

Çerçeve ve Perdelerden Oluşan
Yapıların Yatay Yüklere
Göre Hesap Yöntemleri

Ömer URAZEL

Anadolu Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
Lisansüstü Yönetmeliği Uyarınca
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Yapı Bilim Dalında
YÜKSEK LİSANS TEZİ
olarak hazırlanmıştır.

Danışman : Yrd. Doç. Dr. Eşref ÜNLÜOĞLU

Şubat : 1990

Ömer Urazel'in Yüksek lisans tezi olarak hazırladığı

"Çerçeve ve Perdelerden Oluşan Yapıların Yatay Yüklere Göre Hesap Yöntemleri" başlıklı bu çalışma, jürimizce lisansüstü yönetmeliğinin ilgili maddeleri uyarınca değerlendirilerek kabul edilmiştir.

16/4/1990

Üye : Prof. Ruhi AYDIN

Üye : Doç. Dr. Ahmet TOPÇU

Üye : Yard. Doç. Dr. Eşref ÜNLÜOĞLU

Fen Bilimleri Enstitü Yönetim kurulu'nun ... **2. MAYIS..1990** ..gün ve ..**242/8**..... sayılı kararıyla onaylanmıştır.

Prof. Dr. Rüstem KAYA

Enstitü Müdürü

ÖNSÖZ

Yapıların yatay yüklere göre hesabı, üzerinde önemle durulması gereken konulardan biridir. Bundan dolayı yatay yüklerin hesabında bizi uzun işlemlerden kurtaran yaklaşık metodlardan biri ile çözüm yapılması ve bu çözüm sırasında Afet Bölgelerinde Yapılan Yapılar hakkındaki yönetmeliklere de uyulması gereklidir. Bunun sonucunda sonradan meydana gelebilecek üzücü olayları önlemiş oluruz.

Bu çalışma sürecinde her türlü yardımı esirgemeyen Hocam Yrd. Doç. Dr. Eşref ÜNLÜOĞLU'na teşekkürü bir borç bilirim.

ÖZET

Çok katlı yapıların statik hesabında, yapının yatay yüklere (rüzgar ve deprem) göre hesabı önemli yer tutmaktadır. Bu tez çalışmasında, lineer elastik malzemeden yapılmış, kat döşemeleri düzlemleri içinde sonsuz rijit olan ve burulma yapmayan çok katlı yapıların yatay yüklere göre hesabı konusu incelenmiştir. Bu inceleme altı bölümden oluşmaktadır. Birinci bölüm giriş, ikinci bölümde MUTO, üçüncü bölümde AYDIN, dördüncü bölümde ÇAKIROĞLU, ÖZMEN, beşinci bölümde FAKTÖR metodu incelenerek bu metodlara ait hesap ilkeleri ile örnekler yer almaktadır. Altıncı bölümde ise çerçevenin Açı metodu ile çözümü gösterilmektedir.

SUMMARY

When analysing the multi-storey structures, it is very important to take in to consideration the (wind forces and earthquake forces) effect of lateral loads. In this thesis, multi-story structures under lateral loads are examined. This examination is done according to assumptions as the material is linearly elastic, story slabs are infinite large rigid in their planes, and there is no twisting. This thesis consists of six chapters. On the first chapter introduction, on the second chapter Muto, on the third chapter AYDIN, on the fourth chapter ÇAKIROĞLU, ÖZMEN and on the fifth chapter FACTOR method are examined and the principles about each method and examples are presented. On the sixth chapter the example frame which is solved by slope-deflection method is given.

İÇİNDEKİLER DİZİNİ

	<u>Sayfa</u>
ÖNSÖZ.....	iv
ÖZET.....	v
SUMMARY.....	vi
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	x
TABLolar DİZİNİ.....	xii
1. GİRİŞ.....	1
2. MUTO METODU.....	2
2.1. Çerçevelerin Yatay Yüklere Göre Hesaplanması.....	2
2.2. Perde ve Çerçevelerin Yatay Yüklere Göre Hesaplanması....	7
2.2.1. Perdelerin D değerinin hesabı.....	7
2.2.2.1. δS_n deplasmanının hesabı.....	8
2.2.2.2. δB_n deplasmanının hesabı.....	8
2.2.2.3. δR_n deplasmanının hesabı.....	8
2.2.2.4. n. katın toplam deplasmanının hesabı.....	9
2.2.2.5. n. katın D değerinin hesabı.....	9
2.2.2. Perdeli çerçevelerin hesabında izlenen yol.....	9
2.3. Örnek.....	16
2.4. Örnek.....	20
3. AYDIN METODU.....	32
3.1. Çerçevelerin Yatay Yüklere Göre İncelenmesi.....	32
3.1.1. İşaret kabulleri.....	32
3.1.2. Malzeme ve sistem kabulleri.....	33
3.1.3. Kesici kuvvetin bulunması.....	33
3.1.3.1. Ara katlarda kesici kuvvetin bulunması... 33	33
3.1.3.2. Alt katta kesici kuvvetin bulunması.....	36
3.1.3.3. Üst katta kesici kuvvetin bulunması.....	38

İÇİNDEKİLER DİZİNİ (Devam)

	<u>Sayfa</u>
3.1.4. Katlarda dış kesici kuvvetlerin kolonlara dağıtılması.....	39
3.1.5. Kolon moment sıfır noktalarının elde edilmesi ..	40
3.1.5.1. Ara katlarda moment sıfır noktalarının elde edilmesi.....	40
3.1.5.2. Alt katta moment sıfır noktalarının elde edilmesi.....	41
3.1.5.3. Üst katta moment sıfır noktalarının elde edilmesi.....	41
3.1.6. Kiriş uç momentlerinin elde edilmesi.....	42
3.2. Çerçeve ve Perdeli Sistemelerin Yatay Yüklere Göre İncelenmesi.....	42
3.2.1. Perde temelinde dönme olmaması hali için çözüm.....	42
3.2.2. Perde temelinde dönme olması halinde çözüm....	46
3.2.2.1. Perde temelinde dönme redörünün (c) bulunması.....	46
3.2.2.2. Perde temelinde dönme olması halinde çözüm.....	47
3.3. Örnek.....	50
3.4. Örnek.....	54
4. ÇAKIRGİÇLÜ, ÖZMEN METODU	61
4.1. Çerçevelerden Meydana Gelen sistemler.....	61
4.2. Perde ve Çerçevelerden Meydana Gelen Sistemler.....	63
4.3. Örnek.....	67
4.4. Örnek.....	70
5. FAKTÖR METODU.....	75
5.1. Faktör Metodu aşağıdaki Altı Aşama Takip Edilerek	

İÇİNDEKİLER DİZİNİ (Devam)

	<u>Sayfa</u>
Uygulanır.....	75
5.2. Örnek.....	77
6. AÇI METODUNA AİT UYGULAMA.....	82
7. SONUÇ.....	88

ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa</u>
2.1 . Kolonda moment sıfır noktaları.....	6
2.2 . Düğüm noktasında momentlerin dengesi.....	6
2.3 . Düğüm noktasında momentlerin dengesi.....	7
2.4 . Perde ve kolonun çalışma şekli.....	10
2.5 . Temel dönmesinin üst yapıya etkisi.....	11
2.6 . Kirişin ucundaki çökme.....	12
2.7 . Kolon uç momentleri.....	14
2.8 . Kolon uç momentleri.....	15
2.9 . Muto metoduna ait örnek çerçeve.....	15
2.10. Muto metodu moment diyagramı.....	19
2.11. Muto metoduna ait örnek çerçeve.....	20
2.12. Dönme oranları.....	26
2.13. Toplam momentler.....	27
2.14. Cross metodu ile 1. kademe dağıtımı.....	28
2.15. Düzeltme momentleri.....	29
2.16. Muto metodu moment diyagramı.....	31
3.1 . Çubuğun pozitif deplasmanları	32
3.2 . Çerçeve ve çerçeveye etkileyen yükler.....	34
3.3 . Çerçeve düğümlerinin deplasmanları.....	35
3.4 . Alt kata ait düğüm noktası deplasmanı.....	36
3.5 . Üst kata ait düğüm noktası deplasmanı.....	38
3.6 . Moment sıfır noktası.....	40
3.7 . Çerçeve ve perde birleşimi.....	43
3.8 . Perde temelinin dönmesi.....	48
3.9 . Elastik ankastre mesnet.....	48
3.10. Perde eksenindeki dönmeler.....	49
3.11. Aydın metoduna ait örnek çerçeve.....	50
3.12. Aydın metodu moment diyagramı.....	53
3.13. Aydın metoduna ait örnek plan.....	54

ŞEKİLLER DİZİNİ (Devam)

	<u>Sayfa</u>
3.14. Aydın metoduna ait örnek kesit.....	55
4.1 . Kolon moment sıfır noktalarının belirlenmesi.....	62
4.2 . Çerçeve ve perde rijitliklerinin toplanması.....	65
4.3 . Çakıroğlu, Özmen metoduna ait örnek çerçeve.....	67
4.4 . Çakıroğlu, Özmen metodu moment diyagramı.....	69
4.5 . Çakıroğlu, Özmen metoduna ait örnek plan.....	70
4.6 . Çakıroğlu, Özmen metoduna ait örnek kesit.....	71
5.1 . Faktör metoduna ait örnek çerçeve.....	77
5.2 . Kolon uç momentleri.....	78
5.3 . Faktör metodu moment diyagramı.....	81
6.1 . Açık metoduna ait örnek çerçeve.....	82
6.2 . Açık metodu moment diyagramı.....	87

TABLOLAR DİZİNİ

	<u>Sayfa</u>
2.1 . \bar{k}_n değerleri.....	4
2.2 . Kolon uç momentleri.....	17
2.3 . D_n değerleri.....	21
2.4 . Perdenin statik değerleri.....	21
2.5 . Perdenin D_{wn} değerleri için ilk tatonman.....	22
2.6 . Perde ve kolonların kesme kuvveti için ilk tatonman.....	23
2.7 . Perdenin D_{wn} değerleri için ikinci tatonman.....	24
2.8 . Perde ve kolonların kesme kuvveti için ikinci tatonman.....	25
2.9 . R_n , θ_n ve R_{on} değerleri.....	25
2.10. Perde momentleri.....	30
3.1 . Kolon uç momentleri.....	51
3.2 . A Aksı S değerleri.....	56
3.3 . B Aksı S değerleri.....	56
3.4 . C Aksı S ve ΣD_i değerleri.....	57
3.5 . R_i ve $R_{o,i}$ değerleri.....	57
3.6 . \emptyset değerleri.....	53
3.7 . δ_i ve M_i değerleri.....	59
3.8 . Perde momentleri.....	60
4.1 . Kolon uç momentleri.....	63
4.2 . D değerleri.....	72
4.3 . M_o , δ_{ii} ve δ_{io} değerleri.....	73
4.4 . \emptyset değerleri.....	74
4.5 . Perde momentleri.....	74
7.1 . Metodların karşılaştırılması.....	90
7.2 . Metodların karşılaştırılması.....	91

1. GİRİŞ

Yapıların yatay yüklere göre hesabında kesin metodların uygulanması halinde çok uzun işlemler ve dolayısıyla uzun zaman gerektiğinden, taşıyıcı sistem türüne bağlı olarak çeşitli yaklaşık metodlar geliştirilmiştir.

Yapılarda yatay kuvvetler genelde çerçeveler tarafından taşınır. Bu tür sistemlerin bir çok avantajlarının yanında, kat sayısının artması halinde alt kat kolon kesitlerinin çok büyümesi sonucunda kıymetli yerlerin kaybı söz konusu olmaktadır. Bu nedenle çerçevelerle birlikte veya yalnız olarak diğer tür yatay yük taşıyıcı elemanların da kullanılmaları gerekli olmaktadır. Bunlar genellikle, tabanlarından yarı veya tam ankastre olan düşey perdelerdir. Tatbikatta yapılar, her katta çeşitli elemanlara etkiyen kesme kuvvetlerinin bileşkesi ile yatay dış kuvvetlerin bileşkesi yaklaşık olarak çakışacak şekilde boyutlandırılmaya çalışıldığından, pek çok halde burulmalar önemsiz değerler olmaktadır.

Bu çalışmada yaklaşık metodlardan dördünün hesap yöntemleri ile metodların daha iyi anlaşılması için de bölüm sonlarında o metoda ait birer problem çözülmüştür. Örneklerdeki çerçevelerin boyutları ve açıklıkları aynı alınarak metodlar arasında bir karşılaştırmada yapılabilmektedir. Son bölümde ise AÇI metodunun hesap yöntemi açıklanmakla birlikte bir örnek çözüm yapılmıştır.

2. MUTO METODU

2.1. Çerçevelerin Yatay Yüklere Göre Hesaplanması

Bu methodda yapılan kabuller;

- (a) Yapıya tesir eden deprem kuvvetlerinin sadece yatay bileşenleri göz-önüne alınır. Deprem kuvvetleri binanın enine ve boyuna doğrultuları için ayrı ayrı hesaplanır. Bunların yapıya ayrı ayrı tesir ettikleri birlikte tesir etmedikleri kabul edilir.
- (b) Deprem kuvvetleri veya meydana gelebilecek diğer yatay kuvvetler yapıya kat döşemeleri seviyelerinde tesir ettirilir.
- (c) Kat döşemelerinin yeter derecede rijit oldukları ve dolayısıyla çerçevelerin herhangi bir katındaki düşey elemanlarının aynı yatay deplasmanı yaptıkları kabul edilir.
- (d) Yapının yatay kuvvetlerin tesiriyle sadece ve bir bütün olarak yatay deplasman yaptıkları ve burulma olmadığı kabul edilir.
- (e) Deformasyonların Lineer elastik olduğu kabul edilir.
- (f) Binanın bir katındaki toplam kesme kuvveti o katın düşey taşıyıcılarına; düşey taşıyıcıların D değerleri ile orantılı olarak dağıtılır. Bunun için bu methoda D methodu da denir.

$$D = \frac{Q}{\delta} \dots\dots\dots (2:1)$$

Q → Bir katın toplam kesme kuvveti

δ → Kata ait relatif yatay deplasman (bir kattaki düşey taşıyıcıların üst uçlarının alt uçlarına göre yatay deplasmanıdır.)

- (g) Binanın bir katına tesir eden Q toplam kesme kuvveti o katın düşey taşıyıcılarına

$$Q_n = \frac{D_n}{\sum D_n} Q \dots\dots\dots (2:2)$$

formülü ile dağıtılır.

Q_n → Hesabı yapılan düşey taşıyıcıdaki kesme kuvveti

D_n → Hesabı yapılan düşey taşıyıcının D değeri

ΣD_n → Kattaki kolanlara ait D_i değerlerin toplamı

Q_n → Katın(kendisi dahil) üstünde kalan yatay kuvvetlerin toplamıdır.

2.1.1. Çerçevelerin hesabında izlenen yol

Çok katlı çerçevelerin Muto sayıları kullanılarak eğilme momentlerinin hesabında aşağıdaki hesap sırası izlenir.

- (1) Çerçeveye tesir eden yatay yükler hesaplanır ve bunlar kat seviyesinde etki ettirilir. Rüzgar kuvvetlerinin yayılışı üniform, deprem kuvvetlerinin yayılışı ise üçgen yayılışa benzer.
- (2) Katların toplam kesme kuvvetleri hesaplanır. Bir kata etki eden toplam kesme kuvveti o katın üzerinde kalan yatay kuvvetlerin toplamıdır.
- (3) Sistemi oluşturan kolon ve kirişlerin $k = j/I$ rijitlikleri hesaplanır.
- (4) Kolonların D_n değerleri hesaplanır.

$$D_n = a \cdot k_n \dots \dots \dots (2:3)$$

$$k_n = \frac{J_n}{I} \dots \dots \dots (2:4)$$

a katsayısı kolonun \bar{k}_n rijitlik sayısına bağlı olarak tablodan alınır.

(Paçacı, 1986)

\bar{k}_n değeri Tablo 1 yardımı ile hesaplanır.

- (5) Kolonların kesme kuvvetleri hesaplanır.

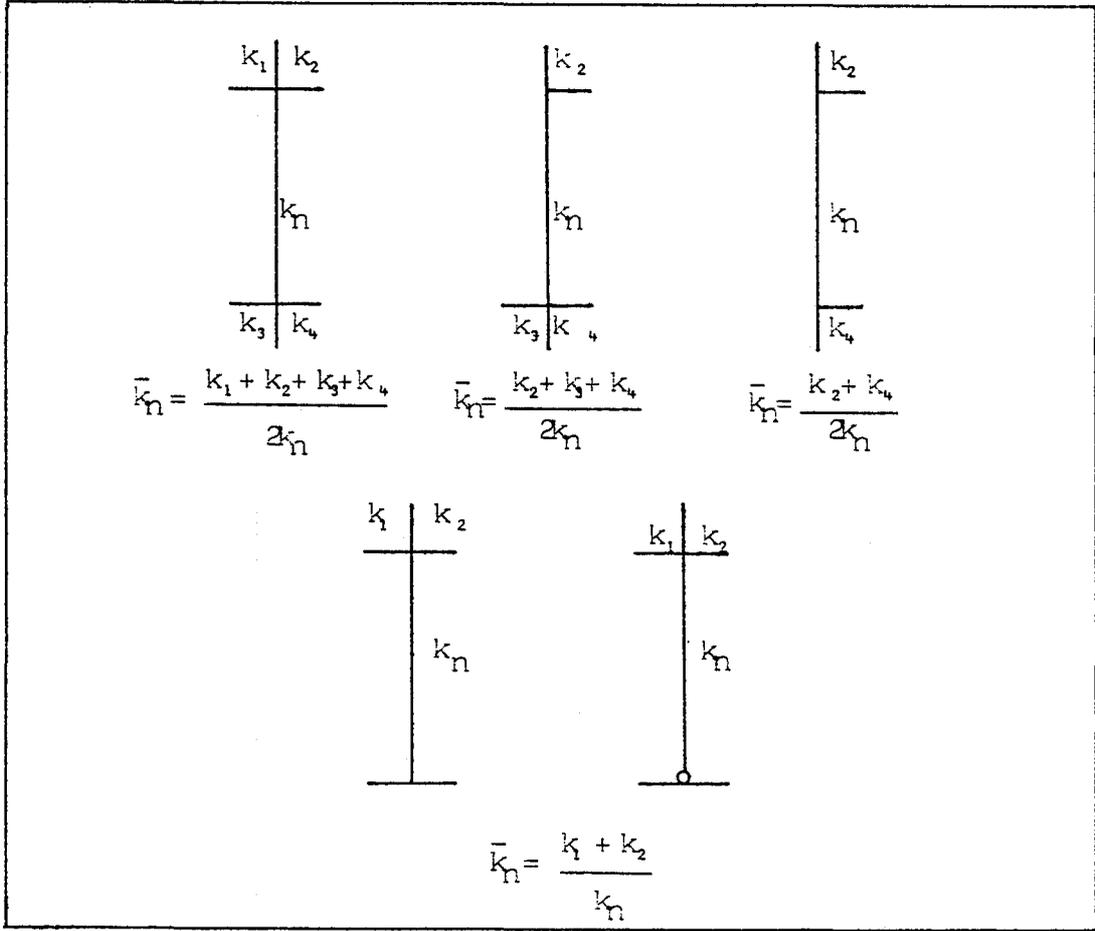
Sistem her katın kolonlarından kesilerek üstte kalan yatay kuvvetlerin toplamı kat kolonlarına dağıtılır. Katın herhangi bir kolonundaki Q_n kesme kuvveti

$$Q_n = \frac{D_n}{\Sigma D_n} \cdot Q$$

ifadesi ile bulunur.

- (6) Her katın kolonlarında eğilme momentinin sıfır olduğu yerler hesaplanır.

D değerleri yardımı ile katlarda kolonlara etkiyen yatay kesme



Tablo (2:1) \bar{k}_n değerleri

kuvvetleri bulunduktan sonra, kolon üst ve alt uçlarındaki momentlerin hesaplanabilmesi için, moment sıfır noktalarının bilinmesi gerekir. Ankastre kolonlarda tam ortada olan büküm noktaları, kirişlerin kolona göre rijitliklerinin yeterince büyük olduğu durumlarda, kolonun ortasına yakın olur. Buradan hareketle bazı yaklaşık metotlarda sıfır noktaları, kolonların tam ortasında kabul edilerek hesabı basitleştirmek yoluna gidilir. Fakat yapının orta katlarında oldukça yaklaşıklık veren bu kabul, alt ve üst katlarda gerçekten uzak sonuçlar verebilir.

Genel olarak kolonlarda büküm noktalarının yerini etkileyen faktörler şunlardır:

Kolonun bulunduğu katın yapı içindeki yeri

Kolona alttan ve üstten bağlanan kirişlerin rijitlik oranı.

Kolonun bulunduğu katın üst ve altındaki katların yükseklikleri

Düzgün çerçevelerde büküm noktaları normal katlarda kolonun ortasına, üst katlarda alt ucuna alt katlarda ise üst ucuna yaklaşır.

Büküm noktasının kolon alt ucuna olan uzaklığının, kolon yüksekliğine oranını veren Y değeri aşağıdaki ifadeden bulunabilir.

$$Y = Y_0 + Y_1 + Y_2 + Y_3$$

(a) Y_0 değerinin bulunması

Yatay yükün çerçeve yüksekliğince yayılışı Üniform, üçgen veya üçgen benzeri oluşları gözönünde bulundurularak yapılan tablolardan alınır. (Paçacı, 1986)

(b) Y_1 değerinin bulunması

Kolonların alt ve üst katlarda bağlandığı kirişlerin rijitliklerinin farklı olmasını kapsayan Y_1 terimi tablodan alınır. (Paçacı,1986)

(c) Y_2 ve Y_3 değerlerinin bulunması

Sırasıyla üst ve alt kat kolonlarının boylarının hesaplanan kat kolonuna göre farklı olmalarının tesirini kapsayan Y_2 ve Y_3 terimleri tablodan alınır. (Paçacı, 1986)

(7) Kolonların uç momentleri hesaplanır

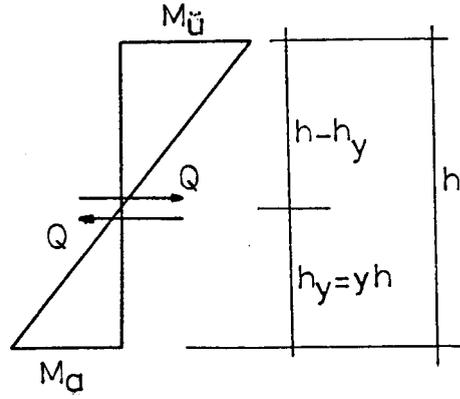
Her kolonun üst ve alt uçlarındaki eğilme momentleri

$$M_u = Q (h - h_y) \dots\dots\dots (2:5)$$

$$M_a = Q \cdot h_y \dots\dots\dots (2:6)$$

$$h_y = y \cdot h \dots\dots\dots (2:7)$$

bağıntıları ile hesaplanır ve (Şekil 2,1) de görüldüğü gibi diyagramlar çubukta çekme yapan tarafa çizilir.



Şekil (2:1) Kolonda moment sıfır noktaları

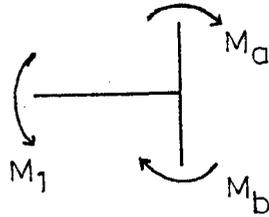
(8) Kiriş uç momentleri hesaplanır.

Kiriş uç momentleri düğüm noktalarının moment denge şartından faydalanarak hesaplanır.

Bir düğüm noktasında üç çubuk birleşirse M_1 kiriş uç momentleri

$$M_1 = M_a + M_b \dots\dots\dots (2:8)$$

M_a, M_b + kolon uç momentleri

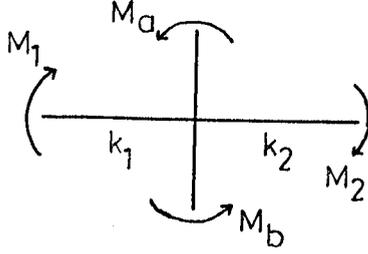


Şekil (2:2) Düğüm noktasında momentlerin dengesi

Bir düğüm noktasında dört çubuk birleşirse

$M = M_a + M_b$ (Kolon uç momentleri toplamı) olmak üzere kiriş uç momentleri toplamı

$$M = M_1 + M_2$$



Şekil (2:3) düğüm noktasında momentlerin dengesi

Toplam M momenti kiriş uçlarına çubukların rijitlikleri ile orantılı olarak dağıtılır.

$$M_1 = \frac{k_1}{k_1 + k_2} M, \quad M_2 = \frac{k_2}{k_1 + k_2} M \dots \dots \dots (2:9)$$

2.2. Perde ve Çerçevelerin Yatay Yüklere Göre Hesaplanması

Çok katlı binalarda ya binanın herhangi bir yönünde bir bütün olarak ya da çerçevenin bir gözü kapatılmak sureti ile perdeler yapılır. Pratikte genellikle ikinci tip sistemlerle karşılaşırız. Bu sistemlerin çözümünde yapılacak ilk iş perde ve kolonların D değerlerinin hesaplanmasıdır.

2.2.1. Perdelerin D değerinin hesabı

Perdenin n katının toplam yatay deplasmanı δ_n üç deplasman süperpoze edilerek bulunur.

δ_{Sn} + Kesme kuvvetinin yaptıracağı yatay deplasman

δ_{Bn} + Eğilme momentinin yaptıracağı yatay deplasman

δ_{Rn} + Temel dönmesinin yaptıracağı yatay deplasman

2.2.1.1. δ_{Sn} deplasmanının hesabı

$$\delta_{Sn} = \frac{X \cdot Q_n \cdot h_n}{G \cdot A_{wn}} \dots\dots\dots (2:10)$$

formülüyle hesaplanır.

X + Kesme gerilmelerinin dağılımı ile ilgili bir katsayıdır. Taşıyıcı sistemde sadece birkaç perde var ise 3; sistem bir çok perde ile donatılarak rijitliği arttırılmış ise, 1.2 alınır.

Q_n + Katın toplam kesme kuvveti

h_n + Kat yüksekliği

G + Kayma modülü

A_{wn} + Perde alanı

2.2.1.2. δ_{Bn} deplasmanının hesabı

$$\delta_{Bn} = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i h_i}{EI_{wi}} h_n + \frac{1}{2} \cdot \frac{M_n h^2 n}{EI_{wn}} \dots\dots\dots (2:11)$$

formülüyle hesaplanır.

M_i + Perdenin i. katındaki ortalama eğilme momenti

M_n + Perdenin n. katındaki ortalama eğilme momenti

2.2.1.3. δ_{Rn} deplasmanının hesabı

$$\delta_{Rn} = \theta \cdot h_n \dots\dots\dots (2:12)$$

Temelin kayalık olması halinde oturma olmayacağı için $\delta_{Rn} = 0$ olur.

Bunun dışında oturma yapabilecek yumuşak zeminlerde yaklaşık

$$\theta = \frac{1}{5000} \text{ radyanlık bir temel dönmesi alınabilir.}$$

2.2.1.4. n. katın toplam deplasmanın hesabı

$$\delta_n = \delta_{Sn} + \delta_{Bn} + \delta_{Rn} \dots\dots\dots(2:13)$$

2.2.1.5. n. katın D değerinin hesabı

$$D_{wn} = \frac{Q_n}{\delta_n} \dots\dots\dots(2:14)$$

2.2.2. Perdeli çerçevelerin hesabında izlenen yol.

- (1) Kolonların D_n değerleri,
- (2) Perdenin A_{wn} ve I_{wn} değerleri,
- (3) Perdenin D_{wn} değerleri,
- (4) Perdenin; kendisine en yakın kolonlar ile bu kolonları perdeye bağlayan kirişlerdeki sınır tesirleri hesaplanır.
- (5) Perdenin δ_n toplam yatay deplasmanının tesiri:

Perdenin yatay deplasmanından dolayı kolon da aynı deplasmanı yapar. (Şekil 2:4) Önce bu yatay deplasmanın sadece kesme kuvvetinden dolayı meydana geldiği düşünülürse, bu durumda kirişlerin ucunda dönme olmaz ve kolonda meydana gelen uç momentleri;

$$M = \frac{6EI_n \delta_n}{h^2 n} \dots\dots\dots(2:15)$$

dir.

$$k_n = \frac{I_n}{h_n} \dots\dots\dots(2:16)$$

$$k_c = \frac{k_n}{k_o} \dots\dots\dots(2:17)$$

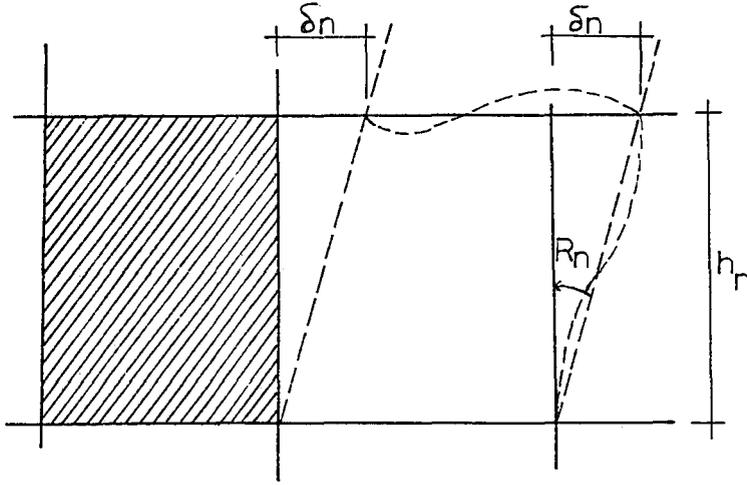
$k_o \rightarrow$ tarafımızdan seçilen keyfi bir rijitlik değeri

$$R_n = \frac{\delta_n}{h_n} \text{ olmak üzere}$$

$$M = 6.E.k_c.k_o.R_n \dots\dots\dots (2:18)$$

bulunur.

$$R_n = \frac{\delta_n}{h_n} \text{ deęerine kolonun dönmesi denir.}$$



Şekil (2:4) Perde ve kolonun alışma Şekli

(6) perdenin dönme ve eğilmesinin sınır tesiri:

Perdenin eğilme ve dönmesinden dolayı kirişlerin uçları hem döner ve hemde ker. Burada yatay deplasman toplam deplasmanın eğilme ve dönmeden meydana gelen kısmı olup

$$\delta_{BRn} = \delta_{Bn} + \delta_{Rn} \dots\dots\dots (2:19)$$

dir.

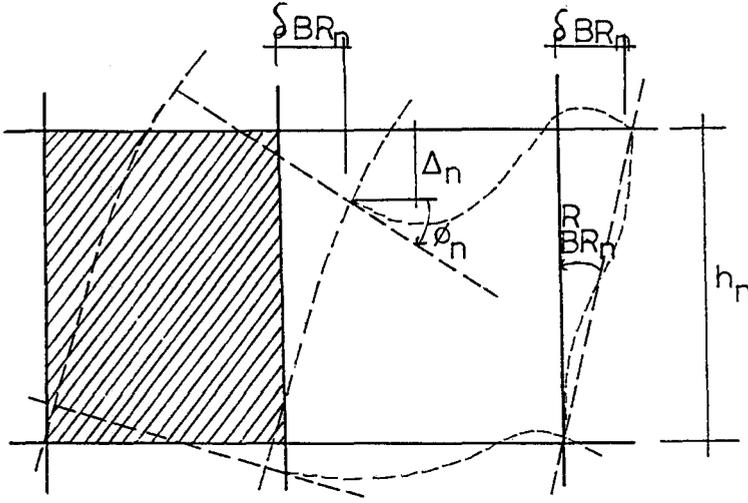
kesme kuvvetinden dolayı meydana gelen yatay deplasman δ_{Sn} olduğuna göre

$$\delta_{BRn} = \delta_n - \delta_{Sn} \dots\dots\dots (2:20)$$

dir.

Kirişin ucundaki θ_n dönmesi en üst katta kolonun dönmesine ara katlarda üst ve alt kat kolonları dönmelerinin ortalamasına ve en alt katta da temel dönmesine eşit olur.

Buna göre:



Şekil (2:5) Temel Dönmesinin üst yapıya etkisi

en üst katta $\theta_n = R_{BRn} \dots \dots \dots (2:21)$

ara katlarda $\theta_n = \frac{R_{BRn}^i + R_{BRn}^A}{2} \dots \dots \dots (2:22)$

zemin katında $\theta_n = \theta$ (Temel dönmesi)

Kirişin ucundaki Δ_n çökmesi

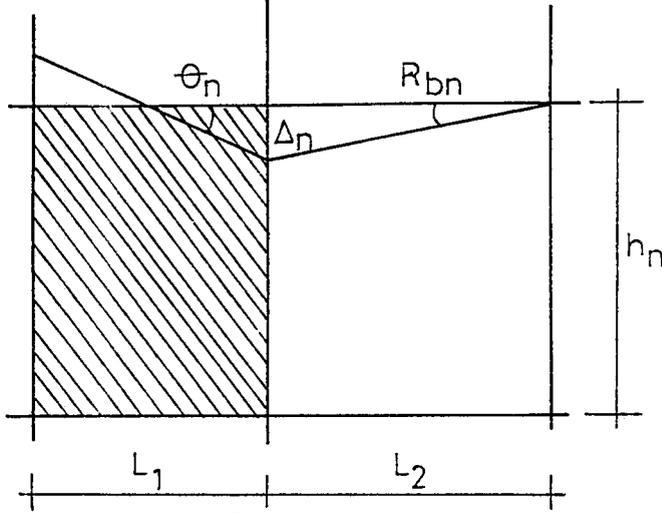
$$\Delta_n = \theta_n \cdot \frac{L_1}{2} \dots \dots \dots (2:23)$$

$$R_{bn} = \frac{\Delta_n}{L_2} \dots \dots \dots (2:24)$$

$$R_{bn} = \frac{\theta_n L_1}{2L_2} \dots \dots \dots (2:25)$$

ëŒitliđi ile hesaplanır.

$L_1 = L_2$ olması halinde $R_{bn} = \frac{\theta_n}{2}$ olur.



Œekil (2:6) KiriŒin uçundaki çökmeye

(7) KiriŒin uçundaki bu dönme ve çökmelerden meydana gelen uç momentleri ve netice uç momentleri aŒađıdaki Œekilde hesaplanır.

(a) Perdenin bütün katlarının R_n , θ_n ve R_{bn} değerleri hesaplanır.

(b) a_n, b_n, c_n denilen dönme oranları hesaplanır.

$$a_n = \frac{\theta_n}{R_n} \dots \dots \dots (2:26)$$

$$b_n = \frac{R_{bn}}{R_n} \dots \dots \dots (2:27)$$

$$c_n = \frac{R_n}{R_n} \dots \dots \dots (2:28)$$

R_n en üst katın R_n değeridir.

(c) Kolon uç momentleri hesaplanır.

$$M_{cn} = k_{cn} \cdot C_n \cdot (6Ek_0 \cdot R_n)$$

Kolonların üst ve alt uç momentleri birbirine eşittir ve yukarıdaki formülle hesaplanır. Bunlar düzeltme momentleridir. İleride görüleceği üzere düzeltilmiş netice momentler; bunların birbirlerine oranları kullanılarak elde edilir. Onun için $(6.E.k_0.R_n)$ terimi kullanılmadan

$$M_{cn} = k_{cn} \cdot C_n \dots\dots\dots (2:29)$$

formülüyle hesap yapılır.

(d) Kiriş uç momentleri hesaplanır.

θ_n dönmelerinden dolayı kirişin perdeye bitişik ucunda

$$M_{B_1} = \frac{2}{3} k_{cb} \cdot a_n \dots\dots\dots (2:30)$$

θ_n dönmelerinden dolayı kirişin kolona bitişik ucunda

$$M_{B_2} = \frac{1}{3} k_{cb} \cdot a_n \dots\dots\dots (2:31)$$

R_{bn} dönmelerinden dolayı her iki uçta

$$M_{B_1} = M_{B_2} = k_{bc} \cdot b_n$$

momentleri meydana gelir.

(e) Hesaplanan bu uç momentleri kolon üzerindeki düğüm noktalarında (kolon ve kiriş rijitliklerine göre) Cross metodu kullanılarak dağıtılır. Yalnız birinci kademe dağıtım yapılır. (yani nakil momentleri dağıtılmaz.)

(f) Düzeltilmiş netice kolon uç momentleri hesaplanır.

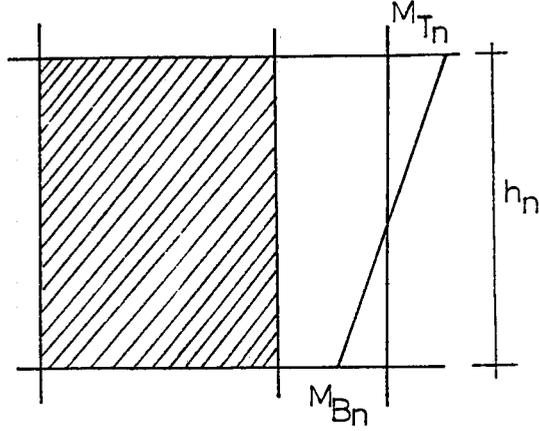
n. kolonun uç momentleri:

$$\text{Üst uç momenti : } M_{n\bar{u}} = M_{Tn} \frac{Q_n \cdot h_n}{M_{Tn} + M_{Bn}} \dots\dots\dots (2:32)$$

$$\text{Alt uç momenti : } M_{n\bar{a}} = M_{Bn} \frac{Q_n \cdot h_n}{M_{Tn} + M_{Bn}} \dots\dots\dots (2:33)$$

Q_n + Kolonun çerçeve hesabında bulunan kesme kuvveti

M_{Tn}, M_{Bn} + Kolonun Cross dağıtımından sonraki momentleri



Şekil (2:7) Kolon uç momentleri

(9) Düzeltilmiş netice kiriş uç momentleri hesaplanır.

1-2 kirişin uç momentleri:

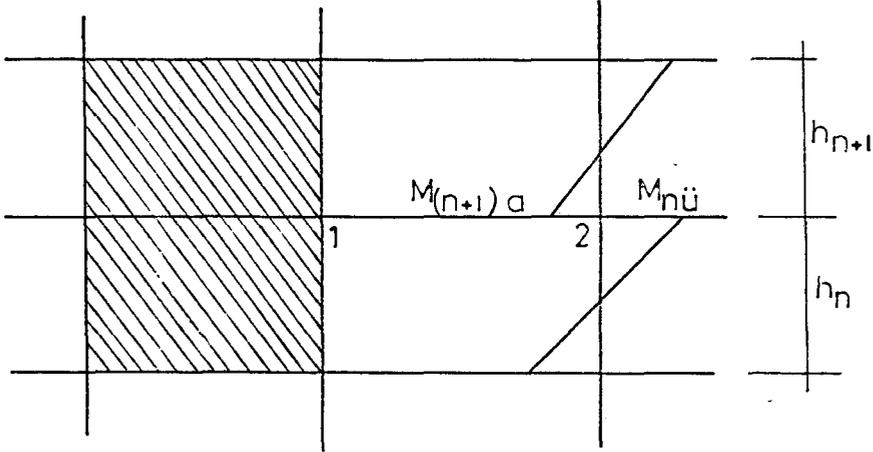
$$M_{n1} = m_{n1} \cdot \frac{M_{n\bar{u}} + M_{(n+1)a}}{M_{Tn} + M_{B^{n+1}}} \dots\dots\dots (2:34)$$

$$M_{n2} = m_{n2} \cdot \frac{M_{n\bar{u}} + M_{(n+1)a}}{M_{Tn} + M_{B^{n+1}}} \dots\dots\dots (2:35)$$

m_{n1}, m_{n2} + Kirişin Cross dağıtımından sonraki uç momentleri

$M_{n\bar{u}}$, $M_{(n+1)a}$ + 2 düğüm noktasındaki kolonların netice uç momentleri

M_{Tn} , $M_{B_{n+1}}$ + 2 düğüm noktasındaki kolonların Cross dağıtımından sonraki momentleri.



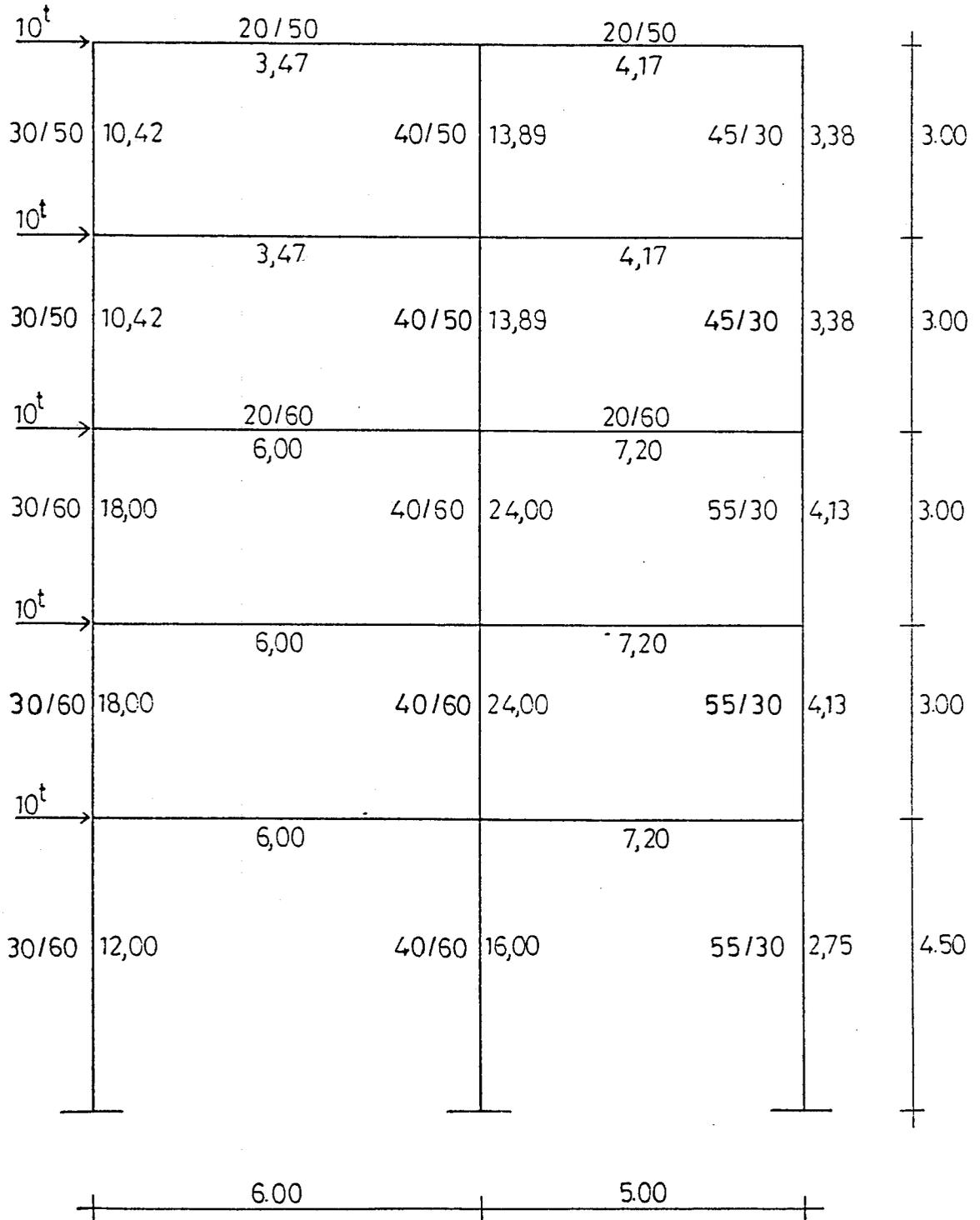
Şekil (2:8) Kolon uç momentleri

(h) Perdenin eğilme momentleri hesaplanır.

$$\Delta M_n = Q_{wn} \cdot h_n \dots\dots\dots (2:36)$$

$$M_n = (\Sigma \Delta M_n) \dots\dots\dots (2:37)$$

2.3 Örnek



Şekil (2:9) Muta metoduna ait örnek çerçeve

$$k = \frac{EJ}{l}$$

KOLON KEŞİF KUVVETLERİ HESABI									KOLON UÇ MOMENTLERİ HESABI									
KAT	KOLON	k_n	K_n	a	$D_n = a \cdot k_n$	ΣD_n	$\frac{D_n}{\Sigma D_n}$	$Q = \Sigma w$ (Tbn)	Q_1 (Tbn)	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	$Y = \sum y$	$h_y = y \cdot h$	$h - h_y$	$M_a = Q_n \cdot h_y$ (Tm)	$M_u = Q_n (h - h_y)$ (Tm)
5	I	10.42	0.33	0.14	1.46	5.80	0.25	10	2.50	0.22	0	0	0	0.22	0.66	2.34	1.65	5.85
	II	13.89	0.55	0.22	3.06		0.53		5.30	0.30	0	0	0	0.30	0.90	2.10	4.77	11.13
	III	3.38	1.23	0.38	1.28		0.22		2.20	0.36	0	0	0	0.36	1.08	1.92	2.38	4.22
4	I	10.42	0.45	0.18	1.88	7.18	0.26	20	5.20	0.38	0	0	0	0.38	1.14	1.86	5.93	9.67
	II	13.89	0.75	0.27	3.75		0.52		10.40	0.40	0	0	0	0.40	1.20	1.80	12.48	18.72
	III	3.38	1.68	0.46	1.55		0.22		4.40	0.45	0.04	0	0	0.49	1.47	1.53	6.47	6.73
3	I	18.00	0.33	0.14	2.52	9.74	0.26	30	7.80	0.45	0	0	0	0.45	1.35	1.65	10.53	12.87
	II	24.00	0.55	0.22	5.28		0.54		16.20	0.45	0	0	0	0.45	1.35	1.65	21.87	26.73
	III	4.13	1.74	0.47	1.94		0.20		6.00	0.49	0	0	0	0.49	1.47	1.53	8.82	9.18
2	I	18.00	0.33	0.14	2.52	9.74	0.26	40	10.40	0.55	0	0	-0.07	0.48	1.44	1.56	14.93	16.22
	II	24.00	0.55	0.22	5.28		0.54		21.60	0.50	0	0	-0.05	0.45	1.35	1.65	29.16	35.64
	III	4.13	1.74	0.47	1.94		0.20		8.00	0.50	0	0	-0.01	0.49	1.47	1.53	11.76	12.24
1	I	12.00	0.50	0.40	4.80	14.19	0.34	50	17.00	0.75	0	-0.03	0	0.72	3.24	1.26	55.08	21.42
	II	16.00	0.83	0.47	7.52		0.53		26.50	0.65	0	-0.03	0	0.62	2.79	1.71	73.94	45.32
	III	2.75	2.62	0.68	1.87		0.13		6.50	0.57	0	0	0	0.57	2.57	1.93	16.71	12.55

Tablo (2:2) KOLON uç momentleri

Kolonların K_n değerlerinin hesabı

$$1. \text{ Kat II aksı kolonları} \quad K_n = \frac{6.00 + 7.20}{16.00} = 0.83$$

$$2. \text{ Kat II aksı kolonları} \quad K_n = \frac{6.00 + 7.20 + 6.00 + 7.20}{2 \times 24} = 0.55$$

Kolonların a değerlerinin hesabı

$$1. \text{ Kat II aksı kolonları} \quad a = \frac{0.5 + 0.83}{2 + 0.83} = 0.47$$

$$2. \text{ Kat II aksı kolonları} \quad a = \frac{0.550}{2 + 0.550} = 0.22$$

Kolonların D_n değerlerinin hesabı

$$1. \text{ Kat II aksı kolonları} \quad D_n = 0.47 \times 16.00 = 7.52$$

$$2. \text{ Kat II aksı kolonları} \quad D_n = 0.22 \times 24.00 = 5.28$$

Kolon kesme kuvvetleri hesabı

$$1. \text{ Kat II aksı kolonları} \quad Q_n = \frac{7.52}{14.19} \times 50 = 26.50$$

$$2. \text{ Kat II aksı kolonları} \quad Q_n = \frac{5.28}{9.74} \times 40 = 21.60$$

Kolonlarda eğilme momentinin sıfır olduğu noktalar tablolar yardımı ile bulunur.

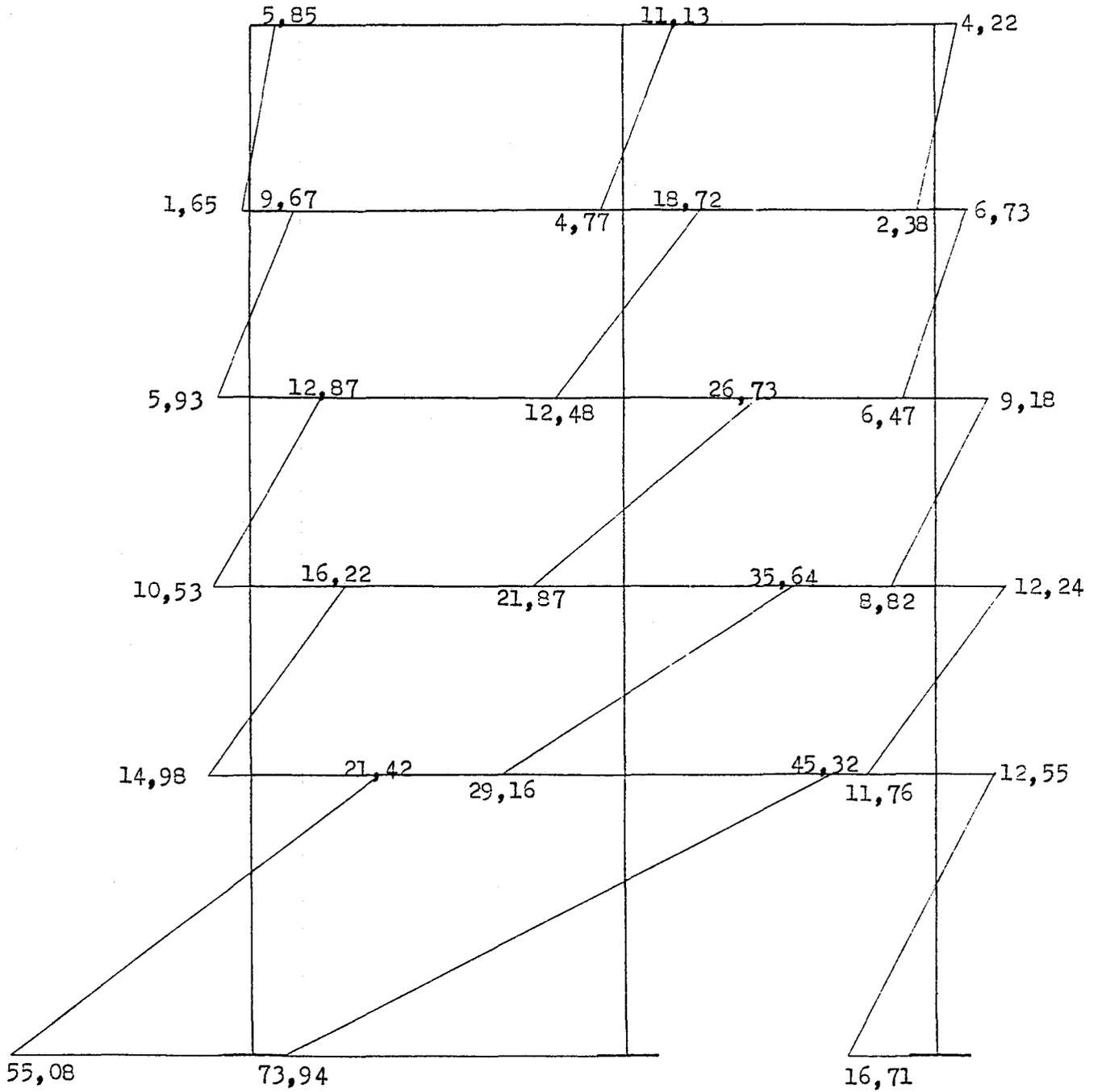
Kolon uç momentleri hesabı

$$1. \text{ Kat II aksı kolonları} \quad M_u = 26.50 \times 1.71 = 45.32$$

$$M_a = 26.50 \times 2.79 = 73.94$$

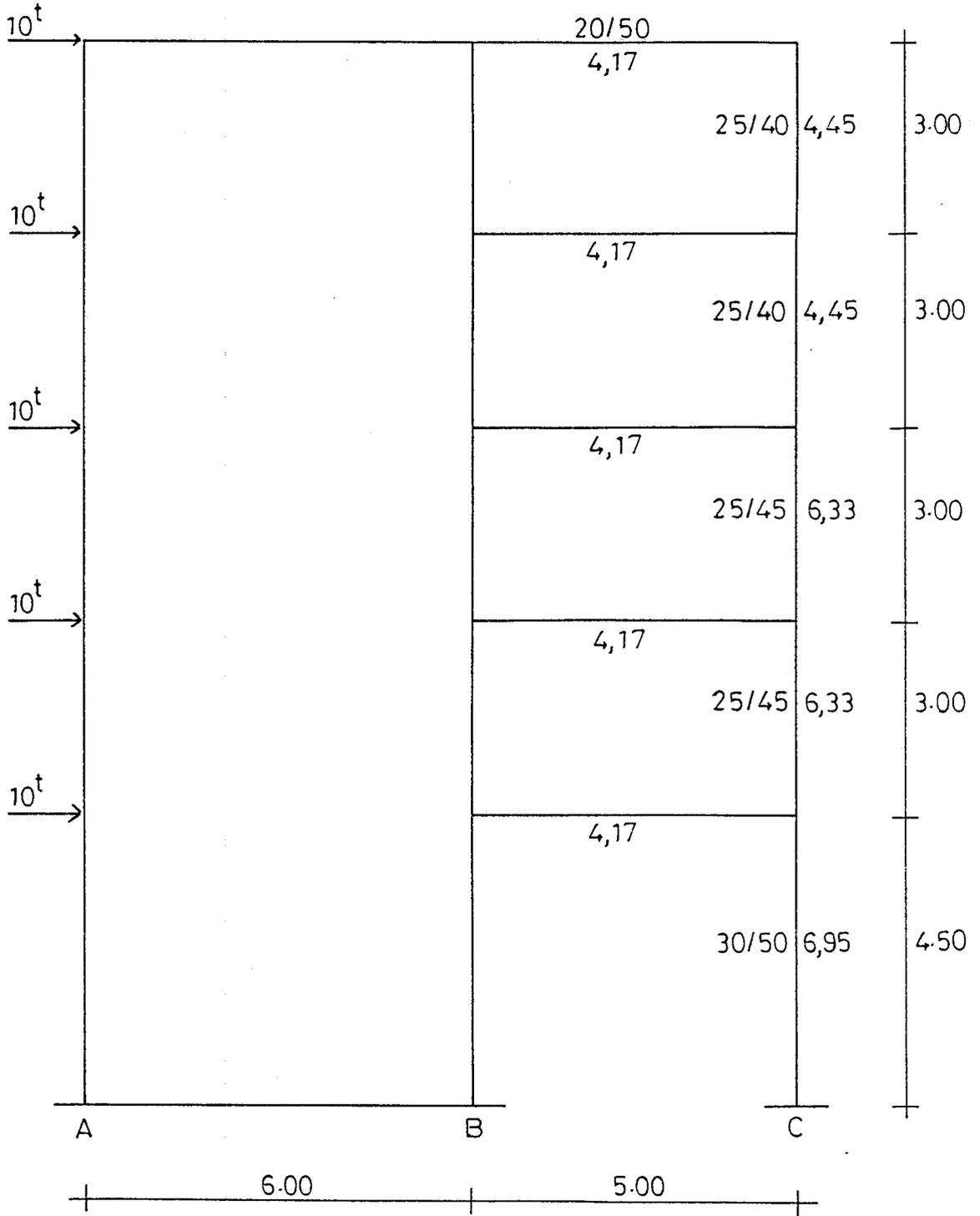
$$2. \text{ Kat II aksı kolonları} \quad M_u = 21.60 \times 1.65 = 35.64$$

$$M_a = 21.60 \times 1.35 = 29.16$$



Şekil (2:10) Muto metodu moment diyagramı

2.4 Örnek



Şekil (2:11) Muto metoduna ait örnek çerçeve

KAT NO	\bar{K}_n	a	D_n
5	0.94	0.32	1.42
4	0.94	0.32	1.42
3	0.66	0.25	1.58
2	0.66	0.25	1.58
1	0.60	0.42	2.92

Tablo (2:3) D_n değerleri

Perdenin statik değerleri

$$A_{wn} = 20 \times 600 = 12.000 \text{ cm}^2$$

$$I_{wn} = \frac{20 \times 600^3}{12} = 360.000.000 \text{ cm}^4$$

1. katta $k_{wn} = \frac{360.000.000}{450} = 800.000, - \text{ cm}^4/\text{cm}$

2, 3, 4 ve 5. katlarda $k_{wn} = \frac{360.000.000}{300} = 1.200.000, - \text{ cm}^4/\text{cm}$

KAT	h_n (cm)	A_{wn} (cm ²)	I_{wn} (cm ⁴)	k_{wn} (cm ⁴ /cm)	k_o (cm ⁴ /cm)	$k_{cn} = \frac{k_{wn}}{k_o}$
5	300	12.000	360.000.000	1.200.000	100	12.000
4	300	12.000	360.000.000	1.200.000	100	12.000
3	300	12.000	360.000.000	1.200.000	100	12.000
2	300	12.000	360.000.000	1.200.000	100	12.000
1	450	12.000	360.000.000	800.000	100	8.000

Tablo (2:4) Perdenin statik değerleri

Kesme kuvvetleri için yapılacak ilk tahmin, 5.katta % 80, 4. katta %83, 3. katta % 86, 2. katta % 89, 1. katta % 92'si perde tarafından alınmaktadır.

KAT	m an	Q _{wn}	x	A _{wn} cm ²	$\frac{x \cdot Q_{wn}}{A_{wn}}$	$\frac{27.6 \cdot k_a}{h_n}$	δ_{sn}	Q _{wn} ·h _n	M _i	2M _h	k _{cn}	$\frac{2M_h}{k_{cn}}$	4ΔF _n	$\frac{3}{h_n}$	δ _{Fn}	δ _n (δ _{sn} +δ _{Fn})	D _{wn} (Q _{wn} /δ _n)
5	300	8.00	1.2	12.000	0.00080	9.20	0.01	2400	2400	2400	12000	0.20	22.86	0.0100	0.23	0.24	33.33
4	300	16.60	1.2	12.000	0.00166	9.20	0.02	4960	7380	9780	12000	0.82	21.84	0.0100	0.22	0.24	69.17
3	300	25.80	1.2	12.000	0.00258	9.20	0.02	7740	12720	20100	12000	1.68	19.34	0.0100	0.19	0.21	122.86
2	300	35.60	1.2	12.000	0.00356	9.20	0.03	10680	18420	31140	12000	2.60	15.06	0.0100	0.15	0.18	197.78
1	450	46.00	1.2	12.000	0.00460	6.13	0.04	20700	31380	49800	8000	6.23	6.23	0.0067	0.04	0.08	575.00

Tablo (2:5) Perdenin D_{wn} değerleri için ilk tatonman

Perde ve kolonların kesme kuvveti hesabı

KAT	D_{wn}	D_n	ΣD	$\frac{D_{wn}}{\Sigma D}$	Q (Ton)	Q_{wn} (Ton)	Tahmin	C Aksı Kolonlar		
								D_n	$D_n/\Sigma D$	Q_n (Ton)
5	33.33	1.42	34.75	0.96	10	9.60	8.00			
4	69.17	1.42	70.59	0.98	20	19.60	16.60			
3	122.86	1.53	124.44	0.99	30	29.70	25.30			
2	197.73	1.53	199.36	0.99	40	39.60	35.60			
1	575.00	2.92	577.92	0.99	50	49.50	46.00			

Tablo (2:6) Perde ve kolonların kesme kuvveti için ilk tahmin
Kesme kuvvetleri için ikinci tahmin; 5. katta % 96, 4. katta % 98, 3. katta %99,
2. katta % 99, 1. katta % 99'u perde tarafından alınmaktadır.

KAT	h cm	Q _{wh} Ton	x	A _{wh} cm ²	$\frac{x \cdot Q_{wh}}{A_{wh}}$	$\frac{27.6 k_0}{h}$	δ_{Sh}	Q _{wh} ·h	M _i	2M _h	k _{en}	$\frac{2M_h}{k_{en}}$	4ΔB _h	$\frac{3}{h}$	δ_{Bh}	δ_n ($\delta_{Sh} + \delta_{Bh}$)	D _{wn} (Q _{wh} /δ _n)
5	300	9.60	1.2	12.000	0.00096	9.20	0.01	2880	2880	2880	12.000	0.24	25.78	0.0100	0.26	0.27	35.56
4	300	19.60	1.2	12.000	0.00196	9.20	0.02	5880	8760	11640	12.000	0.97	24.57	0.0100	0.25	0.27	72.59
3	300	29.70	1.2	12.000	0.00297	9.20	0.03	8910	14790	23550	12.000	1.96	21.64	0.0100	0.22	0.25	118.80
2	300	39.60	1.2	12.000	0.00396	9.20	0.04	11880	20790	35580	12.000	2.97	16.71	0.0100	0.17	0.21	188.57
1	450	49.50	1.2	12.000	0.0495	6.13	0.03	22275	34155	54945	8.000	6.87	6.87	0.0067	0.05	0.08	618.75

Tablo (2:7) Perdénin D_{wn} değerleri için ikinci tatonman

Perde ve kolonların kesme kuvveti hesabı

KAT	D _{wn}	D _n	ΣD	D _{wn}	Q (Ton)	Q _{wn} (Ton)	Tahmin	C Aksı Kolonlar		
				ΣD				D _n	D _n /ΣD	Q _n (Ton)
5	35.56	1.42	36.98	0.96	10	9.60	9.60	1.42	0.0384	0.38
4	72.59	1.42	74.01	0.98	20	19.60	19.60	1.42	0.0192	0.38
3	110.60	1.58	120.38	0.99	30	29.70	29.70	1.58	0.0131	0.39
2	138.57	1.58	190.15	0.99	40	39.60	39.60	1.58	0.0088	0.33
1	618.75	2.92	621.67	1.00	50	50.00	49.50	2.92	0.0047	0.24

Tablo (2:8) Perde ve kolonların kesme kuvveti için ikinci tatonman R_n, θ_n ve R_{bn} hesabı

KAT	$\frac{1}{h_n}$	δ _n	δ _{Sn}	δ _{ΣDn}	R _n (δ _n /h _n)	R _{Sn} (δ _{Sn} /h _n)	R _{ΣDn} (δ _{ΣDn} /h _n)	θ _n	R _{bn}
5	0.0033	0.27	0.01	0.26	0.0009	0.000032	0.00087	0.00087	0.00052
								0.00085	0.00051
4	0.0033	0.27	0.02	0.25	0.0009	0.000067	0.00038	0.00078	0.00047
								0.00065	0.00039
3	0.0033	0.25	0.03	0.22	0.0007	0.000100	0.00073	0.00065	0.00039
								0.00034	0.00020
2	0.0033	0.21	0.04	0.17	0.0006	0.000133	0.00057	0.00034	0.00020
								0.00	0.00
1	0.0022	0.08	0.03	0.05	0.0001	0.000067	0.00011	0.00	0.00

Tablo (2:9) R_n, θ_n ve R_{bn} değerleri

$$R_{bn} = \frac{\theta_n \cdot L_1}{2 \cdot L_2}$$

Dönme oranlarının hesabı

Şekil (2:12) Dönme oranları

	$\frac{\theta_n}{R_n}$	$\frac{R_{bn}}{R_n}$	$\frac{R_n}{R_n}$
	$\frac{0.00087}{0.967}$	$\frac{0.00052}{0.578}$	$\frac{0.0009}{1.000}$
	$\frac{0.00085}{0.944}$	$\frac{0.00051}{0.567}$	$\frac{0.0009}{1.000}$
	$\frac{0.00078}{0.867}$	$\frac{0.00047}{0.522}$	$\frac{0.0007}{0.778}$
	$\frac{0.00065}{0.722}$	$\frac{0.00039}{0.433}$	$\frac{0.0006}{0.667}$
	$\frac{0.00034}{0.378}$	$\frac{0.00020}{0.222}$	$\frac{0.0001}{0.111}$

Kolon uç momentlerinin hesabı

$$M = k_{cn} \times c_n$$

$$M_5 = 4.45 \times 1.000 = 4.45$$

$$M_4 = 4.45 \times 1.000 = 4.45$$

$$M_3 = 6.33 \times 0.778 = 4.92$$

$$M_2 = 6.33 \times 0.667 = 4.22$$

$$M_1 = 6.95 \times 0.111 = 0.77$$

Kiriş uç momentlerinin hesabı

θ_n Dönmesinden meydana gelen uç momentleri

$$M_{B1} = \frac{2}{3} k_{cb} \cdot a_n$$

$$M_{B_2} = \frac{1}{3} k_{cb} \cdot a_n$$

$$M_{s_1} = \frac{2}{3} \times 4.17 \times 0.967 = 2.69 \text{ Tm.}$$

$$M_{s_2} = \frac{1}{3} \times 4.17 \times 0.967 = 1.34 \text{ Tm.}$$

$$M_{u_1} = \frac{2}{3} \times 4.17 \times 0.944 = 2.62 \text{ Tm.}$$

$$M_{u_2} = \frac{1}{3} \times 4.17 \times 0.944 = 1.31 \text{ Tm.}$$

$$M_{3_1} = \frac{2}{3} \times 4.17 \times 0.867 = 2.41 \text{ Tm.}$$

$$M_{3_2} = \frac{1}{3} \times 4.17 \times 0.867 = 1.21 \text{ Tm.}$$

$$M_{2_1} = \frac{2}{3} \times 4.17 \times 0.722 = 2.01 \text{ Tm.}$$

$$M_{2_2} = \frac{1}{3} \times 4.17 \times 0.722 = 1.00 \text{ Tm.}$$

$$M_{1_1} = \frac{2}{3} \times 4.17 \times 0.378 = 1.05 \text{ Tm.}$$

$$M_{1_2} = \frac{1}{3} \times 4.17 \times 0.378 = 0.53 \text{ Tm.}$$

R_{don} dönmesinden her iki uca meydana gelen moment

$$M_{B_1} = M_{B_2} = k_{bc} \cdot b_n$$

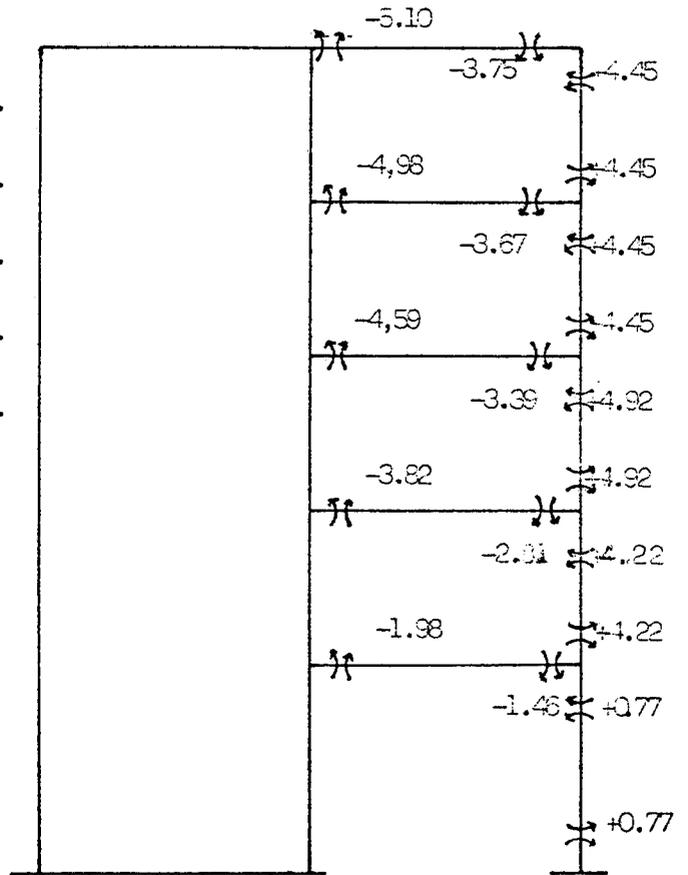
$$M_{s_1} = M_{s_2} = 4.17 \times 0.578 = 2.41 \text{ Tm.}$$

$$M_{u_1} = M_{u_2} = 4.17 \times 0.567 = 2.36 \text{ Tm.}$$

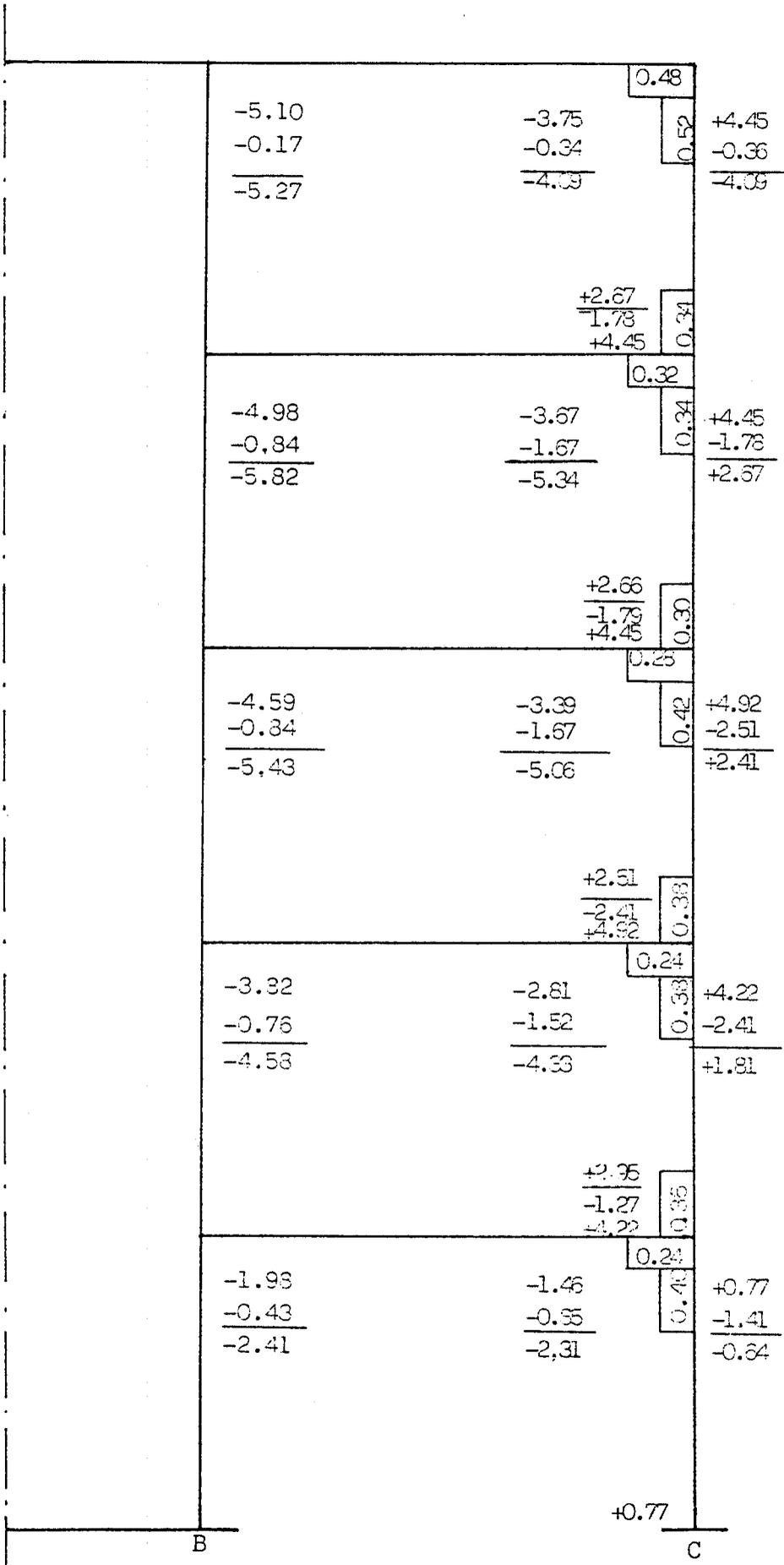
$$M_{3_1} = M_{3_2} = 4.17 \times 0.522 = 2.13 \text{ Tm.}$$

$$M_{2_1} = M_{2_2} = 4.17 \times 0.433 = 1.81 \text{ Tm.}$$

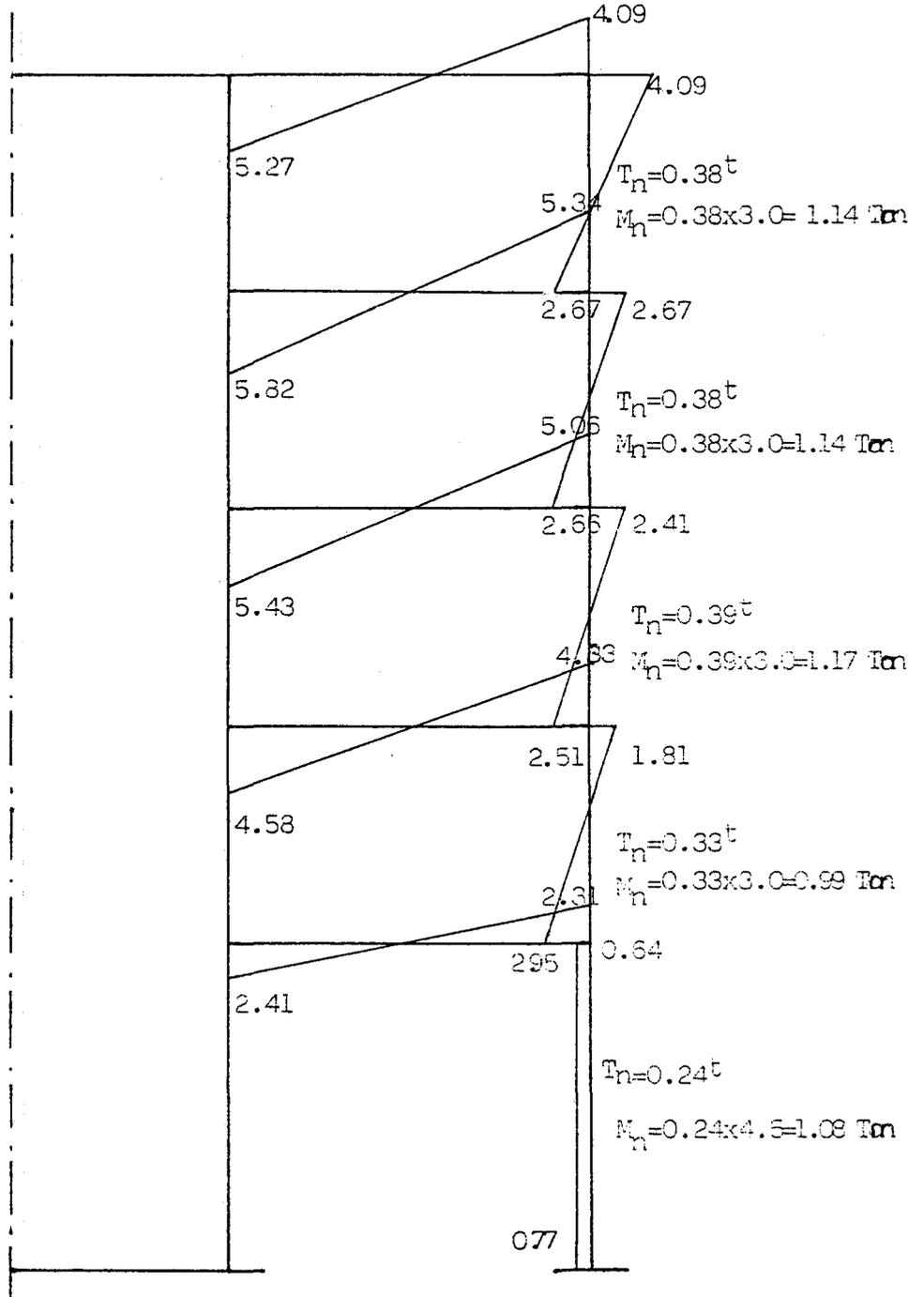
$$M_{1_1} = M_{1_2} = 4.17 \times 0.222 = 0.93 \text{ Tm.}$$



Şekil (2:13) Toplam momentler



Şekil (2:14) Cross metodu ile 1. kademe dağıtımı



Şekil (2:15) Düzeltme momentleri

Düzeltilmiş kolon uç momentlerinin hesabı

$$M_5^i = 4.09 \frac{1.14}{4.09+2.67} = 0.69$$

$$M_5^a = 2.67 \frac{1.14}{4.09+2.67} = 0.45$$

$$M_4^i = 2.67 \frac{1.14}{2.67+2.66} = 0.57$$

$$M_4^a = 2.66 \frac{1.14}{2.67+2.66} = 0.57$$

$$M_3^i = 2.41 \frac{1.17}{2.41+2.51} = 0.57$$

$$M_3^a = 2.51 \frac{1.17}{2.41+2.51} = 0.60$$

$$M_2^i = 1.81 \frac{0.99}{1.81+2.95} = 0.38$$

$$M_2^a = 2.95 \frac{0.99}{1.81+2.95} = 0.61$$

$$M_1^i = 0.64 \frac{1.08}{0.77-0.64} = 5.32$$

$$M_1^a = 0.77 \frac{1.08}{0.77-0.64} = 6.40$$

Düzeltilmiş kiriş uç momentlerinin hesabı

$$M_{5,1} = 5.27 \frac{0.69}{4.09} = 0.89$$

$$M_{5,2} = 4.09 \frac{0.69}{4.09} = 0.69$$

$$M_{4,1} = 5.82 \frac{0.45+0.57}{2.67+2.67} = 1.11$$

$$M_{4,2} = 5.34 \frac{0.45+0.57}{2.67+2.67} = 1.02$$

$$M_{3,1} = 5.43 \frac{0.57+0.57}{2.66+2.41} = 1.22$$

$$M_{3,2} = 5.06 \frac{0.57+0.57}{2.66+2.41} = 1.14$$

$$M_{2,1} = 4.58 \frac{0.60+0.38}{2.51+1.81} = 1.04$$

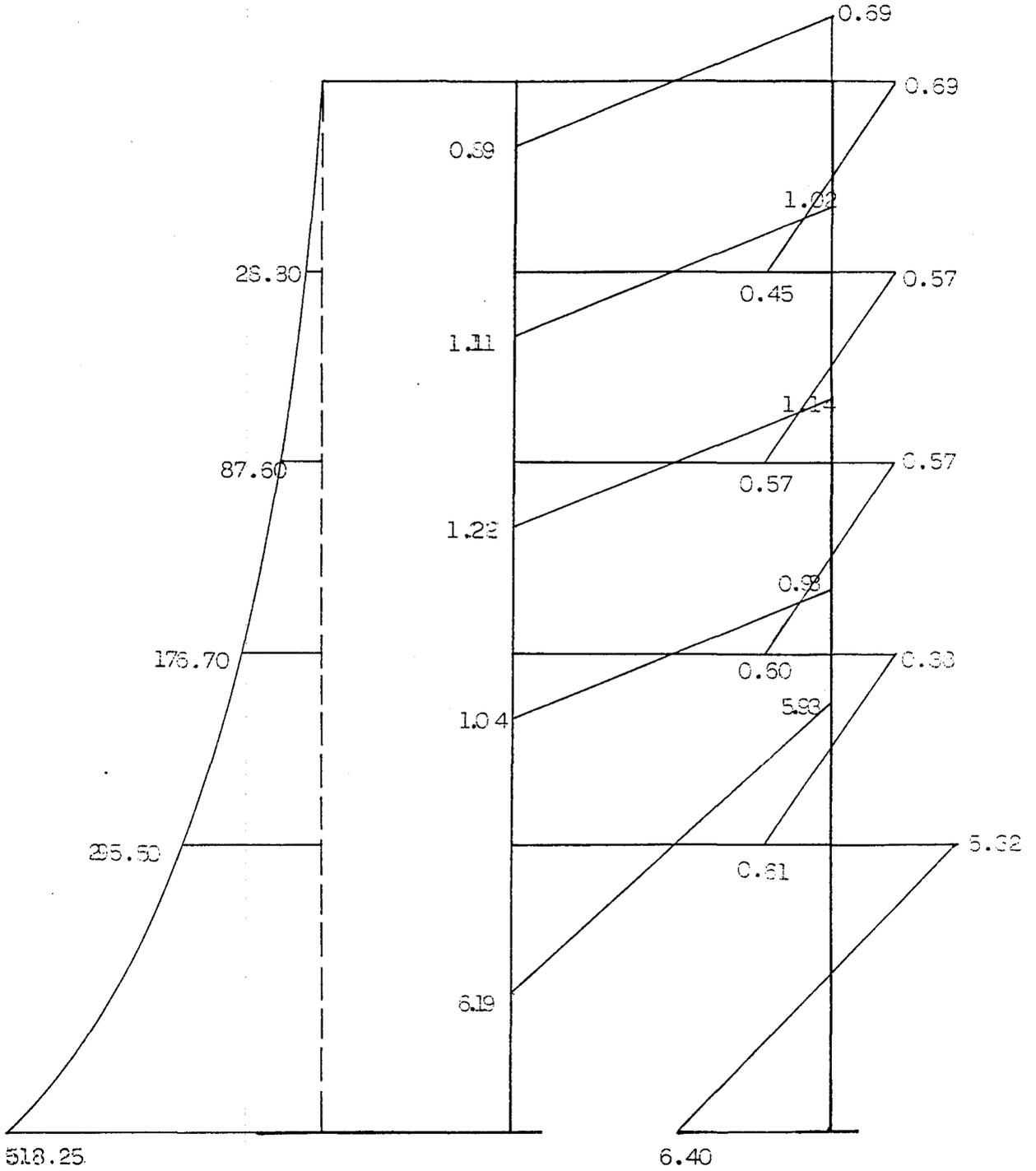
$$M_{2,2} = 4.33 \frac{0.60+0.38}{2.51+1.81} = 0.98$$

$$M_{1,1} = 2.41 \frac{0.61+5.32}{2.95-0.64} = 6.19$$

$$M_{1,2} = 2.31 \frac{0.61+5.32}{2.95-0.64} = 5.93$$

KAT	Q_{wn} (Ton)	h_n (m)	ΔM_n (Tm)	M_n (Tm)
5	9.60	3.0	28.8	28.8
4	19.60	3.0	58.8	87.60
3	29.70	3.0	89.10	176.70
2	39.60	3.0	118.80	295.50
1	49.50	4.5	222.75	518.25

Tablo (2:10) Perde momentleri

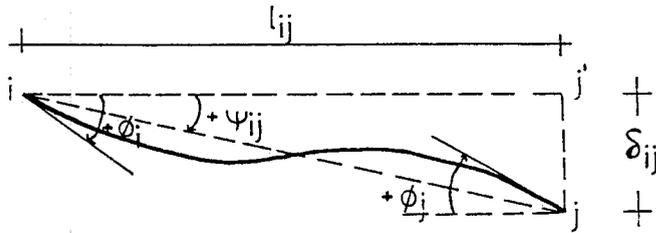


Şekil (2:16) Muto metodu moment diyagramı

3. AYDIN METODU

3.1. Çerçevelerin Yatay Yüklere Göre İncelenmesi

3.1.1. İşaret Kabulleri



Şekil (3:1) Çubuğun Pozitif Deplasmanları

Bir ij çubuğunda; çubuğun uçlarının dönerek ve bir birine göre δ deplasmanı yaparak Şekil (3:1) deki durumuna ulaşması halinde

ϕ_i ve ϕ_j : i ve j uçlarındaki dönmelerdir.

ψ_{ij} : Çubuk ekseninin çubuğun ilk doğrultusu ile yaptığı kayma açısıdır.

$\delta_{ij} = \psi_{ij} \times l$: Bir ucun diğerine göre yer değiştirmesinin ij 'ye dik doğrultudaki izdüşümüdür.

M_{ij} , M_{ji} : Sıra ile i ve j uçlarında dönme ve kaymadan meydana gelen momentlerdir.

Q_{ij} , Q_{ji} : Sıra ile i ve j uçlarında dönme ve kaymadan meydana gelen kesici kuvvetlerdir.

Bütün bu büyüklükler saat dönüş yönünde pozitiftir.

Bu kabullere göre sabit atalet momentli bir ij çubuğunda dönme ve kaymadan meydana gelen moment ve kesici kuvvetler

$$M_{ij} = \frac{4Ej}{l} \phi_i + \frac{2Ej}{l} \phi_i - \frac{6Ej}{l} \psi_{ij} \dots\dots\dots (3:1)$$

$$Q_{ij} = \frac{12Ej}{l^2} \psi_{ij} - \frac{6Ej}{l^2} (\phi_i + \phi_j) \dots\dots\dots (3:2)$$

3.1.2 Malzeme ve sistem kabulleri

- (1) Yatay kuvvetler çerçevelerin kat seviyelerinde etki etmektedir ve burulma tesiri yoktur.
- (2) Kat döşemeleri kendi düzlemleri içinde sonsuz rijittirler.
- (3) Malzeme lineer elastiktir.
- (4) Ara katlarda Şekil (3:2) de gösterilen yükleme durumu için (i) inci kat kolonunun üst ucundaki moment (i-1) inci katın kolonunun alt ucundaki momente, alt ucundaki moment ise (i+1) inci katın kolonunun üst ucundaki momente eşittir.

Yapılan kabulün formülle ifadesi:

$$M_{i,\bar{u}} = M(i-1).a$$

$$M_{i,a} = M(i+1).ü$$

dir.

- (5) Üst katta kolonun alt ucundaki moment bir alt katın üst ucundaki momentin yarısına eşittir. Yapılan kabulün formül ile ifadesi

$$M_{i,a} = \frac{1}{2} M_{i,\bar{u}}$$

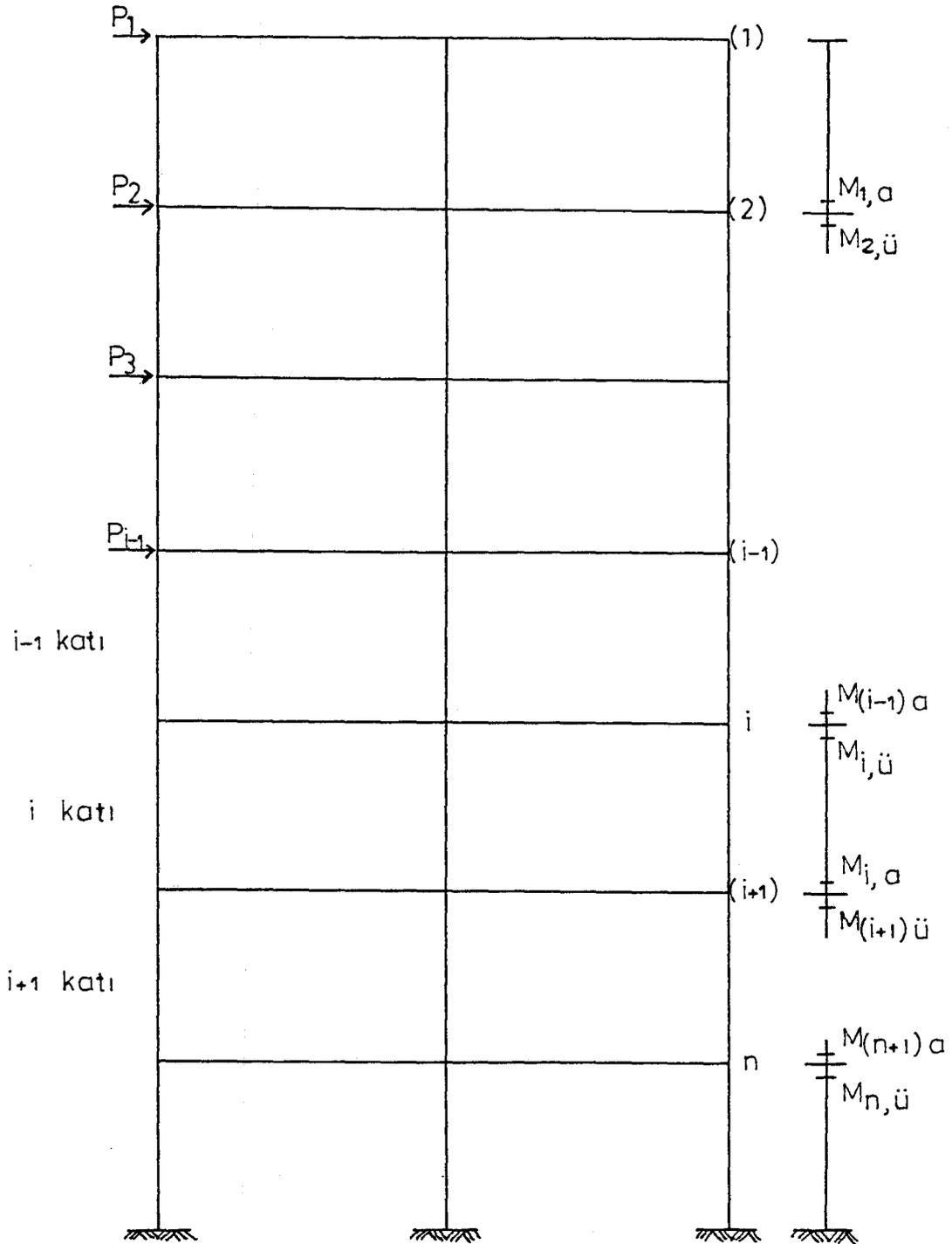
dir. (R. AYDIN 1984)

3.1.3 Kesici kuvvetin bulunması

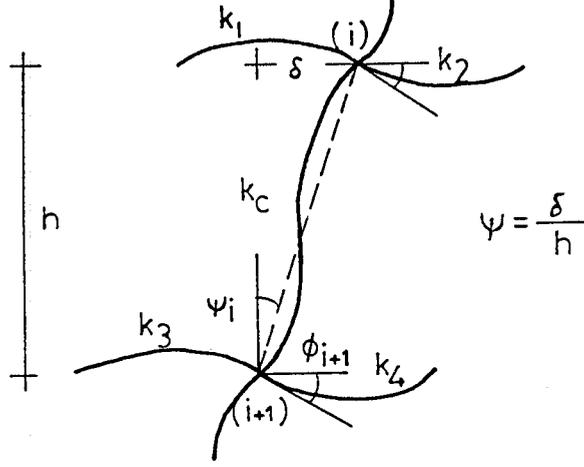
3.1.3.1. Ara katlarda kesici kuvvetin bulunması

- (i) Düğüm noktasında $\Sigma M_i = 0$ yazılırsa

$$4k_1\phi_1 + 2k_1\phi_1 + 4k_2\phi_1 + 2k_2\phi_1 + 2(4k_c\phi_1 + 2k_c\phi_{i+1} - \frac{6k_c}{h} \delta) = 0$$



Şekil (3:2) Çerçeve ve çerçeveye etkiyen yükler



Şekil (3:3) Çerçeve düğümlerinin deplasmanları

$$(6k_1 + 6k_2 + 8k_C) \phi_i + 4k_C \phi_{i+1} - \frac{12k_C}{h} \delta = 0 \dots\dots\dots(3:3)$$

(i + 1) Düğüm noktasında $\Sigma M_{i+1} = 0$ yazılırsa

$$4k_3 \phi_{i+1} + 2k_3 \phi_{i+1} + 4k_4 \phi_{i+1} + 2k_4 \phi_{i+1} + 2(4k_C \phi_{i+1} + 2k_C \phi_i - \frac{6k_C}{h} \delta) = 0$$

$$(6k_3 + 6k_4 + 8k_C) \phi_{i+1} + 4k_C \phi_i - \frac{12k_C}{h} \delta = 0 \dots\dots\dots(3:4)$$

Yukarıdaki denklemlerde ϕ_i ve ϕ_{i+1} çözülür ve $6k_1 + 6k_2 + 8k_C$ yerine A, $6k_3 + 6k_4 + 8k_C$ yerine B koyarsak

$$\phi_i = \frac{12k_C}{h} \cdot \frac{B - 4k_C}{AB - 16k_C^2} \delta \dots\dots\dots(3:5)$$

$$\phi_{i+1} = \frac{12k_C}{h} \cdot \frac{A - 4k_C}{AB - 16k_C^2} \delta \dots\dots\dots(3:6)$$

elde edilir.

Dönüş açıları belli olduğuna göre kolondaki kesici kuvvet

$$Q = \frac{12k_C}{h^2} \delta - \frac{6k_C}{h} (\phi_i + \phi_{i+1})$$

$$(k_C = \frac{Ej_C}{h} \cdot \psi = \frac{\delta}{h})$$

$$Q = \frac{12k_C}{h^2} (1 - 6k_C \frac{A+B-8k_C}{AB-16k_C^2}) \delta$$

$(1 - 6k_C \frac{A+B-8k_C}{AB-16k_C^2})$ değeri yerine c konursa

$$Q = \frac{12k_C}{h^2} c \cdot \delta \dots\dots\dots (3:7)$$

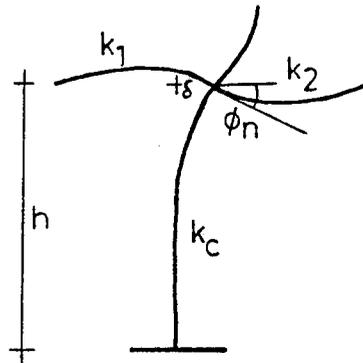
elde edilir.

Yukarıdaki (c) ifadesinde A ve B'nin değerleri yerine konur ve sadeleştirilirse

$$c = \frac{\frac{k_1+k_2}{k_C} + \frac{k_3+k_4}{k_C} + 1.33}{(\frac{k_1+k_2}{k_C} + 1.33) (\frac{k_3+k_4}{k_C} + 1.33) - 0.44} \dots\dots\dots (3:8)$$

elde edilir.

3.1.3.2. Alt katta kesici kuvvetin bulunması



Şekil (3:4) Alt katta ait düğüm noktası deplasmanı

n Düğüm noktasında $\Sigma M_n = 0$ yazılır ve paragraf 3.1.3.1. deki yol izlenirse

$$Q = \frac{12k_c}{h^2} c \cdot \delta$$

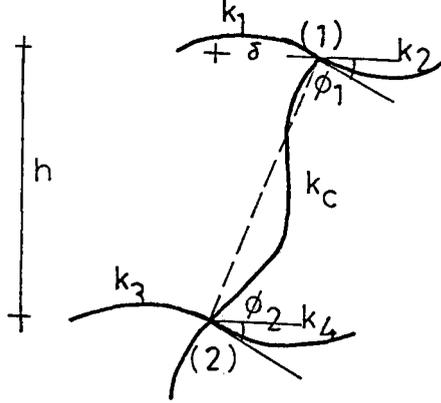
$$c = \frac{\frac{k_1+k_2}{k_c} + 0.33}{\frac{k_1+k_2}{k_c} + 1.33} \dots\dots\dots (3.9)$$

bulunur.

Alt katta döşeme seviyesinde bir kuvvet etki etmesi hali için çözüm aranırsa n düğüm noktası için $\Sigma M_n = 0$ şartlarından yararlanarak benzer şekilde

$$c = \frac{\frac{k_1+k_2}{k_c} + 0.17}{\frac{k_1+k_2}{k_c} + 0.67} \dots\dots\dots (3:10)$$

bulunur.



Şekil (3:5) Üst katta ait düğüm noktası deplasmanı

3.1.3.3. Üst katta kesici kuvvetin bulunması

(1) Düğüm noktasında $\Sigma M_1=0$ yazılır ve paragraf 3.1.3.1. deki yol izlenirse

$$Q = \frac{12k_c}{h^2} c \cdot \delta$$

$$c = 1 - \frac{1.5 \frac{k_1 + k_2}{k_c} + \frac{k_3 + k_4}{2k_c} + 1.00}{\left(\frac{k_1 + k_2}{k_c} + 0.67\right) \left(\frac{k_3 + k_4}{k_c} + 2.00\right) - 0.33} \dots \dots \dots (3:11)$$

elde edilir.

3.1.4. Katlardaki dış kesici kuvvetlerin kolonlara dağıtılması

Kesici kuvvet (c) katın durumuna göre (üst kat, ara kat veya alt kat) farklı değerler olmak üzere hep aynı

$$Q = \frac{12k_C}{h^2} c \cdot \delta \dots\dots\dots(3:12)$$

ifadesi ile elde edilmiştir.

Bu durumda ilgili olduğu katta dış kesici kuvvetin dağıtılması aşağıdaki yolla yapılabilir. $\delta=1$, kattaki birim deplasman için herhangi bir kolondaki S rijitliği

$$S = \frac{12k_C}{h^2} \cdot c \dots\dots\dots(3:13)$$

olarak hesaplanabilir.

(3:12) ve (3:13) ifadelerinin karşılaştırılmasından

$$\delta = \frac{Q}{S} \text{ elde edilir.}$$

Bir kattaki bütün kolon uç deplasmanlarının birbirine eşit olacağı şartı kullanılırsa

$$\delta = \frac{Q_1}{S_1} = \frac{Q_2}{S_2} = \frac{Q_3}{S_3} \dots\dots\dots = \frac{Q_n}{S_n} = \frac{\Sigma Q}{\Sigma S} \text{ yazılabilir.}$$

Herhangi bir kolondaki Q_n kesici kuvvetin değeri ise

$$Q_n = \frac{\Sigma Q}{\Sigma S} \cdot S_n \dots\dots\dots(3:14)$$

olarak elde edilir.

ΣQ : Dış kesici kuvvet

ΣS : Kattaki kolonların S rijitlikleri toplamı

S_n : (n) . kolonun rijitliği

Q_n : (n) kolonundaki kesici kuvvet'tir.

Kattaki kolon boyları birbirine eşit alındığından S rijitliği yerine

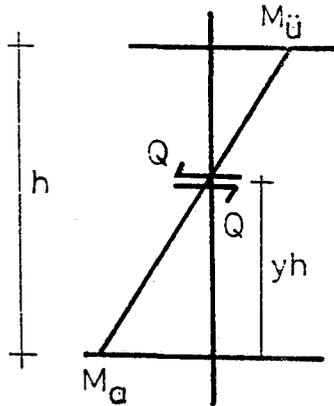
$$\bar{S} = k_c \cdot c \dots\dots\dots(3:15)$$

değeride kullanılabilir.

3.1.5. Kolon moment sıfır noktalarının elde edilmesi

Çok dereceden hiperstatik olan bir çerçevede kolon kesici kuvvetlerinin bulunmasının yanı sıra ~~kolonlardaki~~ moment sıfır noktalarının da bulunması gereklidir. Bu işlem ara katlar, üst kat ve alt kat için ayrı ayrı yapılacaktır.

3.1.5.1. Ara katlarda moment sıfır noktalarının elde edilmesi



Şekil (3:6) Moment sıfır noktası

Kolon kesici kuvveti Q olduğuna göre

$$\text{Kolonun alt ucundaki moment } M_a = y \cdot Q \cdot h \dots\dots\dots(3:16)$$

$$\text{Kolonun üst ucundaki moment } M_u = (1-y) \cdot Q \cdot h \dots\dots\dots(3:17)$$

olarak tarif edilir.

$$y = \frac{M_i \cdot a}{Q \cdot h} = \frac{4k_c \phi_{i+1} + 2k_c \phi_i - \frac{6k_c}{h} \delta}{\left(\frac{12k_c}{h^2} c \cdot \delta\right) h} = \frac{(\phi_{i+1} + \phi_i) + \phi_{i+1} - \frac{3}{h} \delta}{\frac{6}{h} \cdot c \cdot \delta} \dots\dots(3:18)$$

Kesici kuvvetin ifadesi olan (3:7) denklemi ve (3:2) denklemi birleştirilirse

$$Q = \frac{12k_C}{h^2} \cdot c \cdot \delta = \frac{12k_C}{h^2} \delta - \frac{6k_C}{h} (\phi_i + \phi_{i+1})$$

ifadesinden

$$\phi_i + \phi_{i+1} = \frac{2}{h} \delta (1-c)$$

elde edilir.

(3:6) denklemden

$$\phi_{i+1} = \frac{12k_C}{h} \cdot \frac{A-4kc}{AB-16k_C^2} \cdot \delta$$

ve

$$A = 6k_1 + 6k_2 + 8k_C$$

$$B = 6k_3 + 6k_4 + 8k_C$$

değerleri (3:18) denkleminde yerine konursa

$$y = -\frac{1+2c}{6c} + \frac{1}{6c} \cdot \frac{2 \frac{k_1+k_2}{k_C} + 1.33}{\left(\frac{k_1+k_2}{k_C} + 1.33\right) \left(\frac{k_3+k_4}{k_C} + 1.33\right) - 0.44} \dots (3:19)$$

bulunur.

3.1.5.2. Alt katta moment sıfır noktalarının elde edilmesi

$$y = \frac{1}{6c} \left(\frac{12k_C}{6k_1 + 6k_2 + 8k_C} - 3 \right) \dots (3:20)$$

elde edilir.

Alt katta kat seviyesinde bir kuvvet etki etmesi hali için çözüm aranır

$$y = \frac{1}{6c} \left(\frac{6k_C}{6k_1 + 6k_2 + 4k_C} - 3 \right) \dots (3:21)$$

elde edilir.

3.1.5.3. Üst katta moment sıfır noktalarının elde edilmesi

Benzer şekilde hareket edilmesi halinde

$$y = - \frac{1+2c}{6c} + \frac{1}{6c} \cdot \frac{3 \frac{k_1+k_2}{k_c} + 1.00}{\left(\frac{k_1+k_2}{k_c} + 0.67 \right) \left(\frac{k_1+k_2}{k_c} + 2.00 \right) - 0.33} \dots\dots (3:22)$$

bulunur.

3.1.6 Kiriş uç momentlerinin elde edilmesi

Kolon uç momentlerinin elde edilmesinden sonra kat kirişleri mesnetlerindeki kolon uç momentleri etki eden mütemadi kirişler durumuna gelirler. Bu kirişin çözümü ise bilinen moment dağılım metodları ile kolayca elde edilebilir.

Kiriş momentlerinin elde edilmesinde yaklaşık bir yol olarak, düğümdeki toplam kolon uç momentlerini kiriş (k)'ları ile orantılı olmak üzere dağıtma yolunda gidilebilir.

3.2. Çerçeve ve Perdeli Sistemlerin Yatay Yüklere Göre İncelenmesi

3.2.1. Perde temelinde dönme olmaması hali için çözüm

(3:13) formülü ile tarif edilen S çerçeve rijitlikleri ve sistemdeki perdelerin atalet momentlerini toplayarak şekil (3: 7)'deki gibi ideal bir sistem elde edelim.

Yatay yükler altında sistemin çözümü eğim açıları metodu ile yapılacaktır.

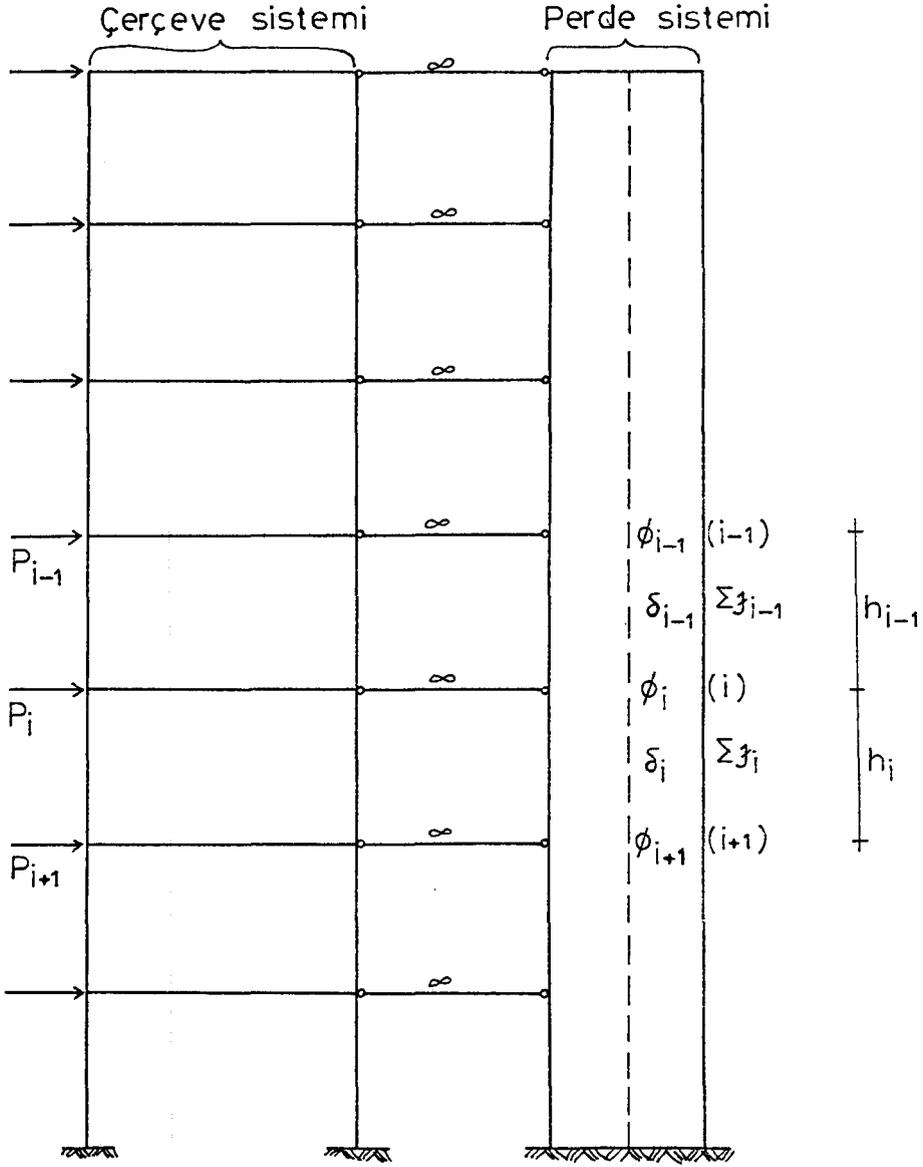
$\phi_{i-1}, \phi_i, \phi_{i+1}$: Perde eksenindeki sırası ile i-1 ve i+1'inci katlardaki uç dönmelerini,

δ_{i-1}, δ_i : i-1 ve i'inci katlardaki relatif uç deplasmanlarını

h_{i-1}, h_i : i-1 ve i'inci katlardaki kat yüksekliklerini

k_{i-1}, k_i : $\frac{\Sigma E J_{i-1}}{h_{i-1}} \cdot \frac{\Sigma E J_i}{h_i}$

Q_{i-1}, Q_i : i-1 ve i'inci katlardaki dış kesme kuvvetlerini,



Şekil (3:7) Çerçeve ve perde birleşimi

p, ç indisleri perde ve çerçeveyi gösterdiğine göre Perde ekseninde (i) düğüm noktası için $\Sigma M = 0$ denge şartını yazalım.

$$4k_{(i-1)}\phi_i + 2k_{(i-1)}\phi_{i-1} - \frac{6k_{i-1}}{h_{i-1}} \cdot \delta_{i-1} + 4k_i\phi_i + 2k_i\phi_{i+1} - \frac{6k_i}{h_i} \delta_i = 0 \dots (3:23)$$

Yukarıdaki denklem düzenlenirse

$$k_{i-1} \cdot \phi_{i-1} + (2k_{(i-1)} + 2k_i) \phi_i + k_i \phi_{i+1} - \frac{3k_{i-1}}{h_{i-1}} \cdot \delta_{i-1} - \frac{3k_i}{h_i} \delta_i = 0 \dots (3:24)$$

(i-1) ve (i) katları için kesici kuvvet ifadeleri

$$Q_{(i-1)p} = \frac{12k_{i-1}}{h_{(i-1)}^2} \delta_{(i-1)} - \frac{6k_{i-1}}{h_{i-1}} (\phi_{i-1} + \phi_i) \dots (3:25)$$

$$Q_{i,p} = \frac{12k_i}{h_i^2} \delta_i - \frac{6k_i}{h_i} (\phi_i + \phi_{i+1}) \dots (3:26)$$

Bir kattaki perde ve çerçevedeki kesici kuvvetlerin toplamı dış kesici kuvvete eşittir, yani

$$Q = Q_p + Q_\zeta$$

$$Q_p = Q - Q_\zeta$$

$$Q_\zeta = \delta \cdot \Sigma S$$

$$Q_p = Q - \delta \Sigma S \dots (3:27)$$

(3:27) denklemini (3:25) ve (3:26) denklemlerinde yerine koyarsak

$$Q_{(i-1)p} = Q_{i-1} - \delta_{i-1} \cdot \Sigma S_{i-1} = \frac{12k_{i-1}}{h_{i-1}^2} \delta_{i-1} - \frac{6k_{i-1}}{h_{i-1}} (\phi_{i-1} + \phi_i)$$

$$Q_{i,p} = Q_i - \delta_i \Sigma S_i = \frac{12k_i}{h_i^2} \delta_i - \frac{6k_i}{h_i} (\phi_i + \phi_{i+1})$$

Bu iki denklemden δ_{i-1} ve δ_i yalnız bırakılırsa

$$\delta_{i-1} = \frac{Q_{i-1} + \frac{6k_{i-1}}{h_{i-1}} (\phi_{i-1} + \phi_i)}{\frac{12k_{i-1}}{h_{i-1}^2} + \Sigma S_{i-1}} \dots \dots \dots (3:28)$$

$$\delta_i = \frac{Q_i + \frac{6k_i}{h_i} (\phi_i + \phi_{i+1})}{\frac{12k_i}{h_i^2} + \Sigma S_i} \dots \dots \dots (3:29)$$

(3:28) ve (3:29) denklemleri (3:24) denkleminde yerine konur ve düzenlenirse

$$R_{i-1} \phi_{i-1} + (k_{i-1} + k_i + R_{i-1} + R_i) \phi_i + R_i \phi_{i+1} - R_{o,(i-1)} - R_{o,i} = 0 \dots \dots (3:30)$$

Burada $D_i = \frac{12k_i}{h_i^2} + \Sigma S_i$ olmak üzere

$$R_{i-1} = k_{i-1} - \frac{18k_{i-1}^2}{h_{i-1}^2} \cdot \frac{1}{D_{i-1}}$$

$$R_i = k_i - \frac{18k_i^2}{h_i^2} \cdot \frac{1}{D_i}$$

$$R_{o,(i-1)} = \frac{3k_{i-1}}{h_{i-1}} \cdot \frac{Q_{i-1}}{D_{i-1}}$$

$$R_{o,i} = \frac{3k_i}{h_i} \cdot \frac{Q_i}{D_i}$$

dir.

(3:30) denklem takımından (ϕ) dönüş açıları bulunduktan sonra (3:28) ve (3:29) denklemlerinden (δ) relatif deplasmanlar elde edilerek sistemdeki bütün dönme ve deplasmanlar dolayısıyla Moment ve Kesi-

ci kuvvet değerleri bulunabilir.

Bu ardışık yaklaşımın birinci adımıdır, bundan sonraki adımda çerçeve bulunan (δ) relatif deplasmanlarından dolayı kolon uçlarında meydana gelen ankastre uç momentleri hesaplanır, bu ankastre uç momentleri ile çerçeve sistemi düğüm noktaları sabit sistem olarak bilinen moment dağılım metodlarından biriyle hesaplanır. Daha sonra kolon kesici kuvvetleri

$$Q = \frac{12k_c}{h^2} c \cdot \delta$$

denkleminde uygulanarak kolonlar için yeni (c) sayıları hesaplanıp, hesaba bu yeni sayılara devam edilir. İki adım arasında yeteri kadar az fark kalıncaya kadar işleme devam edilir.

3.2.2. Perde temelinde dönme olması halinde çözüm

Perde temelinin tam ankastre olarak kabul edilmesi hali çoğunlukla uygulamada karşılaşılan durumları tam anlamıyla temsil edemez. Elastik bir zemine oturan perde temeli momentlerin tesiriyle döner. Bu durumda yukarıda bulunan (3:30) denklemlerinin yeni şeklinin elde edilmesi gerekmektedir.

3.2.2.1. Perde temelinde dönme redörünün (c) bulunması

Elastik bir zemine oturan temele M momentinin tesir etmesi halinde Şekil (3:8) de görüldüğü gibi $\pm \sigma$ basınç ve çekme gerilmeleri ve Δ_s çökmeleri meydana gelecektir.

$$C = \frac{M}{\phi}$$

Olarak tarif edilen dönme redörü:

Şayet

a,b: Temelin ebatları

K: Zemin cinsine bağlı olarak çeşitli değerler olan yatak katsayısı

($K = \frac{\sigma}{\Delta S}$ denklemini sağladığı, yani zeminin herhangi bir noktasındaki çökmenin o noktadaki gerilme ile orantılı olduğu kabul edilir.)

iseler,

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{M}{\frac{a \cdot b^2}{6}}$$

ve

$$\Delta S = \frac{\sigma}{K} = \frac{M}{\frac{a \cdot b^2}{6}} \cdot K$$

olup

$$\phi = \frac{\Delta S}{\frac{b}{2}}$$

denkleminde yerine konursa;

$$\phi = \frac{M}{\frac{a \cdot b^3}{12}} \cdot K$$

ve

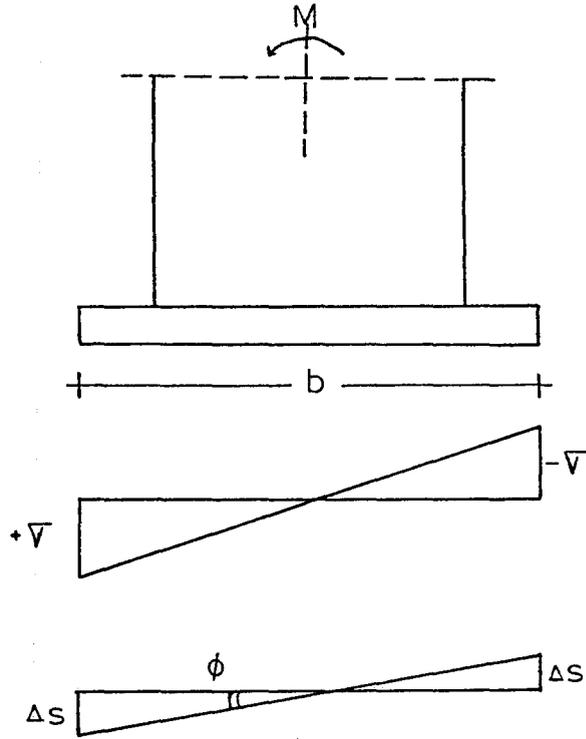
$$C = \frac{M}{\phi} = \frac{a \cdot b^3}{12} \cdot K \dots\dots\dots (3:31)$$

elde edilir.

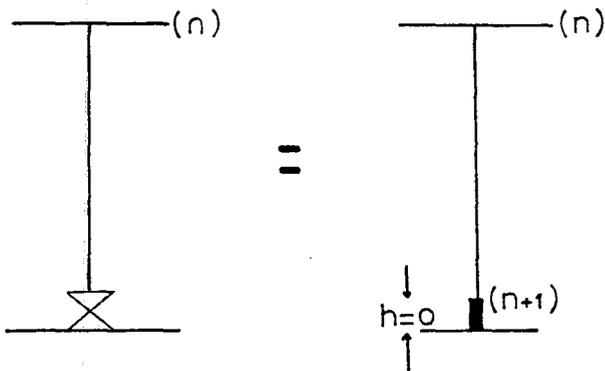
3.2.2.2. Perde temelinde dönme olması halinde çözüm

Eğim açıları metodunda mesnetin elastik ankastre mesnet olması halinde, bu mesnet kaldırılır ve yerine moment birim deplasman katsayısı (c) olan sonsuz küçük uzunlukta bir çubuk ilave olunarak çözüme devam edilir.

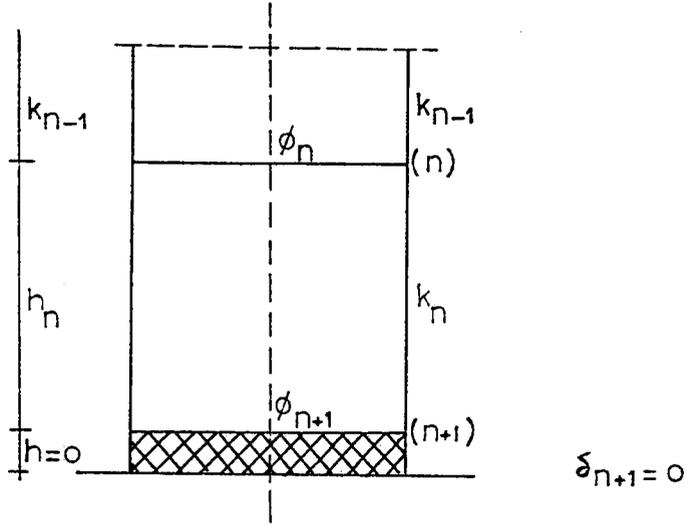
Bu esasa göre perdenin alt katı için (n) ve (n+1) düğüm noktalarında $\Sigma M = 0$ moment denge şartı yazılır ve paragraf 3.2.1. deki benzer yol izlenirse



Şekil (3:8) Perde temelinin dönmesi



Şekil (3:9) Elastik Ankastre Mesnet



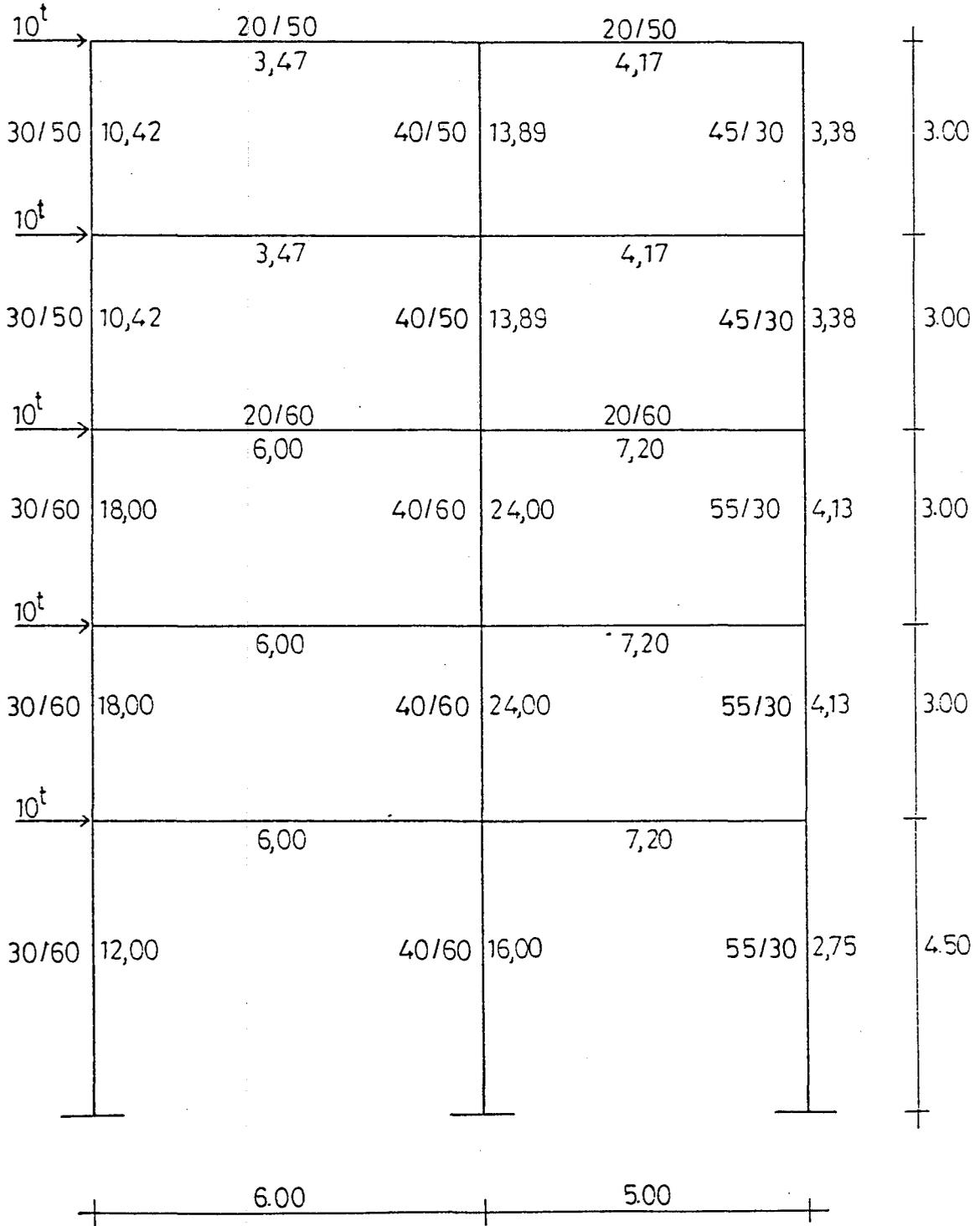
Şekil (3:10) Perde eksenindeki dönmeler

$$R_n \phi_n + \left(k_n + \frac{c}{2} + R_n\right) \phi_{n+1} - R_{o,n} = 0 \dots\dots\dots (3:32)$$

ifadesi elde edilir.

ϕ açıları elde edildikten sonra (3:28) ve (3:29) denklemlerinden (δ) relatif kat deplasmanları elde edilir. Dolayısıyla sistemdeki bütün moment ve kesici kuvvet değerleri bulunabilir.

3.3 Örnek



Şekil (3:11) Aydın metoduna ait örnek çerçeve

$$k = \frac{EJ}{l}$$

KATLAR	NOTASYON	I. KOLON	II. KOLON	III. KOLON
5. KAT	$k_1 + k_2 / k_c$	0.33	0.55	1.23
	$k_3 + k_4 / k_c$	0.33	0.55	1.23
	c	- 0.17	- 0.24	- 0.40
	\bar{S}	- 0.17	- 0.33	- 0.13
	Q	- 2.77	- 5.22	- 2.11
	Y	- 0.33	- 0.35	- 0.36
	M_a M_i	- 2.74 - 5.57	- 5.48 - 10.18	- 2.28 - 4.05
			$\Sigma Q = 10$ $\Sigma \bar{S} = 0.63$	
4. KAT	$k_1 + k_2 / k_c$	0.33	0.55	1.23
	$k_3 + k_4 / k_c$	0.33	0.95	2.14
	c	0.18 0.20	0.26 0.30	0.44 0.48
	\bar{S}	0.19 0.21	0.36 0.41	0.15 0.16
	Q	2.64 2.64	5.09 5.27	2.09 2.05
	Y	0.58 0.43	0.56 0.44	0.54 0.47
	M_a M_i	4.59 + 3.41 = 8.00 3.33 + 4.51 = 7.84	8.55 + 6.96 = 15.51 6.72 + 8.85 = 15.57	3.39 + 2.89 = 6.28 2.88 + 3.26 = 6.14
			$\Sigma Q = 10 + 10$ $\Sigma \bar{S} = 0.70 + 0.78$	
3. KAT	$k_1 + k_2 / k_c$	0.33	0.55	1.75
	$k_3 + k_4 / k_c$	0.33	0.55	1.75
	c	0.14 0.17	0.21 0.24	0.47 0.49
	\bar{S}	0.25 0.30	0.50 0.57	0.19 0.20
	Q	5.29 2.82	10.58 5.31	4.07 1.86
	Y	0.50 0.33	0.49 0.37	0.50 0.43
	M_a M_i	7.94 + 2.79 = 10.73 7.94 + 5.67 = 13.61	15.55 + 5.29 = 21.44 16.19 + 10.04 = 26.23	6.11 + 2.40 = 8.51 6.11 + 3.18 = 9.29
			$\Sigma Q = 20 + 10$ $\Sigma \bar{S} = 0.94 + 1.07$	
2. KAT	$k_1 + k_2 / k_c$	0.33	0.55	1.75
	$k_3 + k_4 / k_c$	0.33	0.55	1.75
	c	0.14 0.17	0.21 0.24	0.47 0.49
	\bar{S}	0.25 0.30	0.50 0.57	0.19 0.20
	Q	7.94 2.82	15.88 5.31	6.10 1.36
	Y	0.50 0.33	0.49 0.37	0.50 0.43
	M_a M_i	11.91 + 2.79 = 14.70 11.91 + 5.67 = 17.58	23.34 + 5.39 = 29.23 24.30 + 10.04 = 34.34	9.15 + 2.40 = 11.55 9.15 + 3.18 = 12.33
			$\Sigma Q = 30 + 10$ $\Sigma \bar{S} = 0.94 + 1.07$	
1. KAT	$k_1 + k_2 / k_c$	0.50	0.82	2.51
	$k_3 + k_4 / k_c$	"	"	"
	c	0.45 0.57	0.53 0.66	0.75 0.34
	\bar{S}	0.53 0.38	0.84 1.04	0.20 0.23
	Q	13.59 3.46	21.34 5.35	5.20 1.17
	Y	0.70 0.63	0.65 0.59	0.56 0.53
	M_a M_i	42.81 + 9.81 = 52.62 18.35 + 5.76 = 24.11	62.42 + 14.20 = 76.62 33.61 + 9.87 = 43.48	13.10 + 2.79 = 15.89 10.30 + 2.47 = 12.77
			$\Sigma Q = 40 + 10$ $\Sigma \bar{S} = 1.57 + 1.95$	

Tablo (3:1) Kolon uç momentleri

Katlardaki δ relatif deplasmanlarının hesabı

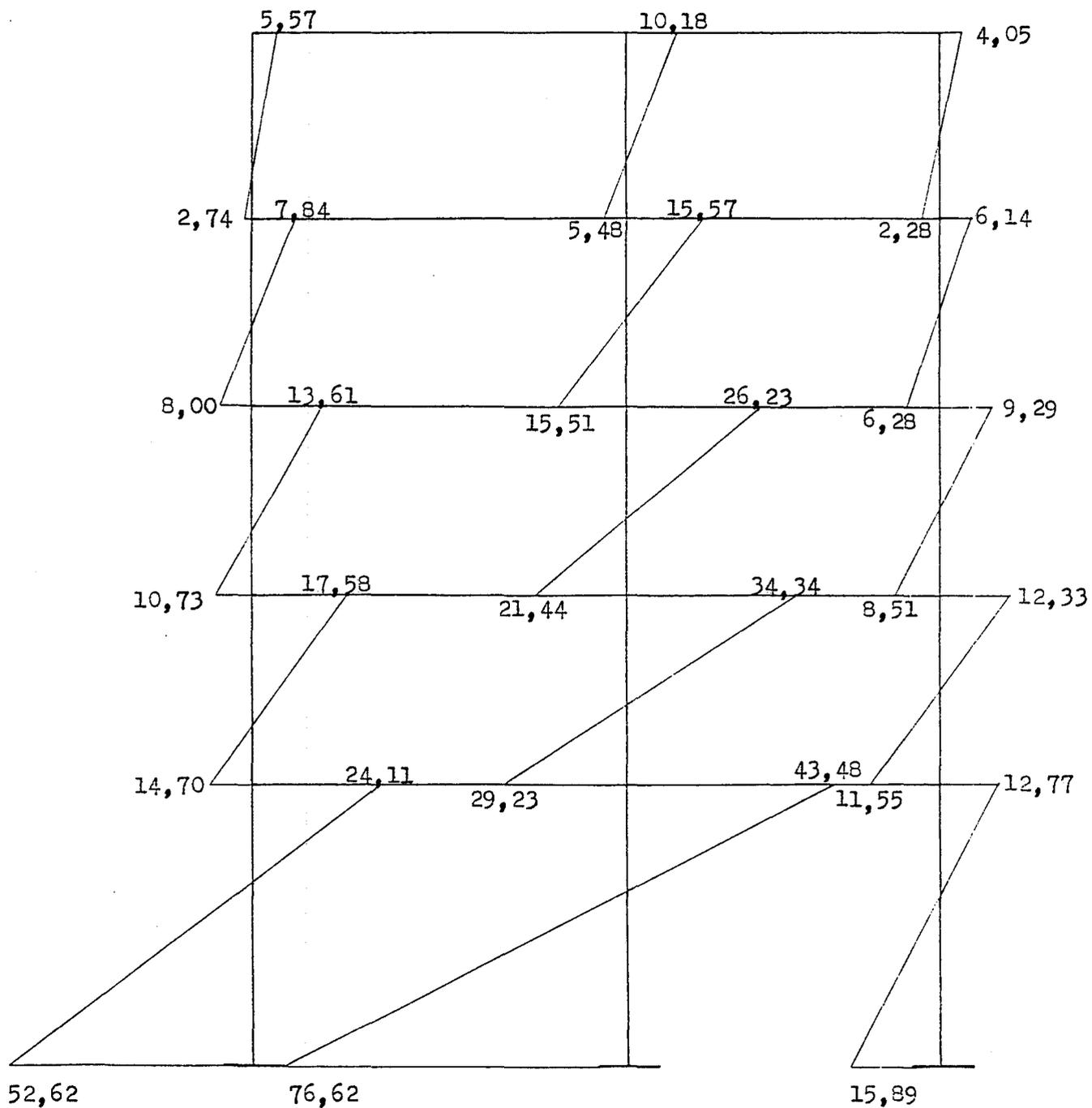
$$\delta_5 = \frac{10}{\frac{12}{3.00^2} \times 0.63} = 11.905$$

$$\delta_4 = \frac{10}{\frac{12}{3.00^2} \times 0.70} + \frac{10}{\frac{12}{3.00^2} \times 0.78} = 10.714 + 9.615 = 20.329$$

$$\delta_3 = \frac{20}{\frac{12}{3.00^2} \times 0.94} + \frac{10}{\frac{12}{3.00^2} \times 1.07} = 15.957 + 7.009 = 22.966$$

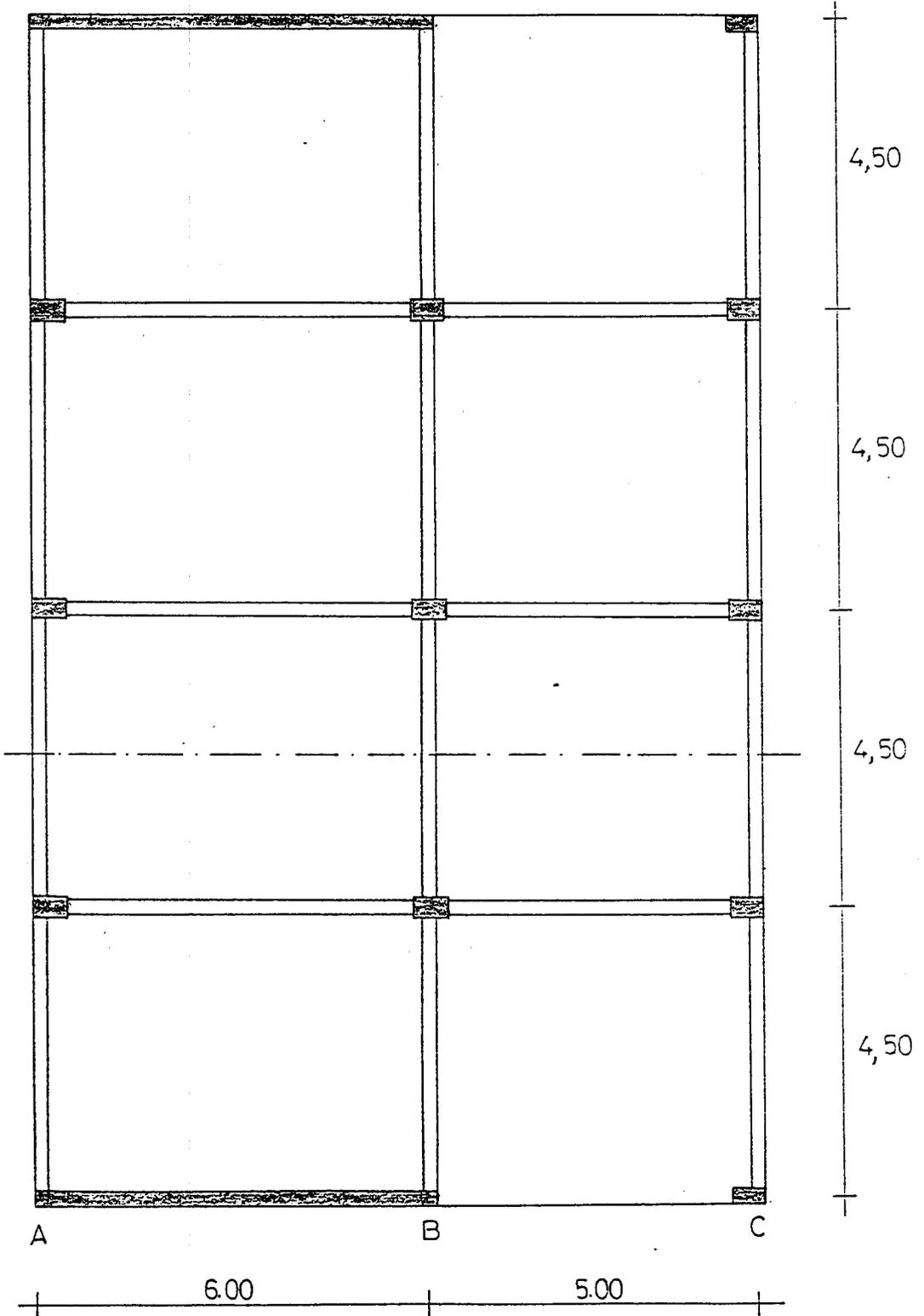
$$\delta_2 = \frac{30}{\frac{12}{3.00^2} \times 0.94} + \frac{10}{\frac{12}{3.00^2} \times 1.07} = 23.936 + 7.009 = 30.945$$

$$\delta_1 = \frac{40}{\frac{12}{4.50^2} \times 1.57} + \frac{10}{\frac{12}{4.50^2} \times 1.95} = 42.994 + 8.654 = 51.648$$

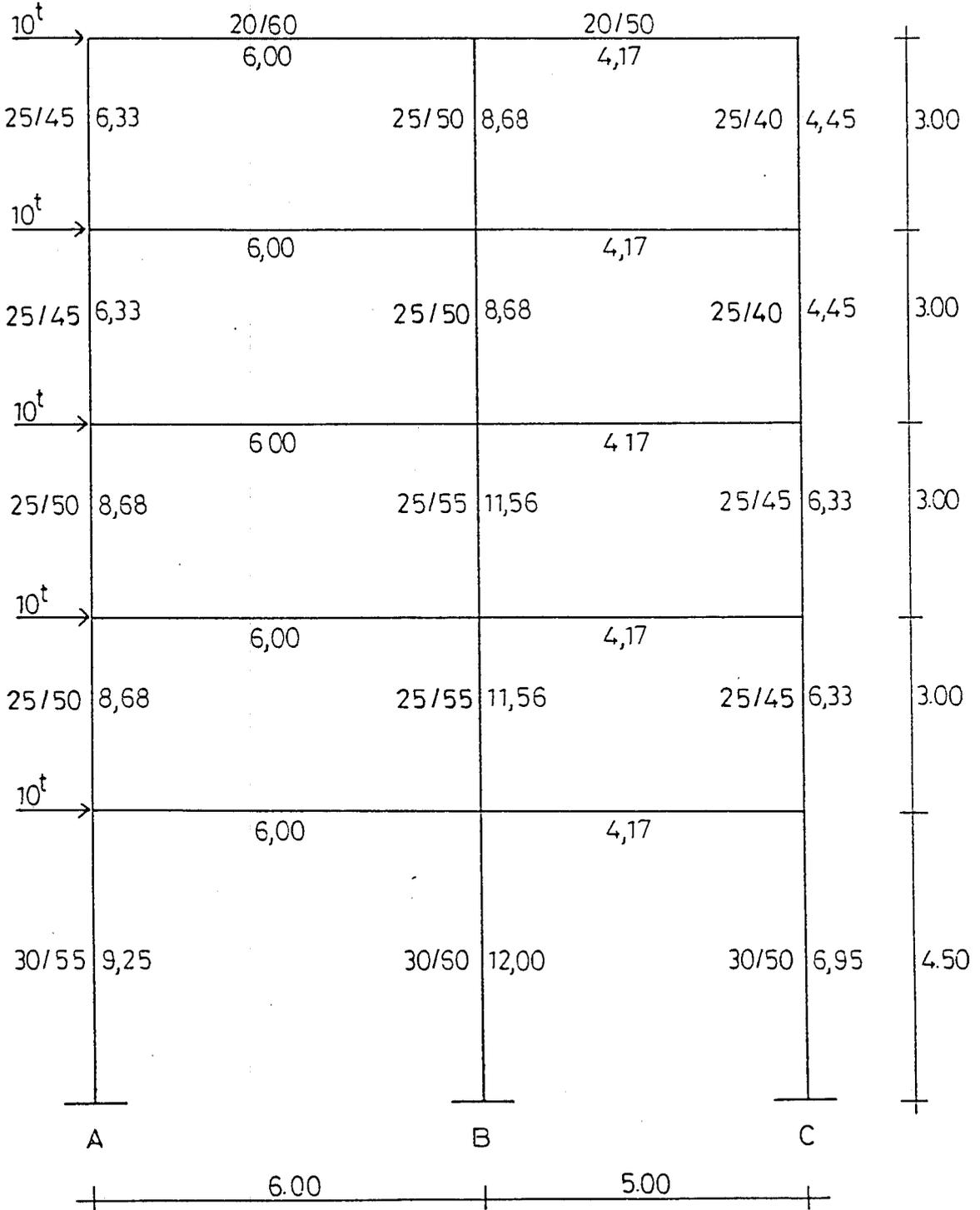


Şekil (3:12) aydın metodu moment diyagramı

3.4 Örnek



Şekil (3:13) Aydın metoduna ait örnek plan



Şekil (3:14) aydın metoduna ait örnek kesit

Perde: $I = \frac{2 \times 60^3}{12} = 36000 \text{ dm}^4$ $k = \frac{36000}{3,00} = 12000 \text{ dm}^4/\text{m}$

Tablo (3:2) A Aksı S değerleri

A AKSI KOLONLARI							
	k_i	$\frac{12 k_i}{h^2}$	$\frac{k_1 + k_2/k_c}{k_3 + k_w/k_c}$	c	k_c	$\frac{12 k_c}{h^2}$	S=
	dm ⁴ /m	dm ⁴ /m ²			dm ⁴ /m	dm ⁴ /m ²	(4)x(6) dm ⁴ /m ³
	1	2	3	4	5	6	7
5	24000	32000	0.95	0.35	6.33	8.44	2.95
			0.95				
4	24000	32000	0.95	0.32	6.33	8.44	2.70
			0.95				
3	24000	32000	0.69	0.26	8.68	11.57	3.01
			0.69				
2	24000	32000	0.69	0.26	8.68	11.57	3.01
			0.69				
1	16000	9481.48	0.65	0.50	9.25	5.48	2.74
			∞				

B AKSI KOLONLARI					
	$\frac{k_1 + k_2/k_c}{k_3 + k_w/k_c}$	c	k_c	$\frac{12 k_c}{h_i^2}$	S=
			dm ⁴ /m	dm ⁴ /m ²	(9)x(11) dm ⁴ /m ³
	8	9	10	11	12
5	1.17	0.39	8.68	11.57	4.51
	1.17				
4	1.17	0.36	8.68	11.57	4.17
	1.17				
3	0.88	0.31	11.56	15.41	4.78
	0.88				
2	0.88	0.31	11.56	15.41	4.78
	0.88				
1	0.85	0.54	12.00	7.11	3.84
	∞				

Tablo (3:3) B Aksı S değerleri

Tablo (3:4) C Aksı kolonları S ve ΣD_i değerleri

C AKSI KOLON LARI						
	$\frac{k_1+k_2/k_c}{k_3+k_4/k_c}$	c	k_c dm ⁴ /m	$\frac{12k_c}{h_i^2}$ dm ⁴ /m ³	S= (14)x(16) dm ⁴ /m ³	D_i dm ⁴ /m ³
	13	14	15	16	17	18
5	0.94	0.34	4.45	5.93	2.02	32028.44
	0.94					
4	0.94	0.32	4.45	5.93	1.90	32026.31
	0.94					
3	0.66	0.24	6.33	8.44	2.03	32029.46
	0.66					
2	0.66	0.24	6.33	8.44	2.03	32029.46
	0.66					
1	0.60	0.48	6.95	4.12	1.98	9507.16
	∞					

	k_i dm ⁴ /m	D_i dm ⁴ /m ³	$\frac{18k_i^2}{h_i^2}$ dm ⁸ /m ⁴	$\frac{18k_i^2}{h_i^2} \times \frac{1}{D_i}$ dm ⁴ /m	$R_i = (1) \times (4)$ dm ⁴ /m	$\frac{3k_i}{h_i}$ dm ³ /m ²	Q_i t	$R_{o,i}$ tm
	1	2	3	4	5	6	7	8
5	24.000,-	32028.44	1152x10 ⁶	35366.03	-11366.03	24.000	10	7.496340
4	24.000,-	32026.31	1152x10 ⁶	35370.43	-11370.43	24.000	20	14.977677
3	24.000,-	32029.46	1152x10 ⁶	35366.89	-11366.89	24.000	30	22.473304
2	24.000,-	32029.46	1152x10 ⁶	35366.89	-11366.89	24.000	40	29.372406
1	16.000,-	9.507.16	227.56x10 ⁶	23935.64	-7935.64	10666.67	50	56.098088

Tablo (3:5) R_i ve $R_{o,i}$ değerleri

$$(2.4-1.196803)\phi_1 - 1.196803\phi_2 - 7.493340 = 0$$

$$-1.196803\phi_1 + (2.4+2.4-1.196803-1.197043)\phi_2 - 1.197043\phi_3 - 7.493340 - 14.987677 = 0$$

$$-1.197043\phi_2 + (2.4+2.4-1.197043-1.196689)\phi_3 - 1.196689\phi_4 - 14.987677 - 22.47.9304 = 0$$

$$-1.196689\phi_3 + (2.4+2.4-1.196689-1.196689)\phi_4 - 1.196689\phi_5 - 22.479304 - 29.972406 = 0$$

$$-1.196689\phi_4 + (2.4+1.6-1.196689-0.793564)\phi_5 - 29.972406 - 56.098088 = 0$$

1.203197	-1.196803	0	0	0	7.493340	$\phi_1 = 389.924615$
-1.196803	2.406154	-1.197043	0	0	22.481017	$\phi_2 = 385.74663$
0	-1.197043	2.406268	-1.196689	0	37.466981	$\phi_3 = 366.755378$
0	0	-1.196689	2.406622	-1.196689	52.451710	$\phi_4 = 320.291557$
0	0	0	-1.196689	2.009747	36.070494	$\phi_5 = 233.541773$

Tablo (3:6) ϕ değerleri

KAT NO	Q_i	ϕ_i	$\phi_i + \phi_{i+1}$	$\frac{6k_i}{h} (\phi_i + \phi_{i+1})$	D_i	δ_i	$4k_i\phi_i$	$2k_i\phi_i$	$\frac{6k_i\delta_i}{h}$	$M_i.a$	$M_i.ü$
5	10.00	389.925	775.672	3723.23	3.202844	1165.60	3743.28	1871.64	5594.88	0.00	-
4	20.00	885.747	752.502	3612.01	3.202631	1134.07	3703.17	1851.59	5443.54	20.05	-20.07
3	30.00	366.755	687.047	3297.83	3.202946	1038.99	3520.85	1760.42	4987.15	71.10	-71.10
2	40.00	320.292	553.831	2658.40	3.202946	842.47	3074.80	1537.40	4043.86	151.94	-151.93
1	50.00	233.542	233.542	498.22	0.950716	576.64	2242.00	1121.00	1230.17	264.50	-264.46
							1494.67	747.33			
										Mesnet	-482.84

Tablo (3:7) δ_i ve M_i değerleri

KAT NO	PERDE					CERÇEVE	
	Q_i	M_p	ΔM	Q_p	P_p	Q_c	P_c
1	2	3	4	5	6	7	8
5	10.00	0.00	20.06	6.69	6.89	3.31	3.31
4	20.00	20.06	51.04	17.01	10.32	2.99	-0.32
3	30.00	71.10	80.84	26.95	9.94	3.05	0.06
2	40.00	151.94	112.54	37.51	10.56	2.49	-0.56
1	50.00	264.48	218.36	48.52	11.01	1.43	-1.01
		482.34					

Tablo (3:3) Perde momentleri

4. ÇAKIROĞLU, ÖZMEN METODU

Bu metotta yapılan kabuller;

(a) Malzeme lineer elastiktir

(b) Kat döşmeleri düzlemleri içinde sonsuz rijittir.

(c) Yapının hesapta alınan yatay kuvvetler altında düşey bir eksen etrafında burulmadığı, yeni her katta çeşitli taşıyıcı elemanlara gelen kesme kuvvetleri bileşkesinin yatay dış kuvvetler bileşkesi ile çakışır.

(d) Perde bağlantılarına, perdeler klasik giriş teorisi uygulanabilir ve perdeye saplanan d yüksekliğindeki bir bağlantı girişinin perde kenarından itibaren veya $d/2 = d$ kadar bir uzaklıktan sonra perde içindeki atalet momenti sonsuz alınabilir.

4.1. Çerçevelerden Meydana Gelen Sistemler

Kat kesme kuvvetlerinin kolonlara dağıtılması esasına dayanan metodlarda, D kolon rijitliği ve Q kolon kesme kuvveti olmak üzere bir kattaki kolonların üst uçlarının alt uçlarına göre relatif yatay deplasmanı

$$\delta = \frac{Q}{D} \dots\dots\dots (4:1)$$

ile tanımlanır.

Bir kattaki tüm kolonların aynı deplasmanı yapması özelliğinden

$$\delta = \frac{Q_2}{D_1} = \frac{Q_1}{D_2} = \dots\dots\dots \frac{\Sigma Q}{\Sigma D} \dots\dots\dots (4:2)$$

bağıntısı yazılabilir.

ΣQ : Bir kattaki kolon kesme kuvvetleri toplamı

ΣD : Bir kattaki kolon rijitlikleri toplamı

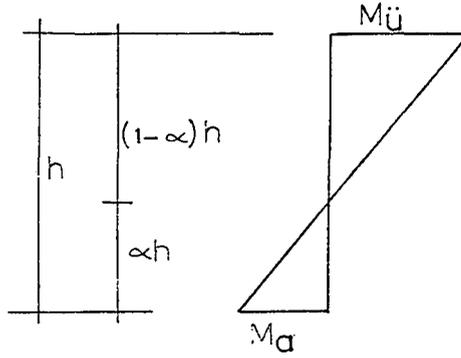
Kat kesme kuvveti ve kolon rijitliklerinin bilinmesi halinde j

kolonuna ait kesme kuvveti

$$Q_j = \frac{D_j}{\Sigma D} \cdot \Sigma Q \dots\dots\dots (4:3)$$

formülü ile hesaplanır.

$$\left(\frac{D_j}{\Sigma D}\right) \rightarrow j \text{ kolonuna ait dağıtma sayısı}$$



Şekil (4:1) Kolon moment sıfır noktalarının belirlenmesi

Kolon uç momentleri

$$M_a = \alpha \cdot Q \cdot h \dots\dots\dots (4:4)$$

$$M_u = (1 - \alpha) Q \cdot h$$

formülü ile hesaplanır.

Kolon boylarının değişmemesi durumunda, mütemadi kiriş haline gelen kat kirişleri düğüm noktalarına üst ve alttan etkiyen kolon uç momentlerine göre Cross metoduyla hesaplanıp kiriş uç momentleride bulunarak çerçevenin hesabı tamamlanır.

Kat kirişlerinin sonsuz rijit olmaları özel halinde, \bar{D} ve α sayıları

$$D = \frac{12EI}{h^3} \quad , \quad \alpha = \frac{1}{2} \dots\dots\dots (4:5)$$

gibi sabit değerler olmakta iseler de, komşu çubukların moment sıfır noktalarının yerlerine ve kolonların δ relatif deplasmanlarının oranlarına bağlı değerler almaktadırlar. Buna göre, k değişken bir katsayıyı göstermek üzere; kolon rijitliği

$$D = \frac{12EI}{h^3} k \quad , \quad 0 < k < 1 \dots\dots\dots (4:6)$$

şeklinde ifade edilebilir. Kolon boylarının bir kat boyunca sabit olması halinde D değerleri yerine

$$\bar{D} = \frac{12EI}{h} k$$

değerleri alınarak da hesap yapılabilir.

k ve α nın sabit olmaması durumunda bu değerler üst, ara ve alt katlar için ayrı ayrı olmak üzere diyagramlardan alınır.

(ÇAKIROĞLU ve ÖZMEN, 1973)

r_o + Kolon $I/1$ sinin, kolonun üst ucunda birleşen kolon ve kirişlerin $I/1$ toplamına oranı

r_u + Kolon $I/1$ sinin, kolonun alt ucunda birleşen kolon ve kirişlerin $I/1$ toplamına oranı

Daha sonra, ilk yaklaşım için elde edilmiş olan sonuçlardan hareket ederek k ve α için verilmiş olan formüller ile k ve α nın yeni değerleri tayin edilir ve hesaba bir önceki adıma ait sonuçlara yeter derecede yakın sonuçlar elde edilinceye kadar devam edilir.

4.2. Perde ve Çerçevelerden Meydana Gelen Sistemler

Perdelere saplanan kirişlerin bulunmaması gereken bu tür sistemler, perde ve çerçeve rijitlikleri toplanarak şekil 4:2 de görüldüğü gibi özetlenebilir. Bu metotta, çerçeve hesaplarına ait K ve α katsayılarının diyagramlardan alınan değerleri kullandığından çerçeve rijitliklerinin toplanabileceği açıktır. Buna karşı, perde rijitliklerinin toplanabilmesi özelliği ancak perde rijitlikleri oranlarının bütün yapı yüksekliğince sabit olması halinde geçerlidir. Böyle olmayan hallerde bu özellik, döşeme hizalarında perde deplasmanlarının birbirine eşit olması ve yapının çok katlı bulunması nedeniyle perde elastik eğrilerinin çakışması kabulüne dayanmaktadır. Diğer yandan bu özellik, kalınlığı ani olarak değişmeyen değişken kesitli perdelerde, her katta atalet momentinin sabit alınması, yani sabit kesitli çubuklara ait fleksibilite veya rijitlik matrislerinin kullanılabilmesi kabulü altında da geçerlidir.

İdealleştirilmiş hiperstatik sisteme kuvvet metodu uygulanırken $x_i = 1$ bilinmeyenini olarak seçilen grup yükleme şekil (4:2.b) deki esas sistem üzerinde gösterilmiştir. Buna göre i süreklilik denklemi

$$\delta_{i,i-1}x_{i-1} + \delta_{i,i}x_i + \delta_{i,i+1}x_{i+1} + \delta_{i,0} = 0 \dots\dots\dots (4:7)$$

$$\left. \begin{aligned} \delta_{i,i-1} &= f_{i-1} - F_{i-1} \\ \delta_{i,i} &= 2f_i + 2f_{i-1} + F_i + F_{i-1} \\ \delta_{i,i+1} &= f_i - F_i \\ \delta_{i,0} &= f_i M_{i+1,0} + 2(f_i + f_{i-1}) M_{i,0} + f_{i-1} M_{i-1,0} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4:8)$$

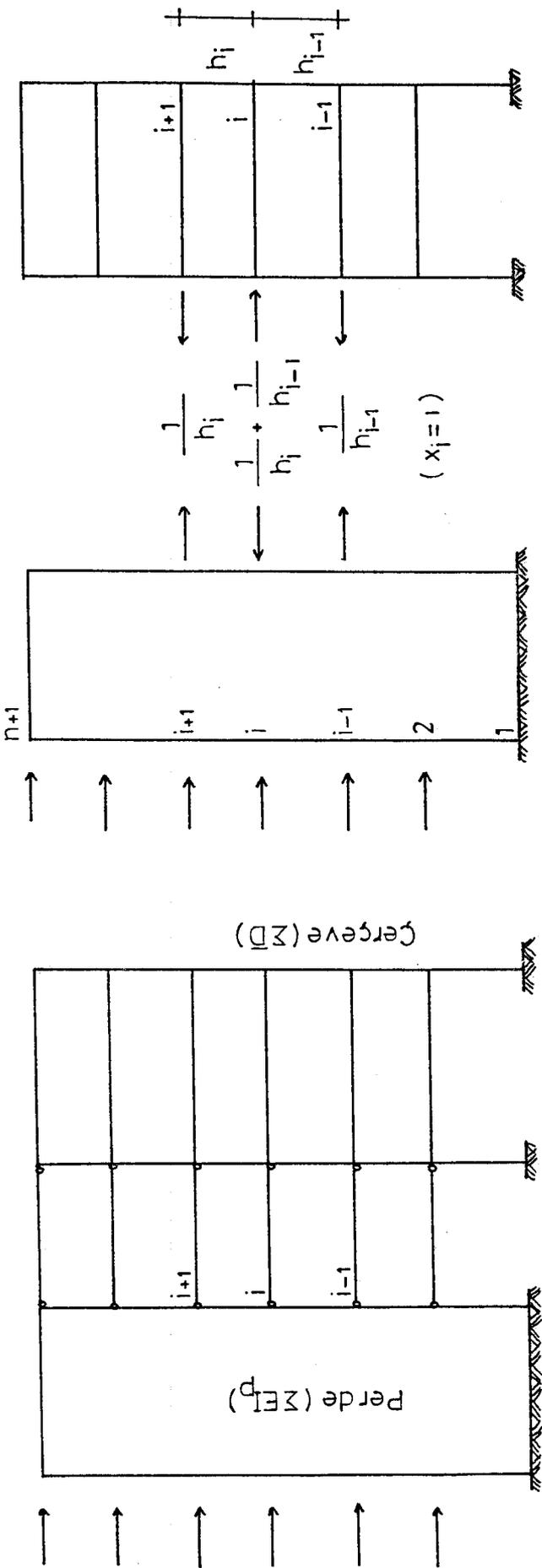
olarak elde edilir.

$$f_i = \frac{h_i}{6(\Sigma EI_p)_i} \quad , \quad F_i = \frac{1}{(\Sigma \bar{D})_i} \dots\dots\dots (4:9)$$

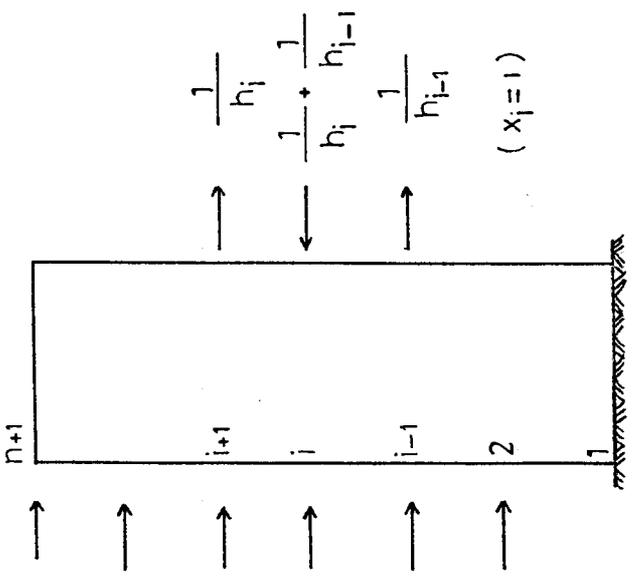
$(\Sigma EI_p)_i$ + i katında sabit olarak alınan perde eğilme rijitliklerinin toplamı

$(\Sigma \bar{D})_i$ + Kolon rijitlikleri toplamı

$M_{i,0}$ + Tabanında ankastre olan konsol kirişte yatay yüklerden i



(a)



(b)

Şekil (4:2) Çerçeve ve perde rijitliklerinin toplaması

döşemesi hizasında meydana gelen eğilme momenti

Döşeme hizalarında perdelere gelen toplam eğilme momentleri

$$M_i = M_{i,0} + x_i \quad (i= 1.2.....,n).....(4:10)$$

Süperpozisyon formülleri ile bulunur. Her döşeme hizası için bulunan toplam eğilme momenti aynı hizadaki perde rijitlikleriyle orantılı olarak dağıtılıp perdelere düşen eğilme momentleri elde edilir.

i katında çerçevelere gelen toplam kesme kuvveti

$$(\Sigma Q)_i = \frac{x_{i+1} - x_i}{h_i} \dots\dots\dots (4:11)$$

formülü ile hesaplanır.

Her katta çerçevelere gelen $(\Sigma Q)_i$ kesme kuvvetleri bulunduktan sonra Bölüm (4:1) de açıklanan metot ile çerçevelerin kesit tesirleri tayin edilir.

İzostatik esas sistemde yatay yükler, perde yerine çerçevelere tat-
bik edilirse (4:8) formüllerindeki $\delta_{i,0}$ değeri

$$\delta_{i,0} = F_{i-1} h_{i-1} Q_{i-1,0} - F_i h_i Q_{i,0}$$

şeklini alır. Diğer δ_{ij} ifadelerinde bir değişiklik olmaz.

$Q_{i,0}$: Konsol kirişte yatay yüklerden i döşemesi hizasında meydana
gelen kesme kuvveti

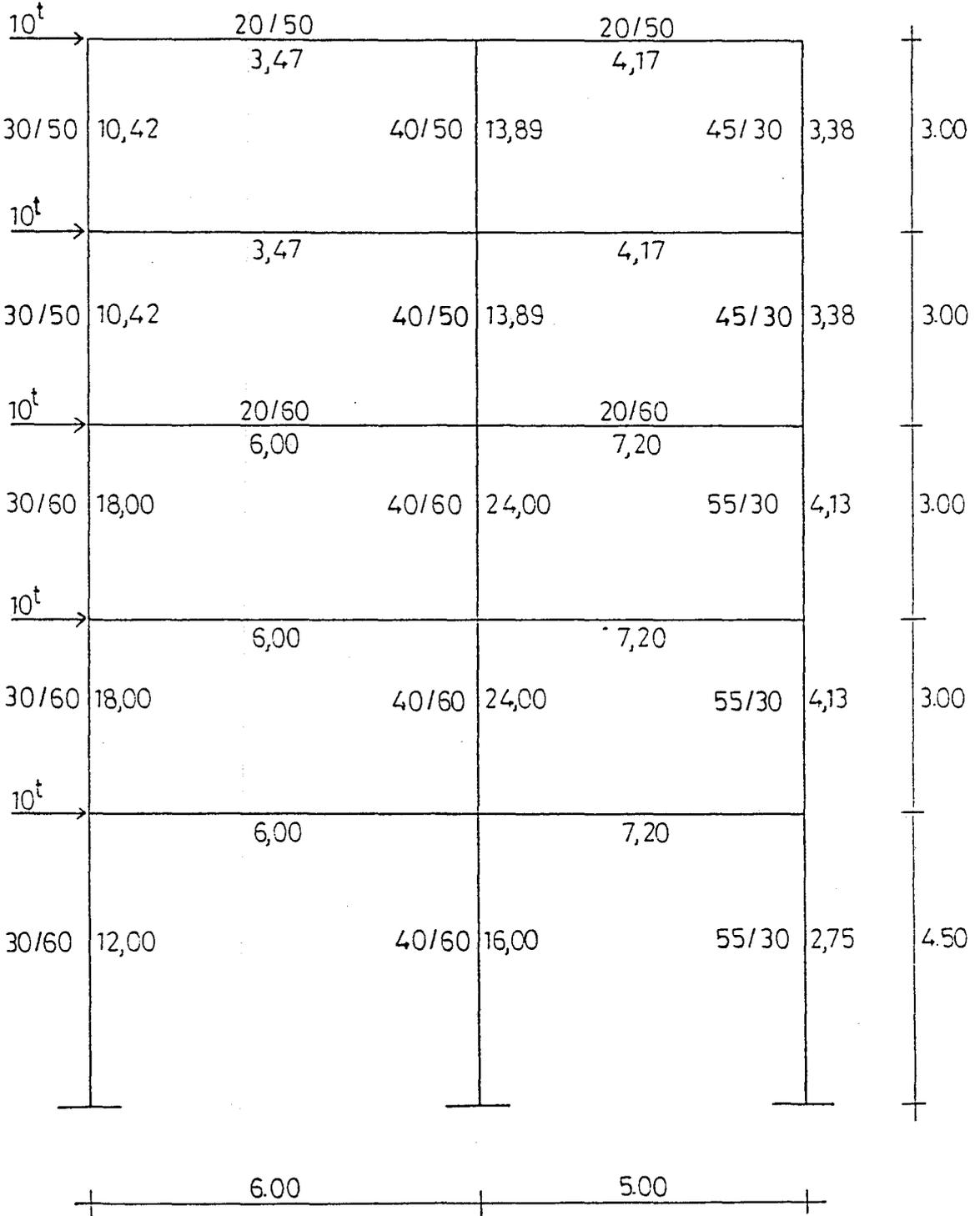
Perdelere gelen toplam eğilme momentleriyle, çerçevelere gelen
kesme kuvvetleri

$$M_i = x_i$$

$$Q_i = Q_{i,0} + \frac{1}{h_i} (x_{i+1} - x_i)$$

formülleri ile hesaplanır.

4.3 Örnek

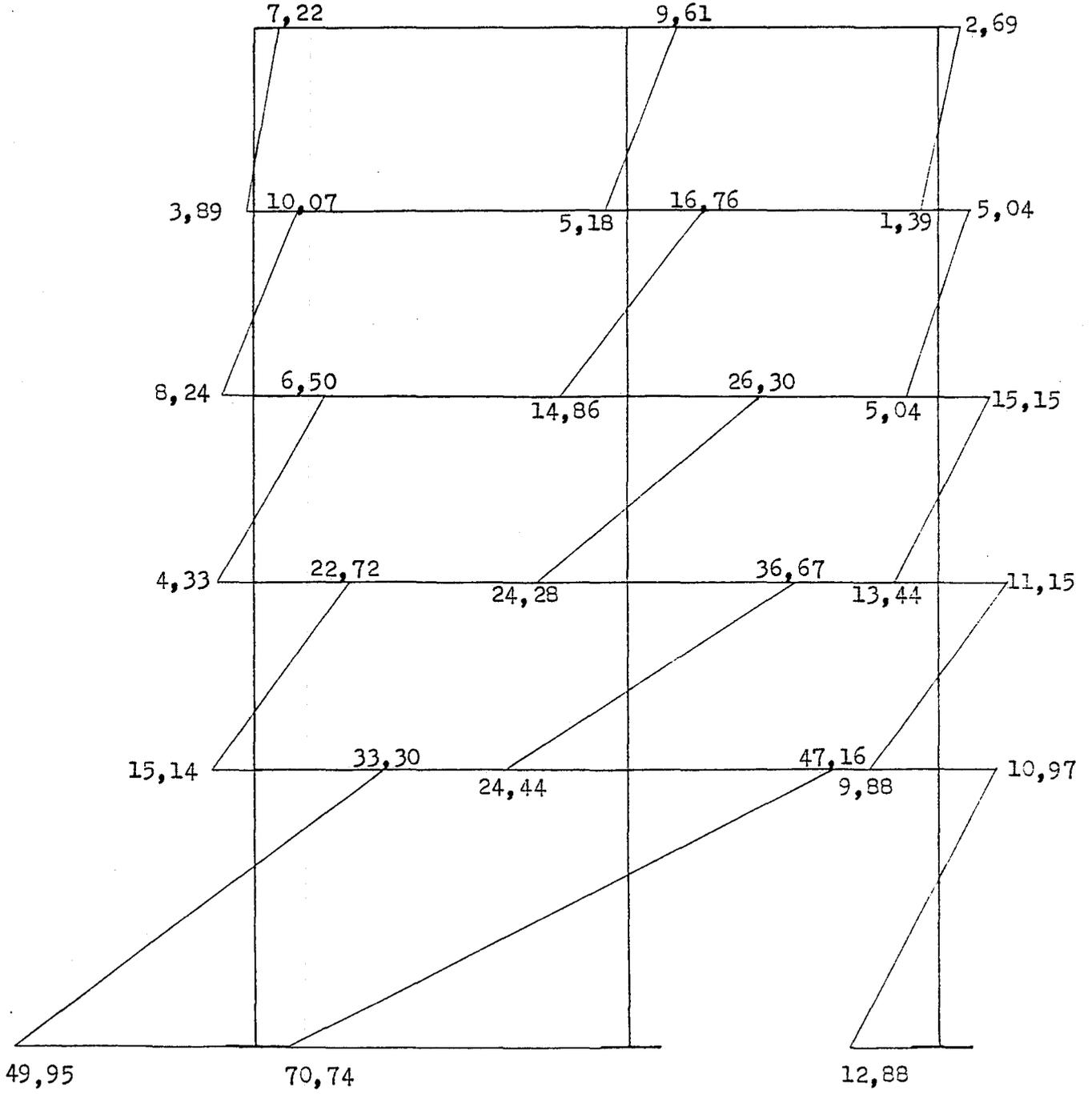


Şekil (4:3) Çakıroğlu, Özmen metoduna ait örnek çerçeve

$$k = \frac{EJ}{l}$$

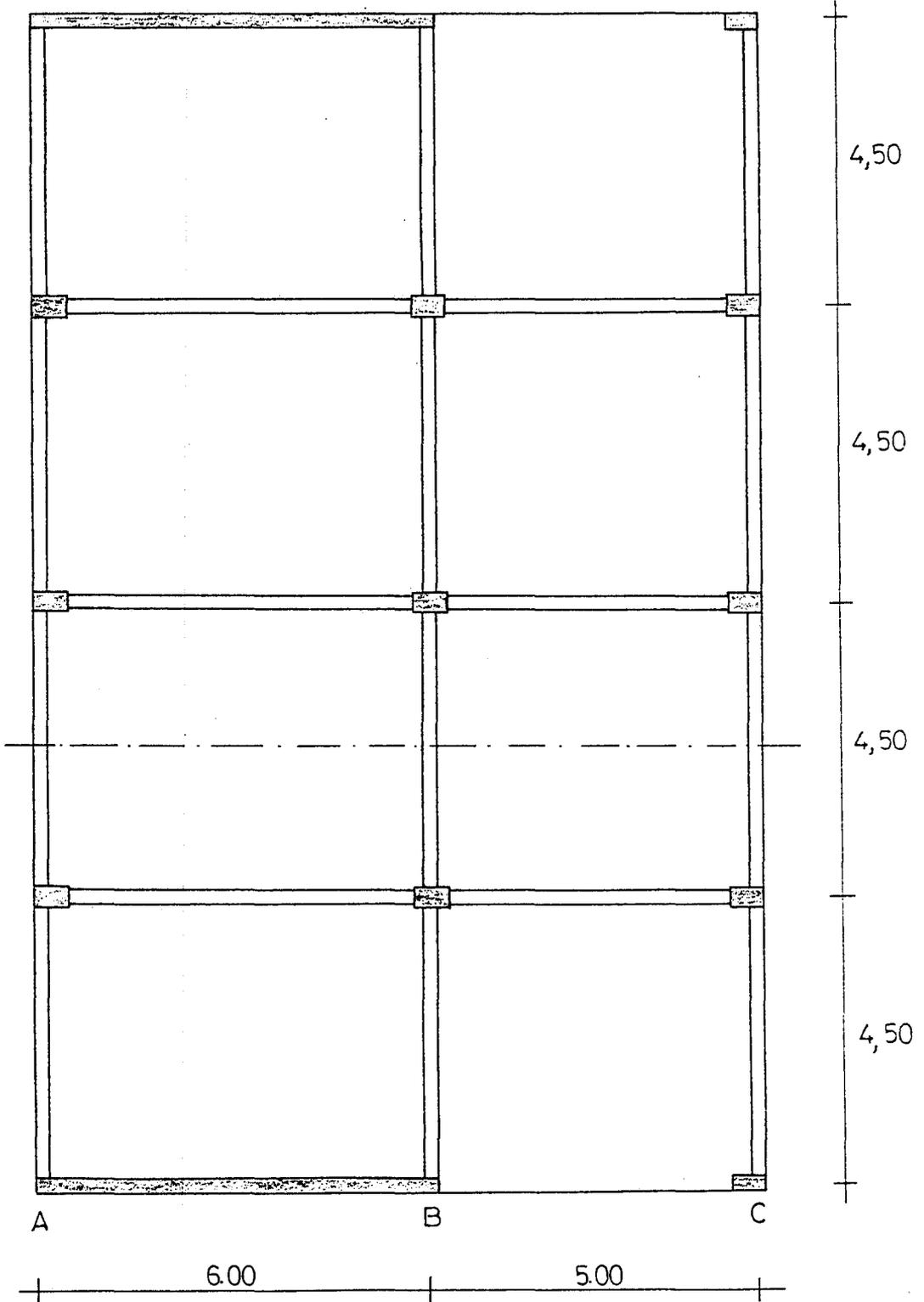
KAT	KOLON NO	I dm ²	$\frac{I}{h}$ dm ⁴ /m	$\frac{R_o}{R_u}$ dm ⁴ /m	$\frac{r_o}{r_u}$ -	k -	$\bar{D} = k \frac{I}{h}$ dm ⁴ /m	$\Sigma \bar{D}$ dm ⁴ /m	Q t	Q.h tm	α -	$\frac{M_u}{M_a}$ tm
5	I	31.25	10.42	3.47	3.00	0.30	3.13		3.70	11.10	0.35	7.22
				13.89	0.75							3.89
	II	41.67	13.89	7.64	1.82	0.30	4.17	8.45	4.93	14.79	0.35	9.61
				21.53	0.65							5.13
	III	10.13	3.38	4.17	0.81	0.34	1.15		1.36	4.08	0.34	2.69
				7.55	0.45							1.39
4	I	31.25	10.42	13.89	0.75	0.27	2.81		6.10	18.30	0.45	10.07
				24.00	0.43							3.24
	II	41.67	13.89	21.53	0.65	0.35	4.86	9.22	10.54	31.62	0.47	16.76
				37.20	0.37							14.36
	III	10.13	3.38	7.55	0.45	0.46	1.55		3.36	10.08	0.50	5.04
				11.33	0.30							5.04
3	I	54.00	18.00	16.42	1.10	0.04	0.72		3.61	10.83	0.40	6.50
				24.00	0.75							4.33
	II	72.00	24.00	27.09	0.39	0.14	3.36	5.93	16.36	50.58	0.43	26.30
				37.20	0.65							24.23
	III	12.38	4.13	10.53	0.39	0.46	1.90		9.53	28.59	0.47	15.15
				11.33	0.36							13.44
2	I	54.00	18.00	24.00	0.75	0.19	3.42		12.62	37.86	0.40	22.72
				13.00	1.00							15.14
	II	72.00	24.00	37.20	0.65	0.23	5.52	10.34	20.37	61.11	0.40	35.67
				29.20	0.82							24.44
	III	12.38	4.13	11.33	0.36	0.46	1.90		7.01	21.03	0.47	11.15
				9.95	0.42							9.33
1	I	54.00	12.00	24.00	0.50	0.64	7.68		18.50	83.25	0.60	33.30
				-	-							49.95
	II	72.00	16.00	37.20	0.43	0.68	10.88	20.76	25.20	117.90	0.60	47.16
				-	-							70.74
	III	12.38	2.75	11.33	0.24	0.80	2.20		5.30	23.85	0.54	10.97
				-	-							12.88

Tablo (4:1) Kolon uç momentleri

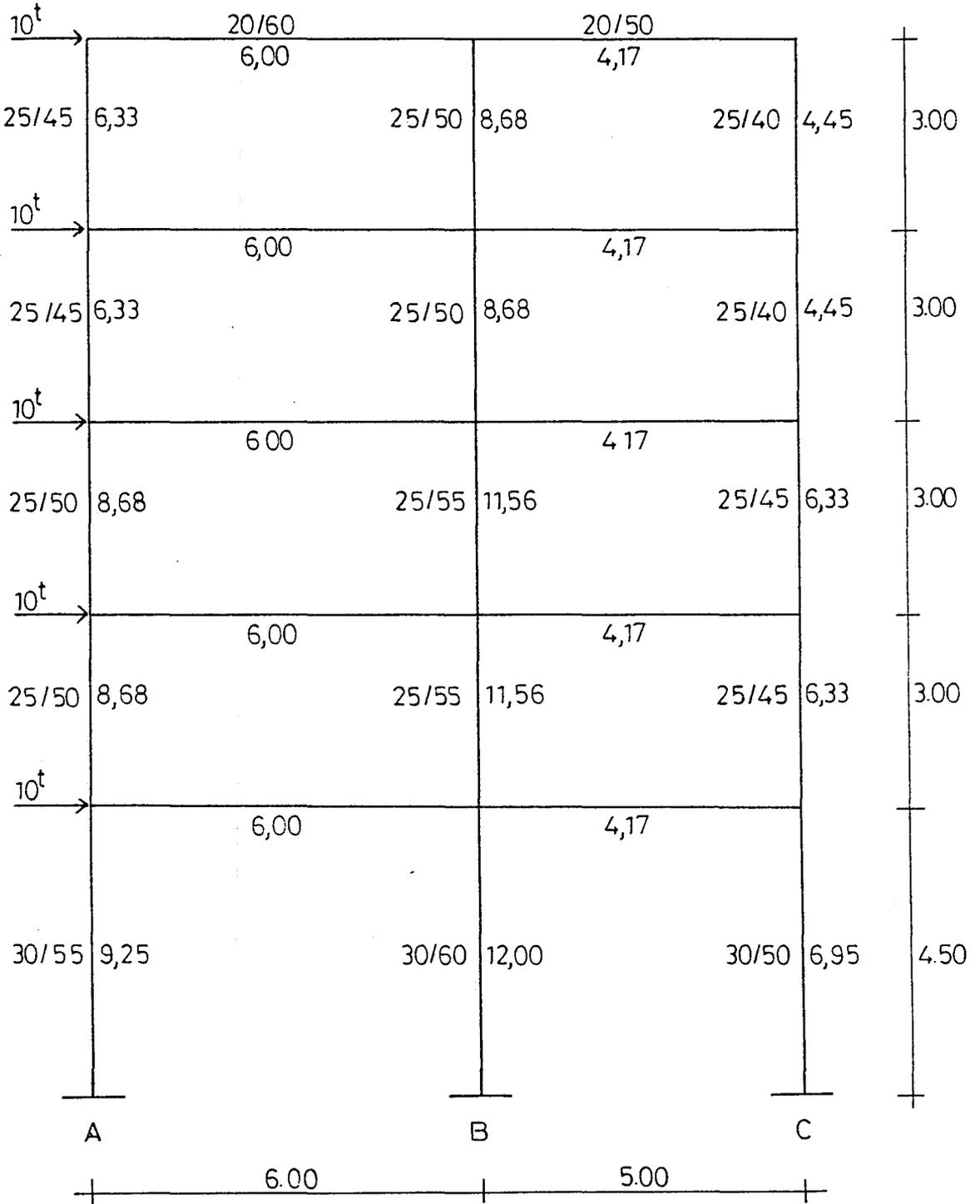


Şekil (4:4) Çakıroğlu, Öznen metodu moment diyagramı

4.4 Örnek



Şekil (4:5) Çakırcıoğlu, Özmen metoduna ait örnek plan



Şekil (4:6) Çakıroğlu, Özmen metoduna ait örnek kesit
 Perde: $I = \frac{2 \times 60^3}{12} = 36000 \text{ dm}^4$ $k = \frac{36000}{3,00} = 12000 \text{ dm}^4/\text{m}$

A AKSI KOLONLARI						B AKSI KOLONLARI						C AKSI KOLONLARI					
KAT NO	$\frac{I}{h}$	$\frac{R_o}{R_u}$	$\frac{r_o}{r_u}$	k	$D=12k \frac{I}{h}$	KAT NO	$\frac{I}{h}$	$\frac{R_o}{R_u}$	$\frac{r_o}{r_u}$	k	$D=12k \frac{I}{h}$	KAT NO	$\frac{I}{h}$	$\frac{R_o}{R_u}$	$\frac{r_o}{r_u}$	k	$D=12k \frac{I}{h}$
5	6.33	6.00	1.06	0.31	23.55	5	8.68	10.17	0.85	0.34	35.41	5	4.45	4.17	1.07	0.31	16.55
		12.33	0.51					18.85	0.46					8.62	0.52		
4	6.33	12.33	0.51	0.34	25.83	4	8.68	18.85	0.46	0.39	40.62	4	4.45	8.62	0.52	0.34	18.16
		12.33	0.51					18.85	0.46					8.62	0.52		
3	8.68	12.33	0.70	0.23	23.96	3	11.56	18.85	0.61	0.29	40.22	3	6.33	8.62	0.73	0.22	16.71
		14.68	0.59					21.73	0.53					10.50	0.60		
2	8.68	14.68	0.59	0.28	29.16	2	11.56	21.73	0.53	0.33	45.78	2	6.33	10.50	0.60	0.28	21.27
		14.68	0.59					21.73	0.53					10.50	0.60		
1	9.25	14.68	0.63	0.53	64.33	1	12.00	21.73	0.55	0.61	87.84	1	6.95	10.50	0.66	0.56	46.70
		-	-					-	-					-	-		

Tablo (4:2) D değerleri

KAT NO	ΣD	$F = \frac{1}{\Sigma D}$	f	M_0	fM_0	f-F	δ_{ii}	δ_{io}	DÖŞEME NO
5	226.53	44.144	0.06944			-			
				30.0	2.08		83.818	14.58	5
4	253.83	39.396	0.06944			-39.327			
				90.0	6.25		80.882	39.58	4
3	242.67	41.208	0.06944			41.139			
				180.00	12.50		76.132	77.08	3
2	288.63	34.646	0.06944			-34.577			
				300.00	20.83		51.750	171.36	2
1	596.76	16.757	0.10417			-16.653			
				525.0	54.69		16.965	140.63	1

Tablo (4:3) M_0 , δ_{ii} ve δ_{io} değerleri M_0 ' in hesaplanması

$$3.00 \times 10.000 = 30.00$$

$$6.00 \times 10.000 + 3.00 \times 10.000 = 90.00$$

$$9.00 \times 10.000 + 6.00 \times 10.000 + 3.00 \times 10.000 = 180.00$$

$$12.00 \times 10.000 + 9.00 \times 10.000 + 6.00 \times 10.000 + 3.00 \times 10.000 = 300.00$$

$$16.50 \times 10.000 + 13.50 \times 10.000 + 10.50 \times 10.000 + 7.50 \times 10.000 + 4.50 \times 10.000 = 525.00$$

 δ_{ii} 'ni hesaplanması

$$2 \times (0.06944 + 0.06944) + 44.144 + 39.396 = 83.818$$

$$2 \times (0.06944 + 0.06944) + 39.396 + 41.208 = 80.882$$

$$2 \times (0.06944 + 0.06944) + 41.208 + 34.646 = 76.132$$

$$2 \times (0.06944 + 0.10417) + 34.646 + 16.757 = 51.757$$

$$2 \times (0.10417) + 16.757 = 16.965$$

 δ_{io} ' in hesaplanması

$$2 \times (0.06944 + 0.06944) \times 30.0 + 6.25 = 14.58$$

$$30.0 \times 0.06944 + 2 \times (0.06944 + 0.06944) \times 90 + 12.50 = 39.58$$

$$79.0 \times 0.06944 + 2 \times (0.06944 + 0.06944) \times 180.0 + 20.83 = 77.08$$

$$180.0 \times 0.06944 + 2 \times (0.06944 + 0.10417) \times 300.0 + 54.69 = 171.36$$

$$300.0 \times 0.10417 + 2 \times 0.10417 \times 525.0 = 140.63$$

83.813	-39.327				14.53	$\phi_1 = 8.83057282$
-39.327	80.882	-41.139			39.58	$\phi_2 = 13.4501573$
	-41.139	76.132	-34.577		77.08	$\phi_3 = 26.8704089$
		-34.577	51.750	-16.653	171.36	$\phi_4 = 34.9327037$
			-16.653	16.965	140.63	$\phi_5 = 42.628763$

Tablo (4:4) ϕ değerleri

PERDELER			
DÖŞ. NO	M_0	x	M
5	30.0	-3.3	21.2
4	90.0	-18.5	71.5
3	180.0	-26.9	153.10
2	300.0	-35.0	265.0
1	525.0	-42.6	482.4

ÇERÇEVELER		
$\frac{x}{h}$	Q_c	KAT NO
-2.93	2.93	5
-6.17	3.24	4
-8.97	2.80	3
-11.67 (-7.73)	2.70	2
-9.47	1.69	1

Tablo (4:5) Perde momentleri

5. FAKTÖR METODU

Bu metod yatay yük etkisi altında bulunan çerçevelerin çözümünde kullanılır. Faktör Metodu, deplasman metoduna benzer şekilde sistemin elastik davranışı üzerine yaptığı kabullere dayanır. Deplasman metodu çözümüne benzemesine rağmen, bu methoda elastik prensipleri nispeten daha basit kabullerle formüle ederek çözüme gidilmiştir.

Faktör metodunu uygularken, kolon ve kirişlerin her birinin $K=I/l$ değerlerinin hesaplanması gerekir. K 'ların gerçek değerlerine gerek yoktur, ancak değişik elemanların her biri arasında gerçek oranların hesaplanması gerekir. (Norris, et al., 1976)

5.1. Faktör Metodu Aşağıdaki Altı Aşama Takip Edilerek Uygulanır.

(1) Her düğüm noktası için g kiriş faktörü aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$g = \frac{\sum K_c}{\sum K} \dots\dots\dots (5:1)$$

burada;

$\sum K_c$: Düğüm noktasına birleşen kolonların K değerleri toplamı

$\sum K$: Düğüm noktasına birleşen bütün çubukların K değerleri toplamı

Hesaplanan bu değerler düğüm noktasına birleşen kirişlerin her birinin ucuna yazılır.

(2) Her düğüm noktası için c kolon faktörü aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$c = 1 - g \dots\dots\dots (5:2)$$

g : Birinci adımda hesaplanan kiriş faktörü

Hesaplanan bu değerler düğüm noktasına birleşen kolonların her birinin ucuna yazılır. Ankastre kolonlarda ise c kolon faktörü

1.00 olarak alınır.

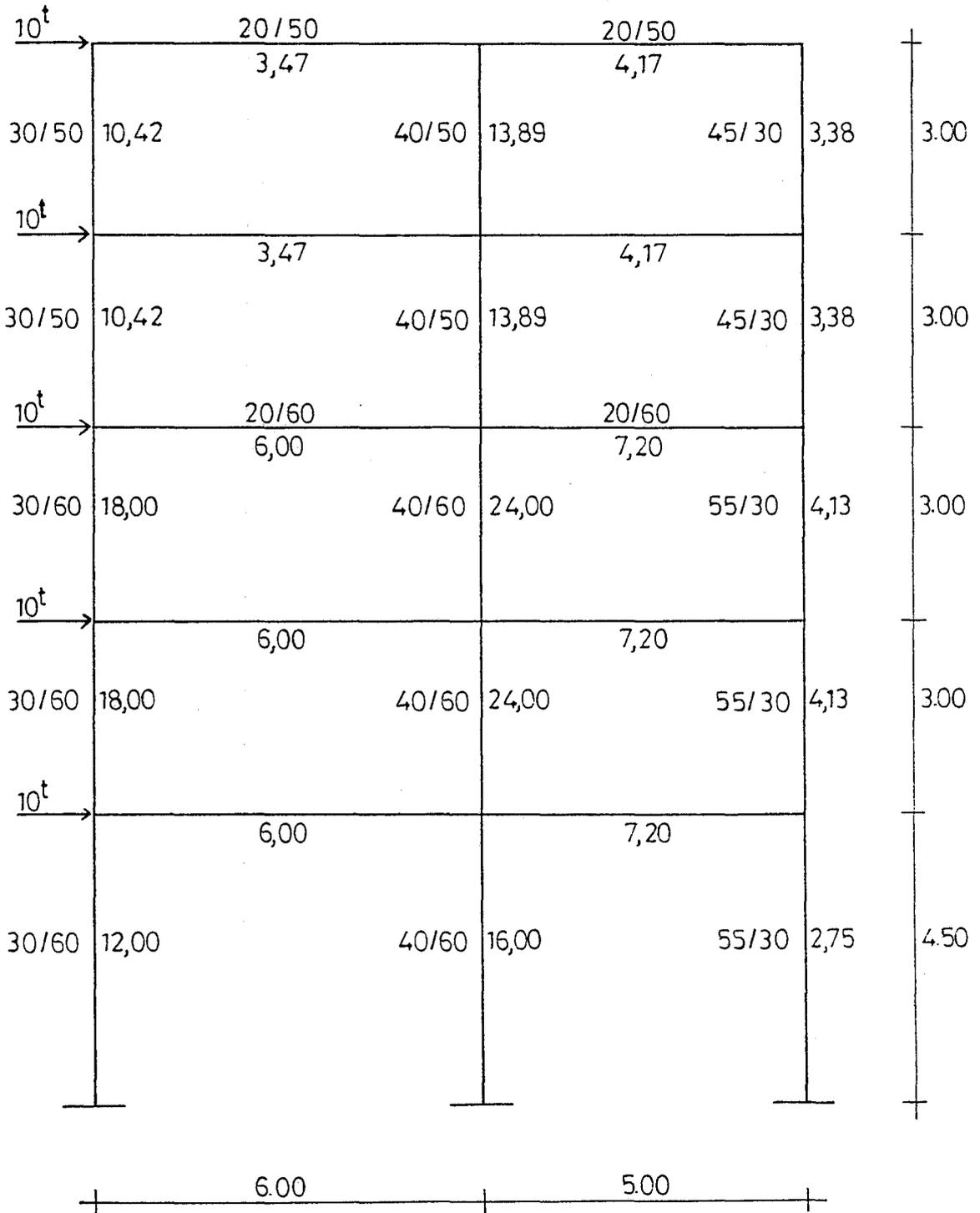
(3) 1. ve 2. Adımda her çubuğun ucunda elde edilen değerlerin yarılıarı çubuğun karşı ucuna ilave edilir.

(4) 3. adımda her çubuğun ucunda elde edilen toplam değerler ile o çubuğun K değeri çarpılır. Bu değerlerden kolonlar için bulunanlar C kolon moment faktörü, kirişler için bulunanlar ise G kiriş moment faktörü olarak adlandırılır.

(5) 4. Adımda bulunan kolon moment faktörü c , katlardaki kolon uç momentleri için gerçekten yaklaşık neticeler verir. Hesaplanan kattaki kolon uç momentlerinin toplamının, o kattaki toplam yatay kesme kuvvetleri ile kat yüksekliğinin çarpımına eşit olduğu gösterilebilir. Bu sebepten kolon moment faktörü C , her kat için doğru orantı ile kolon uç momentlerine dönüştürülebilir.

(6) 4. Adımda elde edilen kiriş moment faktörü G , her düğüm noktasında kiriş uç momentleri için gerçekten yaklaşık sonuçlar verir. Her düğüm noktasında kiriş uç momentlerinin toplamı statik olarak 5. adımda elde edilen kolon uç momentleri toplamına eşittir. Bu sebepten kiriş moment faktörü G , her düğüm noktası için doğru orantılı ile kiriş uç momentlerine dönüştürülebilir.

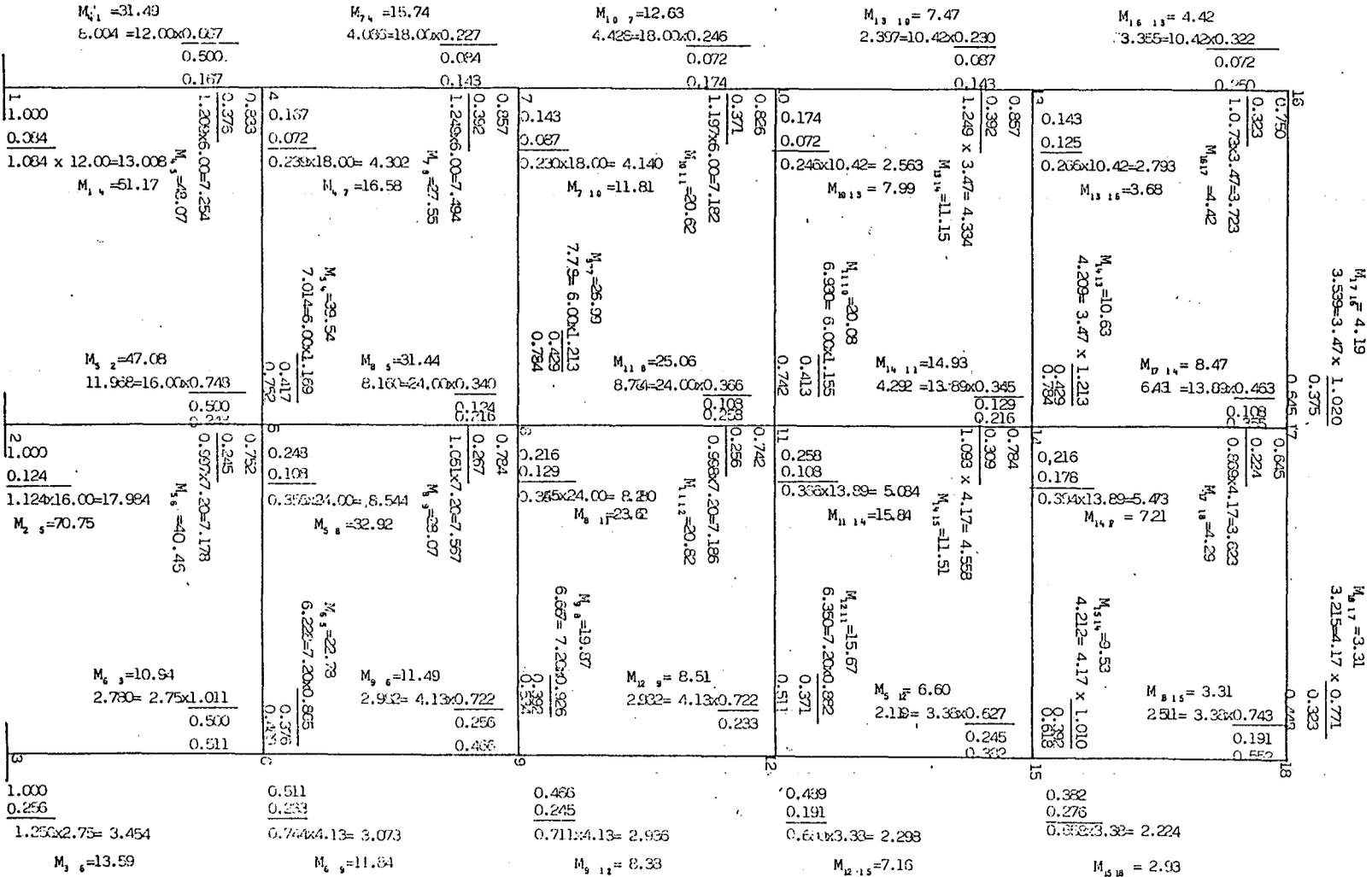
5.2 Örnek



Şekil (5:1) Faktör metoduna ait örnek çerçeve

$$k = \frac{EJ}{l}$$

Şekil (5:2) Kolon uç momentleri



(1)g giriş faktörleri hesabı

$$g = \frac{\Sigma K_c}{\Sigma K}$$

5. KAT

$$g = \frac{10.42}{3.47+10.42} = 0.750$$

$$g = \frac{13.89}{3.47+4.17+13.89} = 0.645$$

$$g = \frac{3.38}{4.17+3.38} = 0.448$$

(2)c kolon faktörleri hesabı

$$c = 1 - g$$

5. KAT

$$c = 1.000 - 0.750 = 0.250$$

$$c = 1.000 - 0.645 = 0.355$$

$$c = 1.000 - 0.448 = 0.552$$

(3) Her çubuğun ucunda elde edilen g ve c değerlerinin yarısı çubuğun karşı ucuna ilave edilir.

5. KAT

$$16.17 \text{ çubuğu } 0.750 + 0.5 \times 0.645 = 1.073$$

$$16.13 \text{ çubuğu } 0.250 + 0.5 \times 0.143 = 0.322$$

(4) 3. Adımda her çubuğun ucunda elde edilen toplam değerler ile o çubuğun K değeri çarpılır.

$$16.17 \text{ çubuğu } G_{16.17} = 1.073 \times 3.47 = 3.723$$

$$16.13 \text{ çubuğu } C_{16.13} = 0.322 \times 10.42 = 3.355$$

(5) Kolon Momentinin Hesaplanması

$$A = \frac{H \cdot h}{\Sigma C}$$

5. KAT

$$A = \frac{10 \times 3.00}{3.355 + 2.793 + 6.431 + 5.473 + 2.511 + 2.224} = 1.317$$

$$M_{16.13} = 3.355 \times 1.317 = 4.42$$

$$M_{13.16} = 2.793 \times 1.317 = 3.68$$

$$M_{17.14} = 6.431 \times 1.317 = 8.47$$

$$M_{14.17} = 5.473 \times 1.317 = 7.21$$

$$M_{18.15} = 2.511 \times 1.317 = 3.31$$

$$M_{15.18} = 2.224 \times 1.317 = 2.93$$

(6) Kiriş Momentinin Hesaplanması

5. KAT

$$M_{16.17} = 4.42$$

$$B_{17} = \frac{8.47}{3.539 + 3.623} = 1.183$$

$$M_{17.16} = 3.539 \times 1.183 = 4.19$$

$$M_{17.18} = 3.623 \times 1.183 = 4.29$$

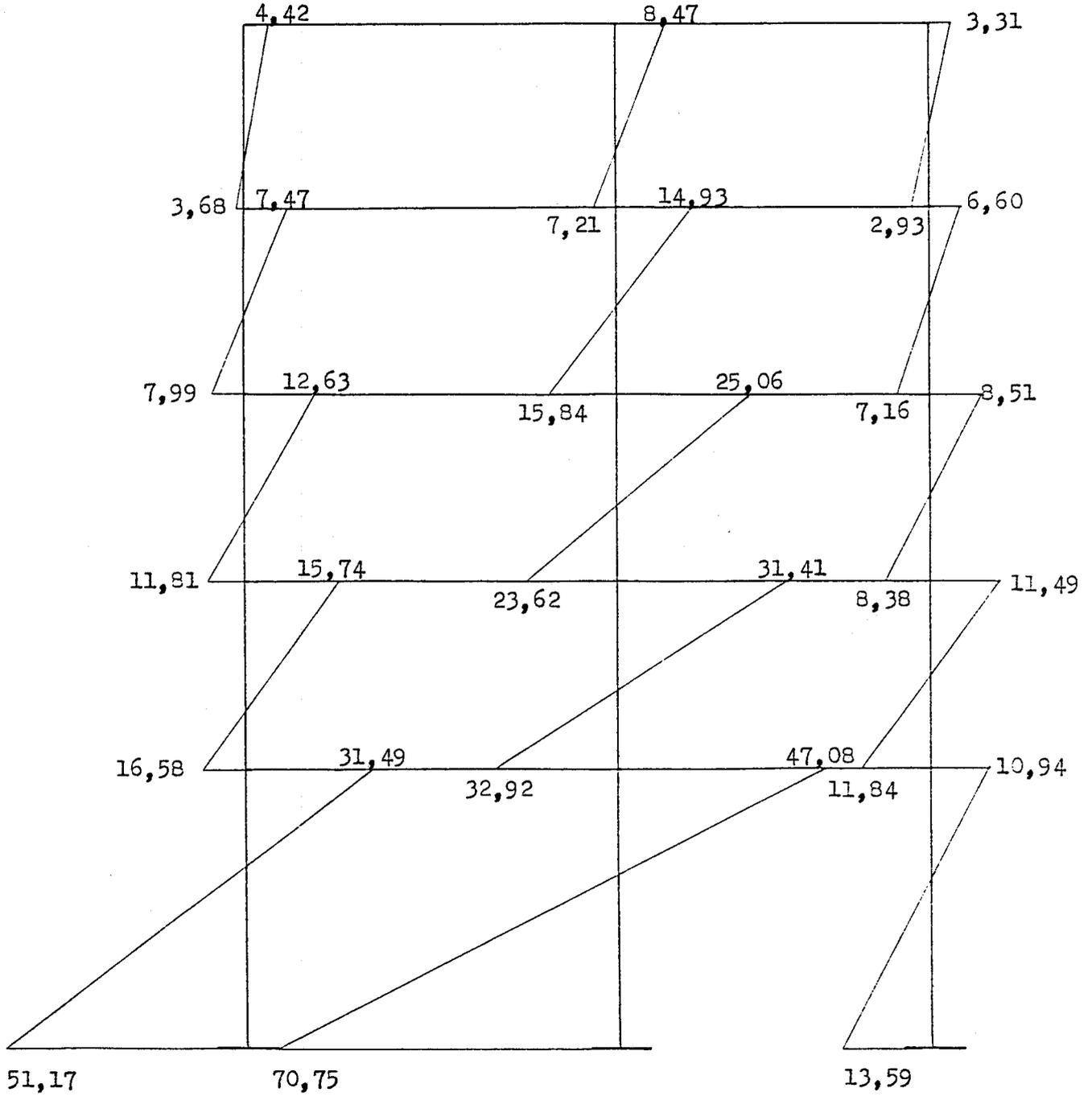
$$M_{18.17} = 3.31$$

4. KAT

$$B_{14} = \frac{14.93 + 7.21}{4.209 + 4.558} = 2.525$$

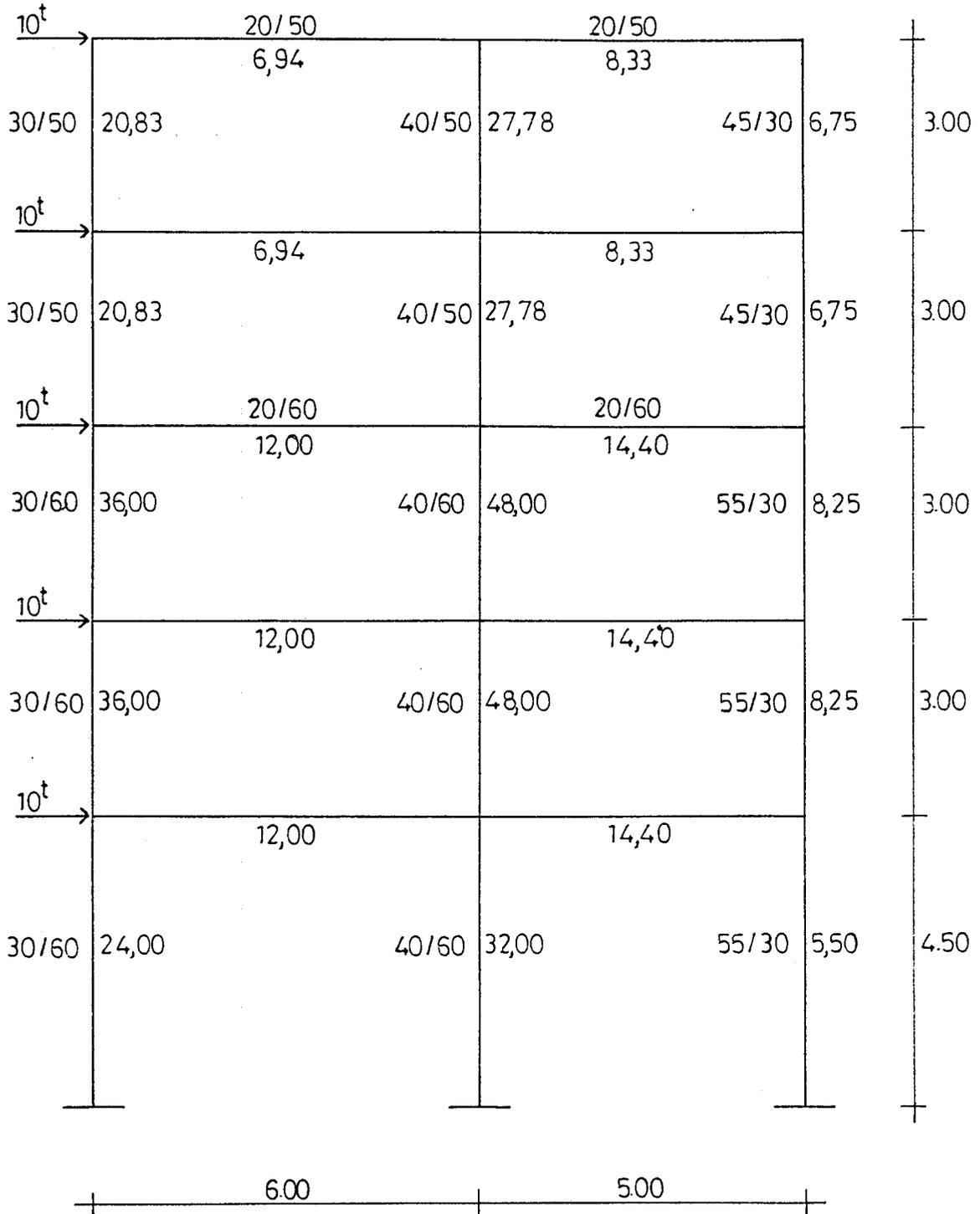
$$M_{14.13} = 4.209 \times 2.525 = 10.63$$

$$M_{14.15} = 4.558 \times 2.525 = 11.51$$



Şekil (5:3) Faktör metodu moment diyagramı

6. AÇI METODUNA AİT UYGULAMA



Şekil (6:1) Açı metoduna ait örnek çerçeve

$$k = \frac{2EJ}{l}$$

$$2(36.00+12.00+24.00)\phi_4+12.00\phi_5+36.00\phi_7-3\frac{24.00}{4.50}\delta_1-3\frac{36.00}{3.00}\delta_2=0$$

$$2(48.00+14.40+32.00+12.00)\phi_5+12.00\phi_4+14.40\phi_6+48.00\phi_8-3\frac{32.00}{4.50}\delta_1-3\frac{48.00}{3.00}\delta_2=0$$

$$2(8.25+5.50+14.40)\phi_6+14.40\phi_5+8.25\phi_9-3\frac{5.50}{4.50}\delta_1-3\frac{8.25}{3.00}\delta_2=0$$

$$2(36.00+12.00+36.00)\phi_7+36.00\phi_4+12.00\phi_6+36.00\phi_{10}-3\frac{36.00}{3.00}\delta_2-3\frac{36.00}{3.00}\delta_3=0$$

$$2(48.00+14.40+48.00+12.00)\phi_8+48.00\phi_5+12.00\phi_7+14.40\phi_9+48.00\phi_{11}-3\frac{48.00}{3.00}\delta_2-3\frac{48.00}{3.00}\delta_3=0$$

$$2(8.25+8.25+14.40)\phi_9+8.25\phi_6+14.40\phi_8+8.25\phi_{12}-3\frac{8.25}{3.00}\delta_2-3\frac{8.25}{3.00}\delta_3=0$$

$$2(20.83+12.00+36.00)\phi_{10}+36.00\phi_7+12.00\phi_{11}+20.83\phi_{13}-3\frac{36.00}{3.00}\delta_3-3\frac{20.83}{3.00}\delta_4=0$$

$$2(27.78+14.40+48.00+12.00)\phi_{11}+48.00\phi_8+12.00\phi_{10}+14.40\phi_{12}+27.78\phi_{14}-3\frac{48.00}{3.00}\delta_3-3\frac{27.78}{3.00}\delta_4=0$$

$$2(6.75+8.25+14.40)\phi_{12}+8.25\phi_9+14.40\phi_{11}+6.75\phi_{15}-3\frac{8.25}{3.00}\delta_3-3\frac{6.75}{3.00}\delta_4=0$$

$$2(20.83+6.94+20.83)\phi_{13}+20.83\phi_{10}+6.94\phi_{14}+20.83\phi_{16}-3\frac{20.83}{3.00}\delta_4-3\frac{20.83}{3.00}\delta_5=0$$

$$2(27.78+8.33+27.78+6.94)\phi_{14}+27.78\phi_{11}+6.94\phi_{13}+8.33\phi_{15}+27.78\phi_{17}-3\frac{27.78}{3.00}\delta_4-3\frac{27.78}{3.00}\delta_5=0$$

$$2(6.75+6.75+8.33)\phi_{15}+6.75\phi_{12}+8.33\phi_{14}+6.75\phi_{18}-3\frac{6.75}{3.00}\delta_4-3\frac{6.75}{3.00}\delta_5=0$$

$$2(6.94+20.83)\phi_{16}+20.83\phi_{13}+6.94\phi_{17}-3\frac{20.83}{3.00}\delta_5=0$$

$$2(6.94+8.33+27.78)\phi_{17}+27.78\phi_{14}+6.94\phi_{16}+8.33\phi_{18}-3\frac{27.78}{3.00}\delta_5=0$$

$$2(8.33+6.75)\phi_{18}+6.75\phi_{15}+8.33\phi_{17}-3\frac{6.75}{3.00}\delta_5=0$$

$$-3\frac{20.83}{3.00}(\phi_{13}+\phi_{16})-3\frac{27.78}{3.00}(\phi_{14}+\phi_{17})-3\frac{6.75}{3.00}(\phi_{15}+\phi_{18})+6\left(\frac{20.83+27.78+6.75}{3.00^2}\right)\delta_5=10$$

$$-3\frac{20.83}{3.00}(\phi_{10}+\phi_{13})-3\frac{27.78}{3.00}(\phi_{11}+\phi_{14})-3\frac{6.75}{3.00}(\phi_{12}+\phi_{15})+6\left(\frac{20.83+27.78+6.75}{3.00^2}\right)\delta_4=20$$

$$-3\frac{36.00}{3.00}(\phi_7+\phi_{10})-3\frac{48.00}{3.00}(\phi_8+\phi_{11})-3\frac{8.25}{3.00}(\phi_9+\phi_{12})+6\left(\frac{36.00+48.00+8.25}{3.00^2}\right)\delta_3=30$$

$$-3 \frac{36.00}{3.00}(\phi_4 + \phi_7) - 3 \frac{48.00}{3.00}(\phi_5 + \phi_8) - 3 \frac{8.25}{3.00}(\phi_6 + \phi_9) + 6 \left(\frac{36.00 + 48.00 + 8.25}{3.00^2} \right) \delta_2 = 40$$

$$-3 \frac{24.00}{4.50} \phi_4 - 3 \frac{32.00}{4.50} \phi_5 - 3 \frac{5.50}{4.50} \phi_6 + 6 \left(\frac{24.00 + 32.00 + 5.50}{4.50^2} \right) \delta_1 = 50$$

$$\phi_4 = 1.059$$

$$\phi_{14} = 0.468$$

$$\phi_5 = 0.946$$

$$\phi_{15} = 0.365$$

$$\phi_6 = 0.472$$

$$\phi_{16} = 0.286$$

$$\phi_7 = 0.788$$

$$\phi_{17} = 0.247$$

$$\phi_8 = 0.737$$

$$\phi_{18} = 0.153$$

$$\phi_9 = 0.468$$

$$\delta_1 = 4.877$$

$$\phi_{10} = 0.618$$

$$\delta_2 = 3.171$$

$$\phi_{11} = 0.555$$

$$\delta_3 = 2.427$$

$$\phi_{12} = 0.335$$

$$\delta_4 = 2.075$$

$$\phi_{13} = 0.507$$

$$\delta_5 = 1.352$$

$$M_{1.4} = 24.00(1.059 - 3 \frac{4.877}{4.50}) = -52.62$$

$$M_{4.1} = 24.00(2 \times 1.059 - 3 \frac{4.877}{4.50}) = -27.20$$

$$M_{4.5} = 12.00(2 \times 1.059 + 0.946) = 36.77$$

$$M_{4.7} = 36.00(2 \times 1.059 + 0.788 - 3 \frac{3.171}{3.00}) = -9.54$$

$$M_{5.4} = 12.00(2 \times 0.946 + 1.059) = 35.41$$

$$M_{2.5} = 32.00(0.946 - 3 \frac{4.877}{4.50}) = 73.77$$

$$M_{5.2} = 32.00(2 \times 0.946 - 3 \frac{4.877}{4.50}) = -43.50$$

$$M_{5.6} = 14.40(2 \times 0.946 + 0.472) = 34.04$$

$$M_{5.8} = 48.00(2 \times 0.946 + 0.737 - 3 \frac{3.171}{3.00}) = -26.02$$

$$M_{6.5} = 14.40(2 \times 0.472 + 0.946) = 27.22$$

$$M_{3.6} = 5.50(0.472 - 3 \frac{4.877}{4.50}) = -15.29$$

$$M_{6.3} = 5.50(2 \times 0.472 - 3 \frac{4.877}{4.50}) = -12.69$$

$$M_{6.9} = 8.25(2 \times 0.472 + 0.468 - 3 \frac{3.171}{3.00}) = -14.51$$

$$M_{7.4} = 36.00(2 \times 0.788 + 1.059 - 3 \frac{3.171}{3.00}) = -19.30$$

$$M_{7.8} = 12.00(2 \times 0.788 + 0.737) = 27.76$$

$$M_{7.10} = 36.00(2 \times 0.788 + 0.618 - 3 \frac{2.427}{3.00}) = -8.39$$

$$M_{8.5} = 48.00(2 \times 0.737 + 0.946 - 3 \frac{3.171}{3.00}) = -36.05$$

$$M_{8.7} = 12.00(2 \times 0.737 + 0.788) = 27.14$$

$$M_{8.9} = 14.40(2 \times 0.737 + 0.468) = 27.96$$

$$M_{8.11} = 48.00(2 \times 0.737 + 0.555 - 3 \frac{2.427}{3.00}) = -19.10$$

$$M_{9.6} = 8.25(2 \times 0.468 + 0.472 - 3 \frac{3.171}{3.00}) = -14.54$$

$$M_{9.8} = 14.40(2 \times 0.468 + 0.737) = 24.09$$

$$M_{9.12} = 8.25(2 \times 0.468 + 0.335 - 3 \frac{2.427}{3.00}) = -9.54$$

$$M_{10.7} = 36.00(2 \times 0.618 + 0.788 - 3 \frac{2.427}{3.00}) = -14.51$$

$$M_{10.11} = 12.00(2 \times 0.618 + 0.555) = 21.49$$

$$M_{10.13} = 20.83(2 \times 0.618 + 0.507 - 3 \frac{2.075}{3.00}) = -6.92$$

$$M_{11.8} = 48.00(2 \times 0.555 + 0.737 - 3 \frac{2.427}{3.00}) = -27.84$$

$$M_{11.10} = 12.00(2 \times 0.555 + 0.618) = 20.74$$

$$M_{11.12} = 14.40(2 \times 0.555 + 0.335) = 20.81$$

$$M_{11.14} = 27.78(2 \times 0.555 + 0.468 - 3 \frac{2.075}{3.00}) = -13.81$$

$$M_{12.9} = 8.25(2 \times 0.335 + 0.468 - 3 \frac{2.427}{3.00}) = -10.63$$

$$M_{12,14} = 14.40(2 \times 0.335 + 0.555) = 17.64$$

$$M_{12,15} = 6.75(2 \times 0.335 + 0.365 - 3 \frac{2.075}{3.00}) = -7.02$$

$$M_{13,10} = 20.83(2 \times 0.507 + 0.618 - 3 \frac{2.075}{3.00}) = -9.23$$

$$M_{13,14} = 6.94(2 \times 0.507 + 0.468) = 10.29$$

$$M_{13,16} = 20.83(2 \times 0.507 + 0.286 - 3 \frac{1.352}{3.00}) = -1.08$$

$$M_{14,11} = 27.78(2 \times 0.468 + 0.555 - 3 \frac{2.075}{3.00}) = -16.22$$

$$M_{14,13} = 6.94(2 \times 0.468 + 0.507) = 10.01$$

$$M_{14,15} = 8.33(2 \times 0.468 + 0.365) = 10.84$$

$$M_{15,12} = 6.75(2 \times 0.365 + 0.335 - 3 \frac{2.075}{3.00}) = -6.82$$

$$M_{15,14} = 8.33(2 \times 0.365 + 0.468) = 9.98$$

$$M_{15,18} = 6.75(2 \times 0.365 + 0.153 - 3 \frac{1.352}{3.00}) = -3.17$$

$$M_{16,13} = 20.83(2 \times 0.286 + 0.507 - 3 \frac{1.352}{3.00}) = -5.69$$

$$M_{16,17} = 6.94(2 \times 0.286 + 0.247) = 5.68$$

$$M_{14,17} = 27.78(2 \times 0.468 + 0.247 - 3 \frac{1.352}{3.00}) = -4.69$$

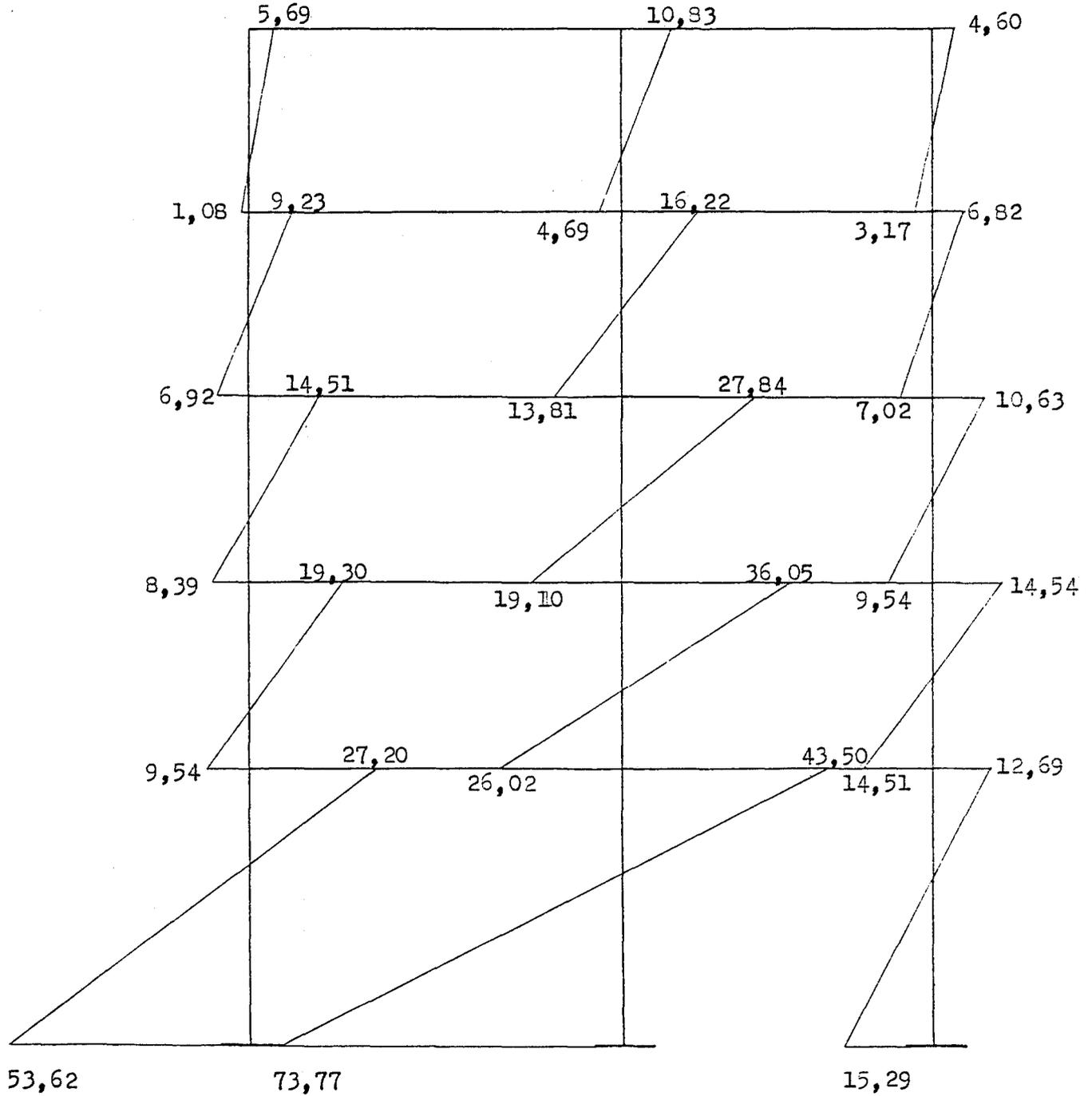
$$M_{17,14} = 27.78(2 \times 0.247 + 0.468 - 3 \frac{1.352}{3.00}) = -10.83$$

$$M_{17,16} = 6.94(2 \times 0.247 + 0.286) = 5.41$$

$$M_{17,18} = 8.33(2 \times 0.247 + 0.153) = 5.39$$

$$M_{18,15} = 6.75(2 \times 0.153 + 0.365 - 3 \frac{1.352}{3.00}) = -4.60$$

$$M_{18,17} = 8.33(2 \times 0.153 + 0.247) = 4.61$$



Şekil (6:2) Açılış metodu moment diyagramı

7. SONUÇ

Bu tez çalışmasında, çerçeve ve perdelerden oluşan lineer elastik malzemeden yapılmış, kat döşemeleri düzlemleri içinde sonsuz rijit olan ve burulma yapmayan çok katlı yapıların yatay yüklere göre hesabı için geliştirilmiş metodlar incelenmiştir. Açı metodunun haricindeki metodların el ile kolayca çözülebilir olması ve metodların uygulanmasında her katın bağımsız olarak çözülmesi nedeniyle yapılan bir hatanın diğer katlara geçmesinin önlenmesi ve çözüm zamanının çok kısa olması, kullanılmalarına neden olan avantajlardan bir kaçıdır. Ancak bu çözümlerde katlar arasındaki ilişki yeterince dikkate alınmadığından yapının yatay yükler altındaki genel davranışında bir miktar sapmalar olabilir. Çözümünde katlar arasındaki sürekliliği sağlayan Açı metodunda el ile çözüm yapmak özellikle çok katlı yapılarda oldukça zor ve zaman alıcıdır. Fakat elektronik hesap makinası kullanma imkanı var ise bu metod ile çözüm yapmak kesin sonuçlara yaklaşmak bakımından tercih sebebi olmalıdır. Metodlar arasında bir karşılaştırma yapabilmek amacı ile her bölüm sonunda çözümlü yapılan çerçevenin yük ve boyutları aynı alınmıştır. Tablo (7:1) de görüldüğü gibi örnek çerçevenin beş metod ile çözümü sonucunda bulunan değerler birbirine çok yakındır. Bu sebepten dolayı yatay yükler altındaki sistemlerin çözümü yapılırken çözümü yapan kişinin bulunduğu şartlara uygun metodu seçerek hesabı yapması daha uygun olacaktır.

Perdeli çerçevelerin çözümünde ise üç metod incelenmiştir. Bu metodlar ile çözümlen örneklerde görüldüğü gibi yatay yüklerin büyük bir kısmını perdeler almaktadır. Bu da yapının güvenliği açısından son derece önemlidir. Aydın ve Çakıroğlu, Özmen metodlarının çözümünde elde edilen denklem takımı üst ve alt katlarda iki, ara katlarda ise üç bilinmeyenli olmak üzere lineer bir denklem takımındadır. Bu denklem takımının çözümü son derece kolaydır. Hesabın akışında tablolar ile çözüm yapılabildiğinden, çözüm kısa zamanda yapılabilen ve hata yapma ihtimali de ortadan kalkmaktadır. Örnek çerçevenin üç metod ile çözümü sırasında bir-

birleri ile bir kıyaslama yaparsak, Aydın metodu ile akıroğlu, zmen birbirine çok yakın sonuçlar verirken Muto metodu diğer iki metoda nazaran farklı değerler vermektedir. Bunun nedeni ise Muto metodunun çözüm tekniğinin diğerlerine göre farklı olmasından kaynaklanmaktadır. Bu sonuçlar Tablo (7:2) de gösterilmiştir.

	YERİ	MUTO	R. AYDIN	A. ÇAKIROĞLU	FAKTÖR	AÇI
5. KAT	I.Aksı üst	5.85	5.57	7.22	4.42	5.69
	I.Aksı alt	1.65	2.74	3.89	3.68	1.08
	II.Aksı üst	11.13	10.18	9.61	8.47	10.83
	II.Aksı alt	4.77	5.48	5.18	7.21	4.69
	III.Aksı üst	4.22	4.05	2.69	3.31	4.60
	III.Aksı alt	2.38	2.28	1.39	2.93	3.17
4. KAT	I.Aksı üst	9.67	7.84	10.07	7.47	9.23
	I.Aksı alt	5.93	8.00	8.24	7.99	6.92
	II.Aksı üst	18.72	15.57	16.76	14.93	16.22
	II.Aksı alt	12.43	15.51	14.86	15.84	13.81
	III.Aksı üst	6.73	6.14	5.04	6.60	6.82
	III.Aksı alt	6.47	6.28	5.04	7.16	7.02
3. KAT	I.Aksı üst	12.87	13.61	6.50	12.63	14.51
	I.Aksı alt	10.53	10.73	4.33	11.81	8.39
	II.Aksı üst	26.73	26.23	26.30	25.06	27.84
	II.Aksı alt	21.87	21.44	24.28	23.62	19.10
	III.Aksı üst	9.18	9.29	15.15	8.51	10.63
	III.Aksı alt	8.82	8.51	13.44	8.38	9.54
2. KAT	I.Aksı üst	16.22	17.58	22.72	15.74	19.30
	I.Aksı alt	14.98	14.70	15.14	16.58	9.54
	II.Aksı üst	35.64	34.34	36.67	31.41	36.05
	II.Aksı alt	29.16	29.23	24.44	32.92	26.02
	III.Aksı üst	12.24	12.33	11.15	11.49	14.54
	III.Aksı alt	11.76	11.55	9.88	11.84	14.51
1. KAT	I.Aksı üst	21.42	24.11	33.30	31.49	27.20
	I.Aksı alt	55.08	52.62	49.95	51.17	53.62
	II.Aksı üst	45.32	43.48	47.16	47.03	43.50
	II.Aksı alt	73.94	76.62	70.74	70.75	73.77
	III.Aksı üst	12.55	12.77	10.97	10.94	12.69
	III.Aksı alt	16.71	15.89	12.88	13.59	15.29

Tablo (7:1) Metodların karşılaştırılması

KAT	MUTO	AYDIN	ÇAKIROĞLU ÖZMEN
5	28.30	20.06	21.20
4	87.60	71.10	71.50
3	176.70	151.94	153.10
2	295.50	264.48	265.00
1	513.25	482.84	482.40

Tablo (7:2) Metodların karşılaştırılması

KAYNAKLAR DİZİNİ

1. Aydın, R., 1984, Çerçeve, Perde ve Boşluklu Perdelerden Meydana Gelen Sistemelerin Yatay Yükler Altında incelenmesi, Anadolu Üniversitesi Yayınları, No. 47
2. Çakıroğlu, A., Özmen, G., 1973, Çerçeveler ve Boşluklu Perdelerden Oluşan Yapıların Yatay Yüklerle Göre Hesabı, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, İstanbul.
3. Çakıroğlu, A., Özmen, G. ve Özer, E., 1979, Betonarme Sistemlerin Yatay Yüklerle Göre Projelendirilmesi, TMMOB İnşaat Mühendisleri Oda Yayınları, İstanbul.
4. Çetmele, E., 1972, Çubuk Sistemler, Plaklar ve Kabukların Hesabı İçin Tablolar, Matbaa Teknisyenleri Koll. Şti, İstanbul
5. Norris, C.H., Wilbur, J.B. and Utku, Ş., 1976, Elementary Structural Analysis, Mc Graw-Hill Book Com., Newyork, 674p.
6. Paçacı, M., 1986, Statik-Betonarme Proje Nasıl Yapılır, TMMOB İnşaat Mühendisleri Oda Yayınları, Ankara.