenti aşağıdaki gibi bulunmuş olur.

$$M_{ji} = -\frac{WL^2}{u} \frac{H1 + H2 + H3}{H} \quad (6.80)$$

6.5.2. Çekme Hali

Normal kuvvetin çekme olması halinde ankastrelik uç momentleri,

$$H1 = \left(-\frac{1}{bu^2} + \frac{1}{3} - \frac{b}{6} \right) [A \sinh u - u]$$

$$H2 = \frac{1}{abu^2} \left[(A - u^2 \beta_2) \sinh bu - u \cosh bu + A \sinh au \right]$$

$$H3 = \left(-\frac{1}{au^2} + \frac{1}{3} - \frac{a}{6} \right) \left[(A - u^2 \beta_2) \sinh u - u \cosh u \right]$$

$$H = \left[u \left[A(\beta_1 + \beta_2) - 1 - u^2 \beta_1 \beta_2 \right] \sinh u + \left[2A - u^2 (\beta_1 + \beta_2) \right] \cosh u - 2A \right]$$

$$A = (1 - u^2 \beta_3)$$

kısaltmaları yapılırsa,

$$M_{ij} = \frac{WL^2}{u} \frac{H1 + H2 + H3}{H} \quad (6.81)$$

ve M_{ij} değerinde a, β_1 yerine sırasıyla b, β_2 ve b, β_2 yerine a, β_1 konur ters işaretlisi alınır M_{ji} ankastrelik uç momenti aşağıdaki gibi bulunmuş olur.

$$M_{ji} = -\frac{WL^2}{u} \frac{H1 + H2 + H3}{H} \quad (6.82)$$

7. BİLGİSAYAR PROGRAMI İLE İLGİLİ AÇIKLAMALAR

Bilgisayar programı, verileri daha önce hazırlanmış olan herhangi bir dosyadan okuyarak, çıktıları ayrı dosyaya kaydedecek şekilde hazırlanmıştır. Birden fazla problem için ayrı ayrı dosyalar açılıp programın çalışması esnasında bu dosya adları girilerek sonuçlar yine ayrı ayrı dosyalara kaydedilmektedir.

Programın Verileri

1. Eleman sayısı,
2. Deplasman sayısı,
3. Ara yüklü eleman sayısı,
4. Direk yük sayısı,
5. Elastik mesnet sayısı,
6. Elastisite modülü,
7. Poisson oranı,
8. İterasyon sayısı,
9. Eleman no,
10. Eleman tarifi,
11. Eleman kesit alanları ve atalet momentleri,
12. Eleman yay katsayıları,
13. Eleman kod numaraları,
14. Düğüm sayısı, düğüm no ve koordinatları,
15. Yükler

den oluşmaktadır.

Veriler programın okuma sırasına göre önceden hazırlanmalı ve alt alta yazılarak kaydedilmelidir. Program çalıştığında bu dosya adı ekranda girilir. Sonuçlar başka dosyalara kaydedilir.

8. BİLGİSAYAR PROGRAMININ ÇALIŞTIRILMASI VE ÇEŞİTLİ UYGULAMALAR

8.1. Veri Dosyasının Hazırlanması

Programı çalıştırmak için veriler aşağıdaki sıraya göre verilmelidir.

1. Eleman sayısı,
2. Deplasman sayısı,
3. Ara yüklü eleman sayısı,
4. Direk yük sayısı,
5. Elastik mesnet sayısı,
6. Elastisite modülü,
7. Poisson oranı,
8. İterasyon sayısı,
9. Eleman sırasına göre, eleman no, eleman i ve j uçları, eleman kesit alanı, eleman atalet momenti, eleman i ve j uçlarındaki yay katsayıları ve eleman kod numaraları
10. Mesnetler dahil düğüm sayısı ve sırayla, düğüm no ve x, y koordinatları,
11. Ara yüklü eleman varsa, eleman numarası, eleman üzerindeki yük sayısı, sırayla yük çeşidi, yükün şiddeti ve uzaklığı verilir. Yük çeşidi : -
 - 1 Üniform yayılı yük,
 - 2 Tekil yük,
 - 3 Doğrusal yayılı yük,
 - 4 Simetrik trapez yayılı yük,
 - 5 Üçgen yayılı yük numaralarıyla verilir.
12. Sistem üzerinde direk yükler varsa deplasman doğrultusu ve şiddeti.
13. Elastik mesnet varsa deplasman doğrultusu ve mesnet katsayısı

8.2. Program İşlem Sırası

1. Koordinatlar yardımı ile eleman doğrultman kosinüsleri hesaplanır.
2. Transformasyon matrisi yardımı ile her elemanın ortak eksene göre rijitlik matrisi hesaplanır.
3. Kod numaraları yardımı ile sistemin ortak rijitlik matrisi elde edilir.
4. Eleman ekseni üzerindeki dış yüklerden oluşan ankastrelik uç kuvvetleri her bir eleman için eleman koordinatlarında hesap edilir ve ortak eksen takımına dönüştürülür.
5. Kod numaraları yardımı ile düğüm noktasına birleşen çubukların ankastrelik uç kuvvetlerinin ters işaretleri toplanarak düğümlerdeki dış yükler hesap edilir.
6. Dış yükler altında düğüm noktaları deplasman vektörü olarak eksene göre bulunur.
7. Deplasmanlara göre normal kuvvetler hesaplanır. Aynı işlemler bulunan normal kuvvetlere göre tekrar oluşturulur. Bu işlemler bir önceki normal kuvvet bir sonraki normal kuvvete eşit ya da istenilen doğrulukta oluncaya kadar tekrarlanır.
8. Ortak eksenlerde bulunan çubuk uç kuvvetleri eleman eksenine dönüştürülerek işlem tamamlanır.

Programda birinci iterasyon sonucunda bulunan değerler, sistemin lineer çözümünü vermektedir. İterasyon sayısı sistemin özelliğine göre verilmelidir. Program, bir önceki normal kuvvetle karşılaştırma yaparak yaklaşık değere ulaştığında normal akışına göre uç kuvvetleri hesaplamaktadır.

8.3. Programda Bazı İşlemler

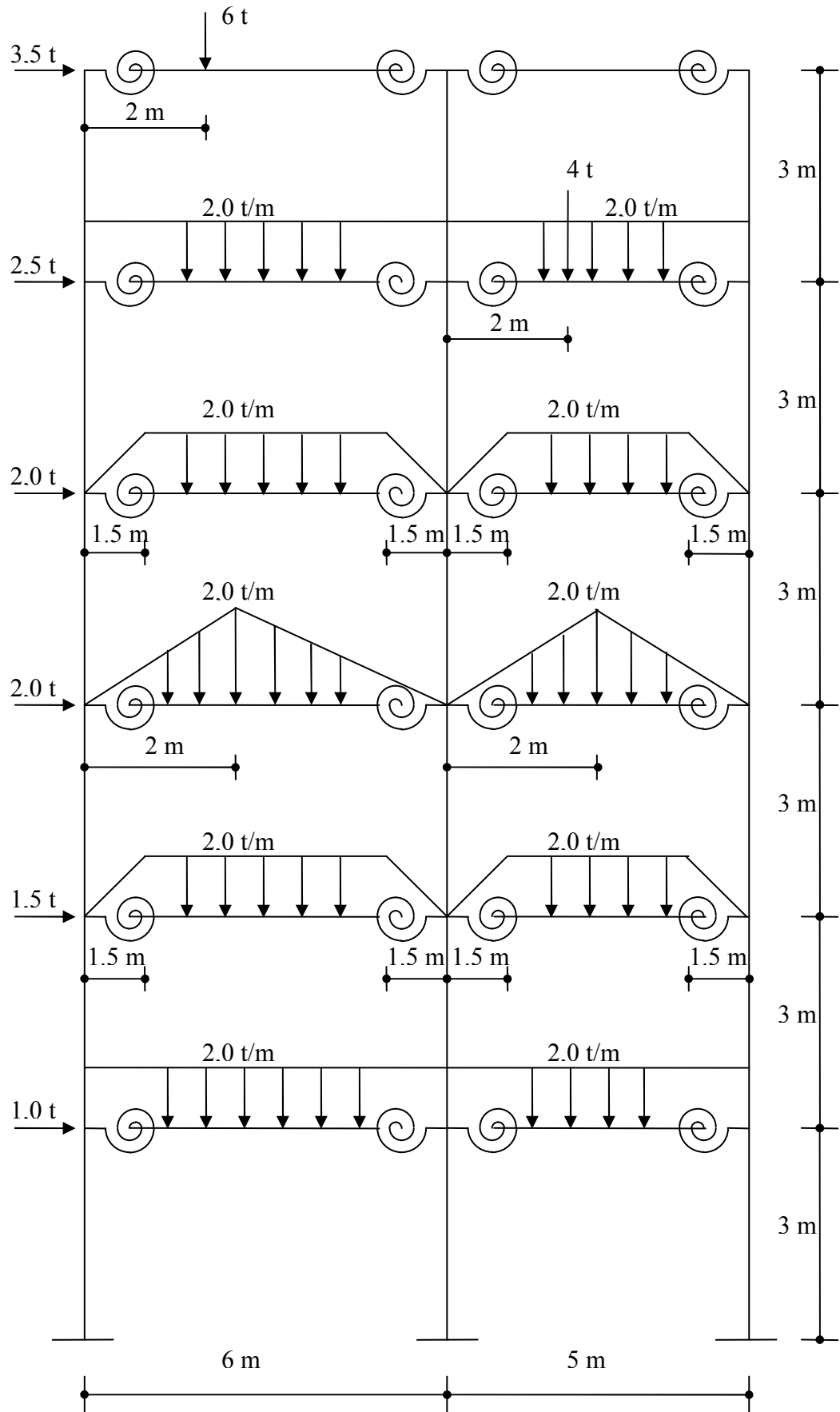
- 240-770 Verilerin okunması
- 1100-1920 Her eleman için rijitlik matrisleri oluşturularak bu matrislerin sistem koordinatlarına göre transformasyonları alt programa gönderilerek oluşturulur.
- 1930-2060 Kodlama tekniği kullanılarak eleman rijitlik matrisleri birleştirilip tek bir sistem rijitlik matrisi oluşturulmaktadır.
- 2110-2380 Dış yükler altında her eleman için eksenel kuvvetler bulunur. Aynı işlemler normal kuvvete göre tekrarlanarak nonlineer analize geçilir. Bu işlem bir önceki normal kuvvete yaklaşık ya da verilen iterasyon sayısına eşit olana kadar tekrarlanır.
- 2390-2910 Her bir elemanın eleman koordinatlarındaki rijitlik matrisi, transformasyon matrisleri ile çarpılarak programlarında kullanılan $f(i, j)$ 'ler bulunur. 2790-2870 arasında kodlama tekniği kullanılarak eleman uç kuvvetleri hesaplanmaktadır.
- 4450-6590 Burada yükleme durumu için elemanın ankastrelik uç kuvvetleri sistem koordinatlarında hesaplatılmakta ve yük vektörü, sistem deplasman doğrultularında oluşturulmaktadır. Buradan 3970 nolu alt programa gönderilerek de düğüm noktaları deplasmanları hesaplanmaktadır.
- 6770-9530 Eleman koordinatlarında verilen aralık sayısına göre ara momentler ile momentin maksimum olduğu yeri ve değerini hesaplamaktadır.
- 12800-13370 Verileri ve sonuçları ayrı bir dosyaya kaydeder.

8.4. Sayısal Uygulamalar

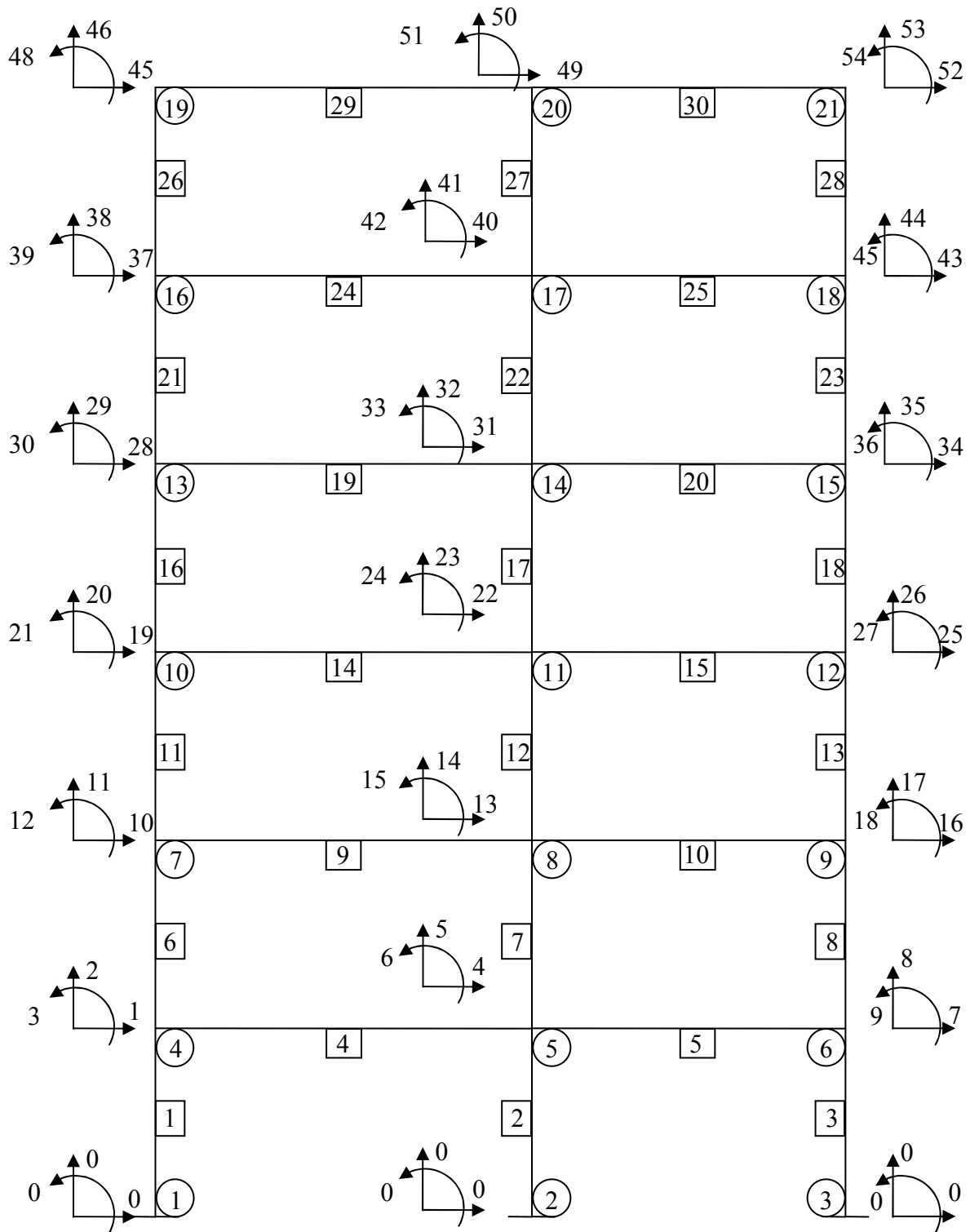
Bu bölümde, hazırlanan bilgisayar programı ile bazı problemler çözülerek veriler ve çıktılar tablolar halinde verilmiştir.

ÖRNEK 1.

Bu problemde, yatay yüklere maruz çeşitli ara yükler altında iki açıklıklı, altı katlı bir çerçeve incelenmiştir. Yükleme durumu Şekil 8.1.'de kodlama şekli Şekil 8.2.'de verilmiştir. Çerçeve elemanlarına ait geometrik özellikler ile eleman tarifleri ve kod numaraları Tablo 8.1.'de görülmektedir. Problem önce kayma deformasyonları ihmal edilerek çözülmüş lineer analize karşı gelen birinci iterasyon ile nonlineer analiz sonuçlarına yeterince yaklaşmış olan beşinci iterasyon sonucunda elde edilen eleman kesit tesirleri, düğüm deplasmanları ve ara yüklere sahip kirişlerin ara momentleri tablolarla (Tablo 8.2.-Tablo 8.11.) verilmiştir. Daha sonra aynı problem kayma deformasyonlarının etkisini incelemek amacıyla yeniden çözülmüş olup sonuçlar tablolarla gösterilmiştir. Çubukların uç momentlerini Tablo 8.12. ile karşılaştırma kolaylığı bakımından özetlenmiştir.



Şekil 8.1. Örnek 1.'in yükleme durumu



Şekil 8.2.Örnek 1.'in kodlama durumu

Tablo 8.1. Örnek 1.'e ait veriler.

PROBLEM ADI	: ÖRNEK 1
ELEMAN SAYISI	; 30
DEPLASMAN SAYISI	: 54
ELASTISITE MODULU	: 21000000
POISSON ORANI	: 0
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 11
DIREK YUK SAYISI	: 6
ITERASYON SAYISI	: 1

DUGUM	X	Y
-----	-----	-----
1	0.00	0.00
2	6.00	0.00
3	11.00	0.00
4	0.00	3.00
5	6.00	3.00
6	11.00	3.00
7	0.00	6.00
8	6.00	6.00
9	11.00	6.00
10	0.00	9.00
11	6.00	9.00
12	11.00	9.00
13	0.00	12.00
14	6.00	12.00
15	11.00	12.00
16	0.00	15.00
17	6.00	15.00
18	11.00	15.00
19	0.00	18.00
20	6.00	18.00
21	11.00	18.00

Tablo 8.1. Örnek 1.'e ait veriler (devam).

ELAMAN	BOYU	ATALET	ALAN	Ki	Kj	I	J	KOD NUMARALARI					
1	3.00	0.0001961	0.00970	1E9	1E9	1	4	0	0	0	1	2	3
2	3.00	0.0001961	0.00970	1E9	1E9	2	5	0	0	0	4	5	6
3	3.00	0.0001961	0.00970	1E9	1E9	3	6	0	0	0	7	8	9
4	6.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	4	5	1	2	3	4	5	6
5	5.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	5	6	4	5	6	7	8	9
6	3.00	0.0001961	0.00970	1E9	1E9	4	7	1	2	3	10	11	12
7	3.00	0.0001961	0.00970	1E9	1E9	5	8	4	5	6	13	14	15
8	3.00	0.0001961	0.00970	1E9	1E9	6	9	7	8	9	16	17	18
9	6.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	7	8	10	11	12	13	14	15
10	5.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	8	9	13	14	15	16	17	18
11	3.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	7	10	10	11	12	19	20	21
12	3.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	8	11	13	14	15	22	23	24
13	3.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	9	12	16	17	18	25	26	27
14	6.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	10	11	19	20	21	22	23	24
15	5.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	11	12	22	23	24	25	26	27
16	3.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	10	13	19	20	21	28	29	30
17	3.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	11	14	22	23	24	31	32	33
18	3.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	12	15	25	26	27	34	35	36
19	6.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	13	14	28	29	30	31	32	33
20	5.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	14	15	31	32	33	34	35	36
21	3.00	0.0000145	0.00279	1E9	1E9	13	16	28	29	30	37	38	39
22	3.00	0.0000145	0.00279	1E9	1E9	14	17	31	32	33	40	41	42
23	3.00	0.0000145	0.00279	1E9	1E9	15	18	34	35	36	43	44	45
24	6.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	16	17	37	38	39	40	41	42
25	5.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	17	18	40	41	42	43	44	45
26	3.00	0.0000145	0.00279	1E9	1E9	16	19	37	38	39	46	47	48
27	3.00	0.0000145	0.00279	1E9	1E9	17	20	40	41	42	49	50	51
28	3.00	0.0000145	0.00279	1E9	1E9	18	21	43	44	45	52	53	54
29	6.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	19	20	46	47	48	49	50	51
30	5.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	20	21	49	50	51	52	53	54

Tablo 8.2. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0$

eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	8.6501	-1.1118	2.5127	-2.5127	-17.5531
2	11.4367	4.3511	5.2626	-5.2626	-46.7464
3	10.8956	3.2783	4.7246	-4.7246	-32.7005
4	-0.5015	-11.8328	3.9443	8.0557	0.9711
5	-2.4687	-10.9615	2.3140	7.6860	-0.0999
6	1.6133	0.0115	0.5416	-0.5416	-13.6088
7	9.9504	9.0505	6.3336	-6.3336	-36.3767
8	7.6832	6.1911	4.6248	-4.6248	-25.0145
9	-2.0681	-11.9115	2.1701	6.8299	-2.4924
10	-4.1760	-11.5713	0.3505	6.6495	-0.9438
11	2.0566	2.5455	1.5340	-1.5340	-11.4387
12	7.0369	7.3181	4.7850	-4.7850	-29.1962
13	5.3802	5.6626	3.6810	-3.6810	-18.3650
14	-2.6563	-9.2494	1.3490	4.6510	-0.3233
15	-4.5824	-10.0853	-0.2669	5.2669	-0.3724
16	0.1109	-0.5388	-0.1427	0.1427	-10.0897
17	6.5138	7.9883	4.8340	-4.8340	-24.8122
18	4.4227	5.5031	3.3086	-3.3086	-13.0981
19	-1.1205	-10.0056	2.6457	6.3543	-3.1909
20	-1.4820	-9.1130	1.3810	5.6190	-0.7066
21	1.6593	1.4856	1.0483	-1.0483	-7.4440
22	3.4992	3.5498	2.3497	-2.3497	-17.0768
23	3.6099	4.1962	2.6020	-2.6020	-7.4791
24	-1.2984	-10.7381	3.9939	8.0061	-1.3373
25	4.5806	-6.9527	6.9256	7.0744	-0.9168
26	-0.1871	-0.1560	-0.1144	0.1144	-3.4501
27	2.6077	3.1798	1.9292	-1.9292	-2.1452
28	2.7565	2.2991	1.6852	-1.6852	-0.4047
29	0.1560	-3.4554	3.4501	2.5499	-3.6144
30	0.2756	-2.2991	-0.4047	0.4047	-1.6852

Tablo 8.3. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0$

Dep.no	UC DEPLASMANLARI
1	6.706483585432335D-03
2	-2.585135980956174D-04
3	-3.555733601933475D-03
4	6.74669619286457D-03
5	-6.884593592936918D-04
6	-2.580911298568282D-03
7	6.743249426924755D-03
8	-4.8159847118212D-04
9	-2.774570638676065D-03
10	1.854480819170681D-02
11	-4.589375358931233D-04
12	-4.139204498989289D-03
13	1.844160187990785D-02
14	-1.224199081777352D-03
15	-2.908691319606602D-03
16	1.840903502388849D-02
17	-8.500003484561825D-04
18	-3.318074285921546D-03
19	.0321051211163953
20	-6.957640107444975D-04
21	-3.782898953326951D-03
22	3.209173372878123D-02
23	-1.828676256855465D-03
24	-2.703790110224261D-03
25	3.207888513490558D-02
26	-1.230228789624004D-03
27	-3.112241006440744D-03
28	4.400815489240621D-02
29	-9.046600563599534D-04
30	-4.256432339352354D-03
31	4.387602511224337D-02
32	-2.34238589334235D-03
33	-1.629049250554483D-03
34	4.385164374067263D-02
35	-1.50141192739744D-03
36	-2.324740384759906D-03
37	6.580713366447467D-02
38	-1.285818233442462D-03
39	-5.112279848818266D-03
40	6.575175740459953D-02
41	-3.216776091249231D-03
42	-1.379989670726056D-03
43	6.572012095442338D-02
44	-1.884368416719365D-03
45	5.636829327409572D-04
46	8.006862024199582D-02
47	-1.462474392797646D-03
48	-4.958843088601473D-03
49	7.991895633146577D-02
50	-3.326617172359908D-03
51	1.438483581723388D-03
52	7.986080536792217D-02
53	-1.905090838311875D-03
54	-1.689254515363627D-03

Tablo 8.4. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan kirişlerin ara momentleri, $v = 0$

ELEMAN NO : 4
 Mi : -.501500250161742
 Mj : -11.83277214438759
 Xmax : 1.972143967120889
 Mmax : 4.390852077213061

X	M
0	0.50150
.5	2.22364
1	3.44579
1.5	4.16793
2	4.39008
2.5	4.11222
3	3.33436
3.5	2.05651
4	0.27865
4.5	-1.99920
5	-4.77706
5.5	-8.05492
6	-11.83277

ELEMAN NO : 5
 Mi : -2.468744966960863
 Mj : -10.96149866482455
 Xmax : 1.156975636821459
 Mmax : 3.807337591159284

X	M
0	2.46874
.5	3.37572
1	3.78270
1.5	3.68967
2	3.09665
2.5	2.00362
3	0.41060
3.5	-1.68243
4	-4.27545
4.5	-7.36847
5	-10.96150

ELEMEN NO : 9
 Mi : -2.068116099601284
 Mj : -11.91148405362308
 Xmax : 1.835033320564637
 Mmax : 4.68546338718376

X	M
0	2.06812
.5	3.12537
1	4.01596
1.5	4.57322
2	4.65825
2.5	4.24328
3	3.32832
3.5	1.91335
4	-0.00162
4.5	-2.41658
5	-5.30377
5.5	-8.52430
6	-11.91148

ELEMEN NO : 10
 Mi : -4.175965702504634
 Mj : -11.57130309001076
 Xmax : .5
 Mmax : 4.323461045475317

X	M
0	4.17597
.5	4.32346
1	4.30429
1.5	3.95179
2	3.12706
2.5	1.80233
3	-0.02240
3.5	-2.34712
4	-5.14407
4.5	-8.27435
5	-11.57130

ELEMEN NO : 14
 Mi : -2.656348471881304
 Mj : -9.249413135549659
 Xmax : 1.642583168119556
 Mmax : 4.133621776590303

X	M
0	2.65635
.5	3.31004
1	3.83872
1.5	4.11741
2	4.02109
2.5	3.45603
3	2.45347
3.5	1.07590
4	-0.61416
4.5	-2.55422
5	-4.68179
5.5	-6.93435
6	-9.24941

ELEMEN NO : 15
 Mi : -4.582435330698436
 Mj : -10.08533877237906
 Xmax : 5.5
 Mmax : 4.582435330698436

X	M
0	4.58244
.5	4.42816
1	4.14888
1.5	3.61960
2	2.71533
2.5	1.34577
3	-0.44045
3.5	-2.56001
4	-4.92956
4.5	-7.46578
5	-10.08534

ELEMEN NO : 19
 Mi : -1.120462987263591
 Mj : -10.00557818390569
 Xmax : 2.072829902402559
 Mmax : 4.667086791557796

X	M
0	1.12046
.5	2.41552
1	3.54390
1.5	4.33895
2	4.66178
2.5	4.48461
3	3.80744
3.5	2.63027
4	0.95310
4.5	-1.22407
5	-3.87346
5.5	-6.85619
6	-10.00558

ELEMEN NO : 20
 Mi : -1.482000159401585
 Mj : -9.113026430597309
 Xmax : 1.5
 Mmax : 2.803492182401917

X	M
0	1.48200
.5	2.14472
1	2.64077
1.5	2.80349
2	2.49399
2.5	1.68449
3	0.37498
3.5	-1.43452
4	-3.71624
4.5	-6.33130
5	-9.11303

ELEMEN NO : 24
 Mi : -1.298402314801585
 Mj : -10.73805124791051
 Xmax : 1.996962203107326
 Mmax : 5.28626035544085

X	M
0	1.29840
.5	3.04536
1	4.29233
1.5	5.03929
2	5.28625
2.5	5.03321
3	4.28018
3.5	3.02714
4	1.27410
4.5	-0.97894
5	-3.73198
5.5	-6.98501
6	-10.73805

ELEMEN NO : 25
 Mi : 4.580572663307645
 Mj : -6.952729377084992
 Xmax : 3.462784328622265
 Mmax : 7.410302643244306

X	M
0	-4.58057
.5	-1.36779
1	1.34500
1.5	3.55778
2	5.27056
2.5	6.48335
3	7.19613
3.5	7.40892
4	7.12170
4.5	6.33449
5	5.04727

ELEMAN NO : 29
Mi : .1560013277959271
Mj : -3.455432574555501
Xmax : 2
Mmax : 6.744188256617548

X	M
0	-0.15600
.5	1.56905
1	3.29409
1.5	5.01914
2	6.74419
2.5	5.46924
3	4.19428
3.5	2.91933
4	1.64438
4.5	0.36943
5	-0.90553
5.5	-2.18048
6	-3.45543

Tablo 8.5. Örnek 1.'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0$

PROBLEM ADI	: ÖRNEK 1.
ELEMAN SAYISI	; 30
DEPLASMAN SAYISI	: 54
ELASTISITE MODULU	: 21000000
POISSON ORANI	: 0
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 11
DIREK YUK SAYISI	: 6
ITERASYON SAYISI	: 5

eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERI				
	M _{ij}	M _{ji}	T _{ij}	T _{ji}	N _j
1	8.8396	-1.0986	2.5408	-2.5408	-17.2957
2	11.6281	4.4237	5.2433	-5.2433	-46.6639
3	11.0750	3.3006	4.7159	-4.7159	-33.0404
4	-0.6536	-11.9737	3.8955	8.1045	0.9824
5	-2.6353	-11.1351	2.2459	7.7541	-0.1086
6	1.7522	0.0856	0.5584	-0.5584	-13.4001
7	10.1853	9.2532	6.3343	-6.3343	-36.3135
8	7.8345	6.2903	4.6074	-4.6074	-25.2863
9	-2.2485	-12.0889	2.1101	6.8899	-2.4975
10	-4.3787	-11.7885	0.2666	6.7334	-0.9322
11	2.1628	2.6621	1.5559	-1.5559	-11.2900
12	7.2144	7.5014	4.7690	-4.7690	-29.1570
13	5.4982	5.7878	3.6752	-3.6752	-18.5530
14	-2.8299	-9.4104	1.2932	4.7068	-0.2947
15	-4.7688	-10.2849	-0.3440	5.3440	-0.3730
16	0.1678	-0.4939	-0.1495	0.1495	-9.9968
17	6.6777	8.1645	4.8473	-4.8473	-24.7943
18	4.4971	5.5690	3.3021	-3.3021	-13.2089
19	-1.2801	-10.1517	2.5939	6.4061	-3.2204
20	-1.6380	-9.2998	1.3126	5.6874	-0.6786
21	1.7740	1.6068	1.0709	-1.0709	-7.4029
22	3.6252	3.6805	2.3056	-2.3056	-17.0757
23	3.7308	4.3109	2.6235	-2.6235	-7.5215
24	-1.4179	-10.8217	3.9597	8.0403	-1.3009
25	4.5055	-7.0725	6.8868	7.1132	-0.9332
26	-0.1889	-0.1460	-0.1282	0.1282	-3.4432
27	2.6357	3.2089	1.9380	-1.9380	-2.1485
28	2.7616	2.3150	1.6903	-1.6903	-0.4083
29	0.1460	-3.4799	3.4432	2.5568	-3.6282
30	0.2710	-2.3150	-0.4083	0.4083	-1.6903

Tablo 8.6. Örnek 1.'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0$

Dep.no	UC DEPLASMANLARI
1	6.85777392807636D-03
2	-2.54722695737286D-04
3	-3.631384225953649D-03
4	6.898453885375829D-03
5	-6.87245123474456D-04
6	-2.646721291269522D-03
7	6.894707305269954D-03
8	-4.866036093596872D-04
9	-2.848951907967765D-03
10	1.899956586981159D-02
11	-4.520738399766528D-04
12	-4.239897105978821D-03
13	1.889614946775694D-02
14	-1.22205412375069D-03
15	-2.988483257992921D-03
16	1.886398245718911D-02
17	-8.590090023993148D-04
18	-3.414027529112496D-03
19	3.293097899087772D-02
20	-6.858216973844063D-04
21	-3.874513436195296D-03
22	3.291877728298048D-02
23	-1.825719308154475D-03
24	-2.777052735047453D-03
25	.0329059048235791
26	-1.243128051685085D-03
27	-3.20156177367935D-03
28	4.516173449208194D-02
29	-8.927946156257733D-04
30	-4.358607571945598D-03
31	4.502838532628704D-02
32	-2.339058297078023D-03
33	-1.683488525293572D-03
34	4.500496790569469D-02
35	-1.516604964395947D-03
36	-2.416509461670849D-03
37	6.785358013398037D-02
38	-1.271845294557539D-03
39	-5.19759576264605D-03
40	6.779971394321639D-02
41	-3.213387799872287D-03
42	-1.399145919046836D-03
43	6.776751173010601D-02
44	-1.901729646981232D-03
45	4.953051160271294D-04
46	8.230037259984126D-02
47	-1.448148724664168D-03
48	-4.984398794123806D-03
49	8.215013642514529D-02
50	-3.323396577542846D-03
51	1.439555282972146D-03
52	8.209181164186455D-02
53	-1.922637101262417D-03
54	-1.707191388293562D-03

Tablo 8.7. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0.3$

(Kayma deformasyonlar göz önüne alınıyor)

PROBLEM ADI	: ÖRNEK 1
ELEMAN SAYISI	; 30
DEPLASMAN SAYISI	: 54
ELASTISİTE MODULU	: 21000000
POISSON ORANI	: 0.3
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 11
DIREK YUK SAYISI	: 6
ITERASYON SAYISI	: 1

eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	8.8133	-1.1794	2.5446	-2.5446	-17.5094
2	11.4384	4.3037	5.2474	-5.2474	-46.8800
3	10.9186	3.2053	4.7080	-4.7080	-32.6106
4	-0.5369	-11.8228	3.9400	8.0600	0.9505
5	-2.3874	-10.8942	2.3437	7.6563	-0.0966
6	1.7163	0.0662	0.5942	-0.5942	-13.5694
7	9.9064	8.9770	6.2945	-6.2945	-36.4763
8	7.6889	6.1452	4.6114	-4.6114	-24.9543
9	-2.1219	-11.9152	2.1605	6.8395	-2.4401
10	-4.1040	-11.5201	0.3752	6.6248	-0.9348
11	2.0557	2.5470	1.5342	-1.5342	-11.4089
12	7.0422	7.3255	4.7892	-4.7892	-29.2616
13	5.3749	5.6547	3.6765	-3.6765	-18.3295
14	-2.7233	-9.2664	1.3351	4.6649	-0.3663
15	-4.5218	-10.0483	-0.2474	5.2474	-0.3813
16	0.1763	-0.4747	-0.0995	0.0995	-10.0739
17	6.4628	7.9499	4.8042	-4.8042	-24.8440
18	4.3937	5.4921	3.2952	-3.2952	-13.0821
19	-1.1858	-10.0140	2.6334	6.3666	-3.1504
20	-1.4390	-9.0904	1.3941	5.6059	-0.6983
21	1.6605	1.4921	1.0509	-1.0509	-7.4405
22	3.5031	3.5536	2.3522	-2.3522	-17.0833
23	3.5983	4.1923	2.5969	-2.5969	-7.4762
24	-1.3216	-10.7223	3.9927	8.0073	-1.3476
25	4.5777	-6.9448	6.9266	7.0734	-0.9144
26	-0.1705	-0.1340	-0.1015	0.1015	-3.4478
27	2.5910	3.1660	1.9190	-1.9190	-2.1494
28	2.7525	2.2950	1.6825	-1.6825	-0.4028
29	0.1340	-3.4471	3.4478	2.5522	-3.6015
30	0.2811	-2.2950	-0.4028	0.4028	-1.6825

Tablo 8.8. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0.3$

Dep.no	UC DEPLASMANLARI
1	6.96693968954911D-03
2	-2.578710766376727D-04
3	-3.639797941537262D-03
4	7.006297071986898D-03
5	-6.904265608105168D-04
6	-2.598784158187816D-03
7	7.002963533444805D-03
8	-4.802737911232382D-04
9	-2.809564770477499D-03
10	1.913982505436843D-02
11	-4.577149159568183D-04
12	-4.240834221318807D-03
13	1.903878728702477D-02
14	-1.227633094397256D-03
15	-2.93732293711274D-03
16	1.900652953096453D-02
17	-8.47788955772581D-04
18	-3.371882629281982D-03
19	3.310170253742308D-02
20	-6.939244427516915D-04
21	-3.882769606115454D-03
22	3.308653554149838D-02
23	-1.833463782788788D-03
24	-2.730900998244975D-03
25	3.307337841198801D-02
26	-1.227280831683484D-03
27	-3.168001106204851D-03
28	4.534659114648226D-02
29	-9.024931351407225D-04
30	-4.357285530273583D-03
31	4.521614096225929D-02
32	-2.347833149130629D-03
33	-1.646973910598793D-03
34	4.519204342250333D-02
35	-1.498131592828386D-03
36	-2.367424277514781D-03
37	6.759613146580563D-02
38	-1.283471432331949D-03
39	-5.187041724111786D-03
40	.0675403298048652
41	-3.222552811809639D-03
42	-1.398001295424816D-03
43	6.750877724598522D-02
44	-1.880938497269464D-03
45	5.587519506060779D-04
46	8.212119603908029D-02
47	-1.460011326610959D-03
48	-5.007165292041094D-03
49	8.197206543482644D-02
50	-.0033326083817314
51	1.434449062660697D-03
52	8.191400817700181D-02
53	-1.901562695127065D-03
54	-1.694874256127673D-03

Tablo 8.9. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan kirişlerin ara momentleri, $\nu = 0.3$

ELEMAN NO : 4
 Mi : -.5369194887263422
 Mj : -11.82278402770569
 Xmax : 1.970024706963997
 Mmax : 4.417916834774926

X	M
0	0.53692
.5	2.25694
1	3.47697
1.5	4.19699
2	4.41702
2.5	4.13704
3	3.35707
3.5	2.07709
4	0.29712
4.5	-1.98286
5	-4.76283
5.5	-8.04281
6	-11.82278

ELEMAN NO : 5
 Mi : -2.387352879385378
 Mj : -10.89420080850216
 Xmax : 1.171844631211247
 Mmax : 3.760572719084001

X	M
0	2.38735
.5	3.30920
1	3.73104
1.5	3.65289
2	3.07473
2.5	1.99658
3	0.41842
3.5	-1.65973
4	-4.23789
4.5	-7.31605
5	-10.89420

ELEMEN NO : 9
 Mi : -2.121924736198189
 Mj : -11.91521599033618
 Xmax : 1.830238272788802
 Mmax : 4.721696871379128

X	M
0	2.12192
.5	3.17439
1	4.06018
1.5	4.61264
2	4.69288
2.5	4.27312
3	3.35335
3.5	1.93359
4	0.01383
4.5	-2.40593
5	-5.29791
5.5	-8.52323
6	-11.91522

ELEMEN NO : 10
 Mi : -4.104023748874921
 Mj : -11.52008661709394
 Xmax : .5
 Mmax : 4.263834934500257

X	M
0	4.10402
.5	4.26383
1	4.25698
1.5	3.91679
2	3.10438
2.5	1.79197
3	-0.02044
3.5	-2.33285
4	-5.11749
4.5	-8.23545
5	-11.52009

ELEMEN NO : 14
 Mi : -2.723267362062162
 Mj : -9.266418827124772
 Xmax : 1.63404547170645
 Mmax : 4.177624807562908

X	M
0	2.72327
.5	3.36996
1	3.89165
1.5	4.16335
2	4.06004
2.5	3.48798
3	2.47842
3.5	1.09387
4	-0.60319
4.5	-2.55025
5	-4.68480
5.5	-6.94436
6	-9.26642

ELEMEN NO : 15
 Mi : -4.521837538273168
 Mj : -10.04832501104916
 Xmax : 5.5
 Mmax : 4.521837538273168

X	M
0	4.52184
.5	4.37732
1	4.10781
1.5	3.58829
2	2.69377
2.5	1.33398
3	-0.44248
3.5	-2.55228
4	-4.91207
4.5	-7.43853
5	-10.04833

ELEMEN NO : 19
 Mi : -1.185801793018829
 Mj : -10.01402801750781
 Xmax : 2.06668084912278
 Mmax : 4.706971525149683

X	M
0	1.18580
.5	2.47470
1	3.59694
1.5	4.38584
2	4.70253
2.5	4.51921
3	3.83589
3.5	2.65257
4	0.96925
4.5	-1.21407
5	-3.86961
5.5	-6.85849
6	-10.01403

ELEMEN NO : 20
 Mi : -1.43897826313492
 Mj : -9.090386334687791
 Xmax : 1.5
 Mmax : 2.780168883788106

X	M
0	1.43898
.5	2.10826
1	2.61088
1.5	2.78017
2	2.47723
2.5	1.67430
3	0.37136
3.5	-1.43158
4	-3.70674
4.5	-6.31523
5	-9.09039

ELEMEN NO : 24
 Mi : -1.32159484276306
 Mj : -10.72231310398344
 Xmax : 1.996341004437792
 Mmax : 5.306972248762751

X	M
0	1.32159
.5	3.06794
1	4.31428
1.5	5.06062
2	5.30696
2.5	5.05330
3	4.29964
3.5	3.04598
4	1.29232
4.5	-0.96134
5	-3.71500
5.5	-6.96865
6	-10.72231

ELEMEN NO : 25
 Mi : 4.577696378781402
 Mj : -6.944837676658033
 Xmax : 3.463285870212337
 Mmax : 7.416652640031021

X	M
0	-4.57770
.5	-1.36441
1	1.34888
1.5	3.56216
2	5.27545
2.5	6.48873
3	7.20202
3.5	7.41530
4	7.12859
4.5	6.34188
5	5.05516

ELEMAN NO : 29
Mi : .1339986812492295
Mj : -3.447053869634815
Xmax : 2
Mmax : 6.761649589288909

X	M
0	-0.13400
.5	1.58991
1	3.31383
1.5	5.03774
2	6.76165
2.5	5.48556
3	4.20947
3.5	2.93339
4	1.65730
4.5	0.38121
5	-0.89488
5.5	-2.17097
6	-3.44705

Tablo 8.10. Örnek 1'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0.3$

(Kayma deformasyonlar göz önüne alınıyor)

PROBLEM ADI	: ÖRNEK 1
ELEMAN SAYISI	; 30
DEPLASMAN SAYISI	: 54
ELASTISİTE MODULU	: 21000000
POISSON ORANI	: 0.3
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 11
DIREK YUK SAYISI	: 6
ITERASYON SAYISI	: 5

eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	9.0114	-1.1671	2.5738	-2.5738	-17.2483
2	11.6384	4.3780	5.2270	-5.2270	-46.7886
3	11.1069	3.2269	4.6992	-4.6992	-32.9631
4	-0.6938	-11.9677	3.8898	8.1102	0.9614
5	-2.5575	-11.0722	2.2741	7.7259	-0.1055
6	1.8609	0.1432	0.6124	-0.6124	-13.3585
7	10.1472	9.1841	6.2939	-6.2939	-36.4044
8	7.8453	6.2469	4.5937	-4.5937	-25.2371
9	-2.3084	-12.0982	2.0986	6.9014	-2.4444
10	-4.3113	-11.7430	0.2892	6.7108	-0.9233
11	2.1652	2.6668	1.5568	-1.5568	-11.2599
12	7.2253	7.5151	4.7728	-4.7728	-29.2137
13	5.4961	5.7829	3.6704	-3.6704	-18.5264
14	-2.9029	-9.4321	1.2774	4.7226	-0.3382
15	-4.7120	-10.2532	-0.3263	5.3263	-0.3813
16	0.2361	-0.4253	-0.1050	0.1050	-9.9825
17	6.6291	8.1280	4.8158	-4.8158	-24.8175
18	4.4703	5.5616	3.2891	-3.2891	-13.2000
19	-1.3498	-10.1650	2.5801	6.4199	-3.1766
20	-1.5986	-9.2812	1.3242	5.6758	-0.6722
21	1.7751	1.6114	1.0716	-1.0716	-7.4024
22	3.6356	3.6958	2.3115	-2.3115	-17.0734
23	3.7196	4.3060	2.6169	-2.6169	-7.5242
24	-1.4415	-10.7831	3.9621	8.0379	-1.3199
25	4.4680	-7.0549	6.8829	7.1171	-0.9341
26	-0.1698	-0.1050	-0.1084	0.1084	-3.4402
27	2.6193	3.1889	1.9256	-1.9256	-2.1527
28	2.7489	2.3055	1.6828	-1.6828	-0.4071
29	0.1050	-3.4567	3.4402	2.5598	-3.6084
30	0.2678	-2.3055	-0.4071	0.4071	-1.6828

Tablo 8.11. Örnek 1'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0.3$

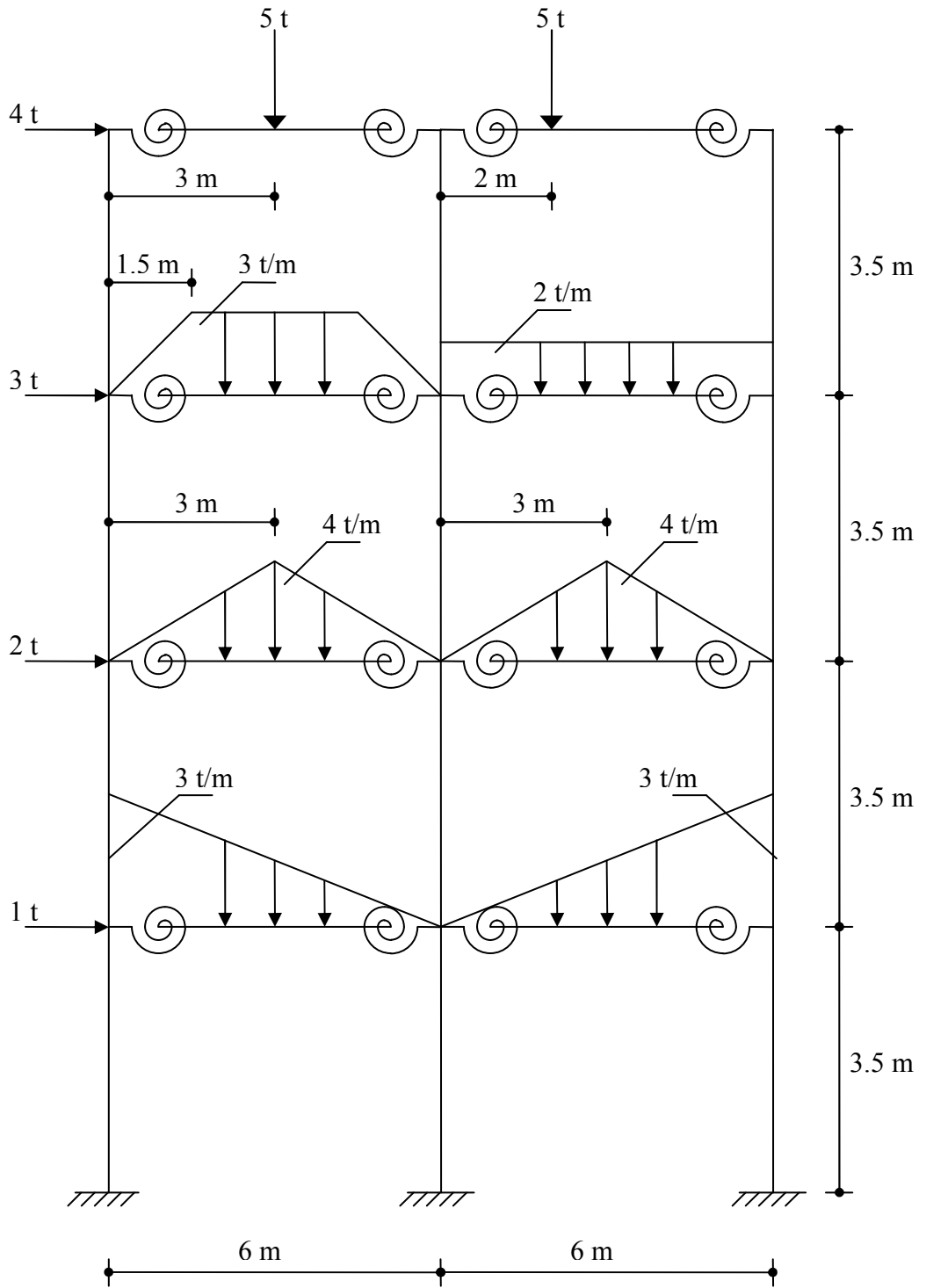
Dep.no	UC DEPLASMANLARI
1	7.12844498843361D-03
2	-2.54025026888207D-04
3	-3.719172141497571D-03
4	7.168254129422714D-03
5	-6.890812413973875D-04
6	-2.667334893296949D-03
7	7.164614183860271D-03
8	-4.85465160285834D-04
9	-2.887614278473655D-03
10	1.962262065678128D-02
11	-4.507626155594543D-04
12	-4.346361303107039D-03
13	1.952140435248128D-02
14	-1.225228162746185D-03
15	-3.020468059924837D-03
16	1.948954297601063D-02
17	-8.57146187821017D-04
18	-3.472526538711684D-03
19	3.397736110480702D-02
20	-6.838867033757331D-04
21	-3.979184013292739D-03
22	3.396335490836701D-02
23	-1.830067541486373D-03
24	-2.807001037733473D-03
25	.0339501990431094
26	-1.240714812361859D-03
27	-3.262008416296711D-03
28	4.656753665111362D-02
29	-8.905630719974512D-04
30	-4.462983967073932D-03
31	4.643599998717694D-02
32	-2.343887446285702D-03
33	-1.704459382108664D-03
34	4.641280421016482D-02
35	-1.514007358816589D-03
36	-2.462760190981933D-03
37	.0697412295140175
38	-1.269589194432392D-03
39	-5.284797572006692D-03
40	6.968657462630662D-02
41	-3.21810281348831D-03
42	-1.394790222294382D-03
43	6.965434280012692D-02
44	-1.899270733490356D-03
45	4.80729270059163D-04
46	8.441989227924594D-02
47	-1.445741157425806D-03
48	-4.962747882419003D-03
49	8.427047463959816D-02
50	-3.328327449161785D-03
51	1.425848847317189D-03
52	8.421240622191735D-02
53	-1.920113796881839D-03
54	-1.70550630917373D-03

Tablo 8.12. Örnek 1'e ait sonuçların karşılaştırılması.

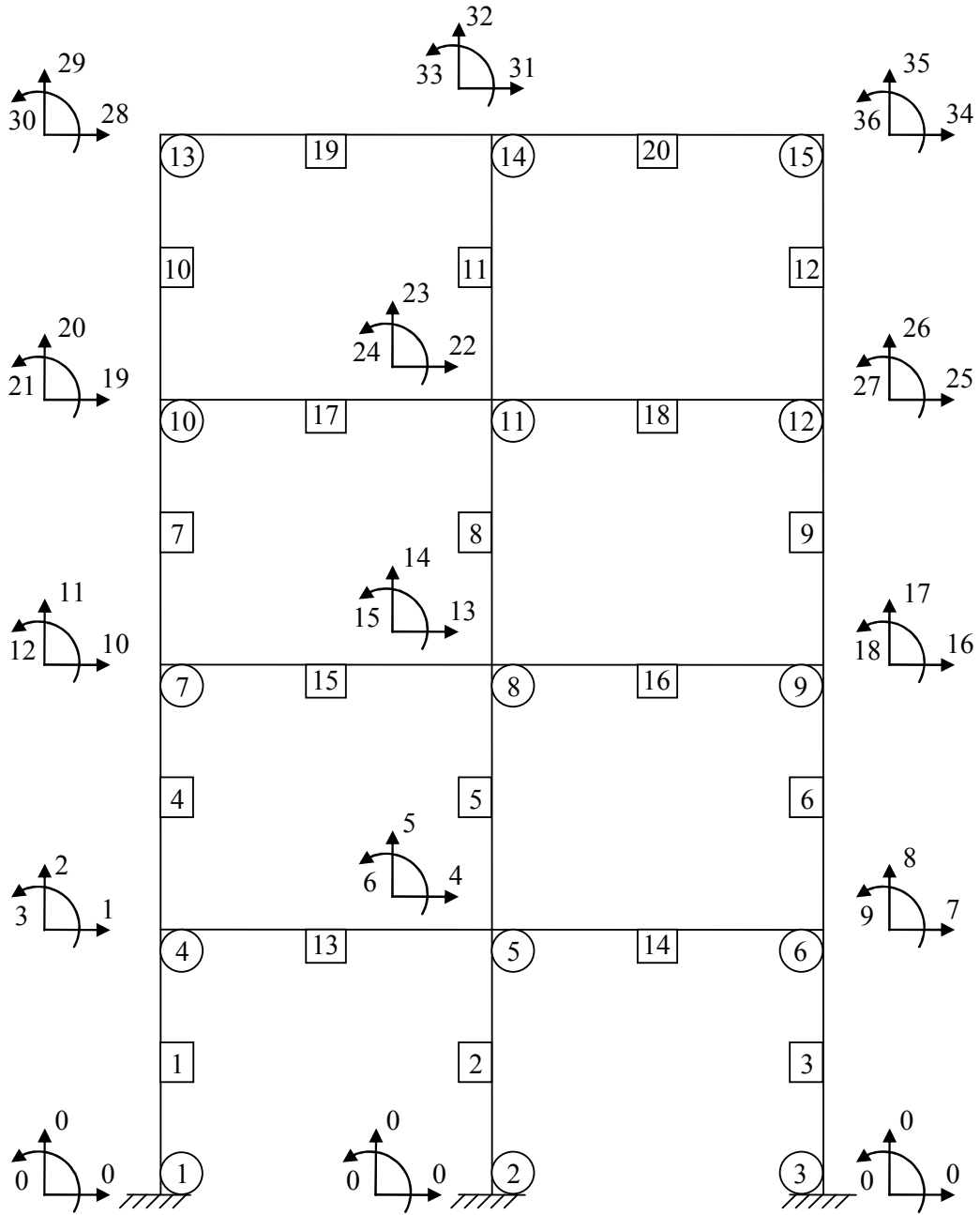
Çubuk no	Lineer		Kes. Lineer		NonLineer		Kes. Nonlineer	
	M _i	M _j	M _i	M _j	M _i	M _j	M _i	M _j
1	8.6501	-1.1118	8.8133	-1.1794	8.8396	-1.0986	9.0114	-1.1671
2	11.4367	4.3511	11.4384	4.3037	11.6281	4.4237	11.6384	4.3780
3	10.8956	3.2783	10.9186	3.2053	11.0750	3.3006	11.1069	3.2269
4	-0.5015	-11.8328	-0.5369	-11.8228	-0.6536	-11.9737	-0.6938	-11.9677
5	-2.4687	-10.9615	-2.3874	-10.8942	-2.6353	-11.1351	-2.5575	-11.0722
6	1.6133	0.0115	1.7163	0.0662	1.7522	0.0886	1.8609	0.1432
7	9.9504	9.0505	9.9064	8.9770	10.1853	9.2532	10.1472	9.1841
8	7.6832	6.1911	7.6889	6.1452	7.8345	6.2903	7.8453	6.2469
9	-2.0681	-11.9115	-2.1219	-11.9152	-2.2485	-12.0889	-2.3084	-12.0982
10	-4.1760	-11.5783	-4.1040	-11.5201	-4.3787	-11.7885	-4.3113	-11.7430
11	2.0566	2.5455	2.0557	2.5470	2.1628	2.6621	2.1652	2.6688
12	7.0369	7.3181	7.0422	7.3255	7.2144	7.5014	7.2253	7.5151
13	5.3802	5.6626	5.3749	5.6547	5.4982	5.7878	5.4961	5.7829
14	-2.6563	-9.2494	-2.7233	-9.2664	-2.8949	-9.4104	-2.9029	-9.4321
15	-4.5824	-10.0853	-4.5218	-10.0483	-4.7688	-10.2849	-4.7120	-10.2532
16	0.1109	-0.5388	0.1763	-0.4747	0.1678	-0.4939	0.2361	-0.4253
17	6.5138	7.9883	6.4628	7.9499	6.6777	8.1645	6.6291	8.1280
18	4.4227	5.5031	4.3937	5.4921	4.4971	5.5690	4.4703	5.5616
19	-1.1205	-10.0056	-1.1858	-10.0140	-1.2801	-10.1517	-1.3498	-10.1650
20	-1.4820	-9.1130	-1.4390	-9.0904	-1.6380	-9.2998	-1.5986	-9.2812
21	1.6593	1.4856	1.6605	1.4921	1.7740	1.6068	1.7751	1.6114
22	3.4992	3.5498	3.5031	3.5536	3.6252	3.6805	3.6356	3.6958
23	3.6099	4.1962	3.5983	4.1923	3.7308	4.3109	3.7196	4.3060
24	-1.2984	-10.7381	-1.3216	-10.7223	-1.4179	-10.8217	-1.4415	-10.7831
25	4.5806	-6.9527	4.5777	-6.9448	4.5055	-7.0725	4.4680	-7.0549
26	-0.1871	-0.1560	-0.1705	-0.1340	-0.1889	-0.1460	0.1698	-0.1050
27	2.6077	3.1798	2.5910	3.1660	2.6357	3.2089	2.6193	3.1889
28	2.7565	2.2991	2.7525	2.2950	2.7616	2.3150	2.7489	2.3055
29	0.1560	-3.4554	0.1340	-3.4471	0.1460	-3.4799	0.1050	-3.4567
30	0.2756	-2.2991	0.2811	-2.2950	0.2710	-2.3150	0.2678	-2.3055

ÖRNEK 2.

Bu örnekte çelik bir çerçeve ele alınmıştır. Örnek değişik tip ara yükler içerecek şekilde seçilmiştir. Şekil 8.3.'de görülen bu sistemin kodlaması Şekil 8.4.'deki gibi yapılmıştır. Tüm çerçeve elemanları için IPB1000 profilleri seçilmiştir. Seçilen yay katsayıları Tablo 8.13.'de görülmektedir. Problem önce kayma deformasyonları ihmal edilerek çözülmüş lineer analize karşı gelen birinci iterasyon ile nonlineer analiz sonuçlarına yeterince yaklaşmış olan beşinci iterasyon sonucunda elde edilen eleman kesit tesirleri, düğüm deplasmanları ve ara yüklere sahip kirişlerin ara momentleri tablolarla (Tablo 8.14.-Tablo 8.23.) verilmiştir. Daha sonra aynı problem kayma deformasyonlarının etkisini incelemek amacıyla yeniden çözülmüş olup sonuçlar tablolarla gösterilmiştir. Çubukların uç momentlerini Tablo 8.24. ile karşılaştırma kolaylığı bakımından özetlenmiştir. Bu örnekte tüm yay katsayıları aynı alınarak sıfırdan sonsuza kadar pek çok değer için çözüm yapılmıştır. Bu çözümlerden elde edilen kat seviyelerindeki yatay deplasmanlar ile üç mesnetteki moment değerleri yay katsayılarına bağlı olarak Şekil 8.5. ve Şekil 8.6.'da grafiklerle verilmiştir. Ancak, değişimi iyi görebilmek için seçilen uygun ölçeğe göre yay katsayısının 2 değerinden sonraki kısımları grafiğe dahil edilememiştir.



Şekil 8.3. Örnek 2.'nin yükleme durumu



Şekil 8.4. Örnek 2.'nin kodlama durumu

Tablo 8.13. Örnek 2'ye ait veriler.

PROBLEM ADI	: ORNEK 2
ELEMAN SAYISI	; 20
DEPLASMAN SAYISI	: 36
ELASTISITE MODULU	: 2100000
POISSON ORANI	: 0
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 8
DIREK YUK SAYISI	: 4
ITERASYON SAYISI	: 1

DUGUM	X	Y
-----	-----	-----
1	0.00	0.00
2	6.00	0.00
3	12.00	0.00
4	0.00	3.50
5	6.00	3.50
6	12.00	3.50
7	0.00	7.00
8	6.00	7.00
9	12.00	7.00
10	0.00	10.50
11	6.00	10.50
12	12.00	10.50
13	0.00	14.00
14	6.00	14.00
15	12.00	14.00

ELAMAN	BOYU	ATALET	ALAN	Ki	Kj	I	J	KOD NUMARALARI						
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
1	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	4	1	1	2	3	0	0	0	
2	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	5	2	4	5	6	0	0	0	
3	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	6	3	7	8	9	0	0	0	
4	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	7	4	10	11	12	1	2	3	
5	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	8	5	13	14	15	4	5	6	
6	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	9	6	16	17	18	7	8	9	
7	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	10	7	19	20	21	10	11	12	
8	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	11	8	22	23	24	13	14	15	
9	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	12	9	25	26	27	16	17	18	
10	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	13	10	28	29	30	19	20	21	
11	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	14	11	31	32	33	22	23	24	
12	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	15	12	34	35	36	25	26	27	
13	6.00	0.0072200	0.04440	0.5	0.6	4	5	1	2	3	4	5	6	
14	6.00	0.0072200	0.04440	0.6	0.5	5	6	4	5	6	7	8	9	
15	6.00	0.0072200	0.04440	0.5	0.6	7	8	10	11	12	13	14	15	
16	6.00	0.0072200	0.04440	0.6	0.5	8	9	13	14	15	16	17	18	
17	6.00	0.0072200	0.04440	0.5	0.6	10	11	19	20	21	22	23	24	
18	6.00	0.0072200	0.04440	0.6	0.5	11	12	22	23	24	25	26	27	
19	6.00	0.0072200	0.04440	0.5	0.6	13	14	28	29	30	31	32	33	
20	6.00	0.0072200	0.04440	0.6	0.5	14	15	31	32	33	34	35	36	

Tablo 8.14. Örnek 2'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0$

eleman no	ELEMEN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	-1.3673	10.3883	2.5774	-2.5774	-15.9551
2	1.8021	11.9983	3.9430	-3.9430	-35.3123
3	0.7306	11.4481	3.4796	-3.4796	-26.2326
4	1.5445	3.6055	1.4714	-1.4714	-11.4705
5	6.3290	8.0544	4.1095	-4.1095	-29.5311
6	5.2935	6.6732	3.4191	-3.4191	-18.4983
7	2.0004	-0.0841	0.5475	-0.5475	-7.2426
8	6.9969	5.0259	3.4351	-3.4351	-17.7149
9	6.3022	4.2586	3.0174	-3.0174	-10.5425
10	0.7048	-2.1410	-0.4104	0.4104	-1.6951
11	5.9736	2.5999	2.4496	-2.4496	-5.4835
12	5.0802	1.7825	1.9608	-1.9608	-2.8215
13	-2.2381	-6.8545	4.4846	4.5154	0.1060
14	-3.0019	-7.4038	1.2657	7.7343	-0.0606
15	-1.4604	-9.1720	4.2279	7.7721	-1.0761
16	-2.1829	-9.5522	4.0442	7.9558	-0.4017
17	0.1406	-7.3554	5.5475	7.9525	-2.0421
18	-2.2414	-8.0847	4.2790	7.7210	-1.0566
19	-0.7048	-4.1249	1.6951	3.3049	-4.4104
20	-1.8487	-5.0802	2.1785	2.8215	-1.9608

Tablo 8.15. Örnek 2'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0$

Dep.no	UC DEPLASMANLARI
1	2.981830549266549D-03
2	-5.989143166683663D-04
3	-1.356837027294447D-03
4	2.988651556248089D-03
5	-1.325536706848357D-03
6	-1.176853346588065D-03
7	2.984754810345654D-03
8	-9.847081356424332D-04
9	-1.237019686909113D-03
10	8.493796544142215D-03
11	-1.029489564389616D-03
12	-1.594721914643055D-03
13	8.42454875821516D-03
14	-2.434062498953856D-03
15	-1.37599846783886D-03
16	8.398700734160032D-03
17	-1.679090579299166D-03
18	-1.396263409371981D-03
19	1.378330238268869D-02
20	-1.301358197366857D-03
21	-1.354124945361065D-03
22	1.365189181627014D-02
23	-3.099036541642195D-03
24	-1.148496457259648D-03
25	1.358389912450256D-02
26	-2.074830486216166D-03
27	-1.160395531417689D-03
28	1.785122888193346D-02
29	-1.364986213718985D-03
30	-1.025661623202562D-03
31	.0175674222338044
32	-3.304872049578686D-03
33	-7.590973930159315D-04
34	1.744124595592627D-02
35	-2.180742337302922D-03
36	-7.797703494075391D-04

Tablo 8.16. Örnek 2'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan kirişlerin ara momentleri, $v = 0$

ELEMAN NO : 13
 Mi : -2.238145241224395
 Mj : -6.8545379782684
 Xmax : 2
 Mmax : 5.873917501393461

X	M
0	2.23815
.5	4.11584
1	5.30603
1.5	5.87122
2	5.87392
2.5	5.37661
3	4.44180
3.5	3.13200
4	1.50969
4.5	-0.36262
5	-2.42242
5.5	-4.60723
6	-6.85454

ELEMAN NO : 14
 Mi : -3.001887790436345
 Mj : -7.403770816557937
 Xmax : 2.250087612072874
 Mmax : 4.90054706713128

X	M
0	3.00189
.5	3.62433
1	4.18428
1.5	4.61922
2	4.86667
2.5	4.86411
3	4.54906
3.5	3.85900
4	2.73145
4.5	1.10389
5	-1.08616
5.5	-3.90122
6	-7.40377

ELEMEN NO : 15
 Mi : -1.460358760581988
 Mj : -9.171975938735766
 Xmax : 2.518316168627474
 Mmax : 8.558558948030681

X	M
0	1.46036
.5	3.54655
1	5.46608
1.5	7.05228
2	8.13847
2.5	8.55800
3	8.14419
3.5	6.78594
4	4.59436
4.5	1.73611
5	-1.62214
5.5	-5.31373
6	-9.17198

ELEMEN NO : 16
 Mi : -2.182859251421693
 Mj : -9.552163821057414
 Xmax : 2.462974671384223
 Mmax : 8.823306315222416

X	M
0	2.18286
.5	4.17716
1	6.00480
1.5	7.49910
2	8.49341
2.5	8.82104
3	8.31535
3.5	6.86521
4	4.58173
4.5	1.63159
5	-1.81855
5.5	-5.60202
6	-9.55216

ELEMAN NO : 17
 Mi : .1405909859628998
 Mj : -7.355410824604821
 Xmax : 2.599176675631004
 Mmax : 8.867988100753459

X	M
0	-0.14059
.5	2.59151
1	5.07361
1.5	7.05570
2	8.32947
2.5	8.85323
3	8.62700
3.5	7.65076
4	5.92453
4.5	3.44829
5	0.26373
5.5	-3.42084
6	-7.35541

ELEMAN NO : 18
 Mi : -2.241416078352483
 Mj : -8.084700365553813
 Xmax : 2.139490296341142
 Mmax : 6.818834806490391

X	M
0	2.24142
.5	4.13091
1	5.52040
1.5	6.40989
2	6.79938
2.5	6.68887
3	6.07836
3.5	4.96785
4	3.35734
4.5	1.24683
5	-1.36368
5.5	-4.47419
6	-8.08470

ELEMEN NO : 19
 Mi : -.704781315009259
 Mj : -4.124916551266521
 Xmax : 3
 Mmax : 5.789932381871369

X	M
0	0.70478
.5	1.55231
1	2.39983
1.5	3.24736
2	4.09488
2.5	4.94241
3	5.78993
3.5	4.13746
4	2.48498
4.5	0.83251
5	-0.81997
5.5	-2.47244
6	-4.12492

ELEMEN NO : 20
 Mi : -1.848718113168062
 Mj : -5.080232164538983
 Xmax : 2
 Mmax : 6.205734687265712

X	M
0	1.84872
.5	2.93797
1	4.02723
1.5	5.11648
2	6.20573
2.5	4.79499
3	3.38424
3.5	1.97350
4	0.56275
4.5	-0.84799
5	-2.25874
5.5	-3.66949
6	-5.08023

Tablo 8.17. Örnek 2'ye ait 5. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0$

PROBLEM ADI	: ORNEK 2
ELEMAN SAYISI	; 20
DEPLASMAN SAYISI	: 36
ELASTISITE MODULU	: 2100000
POISSON ORANI	: 0
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 8
DIREK YUK SAYISI	: 4
ITERASYON SAYISI	: 5

eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERI				
	M _{ij}	M _{ji}	T _{ij}	T _{ji}	N _j
1	-1.3752	10.4683	2.5844	-2.5844	-15.9073
2	1.8151	12.0785	3.9392	-3.9392	-35.3141
3	0.7237	11.5230	3.4765	-3.4765	-26.2785
4	1.5848	3.6564	1.4793	-1.4793	-11.4373
5	6.3973	8.1298	4.1043	-4.1043	-29.5331
6	5.3351	6.7234	3.4164	-3.4164	-18.5296
7	2.0438	-0.0776	0.5508	-0.5508	-7.2255
8	7.0561	5.0546	3.4335	-3.4335	-17.7167
9	6.3457	4.2644	3.0157	-3.0157	-10.5579
10	0.7202	-2.1548	-0.4119	0.4119	-1.6882
11	6.0069	2.6008	2.4532	-2.4532	-5.4852
12	5.0970	1.7694	1.9587	-1.9587	-2.8266
13	-2.2812	-6.8987	4.4700	4.5300	0.1050
14	-3.0462	-7.4471	1.2511	7.7489	-0.0601
15	-1.5073	-9.2203	4.2118	7.7882	-1.0715
16	-2.2315	-9.5995	4.0282	7.9718	-0.4007
17	0.1110	-7.3836	5.5373	7.9627	-2.0374
18	-2.2733	-8.1152	4.2688	7.7312	-1.0570
19	-0.7202	-4.1420	1.6882	3.3118	-4.4119
20	-1.8649	-5.0970	2.1734	2.8266	-1.9587

Tablo 8.18. Örnek 2'ye ait 5. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0$

Dep.no	UC DEPLASMANLARI
1	3.007114229524685D-03
2	-5.971226007789716D-04
3	-1.368433632909103D-03
4	3.013874111660728D-03
5	-1.325605587606345D-03
6	-1.187426555082153D-03
7	3.010007181453821D-03
8	-9.864309707738439D-04
9	-1.248665992533102D-03
10	8.567927044056303D-03
11	-1.026451213514973D-03
12	-1.607527064152531D-03
13	8.498978895006891D-03
14	-2.434203565178623D-03
15	-1.387788897907381D-03
16	8.473196460341181D-03
17	-1.681987863949048D-03
18	-1.409109658216716D-03
19	1.389816432856675D-02
20	-1.297678604072317D-03
21	-1.362676391760334D-03
22	1.376705962463756D-02
23	-3.099243046901292D-03
24	-1.156492704608048D-03
25	1.369904182824638D-02
26	-2.078303574251618D-03
27	-1.16888014623442D-03
28	1.799024684087995D-02
29	-1.361050040355292D-03
30	-1.030851096936416D-03
31	.0177063430534922
32	-3.305142518463096D-03
33	-7.633604362370801D-04
34	1.758030023409504D-02
35	-2.184408041782213D-03
36	-7.848066764208913D-04

Tablo 8.19. Örnek 2'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0.3$
(Kayma deformasyonlar göz önüne alınıyor)

PROBLEM ADI	: ORNEK 2
ELEMAN SAYISI	; 20
DEPLASMAN SAYISI	: 36
ELASTISITE MODULU	: 2100000
POISSON ORANI	: 0.3
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 8
DIREK YUK SAYISI	: 4
ITERASYON SAYISI	: 1

eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	-1.5759	10.8463	2.6487	-2.6487	-15.9069
2	1.6153	11.9349	3.8715	-3.8715	-35.4967
3	0.5977	11.5818	3.4798	-3.4798	-26.0964
4	1.5394	3.8673	1.5448	-1.5448	-11.4121
5	6.1610	7.9674	4.0367	-4.0367	-29.6820
6	5.2628	6.7022	3.4186	-3.4186	-18.4059
7	2.1194	0.0385	0.6165	-0.6165	-7.1864
8	6.9398	4.9436	3.3952	-3.3952	-17.8226
9	6.2682	4.1906	2.9882	-2.9882	-10.4910
10	0.8952	-2.0753	-0.3372	0.3372	-1.6636
11	5.8973	2.4977	2.3986	-2.3986	-5.5326
12	5.0484	1.7367	1.9386	-1.9386	-2.8038
13	-2.2913	-6.7397	4.4948	4.5052	0.1039
14	-2.8429	-7.2998	1.3095	7.6905	-0.0613
15	-1.5779	-9.0682	4.2257	7.7743	-1.0718
16	-2.0364	-9.4534	4.0850	7.9150	-0.4303
17	-0.0441	-7.3191	5.5228	7.9772	-2.0463
18	-2.1184	-8.0049	4.3128	7.6872	-1.0496
19	-0.8952	-4.1231	1.6636	3.3364	-4.3372
20	-1.7742	-5.0484	2.1962	2.8038	-1.9386

Tablo 8.20. Örnek 2'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0.3$

Dep.no	UC DEPLASMANLARI
1	3.443459328643429D-03
2	-5.971058931603818D-04
3	-1.433771712159362D-03
4	3.450145150340811D-03
5	-1.332458431344349D-03
6	-1.191092374815838D-03
7	3.446201680563551D-03
8	-9.795948346544255D-04
9	-1.267787713584066D-03
10	9.476800672589068D-03
11	-1.025487241131865D-03
12	-1.702457250603927D-03
13	9.407831970297762D-03
14	-2.446646700900064D-03
15	-1.39958398666129D-03
16	9.380139573128596D-03
17	-1.670508700610709D-03
18	-1.433916732892926D-03
19	1.523258148443792D-02
20	-1.295247897417039D-03
21	-1.462278387353747D-03
22	1.510090164587449D-02
23	-3.115663122981456D-03
24	-1.169183368162819D-03
25	.015033358052881
26	-2.064314204826723D-03
27	-1.194124909285095D-03
28	1.963160967505783D-02
29	-1.357695943368014D-03
30	-1.119416783974287D-03
31	1.935251322494914D-02
32	-3.323344093575971D-03
33	-7.768047303583772D-04
34	1.922776438712158D-02
35	-2.169560563656608D-03
36	-8.118946211556744D-04

Tablo 8.21. Örnek 2'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan kirişlerin ara momentleri,
 $v = 0.3$

ELEMAN NO : 13
 Mi : -2.291337560551109
 Mj : -6.739731136455299
 Xmax : 2
 Mmax : 5.947647994882305

X	M
0	2.29134
.5	4.17417
1	5.36949
1.5	5.93982
2	5.94765
2.5	5.45548
3	4.52580
3.5	3.22113
4	1.60396
4.5	-0.26321
5	-2.31789
5.5	-4.49756
6	-6.73973

ELEMAN NO : 14
 Mi : -2.842934042944562
 Mj : -7.299831993766494
 Xmax : 2.288701810093653
 Mmax : 4.841030220067753

X	M
0	2.84293
.5	3.48729
1	4.06914
1.5	4.52599
2	4.79535
2.5	4.81470
3	4.52155
3.5	3.85340
4	2.74776
4.5	1.14211
5	-1.02604
5.5	-3.81918
6	-7.29983

ELEMAN NO : 15
 Mi : -1.577873213272254
 Mj : -9.068195427588229
 Xmax : 2.517634373729609
 Mmax : 8.670309779822333

X	M
0	1.57787
.5	3.66292
1	5.58131
1.5	7.16636
2	8.25141
2.5	8.66979
3	8.25484
3.5	6.89544
4	4.70272
4.5	1.84332
5	-1.51607
5.5	-5.20880
6	-9.06820

ELEMAN NO : 16
 Mi : -2.036369577828196
 Mj : -9.453430962736523
 Xmax : 2.47538883104429
 Mmax : 8.777733354334185

X	M
0	2.03637
.5	4.05111
1	5.89918
1.5	7.41392
2	8.42866
2.5	8.77673
3	8.29147
3.5	6.86176
4	4.59872
4.5	1.66902
5	-1.76069
5.5	-5.52373
6	-9.45343

ELEMEN NO : 17
 Mi : -4.408923883854055D-02
 Mj : -7.319063125343064
 Xmax : 2.590935979767689
 Mmax : 8.98851311572067

X	M
0	0.04409
.5	2.76383
1	5.23356
1.5	7.20330
2	8.46471
2.5	8.97611
3	8.73751
3.5	7.74892
4	6.01032
4.5	3.52172
5	0.32480
5.5	-3.37213
6	-7.31906

ELEMEN NO : 18
 Mi : -2.118399925618942
 Mj : -8.004893872900023
 Xmax : 2.156392183456753
 Mmax : 6.768427174492324

X	M
0	2.11840
.5	4.02479
1	5.43118
1.5	6.33758
2	6.74397
2.5	6.65036
3	6.05675
3.5	4.96315
4	3.36954
4.5	1.27593
5	-1.31768
5.5	-4.41129
6	-8.00489

ELEMEN NO : 19
 Mi : -.8952485043915701
 Mj : -4.123055830804546
 Xmax : 3
 Mmax : 5.886096336793512

X	M
0	0.89525
.5	1.72706
1	2.55886
1.5	3.39067
2	4.22248
2.5	5.05429
3	5.88610
3.5	4.21790
4	2.54971
4.5	0.88152
5	-0.78667
5.5	-2.45486
6	-4.12306

ELEMEN NO : 20
 Mi : -1.774211743299498
 Mj : -5.04836625206931
 Xmax : 2
 Mmax : 6.166685744843228

X	M
0	1.77421
.5	2.87233
1	3.97045
1.5	5.06857
2	6.16669
2.5	4.76480
3	3.36292
3.5	1.96104
4	0.55916
4.5	-0.84272
5	-2.24460
5.5	-3.64648
6	-5.04837

Tablo 8.22. Örnek 2'ye ait 5. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0.3$
(Kayma deformasyonlar göz önüne alınıyor)

PROBLEM ADI	: ORNEK 2
ELEMAN SAYISI	; 20
DEPLASMAN SAYISI	: 36
ELASTISITE MODULU	: 2100000
POISSON ORANI	: 0.3
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 8
DIREK YUK SAYISI	: 4
ITERASYON SAYISI	: 5

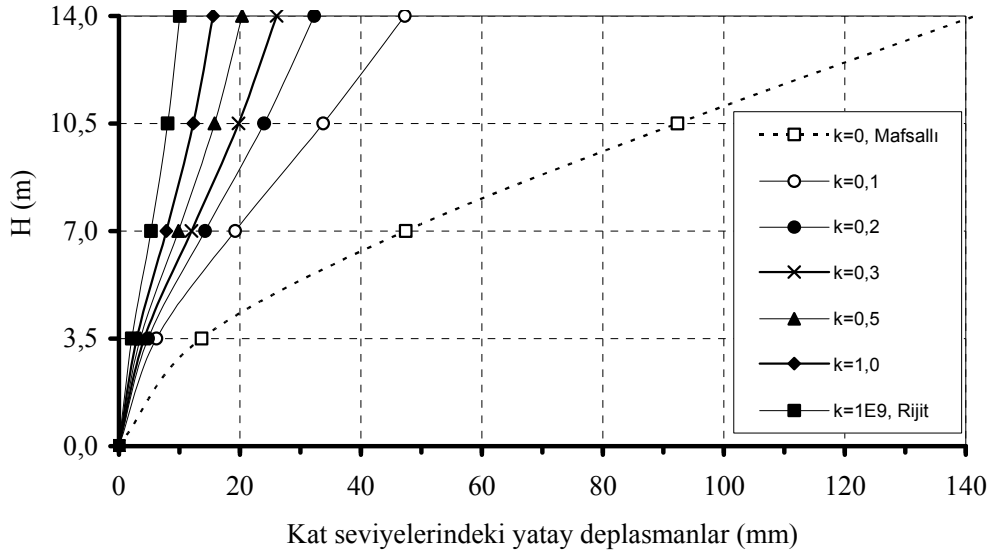
eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	-1.5888	10.9460	2.6577	-2.6577	-15.8554
2	1.6288	12.0252	3.8658	-3.8658	-35.4984
3	0.5893	11.6690	3.4764	-3.4764	-26.1462
4	1.5842	3.9263	1.5546	-1.5546	-11.3761
5	6.2337	8.0480	4.0295	-4.0295	-29.6839
6	5.3084	6.7577	3.4159	-3.4159	-18.4400
7	2.1674	0.0450	0.6202	-0.6202	-7.1679
8	7.0043	4.9744	3.3932	-3.3932	-17.8243
9	6.3164	4.1965	2.9866	-2.9866	-10.5078
10	0.9139	-2.0905	-0.3383	0.3383	-1.6562
11	5.9324	2.4978	2.4019	-2.4019	-5.5343
12	5.0673	1.7220	1.9364	-1.9364	-2.8095
13	-2.3375	-6.7867	4.4793	4.5207	0.1031
14	-2.8902	-7.3471	1.2938	7.7062	-0.0605
15	-1.6291	-9.1198	4.2083	7.7917	-1.0656
16	-2.0883	-9.5050	4.0679	7.9321	-0.4293
17	-0.0769	-7.3495	5.5117	7.9883	-2.0415
18	-2.1526	-8.0384	4.3017	7.6983	-1.0502
19	-0.9139	-4.1404	1.6562	3.3438	-4.3383
20	-1.7920	-5.0673	2.1905	2.8095	-1.9364

Tablo 8.23. Örnek 2'ye ait 5. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0.3$

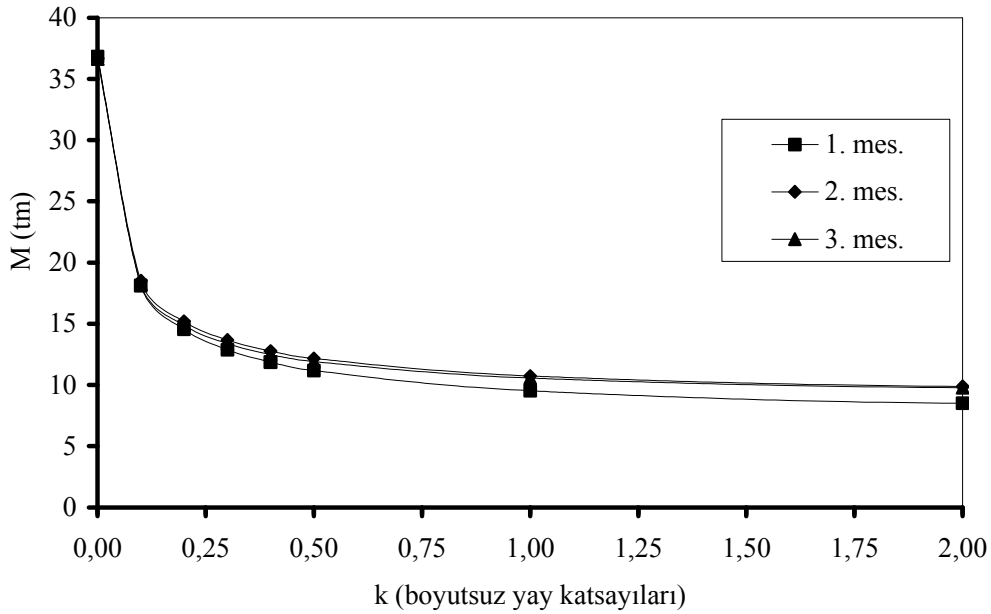
Dep.no	UC DEPLASMANLARI
1	3.474958927675018D-03
2	-5.951734475875358D-04
3	-1.446766611153643D-03
4	3.481594841283299D-03
5	-1.332522472773002D-03
6	-1.202832175593809D-03
7	3.477701624367648D-03
8	-9.814632387986218D-04
9	-1.28107770811628D-03
10	9.567133298670255D-03
11	-1.022204735177285D-03
12	-1.717101689979787D-03
13	9.498562851909332D-03
14	-2.446783531853596D-03
15	-1.412664437059897D-03
16	9.470934747763759D-03
17	-1.673654375611762D-03
18	-1.448565154257514D-03
19	1.537128347327851D-02
20	-1.291268427100083D-03
21	-1.472137092270235D-03
22	1.523991107439633D-02
23	-3.115864582819907D-03
24	-1.178091865208538D-03
25	1.517233370306355D-02
26	-2.068092215305236D-03
27	-1.203892210595156D-03
28	1.979833874976037D-02
29	-1.353438103154995D-03
30	-1.125373975667135D-03
31	.0195191712054238
32	-3.323608143611363D-03
33	-7.816684229697053D-04
34	1.939456291803307D-02
35	-2.173554353834243D-03
36	-8.177831830205011D-04

Tablo 8.24. Örnek 2'ye ait sonuçların karşılaştırılması.

Çubuk no	Lineer		Kes. Lineer		Nonlinear		Kes:Nonlinear	
	M _i	M _j	M _i	M _j	M _i	M _j	M _i	M _j
1	-1.3673	10.3883	-1.5759	10.8463	-1.3752	10.4683	-1.5888	10.9460
2	1.8021	11.9983	1.6153	11.9349	1.8151	12.0785	1.6288	12.0252
3	0.7306	11.4481	0.5977	11.5818	0.7237	11.5230	0.5893	11.6690
4	1.5445	3.6055	1.5394	3.8673	1.5848	3.6564	1.5842	3.9263
5	6.3290	8.0544	6.1610	7.9674	6.3973	8.1298	6.2337	8.0480
6	5.2935	6.6732	5.2628	6.7022	5.3351	6.7234	5.3084	6.7577
7	2.0004	-0.0841	2.1194	0.0385	2.0458	-0.0760	2.1674	0.0450
8	6.9969	5.0259	6.9398	4.9436	7.0561	5.0546	7.0043	4.9744
9	6.3022	4.2586	6.2682	4.1906	6.3457	4.2644	6.3164	4.1965
10	0.7048	-2.1410	0.8952	-2.0753	0.7202	-2.1548	0.9139	-2.0905
11	5.9736	2.5999	5.8973	2.4977	6.0069	2.6008	5.9324	2.4978
12	5.0802	1.7825	5.0484	1.7367	5.0970	1.7694	5.0673	1.7220
13	-2.2381	-6.8545	-2.2913	-6.7397	-2.2812	-6.8987	-2.3375	-6.7867
14	-3.0019	-7.4038	-2.8429	-7.2998	-3.0462	-7.4471	-2.8902	-7.3471
15	-1.4604	-9.1720	-1.5779	-9.0682	-1.5073	-9.2203	-1.6291	-9.1198
16	-2.1829	-9.5522	-2.0364	-9.4534	-2.2315	-9.5995	-2.0883	-9.5050
17	0.1406	-7.3554	-0.0441	-7.3191	0.1110	-7.3836	-0.0769	-7.3495
18	-2.2414	-8.0847	-2.1184	-8.0049	-2.2733	-8.1152	-2.1526	-8.0384
19	-0.7048	-4.1249	-0.8912	-4.1231	-0.7202	-4.1420	-0.9139	-4.1404
20	-1.8487	-5.0802	-1.7742	-5.0484	-1.8649	-5.0970	-1.7920	-5.0673



Şekil 8.5. Örnek 2'nin kat seviyelerindeki yatay deplasmanların yay katsayısı ile değişimi



Şekil 8.6. Örnek 2 için 1, 2 ve 3 nolu mesnetlerdeki momentlerin yay katsayıları ile değişimi

9. SONUÇLAR

Bilgisayarların hızla gelişmesi, herhangi bir problemin çözümünde yapılan kabulleri azaltarak gerçeğe daha yakın çözüm elde edebilmek amacıyla el ile çözümü çok zor ve pratik olmayan hesap yöntemleriyle yapılan taşıyıcı sistemlerin çözümünün, bilgisayarlarla yapılması ihtiyacını ortaya koymuştur. Bu amaçla, çeşitli bilgisayar programları hazırlanmıştır. Programların herkes tarafından kullanılabilmesi, bir bakıma programların kişisel bilgisayarlara uygun olmasına bağlıdır.

Bu çalışmada, uçlarında dönel yaylar bulunan düzlemsel çerçevelerin statik analizinde geometrik nonlineerlik incelenmiştir. Analizde kayma şekil değiştirmeleri de göz önüne alınmıştır. Hazırlanan bilgisayar programı ile geometrik nonlineer analizin, gerçek çözüme çok yakın sonuçlar veren rijitlik matrisi yöntemi kullanılması ile, kişisel bilgisayarlarla yapılabileceği anlaşılmıştır.

İki boyutlu ince yapı elemanlarındaki düzlem içi kuvvetler belirli bir düzeyin altında kaldıkları sürece sistemin lineer davranışını bozmazlar. Ancak malzemenin elastisite modülü ile yapı elemanlarının mesnetleniş şekli ve atalet momentlerine bağlı olarak yük belirli bir düzeye çıkınca iç kuvvetler eğilme momentlerine katkıları nedeniyle yapı elemanlarının rijitliğine etki ederek analizin nonlineer olmasına neden olmaktadır. Özellikle nonlineer analize gerek duyulan problemler, yüksek dayanımlı malzemeler ile yapılan narin yapılar ile ilgili problemlerdir.

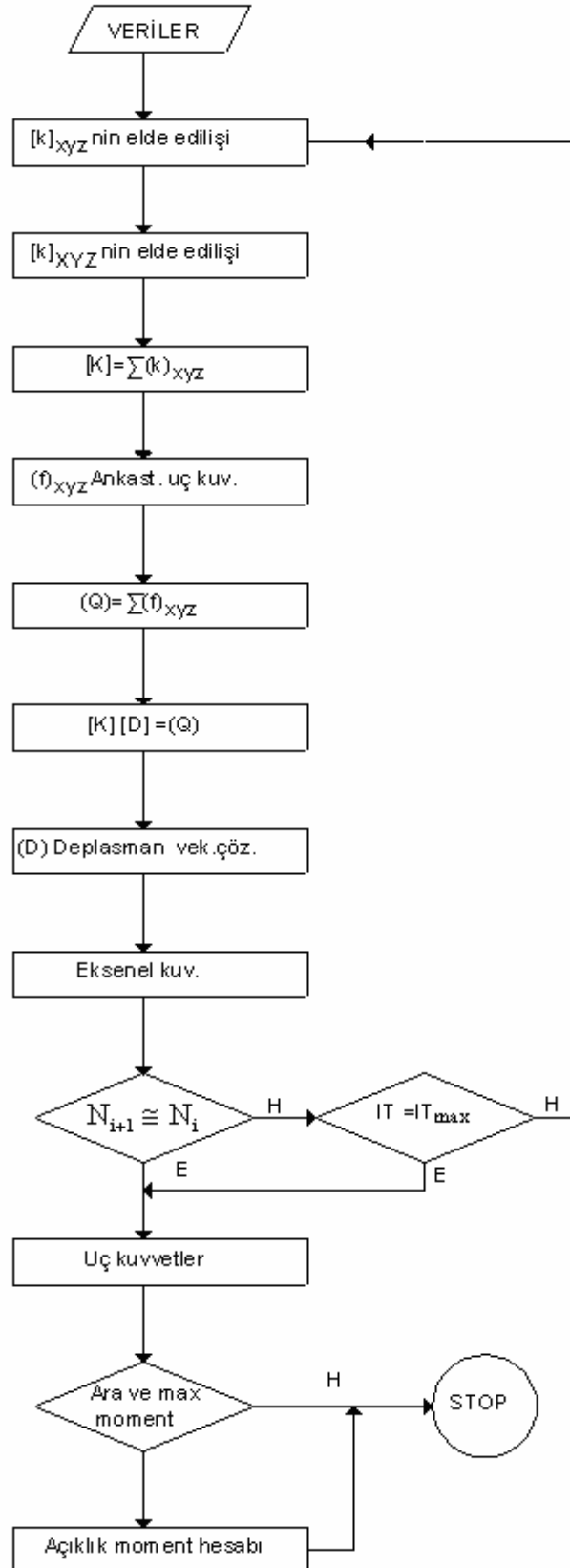
Ayrıca bazı hallerde, yapı elemanlarını kesit yükseklikleri, açıklıklarının yanında oldukça büyük değerler aldığı kayma şekil değiştirmelerinin etkisi de önemli olmaktadır.

Yapılan çalışmada uçlarında dönel yaylar bulunan çubuklardan oluşan düzlemsel çerçevelerin değişik yay katsayıları ile çözülüp karşılaştırılmasıyla aşağıdaki sonuçlar ortaya çıkmıştır.

- Yay katsayıları büyüdükçe uç momentler büyümekte, buna karşılık açıklık momenti küçülmektedir.
- Yay katsayıları büyüdükçe, sistem deplasmanları küçülmekte, yay katsayıları limit olarak sonsuz büyük değerler aldığı zaman sistem her yayla bağlı noktada rijit bağlı imiş gibi davranmaktadır.

- Sistemdeki yay katsayıları küçüldükçe, sistem deplasman değerleri büyümektedir. Yay katsayılarının sıfır limit değere varması durumunda sistem yay bulunan noktalarda mafsalla bağlıymış gibi davranmaktadır.

PROGRAM AKIŞ DİYAGRAMI



EK - 2 : ÖRNEK 2.' NİN VERİ DOSYASI

- I Eleman sayısı, deplasman sayısı, ara yüklü eleman sayısı, direk yük sayısı, elastik mesnet sayısı, elastisite modülü, poisson oranı ve iterasyon sayısı.
- II Sırasıyla; eleman no, eleman tarifi, kesit alanı, atalet momenti, yay katsayıları ve kod numaraları.
- III Mesnetler dahil düğüm sayısı ve sırasıyla, düğüm numarası, x ve y koordinatları.
- IV Ara yüklü eleman no, yük sayısı ve sırasıyla, yükün çeşidi, yükün i ucundan mesafesi.
- IV Direk yüklerin deplasman doğrultuları ve şiddetleri.

20	36	8	4	0	0	0.21E+07	0.3	1] I				
1	4	1	0.0444	0.00722	1E9	1E9	1	2	3	0	0	0] II
2	5	2	0.0444	0.00722	1E9	1E9	4	5	6	0	0	0	
3	6	3	0.0444	0.00722	1E9	1E9	7	8	9	0	0	0	
4	7	4	0.0444	0.00722	1E9	1E9	10	11	12	1	2	3	
5	8	5	0.0444	0.00722	1E9	1E9	13	14	15	4	5	6	
6	9	6	0.0444	0.00722	1E9	1E9	16	17	18	7	8	9	
7	10	7	0.0444	0.00722	1E9	1E9	19	20	21	10	11	12	
8	11	8	0.0444	0.00722	1E9	1E9	22	23	24	13	14	15	
9	12	9	0.0444	0.00722	1E9	1E9	25	26	27	16	17	18	
10	13	10	0.0444	0.00722	1E9	1E9	28	29	30	19	20	21	
11	14	11	0.0444	0.00722	1E9	1E9	31	32	33	22	23	24	
12	15	12	0.0444	0.00722	1E9	1E9	34	35	36	25	26	27	
13	4	5	0.0444	0.00722	0.50	0.60	1	2	3	4	5	6	
14	5	6	0.0444	0.00722	0.60	0.50	4	5	6	7	8	9	
15	7	8	0.0444	0.00722	0.50	0.60	10	11	12	13	14	15	
16	8	9	0.0444	0.00722	0.60	0.50	13	14	15	16	17	18	
17	10	11	0.0444	0.00722	0.50	0.50	19	20	21	22	23	24	
18	11	12	0.0444	0.00722	0.60	0.50	22	23	24	25	26	27	
19	13	14	0.0444	0.00722	0.50	0.60	28	29	30	31	32	33	
20	14	15	0.0444	0.00722	0.60	0.50	31	32	33	34	35	36	

15			
1	0.	0.	
2	6.	0.	
3	12.	0.	
4	0.	3.5	
5	6.	3.5	
6	12.	3.5	
7	0.	7.	
8	6.	7.	III
9	12.	7.	
10	0.	10.5	
11	6.	10.5	
12	12.	10.5	
13	0.	14.	
14	6.	14.	
15	12.	14.	

13	1]	IV
3	3.		
0.0			
14	1		
3	0.		
3.0			
15	1		
5	4.		
3.0			
16	1		
5	4.		
3.0			
17	1		
4	3.		
1.5			
18	1		
1	2.		
19	1		
2	5.		
3.0			
20	1		
2	5.		
2.0			
1	1.0]	V
10	2.0		
19	3.0		
28	4.0		

EK - 3 : PROGRAM LİSTESİ

```

5 DEFDBL A-Z
10 DIM XY(30, 2), F(6, 6), M(6, 6), T(3, 3), H(3, 3), KOD(30, 6)
   V(30, 12)
20 DIM P(30, 2), UZ(20, 4), BI(30), DI(30), K1(30), K2(30), WP(20, 4)
   EU(30), XMAX(30)
30 DIM W(30, 6), S(30), C(30), A(30), I(30), Q(55), PC(30), CI(30)
   DY(55)
40 DIM YK(20), UC(30, 2), N(30, 2), R(30), Y(30, 6), L(30), MMAX(30)
   WG(20, 4)
50 DIM KB(55, 55), DEG(20, 4), SH(3, 3), HT(3, 3), XIJ(3, 3)
   MM(30, 30)
60 REM
70 REM
75 REM
80 REM
90 REM
100 REM
110 REM
120 REM ES=eleman sayisi, DS=deplasman sayisi
130 REM EM=elastisite modulu
140 REM KM=kayma modulu, KK=kesite bağlı sabit
150 CLS
180 PRINT "                               NONLINEER ANALIZ PROGRAMI          "
210 PRINT "VERI DOSYASI ADI      :";
220 INPUT "", VER$
225 PRINT "CIKTI DOSYASI ADI      :";
227 INPUT "", DOS$
230 OPEN "I", #1, VER$
240 INPUT #1, ES
250 INPUT #1, DS
260 INPUT #1, YS
270 INPUT #1, DYS
280 INPUT #1, RBS
290 INPUT #1, EMS
300 INPUT #1, EM
310 INPUT #1, PO
320 INPUT #1, ITSAY
330 FOR I = 1 TO ES
340 INPUT #1, N
350 INPUT #1, UC(N, 1)
360 INPUT #1, UC(N, 2)
370 INPUT #1, A(N)
380 INPUT #1, I(N)
385 INPUT #1, K1(N)
386 INPUT #1, K2(N)
390 FOR J = 1 TO 6
400 INPUT #1, KOD(N, J)
410 NEXT J
420 NEXT I
430 INPUT #1, DSAY
440 FOR N = 1 TO DSAY
445 INPUT #1, N
450 INPUT #1, XY(N, 1)
460 INPUT #1, XY(N, 2)
470 NEXT N
480 FOR N = 1 TO ES
490 I = UC(N, 1)

```

```

500 J = UC(N, 2)
510 LX = XY(J, 1) - XY(I, 1)
520 LY = XY(J, 2) - XY(I, 2)
530 L(N) = SQR(LX ^ 2 + LY ^ 2)
540 C(N) = LX / L(N)
550 S(N) = LY / L(N)
560 NEXT N
570 PI = 4 * ATN(1)
580 IF RBS = 0 THEN 650
590 FOR I = 1 TO RBS
600 INPUT #1, N
610 INPUT #1, DI(N)
620 INPUT #1, BI(N)
630 L(N) = L(N) - DI(N) - BI(N)
640 NEXT I
650 IF YS = 0 THEN 800
660 FOR S = 1 TO YS
670 INPUT #1, P(S, 1)
680 INPUT #1, P(S, 2)
690 FOR M = 1 TO P(S, 2)
700 INPUT #1, DEG(S, M)
710 INPUT #1, WP(S, M)
720 IF DEG(S, M) = 3 THEN 740
730 GOTO 750
740 INPUT #1, WG(S, M)
750 IF DEG(S, M) = 1 THEN 780
760 IF DEG(S, M) = 3 THEN 780
770 INPUT #1, UZ(S, M)
780 NEXT M
790 NEXT S
800 IF DYS = 0 THEN 810 ELSE GOSUB 3850
810 IF EMS = 0 THEN 820 ELSE GOSUB 3910
820 IF PO = 0 THEN 840
830 KM = EM / 2 / (1 + PO): KK = 5 / 6
840 FOR I = 1 TO ES
850 EU(I) = PI ^ 2 * I(I) * EM / L(I) ^ 2
860 FOR J = 1 TO 5
870 IJ = J + 1
880 FOR Z = IJ TO 6
890 IF (KOD(I, J) = 0 OR KOD(I, Z) = 0) THEN 920
900 K = ABS(ABS(KOD(I, J)) - ABS(KOD(I, Z)))
910 IF K > IBND THEN IBND = K
920 NEXT Z, J, I
930 IBND = IBND + 1
940 CLS
950 COLOR 16, 7
960 LOCATE 12, 30: PRINT " LUTFEN BEKLEYINIZ "
970 COLOR 2, 0
980 LOCATE 2, 65: PRINT "iterasyon :"; SAYI + 1
990 FOR T = 1 TO DS
1000 FOR U = 1 TO IBND
1010 KB(T, U) = 0
1020 NEXT U, T
1030 FOR A = 1 TO DS
1040 Q(A) = DY(A)
1050 NEXT A
1060 IF EMS = 0 THEN 1100
1070 FOR I = 1 TO DS
1080 KB(I, 1) = KB(I, 1) + YK(I)

```

```

1090 NEXT I
1095 REM ** ELEMEN RIJITLIK MATRISLERI **
1100 FOR N = 1 TO ES
1110 KE = KK * KM * A(N)
1120 FOR I = 1 TO 3
1130 FOR J = 1 TO 3
1140 XIJ(I, J) = 0: T(I, J) = 0
1150 NEXT J, I
1160 IF KE = 0 THEN 1200
1170 WR = EM * I(N) / L(N) ^ 2 / KE
1180 R(N) = ABS(N(N, 2) / EU(N) / (1 + EU(N) / KE))
1190 GOTO 1220
1200 WR = 0
1210 R(N) = ABS(N(N, 2) / EU(N))
1220 IF ABS(R(N)) < .001 THEN 1370
1230 IF KE = 0 THEN SR = 1 ELSE SR = 1 - N(N, 2) / KE
1240 U = L(N) * SQR(ABS(N(N, 2) / (EM * I(N) * SR)))
1245 AA = U / L(N)
1250 IF N(N, 2) < -1E-30 THEN 1300
1260 CS = COS(U)
1270 SN = SIN(U)
1280 XX = 1
1290 GOTO 1330
1300 CS = (EXP(U) + EXP(-U)) / 2
1310 SN = (EXP(U) - EXP(-U)) / 2
1320 XX = -1
1330 KA = 4 * EM * I(N) * K1(N) / L(N) :
      KB = 4 * EM * I(N) * K2(N) / L(N)
1333 HH1 = (AA * EM * I(N) * (N(N, 2) * L(N)
      + XX * (KA + KB)) - U * XX * KA * KB * SR) * SN
1334 HH2 = -XX * (N(N, 2) * L(N) * (KA + KB)
      + 2 * XX * KA * KB) * CS + 2 * KA * KB
1335 H = HH1 + HH2
1340 UU = U * (-XX * KA * KB * SN + U * XX * KA * KB * SR) / H
1350 OO2 = U * ((N(N, 2) * L(N) * KB + XX * KA * KB) * SN
      - U * XX * KA * KB * CS * SR) / H
1355 OO1 = U * ((N(N, 2) * L(N) * KA + XX * KA * KB) * SN
      - U * XX * KA * KB * CS * SR) / H
1360 GOTO 1390
1370 B1 = 1 / 4 / K1(N) : B2 = 1 / 4 / K2(N) : B3 = WR
1371 H = 4 * (3 * B1 * B2 + B1 + B2) + 12 * (B1 + B2 + 1) * B3 + 1
1372 UU = (2 - 12 * B3) / H
1375 OO2 = (4 * (3 * B1 + 1) + 12 * B3) / H
1380 OO1 = (4 * (3 * B2 + 1) + 12 * B3) / H
1390 W(N, 6) = OO2
1395 W(N, 5) = OO1
1400 W(N, 4) = UU
1405 W(N, 3) = W(N, 5) + W(N, 4)
1410 W(N, 2) = W(N, 6) + W(N, 4)
1420 W(N, 1) = W(N, 2) + W(N, 3) - (N(N, 2) * L(N) ^ 2) / EM / I(N)
1430 X11 = A(N) * EM / L(N)
1440 X22 = W(N, 1) * EM * I(N) / L(N) ^ 3
1450 X32 = W(N, 3) * EM * I(N) / L(N) ^ 2
1460 X33 = W(N, 5) * EM * I(N) / L(N)
1465 X62 = W(N, 2) * EM * I(N) / L(N) ^ 2
1466 X63 = W(N, 4) * EM * I(N) / L(N)
1467 X66 = W(N, 6) * EM * I(N) / L(N)
1470 T(1, 1) = C(N)
1480 T(2, 2) = C(N)

```

```

1490 T(1, 2) = S(N)
1500 T(2, 1) = -S(N)
1510 T(3, 3) = 1
1520 XIJ(1, 1) = X11
1530 XIJ(2, 2) = X22
1540 XIJ(3, 2) = X32 + X22 * DI(N)
1550 XIJ(2, 3) = XIJ(3, 2)
1560 XIJ(3, 3) = X33 + 2 * X32 * DI(N) + X22 * DI(N) ^ 2
      - N(N, 2) * DI(N)
1570 GOSUB 3720
1580 FOR X = 1 TO 3
1590 FOR Y = 1 TO 3
1600 M(X, Y) = XIJ(X, Y)
1610 XIJ(X, Y) = 0
1620 NEXT Y, X
1630 XIJ(1, 1) = -X11
1640 XIJ(2, 2) = -X22
1650 XIJ(3, 2) = X62 + X22 * BI(N)
1660 XIJ(2, 3) = -X32 - X22 * DI(N)
1670 XIJ(3, 3) = X63 + X32 * BI(N) + X62 * DI(N) + X22 * DI(N) * BI(N)
1680 GOSUB 3720
1690 FOR I = 1 TO 3
1700 FOR J = 1 TO 3
1710 IJ = I + 3
1720 M(IJ, J) = XIJ(I, J)
1730 XIJ(I, J) = 0
1740 NEXT J, I
1750 XIJ(1, 1) = X11
1760 XIJ(2, 2) = X22
1770 XIJ(3, 2) = -X62 - X22 * BI(N)
1780 XIJ(3, 3) = X66 + 2 * X62 * BI(N) + X22 * BI(N) ^ 2
      - N(N, 2) * BI(N)
1790 XIJ(2, 3) = XIJ(3, 2)
1800 GOSUB 3720
1810 FOR I = 1 TO 3
1820 FOR J = 1 TO 3
1830 HT(I, J) = 0
1840 SH(I, J) = 0
1850 IX = I + 3
1860 JX = J + 3
1870 M(IX, JX) = XIJ(I, J)
1880 NEXT J, I
1890 FOR I = 1 TO 6
1900 FOR J = 1 TO 6
1910 M(I, J) = M(J, I)
1920 NEXT J, I
1930 FOR I = 1 TO 6
1935 REM ** SISTEM RIJITLIK MATRISI
1936 REM ** OLUSTURULUYOR *****
1940 KN = ABS(KOD(N, I))
1950 IF KN = 0 THEN 2050
1960 K1 = KN / KOD(N, I)
1970 FOR J = 1 TO 6
1980 LN = ABS(KOD(N, J))
1990 IF LN = 0 THEN 2040
2000 K2 = LN / KOD(N, J)
2010 IF LN < KN THEN 2040
2020 WA = LN - KN + 1
2030 KB(KN, WA) = KB(KN, WA) + M(I, J) * K1 * K2

```

```

2040 NEXT J
2050 NEXT I
2060 NEXT N
2070 GOSUB 4450
2080 GOSUB 3970
2090 F(4, 3) = 0
2100 F(4, 6) = 0
2105 REM ** EKSENEL KUVVETLER BULUNUR **
2110 FOR N = 1 TO ES
2120 N(N, 1) = 0
2130 NX = A(N) * EM / L(N)
2140 F(4, 1) = -C(N) * NX
2150 F(4, 2) = -S(N) * NX
2160 F(4, 4) = -F(4, 1)
2170 F(4, 5) = -F(4, 2)
2180 FOR I = 1 TO 6
2190 KN = KOD(N, I)
2200 IF KN = 0 THEN 2240
2210 KNO = ABS(KN)
2220 K1 = KNO / KN
2230 N(N, 1) = N(N, 1) + F(4, I) * Q(KNO) * K1
2240 NEXT I, N
2250 SS = 0
2260 FOR N = 1 TO ES
2270 CIK = N(N, 1) + N(N, 2)
2280 TOP = ABS(N(N, 1)) + ABS(N(N, 2))
2290 IF TOP < .001 THEN 2320
2300 BOL = ABS(CIK / TOP)
2310 IF BOL > .001 THEN SS = 1
2320 NEXT N
2330 FOR N = 1 TO ES
2340 N(N, 2) = -N(N, 1)
2350 NEXT N
2360 SAYI = SAYI + 1
2370 IF SAYI = ITSAY THEN 2390
2380 IF SS = 1 THEN 940
2385 REM ** ELEMAN RIJITLIK MATRISI
2386 REM   TRANSFORMASYON MATRISLERI ILE CARPILARAK
2387 REM   F(I,J) LER BULUNUYOR **
2390 FOR N = 1 TO ES
2400 IF R(N) < .001 THEN N(N, 1) = 0
2410 X1 = A(N) * EM / L(N)
2420 X2 = W(N, 1) * EM * I(N) / L(N) ^ 3
2430 X3 = W(N, 3) * EM * I(N) / L(N) ^ 2
2440 X4 = W(N, 5) * EM * I(N) / L(N)
2450 X5 = W(N, 4) * EM * I(N) / L(N)
2452 X6 = W(N, 2) * EM * I(N) / L(N) ^ 2
2455 X7 = W(N, 6) * EM * I(N) / L(N)
2460 IX = X3 + X2 * DI(N)
2470 F(3, 1) = -S(N) * IX
2480 F(3, 2) = C(N) * IX
2490 F(3, 3) = X4 + 2 * X3 * DI(N) + X2 * DI(N) ^ 2 + N(N, 1) * DI(N)
2500 F(3, 4) = -F(3, 1)
2510 F(3, 5) = -F(3, 2)
2520 F(3, 6) = X5 + X3 * BI(N) + X6 * DI(N) + X2 * DI(N) * BI(N)
2530 IY = X6 + X2 * BI(N)
2540 F(6, 1) = -S(N) * IY
2550 F(6, 2) = C(N) * IY
2560 F(6, 3) = X5 + X3 * BI(N) + X6 * DI(N) + X2 * DI(N) * BI(N)

```

```

2570 F(6, 4) = -F(6, 1)
2580 F(6, 5) = -F(6, 2)
2590 F(6, 6) = X7 + 2 * X6 * BI(N) + X2 * BI(N) ^ 2 + N(N, 1) * BI(N)
2600 IX = A(N) * EM / L(N)
2610 F(4, 1) = -C(N) * IX
2620 F(4, 2) = -S(N) * IX
2630 F(4, 3) = 0
2640 F(4, 4) = -F(4, 1)
2650 F(4, 5) = -F(4, 2)
2660 F(4, 6) = 0
2670 FOR J = 1 TO 6
2680 F(1, J) = -F(4, J)
2690 NEXT J
2700 F(2, 1) = -S(N) * X2
2710 F(2, 2) = C(N) * X2
2720 F(2, 3) = X3 + X2 * DI(N)
2730 F(2, 4) = -F(2, 1)
2740 F(2, 5) = -F(2, 2)
2750 F(2, 6) = X6 + X2 * BI(N)
2760 FOR I = 1 TO 6
2770 F(5, I) = -F(2, I)
2780 NEXT I
2785 REM ** ELEMAN UC KUVVETLERI
2786 REM     BULUNUYOR          **
2790 FOR I = 1 TO 6
2800 Y(N, I) = 0
2810 FOR J = 1 TO 6
2820 KD = KOD(N, J)
2830 IF KD = 0 THEN 2870
2840 KDU = ABS(KD)
2850 K1 = KDU / KD
2860 Y(N, I) = Y(N, I) + F(I, J) * Q(KDU) * K1
2870 NEXT J, I, N
2880 FOR N = 1 TO ES
2890 FOR K = 1 TO 6
2900 Y(N, K) = Y(N, K) + V(N, K + 6)
2910 NEXT K, N
3000 GOTO 12350
3010 REM ** KOORDINAT DONUSUMU **
3720 FOR I = 1 TO 3
3730 FOR J = 1 TO 3
3740 H(I, J) = 0
3750 FOR K = 1 TO 3
3760 H(I, J) = H(I, J) + T(K, I) * XIJ(K, J)
3770 NEXT K, J, I
3780 FOR I = 1 TO 3
3790 FOR J = 1 TO 3
3800 XIJ(I, J) = 0
3810 FOR K = 1 TO 3
3820 XIJ(I, J) = XIJ(I, J) + H(I, K) * T(K, J)
3830 NEXT K, J, I
3840 RETURN
3850 REM ** DIREK YUKLER **
3860 FOR I = 1 TO DYS
3870 INPUT #1, YD
3880 INPUT #1, DY(YD)
3890 NEXT I
3900 RETURN
3910 REM **ELASTIK MESNET **

```

```
3920 FOR J = 1 TO EMS
3930 INPUT #1, YD
3940 INPUT #1, YK(YD)
3950 NEXT J
3960 RETURN
3970 NRS = DS - 1
3980 NR = DS
3990 FOR N = 1 TO NRS
4000 M = N - 1
4010 IF IBND < NR - M THEN 4030
4020 MR = NR - M: GOTO 4040
4030 MR = IBND
4040 PIVOT = KB(N, 1)
4050 FOR L = 2 TO MR
4060 CP = KB(N, L) / PIVOT
4070 I = M + L
4080 J = 0
4090 FOR K = L TO MR
4100 J = J + 1
4110 KB(I, J) = KB(I, J) - CP * KB(N, K)
4120 NEXT K
4130 KB(N, L) = CP
4140 NEXT L
4150 NEXT N
4160 FOR N = 1 TO NRS
4170 M = N - 1
4180 IF IBND < NR - M THEN 4210
4190 MR = NR - M
4200 GOTO 4220
4210 MR = IBND
4220 CP = Q(N)
4230 Q(N) = CP / KB(N, 1)
4240 FOR L = 2 TO MR
4250 I = M + L
4260 Q(I) = Q(I) - KB(N, L) * CP
4270 NEXT L
4280 NEXT N
4290 Q(NR) = Q(NR) / KB(NR, 1)
4300 FOR I = 1 TO NRS
4310 N = NR - I
4320 M = N - 1
4330 IF IBND < (NR - M) THEN 4360
4340 MR = NR - M
4350 GOTO 4370
4360 MR = IBND
4370 FOR K = 2 TO MR
4380 L = M + K
4390 Q(N) = Q(N) - KB(N, K) * Q(L)
4400 NEXT K
4410 NEXT I
4420 COLOR 2, 0
4430 RETURN
4440 REM * ANKASTRELIK UC KUVVETLERI *
4450 F(1, 1) = 0: F(4, 1) = 0
4460 FOR X = 1 TO ES
4470 FOR Z = 1 TO 6
4480 V(X, Z) = 0: NEXT Z, X
4490 FOR O = 1 TO YS
4500 FOR G = 1 TO P(O, 2)
```

```

4510 N = P(O, 1)
4520 KE = KK * KM * A(N)
4525 B1 = 1 / 4 / K1(N): B2 = 1 / 4 / K2(N): B3 = WR
4526 H = 4 * (3 * B1 * B2 + B1 + B2) + 12 * (B1 + B2 + 1) * B3 + 1
4530 IF KE = 0 THEN KR = EM * I(N) ELSE
      KR = EM * I(N) * (1 - N(N, 2) / KE)
4540 IF KE = 0 THEN KT = 1 ELSE KT = 1 / (1 - N(N, 2) / KE)
4541 SR1 = 1 / (4 * K1(N)): SR2 = 1 / (4 * K2(N))
4545 IY = (U ^ 2 * TT - KT * U ^ 2 * TT * (SR1 + SR2) - U ^ 4 * SR1 *
SR2) * S + (U ^ 3 * TT * (SR1 + SR2) + 2 * KT * U) * C - 2 * KT * U
4550 U = L(N) * SQR(ABS(N(N, 2) / KR))
4560 ON DEG(O, G) GOTO 4570, 4780, 5090, 5500, 5830
4570 REM *** UNIFORM ARA YUK ***
4580 IF ABS(R(N)) < .001 THEN 4690
4590 IF N(N, 2) < -1E-30 THEN 4620
4595 C = COS(U): S = SIN(U)
4600 TT = 1
4610 GOTO 4645
4620 C = (EXP(U) + EXP(-U)) / 2
4630 S = (EXP(U) - EXP(-U)) / 2
4640 TT = -1
4645 SR1 = 1 / (4 * K1(N)): SR2 = 1 / (4 * K2(N))
4650 IX1 = U * (TT * U ^ 2 * SR2 + 2 * (KT + 1)) * S
      + (U ^ 2 * (2 * SR2 - 1) + TT * 4 * KT) * C
      - (U ^ 2 * (2 * SR2 + 1) + TT * 4 * KT)
4655 IX2 = U * (TT * U ^ 2 * SR1 + 2 * (KT + 1)) * S
      + (U ^ 2 * (2 * SR1 - 1) + TT * 4 * KT) * C
      - (U ^ 2 * (2 * SR1 + 1) + TT * 4 * KT)
4660 H = U * (TT * 1 - TT * KT * (SR1 + SR2)
      - U ^ 2 * SR1 * SR2) * S
      + (TT * U ^ 2 * (SR1 + SR2) + 2 * KT) * C - 2 * KT
4665 F(3, 1) = WP(O, G) * L(N) ^ 2 * KT / (2 * U ^ 2) * IX1 / H
4670 F(6, 1) = -WP(O, G) * L(N) ^ 2 * KT / (2 * U ^ 2) * IX2 / H
4680 GOTO 4720
4690 H = 4 * (3 * B1 * B2 + B1 + B2) + 12 * (B1 + B2 + 1) * B3 + 1
4700 F(3, 1) = WP(O, G) * L(N) ^ 2 * (6 * B2 + 1 + 12 * B3) / 12 / H
4710 F(6, 1) = -WP(O, G) * L(N) ^ 2 * (6 * B1 + 1 + 12 * B3) / 12 / H
4720 F(2, 1) = WP(O, G) * L(N) / 2 + (F(3, 1) + F(6, 1)) / L(N)
4730 F(5, 1) = WP(O, G) * L(N) / 2 - (F(3, 1) + F(6, 1)) / L(N)
4735 F(3, 1) = F(3, 1) + F(2, 1) * DI(N)
4736 F(6, 1) = F(6, 1) - F(5, 1) * BI(N)
4740 FOR I = 1 TO 6
4750 V(N, I) = V(N, I) + F(I, 1)
4760 NEXT I
4770 GOTO 6260
4780 REM *** TEKIL ARA YUK ***
4790 A = UZ(O, G) / L(N): B = 1 - A
4800 IF ABS(R(N)) < .001 THEN 4990
4810 IF N(N, 2) < -1E-30 THEN 4870
4820 C = COS(U): S = SIN(U)
4830 CBU = COS(B * U): SBU = SIN(B * U)
4840 SAU = SIN(A * U): CAU = COS(A * U)
4850 TT = 1
4860 GOTO 4940
4870 C = (EXP(U) + EXP(-U)) / 2
4880 S = (EXP(U) - EXP(-U)) / 2
4890 CBU = (EXP(B * U) + EXP(-B * U)) / 2
4900 SBU = (EXP(B * U) - EXP(-B * U)) / 2
4910 SAU = (EXP(A * U) - EXP(-A * U)) / 2

```



```

4920 CAU = (EXP(A * U) + EXP(-A * U)) / 2
4930 TT = -1
4940 IX1 = KT * (TT * B * U ^ 2 * SR2 + KT) * S
      - (TT * U ^ 2 * SR2 + KT) * SBU - KT * B * U * C
      + U * CBU - KT * SAU - KT * A * U
4945 IX2 = KT * (TT * A * U ^ 2 * SR1 + KT) * S
      - (TT * U ^ 2 * SR1 + KT) * SAU - KT * A * U * C
      + U * CAU - KT * SBU - KT * B * U
4950 H = U * (TT * 1 - TT * KT * (SR1 + SR2) - U ^ 2 * SR1 * SR2) * S
      + (TT * U ^ 2 * (SR1 + SR2) + 2 * KT) * C - 2 * KT
4960 F(3, 1) = WP(O, G) * L(N) / U * IX1 / H
4970 F(6, 1) = -WP(O, G) * L(N) / U * IX2 / H
4980 GOTO 5010
4990 H = 4 * (3 * B1 * B2 + B1 + B2) + 1
4995 F(3, 1) = WP(O, G) * L(N) * A * (2 * B2 * (A ^ 2 - 3 * A + 2)
      + A ^ 2 - 2 * A + 1) / H
5000 F(6, 1) = -WP(O, G) * L(N) * B * (2 * B1 * (B ^ 2 - 3 * B + 2)
      + B ^ 2 - 2 * B + 1) / H
5010 F(2, 1) = WP(O, G) * (L(N) - UZ(O, G)) / L(N)
      + (F(3, 1) + F(6, 1)) / L(N)
5020 F(5, 1) = WP(O, G) - F(2, 1)
5025 F(3, 1) = F(3, 1) + F(2, 1) * DI(N)
5026 F(6, 1) = F(6, 1) - F(5, 1) * BI(N)
5050 FOR I = 1 TO 6
5060 V(N, I) = V(N, I) + F(I, 1)
5070 NEXT I
5080 GOTO 6260
5090 REM * DOGRUSAL YAYILI YUK *
5100 IF ABS(R(N)) < .001 THEN 5310
5110 IF N(N, 2) < -1E-30 THEN 5150
5120 C = COS(U) : S = SIN(U)
5130 TT = 1
5140 GOTO 5180
5150 C = (EXP(U) + EXP(-U)) / 2
5160 S = (EXP(U) - EXP(-U)) / 2
5170 TT = -1
5180 IXI = U * (TT * 2 * SR2 * (U ^ 2 - TT * 3) + 3 * (KT + 2)) * S
      + 2 * (U ^ 2 * (3 * SR2 - 1) + 3 * (KT + 1)) * C
      - (U ^ 2 + 6 * (KT + 1))
5200 IYI = U * (SR2 * (TT * U ^ 2 + 6)
      + 3 * KT) * S - (U ^ 2 + 6 * (KT - 1)) * C
      - 2 * (U ^ 2 * (3 * SR2 + 1) + TT * 3 * (KT - 1))
5210 IXJ = U * (TT * 2 * SR1 * (U ^ 2 - TT * 3)
      + 3 * (KT + 2)) * S + 2 * (U ^ 2 * (3 * SR1 - 1)
      + 3 * (KT + 1)) * C - (U ^ 2 + 6 * (KT + 1))
5220 IYJ = U * (SR1 * (TT * U ^ 2 + 6) + 3 * KT) * S
      - (U ^ 2 + 6 * (KT - 1)) * C - 2 * (U ^ 2 * (3 * SR1 + 1)
      + TT * 3 * (KT - 1))
5230 H = U * (TT * 1 - TT * KT * (SR1 + SR2)
      - U ^ 2 * SR1 * SR2) * S
      + (TT * U ^ 2 * (SR1 + SR2) + 2 * KT) * C - 2 * KT
5240 F(3, 1) = WP(O, G) * L(N) ^ 2 * KT / (6 * U ^ 2) * IXI / H
      + WG(O, G) * L(N) ^ 2 * KT / (6 * U ^ 2) * IYI / H
5250 F(6, 1) = -WP(O, G) * L(N) ^ 2 * KT / (6 * U ^ 2) * IXJ / H
      - WG(O, G) * L(N) ^ 2 * KT / (6 * U ^ 2) * IYJ / H
5300 GOTO 5350
5310 H = 4 * (3 * B1 * B2 + B1 + B2) + 12 * (B1 + B2 + 1) * B3 + 1
5315 IX1 = (6 * (8 * WP(O, G) + 7 * WG(O, G)) * B2 + 3 * (3 * WP(O, G)
      + 2 * WG(O, G)) + 90 * (WP(O, G) + WG(O, G)) * B3)

```

```

5320 IX2 = (6 * (8 * WG(O, G) + 7 * WP(O, G)) * B1 + 3 * (3 * WG(O, G)
      + 2 * WP(O, G)) + 90 * (WP(O, G) + WG(O, G)) * B3)
5330 F(3, 1) = L(N) ^ 2 / 180 * IX1 / H
5340 F(6, 1) = -L(N) ^ 2 / 180 * IX2 / H
5350 IX = WP(O, G) * L(N) / 3
5360 IY = WG(O, G) * L(N) / 6
5370 F(2, 1) = IX + IY + (F(3, 1) + F(6, 1)) / L(N)
5380 IX = WP(O, G) * L(N)
5390 IY = (WG(O, G) - WP(O, G)) * L(N) / 2
5400 F(5, 1) = IX + IY - F(2, 1)
5410 F(3, 1) = F(3, 1) + F(2, 1) * DI(N)
5420 F(6, 1) = F(6, 1) - F(5, 1) * BI(N)
5430 FOR I = 1 TO 6
5440 V(N, I) = V(N, I) + F(I, 1)
5450 NEXT I
5460 GOTO 6260
5500 REM *** SIMETRIK TRAPEZ
5510 REM      YAYILI ARA YUK ***
5520 A = UZ(O, G) * 2 / L(N)
5530 B = 1 - A
5540 IF ABS(R(N)) < .001 THEN 5730
5550 IF N(N, 2) < -1E-30 THEN 5620
5560 C = COS(U / 2)
5570 S = SIN(U / 2)
5580 CAU = COS(A * U / 2)
5585 CBU = COS(B * U / 2)
5590 SAU = SIN(A * U / 2)
5595 SBU = SIN(B * U / 2)
5600 TT = 1
5610 GOTO 5670
5620 C = (EXP(U / 2) + EXP(-U / 2)) / 2
5630 S = (EXP(U / 2) - EXP(-U / 2)) / 2
5640 CAU = (EXP(A * U / 2) + EXP(-A * U / 2)) / 2
5645 CBU = (EXP(B * U / 2) + EXP(-B * U / 2)) / 2
5650 SAU = (EXP(A * U / 2) - EXP(-A * U / 2)) / 2
5655 SBU = (EXP(B * U / 2) - EXP(-B * U / 2)) / 2
5660 TT = -1
5670 A1 = (TT * A * U ^ 2 * (A - 2) - 8) * C + 8 * CBU
5696 H = S + U * SR1 * C
5700 F(3, 1) = WP(O, G) * L(N) ^ 2 * KT / (4 * A * U ^ 3) * A1 / H
5710 F(6, 1) = -F(3, 1)
5720 GOTO 5750
5730 Z = A / 2
5731 IX1 = (A ^ 3 - 4 * A ^ 2 + 8)
5732 IX2 = (2 * B1 + 1)
5733 H = 4 * (3 * B1 * B2 + B1 + B2) + 12 * (B1 + B2 + 1) * B3 + 1
5735 F(3, 1) = WP(O, G) * L(N) ^ 2 / 96 * IX1 / IX2
5740 F(6, 1) = -F(3, 1)
5750 F(2, 1) = WP(O, G) * L(N) * (1 / 2 - A / 4)
5760 F(5, 1) = F(2, 1)
5770 F(3, 1) = F(3, 1) + F(2, 1) * DI(N)
5780 F(6, 1) = F(6, 1) - F(5, 1) * BI(N)
5790 FOR I = 1 TO 6
5800 V(N, I) = V(N, I) + F(I, 1)
5810 NEXT I
5820 GOTO 6260
5830 REM *** UCGEN ARA YUK ***
5840 A = UZ(O, G) / L(N)
5850 B = (L(N) - UZ(O, G)) / L(N)

```

```

5860 IF ABS(R(N)) < .001 THEN 6130
5870 IF N(N, 2) < -1E-30 THEN 5950
5880 C = COS(U) : S = SIN(U)
5890 SBU = SIN(B * U)
5900 SAU = SIN(A * U)
5910 CBU = COS(B * U)
5920 CAU = COS(A * U)
5930 TT = 1
5940 GOTO 6020
5950 C = (EXP(U) + EXP(-U)) / 2
5960 S = (EXP(U) - EXP(-U)) / 2
5970 CBU = (EXP(B * U) + EXP(-B * U)) / 2
5980 SBU = (EXP(B * U) - EXP(-B * U)) / 2
5990 SAU = (EXP(A * U) - EXP(-A * U)) / 2
6000 CAU = (EXP(A * U) + EXP(-A * U)) / 2
6010 TT = -1
6020 A1 = (1 / (TT * B * U ^ 2) + 1 / 3 - B / 6) * (KT * S - U)
6030 B1 = -TT * 1 / (A * B * U ^ 2) * ((TT * U ^ 2 * SR2 + KT) * SBU
- U * CBU + KT * SAU)
6040 C1 = (TT * 1 / (A * U ^ 2) + 1 / 3 - A / 6) * ((TT * U ^ 2 * SR2
+ KT) * S - U * C)
6060 A2 = (1 / (TT * A * U ^ 2) + 1 / 3 - A / 6) * (KT * S - U)
6070 B2 = -TT * 1 / (A * B * U ^ 2) * ((TT * U ^ 2 * SR1 + KT) * SAU
- U * CAU + KT * SBU)
6080 C2 = (TT * 1 / (B * U ^ 2) + 1 / 3 - B / 6) * ((TT * U ^ 2 * SR1
+ KT) * S - U * C)
6090 H = U * (TT * 1 - TT * KT * (SR1 + SR2) - U ^ 2 * SR1 * SR2) * S
+ (TT * U ^ 2 * (SR1 + SR2) + 2 * KT) * C - 2 * KT
6100 F(3, 1) = WP(O, G) * L(N) ^ 2 / U * (A1 + B1 + C1) / H
6110 F(6, 1) = -WP(O, G) * L(N) ^ 2 / U * (A2 + B2 + C2) / H
6120 GOTO 6190
6130 A1 = (16 * (A + 1) + 6 * (A ^ 3 - 4 * A ^ 2)) * B2
6140 C1 = (3 * (A ^ 3 + A + 1) - 7 * A ^ 2) + 30 * (A * B + 1) * B3
6150 A2 = (16 * (B + 1) + 6 * (B ^ 3 - 4 * B ^ 2)) * B1
6160 C2 = (3 * (B ^ 3 + B + 1) - 7 * B ^ 2) + 30 * (A * B + 1) * B3
6170 F(3, 1) = WP(O, G) * L(N) ^ 2 / 60 * (A1 + C1) / H
6180 F(6, 1) = -WP(O, G) * L(N) ^ 2 / 60 * (A2 + C2) / H
6190 F(2, 1) = WP(O, G) * L(N) * (B ^ 2 / 3 + A * B / 2 + A ^ 2 / 6)
+ (F(3, 1) + F(6, 1)) / L(N)
6200 F(5, 1) = WP(O, G) * L(N) / 2 - F(2, 1)
6210 F(3, 1) = F(3, 1) + F(2, 1) * DI(N)
6220 F(6, 1) = F(6, 1) - F(5, 1) * BI(N)
6230 FOR I = 1 TO 6
6240 V(N, I) = V(N, I) + F(I, 1)
6250 NEXT I
6260 NEXT G, O
6270 FOR J = 1 TO ES
6280 FOR X = 1 TO 6
6290 V(J, X + 6) = V(J, X)
6300 NEXT X, J
6310 FOR N = 1 TO ES
6320 VN1 = V(N, 1) : VN2 = V(N, 2)
6330 VN3 = V(N, 3) : VN4 = V(N, 4)
6340 VN5 = V(N, 5) : VN6 = V(N, 6)
6350 T(1, 1) = C(N) : T(2, 2) = C(N)
6360 T(2, 1) = -S(N) : T(3, 3) = 1
6370 T(1, 2) = S(N)
6380 FOR I = 1 TO 3
6390 M(1, I) = 0 : M(1, I + 3) = 0

```

```

6400 M(1, I) = M(1, I) + T(1, I) * VN1
6410 M(1, I) = M(1, I) + T(2, I) * VN2
6420 M(1, I) = M(1, I) + T(3, I) * VN3
6430 M(1, I + 3) = M(1, I + 3) + T(1, I) * VN4
6440 M(1, I + 3) = M(1, I + 3) + T(2, I) * VN5
6450 M(1, I + 3) = M(1, I + 3) + T(3, I) * VN6
6460 NEXT I
6470 FOR I = 1 TO 3
6480 V(N, I) = M(1, I)
6490 V(N, I + 3) = M(1, I + 3)
6500 NEXT I, N
6510 FOR N = 1 TO ES
6520 FOR J = 1 TO DS
6530 FOR K = 1 TO 6
6540 IF ABS(KOD(N, K)) <> J THEN 6580
6550 KD = ABS(KOD(N, K))
6560 K1 = KD / KOD(N, K)
6570 Q(J) = Q(J) - V(N, K) * K1
6580 NEXT K, J, N
6590 RETURN
6595 REM *** ARA ve MAX. MOMENTLER ***
6600 FOR O = 1 TO YS
6840 N = P(O, 1)
6860 IF ABS(R(N)) < .001 THEN 7110
6870 KE = KK * KM * A(N)
6880 X = UZ(O, 1) / L(N)
6890 Y = 1 - X
6900 IF KE = 0 THEN 6940
6910 KR = EM * I(N) * (1 - N(N, 2) / KE)
6920 KT = KE * (1 - N(N, 2) / KE)
6930 GOTO 6960
6940 KR = EM * I(N)
6950 KT = 1E+30
6955 KA = 4 * EM * I(N) * K1(N) / L(N) :
      KB = 4 * EM * I(N) * K2(N) / L(N)
6960 U = SQR(ABS(N(N, 2) / KR))
6970 IF DEG(O, 1) = 4 THEN 6980 ELSE 7000
6980 X = 2 * UZ(O, 1) / L(N)
6990 Y = 1 - X
7000 IF N(N, 2) < -1E-30 THEN 7090
7010 S = SIN(U * L(N))
7020 C = COS(U * L(N))
7030 TT = 1
7040 GOTO 7110
7050 SAU = SIN(X * U * L(N) / 2)
7060 CAU = COS(X * U * L(N) / 2)
7070 TT = 1
7080 GOTO 7110
7090 C = (EXP(U * L(N)) + EXP(-U * L(N))) / 2
7100 S = (EXP(U * L(N)) - EXP(-U * L(N))) / 2: TT = -1
7110 MI = Y(N, 3) - Y(N, 2) * DI(N)
7120 MJ = Y(N, 6) + Y(N, 5) * BI(N)
7130 IF ABS(R(N)) < .001 THEN 7160
7140 ON DEG(O, 1) GOSUB 7180, 7280, 7570, 7840, 8400
7150 GOTO 8895
7160 ON DEG(O, 1) GOSUB 7250, 7500, 7740, 8210, 8750
7170 GOTO 8895
7175 REM ** NONLINEER UNIFORM **
7180 IX = TT * MI / U ^ 2 / KR * C / S + TT * MJ / U ^ 2 / KR / S

```

```

7190 IY = WP(O, 1) * (1 - C) / S * (1 / U ^ 4 / KR)
7200 A1 = IX + IY
7210 B1 = WP(O, 1) / U ^ 4 / KR - TT * MI / U ^ 2 / KR
7220 E1 = TT * WP(O, 1) / U ^ 2 / KR
7230 D1 = 0: D2 = 0: E2 = E1: A2 = A1: B2 = B1
7240 RETURN
7245 REM ** LINEER UNIFORM **
7250 XM = Y(N, 2) / WP(O, 1)
7260 M = -WP(O, 1) * XM ^ 2 / 2 - MI + Y(N, 2) * XM
7270 RETURN
7275 REM ** NONLINEER TEKIL **
7280 IX = TT * (MI + MJ) / (U ^ 3 * L(N) * KR)
7290 IY = TT * WP(O, 1) * Y / (U ^ 3 * KR)
7300 IZ = MI / U / KA
7320 A1 = IX + IY + IZ + IW
7330 B1 = -TT * MI / U ^ 2 / KR
7340 IV = MJ * S / U ^ 2 / KR + TT * MI * C / U ^ 3 / L(N) / KR
7350 IX = TT * MJ * C / U ^ 3 / L(N) / KR
7360 IY = -TT * WP(O, 1) * X * C / U ^ 3 / KR
7370 IZ = MJ * C / U / KB
7400 A2 = IV + IX + IY + IZ
7410 IX = TT * MJ * C / U ^ 2 / KR - TT * MI * S / U ^ 3 / L(N) / KR
7420 IV = -TT * MJ * S / (U ^ 3 * L(N) * KR)
7430 IY = TT * WP(O, 1) * X * S / (U ^ 3 * KR)
7440 IZ = -MJ * S / U / KB
7470 B2 = IX + IV + IY + IZ
7480 D1 = 0: D2 = 0: E1 = 0: E2 = 0
7490 RETURN
7495 REM ** LINEER TEKIL **
7500 XM = UZ(O, 1)
7510 IF XM > UZ(O, 1) THEN 7540
7520 M = Y(N, 2) * XM - MI
7530 GOTO 7550
7540 M = WP(O, 1) * (UZ(O, 1) - XM) - MI + Y(N, 2) * XM
7550 RETURN
7555 REM ** NONLINEER DOGRUSAL **
7570 K2 = -WP(O, 1) * C / U ^ 4 / KR / S
7580 K3 = TT * MI * C / U ^ 2 / KR / S
7590 K4 = TT * MJ / U ^ 2 / KR / S
7610 K6 = WG(O, 1) / U ^ 4 / KR / S
7620 A1 = K2 + K3 + K4 + K6
7640 L2 = WP(O, 1) / U ^ 4 / KR
7650 L3 = -TT * MI / U ^ 2 / KR
7660 B1 = L2 + L3
7670 M1 = TT * WG(O, 1) / U ^ 2 / L(N) / KR
7680 M2 = -TT * WP(O, 1) / U ^ 2 / L(N) / KR
7690 D1 = M1 + M2
7700 E1 = TT * WP(O, 1) / U ^ 2 / KR
7710 E2 = E1
7720 D2 = D1
7730 RETURN
7735 REM ** LINEER DOGRUSAL **
7740 X1 = WP(O, 1) ^ 2 - 4 * (WP(O, 1)
      - WG(O, 1)) / 2 / L(N) * Y(N, 2)
7750 XM1 = WP(O, 1) + SQR(ABS(X1))
7760 XM2 = WP(O, 1) - SQR(ABS(X1))
7765 Y1 = (WP(O, 1) - WG(O, 1)) / L(N)
7766 IF Y1 = 0 THEN 7795
7768 XM1 = XM1 / Y1: XM2 = XM2 / Y1

```

```

7770 IF XM1 > XM2 THEN XM = XM1 ELSE 7790
7780 GOTO 7800
7790 XM = XM2
7792 GOTO 7800
7795 XM = Y(N, 2) / WP(O, 1)
7800 M1 = -MI + Y(N, 2) * XM - WP(O, 1) * XM ^ 2 / 2
7810 M2 = -(WG(O, 1) - WP(O, 1)) * XM ^ 3 / 6 / L(N)
7820 M = M1 + M2
7830 RETURN
7835 REM ** NONLINEER TRAPEZ **
7840 IX = -TT * WP(O, 1) * X * L(N) / 4 / U ^ 3 / KR
7850 IV = TT * WP(O, 1) * L(N) / 2 / U ^ 3 / KR
7860 IY = MI / U / KA
7870 IZ = 2 * WP(O, 1) / X / L(N) / U ^ 5 / KR
7900 IW = TT * (MI + MJ) / (U ^ 3 * L(N) * KR)
7910 A1 = IX + IV + IZ + IW + IY
7920 B1 = -TT * MI / U ^ 2 / KR
7930 IT = -TT * WP(O, 1) * X * L(N) / 4 / U ^ 3 / KR
7940 IV = TT * WP(O, 1) * L(N) / 2 / U ^ 3 / KR
7960 IY = 2 * WP(O, 1) / X / L(N) / U ^ 5 / KR
7970 HH = 0
8000 IW = -TT * (MI + MJ) / (U ^ 3 * L(N) * KR)
8010 A3 = IT + IV + IY + IW
8020 B3 = TT * MJ / U ^ 2 / KR
8030 U = U * L(N)
8035 SR1 = 1 / (4 * K1(N))
8040 IF N(N, 2) < -1E-30 THEN 8080
8050 CA = COS(X * U / 2)
8060 SA = SIN(X * U / 2)
8070 GOTO 8100
8080 CA = (EXP(U * X / 2) + EXP(-U * X / 2)) / 2
8090 SA = (EXP(U * X / 2) - EXP(-U * X / 2)) / 2
8100 IX = -TT * X / 4 / U ^ 3 + TT * 1 / 2 / U ^ 3
      + 2 / X / U ^ 5 - 2 * CA / X / U ^ 5
8104 IY = TT * L(N) ^ 2 / KR * (MI + MJ) * (1 / U ^ 3)
8106 IZ = L(N) ^ 2 / KR * MI * (SR1 / U)
8110 IF KE = 0 THEN 8120 ELSE 8130
8120 KT = 1: KE = 1
8130 A2 = WP(O, 1) * L(N) ^ 4 / KR * IX + IY + IZ
8140 IX = 2 * SA / X / U ^ 5
8145 IY = -TT * L(N) ^ 2 * MI / KR * (1 / U ^ 2)
8150 B2 = WP(O, 1) * L(N) ^ 4 / KR * IX + IY
8160 U = U / L(N)
8170 D1 = TT * 2 * WP(O, 1) / X / L(N) / U ^ 2 / KR
8180 E2 = TT * WP(O, 1) / U ^ 2 / KR
8190 D2 = 0: E1 = 0: D3 = D1: E3 = 0
8200 RETURN
8205 REM ** LINEER TRAPEZ **
8210 XM = SQR(ABS(Y(N, 2) * 2 * UZ(O, 1) / WP(O, 1)))
8220 IF XM < 0 OR XM > UZ(O, 1) THEN XM = UZ(O, 1) / 2
      + Y(N, 2) / WP(O, 1)
8230 IF XM < UZ(O, 1) OR XM > (L(N) - UZ(O, 1)) THEN 8250
8240 GOTO 8260
8250 XM = SQR(ABS(Y(N, 5) * 2 * UZ(O, 1) / WP(O, 1)))
8260 YM = L(N) - UZ(O, 1)
8270 IF XM <= YM AND XM > UZ(O, 1) THEN 8310
8280 IF XM <= L(N) AND XM > YM THEN 8350
8290 M = -MI + Y(N, 2) * XM - WP(O, 1) * XM ^ 3 / 6 / UZ(O, 1)
8300 RETURN

```

```

8310 IX = -MI + Y(N, 2) * XM
      - WP(O, 1) * UZ(O, 1) / 2 * (XM - 2 * UZ(O, 1) / 3)
8320 IY = -WP(O, 1) * (XM - UZ(O, 1)) ^ 2 / 2
8330 M = IX + IY
8340 RETURN
8350 IX = -MI + Y(N, 2) * XM
      - WP(O, 1) * UZ(O, 1) / 2 * (XM - 2 * UZ(O, 1) / 3)
8360 IY = -WP(O, 1) * (XM - L(N)
      + UZ(O, 1)) ^ 2 / UZ(O, 1) * ((L(N) - XM + 2 * UZ(O, 1)) / 6)
8370 IZ = -WP(O, 1) * (L(N) - 2 * UZ(O, 1)) * (XM - L(N) / 2)
8380 M = IX + IY + IZ
8390 RETURN
8395 REM ** NONLINEER UCGEN **
8400 IK = WP(O, 1) / U ^ 5 / X / L(N) / KR
8410 IL = TT * (MI + MJ) / U ^ 3 / L(N) / KR
8420 IM = TT * WP(O, 1) * Y ^ 2 * L(N) / 3 / U ^ 3 / KR
8430 IN = TT * WP(O, 1) * X * Y * L(N) / 2 / U ^ 3 / KR
8440 IP = TT * WP(O, 1) * X ^ 2 * L(N) / 6 / U ^ 3 / KR
8450 IR = MI / U / KA
8500 A1 = IK + IL + IM + IN + IP + IR
8510 B1 = -TT * MI / U ^ 2 / KR
8520 IL = -TT * WP(O, 1) * L(N) * C / 6 / Y / U ^ 3 / KR
8530 IM = -WP(O, 1) * C / Y / L(N) / U ^ 5 / KR
8540 IN = TT * WP(O, 1) * X ^ 2 * L(N) * C / 6 / Y / U ^ 3 / KR
8550 IR = MJ * C / U / KB
8560 ISS = TT * (MI + MJ) * C / U ^ 3 / L(N) / KR
8570 IT = MJ * S / U ^ 2 / KR
8600 A2 = IL + IM + IN + IR + ISS + IT
8610 IR = TT * WP(O, 1) * L(N) * S / 6 / Y / U ^ 3 / KR
8620 ISS = WP(O, 1) * S / Y / L(N) / U ^ 5 / KR
8630 IT = -TT * WP(O, 1) * X ^ 2 * L(N) * S / 6 / Y / U ^ 3 / KR
8640 IV = -MJ * S / U / KB
8650 IX = -TT * (MI + MJ) * S / U ^ 3 / L(N) / KR
8660 IY = TT * MJ * C / U ^ 2 / KR
8690 B2 = IR + ISS + IT + IV + IX + IY
8700 D1 = TT * WP(O, 1) / U ^ 2 / X / L(N) / KR
8710 D2 = -TT * WP(O, 1) / U ^ 2 / Y / L(N) / KR
8720 E1 = 0
8730 E2 = TT * WP(O, 1) / Y / U ^ 2 / KR
8740 RETURN
8745 REM ** LINEER UCGEN **
8750 XM = SQR(ABS(Y(N, 2) * 2 * UZ(O, 1) / WP(O, 1)))
8760 IF XM < 0 OR XM > UZ(O, 1) THEN 8780
8770 GOTO 8790
8780 XM = L(N) - SQR(ABS(Y(N, 5) * 2 * (L(N) - UZ(O, 1)) / WP(O, 1)))
8790 IF XM > UZ(O, 1) THEN 8820
8800 M = -MI + Y(N, 2) * XM - WP(O, 1) * XM ^ 3 / 6 / UZ(O, 1)
8810 RETURN
8820 IX = -MI + Y(N, 2) * XM
      - WP(O, 1) * UZ(O, 1) / 2 * (XM - 2 * UZ(O, 1) / 3)
8830 IY = -WP(O, 1) * (XM - UZ(O, 1)) ^ 2 / (L(N) - UZ(O, 1))
      * (3 * L(N) - XM - 2 * UZ(O, 1)) / 6
8840 M = IX + IY
8850 RETURN
8895 IF R(N) < .001 THEN 8900 ELSE 8930
8900 XMAX(N) = XM
8910 MMAX(N) = M
8930 Q = 6
8960 FOR XM = 0 TO L(N) STEP .5

```

```

8970 IF R(N) < .001 THEN 8980 ELSE 9000
8980 ON DEG(O, 1) GOSUB 7260, 7510, 7800, 8260, 8790
8990 GOTO 9250
9000 IF UZ(O, 1) = 0 THEN 9150
9010 IF DEG(O, 1) = 4 THEN 9040
9020 CV = L(N)
9030 GOTO 9050
9040 CV = L(N) - UZ(O, 1)
9050 IF XM > UZ(O, 1) AND XM <= CV THEN 9170
9060 IF XM <= UZ(O, 1) THEN 9150
9070 A = A3: B = B3: D = D3: E = E3: LM = L(N) - XM
9080 IF N(N, 2) < -1E-30 THEN 9090 ELSE 9120
9090 C = (EXP(U * LM) + EXP(-U * LM)) / 2
9100 S = (EXP(U * LM) - EXP(-U * LM)) / 2
9110 GOTO 9130
9120 S = SIN(U * LM): C = COS(U * LM)
9130 M = KR * (TT * A * U ^ 2 * S + TT * B * U ^ 2 * C - D * LM - E)
9140 GOTO 9250
9150 A = A1: B = B1: D = D1: E = E1
9160 GOTO 9190
9170 A = A2: B = B2
9180 D = D2: E = E2
9190 IF N(N, 2) < -1E-30 THEN 9200 ELSE 9230
9200 C = (EXP(U * XM) + EXP(-U * XM)) / 2
9210 S = (EXP(U * XM) - EXP(-U * XM)) / 2
9220 GOTO 9240
9230 S = SIN(U * XM): C = COS(U * XM)
9240 M = KR * (TT * A * U ^ 2 * S + TT * B * U ^ 2 * C - D * XM - E)
9250 Q = Q + 1
9280 HH = HH + 1
9290 MM(N, HH) = M
9300 NEXT XM
9310 MM = MM(N, 1)
9320 FOR X = 1 TO (L(N) * 2)
9330 Y = X + 1
9340 IF MM < MM(N, Y) THEN MM = MM(N, Y) ELSE 9350
9345 MM = MM(N, Y): XM = .5 * X
9350 NEXT X
9352 IF MMAX(N) > MM THEN 9353 ELSE 9358
9353 MM = MMAX(N): XM = XMAX(N)
9358 MMAX(N) = MM: XMAX(N) = XM
9359 HH = 0
9360 NEXT O
9430 RETURN
12000 REM ** VERILERIN KAYDEDILMESI **
12350 OPEN DOS$ FOR APPEND AS #2
12380 PRINT #2, TAB(2)
12390 PRINT #2, TAB(2)
12400 PRINT #2, TAB(2)
12410 PRINT #2, TAB(2)
12420 PRINT #2, TAB(2)
12430 PRINT #2, TAB(2)
12435 PRINT #2, TAB(2)
12450 PRINT #2, TAB(2)
12455 PRINT #2, TAB(2)
12460 PRINT #2, TAB(2)
12470 PRINT #2, TAB(2)
12480 PRINT #2, : PRINT #2,
12490 PRINT #2,

```

PROBLEM ADI	:"; VER\$; TAB(49);
ELEMAN SAYISI	;" ; ES; TAB(49);
DEPLASMAN SAYISI	:"; DS; TAB(49);
ELASTISITE MODULU	:"; EM; TAB(49);
POISSON ORANI	:"; PO; TAB(49);
ARA YUKLU EL. SAYISI	:"; YS; TAB(49);
DIREK YUK SAYISI	:"; DYS; TAB(49);
ITERASYON SAYISI	:"; ITSAY; TAB(49);


```

12520 PRINT #2, TAB(25); "DUGUM"; TAB(35); "X"; TAB(45); "Y"
12530 PRINT #2, TAB(24); "-----"; TAB(34); "----"; TAB(44); "-----"
12540 FOR X = 1 TO DSAY
12550 PRINT #2, TAB(25); X; TAB(34); USING "##.##"; XY(X, 1);
12560 PRINT #2, TAB(43); USING "##.##"; XY(X, 2)
12570 NEXT X
12580 PRINT #2, : PRINT #2,
12590 PRINT #2, TAB(12); "ELAMAN"; TAB(20); "BOYU";
12600 PRINT #2, TAB(28); "ATALET"; TAB(40); "ALAN";
12610 PRINT #2, TAB(48); "I"; TAB(53); "J";
12620 PRINT #2, TAB(60); "KOD NUMARALARI"
12630 PRINT #2, TAB(12); "-----"; TAB(20); "-----";
12640 PRINT #2, TAB(28); "-----"; TAB(40); "-----";
12650 PRINT #2, TAB(47); "----"; TAB(52); "----";
12660 PRINT #2, TAB(57); "-----"
12670 FOR N = 1 TO ES
12680 PRINT #2, TAB(13); N; TAB(18); USING "###.##"; L(N);
12690 PRINT #2, TAB(26); USING "###.#####"; I(N);
12700 PRINT #2, TAB(38); USING "###.#####"; A(N);
12710 PRINT #2, TAB(47); UC(N, 1); TAB(52); UC(N, 2);
12720 PRINT #2, TAB(56); KOD(N, 1); TAB(60); KOD(N, 2);
12730 PRINT #2, TAB(64); KOD(N, 3); TAB(68); KOD(N, 4);
12740 PRINT #2, TAB(72); KOD(N, 5); TAB(76); KOD(N, 6)
12750 NEXT N
12760 PRINT #2, : PRINT #2,
12770 PRINT #2, TAB(23); "|";
12780 PRINT #2, TAB(39); "ELEMEN UC KUVVETLERI"
12790 PRINT #2, TAB(24); "-----"
12800 PRINT #2, TAB(15); "elemen"; TAB(23); "|"
12810 PRINT #2, TAB(18); "no"; TAB(28); "Mij";
12820 PRINT #2, TAB(39); "Mji"; TAB(51); "Tij";
12830 PRINT #2, TAB(62); "Tji"; TAB(74); "Nj"
12840 PRINT #2, TAB(15); "-----|";
12850 PRINT #2, TAB(24); "-----"
12860 FOR N = 1 TO ES
12870 PRINT #2, TAB(16); N; TAB(25); USING "#####.#####";
      Y(N, 3) - Y(N, 2) * DI(N);
12880 PRINT #2, TAB(36); USING "#####.#####";
      Y(N, 6) + Y(N, 5) * BI(N);
12890 PRINT #2, TAB(47); USING "#####.#####"; Y(N, 2);
12900 PRINT #2, TAB(58); USING "#####.#####"; Y(N, 5);
12910 PRINT #2, TAB(69); USING "#####.#####"; Y(N, 4)
12920 NEXT N
12930 PRINT #2, : PRINT #2,
12980 PRINT #2, TAB(2); "  Dep.no      UC DEPLASMANLARI"
12990 PRINT #2, TAB(2); " |-----|-----"
13000 FOR X = 1 TO DS
13010 PRINT #2, TAB(5); X; TAB(15); Q(X)
13020 NEXT X
13050 IF YS = 0 THEN 13370
13080 GOSUB 6600
13090 FOR O = 1 TO YS
13092 PRINT #2, : PRINT #2,
13095 LL = 0
13100 N = P(O, 1)
13110 PRINT #2, TAB(2); "ELEMEN NO      :"; N
13120 PRINT #2, TAB(2); "Mi              :"; Y(N, 3) - Y(N, 2) * DI(N)
13130 PRINT #2, TAB(2); "Mj              :"; Y(N, 6) + Y(N, 5) * BI(N)
13140 PRINT #2, TAB(2); "Xmax            :"; XMAX(N)

```

```
13150 PRINT #2, TAB(2); "Mmax           :"; MMAX(N)
13160 PRINT #2,
13170 PRINT #2, TAB(14); " X           M"
13180 PRINT #2, TAB(14); "-----"
13190 FOR X = 0 TO L(N) STEP .5
13200 LL = LL + 1
13210 PRINT #2, TAB(14); X; TAB(24); USING "####.#####"; MM(N, LL)
13230 NEXT X, O
13370 CLOSE 2: CLS
```

KAYNAKLAR

1. ACKROYD, M.H., GERSTLE, K.H., 1983. Elastic Stability of Flexibly Connected Frames, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.109, No.1, 241-245.
2. AKSOGAN, O., DINCER, R., 1991. Nonlinear Analysis of Planar Frames with Linear Prismatic Members Having Rigid End Sections Taking Shear Deformation into Consideration, Ç.Ü J. Fac. Eng Arch., Vol.6, No.1, 125-137.
3. AKSOGAN, O., AKKAYA, F., 1991. A Computer Program for the Analysis of Flexibly Connected Frames, Ç.Ü.J.FAC.ENG.ARCH. Vol.6, No.2, 25-42.
4. AKSOGAN, O., GORGUN, H., 1993. The Nonlinear Analysis of Planar Frames Composed of Flexibly Connected Members, Ç.Ü J. Fac. Eng Arch., Vol.8, No.2, 117-129.
5. AKSOGAN, O., OSKOEÛ, A.V., AKAVCI, S.S.,1993. Uçlarında Rijit, Bölgeler Bulunan Elastik Bağlı Çubuklardan Oluşan Çerçvelerin Nonlineer Analizi, 7. Prefabrikasyon Sempozyumu Bildirileri, İstanbul, Sayfa XI-1-21.
6. AKSOGAN, O., AKAVCI, S. S., 1994. Uçlarında Rijit Bölgeler Bulunan Dönel Yaylı Çubuklardan Oluşan Düzlemsel Çerçvelerin Stabilitate Analizi. Ç.Ü J. Fac. Eng Arch., Special Issue, 1-13.
7. AKSOGAN, O., AKAVCI, S. S., GORGUN, H., 2005. Analysis of Frames with Flexible Connections, Ç.Ü J. Fac. Eng Arch., Vol.20, No.1, 1-11.
8. AZIZINAMINI, A., RADZIMINSKI, J.B., 1989. Static and Cyclic Performance of Semi-Rigid Steel Beam-to-Column Connections, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.115, No.12, 2979-2999.
9. CUNNINGHAM, R., 1990. Some Aspects of Semi-Rigid Connections in Structural Steelwork, The Structural Engineering, Vol.68, No.5, 85-92.
10. ERDEM, H., AKSOGAN O.,1994. The Analysis of Frames Consisting of Members Connected to Their Rigid End Sections by Nonlinear Rotational Springs, Ç.Ü J. Fac. Eng Arch., Vol.9, No.1, 33-46.
11. GÖRGÜN, H., YILMAZ, S., AKSOGAN, O., 2008. The Linear Analysis of Planar Frames Composed of Flexibly Connected Members Taking Shear

- Deformations into Consideration, Ç.Ü J. Fac. Eng Arch., (Submitted for publication).
12. GÖRGÜN, H., YILMAZ, S., AKSOGAN, O., 2008. The Nonlinear Analysis of Planar Frames Composed of Flexibly Connected Members Taking Shear Deformations into Consideration, Ç.Ü J. Fac. Eng Arch., (Submitted for publication).
 13. GÖRGÜN, H., YILMAZ, S., 2008. The Nonlinear Analysis of Frames with Semi-Rigid Connections and Shear Deformations, Proceedings of the Ninth International Conference on Computational Structural Technology (B.H.V. Topping and M. Papadrakakis. Editors) Civil-Comp Press, Stirlingshire, Scotland.
 14. GÖRGÜN, H., YILMAZ, S., 2008. The Nonlinear Analysis of Planar Frames Composed of Flexibly Connected Members Considering the Shear Effect on the Bending, Proceedings of the 8th International Congress on Advances in Civil Engineering, Eastern Mediterranean University, Famagusta, North Cyprus.
 15. LIVESLY, R.K., 1964. Matrix Methods of Structural Analysis. Pergamon Press. Inc., New York.
 16. MONFORTON, A.R., WU, T.S., 1963. Matrix Analysis of Semi-Rigidly Connected Frames, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.89, 13-42.
 17. ROMSTAD, K.M., SUBRAMINIAN, C.V., 1970. Analysis of Frames with Partial Connection Rigidity, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.96, .2283-2300.
 18. STELMACK, T.W., MARLEY, M.J., GERSTLE, K.H., 1986. Analysis and Tests of Flexibly Connected Steel Frames, Journal of Structural Engineering, Vol.112 No.7, 1573-1588.
 19. YU, CR., SHANMUGAM, N.E., 1986. Stability of Frames with Semi-Rigid Joints, Comput. Struct., Vol.23, No.5, 639-468.

TABLO LİSTESİ

Tablo 8.1. Örnek 1.'e ait veriler	50
Tablo 8.2. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0$	52
Tablo 8.3. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0$	53
Tablo 8.4. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan kirişlerin ara momentleri, $v = 0$..	54
Tablo 8.5. Örnek 1.'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0$	60
Tablo 8.6. Örnek 1.'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0$	61
Tablo 8.7. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0.3$	62
Tablo 8.8. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0.3$	63
Tablo 8.9. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan kirişlerin ara momentleri, $v = 0.3$..	64
Tablo 8.10. Örnek 1.'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0.3$..	70
Tablo 8.11. Örnek 1.'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0.3$..	71
Tablo 8.12. Örnek 1.'e ait sonuçların karşılaştırılması	72
Tablo 8.13. Örnek 2.'ye ait veriler	77
Tablo 8.14. Örnek 2.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0$..	78
Tablo 8.15. Örnek 2.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0$..	79
Tablo 8.16. Örnek 2.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan kirişlerin ara momentleri, $v = 0$	80
Tablo 8.17. Örnek 2.'ye ait 5. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0$..	84
Tablo 8.18. Örnek 2.'ye ait 5. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0$..	85
Tablo 8.19. Örnek 2.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0.3$..	86
Tablo 8.20. Örnek 2.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0.3$..	87
Tablo 8.21. Örnek 2.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan kirişlerin ara momentleri, $v = 0.3$	88
Tablo 8.22. Örnek 2.'ye ait 5. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0.3$..	92
Tablo 8.23. Örnek 2.'ye ait 5. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0.3$..	93
Tablo 8.24. Örnek 2.'ye ait sonuçların karşılaştırılması	94

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 4.1. İşaret Kabulü	8
Şekil 4.2. Eleman koordinatlarında eleman uç deplasmanları, uç kuvvetleri ve ankastrelik uç kuvvetleri	8
Şekil 4.3. Rijitlik etki katsayıları	9
Şekil 5.1. İşaret kabulü	13
Şekil 5.2. Basınç hali $d_3=1$ yüklemesi	16
Şekil 5.3. Basınç hali $d_6=1$ yüklemesi	18
Şekil 5.4. Basınç hali $d_2=1$ yüklemesi	20
Şekil 5.5. Basınç hali $d_5=1$ yüklemesi	21
Şekil 5.6. Çekme hali $d_3=1$ yüklemesi	22
Şekil 5.7. Çekme hali $d_6=1$ yüklemesi	23
Şekil 5.8. Çekme hali $d_2=1$ yüklemesi	25
Şekil 5.9. Çekme hali $d_5=1$ yüklemesi	27
Şekil 6.1. Uniform yüklü iki ucu ankastre giriş	29
Şekil 6.2. Tekil yüklü iki ucu ankastre giriş	34
Şekil 6.3. Doğrusal yayılı yüklü ankastre giriş	36
Şekil 6.4. Simetrik Trapez yüklü iki ucu ankastre giriş	39
Şekil 6.5. Üçgen yayılı yüklü iki ucu ankastre giriş	41
Şekil 8.1. Örnek 1.'in yükleme durumu	48
Şekil 8.2. Örnek 1.'in kodlama durumu	49
Şekil 8.3. Örnek 2.'nin yükleme durumu	75
Şekil 8.4. Örnek 2.'nin kodlama durumu	76

ÖZGEÇMİŞ

1980’de Diyarbakır’da doğdu. 1998 yılında Diyarbakır Nevzat Ayaz Anadolu Lisesi’nden mezun oldu. 2003’de Dicle Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’nden mezun oldu. 2005 yılında Dicle Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’nde Araştırma Görevlisi olarak göreve başladı. Hala aynı görevi sürdürmektedir.