

E. D. M. M. A.
Lisans Üstü
Bitirme Çalışması

KİRİŞLERDE KAYMA DONATISI
VE
HESAP YÖNTEMLERİ

Hazırlayan : Adnan ŞİRİN

İ Ç İ N D E K İ L E R

| | |
|--|----|
| Özet | 1 |
| 1. Mukavemet Bilgileri | 2 |
| 1.1. Genel | 2 |
| 1.2. Kayma ve Normal Gerilmelerin Karşılaştırılması | 3 |
| 1.3. Kesme Bölgesi | 5 |
| 1.4. Asal Gerilme Yörüngeleri | 6 |
| 2. Kayma Donatısı Bulunmayan Betonarme Bir Kirişin Davranışı | 8 |
| 2.1. Genel | 8 |
| 2.2. Çatlağın Analizi | 8 |
| 2.3. Eğik Çekme Çatlakları Oluşmuş Kayma Donatısız Bir Kirişte İç Kuvvetlerin Dengesi | 9 |
| 2.4. İç Kuvvetlerin Dengesinden Hareketle MÖRSCH Bağıntısının Çıkarılması | 10 |
| 3. Kayma Donatılı Kirişler | 13 |
| 3.1. Genel | 13 |
| 3.2. MÖRSCH Kafes Kiriş Analogisi | 14 |
| 3.3. Kayma Donatısının Hesap Adımları | 16 |
| 3.3.1. Kirişin Kayma Donatısının Hesaplanacağı Kesidindeki Maximum Kesme Kuvvetinin Bulunması | 17 |
| 3.3.2. Kayma Gerilmesinin Tayini ve Tahkiki | 17 |
| 3.3.3. Kayma kuvvetinin Hesabı | 18 |
| 3.3.4. Kayma Donatısının Hesabı | 20 |
| 3.3.5. Kayma Donatısının Yerleştirilmesi ve Moment Kapama Diyagramı | 22 |
| 4. Örnekler | |
| 4.1. Basit Kiriş | 27 |
| 4.2. Konsol Kiriş | 31 |
| SONUÇ | 33 |

Ö Z E T

"Kirişlerde Kayma Donatısı ve Hesap Yöntemleri" konulu dört bölümlük bu çalışmada sabit atalet momentli betonarme kirişler incelenmiştir.

Çalışmanın birinci bölümünde, herhangi bir homojen kirişte yük altında meydana gelen kesme kuvveti, kayma gerilmeleri, asal gerilmeler ve bunların kiriş üzerindeki dağılımları mukavemet bilgilerinin ışığı altında incelenmiştir.

İkinci bölümde, betonarme kirişlere geçilmiştir. Betonarme kirişlerin incelenmesi de iki bölümde yapılmış olup, bu bölümde "Kayma Donatısı bulunmayan bir kirişin davranışı" ele alınmış, meydana gelen çatlaklar, iç kuvvetler incelenmiştir.

Üçüncü bölümde, "Kayma Donatısı olan kirişler" hem davranış bakımından hem de donatılmaları bakımından geniş olarak incelenmiştir.

Dördüncü bölümde, örneklere yer verilmiştir. Örneklerin özellikle üçüncü bölümde değinilen bütün konuları kapsıyacak şekilde çözümlenmesine özen gösterilmiştir.

Bilgilerinize arz ederim.

Eylül-1982

Saygılarımla,

Adnan ŞİRİN

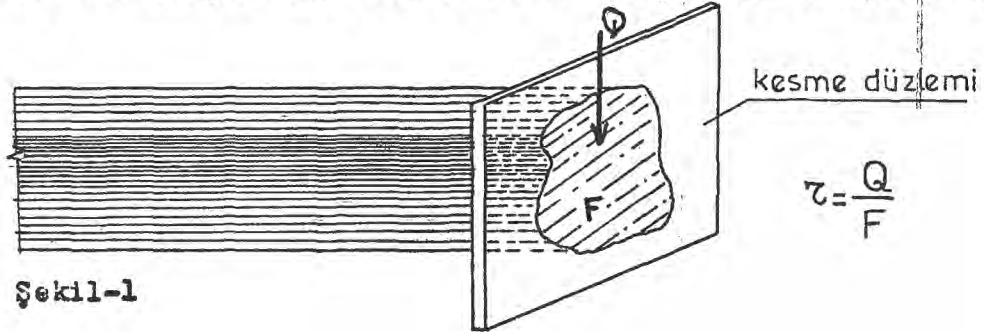
1. MUKAVEMET BİLGİLERİ

1.1. GENEL :

Konuya kesme kuvvetinin ve bundan doğan kayma gerilmelerinin ta-
rifiyle bağlamak uygun olacaktır.

Kesme kuvvetini ya da diğer bir söyleyişle kayma kuvvetini en ge-
nel anlamda şu şekilde tarif edebiliriz. Bir cismi bir düzlemle kesti-
ğimizi düşünelim. Bu düzlem içinde etkiyen kuvvete KESME KUVVETİ denir.
Bu kuvvet Q ile gösterilecektir (Şekil 1).

Gene en genel anlamda kayma gerilmesi ise, kesme kuvvetinin etki-
diği alana bölünmesiyle elde edilir ve τ ile gösterilir (Şekil 1).



Şimdi, bu genel tariflerden sonra bağımsız olan "Kirişlere" dö-
ner ve kayma kuvveti ile kayma gerilmesini kirişlere uygun bir şekil-
de tarif edecek olursak; "yüklenmiş bir kirişin sol yada sağ tarafın-
daki bütün düşey kuvvetlerin cebirsel toplamına kesme kuvveti ve bu
kuvvetten oluşan gerilmelere kayma gerilmeleri" diyebiliriz. Kayma ge-
rilmesinin değeri homojen kesitli kirişlerde ;

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{b \cdot J} = \frac{Q \cdot \left(\frac{b \cdot h^2}{8} \right)}{b \cdot \left(\frac{b h^3}{12} \right)} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{F}$$

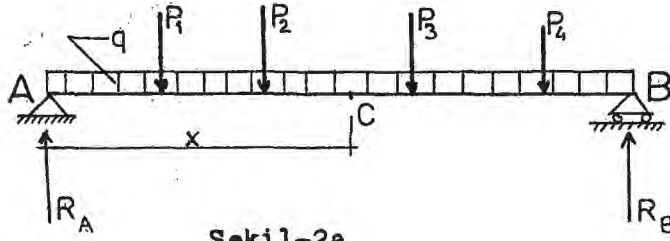
(S; tarafsız eksene göre statik momentdir.)

ve betonarme kirişlerde $\tau = \frac{Q}{b \cdot z}$ olarak hesaplanır.

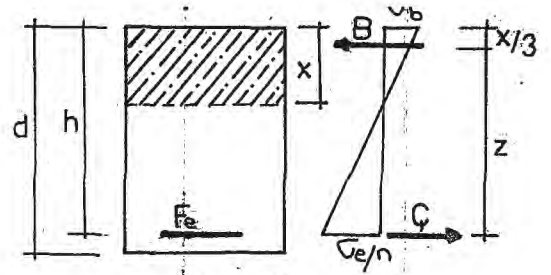
(b; kiriş en kesiti genişliği, z; manivela koludur (Şekil 2b).)

Mesalâ; (Şekil 2a)'da gösterilen yükleme için, C kesidindeki kesme kuvveti

$$Q_c = R_A - P_1 - P_2 - q \cdot x \text{ ile bellidir.}$$



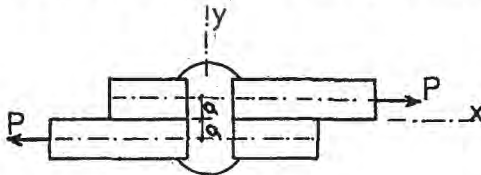
Şekil-2a



Şekil-2b

Burada önemle üzerinde durulması gereken bir hususta bir çubuk (kırıy)ta sadece kesme kuvveti bulunmasının mümkün olamayacağıdır. Yani çubukta kesme kuvveti varsa $\frac{dM}{dx} = Q$ formülü gereğince mutlaka eğilme

momentinin de olması zorunludur. Momentin sabit olması hariç, daima kesme kuvveti eğilme momentiyle birlikte bulunur (x). Bu yüzden sadece KESME HALİ'nden bahsedilemez. KESMELİ EĞİLME hali söz konusu olur. Yalnız, perçinli veya kaynaklı birleşimlerde olduğu gibi kuvvet kolunun çok küçük olması sebebiyle eğilme momentinin ihmal edildiği ve sadece kesme halinin dikkate alındığı özel durumlar olabilir (Şekil 3).



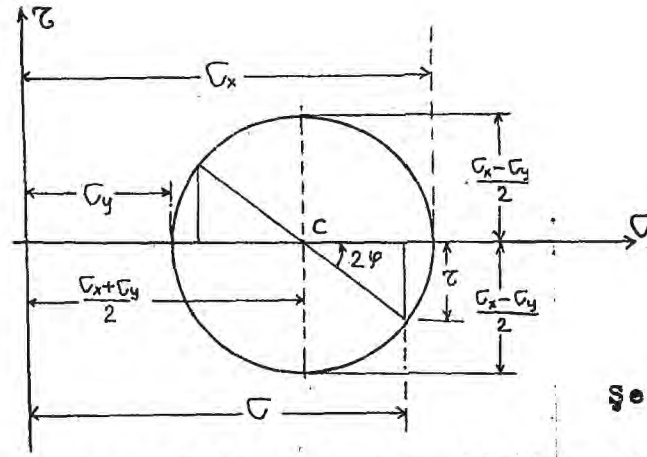
Şekil-3

Kuvvetlerin perçin yatay eksenine (x) olan uzaklıkları (a) çok küçük olduğundan, meydana gelen $M = P \cdot a$ momenti ihmal edilebilecek mertebede kalır. Dolayısıyla tahrik sadece kesme kuvvetine göre yapılır.

1.2. KAYMA ve NORMAL GERİLMELERİN KARŞILAŞTIRILMASI:

İki eksenli gerilme haline ait MOHR DAİRESİ incelenirse, kesmeli eğilmeye maruz bir çubukta kayma gerilmelerinin, çoğu zaman normal gerilme yanında daha düşük bir değerde kaldığı görülür (Şekil 4).

(x): Tekin Özbek, Mukavemet, İstanbul, İ.T.Ü. Yayın No.122,1978, S.116



Şekil-4

Bu durumu, üniform yükle yüklenmiş homojen bir kirişte $\frac{\tau_{\max}}{\sigma_{\max}}$

oranını hesap ederek de görebiliriz. Kiriş açıklığı, kesiti ve yükü (Şekil 5)de verilmiştir. Kirişin mesnetten $L/4$ m. kadar uzağındaki bir C kesidinde maximum normal ve kayma gerilmelerini hesap edelim.

$$M_o = \frac{qL}{2} \cdot \frac{L}{4} - q \cdot \frac{L}{4} \cdot \frac{L}{8}$$

$$M_c = \frac{qL^2}{8} - \frac{qL^2}{32}$$

$$M_o = \frac{4qL^2 - qL^2}{32} = \frac{3qL^2}{32}$$

$$\frac{(qL/2)}{(L/2)} = \frac{Q_c}{(L/4)}$$

$$Q_c = \frac{(qL^2/8)}{(L/2)} = \frac{qL}{4}$$

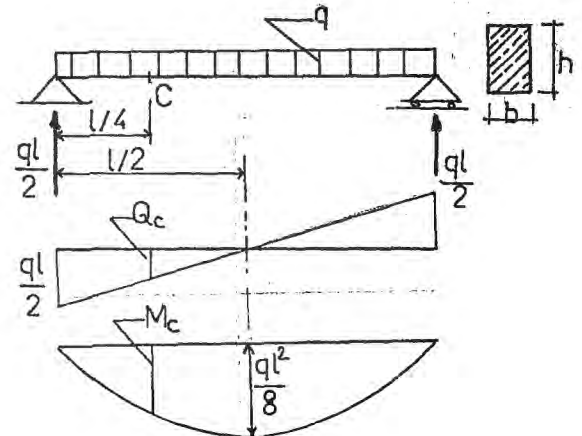
$$\sigma_o = \frac{M_o}{W} = \frac{3qL^2}{32} \cdot \frac{6}{bh^2} = \frac{9}{16} \cdot \frac{qL^2}{bh^2}$$

$$\tau_o = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{F} = \frac{3}{2} \cdot \frac{qL}{4bh} = \frac{3}{8} \cdot \frac{qL}{bh}$$

Buradan;

$$\frac{\tau_c}{\sigma_c} = \frac{\frac{3}{8} \cdot \frac{qL}{bh}}{\frac{9}{16} \cdot \frac{qL^2}{bh^2}} = \frac{3}{8} \cdot \frac{qL}{bh} \cdot \frac{16bh^2}{9qL^2} = \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{L}$$

olur.



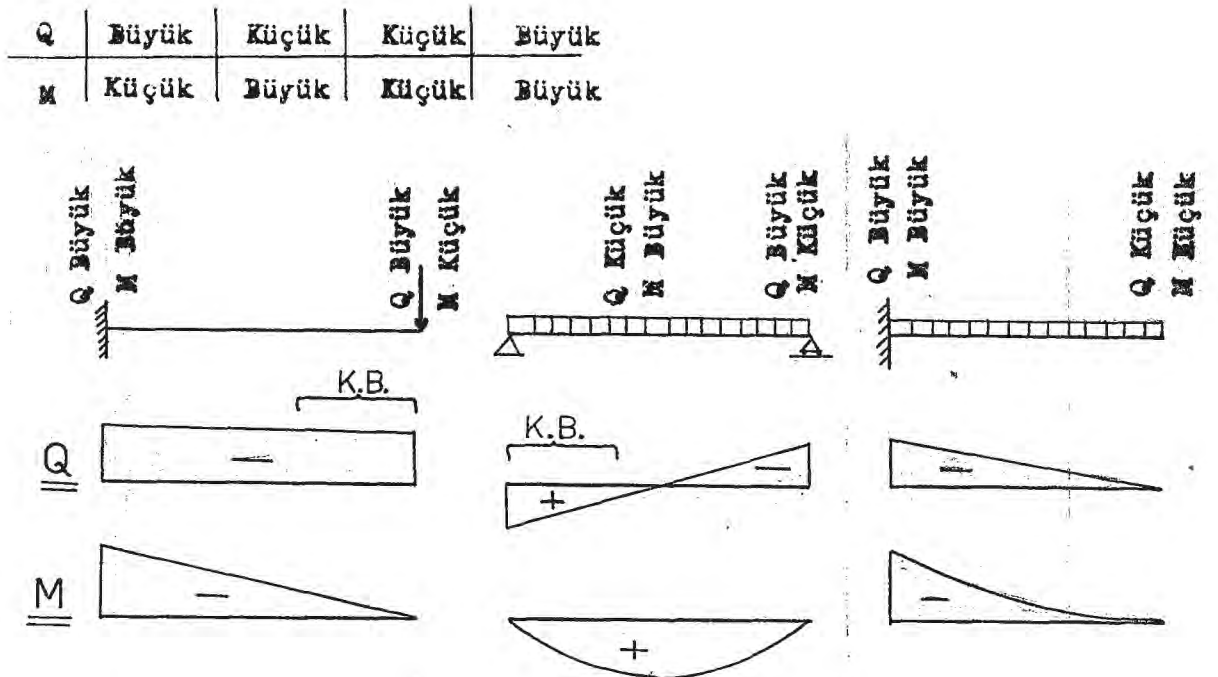
Şekil-5

Çubuk tarifinden de bilindiği üzere h/L oranı daima küçüktür. Ortalama olarak $h/L = 1/10$ alınırsa, misâlimiz için $\frac{2}{3} \cdot \frac{1}{10} = \frac{2}{30} = \frac{1}{15}$ kayma gerilmesinin, normal gerilmenin ancak "onbeşde biri"

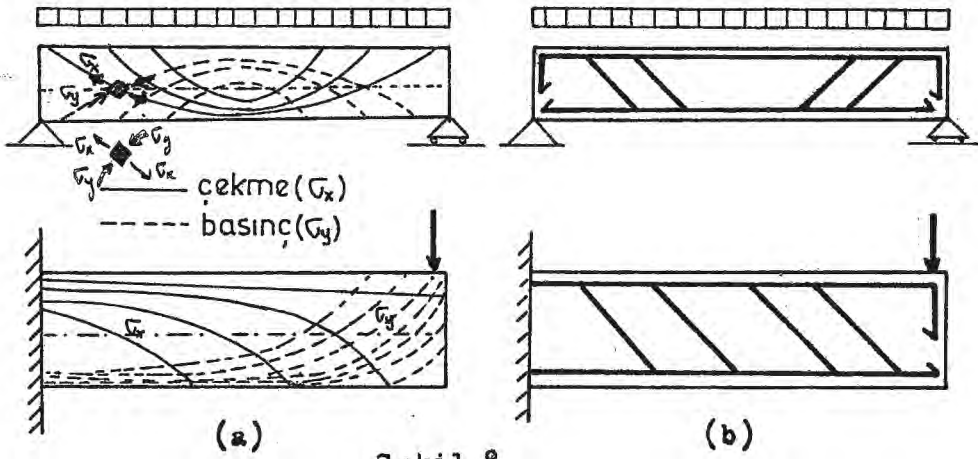
kadar bir değer alacağı ortaya çıkar. Tabii ki bu arada $\frac{\tau}{\sigma}$ oranının kirişin yük, mesnetlenme ve en kesit şekline bağlı olduğu hatırdan çıkartılmamalıdır.

1.3. KESME BÖLGESİ :

Kesmeli eğilme etkisindeki bir kiriş kesidi boyutlandırılırken hem momentten gelen normal gerilmeyi ve hem de kesme kuvvetinden gelen kayma gerilmesini göz önüne almak gerekir. Fakat bu gerilmelerin maksimum değerleri çoğu zaman aynı kesitte değildir. Bazı kesitlerde moment ağır bastığı halde, bazı kesitlerde de kesme kuvveti momente nazaran ön plâna çıkar. İşte bu şekilde kesme kuvvetinin büyük, eğilme momentinin küçük olduğu bölgeye "KESME BÖLGESİ" denir. Kesme bölgesinde, eğilmeden meydana gelen deformasyonlar önemini kaybeder. (Şekil 6)da görülen kirişlerde Q ile M 'in bağıl durumları ve kesme bölgeleri gösterilmiştir.



Şekil-6 Kirişlerde kesme kuvveti ile eğilme momentinin bağıl durumu



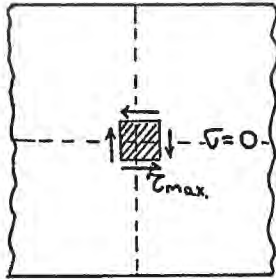
Şekil-8

Aynı zamanda, tarafsız eksende normal gerilme $\sigma=0$ olup, kayma gerilmesi τ ; maximum değerine ulaşır (Şekil 9). Asal gerilmelerde bu eksen üzerinde kayma gerilmesi τ ya eşit olurlar. Bu durumu (1) bağıntısınaan yararlanarak şöyle ispat edebiliriz.

Tarafsız eksen üzerinde:

$$\sigma=0 \quad \sigma_{x,y} = 0 \pm \sqrt{\frac{0}{4} + \tau^2}$$

$$\sigma_{x,y} = \sqrt{\tau^2} = \tau \text{ olur.} \quad \dots\dots(3)$$



Şekil-9

(Şekil 8a)da görülen gerilme trajectuarında koyu çizgiler çekme olan σ_x asal gerilmelerinin ve kesikli çizgilerde basınç olan σ_y asal gerilmelerinin doğrultularını belirtir. Bir betonarme kirişi ele alırsak, çelik donatıyı σ_x asal çekme yörüngelerine uyacak şekilde koymak gerekecektir (Şekil 8b).

2. KAYMA DONATISI BULUNMAYAN BETONARME BİR KIRIŞIN DAVRANIŞI:

2.1. GENEL:

Buraya kadar genel olarak bir kiriş kesimindeki kesme kuvveti ve bundan doğan τ kayma gerilmesi hakkında mukavemet bilgileri verildi. Bu bakımdan esas konumuz olan betonarme kirişlere geçmekteyiz;

Bir betonarme kirişte hesap bakımından gerekmeseydi bile konstrüktif olarak bir minimum kayma donatısı bulunması gereklidir. Buna rağmen kayma donatısının görevini anlayabilmek için, işe " kayma donatısı olmayan" bir kirişten başlamak uygun olacaktır.

ÖNEMLİ:
Kayma donatısı bulunmayan bir kirişte kayma gerilmelerinden doğan eğik asal çekme gerilmeleri betonun karşılayamayacağı bir sınıra varınca, kiriş bu çekme gerilmelerine dik doğrultuda çatlaklar (*) oluşur. Bu çatlakların gelişip ilerlemesiyle de kiriş kırılma durumuna gelir ve harab olur.

2.2. Çatlağın Analizi:

Kirişte çatlak üç şekilde oluşabilir.

- 1) Momentin büyük, kesmenin küçük olduğu bölgede eğilme çatlakları şeklinde,
- 2) Kesmenin büyük, momentin küçük olduğu bölgede kesme çatlakları şeklinde,
- 3) Momentin ve kesmenin büyük olduğu bölgede; önce eğilme çatlaklarının oluşması, sonrada kesme etkisiyle bu çatlakların genişlemesi, uzması ve çoğalması şeklinde oluşurlar.

Kesmenin ön plâna çıktığı (2) ve (3) durumlarında çatlak meydana getiren kesme gerilmeleri, çatlağın oluşmadığı duruma ait olan $\tau = \frac{Q}{b \cdot z}$ gerilmesinden daha büyüktürler. Bu kesme gerilmelerinin değerleri deneyler sonucu aşağıdaki bağıntılarla belirlenmiştir.

(*) Turgan Sabis, Betonarme, İstanbul, Çağlayan Basımevi, 5. ci bas, 1972
S.276

$$\left. \begin{array}{l} Q_{\text{büyük}} \\ M_{\text{küçük}} \end{array} \right\} \text{hali için } \tau_{it} = 0,93 \sqrt{K_b} \quad \dots\dots\dots(4) \text{ (x)}$$

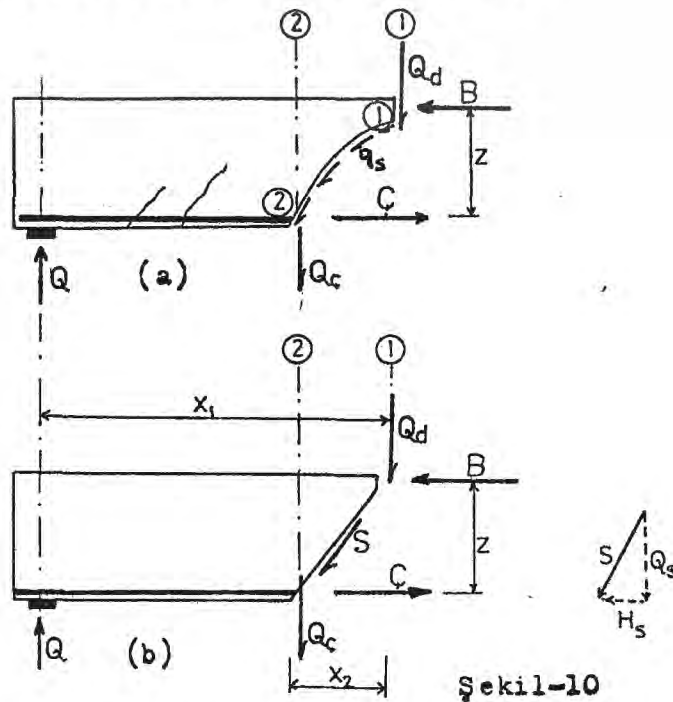
$$\left. \begin{array}{l} Q_{\text{büyük}} \\ M_{\text{büyük}} \end{array} \right\} \text{hali için } \tau_{it} = 0,50 \sqrt{K_b} \quad \dots\dots\dots(5) \text{ (xx)}$$

(τ_{it} = İtibari (ortalama) kayma gerilmesi
 K_b = Beton silindir mukavemeti kg/cm^2)

(4) ve (5) bağıntıları incelendiğinde, eğilme momentinin artmasıyla eğik çatlaklı oluşturulan kesme gerilmesinin azaldığı açıkça görülmektedir.

2.3. Eğik Çekme Çatlakları Oluşmuş Kayma Donatısız bir Kirişte İç Kuvvetlerin Dengesi:

Bir kirişte eğik çekme çatlakları meydana geldikten sonra, iç kuvvetlerde önemli değişiklikler olmaktadır. Şimdi, eğik çatlama maruz kalmış bir kirişin sol yanını ele alalım ve bu parça üzerinde meydana gelen kuvvetleri inceleyelim (Şekil 10).



Şekil-10

(x) :Altay Gündüz, Betonarme, İstanbul, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, 1. ci bas., 1978, S.254

(xx) :Gündüz, S.255

(Şekil 10)dan da açıkça görüldüğü gibi kirişe etkiyen kesme kuvveti; Q , üç ayrı iç kuvvetle dengelenmektedir.

1) Q_d : Kesitin çatlamamış bölgesinde, beton tarafından taşınan iç kuvvettir.

2) Q_C : Çatlağın iki yanındaki parçaların birbirlerine göre yaptıkları ayrı ayrı deplasmanlar sonucu çekme donatısı bir kaldıraç gibi davranır. Bu kaldıraç kuvvetinin düşey bileşeni Q_C dir. Q_C yaklaşık olarak eğik çatlama neden olan çekme kuvvetinin %5 - %15 ine eşittir.

3) q_s : Çatlak içi kayma gerilmeleri; çatlak iç yüzeyinde oluşan kayma gerilmeleridir (Şekil 10) da çatlak içi kayma gerilmeleri hesapta kolaylık amacıyla bileşke kuvvet S olarak gösterilmiştir. S kuvvetini de düşey Q_s ve yatay H_s bileşenlerine ayırabiliriz.

Bu durumda denge şartlarından:

$$Q = Q_d + Q_s + Q_C \quad \dots\dots\dots(6) \quad (\times)$$

$$M_1 = Q \cdot X_1 = \zeta \cdot Z + Q_C \cdot X_2 \quad \dots\dots\dots(7) \quad (\times)$$

$$\zeta = B + H_s \quad \dots\dots\dots(8) \quad (\times)$$

olur.

Yapılan deneyler sonucu X_2 ' nin ve H_s ' in, diğer terimler yanında çok küçük değerler aldıkları görülmüştür. Bu sebepten bu iki terimi ihmal ederek yukarıdaki denklemleri daha basit şekilde yazabiliriz.

$$Q = Q_d + Q_s + Q_C \quad \dots\dots\dots(9) \quad (\times)$$

$$M_1 = \zeta \cdot Z \quad \dots\dots\dots(10) \quad (\times)$$

$$\zeta = B \quad \dots\dots\dots(11) \quad (\times)$$

olur.

2.4. İç Kuvvetlerin Dengesinden Hareketle MÖRSCH Bağıntısının Çıkarılması

Denklem (10)un türevi bize kesme kuvvetini verecektir.

$$\frac{dM}{dx} = Q = \frac{dQ}{dx} \cdot z + \frac{dz}{dx} \cdot \bar{Q} \quad \dots\dots\dots(12)$$

(12)denkleminde bulunan "dÇ" ifadesi, iki nokta arasında donatıdaki çekme kuvveti farkını verir. "dÇ" aynı zamanda beton ile donatı arasında oluşan toplam aderans gerilmesine eşittir. Aderans kuvvetini "A" ile gösterirsek; birim boya düşen aderans kuvveti;

$$A = \frac{dQ}{dx} \quad \dots\dots\dots(13)$$

olur.

Bilindiği gibi kayma gerilmesini veren $\tau = \frac{Q}{b \cdot z}$ bağıntısı

kirişte çatlaklar oluşmadan önceki durumu belirtir. Çatlakların oluşmadığı durumda da betonla donatı arasındaki yapışma (aderans) tam olduğundan çekme kuvveti "Ç"nin sabit kalması söz konusu olmayacak, Ç; x' e bağlı olarak değişecektir. Bu takdirde (12) bağıntısındaki ikinci terimi ihmal edebiliriz. Böylece;

$$Q = \frac{dQ}{dx} \cdot z \quad \dots\dots\dots(14)$$

(13) bağıntısından

$$Q = A \cdot z \quad \dots\dots\dots(15)$$

Birim uzunluktaki aderans kuvvetinin kiriş genişliğine bölümü kayma gerilmesini verecektir.

$$\frac{A}{b} = \tau \quad \dots\dots\dots(16) \quad A = \tau \cdot b \quad \dots\dots\dots(17)$$

(17) ya (15) bağıntısında yerine koyarsak;

$$Q = \tau \cdot b \cdot z \quad \dots\dots\dots(18)$$

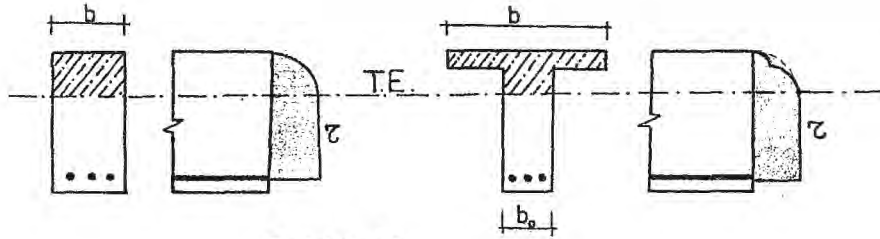
Buradan;

$$\tau = \frac{Q}{b \cdot z} \quad \dots\dots\dots(19)$$

MÖRSCH bağıntısı çıkmış olur.

Burada unutulmaması gereken husus, (19) bağıntısının kiriş çatlama-
sını, yani aderansın azaldığını dikkate alınmış olması ve dolayısıyla
gerçek gerilmeyi tam belirtmemesidir. Fakat, her kesme kuvvetini dikkate
aldığımız hesaplarda, kirişte çekme çatlak oluşmadığını, yani çekme
bölgesinde kalan beton kesitin kesme kuvvetini karşılayabildiği varsayı-
mını yaptığımızdan idealize edilmiş durumdaki (19) bağıntısını kullanma-
biliriz.

Önemli diğer bir nokta da; (19) bağıntısının dikdörtgen kesitler
için çıkarılmış olduğudur. Tablalı kesitlerin kesme mukavemeti dikdört-
gen kesitlere göre biraz daha büyüktür. Tablalı kirişlerde kesme geril-
meleri hesaplanırken tabla genişliği " b " yerine, daha gayri müsait ge-
rilme veren " b_0 " gövde genişliği alınır. Tablalı kirişlerde iç kuvvetler
kolu " z "nin değişimi ihmal edilecek mertebede olduğundan $z = k_z \cdot h$ Kesit
ve $k_z = 7/8$ ($\approx 0,9$) alınabilir. (Şekil 11) Dikdörtgen kesitte ve tablalı
kesitte kayma gerilmelerinin dağılımını göstermektedir. Şekilden görüle-
bileceği gibi, tablada kesme mukavemeti artmakta ve kayma gerilmeleri
bir düşüş göstermektedir.



Şekil-11

3. KAYMA DONATILI KIRIŞLER

3.1. GENEL :

Buraya kadar olan bahislerde kayma donatısız bir kirişin davranışı incelendi ve görüldüki; beton, kesme etkisiyle çekme bölgesinde çatlamakta, bu çatlakların gelişip ilerlemesiyle de kırılma meydana gelmektedir. Bu durumu önlemenin iki yolu mevcuttur.

a) $\tau = \frac{Q}{b.z}$ bağıntısında kayma gerilmesini küçültmek için kiriş

kesidini büyütmek. Bu takdirde eğilme stabilitesi bakımından gerekenden çok fazla, estetik yönden hoş olmıyan ve ekonomik bakımdan da aleyhte olan bir beton kesiti ortaya çıkacaktır.

b) Kayma gerilmelerini "etriye" ve "pliye" adı verilen "kayma donatısı" ile karşılamak. Bu alternatif "a" şikkında var olan mahzurları ortadan kaldıracığı için daha uygundur. Çalışmamızda da bu çözüm şekli incelenecektir.

Pliyeler, kirişte asal çekme yörlüngeleri ile aynı doğrultuda (45°) yerleştirilen kayma donatısıdır. Temel kirişi gibi yüksek kirişlerde fazla açılıp komşu açıklıklara girmemesi için 60° açıyla büküldüğünde olur.

Etriyeler, kayma donatısı olarak pliyelere nazaran daha elverişli oldukları deneylerle ispatlanmış, kiriş eksenine 90° dik olarak yerleştirilen elemanlardır.

Deneyler, etriyelerin kirişte eğik çatlaklar oluşuncaya kadar gerilme almadığını, ancak çatlak başladıktan sonra gerilme almaya başladığını göstermiştir. Burada önemli bir noktaya işaret etmek gerekir. Kirişin kendisi kesme kuvveti altında makaslama tesirine maruzdur. Fakat etriyeler kat'i surette makaslama değil, çekmeye çalışırlar. Bunun nasıl olduğu aşağıdaki paragrafta anlatılmıştır.

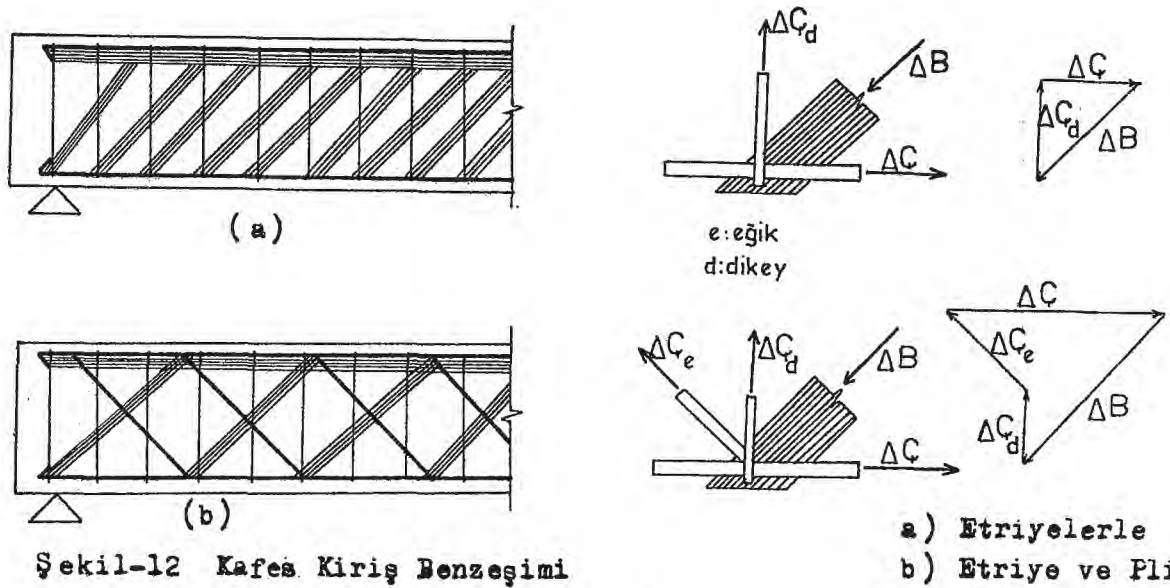
0241 4-

3.2. MÖRSCH Kafes Kiriş Analojisi (Benzeşimi) :

Enil Mörsch, kayma donatılı bir kirişin davranışını "paralel başlıklı kafes kirişin" davranışına benzetmiş ve kafes kiriş çubuk elemanları ile kayma donatılı kiriş elemanları arasında bir yakınlık kurmuştur.

Benzeşimde, betonun çekme gerilmesi almadığı, eğik çatlamaya neden olan çekme kuvvetlerinin kayma donatısıyla karşılandığı kabul edilir (Kesmenin tam olarak karşılanması). Pliyesiz, sadece etriye ile donatılmış bir kirişte; Etriyeler kafes kirişin dikmelerine karşılık gelip, beton taşıyıcı diyagonallerinin alt başlık düğüm noktalarına ulaştırdıkları kuvvetin düşey bileşenini çekmeye çalışarak, alt başlık yerine geçen çekme demirleri de bu kuvvetin yatay bileşenini yine çekmeye çalışarak alırlar.

Etriye ve pliyeleler beraber kullanıldığında ise, etriyelerin aldığı çekme kuvvetinin bir kısmını pliyeleler alır. Yani iki ayrı kayma donatısı ortak bir çalışma gösterirler (Şekil 12).



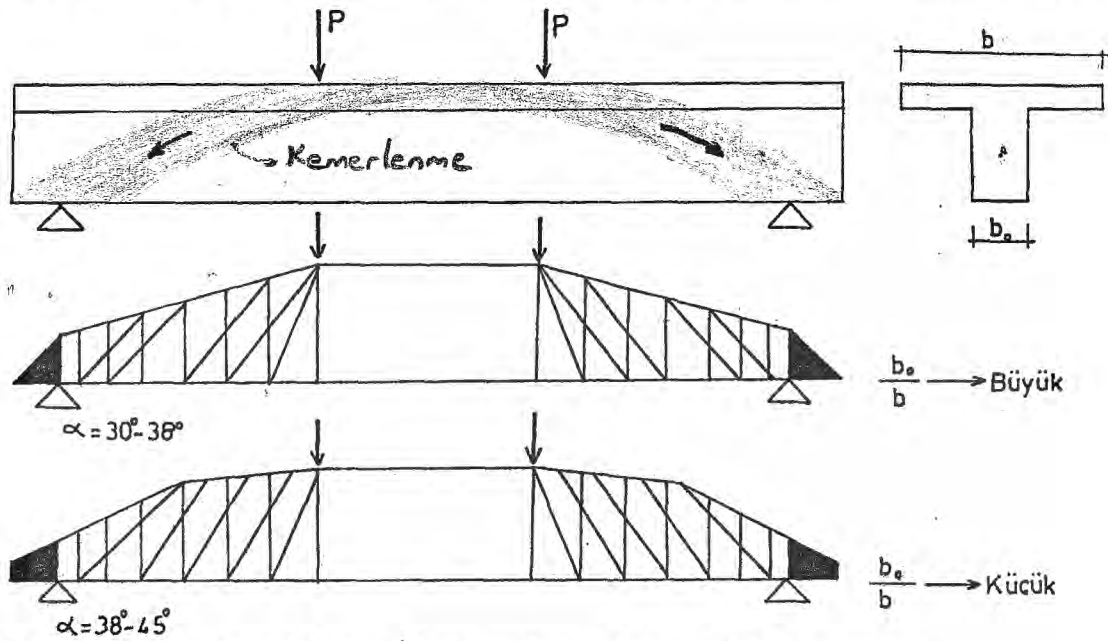
Şekil-12 Kafes Kiriş Benzeşimi

Mörsch'ün "Kafes Kiriş Benzeşimi" betonun hiç çekme kuvveti almadığı kabulüne dayandığından gerçek durumu tam olarak yansıtmamaktadır.

Bu gerçek durumdan uzaklaşma ise kirişe gerekenden fazla kayma donatısı koyma şeklinde kendini göstermektedir.

Mörsch benzeşimi biraz daha geliştirilerek "kesmenin kısmen karşılanması" yolu çıkarılmıştır (*). Buna sebep, gövde genişliği pek ince olmayan ($\frac{b_e}{b}$ büyük) kirişlerde kemerlenme etkisinde lehte bir

durum yaratmasıdır. Böyle olunca, kafes sistemin üst başlığı eğri ve diyagonal çubukları da 45° den daha yatık seçilebilir (Şekil 13).



Şekil-13 Gerçekte meydana gelen kafes kiriş şekli (Genişletilmiş kafes kiriş analojisi)

Bu yeni şekle göre hesaplanan kayma donatısı, paralel başlıklı kafes kiriş kabulüne göre bulunacak olan kayma donatısından daha az olacaktır.

Basınç başlığı eğimli kafes kirişten hareketle, bulunacak kayma donatısı miktarı Prof. Fritz LEONHARDT tarafından aşağıdaki formülle verilmiştir (Denklemler 20).

$$A_s = \frac{1,75 \tau_o - \tau_{oD}}{\beta_s} \dots \dots \dots (20) \quad (*)$$

(*) Fritz Leonhardt, Betonarme Elemanlara Demir Koyma Tekniği.

Burada;

τ_{oD} = Kafes kirişin basınç çubuklarının taşıdığı kesici kuvvet payı gerilmesi olup, deney sonuçlarından;

$$\text{Tek açıklıklı kirişlerde} : \tau_{oD} = \frac{\beta_w}{20} \dots\dots\dots(x)$$

$$\text{Sürekli kiriş ve çerçevelerde: } \tau_{oD} = \frac{\beta_w}{30} \dots\dots\dots(x)$$

bulunmaktadır.

β_w = Betonun sağlanmış olan basınç mukavemeti (x)

β_s = Kesme donatısının uzama sınırındır. Hesap için önce $\leq 4200 \text{ kg/cm}^2$ olan bir değer alınır. (x)

$\tau_o = \tau_{o, g+p}$; normal yükler altındaki en büyük kesme gerilmesidir. (x)

3.3. Kayma Donatısının Hesap Adımları:

Buraya kadar olan bahislerde özetle, kesme kuvveti altında kayma donatılı ve kayma donatısız kirişlerin nasıl bir davranış gösterdiğini, özellikle kirişin çekme bölgesinde meydana gelen çatlakların, gerekli tedbir alınmazsa, sistemin kırılarak göçmesine bile sebep olabildiğini teorik olarak ayrı ayrı incelemiş bulunuyoruz.

Şimdi ise karşımıza yeni bir problem çıkmaktadır. "Kirişe gereken kayma donatısını miktar ve cinsiyile (etriye, pliye) tesbit edip, uygun şekilde yerleştirmek". Bu problemin çözümüne aşağıdaki beş adım ile ulaşacağız.

1) Kirişin, kayma donatısının hesaplanacağı kesidindeki maximum kesme kuvvetinin bulunması,

2) Kesme kuvvetinin tesiriyle oluşan kayma gerilmesinin tayini ve takkiki,

(x): Leonhardt

3) İkinci şıktaki tahkik sonucunda gerekiyorsa kayma kuvvetinin hesabı,

4) Bulunan kayma kuvvetini karşılayacak şekilde kayma donatısının cins ve miktarının bulunması,

5) Kayma donatısının, her bir elemana eşit gerilme gelecek şekilde kiriş içine yerleştirilmesi ve moment kapama diyagramıyla tahkik edilmesi.

Her adımda neler yapılacağı aşağıda ayrıntılı olarak anlatılmıştır.

3.3.1. Kirişin, Kayma Donatısının Hesaplanacağı Kesidindeki Maximum Kesme Kuvvetinin Bulunması

Ele aldığımız kiriş tek açıklıklı veya konsol bir kirişe kirişin tüm boyunca mesnetlerdeki maximum kesme kuvvetine göre hesap yürütülecektir. Eğer kiriş mütemadi bir sistem ise, her bir açıklık için maximum kesme kuvveti bulunacaktır.

3.3.2. Kayma Gerilmesinin Tayini ve Tahkiki

Kirişteki kayma gerilmesi (19) no.lu denklemde çıkarılmış olan $\tau = \frac{Q}{b \cdot z}$ MÖRSCH BAĞINTISI ile hesaplanır. $Z = k_2 \cdot h$ olup, dikdörtgen kesitlerde k_2 değişken, tablalı kesitlerde ise $\approx 0,9$ dur. Q ; kayma donatısının hesaplanacağı yerdeki maximum kesme kuvvetidir.

$$\tau = \frac{Q}{b \cdot z} \text{ bağıntısıyla hesaplanan kayma gerilmesinin beton ka-}$$

litesine bağlı, belirli sınırlar arasında kalması gerekir. Bu sınırlar (Tablo 1)de gösterilmiştir. Burada üç durum söz konusudur.

$$1) \tau_{\max} \leq \text{Alt sınır}$$

τ_{\max} (tablo 1) de verilen alt sınırı aşmıyorsa hesap yapmaya gerek yoktur. Konstrüktif donatı kâfidir. T.S.500 e göre bu durumda kirişin bir metresine konacak etriye alanı; $F_{ot} = 25 b \frac{\tau}{\tau_e}$ (21)

olur ve hesap burada biter.

II) $\tau_{max} < \tau_{max} \leq$ Üst sınır

τ_{max} (Tablo 1) de verilen sınırlar arasında kalıyorsa, kayma donatısı hesapla bulunacak demektir. (3) şikkına geçilir (Kayma kuvvetinin hesabına).

III) $\tau_{max} >$ Üst sınır

τ_{max} (Tablo 1) de verilen üst sınırı aşılıyorsa kesit yetersiz demektir. Kirişe fazla donatı koymak onu basınç kırılmasına uğratabacağından, bu durumda tek yol kesitin boyutlarını büyülmektir.

kayma gerilmesi için alt ve üst sınırları:

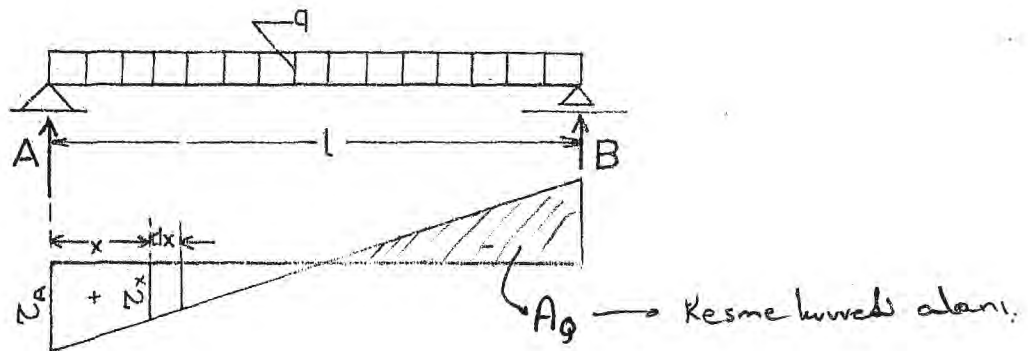
| Kesme gerilmelerinin (τ) sınır değerleri (kg/cm^2) İşletme yükleri için (TS 500'e göre) | | | |
|--|------------------|------------------|----------------|
| Durum(Tanımlama) | Beton Türü | | |
| | B.IIb (B.160) | B.IIa (B.225) | B.I (B.300) |
| Hesap yapmadan kesme donatısı konulabilmesi için: (Alt sınır) | | | |
| Plaklarda | 8 | 9 | 10 |
| Öteki taşıyıcılarda . . . | 6 | 7 | 8 |
| İzin verilen maksimum kesme gerilmesi(Üst sınır) | 16 | 18 | 20 |

Tablo-1

3.3.3) Kayma Kuvvetinin Hesabı

τ Kayma gerilmesinin beton cinsine bağlı olarak alt ve üst kayma sınırları arasında kalması halinde H kayma kuvvetinin bulunması gerekir.

Bir kirişin ekseninin her noktasında τ gerilmesi hesaplanır ve diyagram şeklinde çizilirse "kayma gerilmeleri diyagramı" ortaya çıkar (Şekil 14).



Şekil- 14

(Şekil 14)de görülen τ diyagramında, mesnetten x kadar uzaklıkta τ_x kayma gerilmesini ele alalım. Sonsuz küçük bir dx mesafesi için τ_x 'i sabit kabul edebiliriz. b ; giriş genişliğide sabit olduğuna göre, bu dx uzunluğundaki kayma kuvveti dH ;

$$dH = b \cdot dx \cdot \tau_x \quad \dots\dots\dots(22)$$

olur. (22) denkleminin iki değer arasında integrali, bise giriş üzerindeki iki nokta arasındaki kayma kuvvetini verecektir.

$$H = \int dH = \int_{x_1}^{x_2} b \cdot dx \cdot \tau_x = b \int_{x_1}^{x_2} \tau_x \cdot dx \quad \dots\dots\dots(23)$$

Burada;

$$\int_{x_1}^{x_2} \tau_x \cdot dx$$

ifadesi x_1 den x_2 ye kadar kayma gerilmesi diyagramının alanını verir. Bu alanı A_τ ile göstererek, (23) denkleminde;

$$H = b \cdot A_\tau \quad \dots\dots\dots(24)$$

olur. (24) denklemini sadece b nin sabit olmasına ait bir genel haldir.

Çalışmamız b ve h sabit olan kırılgar üzerine olduğuna göre, bu durumda; $\tau_x = \frac{Q_x}{b \cdot z}$ olur. Bu ifadeyi (23) bağıntısında yerine koyarsak;

$$H = \int b \cdot \tau_x \cdot dx = \int \frac{Q_x}{z} dx = \frac{1}{z} \int Q_x \cdot dx \quad \dots\dots(25)$$

olur.

$\int Q_x \cdot dx$ ifadesi de iki nokta arasındaki kesme kuvveti alanını
(A_x) vereceğinden; Kayma kuvveti;

$$H = \frac{A \cdot Q}{Z} \dots\dots\dots(26)$$

elur. Kiriş üzerindeki iki kesit arasındaki kesme kuvveti alanı, aynı kesitlerdeki eğilme momentlerinin farkına eşittir. O halde;

$$H = \frac{\Delta M}{Z} \dots\dots\dots(27)$$

şeklinde de yazılabilir.

3.3.4. Kayma Donatısının Hesabı

H kayma kuvveti değerinin bir önceki paragrafta anlatıldığı şekilde bulunmasından sonra, problem bu kayma kuvvetini karşılayacak kayma donatısının belirlenmesi şekline dönüşür.

Kayma donatısı olarak etriye ve pliyeler beraber kullanılacağına göre, H kayma kuvveti bu iki elemanın ayrı ayrı alacakları kayma kuvvetlerinin toplamına eşit olacaktır.

Yani;

$H_{et.}$ = Etriyelerin aldığı kayma kuvveti,

$H_{pl.}$ = Pliyelerin aldığı kayma kuvveti ise

$$H = H_{et.} + H_{pl.} \dots\dots\dots(28)$$

olacaktır.

Ayrıca;

$$H_{et.} = F_{et.} \cdot \nabla_e \dots\dots\dots(29)$$

$$H_{pl.} = \sqrt{2} \cdot F_{pl.} \cdot \nabla_e \dots\dots\dots(30)$$

ve

$$H = F_{Kayma} \cdot \nabla_e \dots\dots\dots(31)$$

şeklinde yazılabilir. Buradan;

$$F_{Kayma} = \frac{H}{\nabla_e} = F_{et.} + \sqrt{2} \cdot F_{pl.} \dots\dots\dots(32)$$

olacaktır.

(32) denkleminde ilk etapta F_{kayma} alanı ve 45° açıyla kırılan pliyé sayısı bellidir. Pliyé sayısına tekabül eden $\sqrt{2} F_{pl}$ alanı ise (Tablo 3) den alınır. Bilinmeyen olarak kalan F_{et} alanı ise denklemden çekilerek bulunur. F_{et} bulunduktan sonra, hesabın yapıldığı uzunlukta etriyelerin hangi "t" aralığıyla yerleştirileceği sorunu çıkar. Bunun için de ya (Tablo 2) e, yada aşağıdaki (33) formülüne müracaat edilir.

$$t = \frac{L}{(F_{et}/nf)} \dots\dots\dots(33)$$

Burada;

L = Kayma kuvvetinin hesaplandığı mesafe, (etkili mesafe, a)

F_{et} = Etriye alanı,

n = Etriye kol sayısı (normal kirişlerde n=2

temellerde n=4)

f = Etriye çubununun kesit alanı, ($\phi 8$ için $f=0,5 \text{ cm}^2$)

t = Etriye aralığıdır.

Etriye aralığının minimum değeri için bazı konstrüktif şartlar da verilmiştir. Bunlar;

$$t \leq 30 \text{ cm}$$

$$t \leq b$$

$$t \leq 0,7 z$$

$$t \geq 10 \text{ cm.}$$

ve T.S.500 de l m.kiriş boyu için;

$$\min F_{et} = 25 b \frac{\tau}{\sigma_e} \text{ dir.}$$

Tablo 2 Çift kollu etriyeler için F_{et} değerleri

| ϕ mm | Etriye sayısı | | | | | | | | | | | | | |
|--------------|---------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 |
| 6 | 0,56 | 1,13 | 1,70 | 2,26 | 2,83 | 3,39 | 3,96 | 4,52 | 5,09 | 5,65 | 6,22 | 6,78 | 7,35 | 7,92 |
| 8 | 1,00 | 2,01 | 3,02 | 4,02 | 5,03 | 6,03 | 7,04 | 8,04 | 9,05 | 10,0 | 11,1 | 12,1 | 13,1 | 14,1 |
| 10 | 1,57 | 3,14 | 4,71 | 6,28 | 7,85 | 9,42 | 11,0 | 12,6 | 14,1 | 15,7 | 17,3 | 18,8 | 20,4 | 22,0 |
| 12 | 2,26 | 4,52 | 6,79 | 9,05 | 11,3 | 13,6 | 15,8 | 18,1 | 20,4 | 22,6 | 24,9 | 27,1 | 29,4 | 31,7 |
| 14 | 3,08 | 6,16 | 9,24 | 12,3 | 15,4 | 18,5 | 21,6 | 24,6 | 27,7 | 30,8 | 33,9 | 36,9 | 40,0 | 43,1 |
| 16 | 4,02 | 8,04 | 12,1 | 16,1 | 20,1 | 24,1 | 28,1 | 32,2 | 36,2 | 40,2 | 44,2 | 48,2 | 52,3 | 56,3 |
| 18 | 5,09 | 10,2 | 15,3 | 20,4 | 25,4 | 30,5 | 35,6 | 40,7 | 45,8 | 50,9 | 56,0 | 61,1 | 66,2 | 71,2 |
| 20 | 6,28 | 12,6 | 18,8 | 25,1 | 31,4 | 37,7 | 44,0 | 50,3 | 56,5 | 62,8 | 69,1 | 75,4 | 81,6 | 87,9 |

Tablo 3 Pilyeler için $\sqrt{2} F_{pt}$ değerleri

| ϕ mm | Pliye sayısı | | | | | | | | | | | | | |
|--------------|--------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 |
| 8 | 0,71 | 1,42 | 2,13 | 2,84 | 3,55 | 4,27 | 4,98 | 5,69 | 6,40 | 7,11 | 7,82 | 8,53 | 9,24 | 9,95 |
| 10 | 1,11 | 2,22 | 3,33 | 4,44 | 5,55 | 6,66 | 7,77 | 8,89 | 10,0 | 11,1 | 12,2 | 13,3 | 14,4 | 15,5 |
| 12 | 1,60 | 3,20 | 4,80 | 6,40 | 8,00 | 9,60 | 11,2 | 12,8 | 14,4 | 16,0 | 17,6 | 19,2 | 20,8 | 22,4 |
| 14 | 2,18 | 4,35 | 6,53 | 8,71 | 10,9 | 13,1 | 15,2 | 17,4 | 19,6 | 21,8 | 23,9 | 26,1 | 28,3 | 30,5 |
| 16 | 2,84 | 5,69 | 8,53 | 11,4 | 14,2 | 17,1 | 19,9 | 22,7 | 25,6 | 28,4 | 31,3 | 34,1 | 37,0 | 39,8 |
| 18 | 3,60 | 7,20 | 10,8 | 14,4 | 18,0 | 21,6 | 25,2 | 28,8 | 32,4 | 36,0 | 39,6 | 43,2 | 46,8 | 50,4 |
| 20 | 4,44 | 8,89 | 13,3 | 17,8 | 22,2 | 26,7 | 31,1 | 35,5 | 40,0 | 44,4 | 48,9 | 53,3 | 57,8 | 62,2 |
| 22 | 5,38 | 10,8 | 16,1 | 21,5 | 26,9 | 32,2 | 37,6 | 43,0 | 48,4 | 53,8 | 59,1 | 64,5 | 69,9 | 75,3 |
| 24 | 6,40 | 12,8 | 19,2 | 25,6 | 32,0 | 38,4 | 44,8 | 51,2 | 57,6 | 64,0 | 70,4 | 76,8 | 83,2 | 89,6 |
| 26 | 7,51 | 15,0 | 22,5 | 30,0 | 37,5 | 45,0 | 52,6 | 60,1 | 67,6 | 75,1 | 82,6 | 90,1 | 97,6 | 105 |
| 28 | 8,71 | 17,4 | 26,1 | 34,8 | 43,5 | 52,2 | 61,0 | 69,7 | 78,4 | 87,1 | 95,8 | 104 | 113 | 122 |
| 30 | 10,0 | 20,0 | 30,0 | 40,0 | 50,0 | 60,0 | 70,0 | 80,0 | 90,0 | 100 | 110 | 120 | 130 | 140 |
| 32 | 11,4 | 22,7 | 34,1 | 45,5 | 56,9 | 68,2 | 79,6 | 91,0 | 102 | 114 | 125 | 136 | 148 | 159 |
| 34 | 12,8 | 25,7 | 38,5 | 51,4 | 64,2 | 77,0 | 89,9 | 103 | 116 | 128 | 141 | 154 | 167 | 180 |
| 36 | 14,4 | 28,8 | 43,2 | 57,6 | 72,0 | 86,4 | 101 | 115 | 130 | 144 | 158 | 173 | 187 | 201 |
| 38 | 16,0 | 32,1 | 48,1 | 64,1 | 80,2 | 96,2 | 112 | 128 | 144 | 160 | 176 | 192 | 208 | 224 |
| 40 | 17,8 | 35,5 | 53,3 | 71,1 | 88,9 | 107 | 124 | 142 | 160 | 178 | 195 | 213 | 231 | 249 |
| 42 | 19,6 | 39,2 | 58,8 | 78,4 | 98,0 | 118 | 137 | 157 | 176 | 196 | 215 | 235 | 255 | 274 |
| 44 | 21,5 | 43,0 | 64,5 | 86,0 | 107 | 129 | 150 | 172 | 193 | 215 | 236 | 258 | 279 | 301 |
| 46 | 23,5 | 47,0 | 70,5 | 94,0 | 117 | 141 | 164 | 188 | 211 | 235 | 258 | 282 | 305 | 329 |
| 48 | 25,6 | 51,2 | 76,8 | 102 | 128 | 153 | 179 | 204 | 230 | 256 | 281 | 307 | 333 | 358 |
| 50 | 27,8 | 55,5 | 83,3 | 111 | 139 | 167 | 194 | 222 | 250 | 278 | 305 | 333 | 361 | 389 |

3.3.5. Kayma Donatısının Yerleştirilmesi ve Moment Kapama Diyagramı

Kayma donatısının yerleştirilmesinde esas prensip, bütün kayma donatısı elemanlarının eşit gerilme almasıdır. Buda, kayma kuvvetinin kayma donatısına eşit olarak dağıtılmasıyla sağlanabilir. Uygulamada, normal bina kirişlerinde kayma donatısının yerleştirilmesi tecrübe ile yapılabilir. Fakat yük ve açıklık bakımından önemli kirişlerde kayma donatısı yerleştirilmesinin aşağıda gösterileceği gibi yapılması daha sağlıklı olur.

Kayma donatısının dağıtım işlemi kayma gerilmesi alanı üzerinde yada (Q/z) alanı üzerinde yapılabilir. Kayma gerilmesi (τ) alanı üzerinde dağıtım yapılıyorsa, f kesitli, n kollu, t aralıklı etriyelerin hep beraber alacakları gerilme;

$$\tau_{ot} = \frac{n \cdot f \cdot \tau_c}{b \cdot t} \dots\dots\dots(34) (*)$$

olur. Yani; etriyeler kayma gerilmelerinin bu kadarını karşılayacaklar-

dir. Geri kalan kayma gerilmeleri ise pliyele tarafından karşılanacaktır.

Eğer (Q/z) diyagramı üzerinden dağıtım yapılıyorsa, bu sefer etriyelerin alacağı "kayma kuvvetini" bulmak gerekir. Bu da;

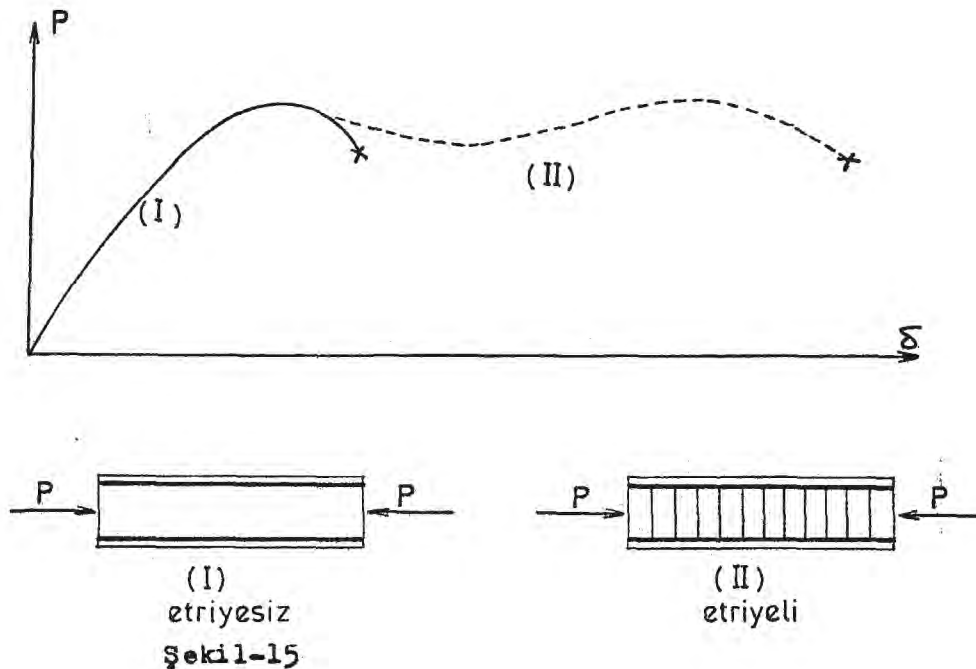
$$M_{ot} = \frac{n \cdot f \cdot \sigma_c}{t} \dots \dots \dots (35)$$

denklemlerle bulunur.

Burada, yeri gelmişken etriyelerin kayma donatısı olarak çalışmalarının yanısıra, sistemin düktilitesini arttırmaya yöndeki yararından bahsetmek gerekir.

Etriyeler, betonu sararak basınç altında kırılma yükünü arttırmalar. Etriye tarafından sarılan beton çek rijit davranış yerine, sünek bir davranış gösterir, böylece mesalâ deprem etkisinde kırılmadan geçici deplasmanlar yapabilir.

Bir fikir vermek amacıyla etriyeli ve etriyesiz bir basınç elemanının aynı yük altında gösterdikleri deformaşyon bir grafik halinde aşağıya çizilmiştir (Şekil 15).



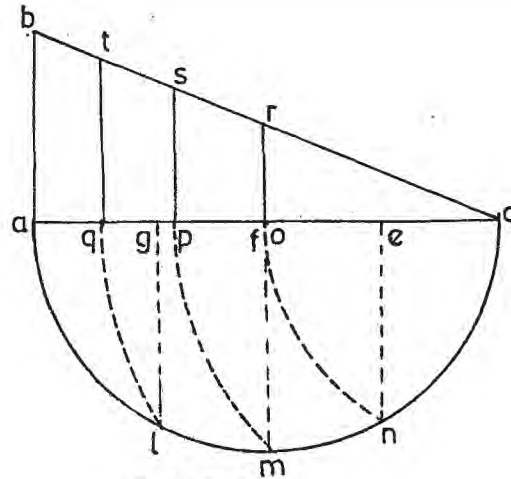
Pliyelerin Yerleştirilmesi:

Kayma gerilmesi alanı üzerinde $\tau_{pl} = \tau - \tau_{ot}$ kadar bir alan (yada Q/z alanı üzerinde $H_{pl} = H - H_{ot}$ kadar bir alan) pliyeler için kalmış durumdadır. Bu alan pliye sayısına eşit alanlara bölünür ve bu alanların ağırlık merkezlerinden kiriş eksenine dikmeler indirilirse, bu dikmelerin kiriş eksenini kestikleri noktalar pliyelerin geçeceği noktalar olur.

Eşit alanlara bölünecek kayma gerilmesi alanı; a) Dikdörtgen, b) Üçgen, c) Yamuk olabilir.

a) Dikdörtgen ise, alt kenar pliye sayısına eşit kısımlara bölünür. Köşegenlerin kesim noktalarında ağırlık merkezlerini verir.

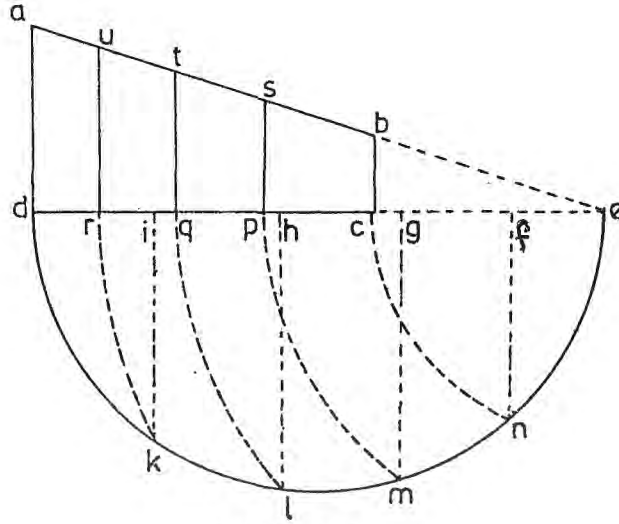
b) Üçgenin bölünmesi için (Şekil 16), ac kenarı çap alınarak bir yarım daire çizilir. ac , n eşit kısma bölünür. Bu noktalardan ac ye dikmeler çekilir bunların yarım daireyi kestikleri noktalar bulunur ve c merkez alınarak bu noktalardan geçen daire yayları çizilir. Bu yayların ac kenarını kestikleri noktalar bulunur, bu noktalardan ab kenarına çekilen paraleller abc üçgenini eşit alanlara bölmüş olurlar.



Şekil-16

c) Bölünecek kayma gerilmesi alanı bir yamuk olduğunda (Şekil 17), ab ve dc kenarları e noktasında birleşinceye kadar uzatılır, de çaplı yarım daire çizilir. e merkezli, ec yarıçaplı daire yayının yarım daireyi kestiği n noktası bulunur, buradan de ye nf dikmesi indirilir.

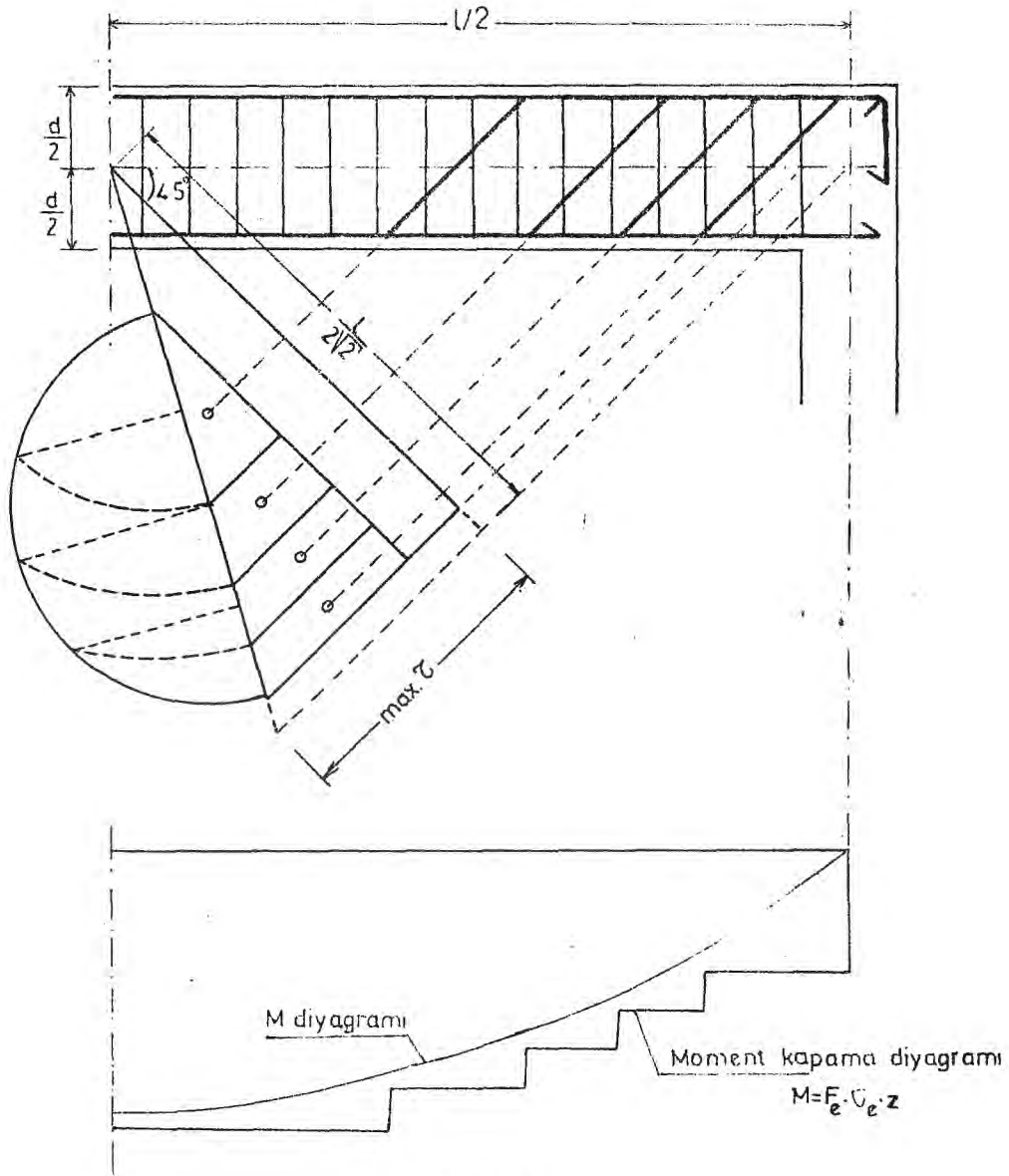
df doğru parçasını n eşit kısma bölün g,h,i noktaları bulunur. Buralardan de ye gm, hl ya ikdikmeleri çekilir. e merkezli em, el, ek yarıçaplı daire yaylarınının de yi kestikleri p, q, r noktaları bulunur. Bunlardan ad ye çekilen paraleller abod yamuğunu n eşit alana bölmüş olurlar.



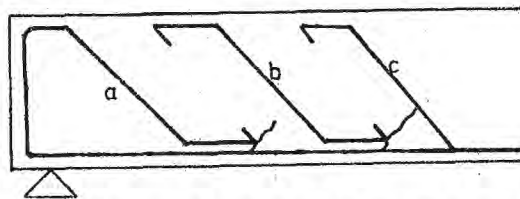
Şekil-17

Moment Kapama (örtme) Diyagramı:

Kayma donatısının seçim ve yerleştirilmesi sırasında, pliye büküm yerleri tesbit edilirken dikkat edilmesi gereken önemli bir hususta, pliye büküldükten sonra geri kalan çekme donatısının karşılayacağı momentin, aynı kesitte dış kuvvetlerden meydana gelen momentten büyük olmasıdır. Bu husus, yük ve ağırlıkça önemli kirişlerde (Şekil 18) de görülen "MOMENT KAPAMA DİYAGRAMI" ile tahkik edilmelidir ($M = F \cdot \zeta \cdot z$). Diyagramın moment diyagramını kestiği yerlerde, çekme demiri, vazifesini tamamlayamadan pliye haline getirilmiş demektir. Bu durumda, ya pliye yerleri yeniden ayarlanır ya da max M'e tekabül eden kesite "KAYMA DEMİRİ" denen ilave çekme demiri konur. Yüzen pliye denen, çekme bölgesinde sona eren pliye yapmak yanlıştır (Şekil 19).



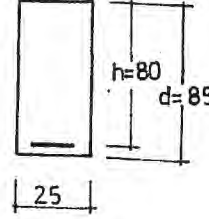
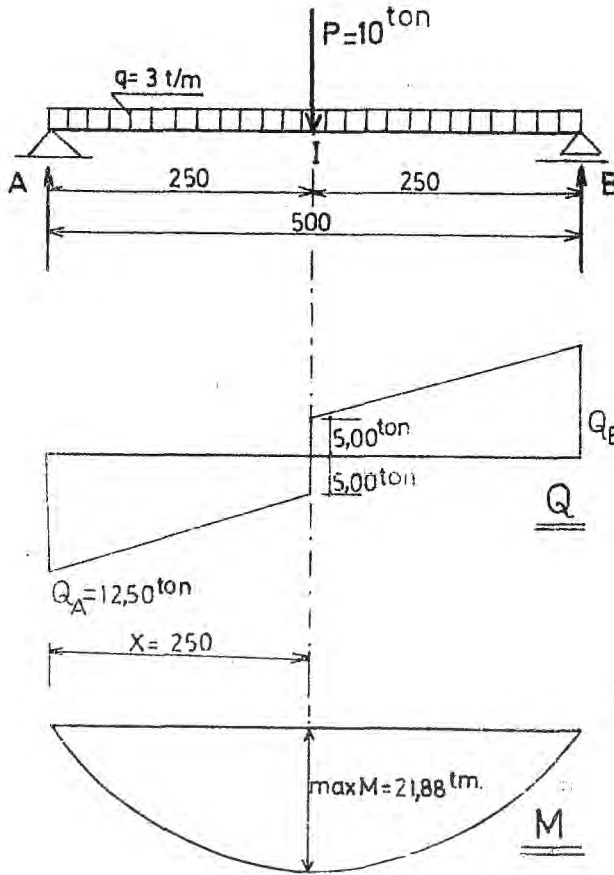
Şekil-18



Şekil-19 Yanlış Pliye Şekilleri

ÖRNEKLER :

1) Aşağıda boyutları ve yükü verilmiş olan basit kirişin eğilme ve kayma hesabının yapılarak donatısının yerleştirilmesi istenmektedir.



Malzeme: B 160

KÇ I

$$\sigma_b = 60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_A = Q_B = \frac{qL}{2} + \frac{P}{2} = \frac{3 \cdot 5}{2} + \frac{10}{2} = 12,50$$

$$\text{Max } M = \frac{qL^2}{8} + \frac{PL}{4} = \frac{3 \cdot 5^2}{8} + \frac{10 \cdot 5}{4} = 21,88$$

Eğilme Donatısı Hesabı

$$k_k = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{80}{\sqrt{\frac{21,88}{0,25}}} = 8,55$$

$$k_o = 0,81$$

$$k'_o = 0,37$$

$$k_z = 0,87$$

$$r'_e = \frac{M}{k} \cdot k_o = \frac{21,88}{0,80} \cdot 0,81 = 22,15 \text{ cm}^2$$

$$6\phi 22 (22,81 \text{ cm}^2) \text{ altta}$$

$$3\phi 22 \text{ pliye } 3\phi 22 \text{ düz.}$$

$$r'_e = \frac{M}{k} \cdot k'_o = \frac{21,88}{0,80} \cdot 0,37 = 10,12 \text{ cm}^2$$

$$4\phi 18 (10,13 \text{ cm}^2) \text{ üste}$$

Kesme Kontrolü ve Kayma Donatısı Hesabı:

$$\tau = \frac{Q}{b \cdot z} = \frac{12500}{25 \cdot 80 \cdot 0,87} = 7,18 \text{ kg/cm}^2$$

$6 < 7,18 < 16 \text{ kg/cm}^2$ Kayma donatısı hesapla belirlenecek.

Kayma kuvveti : H,

$$H = \frac{A_Q}{z}$$

$$A_Q = \frac{(5,00 + 12,50)}{2} \cdot 2,50 = 21,875 \text{ tm.}$$

$$z = \xi_g \cdot h = 0,87 \cdot 0,80 = 0,696$$

$$H = \frac{21,875}{0,696} = 31,43 \text{ ton}$$

H = 31,43 tonluk kayma kuvvetini karşılayacak kayma kuvveti alanı: F_K ,

$$F_K = \frac{H}{\sqrt{\sigma_s}} = \frac{31430}{1400} = 22,45 \text{ cm}^2$$

Etriye $\phi 22$; $\sqrt{2} F_{pl} = 16,1 \text{ cm}^2$ (Tablo 3 den)

$$F_K = F_{et} + \sqrt{2} F_{pl}$$

$$22,45 = F_{et} + 16,1$$

$$F_{et} = 22,45 - 16,1 = 6,35 \text{ cm}^2$$

Etriye: $\phi 8$ olacaktır. (Çift kollu; $n=2$, $f=0,5 \text{ cm}^2$)

Etriye aralığı;

$$t = \frac{l}{(F_{et}/nf)} = \frac{250}{(6,35/2 \cdot 0,5)} = 39,37 \text{ cm}$$

$t = 39,37 \text{ cm}$. etriye aralığı için fazladır. Minimum sınır şartlarını göz önüne alırsak;

$$t \leq 30 \text{ cm}$$

$$t \leq b \quad t = 25$$

$$t \leq 0,7 \cdot z \quad t = 0,7 \cdot 80 \cdot 0,87 = 48,72 \text{ cm.}$$

O halde $t = 25$ cm. alınır. Etriye: $\emptyset 8/25$ olur. $\frac{250}{25} = 10$ adet

(Kiriş boyunca 20 ad.)

E O N U Ç: Kayma kuvveti $3\emptyset 22$ pliye ve $\emptyset 8/25$ etriye ile karşılanacaktır.

Pliyelerin Yerleştirilmesi ve Moment Kapama Diyagramıyla Kontrolü

Kayma donatısının yerleştirilmesi ($\frac{Q}{z}$) diyagramıyla yapılacaktır.

$$H_A = \frac{Q_A}{z} = \frac{12500}{69,6} = 179,60 \approx 180 \text{ kg/cm.}$$

$$H_I = \frac{Q_I}{z} = \frac{5000}{69,6} = 71,83 \approx 72 \text{ kg/cm.}$$

$$H_{ot} = \frac{n \cdot f \cdot \nabla_e}{t} = \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 1400}{25} = 56 \text{ kg/cm.}$$

(Kayma donatısının çizimle yerleştirilmesi ve moment kapama diyagramıyla kontrolü arka sayfada yapılmıştır.)

AÇIKLAMA:

Kesik çizgiyle gösterilen moment kapama diyagramı $3 \emptyset 22$ düz, $3 \emptyset 22$ pliye durumuna göre çizilmiştir.

$$M = F_e \cdot \nabla_e \cdot z, \nabla_e = 1,4 \text{ t/cm}^2$$

$$z = 0,87 \cdot 0,80 = 0,696$$

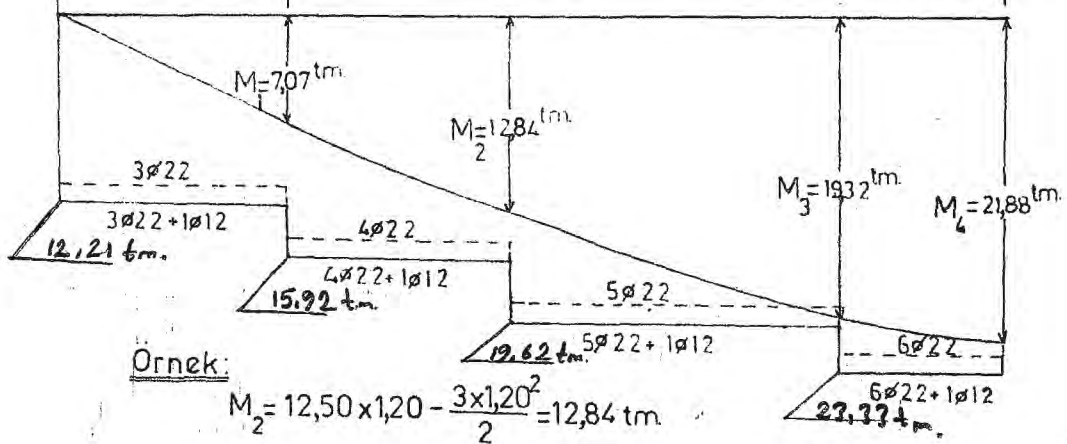
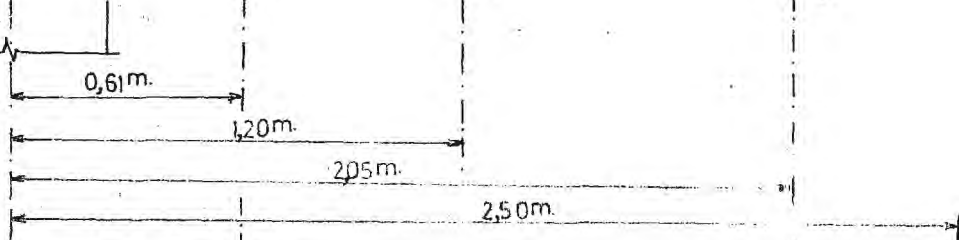
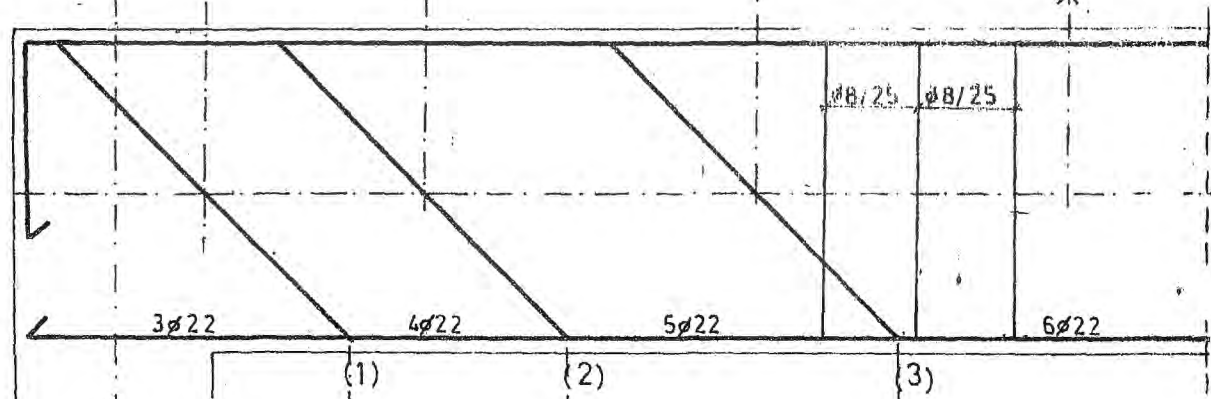
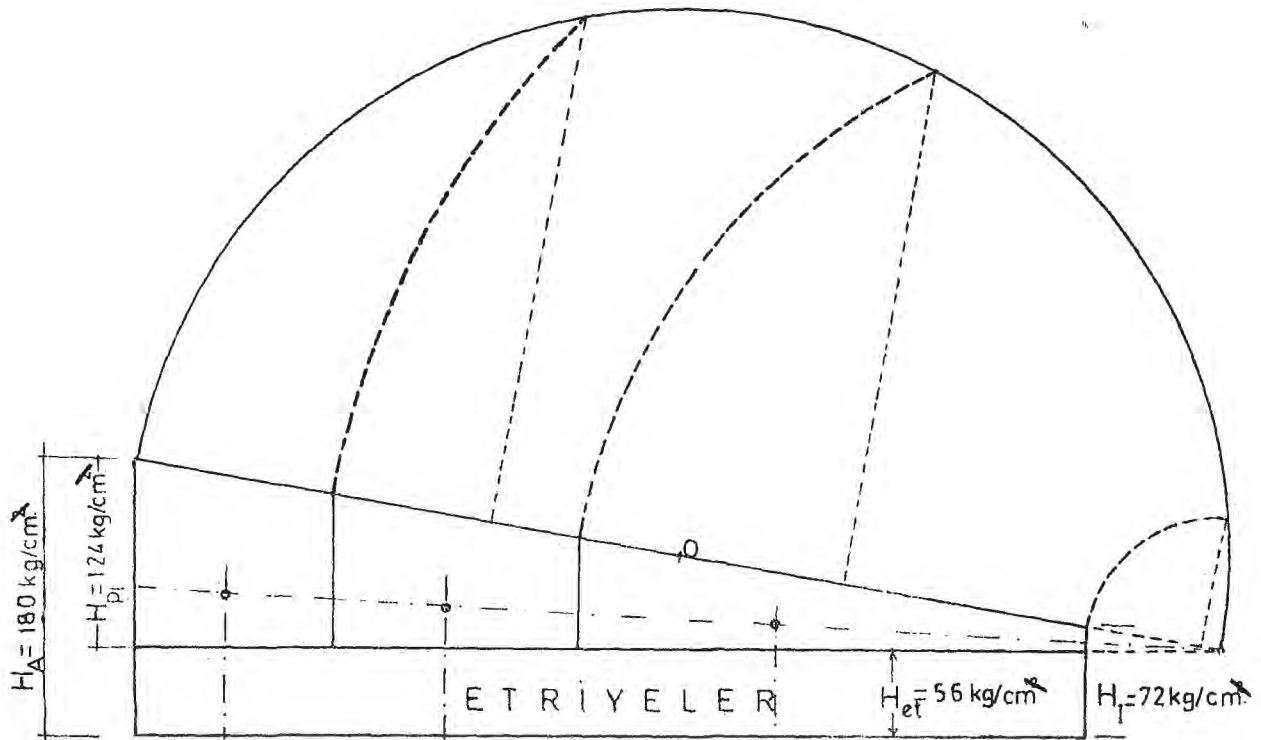
| <u>n \emptyset</u> | <u>F_e</u> | <u>M</u> |
|---------------------------------|-------------------------|----------|
| 3 $\emptyset 22$ | 11,40 | 11,11 |
| 4 $\emptyset 22$ | 15,21 | 14,82 |
| 5 $\emptyset 22$ | 19,01 | 18,52 |
| 6 $\emptyset 22$ | 22,81 | 22,23 |

Pliye kıvrımlarındaki M (dış kuvvetlerden gelen)

| |
|---------------|
| 7,07 < 11,11 |
| 12,84 < 14,82 |
| 19,32 > 18,52 |
| 21,88 < 22,23 |

Görüldüğü gibi bu durumda $6\emptyset 22$ den bir pliye'nin kıvrıldığı yerde moment kapama diyagramı M diyagramını kesmektedir. O halde $1\emptyset 12$ lik bir "kayma demiri"ni tüm açıklık boyunca yerleştiriyoruz. Bu takdirde;

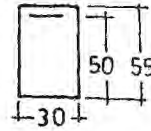
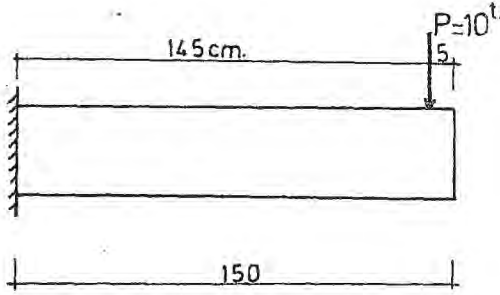
| <u>n \emptyset</u> | <u>F_e</u> | <u>M (tm)</u> |
|----------------------------------|-------------------------|----------------------|
| 3 $\emptyset 22 + 1\emptyset 12$ | 12,53 | 12,21 > 7,07 |
| 4 $\emptyset 22 + 1\emptyset 12$ | 16,34 | 15,92 > 12,84 |
| 5 $\emptyset 22 + 1\emptyset 12$ | 20,14 | 19,62 > 19,32 |
| 6 $\emptyset 22 + 1\emptyset 12$ | 23,94 | 23,33 > 21,88 olur.) |



Örnek:

$$M_2 = 12,50 \times 1,20 - \frac{3 \times 1,20^2}{2} = 12,84 \text{ tm}$$

2) Aşağıda boyutları ve yükü verilmiş olan konsol kirişin eğilme ve kayma hesabının yapılarak donatısının yerleştirilmesi istenmektedir.



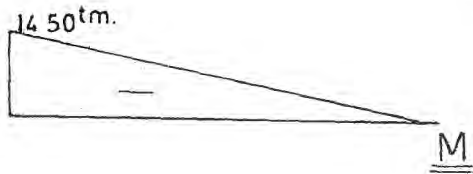
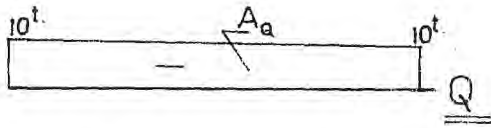
Malzeme: B 225

$$\gamma_b = 90 \text{ kg/cm}^2$$

BÇ III

$$\gamma_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

(Dinamik yükleri hakim yapı)



Eğilme Donatısı Hesabı:

$$k_h = \frac{h}{\sqrt{M/b}} = \frac{50}{\sqrt{\frac{14,5}{0,30}}} = 7,19 \quad k_c = 0,57$$

$$k'_c = 0,18$$

$$k_z = 0,86$$

$$F_c = \frac{M}{h} k_c = \frac{14,5}{0,50} \cdot 0,57 = 16,53 \text{ cm}^2$$

6 ϕ 20 (18,84 cm²) üstte

4 ϕ 20 pliye 2 ϕ 20 düz.

4 ϕ 14 (6,16 cm²) alta

$$F'_c = \frac{M}{h} k'_c = \frac{14,5}{0,50} \cdot 0,18 = 5,22 \text{ cm}^2$$

Kesme kontrolü ve kayma donatısı hesabı:

$$\tau = \frac{Q}{b \cdot z} = \frac{10000}{30 \cdot 0,86 \cdot 50} = 7,75 \text{ kg/cm}^2 \quad 7 < 7,75 < 18 \text{ kg/cm}^2$$

Kayma donatısı hesapla belirlenecek.

$$A_Q = 10 \cdot 1,45 = 14,5 \text{ tm.}$$

$$F_K = \frac{H}{\gamma_s} = \frac{33720}{2000} = 16,86 \text{ cm}^2$$

$$H = \frac{A_Q}{z} = \frac{14,5}{0,86 \cdot 0,50} = 33,72 \text{ ton}$$

Mevcut 4 ϕ 20 pliye = 17,80 cm² (Tablo 3 den)

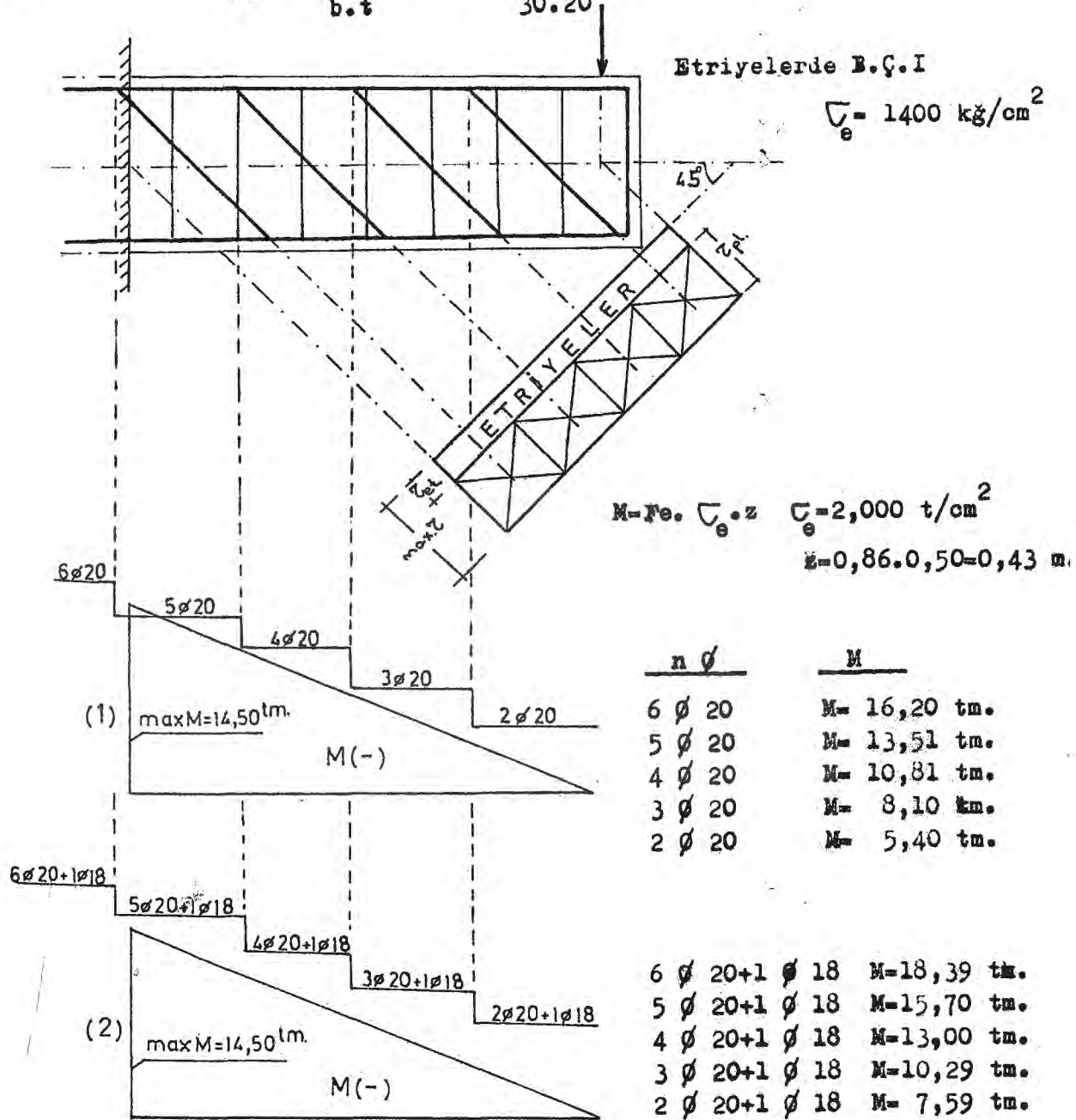
Bütün F_K yalnızca pliyeyle karşılanacaktır.

Konstrüktif etriye ϕ 8/20 cm.

Pliyelerin yerleştirilmesi ve kapama diyagramı ile kontrolü :

$$\max. \tau = 7,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{et} = \frac{2 \cdot f \cdot \sigma_e}{b \cdot t} = \frac{2 \cdot 0,54400}{30 \cdot 20} = 2,33 \text{ kg/cm}^2$$



AÇIKLAMA:

(1) nolu şekilde çizilen moment kapama diyagramının, moment diyagramını kestiği görülüyor. Demekki bu kesişim noktasında çekme demiri az geliyor. 1 ϕ 18 lik "kayma demiri" ilâve ediyoruz(2).

S O N U Ç :

Yapılarımızda en fazla kullandığımız elemanlardan olan kirişlerin yük altında davranışının bilinmesi, bu davranışlarına cevap verebilecek şekilde donatılması üzerinde durulması gereken bir mühendislik problemi.

Çalışmamızda, kesme kuvveti altındaki kirişlerin davranışı, donatılması incelenmiş, detaylı örnekler verilmiştir. İncelemenin sonucunda, kirişlerde kesme kuvvetinin eğilme momenti kadar önemli bir etken olduğu ve dolayısıyla kesme kuvveti altında oluşan kayma gerilmelerinin tahkikinin her zaman yapılmasının ve gerekli önlem alınmasının şart olduğu ortaya çıkmıştır.

Kirişin sadece eğilme momentine göre donatılması kafi gelmemektedir. Her hâlukârda, gerekirse bile bir minimum kayma donatısı mutlaka bulunmalıdır. Kayma donatısı olarak etriye ve pliyeleri beraberce kullanmak, yük ya da açıklıkça önemli kirişlerde pliyeleri diyagramlarla yerleştirmek ve pliye büküm yerlerini moment kapama diyagramıyla tahkik etmek gereklidir.

Kayma donatısı kötü dağıtılmış bir kirişin, kayma donatısız bir kirişle eşdeğer durumda olacağı da unutulmamalıdır.

YARARLANILAN KAYNAKLAR

- 1) Aka, İsmet., Keskinel, Fikret., S. Arda, Tefvik : Betonarmeye Giriş, İstanbul : Birsen Yayınevi, 4.cü Bas. 1976
- 2) Ersoy, Uğur., Atımtay, Ergin : Betonarme, Ankara, TİSA Matbacılık San. I.ci Bas, 1975
- 3) Gündüz, Altay : Betonarme, İstanbul, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, I.ci Ba. 1978
- 4) Leonhardt, Fritz : Betonarme Elemanlara Demir Koyma Tekniği
- 5) İnan, Mustafa : Cisimlerin Mukavemeti, İstanbul, Doyuran Matbaası, 4.cü Bas. 1981
- 6) Mörsch, Emil : Die Bemessung im Eisenbetonbau, Stuttgart, Wittwer, 5.Auflage, 1950
- 7) Özbek, Tekin : Mukavemet, İstanbul, İ.T.Ü Yayını, 1978
- 8) Özden, Kemâl : Betonarme, İstanbul, İ.T.Ü Yayını, 1971
- 9) Sabis, Turgan : Betonarme, İstanbul, Çaplayan Basımevi, 5.ci Bas. 1972