PAMUKKALE ÜNİVERSİTESİ MÜHENDİSLİK FAKÜLTESİ
PAMUKKALE UNIVERSITY ENGINEERING COLLEGE
MÜHENDİSLİK BİLİMLERİ DERGİSİ
JOURNAL OF ENGINEERING SCIENCES
YIL : 2003
CİLT : 9
SAYI : 3
SAYFA : 419-426

UZAY ÇERÇEVE SİSTEMLERİN İKİNCİ MERTEBE TEORİSİ İLE ÇÖZÜMLENMESİ İÇİN BİR ARDIŞIK YAKLAŞIM YÖNTEMİ

Turgay ÇOŞGUN
İstanbul Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 34850 Avcılar/İstanbul

Geliş Tarihi : 05.09.2002

ÖZET

Bu çalışmada, yapı sistemlerinin; artan yükler altında ikinci mertebe etkileri göz önüne alarak hesaplanması için bir ardışık yaklaşım yöntemi geliştirilmiştir. Geliştirilen ardışık yaklaşım yönteminde, yapı sistemini oluşturan çubuk elemanlarının eksenel kuvvetleri başlangıçta bilinmemesi nedeni ile sistem lineer elastik olarak çözülmektedir. Çözüm ile bulunan normal kuvvetler kullanılarak çubuk rijitlik matrisleri ϕ fonksiyonları yardımıyla yeniden oluşturulmakta ve yapı tekrar çözülerek çubuk uç kuvvetleri hesaplanmaktadır. Böylece yapı sisteminin çözümünde II. mertebe etkileri hesaba katılabilmektedir.

Anahtar Kelimeler : Stabilite fonksiyonları, Rijitlik matrisi, Eksenel kuvvet, Uzay çerçeveler

A METHOD FOR THE ANALYSİS OF SPACE FRAMES USİNG SECOND-ORDER THEORY

ABSTRACT

In this study, a method which analyses structures under increasing loads and second-order theory of structural systems is developed. The displacement method used for programming considers the effects of axial loads on stiffness of the structural elements by using stability functions. At the first stage of the analysis, it is assumed that the frame is completely elastic and the stifness matrix of the frame is determined by taking the axial loads on the element as zero. The iterative analysis, which are carried out under increasing loads will continue until the difference between two successive sets of axial loads is smaller than a specific tolerance.

Key Words : Stability functions, Stiffness matrix, Axial load, Space frame

1. GİRİŞ

Bilgisayar teknolojisinde sağlanan büyük gelişmeler, yapı mühendisliğinde yeni bir devir denebilecek gelişmelere zemin hazırlamıştır. Teorik esaslar geçen yüzyılın başlarında konmuş, fakat sayısal çözüm zorluklarından dolayı geliştirilemeyen pek çok konu son zamanlarda rahatlıkla incelenebilmiştir. Elde edilen yeni bilgiler yapıların daha sağlıklı ve doğru çözümlenebilmesine olanak sağlamıştır. Bunun sonucu olarak daha düşük ve güvenilir emniyet katsayıları kullanılmaya başlanmıştır. Malzeme teknolojisinde sağlanan yeni gelişmelerle birlikte artık daha hafif, ekonomik ve büyük boyutlu yapı üretimi yapılabilmekte ve kaynak kullanımı en düşük düzeyde tutulmaktadır. Betonarme yapı elemanlarının artan yükler etkisi altında davranışlarının doğrusal (Hooke kanununa uygun) olmadığı öteden beri bilinen bir gerçektir. Fakat hesap güçlükleri nedeniyle elastik teori ve emniyet gerilmeleri esasına göre hesap yakın zamana kadar kullanılmıştır. Bu yolla, var olduğu bilinen hesap hatalarının etkileri büyük emniyet payı

ile ekonomiden uzaklaşarak ortadan kaldırılmaya çalışılmıştır.

Gelişen malzeme teknolojisine paralel olarak yüksek dayanımlı malzeme kullanımının giderek artması, lineer-elastik sınırdan sonraki taşıma kapasitesini göz önüne alan elastoplastik hesap yöntemlerinin kullanılması sonucunda yapıların daha narin ve ekonomik olarak boyutlandırılmaları mümkün olmaktadır. Buna karşılık, narinleşen yapılarda artan yer değiştirmeler nedeniyle geometrik değişimlerin denge denklemlerine etkisi önem kazanmakta ve çok kere, doğrusal olmayan bu etkinin de gözönüne alınması gerekmektedir. Bu nedenle yapılan çalışmada yapı sistemlerinin ikinci mertebe etkilerini göz önüne alarak hesap yapan bir bilgisayar programı geliştirilmiştir.

2. MATERYAL VE METOT

Yapı sistemleri dış yüklerin etkisi altında şekil değiştirmekte ve başlangıçta sahip olduğu şekli kaybetmektedir. Bu şekil değiştirmeler doğal olarak yüklerin konumunu da değiştirmektedir. Bu durumda şekil değiştirmeler orantılı olarak artmamaktadır. Ancak şekil değiştirmelerin çok küçük olması halinde ve gerilme- şekil değiştirme bağıntılarının ve moment- eğrilik bağıntılarının doğrusal olması şartlarının sağlanması halinde yeteri yaklaşıklıkla yükler, deformasyonlar ve gerilmeler arasında doğrusal bir bağıntının olduğunu varsayabiliriz. Bu varsayımlar üzerine kurulmuş teoriye I. mertebe teorisi adı verilmektedir. Bu teoremle yapıların doğrusal çözümlenmesi sağlanmaktadır (Çakıroğlu ve Özer, 1980). Bu çözümlemede yapı elemanlarının rijitliklerinin sabit olduğu kabul edilmektedir. Ancak bu kabul yalnızca çubuklar üzerinde eksenel kuvvet olmaması halinde geçerlidir. Oysa stabilite teorisinden bilindiği üzere yapı elemanı üzerine etkiyen normal kuvvet , elemanın rijitlik matrisini değiştirmektedir. Bu olay ikinci mertebe etkilerinin, yani denge denklemlerinin şekil değiştirmiş sistem üzerinde yazılması gereğini ortaya çıkarmaktadır(Çelik,1977).

Ancak başlangıçta da ifade edildiği üzere çoğu hallerde yer değiştirmeler yapının boyutları yanında çok küçük oldukları için (düşük yükleme kademelerinde) denge denklemlerinin şekil değiştirmemiş sistem üzerinden yazılması büyük hatalara neden olmamaktadır. Ancak ileri yükleme aşamalarında yapı elemanlarının üzerine etkiyen normal kuvvet burkulma yüküne yaklaştığında eleman zaten belirli şekil değiştirmelere maruz kaldığı için yer değiştirmeler çok artmakta ve başlangıçta yapılan kabullerin hata yüzdesi ihmal edilemez düzeylere çıkmaktadır. Şekil değiştirmelerin büyük olması nedeni ile denge denklemlerinin şekil değiştirmiş sistem üzerinde yazmak gerekmektedir. Bu işlemin yapıldığı teoriye II. Mertebe teorisi adı verilmektedir. Elemanların rijitliğinin; üzerine etkiyen Normal kuvvetin değerine bağlı olarak değişimi düzlem çubuk elemanı için stabilite fonksiyonları adı verilen boyutsuz fonksiyonlar ile verilmektedir (Livesley, 1956). α cinsinden ifade edilen bu fonksiyonlar aşağıdaki şekilde elde edilebilir.

$\rho = \dfrac{P}{P_E}$ ve $P_E = \dfrac{\pi^2 EI}{l^2}$ (Euler yükü) olarak verildiğinde;

$$\rho = \frac{P}{P_E} = \frac{P.L^2}{\pi^2 EI} \; ; \; \alpha = \frac{\pi.\sqrt{\rho}}{2} \tag{1}$$

şeklinde bir fonksiyon tanımlanması durumunda s ve c fonksiyonları

$$s = \frac{(1 - 2\alpha \cot 2\alpha o\alpha}{(\tan\alpha - \alpha)} \tag{2}$$

$$c = \frac{2\alpha - \sin 2\alpha}{\sin 2\alpha - 2\alpha \cos 2\alpha} \tag{3}$$

olarak elde edilir. Bu elde edilen ifadeyi $\phi_1 = (\pi\sqrt{\rho})/2\cot(\pi\sqrt{\rho})/2 = \alpha.\cot\alpha$ şeklindeki yeni bir fonksiyon tanımlanması halinde;

$$s = \frac{0.25\pi^2.\rho + \phi_1 - \phi_1^2}{1 - \phi_1} \tag{4}$$

$$c = \frac{1}{4s}.\frac{\pi^2\rho - 4\phi_1 + 4\phi_1^2}{1 - \phi_1} \tag{5}$$

denklemleri elde edilir. Sonuç olarak stabilite fonksiyonları;

$$\phi_1 = \alpha \; . \; \cot\alpha \tag{6}$$

$$\phi_2 = \frac{\alpha^2}{3.(1 - \phi_1)} \tag{7}$$

$$\phi_3 = \frac{3\phi_2 - \phi_1}{4} \tag{8}$$

$$\phi_4 = \frac{3\phi_2 - \phi_1}{2} \tag{9}$$

$$\phi_5 = \phi_1.\phi_2 \qquad (10)$$

olarak yazılabilir (Majid,1972; Majid, 1978). Denklemlerde P_E: Euler kritik yükünü, P eksenel kuvveti, s rijitlik faktörünü, c ise geçiş faktörünü ifade etmektedir. Yapıya etkiyen dış yüklerin artımıyla çubuk elemanlarda P normal kuvvet artmaktadır. Bu normal kuvvet artışına bağlı olarak da yukarıdaki denklemlerde verilen ϕ stabilite fonksiyonları değişmektedir. Uzay çerçeve çubuk elemanı için stabilite fonksiyonlarını da kapsayacak şekilde geliştirilen rijitlik matrisi Ek 2'de verilmektedir (Çoşgun, 2001).

Yapı sistemlerinin analizinde başlangıçda çubuklara etkiyen eksenel kuvvetler bilinmemektedir. Bu nedenle $\rho = \frac{P}{P_E}$ oranına bağlı olarak değişen ϕ fonksiyonları belirlenememektedir. Bu problemi ortadan kaldırmak için ardışık bir yaklaşım yöntemi geliştirilmiştir. Buna göre;

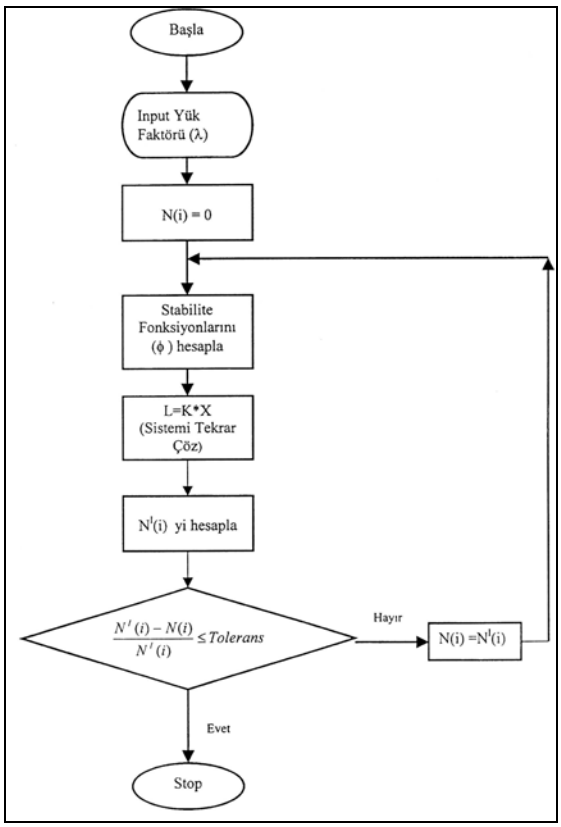
1. Yapı sistemini oluşturan çubuk elemanların eksenel kuvvetleri sıfır kabul edilir ($\rho = 0$ olduğundan ϕ fonksiyonları bire eşit olmakta ve rijitlik matrisi 1. mertebe rijitlik matrisi haline gelmektedir). Yapı lineer elastik olarak çözülür.
2. Elde edilen eksenel kuvvetler kullanılarak çubuk rijitlik matrisleri ϕ fonksiyonları yardımıyla yeniden oluşturulur ve sistem tekrar çözülerek çubuk uç kuvvetleri hesaplanır.
3. Hesaplanan bu eksenel kuvvetlerin, bir önceki adımdaki eksenel kuvvetler ile arasındaki fark bulunur. Bu fark öngörülen hata sınırları dahilinde ise hesap durdurulur. Değilse iterasyona devam edilerek çözüm aranır.

3. GELİŞTİRİLEN ALGORİTMA

Yukarıda verilen ardışık yaklaşım yöntemi ile eksenel kuvvetin ikinci mertebe etkileri; yapı sistemlerinin doğrusal olmayan analizinde aşağıda önerilen algoritma çerçevesinde hesaba katılabilmektedir.

1. Dış yükler için bir λ yük faktörü seçilir. Yapı sistemini oluşturan çubuk elemanların eksenel kuvvetleri başlangıçta sıfır kabul edilir.
2. $\underline{A}^T.\underline{k}.\underline{A}$ üçlü çarpımını yaparak veya doğrudan sistem rijitlik matrisi $\underline{K}$ oluşturulur.
3. Düğüm noktası denge denklemleri $\underline{L} = \underline{K}.\underline{X}$ çözülerek $\underline{X}$ düğüm noktası yer değiştirmeleri bulunur.
4. $\underline{P} = \underline{k}.\underline{A}.\underline{X}$ denklemini kullanılarak çubuk uç kuvvetleri bulunur.
5. Eksenel kuvvetler kullanılarak ϕ stabilite fonksiyonları hesaplanır.
6. Bu işlem 2. adımdan itibaren, ardışık adımlar arasındaki eksenel kuvvet farkı belirlenen hata sınırından küçük oluncaya kadar tekrar edilir.
7. Yeni bir yük faktörü için işlem 1. adımdan itibaren tekrar edilir.

Yukarıda verilen işlemler Şekil 1'deki akış diyagramında özetlenmiştir.



Şekil 1. Geliştirilen algoritmanın akış şeması

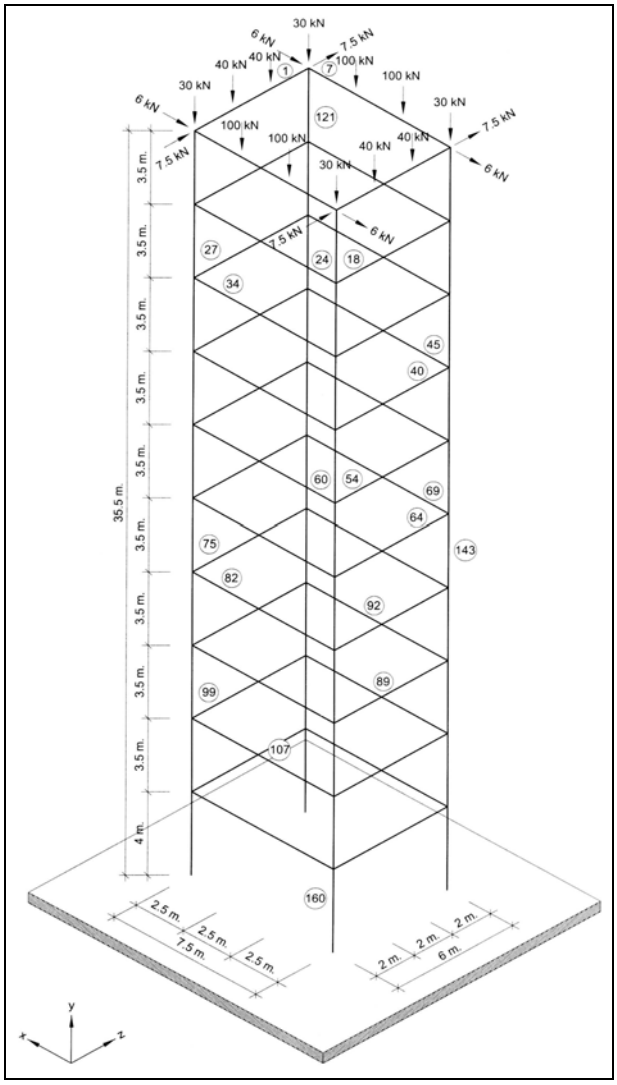
4. SAYISAL ÖRNEK

Verilen örnekte, ikinci mertebe etkilerinin göz önünde tutulması halinde, geliştirilen program

kullanılarak yapılan çözüm sonuçları ile genel amaçlı bir programın (Wilson and Habibullah, 1995) (SAP2000 P-Δ) sonuçlarını karşılaştırmak hedeflenmiştir. İncelenen yapının geometrik özellikleri ve hesap yükleri Şekil 2'de, kullanılan kesitlere ait özellikler de Tablo 1'de verilmektedir. Hesap yükleri bütün katlarda aynıdır.

Tablo 1. Kesit Özellikleri

Malzeme No	E (kN/m^2)	A (cm^2)	I_1 (cm^4)	I_2 (cm^4)	J (cm^4)
1-3	2.1* 10^8	63.0875	3159.6	3159.6	6320
4-6	2.1* 10^8	88.9188	6276.7	6276.7	12554
7-9	2.1* 10^8	117.8717	11030	11030	22060
10-12	2.1* 10^8	157.429	19675	19675	39350
13-15	2.1* 10^8	189.374	28470	28470	56940



Şekil 2. On katlı uzay çerçevenin geometrik özellikleri ve hesap yükleri

Analiz sırasında elemanlardaki rijitlik matrisinin değişimine örnek olması açısından 1'nolu çubuk elemanının lokal rijitlik matrisi değişimi Ek 3'de verilmiştir. Geliştirilen programla yapılan analiz sonucu elde edilen çubuk uç kuvvetleri ile genel amaçlı bilgisayar programında (SAP2000 P-Δ) hesaplanan değerler Tablo 2'de sunulmaktadır. Çubuk uç kuvvetlerinin bir kısmının sunulduğu tablo incelendiğinde değerler arasındaki farkın çok az olduğu görülmektedir.

Tablo 2. Geliştirilen program - (SAP2000 P-Δ) sonuçlarının karşılaştırılması

Çubuk No	Normal Kuvvet (N) kN			Kesme Kuvveti (T_y) kN		
	Sap2000 (P-Δ)	Program Sonucu	% Fark	Sap2000 (P-Δ)	Program Sonucu	% Fark
1	21.07951	21.08	0.002	33.00624	33.01	0.011
7	68.79138	68.79	0.002	95.2057	95.21	0.005
18	-11.0728	-11.07	0.025	-53.9381	-53.94	0.004
24	-36.9778	-36.98	0.006	-109.062	-109.1	0.035
27	5.62592	5.627	0.019	-68.4182	-68.42	0.003
34	19.56697	19.57	0.015	81.1404	81.14	0.0005
40	-4.79499	-4.796	0.021	5.389734	5.389	0.014
45	-14.5631	-14.57	0.047	-122.632	-122.6	0.026
54	3.451463	3.452	0.004	-90.6294	-90.63	0.0007
60	12.00884	12.01	0.009	-133.602	-133.6	0.0015
64	-4.12857	-4.13	0.035	-13.5586	-13.56	0.01
69	11.98269	-11.99	0.061	-134.966	-135.0	0.025
75	3.446993	3.449	0.058	-111.087	-111.1	0.012
82	11.29639	11.30	0.032	52.91955	52.92	0.0009
89	-3.67656	-3.677	0.012	-72.2360	-72.24	0.006
92	-10.5467	-10.55	0.031	-47.0583	-47.06	0.004
99	3.877021	3.875	0.052	-126.560	-126.6	0.032
107	12.76912	12.77	0.007	-56.3518	-56.35	0.003
121	158.2119	158.2	0.008	-62.6916	-62.69	0.003
143	955.7632	955.8	0.004	74.2693	74.27	0.001
160	2524.289	2524	0.011	78.6868	78.68	0.009

Tablo 2'nin devamı

Eğilme Momenti (M_y) kNm			Eğilme Momenti (M_z) kNm		
Sap2000 (P-Δ)	Program Sonucu	% Fark	Sap 2000 (P-Δ)	Program Sonucu	% Fark
0.302665	0.302	0.220	21.85228	21.85	0.010
-0.27895	-0.2790	0.018	123.1599	123.2	0.033
-0.12325	-0.1233	0.041	-16.4943	-16.49	0.026
0.103128	0.1032	0.070	-80.6421	-80.64	0.003
-0.26233	-0.2624	0.027	-4.62975	-4.63	0.005
-0.63402	-0.6342	0.028	79.7489	79.75	0.001
0.784679	0.7849	0.028	-55.2574	-55.26	0.005
0.205964	0.2060	0.017	-66.9011	-66.90	0.002
-0.34531	-0.3453	0.003	-18.0782	18.08	0.010
0.290927	0.2910	0.025	-56.4230	-56.42	0.005
0.844314	0.8443	0.002	112.2102	-112.2	0.009
0.233783	0.2338	0.007	-51.8977	-51.90	0.004
-0.28733	-0.2873	0.010	38.50658	38.51	0.009
-0.76800	-0.7681	0.013	-24.8792	-24.88	0.003
0.219332	0.2194	0.031	-103.671	-103.7	0.028
-0.19019	-0.1903	0.058	-154.199	-154.2	0.001
-0.10753	-0.1078	0.252	54.65376	54.65	0.007
-0.12331	-0.1235	0.154	-167.077	-167.1	0.0001
21.69535	21.70	0.021	-92.7304	-92.73	0.0004
-87.5285	-87.53	0.002	151.4794	151.5	0.014
-231.858	-231.8	0.025	218.8671	218.8	0.031

5. SONUÇ

İncelenen yapı sistemlerinin ikinci mertebe teorisine göre çözüm sonuçları, çok katlı yapıların boyutlandırmasında ve çözümleme aşamasında geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin göz önüne alınması gerektiğini göstermektedir. Bu amaçla geliştirilen bilgisayar programına esas teşkil eden ardışık yaklaşım yönteminde, yapı sistemini oluşturan çubuk elemanlarının eksenel kuvvetlerinin başlangıçta sıfır olduğu kabul edilmekte ($\rho = 0$ olduğundan ϕ fonksiyonları bire eşit olmakta ve rijitlik matrisi 1. mertebe rijitlik matrisi haline gelmektedir) ve sistem lineer elastik olarak çözülmektedir. Çözüm ile bulunan normal kuvvetler kullanılarak çubuk rijitlik matrisleri ϕ fonksiyonları yardımıyla yeniden oluşturulmakta ve yapı tekrar çözülerek çubuk uç kuvvetleri hesaplanmaktadır. Böylece yapı sisteminin çözümünde II. mertebe etkileri hesaba katılmaktadır.

Çözümlemesi yapılan örneklerde; İkinci mertebe etkilerinin gözönünde tutulması halinde geliştirilen programın sonuçları ile, genel amaçlı bir programın (SAP200 P-Δ Analizi) sonuçlarını karşılaştırmak hedeflenmiştir. Her iki yazılımdan elde edilen sonuçların birbiri ile uyumlu olduğu görülmektedir.

6. EK 1. NOTASYON

A = En kesit alanı
$\underline{A}$ = Deplasman dönüşüm matrisi
E = Elastisite modülü
I = Atalet momenti
$\underline{K}$ = Sistem rijitlik matrisi
$\underline{k}$ = Eleman rijitlik matrisi
$\underline{L}$ = Yük vektörü
l = Çubuk boyu
P = Eksenel kuvvet
$\underline{P}$ = Uç kuvvetleri vektörü
P_E = Euler yükü
$\underline{X}$ = Yer değiştirme matrisi
λ = Yük faktörü
ϕ, s, c = Stabilite fonksiyonları

7. EK 2. UZAY ÇUBUK ELEMANI İÇİN RİJİTLİK MATRİSİ

$\frac{EA}{L}$	0	0	0	0	0	$-\frac{EA}{L}$	0	0	0	0	0
0	$\frac{12EI_2}{L^3}\phi_{52}$	0	0	0	$\frac{6EI_2}{L^2}\phi_{22}$	0	$-\frac{12EI_2}{L^3}\phi_{52}$	0	0	0	$\frac{6EI_2}{L^2}\phi_{22}$
0	0	$\frac{12EI_1}{L^3}\phi_{51}$	0	$-\frac{6EI_1}{L^2}\phi_{21}$	0	0	0	$-\frac{12EI_1}{L^3}\phi_{51}$	0	$-\frac{6EI_1}{L^2}\phi_{21}$	0
0	0	0	$\frac{GJ}{L}$	0	0	0	0	0	$-\frac{GJ}{L}$	0	0
0	0	$-\frac{6EI_1}{L^2}\phi_2$	0	$\frac{4EI_1}{L}\phi_{31}$	0	0	0	$\frac{6EI_1}{L^2}\phi_{21}$	0	$\frac{2EI_1}{L}\phi_{41}$	0
0	$\frac{6EI_2}{L^2}\phi_{22}$	0	0	0	$\frac{4EI_2}{L}\phi_{32}$	0	$-\frac{6EI_2}{L^2}\phi_{22}$	0	0	0	$\frac{2EI_2}{L}\phi_{42}$
$-\frac{EA}{L}$	0	0	0	0	0	$\frac{EA}{L}$	0	0	0	0	0
0	$-\frac{12EI_2}{L^3}\phi_{52}$	0	0	0	$-\frac{6EI_2}{L^2}\phi_2$	0	$\frac{12EI_2}{L^3}\phi_{52}$	0	0	0	$-\frac{6EI_2}{L^2}\phi_{22}$
0	0	$-\frac{12EI_1}{L^3}\phi_{51}$	0	$\frac{6EI_1}{L^2}\phi_{21}$	0	0	0	$\frac{12EI_1}{L^3}\phi_{51}$	0	$\frac{6EI_1}{L^2}\phi_{21}$	0
0	0	0	$-\frac{GJ}{L}$	0	0	0	0	0	$\frac{GJ}{L}$	0	0
0	0	$-\frac{6EI_1}{L^2}\phi_{21}$	0	$\frac{2EI_1}{L}\phi_{41}$	0	0	0	$\frac{6EI_1}{L^2}\phi_{21}$	0	$\frac{4EI_1}{L}\phi_{31}$	0
0	$\frac{6EI_2}{L^2}\phi_{22}$	0	0	0	$\frac{2EI_2}{L}\phi_{42}$	0	$-\frac{6EI_2}{L^2}\phi_{22}$	0	0	0	$\frac{4EI_2}{L}\phi_{31}$

8. EK 3. 1 NOLU ÇUBUK ELEMANI İÇİN LOKAL RİJİTLİK MATRİSİNİN DEĞİŞİMİ

1. ELEMANIN LOKAL RiJiTLiK MATRiSi

662418.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-662418.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	**9952.740**	0.000	0.000	0.000	9952.740	0.000	-9952.740	0.000	0.000	0.000	9952.740
0.000	0.000	9952.740	0.000	-9952.740	0.000	0.000	0.000	-9952.740	0.000	-9952.740	0.000
0.000	0.000	0.000	1908698.077	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-1908698.077	0.000	0.000
0.000	0.000	-9952.740	0.000	13270.320	0.000	0.000	0.000	9952.740	0.000	6635.160	0.000
0.000	9952.740	0.000	0.000	0.000	13270.320	0.000	-9952.740	0.000	0.000	0.000	6635.160
-662418.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	662418.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	-9952.740	0.000	0.000	0.000	-9952.740	0.000	9952.740	0.000	0.000	0.000	-9952.740
0.000	0.000	-9952.740	0.000	9952.740	0.000	0.000	0.000	9952.740	0.000	9952.740	0.000
0.000	0.000	0.000	-1908698.077	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1908698.077	0.000	0.000
0.000	0.000	-9952.740	0.000	6635.160	0.000	0.000	0.000	9952.740	0.000	13270.320	0.000
0.000	9952.740	0.000	0.000	0.000	6635.160	0.000	-9952.740	0.000	0.000	0.000	13270.320

ITERASYON = 1

662418.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-662418.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	**9940.107**	0.000	0.000	0.000	9950.635	0.000	-9940.107	0.000	0.000	0.000	9950.635
0.000	0.000	9940.107	0.000	-9950.635	0.000	0.000	0.000	-9940.107	0.000	-9950.635	0.000
0.000	0.000	0.000	1908698.077	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-1908698.077	0.000	0.000
0.000	0.000	-9950.635	0.000	13264.705	0.000	0.000	0.000	9950.635	0.000	6636.565	0.000
0.000	9950.635	0.000	0.000	0.000	13264.705	0.000	-9950.635	0.000	0.000	0.000	6636.565
-662418.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	662418.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	-9940.107	0.000	0.000	0.000	-9950.635	0.000	9940.107	0.000	0.000	0.000	-9950.635
0.000	0.000	-9940.107	0.000	9950.635	0.000	0.000	0.000	9940.107	0.000	9950.635	0.000
0.000	0.000	0.000	-1908698.077	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1908698.077	0.000	0.000
0.000	0.000	-9950.635	0.000	6636.565	0.000	0.000	0.000	9950.635	0.000	13264.705	0.000
0.000	9950.635	0.000	0.000	0.000	6636.565	0.000	-9950.635	0.000	0.000	0.000	13264.705

ITERASYON = 2

662418.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-662418.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	**9940.089**	0.000	0.000	0.000	9950.632	0.000	-9940.089	0.000	0.000	0.000	9950.632
0.000	0.000	9940.089	0.000	-9950.632	0.000	0.000	0.000	-9940.089	0.000	-9950.632	0.000
0.000	0.000	0.000	1908698.077	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-1908698.077	0.000	0.000
0.000	0.000	-9950.632	0.000	13264.697	0.000	0.000	0.000	9950.632	0.000	6636.567	0.000
0.000	9950.632	0.000	0.000	0.000	13264.697	0.000	-9950.632	0.000	0.000	0.000	6636.567
-662418.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	662418.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	-9940.089	0.000	0.000	0.000	-9950.632	0.000	9940.089	0.000	0.000	0.000	-9950.632
0.000	0.000	-9940.089	0.000	9950.632	0.000	0.000	0.000	9940.089	0.000	9950.632	0.000
0.000	0.000	0.000	-1908698.077	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1908698.077	0.000	0.000
0.000	0.000	-9950.632	0.000	6636.567	0.000	0.000	0.000	9950.632	0.000	13264.697	0.000
0.000	9950.632	0.000	0.000	0.000	6636.567	0.000	-9950.632	0.000	0.000	0.000	13264.697

ITERASYON = 3

662418.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-662418.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	**9940.093**	0.000	0.000	0.000	9950.633	0.000	-9940.093	0.000	0.000	0.000	9950.633
0.000	0.000	9940.093	0.000	-9950.633	0.000	0.000	0.000	-9940.093	0.000	-9950.633	0.000
0.000	0.000	0.000	1908698.077	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-1908698.077	0.000	0.000
0.000	0.000	-9950.633	0.000	13264.699	0.000	0.000	0.000	9950.633	0.000	6636.567	0.000
0.000	9950.633	0.000	0.000	0.000	13264.699	0.000	-9950.633	0.000	0.000	0.000	6636.567
-662418.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	662418.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.000	-9940.093	0.000	0.000	0.000	-9950.633	0.000	9940.093	0.000	0.000	0.000	-9950.633
0.000	0.000	-9940.093	0.000	9950.633	0.000	0.000	0.000	9940.093	0.000	9950.633	0.000
0.000	0.000	0.000	-1908698.077	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1908698.077	0.000	0.000
0.000	0.000	-9950.633	0.000	6636.567	0.000	0.000	0.000	9950.633	0.000	13264.699	0.000
0.000	9950.633	0.000	0.000	0.000	6636.567	0.000	-9950.633	0.000	0.000	0.000	13264.699

9. KAYNAKLAR

Çakıroğlu, A., Özer, E. 1980. Malzeme ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler, Cilt 1, İ. T. Ü. Kütüphanesi, İstanbul.

Çelik, T. 1977. "Elastik- Plastic Analysis of Complete Structures with Shear Walls and Frames ", Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering Universitiy of Aston in Birmingham.

Çoşgun, T. 2001. "Plak, Perde, Çerçeve ve Çekirdekten Oluşan Komple Yapı Sistemlerinin Nonlineer Çözümlemesi", Doktora Tezi, İ. Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Livesley, R. K. 1956. "The Application of An Electronic Computer to Some Problems of Structural Analysis", The Struct. Engr. Vol. 34.

Majid, K. I. 1972. Non-linear Structures, Butterworths, London.

Majid, K. I. 1978. Theory of Structures with Matrix Notation", Butterworths, London.

Wilson E. L. and Habibullah A. 1995. SAP2000, Structural Analysis Programs, Computers and Structures, Inc., University Avenue, Berkeley, California, USA.