

T.C.
Anadolu Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Lisansüstü Tezi

FARKLI MALZEMELERDEN MEYDANA GELEN
KESİTLERDE PLASTİK MAFSAL OLUŞUMU

YÖNETEN:
Doç.Sacit OĞUZ

HAZIRLAYAN:
F.Nurhayat BARDAK

Temmuz - 1985
ESKİŞEHİR

İ Ç İ N D E K İ L E R

	<u>Sayfa</u>
ÖNSÖZ	iii
ÖZET	v
SEMBOLLER LİSTESİ	vi
GİRİŞ	1
BÖLÜM 1	
1. MALZEMENİN ÖZELLİKLERİ	2
1.2. Betonun Özellikleri	2
1.2.1. Basınç Mukavemeti	2
1.2.2. Çekme Mukavemeti	3
1.2.3. Kesme Mukavemeti	4
1.2.4. Gerilme-Birim Deformasyon İlişkisi	4
1.2.5. Elastisite Modülü	5
1.2.6. Poisson Oranı	6
1.2.7. Kayma Modülü	6
1.2.8. Sıcaklıkta Genleşme Katsayısı	6
1.3. Betonarmenin Özellikleri	6
1.4. Sünme	7
1.5. Rötire	8
1.6. Aderans	9
1.7. Betonarme Çeliğinin Özellikleri	10
BÖLÜM 2	
2. TAŞIMA GÜCÜ YÖNTEMİ	12
2.1. Limit Analiz	12
2.1.1. Limit Analiz Hakkında Görüşler	13
2.2. Eğilme Momenti Etkisindeki Betonarme Kirişin Davranışı	14
2.2.1. Taşıma Gücü Yönteminde Yapılan Kabuller	15
2.2.2. Eğilme Momenti Etkisindeki Betonarme Çubuklar	16

	<u>Sayfa</u>
2.2.3. Eğilme Momenti ve Normal Kuvvet Etkisindeki Betonarme Çubuklar	23
2.3. Çeşitli Mesnet Şartlarındaki Çubuklarda Eğilme	25
 BÖLÜM 3	
3. PLASTİK MAFSAL OLUŞUMU	30
3.1. Elastik Davranış Yöntemine Göre Hesap	30
3.1.1. Kesitin Taşıyabileceği Moment	32
3.1.2. Sınır Gerilmeler	33
3.2. Emniyet Gerilmeleri Dikkate Alınarak Hesap	36
3.2.1. Kesitin Taşıyabileceği Moment	37
3.2.2. Sınır Gerilmeler	38
3.3. Taşıma Gücü Yöntemine Göre Hesap	40
3.3.1. Kesitin Taşıyabileceği Moment	42
3.3.2. Sınır Gerilmeler	44
3.4. Malzeme Katsayıları Dikkate Alınarak Hesap	46
3.4.1. Kesitin Taşıyabileceği Moment	47
3.4.2. Sınır Gerilmeler	49
3.5. Beton Sınıflarına Göre Tarafsız Eksenin Yerinin Tayini	51
3.6. Beton Sınıfları İçin Önerilen Deformasyonlara Göre Hesap	54
3.6.1. Kesitin Taşıyabileceği Moment	56
3.6.2. Sınır Gerilmeler	58
3.6.3. Momentlerin Karşılaştırılması	61
 SONUÇ	 62
ÖNERİLER	64
KAYNAKLAR	67

Ö N S Ö Z

Ülkemizde yakın zamanlarda uygulanmaya başlanılan taşıma gücü yöntemi betonarme inşaat hesaplarında önemli bir yer almıştır. Bu yöntemde betonarme kesitlerde yük etkisi altında plastik mafsall oluşacağı ve yapının herhangi bir göçme mekanizması durumunda göçebileceği veya şeklen kullanılamaz hale girebileceği kabul edilmektedir.

Ancak homojen olmayan bir kesitte sahip betonarme yapı elemanında beton ve çeliğin birlikte çalışması sırasında mafsallın meydana gelme olasılığı ne dereceye kadar doğrudur denebilir. Bu çalışmada betonarme kesitlerde her iki malzemenin özellikleri etüd edilerek mafsall oluşumuna uygun olup olmadıkları araştırılmış ve mafsall oluşumu kriterlerinin uygulanmaya yakınlığı karşılaştırılması şeklinde yapılmıştır. Genel halde Amerika Birleşik Devletleri, Sovyet Sosyalist Cumhuriyetler Birliği, İngiltere ve bazı Doğu Avrupa ülkelerinde taşıma gücü yöntemiyle hesap yapılmaktadır. Bu hesaplar statik tesirlerin plastik analiz yöntemleriyle bulunması ve kesit tesirlerinin elastik yöntemlerle hesaplanması şeklinde yapılmalıdır. Ülkemizde ise statik tesirler elastik hesap yöntemiyle, kesit tesirleri ise henüz kesinleşmeyen TS 500'ün bazı maddeleri uyarınca taşıma gücü yöntemiyle yapılmaktadır.

Teorik olarak betonarme bir kesitte mafsall oluşumu doğru varsayılabilir. Ancak pratikte bu mafsallın oluşması uy-

gulanması son derece zor şartlara bağlıdır. Genel anlamda oluşan bir plastik mafsalin moment taşıma kapasitesinin de ne olduğu bilinmelidir. Bu kapasite belirlendiği takdirde yapının tümü için bir emniyet faktörü tesbit edilebilir. Adı geçen malzemelerin müsterek çalışması halinde moment taşıma kapasitesinin tesbit edilmesi çalışmanın amacı olmaktadır.

Bu düşüncelerin ışığı altında betonarme bir yapıda hangi statik yükler altında yapının göçebileceği konusu tamamen çalışma dışı bırakılarak teoride bahsi geçen mafsalların oluşması sırasında kesitteki olaylar incelenmiştir.

Ö Z E T

Bu incelemede önce beton tanıtılmış daha sonra betonun çelik ile birlikte müsterek çalıştığı betonarme konusuna girilmiştir. Taşıma gücü prensiplerinde özellikle karşımıza çıkan sünme ve rötire konuları incelenerek bu kavramlar açıklanarak konu ile ilgisi belirlenmiştir. Aynı zamanda çelik ve betonun birlikte çalışması sırasında aderans olayı özellikle dikkate alınması gerekli bir konu olduğundan çalışma içerisinde aderansa da yer verilmiştir. Bu meyanda betonarme çeliğinin de özellikleri gösterilmiştir.

İkinci bölümde ise yine Plastik Analiz yöntemleri bir kenara bırakılarak Limit Analiz tanıtılmış, mafsallı oluşturma kriterleri çubukların eğilmesi dikkate alınarak incelenmiştir. Burada, mafsalların, eğilme etkisinden oluşan moment dolayısıyla oluştuğu kabul edilmiştir. Ayrıca bilgi olarak normal kuvvet etkisi de anlatılmıştır. Daha sonra herhangi bir betonarme kesit olarak bu kesitte taşıma kapasitesi elastik ve taşıma gücü yöntemlerine göre belirlenmiş, taşıma gücü yönteminde sınır gerilmelerin oluştuğu değerler gözlenmiştir. Gözlemler sonucunda yapılan hesaplar ve tavsiyeler sonuçta verilmiştir.

SEMBOLLER LİSTESİ

a	gerilme bloğu derinliği
b	dikdörtgen kesitin genişliği
B	basınç kuvveti bileşkesi
Ç	çekme kuvveti bileşkesi
d	kiriş kesitinin toplam yüksekliği
E_b	betonun elastisite modülü
E_{bk}	betonun kırış modülü
E_{bo}	betonun dinamik modülü
E_{bt}	betonun teğet modülü
E_{cj}	j günlük betonun elastisite modülü
E_e	çeliğin elastisite modülü
F_e	toplam çekme donatısı alanı
$F_{e'}$	toplam basınç donatısı alanı
f_{ck}	betonun karakteristik basınç dayanımı
f_{ckj}	j günlük betonun karakteristik silindirik basınç dayanımı
f_{ckt}	betonun karakteristik çekme dayanımı
G	kayma modülü
h	kesit yararlı yüksekliği
J	kesitin atalet momenti
K_{b28}	betonun 28 günlük silindirik mukavemeti
K_1	ortalama basınç gerilmesinin maksimum gerilmeye oranı
K_2	kiriş üst yüzünden basınç bileşkesine uzaklığın taraflıksız eksen derinliğine oranı
K_3	maksimum basınç gerilmesinin silindirik mukavemetine oranı

L	açıklık uzunluğu
M	eğilme momenti
n	çeliğin elastisite modülünün betonun elastisite modülüne oranı
q	hareketli yük
t	ay olarak zaman
W_{b28}	betonun 28 günlük küp mukavemeti
$W_{bç}$	betonun basit çekme dayanımı
$W_{beç}$	betonun eğilme çekme dayanımı
z	moment kolü
α_t	sünme katsayısı
γ_m	malzeme katsayısı
ϵ	birim deformasyon
ϵ_a	dış çekme lifindeki birim uzama
ϵ_b	betondaki birim kısalma
ϵ_e	çelikteki birim uzama
ϵ_t	sünme deformasyonu
ϵ_u	dış basınç lifindeki birim kısalma
η_a	dış çekme lifinin tarafsız eksene uzaklığı
η_u	dış basınç lifinin tarafsız eksene uzaklığı
σ_a	çeliğin akma gerilmesi
σ_a'	çeliğin hesapta kullanılan akma gerilmesi
σ_b	beton gerilmesi
σ_b'	betonun hesapta kullanılan basınç gerilmesi
σ_{b*}	betonun sınır gerilmesi
σ_e	çelik gerilmesi
μ	poisson oranı
κ	birim dönme
x	tarafsız eksenin giriş üst yüzünden uzaklığı

G İ R İ Ş

Betonarme yapılarda momentler q ile lineer bağımlıdır, q 'yu % 70 arttırmakla yapıya gelen gerçek moment değerinin % 70 fazlasıyla hesap yapılmaktadır.

Gerilmeler birden büyük bir sayı ile bölünerek kesitin taşıma gücünü bir miktar emniyetli hesaplamak bahse konudur. Ayrıca yapıya gelen dış yükleri de birden büyük sayılarla çarparak, yükleri de olduğundan büyük almakla yine bir miktar emniyet sağlamak mümkünse de bunların yerine neden tek bir emniyet katsayısı alınmadığı da düşündürücüdür. Bu durumda plastik mafsall oluşumuna hangi yükün sebep olduğu da belirsiz halde kalmaktadır.

Momentler σ_b ile lineer bağımlı olduğunda 1.4 oranında bir emniyet söz konusudur. Ancak her kalite betonun 0.003 deformasyonlarına karşılık en dışta oluşan gerilme beton kırılma mukavemetinin 5-6 katı üzerinde kalmaktadır. Bu durumda yapıda teorik olarak mafsall oluşumu, yük etkisi altında taşıma gücü hesap kriterlerine göre, maksimum taşıma gücü kapasitesi kullanıldığında derhal başlamaktadır.

Bu şartlar altında yapıda muhakkak nazarıyla bakılabilecek bir mekanizma durumu her zaman oluşabilecektir. Öyleyse bir betonarme mafsall oluşmaması ve yeterli taşıma kapasitesinin kullanılması halinde mafsalda oluşması düşünülen çatlakların beton kalitesine göre sınırlandırılması uygun olur. Bu sınırlandırma taşıma gücü hesabına σ_b 'yi katmak suretiyle olacaktır.

1. BÖLÜM

1. MALZEMENİN ÖZELLİKLERİ

1.2. Betonun Özellikleri

1.2.1. Basınç Mukavemeti

Betonun en önemli özelliği basınç mukavemetinin yüksek olmasıdır. Betonun basınç mukavemeti 28 günlük mukavemet olarak kabul edilmiştir. 28 günlük küp, prizma veya silindir şeklindeki numuneler eksenel basınç altında deneye tâbi tutulur. Bu nedenle çapı 15 cm, yüksekliği 30 cm olan silindir veya 20x20x20 cm'lik küp numuneler kullanılır.

Betonun 28 günlük küp mukavemeti W_{b28} , silindir mukavemeti K_{b28} ile gösterilmektedir. Silindir mukavemeti ile küp mukavemeti arasındaki oran yaklaşık olarak 0.80~0.85 arasındadır.

TS 500'de betonlar mukavemetlerine göre üç sınıfa ayrılmıştır:

Tablo 1.2.1.1.

BI (B 300)	Niteliği iyi beton	$K_{b28} \approx 240 \text{ kg/cm}^2$ W_{300} »
BIIa (B 225)	Niteliği normal beton	K_{195} » W_{225} »
BIIb (B 160)	Niteliği normal beton	K_{140} » W_{160} »
BIII (B 120)	Niteliği düşük beton	K_{100} » W_{140} »

Avrupa Beton Komitesi (ACI) ise 28 günlük mukavemeti 1.00 kabul edip, diğer yaşlardaki betonların buna göre oranlarını vermiştir.

Tablo 1.2.1.2.

Betonun yaşı (gün)		3	7	28	90	360
Portland cimentosu	Normal	0,40	0,65	1,00	1,20	1,35
	Çabuk sertleşen	0,55	0,75	1,00	1,15	1,20

1.2.2. Çekme Mukavemeti

Betonun çekme mukavemeti basınç mukavemetinin 0.10 0.15 katı kadardır. Çekme mukavemetini agrega granülometrisi, çimento cinsi ve su miktarı etkiler.

Betonun basit çekme dayanımının deneye saptanması zordur. Bu nedenle basit çekme dayanımı için TS 500'de şu değer verilmiştir:

$$W_{bç} = 1.25 \sqrt{W_{b28}}$$

Betonun eğilme çekme mukavemetini bulmak için 70x10x15 cm'lik veya 70x15x15 cm'lik kırış numuneler kullanılır. Eğilmede çekme mukavemeti, salt çekme mukavemetinin 1.3~1.9 katı kadardır. Eğilme çekme mukavemeti ($W_{beç}$) ile basınç mukavemeti (W_b) arasında şu bağıntı vardır:

$$W_{beç} = W_b^K$$

Çakıl için $K = 0.60 \text{ } 0.66$

Kırma taş için $K = 0.66 \text{ } 0.72$

TS 500'de ise eğilme çekme mukavemeti için şu değer verilmiştir:

$$W_{beç} = 250 W_b$$

Betonun çekme mukavemeti de zamanla artar. 28 günlük mukavemet 1 kabul edilirse; betonun zamanla değişen çekme mukavemeti için şu değerler alınabilir:
Tablo 1.2.2.

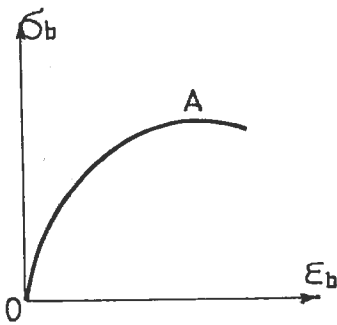
Yaş (gün)	3	7	28	90	360
Mukavemet	0,40	0,70	1,00	1,05	1,10

1.2.3. Kesme Mukavemeti

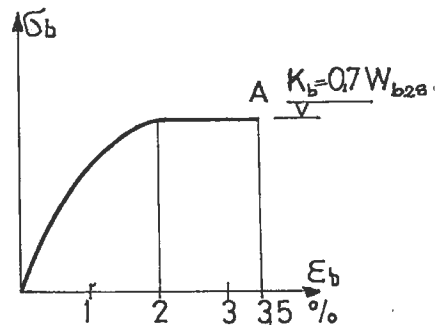
Betonun kesme mukavemeti yaklaşık olarak küp mukavemetinin (W_{b28}), dörtde biri kadardır. Graf kesme mukavemetini küp mukavemetinin 0.23'ü, eğilme çekme mukavemetinin de 1/6'sı olduğunu kabul etmiştir.

1.2.4. Gerilme-Birim Deformasyon İlişkisi

Beton yapı elemanlarında basınca çalıştırılır. Bu nedenle basınç etkisindeki gerilme-birim deformasyon ilişkisi önemlidir. Betonun basınç altındaki σ - ϵ eğrileri standart basınç numunelerinden elde edilir.



ŞEKİL 1.2.4.1. Gerçek σ - ϵ eğrisi

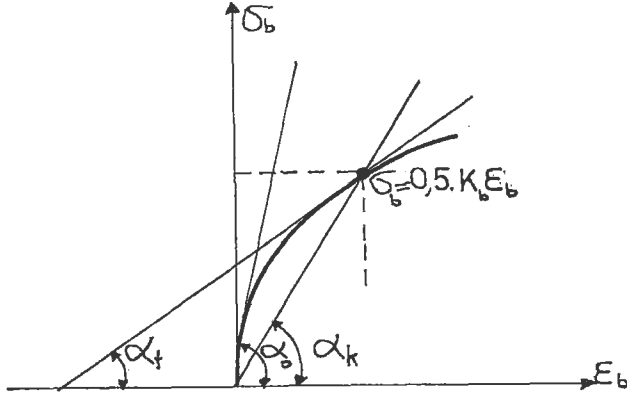


ŞEKİL 1.2.4.2. Basitleştirilmiş σ - ϵ eğrisi

Beton silindir mukavemetinin yarısından küçük gerilmeler için σ - ϵ eğrisi doğrusal kabul edilebilir. Ancak bu değerden daha büyük gerilmeler için σ - ϵ eğrisi doğrusal olmamaktadır. σ - ϵ eğrisi beton mukavemeti, yükleme hızı, numune şekli,

deney presinin özellikleri gibi pekçok değişken etkilemektedir. Bu nedenle beton için tek ve kesin bir σ - ϵ eğrisi tanımlamak imkansızdır. Son yıllarda beton için doğrusal elastik olmayan yaklaşık eğriler önerilmiştir.

1.2.5. Elastisite Modülü



ŞEKİL 1.2.5.1. Betonun elastisite modülleri

Elastisite modülü σ - ϵ eğrisinin eğimine eşittir. Betonun elastisite modülü şu şekillerde tanımlanabilmektedir.

- σ - ϵ eğrisine başlangıç noktasından çizilen teğetin eğimine "dinamik modül" denir ($E_{bo} = \text{tg}\alpha_o$)
- σ - ϵ eğrisinin herhangi bir noktasından eğriye çizilen teğetin eğimine "teğet modülü" denir ($E_{bt} = \text{tg}\alpha_t$)
- σ - ϵ eğrisinin herhangi bir noktasını başlangıç noktasına birleştiren doğrunun eğimine "kiriş modülü" denir ($E_{bk} = \text{tg}\alpha_k$)

$\epsilon_b < 0.0005$ cm/cm ve $\sigma_b = 0.5 K_b$ için σ - ϵ eğrisi doğrusal kabul edilir. Bu sınırın altındaki değerler için mukavemet hesaplarında "kiriş modülü" esas alınır.

Elastiklik modülü betonun küp veya silindir mukavemetinin kareköküne bağlıdır.

TS 500'de betonun elastiklik modülü için şu değerler verilmiştir:

$$E_b = 140.000 \text{ kg/cm}^2 \text{ mukavemet hesaplarında}$$

$$E_b = 195.000\sqrt{W_b} \text{ kg/cm}^2 \text{ 12 saati geçmeyen kısa süreli yükler altında}$$

$$E_b = 6500\sqrt{W_b} \text{ kg/cm}^2 \text{ kendi ağırlığı ve uzun süreli yükler altında}$$

$$E_b = 210.000 \text{ kg/cm}^2 \text{ betonarme şartnamesinde}$$

1.2.6. Poisson Oranı

Kuvvete dik doğrultudaki birim boy değişiminin, kuvvet doğrultusundaki birim boy değişimine oranına denir. Basınca çalışan elemanlar için poisson oranı 0.2, eğilmeye çalışan elemanlar için 1.5 alınabilir. TS 500'de $\mu = 1/6$ verilmiştir.

1.2.7. Kayma Modülü

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \text{ dür}$$

TS 500'de; $G = 3/7 E$ verilmiştir.

1.2.8. Sıcaklıkta Genleşme Katsayısı

Betonun sıcaklıkta genleşme katsayısı olarak 1×10^{-5} alınabilir. Ancak meskenlerde ısı tesirine göre hesap yapılmasından sarfınazar edilmektedir.

1.3. Betonarmenin Tanıtılması

Beton ve çeliğin beraber çalışmak suretiyle oluşturdıkları yapı elemanına "betonarme" denmektedir. Beton ve çeliğin beraber çalışması çeliğin etrafını saran beton ile eş de-

formasyon yapması ile mümkündür. Beton ile çelik arasında doğal bir bağ kuvveti vardır. Bu bağ kuvvetine "aderans" denir. Aderans bu iki malzemenin birlikte çalışmasını sağlar. Çelik ve betonun sıcaklıkta genleşme katsayısı hemen hemen aynıdır ve aderans sıcaklık değişmelerinden etkilenmez.

Betonarme elemanlarda basınç zorlarını beton, çekme zorlarını ise çelik alır. Kesme ve kayma zorları ise her iki malzeme tarafından karşılanır.

Betonarmenin birim ağırlığı aynı bir beton içindeki çelik miktarına göre değişir. Şartnamelerde ortalama $\gamma = 2.400 \text{ kg/m}^3$ değeri kabul edilmiştir.

Betonarme yapılar çelik yapılara göre ateşe daha dayanıklıdır. Beton, çeliği 560°C 'ye kadar korur.

Çelik donatı, betonda oluşan rötre ve sünme tesirlerini azaltır.

1.4. Sünme

Betonun sabit yük altındaki deformasyonuna "sünme" denir. Betondaki gerilme, basınç mukavemetinin % 40'ından küçükse sünme, gerilme ile orantılı artmaktadır. Daha yüksek gerilmelerde bu orantıllılık kaybolur.

Sünme betondaki çimento oranına, betonun mukavemetine ve yaşına bağlıdır.

Sünme beton mukavemetini düşürür, betonun elastisite modülünü olumsuz yönde etkiler. Basınç elemanlarındaki iç kuvvetler sünme tesiri ile zamanla artar.

Glanvillö sünme miktarını gerilmeye bağlı olarak şu şekilde vermiştir.

$$\epsilon_t = \kappa \cdot \sigma \cdot \phi(t) = \alpha_t \cdot \sigma$$

ϵ_t = sünme birimi

σ = kg/cm² cinsinden gerilme

κ = malzemeye bağlı katsayı (ortalama $\kappa = 6 \times 10^{-6}$)

t = ay olarak zaman

α_t = sünme katsayısı

Beton ne kadar erken yüklenirse sünme o kadar artar.
Tablo 1.4.

Yüklemenin başladığı tarih (gün)	Sünmenin devamı (mm/m)	
	1. sene	3. 1/2 sene
7	0,57	0,60
28	0,31	0,35
90	0,16	0,19

Sünme tesiri zamanla azalarak 20-30 yıl sürer.

1.5. Rötire

Betonda, kimyasal reaksiyona girmeyen suyun buharlaşması sonucu büzülme olur. Herhangi bir dış kuvvet tesir etmeksizin betonda meydana gelen bu büzülme olayına "rötire" denir. Beton suda saklandığında ise "şişme" olayı görülür.

Rötire; çimento, su miktarına, agrega granülometrisine, ortamının ısı ve nem derecesine bağlıdır. Betonda kullanılan ince daneli katkı malzemeleri (tras, taş tozu) rötreyi arttırır.

Rötire hareketine engel olunan yapı sistemlerinde rötire gerilmeleri sistemi tehlikeye sokabilir. Rötire tesirini karşılamak için şartnamelerde 15°C'lik bir ısı azalması kabul edilmiştir. Rötire için ısı değişimine benzer katsayılar önerilmiş olup bu katsayılar 0.0002 ~ 0.0007 arasında değişmektedir.

Rötre ve şişme tesiriyle zamanla oluşan uzama ve kısalma aşağıdaki tabloda verilmiştir:

Tablo 15.

Katılma zamanı	20 gün	40 gün	100 gün	1 yıl	4 yıl	6 yıl
Havada saklama (rötre)	4.1	8.8	2.1	4.1	485	51.2×10^{-5}
Suda saklama (şişme)	1.9	2.5	3.7	8.0	13.2	17.7×10^{-5}

Rötre olayına genellikle sünme ile birlikte rastlanır. Rötre tesiri yavaşlayarak zamanla sürer, 25~50 hafta içinde sönümlenebilir.

1.6. Aderans

Betonla çelik arasında birlikte çalışmayı sağlayan bir bağ kuvveti vardır. Bu bağ kuvvetine "aderans" denir.

Betonarme elemanlarda iki tür aderans söz konusudur. Bunlardan birincisi, beton bloğa gömülmüş donatının çekme veya basınç tesiri ile betondan sıyrılmasını önleyen ankraj aderansıdır. Burada donatı ile beton arasındaki aderans, deformasyonlar cinsinden şu şekilde ifade edilebilir:

$$\bar{\epsilon}_e = \bar{\epsilon}_b$$

İkinci tür aderans ise iki malzemenin birlikte çalışmasını sağlayan eğilme aderansıdır. Burada ϵ_o , elemandaki mevcut çatlakların çubuk hizasındaki genişlikleri toplamı olmak üzere; $\bar{\epsilon}_e = \epsilon_b + \bar{\epsilon}_o$ yazılabilir.

Betonla çelik arasındaki molekül sel kapiler bağ kuvveti yapışmaya neden olursa da çok zayıftır. Dış yükler, rötre ve çubuğun eğri eksenli olması beton ile çelik arasında sürtünme kuvveti doğurur. Düz yüzeyli çubuklarda yüzeydeki ima-

lât pürüzleri, nervürlü çubuklarda da dişler betona kenetlenir. Aderansı oluşturan bu kenetlenme kuvvetidir. Çubuk yüzeyindeki pürüzler ve dişler gelişigüzel olduğundan aderans sabit ve sürekli bir fonksiyonla ifade edilemez.

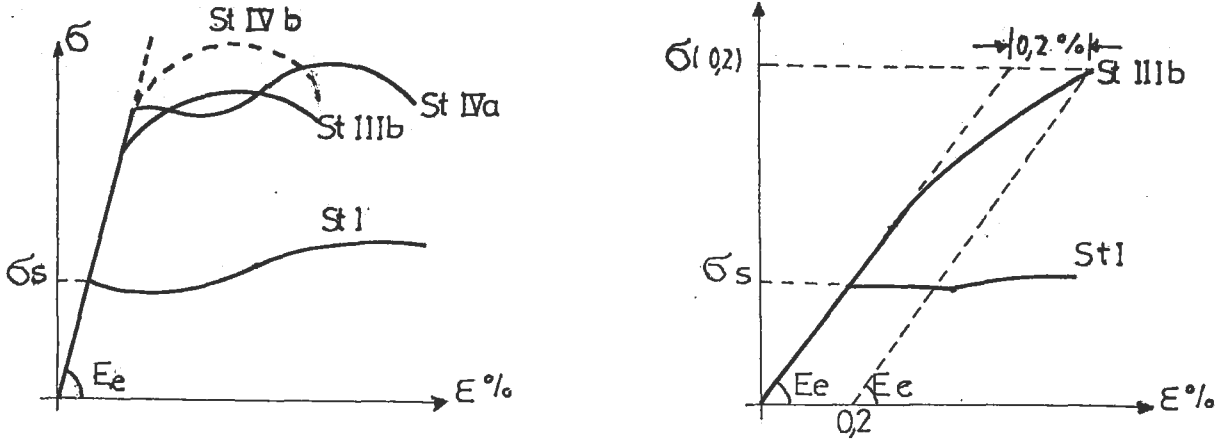
1.7. Betonarme Çeliğinin Tanıtılması

Betonarme çeliği imalat şekline, çubuk şekline ve dayanımlarına göre sınıflandırılır. Normal betonarme çeliği soğukta çekilerek elde edilir. Soğuk çeliğe çekme işlemi uygulanarak elastiklik sınırı yükseltilir. Bu tür çeliklere özel betonarme çeliği denir. Çubuk şekline göre de çelikler düz yüzeyli, nervürlü, profilli donatı çubukları diye sınıflandırılır. Akma gerilmelerine göre ise St-I, St-II, St-III, St-IV gibi sınıflara ayrılır. Sınıfı gösteren rakamın yanındaki "a" harfi çeliğin doğal sertlikte, "b" harfi ise soğukta işlem gördüğünü belirtir.

Donatı çubuğunun elastisite modülü, akma gerilmesi ve kopma uzaması önemlidir. Betonarme çelikleri için elâstisite modülü $E_e = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ kabul edilmiştir. Akma gerilmesi taşıma gücü yönünden, kopma uzaması ise işlenebilirlik bakımından önemlidir.

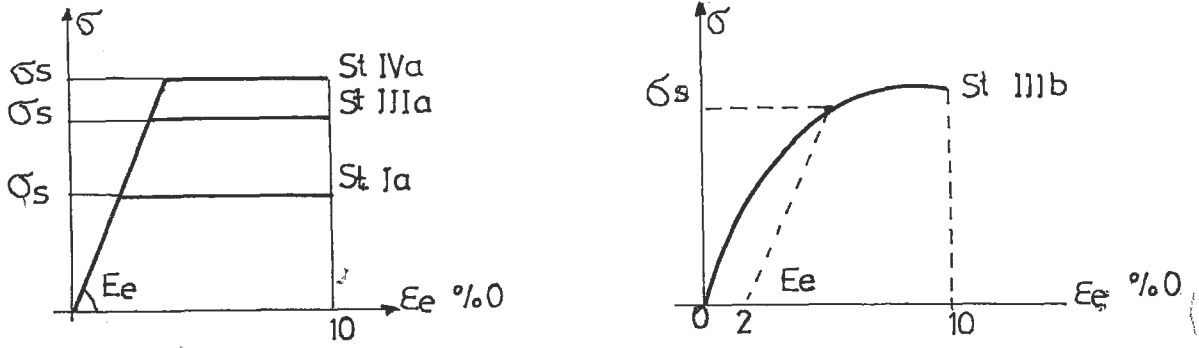
Doğal sertlikteki bir çelik sünekliliğin fazla olması, kaynağa uygunluğu, kolay işlenebilmesi nedeniyle özel betonarme çeliklerine nazaran daha avantajlıdır.

Doğal sertlikteki çelikler, soğukta işlem görmüş çeliklerin σ - ϵ eğrileri farklıdır:



ŞEKİL 1.7.1.

Normal ve özel çeliklerin gerilme birim deformasyon eğrileri şu şekilde basitleştirilmiştir:



ŞEKİL 1.7.2.

2. BÖLÜM

2. TAŞIMA GÜCÜ YÖNTEMİ

2.1. Limit Analiz

Yapıları etkileyen dış yükler, zamanla artarak belirli bir değere ulaşınca yapı kullanılamaz hale gelir veya göçer. Yapının kısmen ya da tamamen kullanılamaz hale gelmesine ve göçmesine neden olan durumlara "limit durum" denir. Betonarme yapılar yapım ve kullanım süreçlerinde limit durumlara belirli bir güvenlikle ulaşamayacak şekilde projelendirilirler.

Betonarme homojen ve doğrusal elastik olmayan bir malzemedir. Bu nedenle betonarme yapıların incelenmesinde doğrusal olmayan davranışı esas alan hesap yöntemleri kullanılmaktadır. Betonarmenin gerçek davranışını göz önünde tutarak, geliştirilen hesap yöntemleri "Limit Analizi" olarak adlandırılır.

Betonarme yapılarda kesit kuvvetleridoğrusal elastik olmayan yöntemlerle belirlenmeli, kesit hesapları ise taşıma gücüne göre yapılmalıdır. Ancak Limit Analiz yöntemleri konusundaki çalışmalar yetersizdir. Bugün genellikle betonarme yapılar elastik yöntemlerle çözümlenmekte, kesit hesapları ise taşıma gücüne göre yapılmaktadır.

2.1.1. Limit Analiz Hakkında Görüşler

Yapılar öngörülen ömürleri süresince "işletme dışı kalmalarına ya da yıkılmalarına neden olan limit durumlara" belirli bir olasılıkla ulaşmayacak biçimde projelendirilirler. Projelendirilen yapı için kabul edilen "yıkılma olasılığı" yapının güvenlik derecesini belirler.

Limit durumları belirleyen fizik büyüklükler istatistiksel anlamda "rastgele değişken" karakterde oldukları için ancak belirli olasılıklarla değerlendirilebilirler. Bu nedenle limit durumlara göre hesap yöntemindeki kabul ve varsayımların temelini probabilistik bilgi oluşturur.

Türkiye'de bugün söz konusu probabilistik belgelerin elde edilebilmesini sağlayacak olan istatistikî veriler (data) yok denecek kadar azdır. Limit durumlara göre hesap yönteminin "ithal malı-âla mode yöntem" olarak kullanılması istenilmiyorsa yerel probabilistik değerlendirmeler için gerekli olan istatistik çalışmalarına biran önce başlanmalıdır*.

Yapıyı etkileyen yüklerin seçiminde genellikle şartnamelerden yararlanılır. Bugünkü şartnamelerde öngörülen yükler, geçmiş tecrübelerden ve yapılan sınırlı deneylerden yararlanılarak tesbit edilmiştir. Yük tesbiti sağlam temellere dayanmadığından şartnamelerde verilen yükler genellikle gerçek yüklerden daha büyüktür. Son yıllarda Amerika Birleşik Devletleri ve Avrupa'da yapıyı etkileyen yüklerin daha gerçekçi bir şekilde tayinini sağlayacak çalışmalar yapılmaktadır. Bu çalışmalardan elde edilen ilk sonuçlar yüklerin istatistikî ve probabilistik metotlarla sağlanabileceğini kanıtlamıştır. Yapılan araştırmalar ve çeşitli ülkelerde bu konuda atılan adımlar, yakın bir gelecekte şartnamelerin yapı yükleri ile ilgili hükümlerinde önemli değişiklikler olacağını ve

*GÜNDÜZ A.

yük tayininde probabilistik metotların kullanılacağını göstermektedir*.

2.2. Eğilme Etkisindeki Betonarme Kirişin Davranışı

Eğilmeye çalışan betonarme bir kirişin davranışında belirli üç aşama gözlenir:

Yükün küçük değerleri için meydana gelen beton gerilmeleri betonun çekme mukavemetinden küçüktür. Kesitte gerilme yayılımı doğrusaldır. Betonla çeliğin birlikte çalışması nedeniyle deformasyonlar eşittir.

Yük arttırıldığında çekme bölgesindeki betonda gerilmelerle, deformasyonlar orantılı değildir. En dış lifteki beton çatlar, çelik ise henüz elastik haldedir. Çekme gerilmelerini donatı, basınç gerilmelerini beton alır.

Yüklerin daha da artması halinde betondaki çatlaklar tarafsız eksene kadar ulaşmıştır. Çekme donatısı akma sınırına erişir ve basınç bölgesindeki beton ezilir, dolayısıyla kırış kırılır. Kırılmaya yakın davranışı yansıtan bu aşama "Taşıma Gücü" olarak tanımlanır.

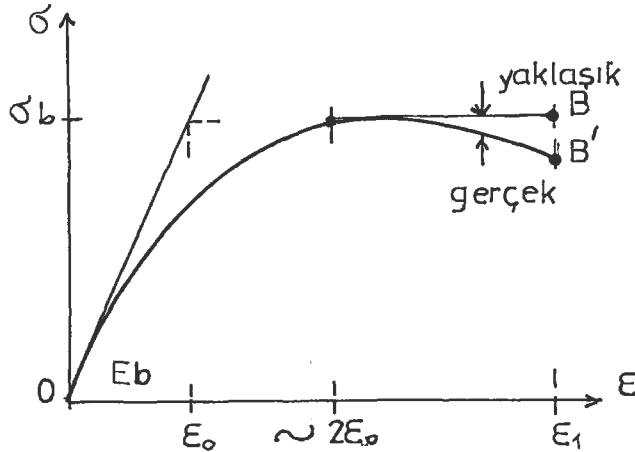
Betonarme bir kirişte eğilme momentiyle oluşan kırılma üç şekilde olabilir. Önce donatının akması, sonra betonun ezilmesiyle (çekme kırılması); betonun ve çekme donatısının aynı anda ezilmesi ve akmasıyla (dengeli kırılma); çekme donatısı akmadan betonun ezilmesiyle (basınç kırılması) olabilir. Taşıma gücünü dengeli kırılmayla kaybeden kirişe dengeli donatılı kırış denir.

*ERSOY U., ATIMTAY.

2.2.1. Taşıma Gücü Yönteminde Yapılan Kabuller

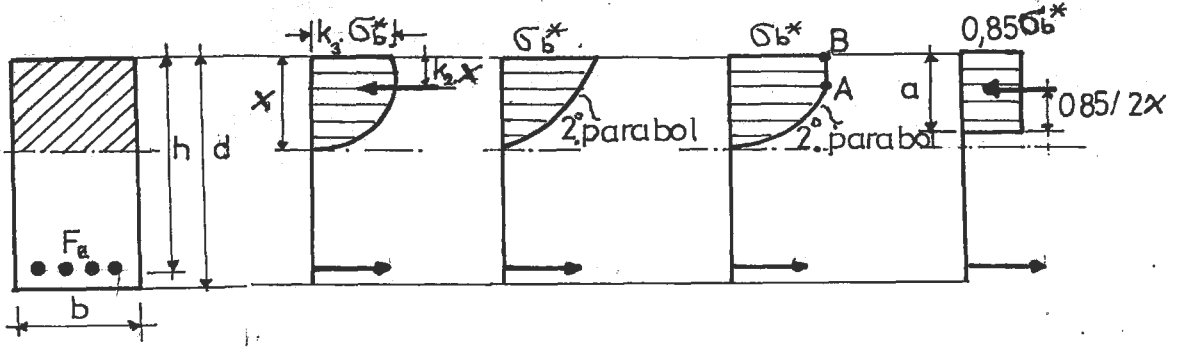
Basit veya bileşik eğilme etkisindeki herhangi bir kesitin incelenebilmesi bazı kabuller yardımıyla mümkün olabilmektedir. Bunlar:

- Betonun çekme gerilmesi almadığı kabul edilerek çekme bölgesindeki beton dikkate alınmaz.
- Kesitteki birim deformasyon dağılımı doğrusaldır. Betondaki maksimum birim kısalma basit ve bileşik eğilmede 0.003, basınçta 0.002'dir.
- Donatıdaki maksimum uzama ise 0.01 ile sınırlandırılmıştır.
- Kesit taşıma gücüne ulaştığında basınç bölgesindeki beton gerilme dağılımı, eksenel basınçtaki σ - ϵ eğrisine benzer.



ŞEKİL 2.2.2.1

Bu diyagramı pekçok değişken etkilediğinden analitik olarak ifade edilemez. Ancak betonarme kesit hesaplarında gerilme dağılımının şekli önemli olmayıp, dağıtımın toplam alan ve ağırlık merkezinin yeri önemlidir. Bu özellikler k_1 , k_2 , k_3 gibi katsayılarla ifade edilir. Bu özellikleri sağlayabilecek herhangi bir gerilme dağılımı kullanılabilir. Uygulamada kolaylık sağlaması nedeniyle dikdörtgen dağılım önerilir.



ŞEKİL 2.2.1.

k_1 = ortalama basınç gerilmesinin maksimum gerilmeye oranı

k_2 = giriş üst yüzünden basınç bileşkesine uzaklığın tarafsız eksen derinliğine oranı

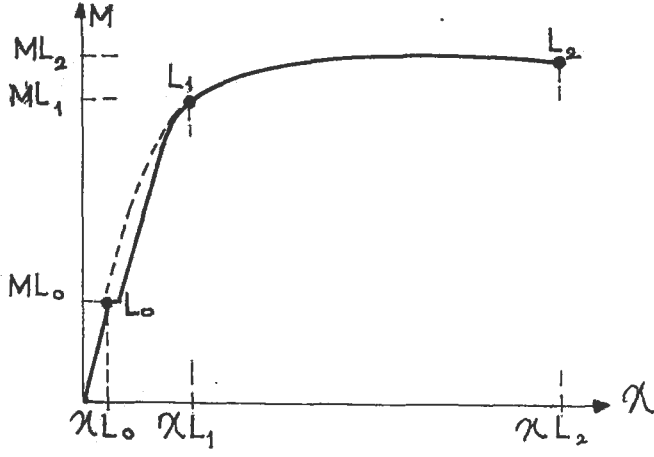
k_3 = maksimum basınç gerilmesinin silindir mukavemetine oranı

$$\sigma_{b*} \leq 300 \text{ kg/cm}^2 \text{ için } k_1 k_3 = 0.72$$
$$k_2 = 0.42$$

$$\sigma_{b*} > 300 \text{ kg/cm}^2 \text{ için } k_1 k_3 = 0.72 - (\sigma_{b*} - 300) 0.0064$$
$$k_2 = 0.42 - (\sigma_{b*} - 300) 0.0033$$

2.2.2. Eğilme Momenti Etkisindeki Betonarme Çubuklar

Eğilme momenti etkisindeki betonarme kirişlerde eğilme momenti eğrilik bağıntısı şeklindeki gibidir. Burada L_0 , L_1 ve L_2 noktaları ile sınırlanan üç ayrı bölge söz konusudur.



ŞEKİL 2.2.2.1. Eğilme momenti - birim dönme bağıntısı

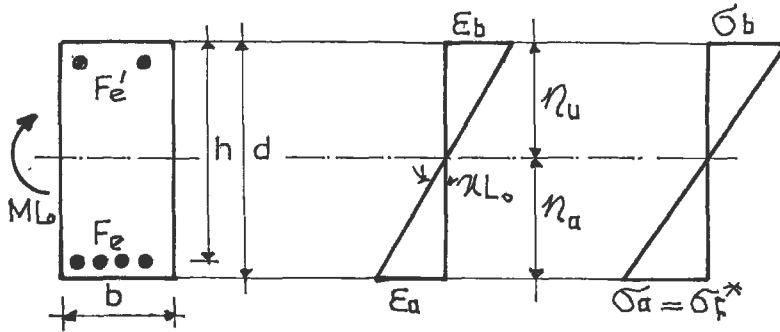
L_0 = Dış çekme bölgesinde çatlakların başladığı durumdur

L_1 = Betonun dış basınç lifinde veya çekme donatısında plastik şekil değiştirmelerin başlamasına karşılık gelir

L_2 = Basınç bölgesindeki betonun ezilerek kırıldığı ve donatının koptuğu durumdur.

ML_0 Momentinin Hesabı

Beton kesitin homojen ve gerilmelerle deformasyonların orantılı olduğu kabul edilir.



ŞEKİL 2.2.2.2.

$$\sigma_c = 2\sqrt{\sigma_b}$$

$$\sigma_{c*} = \frac{0.85}{1.5} \sigma_c$$

η_a = dış çekme lifinin tarafsız eksene uzaklığı

$$\eta_a = \frac{bx dx d/2 + n F_e x h' + n F_e' (h - h')}{bx d + n (F_e + F_e')}$$

Betonarme kesitin atalet momenti

$$J_x = \frac{bx(d)^3}{12} + bx dx \left(\frac{d}{2} - \eta_a\right)^2 + n \cdot [F_e (\eta_a - h')^2 + F_e' (h - \eta_a)^2]$$

$$ML_0 = \sigma_{c*} \cdot \frac{J_x}{\eta_a}$$

Dış çekme lifindeki uzama;

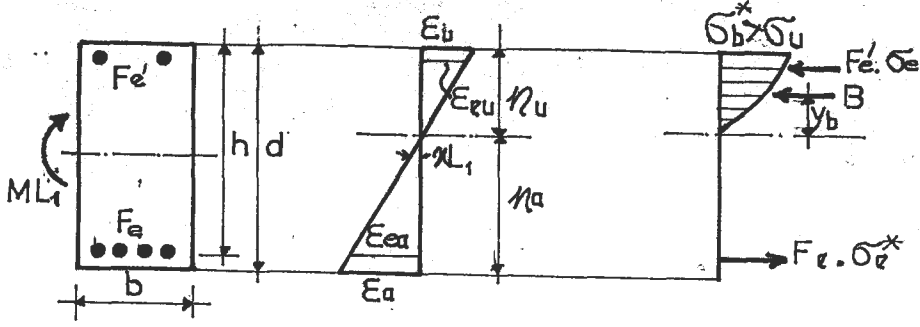
$$\epsilon_a = \frac{\sigma_{c*}}{E_b}$$

Birim dönme (eğrilik)

$$L_0 = \frac{\epsilon_a}{\eta_a}$$

ML_1 Momentinin Hesabı

Plastik şekil değiştirmeleri betonda $\epsilon \approx 0.002$ değerinde çelikte ise akma sınırında başlamaktadır. Önce çekme donatısının aktığı kabul edilerek ML_1 momenti hesaplanırsa, bu moment etkisinde betonda plastik şekil değiştirmelerin meydana gelip gelmediği kontrol edilir.



ŞEKİL 2.2.2.3 .

$$\epsilon_e = \frac{\sigma_{e*}}{E_e}$$

ϵ_u , dış basınç lifindeki birim kısalma, ϵ_a , dış çekme lifindeki birim uzama olmak üzere;

$$\alpha = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_o} \text{ oranı tahmin edilir.}$$

$$\eta_u = \frac{\alpha}{1+\alpha} d \quad ; \quad \eta_a = \frac{1}{1+\alpha} d$$

formülleri ile tarafsız eksenin yeri belirlenir.

$$\sigma_{ea} = \sigma_{e*} \quad , \quad \sigma_{eu} = E \cdot \epsilon_{eu} = \sigma_{e*} \frac{\eta_u - h'}{\eta_a - h'}$$

Basınç gerilmelerinin kenar lifteki değeri

$$\epsilon_u = \epsilon_e \frac{\eta_u - h'}{\eta_a - h'}$$

Parabol denklemden;

$$\sigma_u = E_b \cdot \epsilon_u \left(1 - \frac{E_b}{4\sigma_{b*}} \epsilon_u\right) = E_b \cdot \epsilon_u (1 - 250 \epsilon_u) \text{ bulunur.}$$

Beton basınç gerilmelerinin bileşkesi;

$$B_b = \frac{1}{6} b \times \eta_u (2\sigma_u + E_b \cdot \epsilon_u)$$

Basınç bileşkesinin tarafsız eksenenden uzaklığı

$$y_b = \frac{1}{2} \eta_u \frac{3\sigma_u + E_b \cdot \epsilon_u}{2\sigma_u + E_b \cdot \epsilon_u} \text{ elde edilir.}$$

Toplam basınç ve çekme kuvvetleri:

$$B = B_b + Fe' \sigma_{eu}$$

$$Ç = Fe \cdot \sigma_{ea}$$

$$B = Ç$$

denge denklemi sağlanıyorsa; basınç ve çekme kuvvetlerinin kesitin ağırlık merkezinden geçen eksene göre momentleri toplanır.

$$M_{L1} = B_b \times (d/2 - \eta_u + y_b) + \left(\frac{d}{2} - h'\right) (Fe' \times \sigma_{eu} + Ç)$$

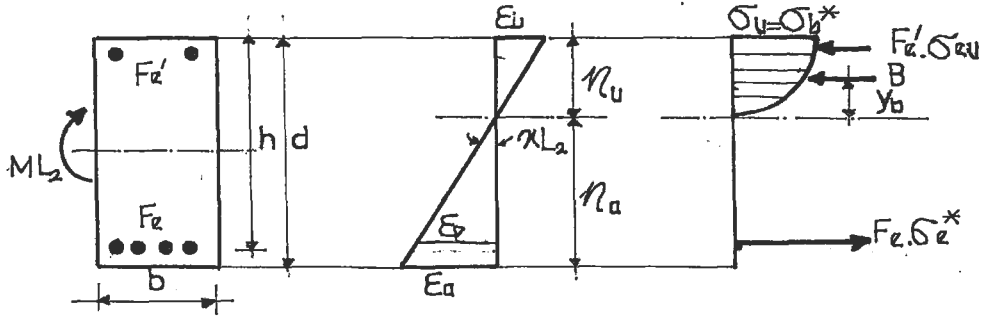
M_{L1} momentine karşılık gelen birim dönme;

$$x_{L1} = \frac{\epsilon_u}{\eta_u}$$

$B \neq Ç$ olduğunda yeni bir değeri için işlemler yinelenir.

ML₂ Taşıma Gücünün Hesabı

Betondaki ezilmenin $\epsilon_1 = 0.003 \sim 0.0035$ değerinde meydana geldiği kabul edilir. Çekme donatısındaki birim uzama ise $\epsilon_{\max} = 0.01$ ile sınırlandırılarak ML₂ taşıma gücü hesaplanabilir.



ŞEKİL 2.2.2.4.

$$\epsilon_{ea} = \epsilon_{\max} = 0.01$$

$$\alpha = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_a}$$

$$\eta_u = \frac{\alpha}{1+\alpha} d$$

$$\eta_a = \frac{1}{1+\alpha} d$$

$$\epsilon_u = \epsilon_e \frac{\eta_u}{\eta_a - h'}$$

Beton basınç gerilmeleri parabol ve dikdörtgenden oluşmaktadır. Parabol ve dikdörtgenin birleştiği noktanın tarafsız eksene uzaklığı

$$y = \frac{2\epsilon_o}{\epsilon_u} \cdot \eta_u$$

Beton basınç gerilmelerinin bileşkesi

$$B_b = b \sigma_{b*} \left(\eta_u - \frac{1}{3} y \right)$$

$$y_b = \frac{1}{2} \frac{\eta_u^2 - \frac{1}{6} y^2}{\eta_u - \frac{1}{3} y}$$

$$B = B_b + Fe' \sigma_{eu}$$

$$G = Fe \sigma_{ea}$$

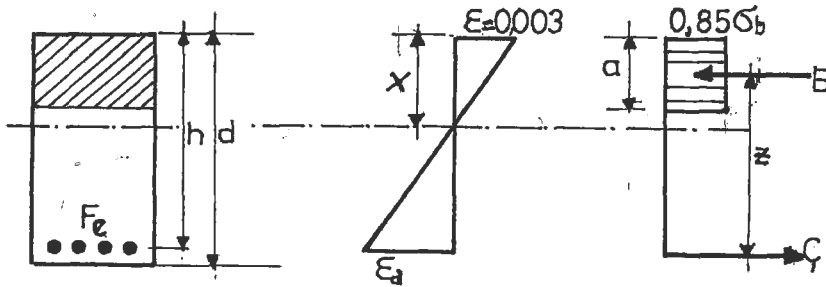
$$B = G \text{ olmalıdır}$$

$$ML_2 = B_b \left(\frac{d}{2} - \eta_u + y_b \right) + \left(\frac{d}{2} - h' \right) (Fe' \sigma_{eu} + Fe \cdot \sigma_{ea})$$

$$xL_2 = \frac{\epsilon_u}{\eta_u}$$

ML_2 Taşıma Gücünün Yaklaşık Olarak Hesabı

Beton basınç gerilmeleri dikdörtgen kabul edilerek taşıma gücü hesaplanabilir.



ŞEKİL 2.2.2.5

Önce çekme ve basınç donatılarındaki gerilmelerin akma sınırına eriştiği kabul edilir:

$$Q = F_e \cdot \sigma_{ea} = F_e \cdot \sigma_{e*}$$

$$B = \sigma_{b*} \cdot b \cdot \bar{x} + \sigma_{eu} \cdot F_e,$$

$$\bar{\eta} = 0.85 \eta_u$$

Tarafsız eksenin yeri;

$$\eta_u = \frac{\bar{\eta}}{0.85} ; \quad \eta_a = d - \eta_u$$

$$\epsilon_{ea} = \epsilon_u \frac{\eta_a - h'}{\eta_u} > \epsilon_e$$

$$\epsilon_{eu} = \epsilon_u \frac{\eta_u - h'}{\eta_u} \approx \epsilon_e$$

Çekme ve basınç donatılarındaki gerilmelerin akma sınırına eriştiği gösterilir. Bu gerçekleşmezse yeni σ_{ea} ve σ_{eu} değerleri için hesap yinelenir.

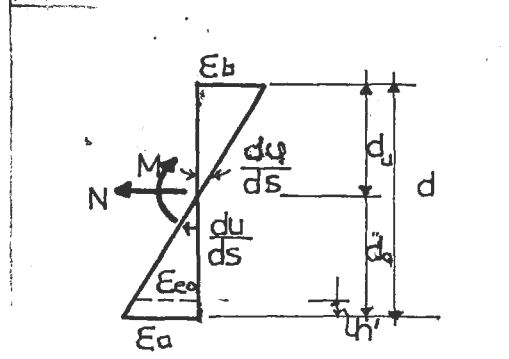
Kesitin ağırlık merkezine göre moment alınırsa:

$$ML_2 = \sigma_{b*} \cdot b \bar{x} \frac{d - \bar{x}}{2} + (\sigma_{ea} F_e + \sigma_{eu} F_e') \left(\frac{d}{2} - h' \right)$$

2.2.3. Eğilme Momenti ve Normal Kuvvet Etkisindeki Betonarme Çubuklar

M-x bağıntısı eğilme momenti halindeki gibi üç bölgeden oluşmaktadır. M Eğilme momenti ve N normal kuvveti artarak sınır değere erişince kesitin taşıma gücü sona erer. Betonun en dış basınç lifindeki birim kısalma, basit basınç halinde 0.002, basit eğilme halinde 0.003 ~ 0.005 olduğunda veya çekme donatısındaki birim uzama $\epsilon_{\max} = 0.01$ 'e ulaşınca kesitin taşıma gücü sona ermektedir.

Kırılma Şartının Bulunması:



ŞEKİL 2.2.4.1

Betonarme kesitlerde kırılma şartının bulunması için normal kuvvete çeşitli değerler vererek ML_2 eğilme momenti hesaplanır. Başlangıçta bir N_0 seçilir ve bu N_0 'a göre;

$\frac{du}{ds}$ ve kırılma sınır durumlarından biritahmin edilir.

Betonun ezilmesi sınır durum alınır;

$$\kappa = \frac{\frac{du}{ds} + 1}{du} \quad (\epsilon_1 = 0.003 \sim 0.0035)$$

du = dış basınç lifinin kesitin ağırlık merkezine uzaklığı

$da-h'$ = dış çekme lifine en yakın donatının kesitin ağırlık merkezine uzaklığı

$$\epsilon_{ea} = \frac{du}{ds} + \kappa(da-h')$$

bulunur.

$$\epsilon_{ea} < \epsilon_{max} = 0.01 \text{ olmalıdır.}$$

$$\epsilon_{ea} < \epsilon_{max} \text{ ise;}$$

$$\epsilon_{ea} = \frac{du}{ds} + \kappa(da-h') = 0.01$$

alınır ve yeni bir κ bulunarak hesap tekrarlanır.

$$N = C-B$$

ile bulunan normal kuvvetin başlangıçta seçilen N_0 'a eşit olup olmadığı kontrol edilir.

N, başlangıçta seçilen N_0 değerine eşitse, B ve C kuvvetlerinin kesitin ağırlık merkezine göre momentleri alınarak ML_2 taşıma gücü hesaplanır.

N, başlangıçta verilen N_0 değerinden farklı ise yeni bir du/ds değeri için hesap tekrarlanır./7/

2.3. Çeşitli Mesnet Şartlarındaki Çubuklarda Eğilme

Münferit tek yük ile yüklü izostatik sistem yük altında oluşan bir mafsal ile kâbil olacaktır. Eğilme momenti lineer değişmektedir.

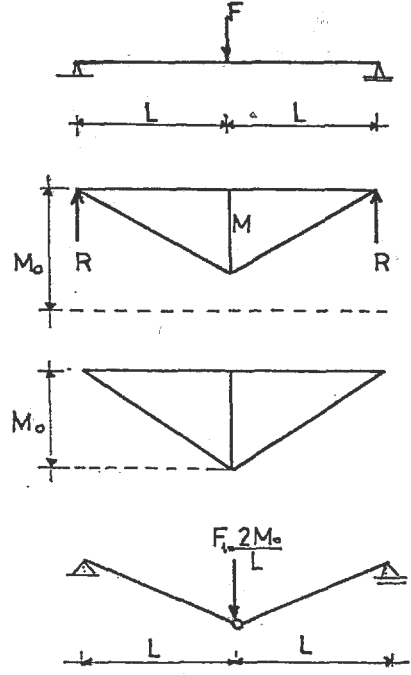
$$M = \frac{F_1 \cdot L}{2} < M_0 \text{ elastik sistem}$$

$$R_1 = \frac{F_1}{2}$$

$$\frac{F_1}{2} L = M_0 \text{ göçme durumu}$$

$$F_1 = 2 \frac{M_0}{L}$$

Göçme mekanizması



ŞEKİL 2.3.1.

Serbest Ucundan Yüklü Kiriş:

İzostatik sistemdir, bir adet mafsal göçme oluşturur.

Yüklü Kiriş

Elastik Moment

$$M < M_0$$

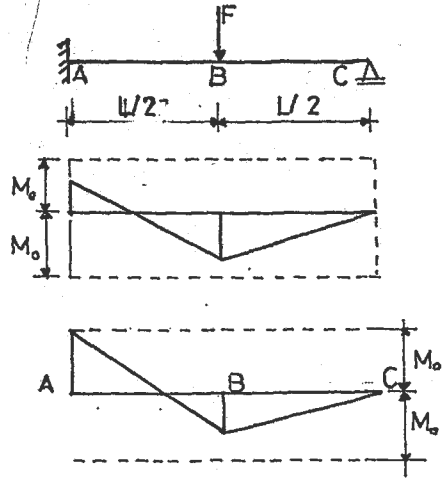
$$M = F_1 L$$

Göçme Momenti

$$M = M_0$$

$$F_1 L = M_0 \quad F_1 = \frac{M_0}{L}$$

Göçme Mekanizması



ŞEKİL 2.3.2.

Hiperstatik Kiriş

Sistem birinci dereceden hiperstatik olduğu için iki adet mafsall oluşmaktadır.

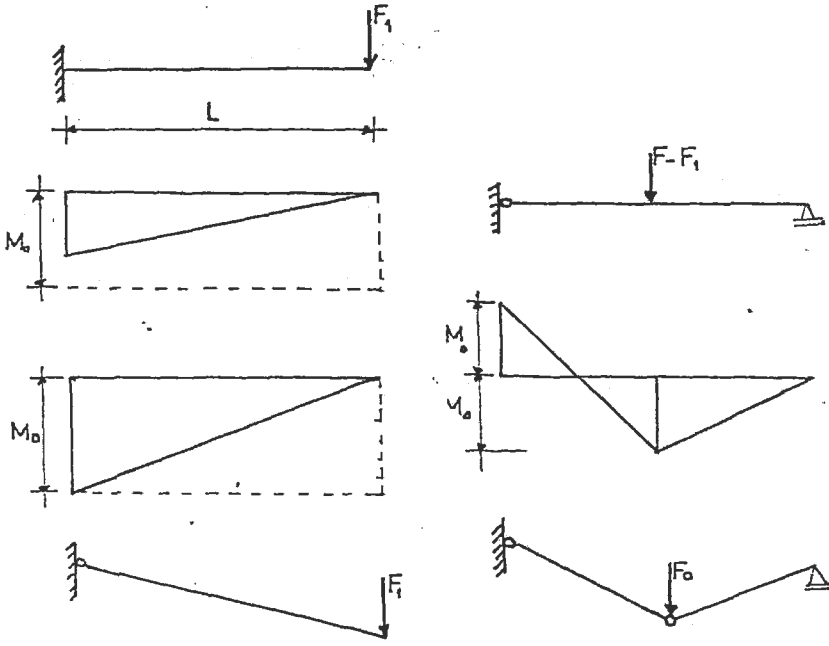
Kiriş Yükleri

Elastik Momentler

Tek Mafsall Halinde M Dağılımı

Göçme Momentleri

Göçme Mekanizması



ŞEKİL 2.3.3.

$$M_B = M_0 = \frac{RL}{2}$$

$$M_A = -M_0 = RL - \frac{F_0 L}{2}$$

$$R = \frac{2M_0}{L}$$

$$-M_0 = 2 \frac{M_0}{L} \cdot L - F_0 \frac{L}{2}$$

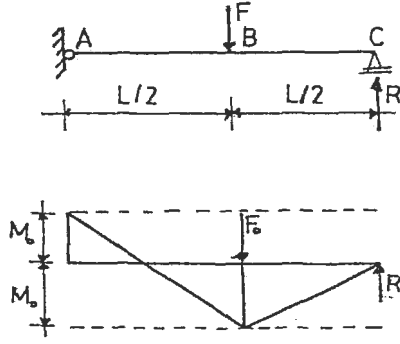
$$R = \frac{2M_0}{L}$$

$$-M_0 = 2 \frac{M_0}{L} \cdot L - F_0 \frac{L}{2}$$

$$3M = F_0 \frac{L}{2}$$

$$F_0 = \frac{6M_0}{L}$$

Bu hesaplamalarda akma mafsalinın hangisinin daha önce oluştuğu önemli değildir./11/

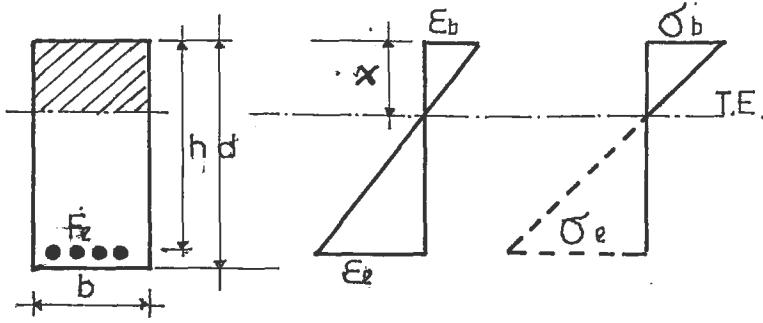


ŞEKİL 2.3.4.

3. BÖLÜM

3. PLASTİK MAFSAL OLUŞUMU

3.1. Elastik Davranış Yöntemine Göre Hesap



ŞEKİL 3.1

İç Kuvvetler

$$B = \frac{1}{2} \sigma_b \cdot b \cdot x$$

$$G = F_e \cdot \sigma_e$$

İç Kuvvetler Dengesinden;

$$B = G$$

$$\frac{1}{2} \sigma_b \cdot b \cdot x = F_e \cdot \sigma_e$$

Moment dengesinden;

$$M = B(h-x/3) = C(h-x/3)$$

$$M = \frac{1}{2} \sigma_b \cdot b \cdot x \left(h - \frac{x}{3}\right)$$

$$x = k_x \cdot h \quad k_z = 1 - k_x/3$$

$$z = k_z \cdot h$$

$$M = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot b \cdot k_x \cdot h \left(h - \frac{k_x \cdot h}{3}\right)$$

$$M = \frac{1}{2} \sigma_b \cdot b h^2 \cdot k_x \left(1 - \frac{k_x}{3}\right)$$

$$M = \frac{1}{2} \sigma_b \cdot b h^2 \cdot k_x \cdot k_z$$

Gerilme diyagramındaki üçgenlerin benzerliğinden;

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_e/n} = \frac{x}{h-x}$$

$$\sigma_b \cdot (h-x) \cdot n = x \cdot \sigma_e$$

$$\sigma_b \cdot h \cdot n - \sigma_b \cdot n x = \sigma_e \cdot x$$

$$x(\sigma_e + \sigma_b \cdot n) = \sigma_b \cdot h \cdot n$$

$$x = \frac{n \sigma_b}{\sigma_e + n \sigma_b} h$$

$$x = \frac{n}{\frac{\sigma_e}{\sigma_b} + n} \cdot h$$

$$k_x = x/h$$

$$k_x = \frac{n}{\frac{\sigma_e}{\sigma_b} + n}$$

Tablo 3.1.

Beton sınıfı	Çelik cinsi	σ_b (kg/cm ²)	σ_{em} (kg/cm ²)	k_x	k_m	h (cm)	x (cm)	z (cm)
B 120	St 37	40	1200	0,333	0,889	47	15,65	41,78
B 160		60	1400	0,391	0,869		18,38	40,87
B 225		80		0,462	0,846		21,71	39,76
B 300		100		0,517	0,828		24,30	38,90
B 120	St 52	40	—	—	—	47	—	—
B 160		60	2000	0,310	0,897		14,57	42,14
B 225		80		0,375	0,875		17,63	41,13
B 300		100		0,429	0,857		20,16	40,28

3.1.1. Kesitin Taşıyabileceği Moment

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 50 \text{ cm}$$

$$h = 47 \text{ cm}$$

$$B 120 \quad \sigma_{bem} = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$St 37 \quad \sigma_{em} = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = \frac{1}{2} \times 40 \times 20 \times 15,65 \times 41,78 = 261543 \text{ kgcm}$$

$$B 160 \quad \sigma_{bem} = 60 \text{ kg/cm}^2$$

$$St 37 \quad \sigma_{em} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = \frac{1}{2} \times 60 \times 20 \times 18,38 \times 40,87 = 450714 \text{ kgcm}$$

$$\begin{array}{ll} \text{B 160} & \sigma_{bem} = 60 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St 52} & \sigma_{em} = 2000 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$M = \frac{1}{2} \times 60 \times 20 \times 14.57 \times 42.14 = 368388 \text{ kgcm}$$

$$\begin{array}{ll} \text{B 225} & \sigma_{bem} = 80 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St 37} & \sigma_{em} = 1400 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$M = \frac{1}{2} \times 80 \times 20 \times 21.71 \times 39.76 = 690552 \text{ kgcm}$$

$$\begin{array}{ll} \text{B 225} & \sigma_{bem} = 80 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St 52} & \sigma_{em} = 2000 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$M = \frac{1}{2} \times 80 \times 20 \times 17.63 \times 41.13 = 580098 \text{ kgcm}$$

$$\begin{array}{ll} \text{B 300} & \sigma_{bem} = 100 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St 37} & \sigma_{em} = 1400 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$M = \frac{1}{2} \times 100 \times 20 \times 24.30 \times 38.90 = 945270 \text{ kgcm}$$

$$\begin{array}{ll} \text{B 300} & \sigma_{bem} = 100 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St 52} & \sigma_{em} = 2000 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$M = \frac{1}{2} \times 100 \times 20 \times 20.16 \times 40.28 = 812045 \text{ kgcm}$$

3.1.2. Sınır Gerilmeler

$$J = \frac{bx^3}{3} + nF_e \cdot (h-x)^2$$

$$\sigma = \frac{M}{J} \cdot x$$

B 120
St 37 için;

$$x = 15.65 \text{ cm}$$

$$J = \frac{20 \times 15.65^3}{3} + 15 \times 8.04(47-15.65)^2 = 144081 \text{ cm}^4$$

$$M = 261543 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_b = \frac{261543}{144081} \times 15.65 = 28.41 \text{ kg/cm}^2$$

B 160

St 37 için

$$x = 18.38 \text{ cm}$$

$$J = \frac{20 \times 18.38^3}{3} + 15 \times 8.04(47-18.38)^2 = 140179 \text{ cm}^4$$

$$M = 450714 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_b = \frac{450714}{140179} \times 18.38 = 59.09 \text{ kg/cm}^2$$

B 160

St 52 için

$$x = 21.71 \text{ cm}$$

$$J = \frac{20 \times 14.57^3}{3} + 15 \times 8.04(47-14.57)^2 = 147455 \text{ cm}^4$$

$$M = 368388 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_b = \frac{368388}{147455} \times 14.57 = 36.40 \text{ kg/cm}^2$$

B 225

St 37 için

$$x = 21.71 \text{ cm}$$

$$J = \frac{20 \times 21.71^3}{3} + 15 \times 8.04(47-21.71)^2 = 145349 \text{ cm}^4$$

$$M = 690552 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_b = \frac{690552}{145349} \times 21.71 = 103.14 \text{ kg/cm}^2$$

B 225

St 52 için

$$x = 17.63 \text{ cm}$$

$$J = \frac{20 \times 17.63^3}{3} + 15 \times 8.04(47-17.63)^2 = 140560 \text{ cm}^4$$

$$M = 580098 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_b = \frac{580098}{140560} \times 17.63 = 72.76 \text{ kg/cm}^2$$

B 300

St 37 için

$$x = 24.30$$

$$J = \frac{20 \times 24.30^3}{3} + 15 \times 8.04(47-24.30)^2 = 157713 \text{ cm}^4$$

$$M = 945270 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_b = \frac{945270}{157713} \times 24.30 = 145.64 \text{ kg/cm}^2$$

B 300

St 52

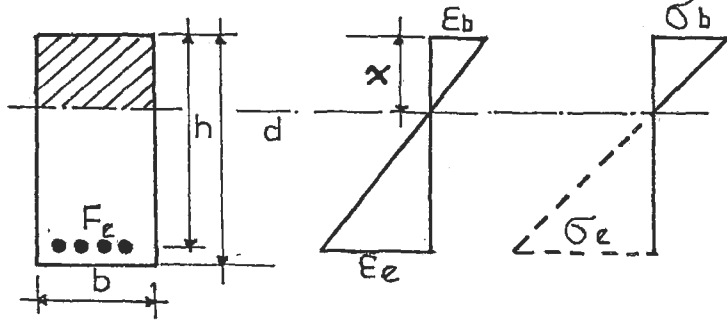
$$x = 20.16 \text{ cm}$$

$$J = \frac{20 \times 20.16^3}{3} + 15 \times 8.04(47-20.16)^2 = 141503 \text{ cm}^4$$

$$M = 812045 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_b = \frac{812045}{141503} \times 20.16 = 115.69 \text{ kg/cm}^2$$

3.2. Emniyet Gerilmeleri Dikkate Alınarak Hesap



ŞEKİL 3.2

Birim deformasyonların doğrusallığı kabulünden;

$$x = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_b + \epsilon_e} \cdot h$$

$$x = \frac{b/E_b}{\sigma_b/E_b + \sigma_e/E_e} \cdot h \quad (E_b = 210000 \text{ kg/cm}^2 \quad E_e = 2100000 \text{ kg/cm}^2)$$

$$x = \frac{b/210000}{\sigma_b/210000 + \sigma_e/2100000} \cdot h$$

$$k_x = x/h$$

$$k_x = \frac{\sigma_b/210000}{\sigma_b/210000 + \sigma_e/2100000}$$

Tablo 3.2.

Beton sınıfı	Çelik cinsi	σ_b (kg/cm ²)	σ_e (kg/cm ²)	k_x	k_z	h (cm)	x (cm)	z (cm)
B.120	St 37	100	2400	0,294	0,902	47	13,81	42,39
B.160		140		0,368	0,877		17,30	41,23
B.225		195		0,449	0,850		21,10	39,97
B.300		240		0,500	0,833		23,50	39,17
B.120	St 52	100	3600	—	—	—	—	—
B.160		140		0,288	0,904		13,54	42,49
B.225		195		0,348	0,884		16,36	41,55
B.300		240		0,400	0,867		18,80	40,73

3.2.1. Kesitin Taşıyabileceği Moment

$$\begin{array}{ll} \text{B 120} & \sigma_b = 100 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St 37} & \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$M = \frac{1}{2} \times 100 \times 20 \times 13.81 \times 42.39 = 585406 \text{ kgcm}$$

$$\begin{array}{ll} \text{B 160} & \sigma_b = 140 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St 37} & \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$M = \frac{1}{2} \times 140 \times 20 \times 17.30 \times 41.23 = 998591 \text{ kgcm}$$

$$\begin{array}{ll} \text{B 160} & \sigma_b = 140 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St 52} & \sigma_e = 3600 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$M = \frac{1}{2} \times 140 \times 20 \times 13.54 \times 42.49 = 805440 \text{ kgcm}$$

$$\begin{array}{ll} \text{B 225} & \sigma_b = 195 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St 37} & \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$M = \frac{1}{2} \times 195 \times 20 \times 21.10 \times 39.97 = 1644566 \text{ kgcm}$$

$$\begin{array}{ll} \text{B 225} & \sigma_b = 195 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St 52} & \sigma_e = 3600 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$M = \frac{1}{2} \times 195 \times 20 \times 16.36 \times 41.55 = 1325528 \text{ kgcm}$$

$$\begin{array}{ll} \text{B 300} & \sigma_b = 240 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St 37} & \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$M = \frac{1}{2} \times 240 \times 20 \times 23.50 \times 39.17 = 2209188 \text{ kgcm}$$

$$\begin{array}{ll} \text{B 300} & \sigma_b = 240 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St 52} & \sigma_e = 360 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$M = \frac{1}{2} \times 240 \times 20 \times 18.80 \times 40.73 = 1837738 \text{ kgcm}$$

3.2.2. Sınır Gerilmeler

$$J = \frac{bx^3}{3} + nF_e(h-x)^2$$

$$\sigma_b = \frac{M}{J} \cdot x$$

B 120

St 37 için

$$x = 13.81$$

$$J = \frac{20 \times 13.81^3}{3} + 15 \times 8.04(47-13.81)^2 = 150409 \text{ cm}^4$$

$$M = 585406 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_b = \frac{585406}{150409} \cdot 13.81 = 53.75 \text{ kg/cm}^2$$

B 160

St 37 için

$$x = 17.30$$

$$J = \frac{20 \times 17.30^3}{3} + 15 \times 8.04(47-17.30)^2 = 140898 \text{ cm}^4$$

$$M = 998591 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_b = \frac{998591}{140398} \cdot 17.30 = 122.61 \text{ kg/cm}^2$$

B 160

St 52 için

$$x = 13.54$$

$$J = \frac{20 \times 13.54^3}{3} + 15 \times 8.04(47-13.54)^2 = 151569 \text{ cm}^4$$

$$M = 805440 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_b = \frac{805440}{151569} \cdot 13.54 = 71.95 \text{ kg/cm}^2$$

B 225

St 37 için

$$x = 21.10 \text{ cm}$$

$$J = \frac{20 \times 21.10^3}{3} + 15 \times 8.04(47-21.10)^2 = 143526 \text{ cm}^4$$

$$M = 1644560 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_b = \frac{1644560}{143526} \cdot 21.10 = 241.77 \text{ kg/cm}^2$$

B 225

St 52

$$x = 16.36$$

$$J = \frac{20 \times 16.36^3}{3} + 15 \times 8.04(47-16.36)^2 = 142412 \text{ cm}^4$$

$$M = 1325528$$

$$\sigma_b = \frac{1325528}{142412} \cdot 16.36 = 152.27 \text{ kg/cm}^2$$

B 300

St 37

$$x = 23.50$$

$$J = \frac{20 \times 23.50^3}{3} + 15 \times 8.04(47-23.50)^2 = 153120 \text{ cm}^4$$

$$M = 2209188$$

$$\sigma_b = \frac{2209188}{153120} \cdot 23.50 = 339.05 \text{ kg/cm}^2$$

B 300

St 52

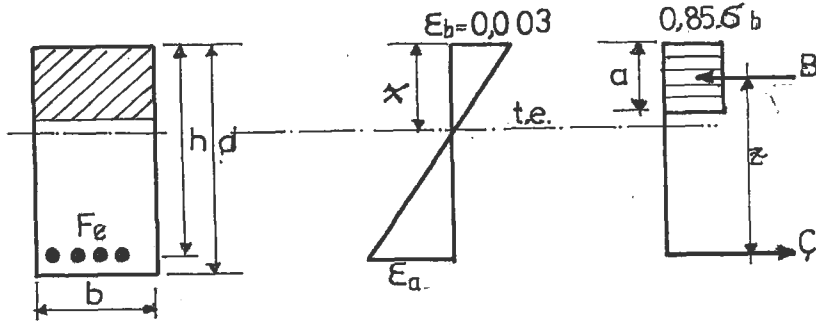
$$x = 18.80$$

$$J = \frac{20 \times 18.8^3}{3} + 15 \times 8.04(47-18.8)^2 = 140203 \text{ cm}^4$$

$$M = 1837738$$

$$\sigma_b = \frac{1837738}{140203} \cdot 18.80 = 246.42 \text{ kg/cm}^2$$

3.3. Taşıma Gücü Yöntemine Göre Hesap



ŞEKİL 3.3.1

İç kuvvetler;

$$B = 0,85 \sigma_b^* \cdot b \cdot a$$

$$Ç = F_e \cdot \sigma_a$$

İç kuvvetler dengesinden

$$Ç = B$$

$$F_e \cdot \sigma_a = 0,85 \sigma_b^* \cdot b \cdot a$$

$$a = \frac{F_e \cdot a}{0.88 \sigma_b^* \cdot b}$$

$$a = k_1 \cdot x$$

$$\sigma_b^* \leq 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_1 = 0.85$$

$$a = 0.85 x$$

$$M = B \cdot Z = C \cdot Z$$

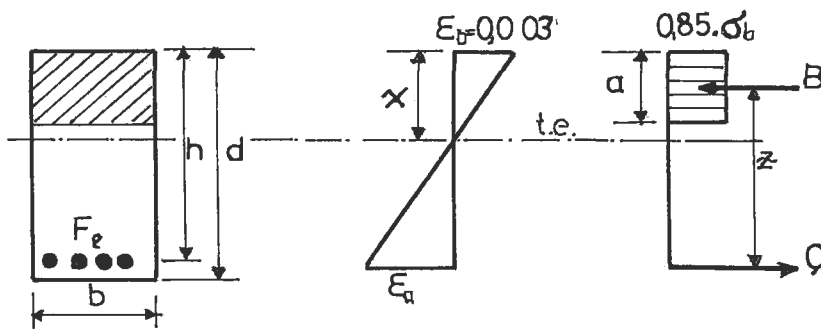
$$M = 0.85 \sigma_b^* \cdot b \cdot a \left(h - \frac{a}{2} \right)$$

$$M = 0.85 \sigma_b^* \cdot b \cdot 0.85 x \left(h - \frac{0.85}{2} x \right)$$

$$M = 0.72 \sigma_b^* \cdot b \cdot x (h - 0.425 x)$$

$$M = F_e \cdot \sigma_a \left(h - \frac{a}{2} \right)$$

$$M = F_e \cdot \sigma_a (h - 0.425 x)$$



ŞEKİL 3.3.2

$$B = 0.85 \sigma_b^* \cdot b \cdot a$$

$$M_{md} = B \cdot z = 0.85 \sigma_b^* \cdot b \cdot a \left(h - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = k_1 x$$

$$\sigma_b^* \leq 300 \text{ kg/cm}^2 \text{ için;}$$

$$k_1 = 0.85$$

$$\sigma_b^* = 300 \text{ kg/cm}^2 \text{ için;}$$

$$k_1 = 0.82$$

$$M_{md} = 0.85 \sigma_b^* \cdot b \cdot 0.85 x \left(h - \frac{0.85x}{2} \right)$$

$$M_{md} = 0.72 \sigma_b^* \cdot b \cdot x (h - 0.425x)$$

$$x = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_b + \epsilon_a} \cdot h$$

$$\sigma_b = 0.003$$

$$x = \frac{0.003}{0.003 + \frac{\sigma_a}{2.1 \times 10^6}} h = \frac{6300}{6300 + \sigma_a} \cdot h$$

$$\text{St 37 için} \quad \sigma_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = \frac{6300}{6300 + 2400} h = 0.724 h$$

$$\text{St 52 için} \quad \sigma_a = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = \frac{6300}{6300 + 3600} h = 0.636 h$$

3.3.1. Kesitin Taşıyabileceği Moment

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 50 \text{ cm}$$

$$h = 47 \text{ cm}$$

$$Fe = 8.04 \text{ cm}^2 (4\phi 16)$$

St 37 için

$$x = 0.724 \times 47 = 34.03 \text{ cm}$$

St 52 için

$$x = 0.636 \times 47 = 29.89 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Bn 120} & \sigma_b^* = 100 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St 37} & \sigma_a = 2400 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$\begin{aligned} M &= 0.72 \times 100 \times 20 \times 34.03(47 - 0.425 \times 34.03) = 1594564 \text{ kgcm} \\ &= 15.95 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Bn 160} & \sigma_b^* = 140 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St 37} & \sigma_a = 2400 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$\begin{aligned} M &= 0.72 \times 140 \times 20 \times 34.03(47 - 0.425 \times 34.03) = 2232201 \text{ kgcm} \\ &= 22.32 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Bn 160} & \sigma_b^* = 140 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St 52} & \sigma_a = 3600 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$\begin{aligned} M &= 0.72 \times 140 \times 20 \times 29.89(47 - 0.425 \times 29.89) = 2066662 \text{ kgcm} \\ &= 20.66 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Bn 225} & \sigma_b^* = 195 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St 37} & \sigma_a = 2400 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$\begin{aligned} M &= 0.72 \times 195 \times 20 \times 34.03(47 - 0.425 \times 34.03) = 3109137 \text{ kgcm} \\ &= 31.09 \text{ tm} \end{aligned}$$

Bn 225

$$\sigma_b^* = 195 \text{ kg/cm}^2$$

St 52

$$\sigma_a = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 0.72 \times 195 \times 20 \times 29.89(47-0.425 \times 29.89) = 2878564 \text{ kgcm}$$
$$= 28.78 \text{ tm}$$

3.3.2. Sınır Gerilmeler

Bn 300

$$\sigma_b^* = 240 \text{ kg/cm}^2$$

St 37

$$\sigma_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 0.697 \times 240 \times 20 \times 34.03(47-0.410 \times 34.03) = 3762506 \text{ kgcm}$$

Bn 300

$$\sigma_b^* = 240 \text{ kg/cm}^2$$

St 52

$$\sigma_a = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 0.697 \times 240 \times 20 \times 29.89(47-0.410 \times 29.89) = 3474509 \text{ kgcm}$$

3.2 Sınır Gerilmelerin Tayini

$$J = \frac{bx^3}{3} + nF_e(h-x)^2$$

St 37 için

$$J = \frac{20 \times 34.03^3}{3} + 10 \times 8.04(47-34.03)^2 = 276246 \text{ cm}^4$$

St 52 için

$$J = \frac{20 \times 29.89^3}{3} + 10 \times 8.04(47-29.89)^2 = 201565 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M}{J} \cdot y$$

y = x alınırsa

$$\sigma_b^* = \frac{M}{J} \cdot x$$

Bn 120

St 37 için

$$M = 1594564 \text{ kgcm}$$

$$J = 276246 \text{ cm}^4$$

$$x = 34.03 \text{ cm}$$

$$\sigma_b^* = \frac{1594564}{276246} \times 34.03 = 196.43 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 160

St 37 için

$$M = 2232201 \text{ kgcm}$$

$$J = 276246 \text{ cm}^4$$

$$x = 34.03 \text{ cm}$$

$$\sigma_b^* = \frac{2232201}{276246} \times 34.03 = 274.98 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 160

St 52 için

$$M = 2066662 \text{ kgcm}$$

$$J = 201565 \text{ cm}^4$$

$$x = 29.89 \text{ cm}$$

$$\sigma_b^* = \frac{2066662}{201565} \times 29.89 = 306.46 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 225

St 35 için

$$M = 3109137 \text{ kgcm}$$

$$J = 276246 \text{ cm}^4$$

$$x = 34.03$$

$$\sigma_b^* = \frac{3109137}{276246} \times 34.03 = 383.06 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 225

St 52 için

$$M = 2878564 \text{ kgcm}$$

$$J = 201565 \text{ cm}^4$$

$$x = 29.89 \text{ cm}$$

$$\sigma_b^* = \frac{2878564}{201565} \times 29.89 = 426.86 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 300

St 37 için

$$M = 3826630 \text{ kgcm}$$

$$J = 276246 \text{ cm}^4$$

$$x = 34.03 \text{ cm}$$

$$\sigma_b^* = \frac{3762506}{276246} \times 34.03 = 463.49 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 300

St 52 için

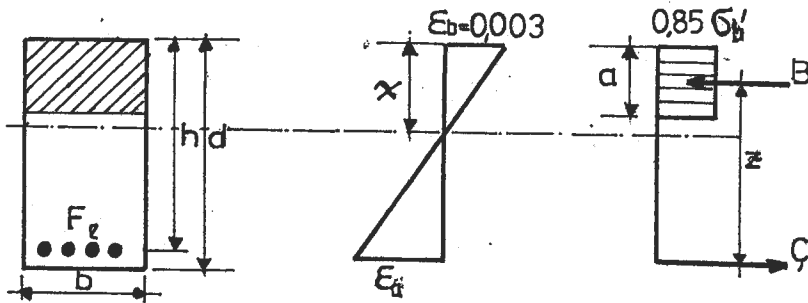
$$M = 3542849 \text{ kgcm}$$

$$J = 201565 \text{ cm}^4$$

$$x = 29.89 \text{ cm}$$

$$\sigma_b^* = \frac{3474509}{201565} \times 29.89 = 515.23 \text{ kg/cm}^2$$

3.4. Malzeme Katsayıları Dikkate Alınarak Hesap ,



ŞEKİL 3.4

Malzeme Mukavemetleri

$$\sigma'_a = \frac{\sigma_a}{1.15}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_b}{1.50}$$

$$\sigma = 0.003$$

$$x = \frac{6300}{6300 + \sigma'_a} h$$

Tablo 3.4.

Beton sınıfı	Çelik cinsi	σ_b (kg/cm ²)	σ'_b (kg/cm ²)	$\sigma'_b = \frac{\sigma_b}{1.50}$	$\sigma'_a = \frac{\sigma_a}{1.15}$	h (cm)	k_x
B 120	St 37	100	2400	67	2037	47	0,751
B 160		140		93			
B 225		195		130			
B 300		240		160			
B 120	St 52	100	3600	67	3130	47	0,668
B 160		140		93			
B 225		195		130			
B 300		240		160			

3.4.1. Kesitin Taşıyabileceği Moment

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 50 \text{ cm}$$

$$h = 47 \text{ cm}$$

$$\text{St 37 için} \quad x = 0.751 \times 47 = 35.30 \text{ cm}$$

$$\text{St 52 için} \quad x = 0.668 \times 47 = 31.40 \text{ cm}$$

$$\text{Bn 120} \quad \sigma'_b = 67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{St 37} \quad \sigma'_a = 2087 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 0.72 \times 67 \times 20 \times 35.30(47-0.425 \times 35.30) = 1089838 \text{ kgcm}$$

$$\text{Bn 160} \quad \sigma'_b = 93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{St 37} \quad \sigma'_a = 2087 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 0.72 \times 93 \times 20 \times 35.30(47-0.425 \times 35.30) = 1512760 \text{ kgcm}$$

$$\text{Bn 160} \quad \sigma'_b = 93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{St 52} \quad \sigma'_a = 3130 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 0.72 \times 93 \times 20 \times 31.40(47-0.425 \times 31.40) = 1415222 \text{ kgcm}$$

$$\text{Bn 225} \quad \sigma'_b = 130 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{St 37} \quad \sigma'_a = 2087 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 0.72 \times 130 \times 20 \times 35.30(47-0.425 \times 35.3) = 2114661 \text{ kgcm}$$

$$\text{Bn 225} \quad \sigma'_b = 130 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{St 52} \quad \sigma'_a = 3130 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 0.72 \times 130 \times 20 \times 31.40(47-0.425 \times 31.40) = 1978562 \text{ kgcm}$$

$$\text{Bn 300} \quad \sigma'_b = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{St 37} \quad \sigma'_a = 2087 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 0.72 \times 160 \times 20 \times 35.30(47-0.425 \times 35.30) = 2602598 \text{ kgcm}$$

$$= 26.03 \text{ tm}$$

$$\text{Bn 300} \quad \sigma'_b = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{St 52} \quad \sigma'_a = 3130 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 0.72 \times 160 \times 20 \times 31.40(47-0.425 \times 31.40) = 2435153 \text{ kgcm} \\ = 24.35 \text{ tm}$$

3.4.2. Sınır Gerilmeler

St 37 için

$$x = 35.30 \text{ cm}$$

$$J = \frac{20 \times 35.30^3}{3} + 10 \times 8.04(47-35.30)^2 = 304252 \text{ cm}^4$$

St 52 için

$$x = 31.40 \text{ cm}$$

$$J = \frac{20 \times 31.40^3}{3} + 10 \times 8.04(47-31.40)^2 = 225960 \text{ cm}^4$$

Bn 120

St 37 için

$$M = 1089938 \text{ kgcm}$$

$$J = 304252 \text{ cm}^4$$

$$x = 35.30 \text{ cm}$$

$$\sigma_b^* = \frac{1089938}{304252} \times 35.30 = 126.45 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 160

St 37

$$M = 1512760 \text{ kgcm}$$

$$J = 304252 \text{ cm}^4$$

$$x = 35.30 \text{ cm}$$

$$\sigma_b^* = \frac{1512760}{304252} \times 35.30 = 175.51 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 160

St 52

$$M = 1415222 \text{ kg cm}$$

$$J = 225960 \text{ cm}^4$$

$$x = 31.40 \text{ cm}$$

$$\sigma_b^* = \frac{1415222}{225960} \times 31.40 = 196.66 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 225

St 37

$$M = 2114611 \text{ kg cm}$$

$$J = 304252 \text{ cm}^4$$

$$x = 35.30 \text{ cm}$$

$$\sigma_b^* = \frac{2114611}{304252} \times 35.30 = 245.34 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 225

St 52

$$M = 1978562 \text{ kg cm}$$

$$J = 225960 \text{ cm}^4$$

$$x = 31.40 \text{ cm}$$

$$\sigma_b^* = \frac{1978562}{225960} \times 31.4 = 274.95 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 300

St 37

$$M = 2602598 \text{ kg cm}$$

$$J = 304252 \text{ cm}^4$$

$$x = 35.30 \text{ cm}$$

$$\sigma_b^* = \frac{2602598}{304252} \times 35.30 = 301.96 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 300

St 52

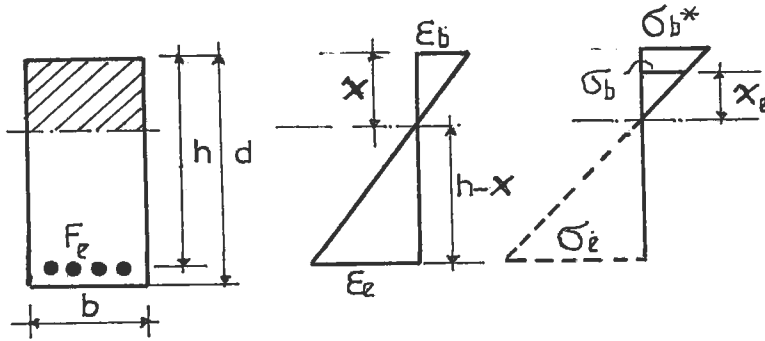
$$M = 2435153 \text{ kgcm}$$

$$J = 225960 \text{ cm}^4$$

$$x = 31.40$$

$$\sigma_b^* = \frac{2435153}{225960} \times 31.40 = 338.40 \text{ kg/cm}^2$$

3.5. Beton Sınıflarına Göre Tarafsız Eksenin Yerinin Tayini



ŞEKİL 3.5.1

$$x = \frac{\frac{\epsilon_b}{\epsilon_b + \epsilon_e} \cdot h}{\epsilon_b + \epsilon_e}$$

$$x = \frac{\frac{\sigma_b / E_b}{\sigma_b / E_b + \sigma_e / E_e} \cdot h}{\sigma_b / E_b + \sigma_e / E_e}$$

Tarafsız eksenin yeri belirlendikten sonra verilen bir eğilme momenti için kesitte oluşan gerilmelerin değeri mukavemetten bilinen basit eğilme formülü ile hesaplanabilir;

$$\sigma = \frac{M}{J} \cdot y$$

y = göz önüne alınan şeridin tarafsız eksenden uzaklığı.

Dönüştürülmüş eşdeğer kesitin tarafsız eksene göre atalet momenti

$$J = \frac{bx^3}{3} + nF_e(h-x)^2$$

σ = tarafsız eksenden (y) uzaklığındaki seritte eğilme gerilmesi

σ_b hesabı için $y=x$

σ_e/n hesabı için $y=h-x$ alınır.

$y = x_e$ denirse

$$\sigma_b = \frac{M}{J} \cdot x_e$$

$$\frac{\sigma_b}{x} = \frac{\sigma_b^*}{x_e}$$

$$x_e = \frac{\sigma_b^*}{\sigma_b} x$$

$$\frac{x_e}{x} = \frac{\sigma_b^*}{\sigma_{bm}}$$

$$E_{cj} = 3250 \sqrt{f_{ckj}} + 14000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$E_{cj} = 10270 \sqrt{f_{ckj}} + 140000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

E_{cj} = j günlük betonun elastisite modülü

f_{ckj} = j günlük betonun karakteristik silindirik basınç dayanımı

$$f_{ckt} = 0.35 \sqrt{f_{ck}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

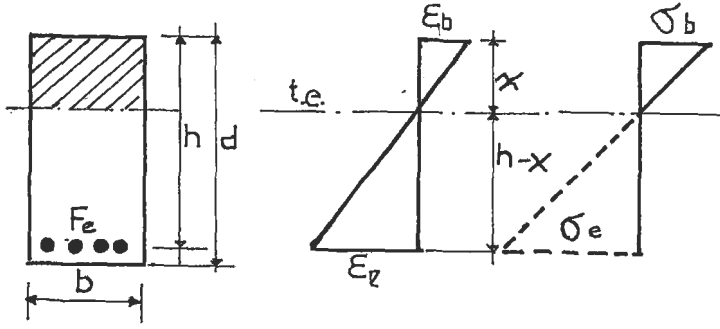
$$f_{ckt} = 1.1 \sqrt{f_{ck}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

f_{ckt} = betonun karakteristik çekme dayanımı

f_{ck} = betonun karakteristik basınç dayanımı

Tablo 3.5.1.

Beton sınıfı	f_{ck} (kg/cm ²)	Esdeğer küp dayanımı (kg/cm ²)	f_{ckt} (kg/cm ²)	E_c (kg/cm ²)	ϵ_c	σ_{bm} ($E=0.003$) (kg/cm ²)
BS 12	120	150	12	252500	$4,8 \times 10^{-4}$	758
BS. 16	160	200	14	270000	$5,9 \times 10^{-4}$	810
BS.20	200	250	16	285000	$7,0 \times 10^{-4}$	855
BS. 25	250	300	18	302500	$8,3 \times 10^{-4}$	908



ŞEKİL 3.5.2

$$\frac{x_e}{x} = \frac{\sigma_b^*}{\sigma_{bm}}$$

$$x_e = \frac{\sigma_b^*}{\sigma_{bm}} x$$

Bn 120 için: $\sigma_b^* = 100 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_{bm} = 758 \text{ kg/cm}^2$

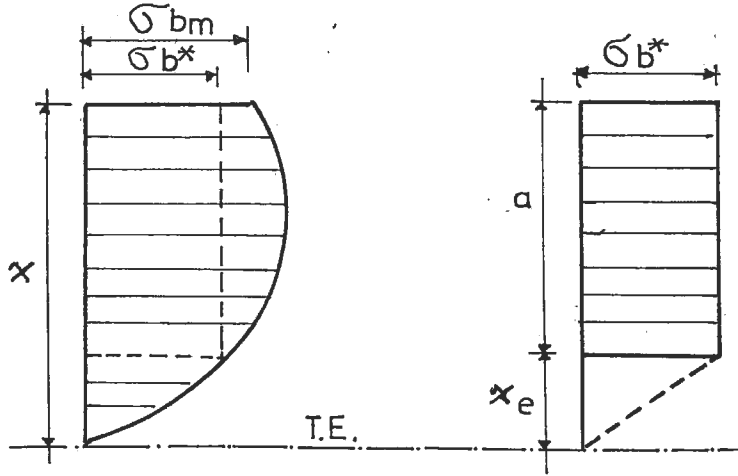
$$x_e = \frac{100}{758} x = 0.13 x$$

Bn 160 için: $\sigma_b^* = 140 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_{bm} = 810 \text{ kg/cm}^2$

$$x_e = \frac{140}{810} x = 0.17 x$$

Bn 225 için: $\sigma_b^* = 195 \text{ kg/cm}^2$ $x_e = \frac{195}{855} x = 0.23 x$
 $\sigma_{bm} = 855 \text{ kg/cm}^2$

Bn 300 için: $\sigma_b^* = 240 \text{ kg/cm}^2$ $x_e = \frac{240}{908} x = 0.26 x$
 $\sigma_{bm} = 809 \text{ kg/cm}^2$



ŞEKİL 3.5.3.

Tablo 3.5.2.

Beton sınıfı	σ_b^* (kg/cm ²)	σ_{bm} (kg/cm ²)	x_e (cm)	$a = x + x_e$ (cm)
B 120	100	758	0.13 x	0.87 x
B 160	140	810	0.17 x	0.83 x
B 225	195	855	0.23 x	0.77 x
B 300	240	908	0.26 x	0.74 x

3.6. Beton Sınıflarına Göre Deformasyonların Sınırlandırılması

$$x = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_b + \epsilon_a} h$$

$$\epsilon_b = 0.001$$

$$x = \frac{0,001}{0,001 + \frac{\sigma_a}{2.1 \times 10^6}} h = \frac{2100}{2100 + \sigma_a} h$$

St 37 için $\sigma_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$$x = \frac{2100}{2100 + 2400} h = 0.467 h$$

St 52 için $\sigma_a = 3600 \text{ kg/cm}^2$

$$x = \frac{2100}{2100 + 3600} h = 0.368 h$$

$$\epsilon = 0.002$$

$$x = \frac{0.002}{0.002 + \frac{\sigma_a}{2.1 \times 10^6}} h = \frac{4200}{4200 + \sigma_a} h$$

St 37 için $x = 0.636 h$

St 52 için $x = 0.538 h$

$$\epsilon = 0.003$$

$$x = \frac{0.003}{0.003 + \frac{\sigma_a}{2.1 \times 10^6}} h = \frac{6300}{6300 + \sigma_a} h$$

St 37 için $x = 0.724 h$

St 52 için $x = 0.636 h$

3.6.1. Kesitin Taşıyabileceği Moment

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 50 \text{ cm}$$

$$h = 47 \text{ cm}$$

$$F_e = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon = 0.001$$

$$\text{St } 37 \quad x = 0.467 \times 47 = 21.95 \text{ cm}$$

$$\text{St } 52 \quad x = 0.368 \times 47 = 17.30 \text{ cm}$$

$$\text{Bn } 120 \quad \sigma_b^* = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{St } 37 \quad \sigma_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 0.72 \times 100 \times 20 \times 21.95(47 - 0.425 \times 21.95) = 1190726 \text{ kgcm}$$

$$\text{Bn } 160 \quad \sigma_b^* = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{St } 37 \quad \sigma_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 0.72 \times 140 \times 20 \times 21.95(47 - 0.425 \times 21.95) = 1666998 \text{ kgcm}$$

$$\text{Bn } 160 \quad \sigma_b^* = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{St } 52 \quad \sigma_a = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 0.72 \times 140 \times 20 \times 17.30(47 - 0.425 \times 17.30) = 1382778 \text{ kgcm}$$

$$\varepsilon = 0.002$$

$$\text{St } 37 \quad x = 0.636 \times 47 = 29.89 \text{ cm}$$

$$\text{St } 52 \quad x = 0.538 \times 47 = 25.29 \text{ cm}$$

$$\text{Bn } 225 \quad \sigma_b^* = 195 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{St } 37 \quad \sigma_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 0.72 \times 195 \times 20 \times 29.89(47 - 0.425 \times 29.89) = 2878564 \text{ kgcm}$$

$$\begin{aligned}\text{Bn } 225 & \quad \sigma_b^* = 195 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St } 52 & \quad \sigma_a = 3600 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$M = 0.72 \times 195 \times 20 \times 25.29(47 - 0.425 \times 25.29) = 2574269 \text{ kgcm}$$

$$\begin{aligned}\text{Bn } 300 & \quad \sigma_b^* = 240 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St } 37 & \quad \sigma_a = 2400 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$M = 0.72 \times 240 \times 20 \times 29.89(47 - 0.425 \times 29.89) = 3542849 \text{ kgcm}$$

$$\begin{aligned}\text{Bn } 300 & \quad \sigma_b^* = 240 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St } 52 & \quad \sigma_a = 3600 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$M = 0.72 \times 240 \times 20 \times 25.29(47 - 0.425 \times 25.29) = 3168331 \text{ kgcm}$$

$$\epsilon = 0.003$$

$$\begin{aligned}\text{St } 37 & \quad x = 0.724 \times 47 = 34.03 \text{ cm} \\ \text{St } 52 & \quad x = 0.636 \times 47 = 29.89 \text{ cm} \\ \text{Bn } 350 \text{ için} & \quad k_1 = 0.79 \\ \text{Bn } 350 & \quad \sigma_b^* = 280 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St } 37 \text{ için} & \quad \sigma_a = 2400 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$M = 0.67 \times 280 \times 20 \times 34.03(47 - 0.336 \times 34.03) = 4541076 \text{ kgcm}$$

$$\begin{aligned}\text{Bn } 350 & \quad \sigma_b^* = 230 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St } 52 & \quad \sigma_a = 3600 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$M = 0.67 \times 280 \times 20 \times 29.89(47 - 0.336 \times 29.89) = 4144622 \text{ kgcm}$$

$$\begin{aligned}\text{Bn } 450 & \quad \sigma_b^* = 360 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St } 37 & \quad \sigma_a = 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ k_1 & = 0.73\end{aligned}$$

$$M = 0.62 \times 360 \times 20 \times 34.03(47 - 0.31 \times 34.03) = 5537223 \text{ kgcm}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Bn 450} & \sigma_b^* = 360 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{St 52} & \sigma_a = 3600 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

$$M = 0.62 \times 360 \times 20 \times 29.39(47 - 0.31 \times 29.89) = 5034821 \text{ kgcm}$$

3.6.2. Sınır Gerilmeler

B 120

St 37 için

$$M = 1190726 \text{ kgcm}$$

$$J = \frac{20 \times 21.95^3}{3} + 10 \times 8.04(47 - 21.85)^2 = 120955 \text{ cm}^4$$

$$x = 21.95 \text{ cm}$$

$$\sigma_b^* = \frac{1190726}{120955} \times 21.95 = 216.08 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 160

St 37

$$M = 1666998 \text{ kgcm}$$

$$J = 120955 \text{ cm}^4$$

$$x = 21.95$$

$$\sigma_b^* = \frac{1666998}{120955} \times 21.95 = 302.51 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 160

St 52

$$M = 1382778 \text{ kgcm}$$

$$J = 120855 \text{ cm}^4$$

$$x = 17.30$$

$$J = \frac{20 \times 17.30^3}{3} + 10 \times 8.04(47 - 17.30)^2 = 105258 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b^* = \frac{1382778}{105258} \times 17.30 = 227.31 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 225

St 37

$$M = 2878564 \text{ kgcm}$$

$$x = 29.89 \text{ cm}$$

$$J = \frac{20 \times 29.89^3}{3} + 10 \times 8.04(47-29.89)^2 = 237117 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b^* = \frac{2878564}{237114} \times 29.89 = 362.85 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 225

St 52

$$M = 2574269 \text{ kgcm}$$

$$x = 25.29 \text{ cm}$$

$$J = \frac{20 \times 25.29^3}{3} + 10 \times 8.04(47-25.29)^2 = 145728 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b^* = \frac{2574269}{145728} \times 25.29 = 446.75 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 300

St 37

$$M = 3542849 \text{ kgcm}$$

$$J = 180787 \text{ cm}^4$$

$$x = 29.89 \text{ cm}$$

$$\sigma_b^* = \frac{3542849}{180787} \times 29.89 = 446.60 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 300

St 52

$$M = 3168331$$

$$J = 129749 \text{ cm}^4$$

$$x = 25.29 \text{ cm}$$

$$\sigma_b^* = \frac{3168331}{129749} \times 25.29 = 549.84 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 350

St 37

M = 4541076 kgcm

$$J = \frac{20 \times 34.03^3}{3} + 10 \times 8.04(47-34.03)^2 = 276246 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b^* = \frac{4541076}{276246} \times 34.03 = 559.40 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 350

St 52

M = 4144622 kgcm

J = 237117 cm⁴

x = 29.89

$$\sigma_b^* = \frac{4144622}{237117} \times 29.89 = 522.45 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 450

St 37

M = 5537223 kgcm

J = 276246 cm⁴

x = 34.03

$$\sigma_b^* = \frac{5537223}{276246} \times 34.03 = 682.116 \text{ kg/cm}^2$$

Bn 450

St 52

M = 5034821 kgcm

J = 237117

x = 29.89

$$\sigma_b^* = \frac{5034821}{237117} \times 29.89 = 634.66 \text{ kg/cm}^2$$

3.6.3. Momentlerin Karşılaştırılması

Bn 120

St 37 için

$\epsilon = 0.003$ iken

$M = 1594564 \text{ kgcm}$

$$\frac{15.95-11.91}{15.95} = 0.25$$

$\epsilon = 0.001$ iken

$M = 1190726 \text{ kgcm}$

Bn 160

St 37

$\epsilon = 0.003$

$M = 2232201 \text{ kgcm}$

$$\frac{22.32-16.67}{22.32} = 0.25$$

$\epsilon = 0.001$

$M = 1666998 \text{ kgcm}$

Bn 160

St 52

$\epsilon = 0.003$

$M = 2066662 \text{ kgcm}$

$$\frac{20.67-13.83}{20.67} = 0.33$$

$\epsilon = 0.001$

$M = 1382778 \text{ kgcm}$

Bn 225

St 37

$\epsilon = 0.003$

$M = 3109137 \text{ kgcm}$

$$\frac{31.09-28.79}{31.09} = 0.073$$

$\epsilon = 0.002$

$M = 2878564 \text{ kgcm}$

Bn 225

St 52

$\epsilon = 0.003$

$M = 2878564 \text{ kgcm}$

$$\frac{28.79-25.74}{28.79} = 0.11$$

$\epsilon = 0.002$

$M = 2574296 \text{ kgcm}$

Bn 300

St 37

$\epsilon = 0.003$

$M = 3826630 \text{ kgcm}$

$$\frac{38.27-35.43}{38.27} = 0.074$$

$\epsilon = 0.002$

$M = 3542849 \text{ kgcm}$

Bn 300

St 52

$\epsilon = 0.003$

$M = 3542849 \text{ kgcm}$

$$\frac{35.43-31.68}{35.43} = 0.11$$

$\epsilon = 0.002$

$M = 3168331 \text{ kgcm}$

S O N U Ç

Betonarme yapılarda taşıma gücüne göre, hesap yapılırken betonarme kesitin kabul edilen şartlar altında plastik bir mafsall oluşturduğu söylenebilir. Bu plastik mafsallın beton gerilmesinden bağımsız düşünüldüğü ancak uzama deformasyonlarıyla sınırlandırıldığı bilinmektedir. Kabul edilen bu deformasyonlar bütün beton kaliteleri için 0,002 ile 0,006 arasında değiştiği ancak çeşitli ülkelerin şartnamelerinde 0,003 ile 0,0035 arasında alındığı, ülkemizde ise 0,003 tutulduğu söylenebilir. Betonarme çeliği için herhangi bir sınırlama getirme doğru olmasa da yapının kullanılabilmesi açısından sonlu büyüklükteki deformasyonlara yer vermemek için 0,01 civarında tutulması uygun görülmektedir. Buradan da anlaşılabileceği gibi betonarme kesitte mafsall oluşumu özellikle betondaki deformasyonlara bağıllı olmaktadır. Ancak deformasyonlara bağıllı olarak tarafsız eksenin belirlenmesinde çelik deformasyonları da önem kazanmaktadır. Bu deformasyonlar bütün beton kaliteleri için aynı değerde 0,003 alınmaktadır.

Bu durumda limit analiz yöntemlerinden dengeli donatı kriterleri incelendiğinde her beton kalitesi için aynı deformasyonların alındığı ve bu durumda tarafsız eksenin yerinin sabit kaldığı görülmektedir. Tarafsız eksenin yerine bağıllı olarak kesit taşıma kapasiteleri incelendiğinde bu kapasitenin σ_{b*} ye bağıllı olduğu görülecektir.

Kesit taşıma kapasitesi olan değer kesite yüklendiğinde bütün beton kaliteleri için σ_b 'nin çok büyük değerler aldığı görülmektedir. Bu değerler mafsal oluşumunda beton kalitesinden bağımsız davranması sebebiyle olağan sayılabilir. Ancak içe doğru gidildiğinde de σ_{b*} nin olduğu kesit tablolarında gösterildiği gibi beton kalitelerine göre değişmektedir. Beton basınç alanı hesaplanırken "a" değeri "0,85x" alınmakta ve diğer kenar σ_{b*} a eşit kabul yapılmaktadır. Halbuki bu gerilme dağılışı deformasyonların lineer olması hipotezine aykırı düşmektedir. Bu durumda mafsal oluşumunda kabullerde bazı değişiklikler yapmak zaruri olmaktadır.

ÖNERİLER

1- Taşıma kapasitesinin herhangi bir emniyet faktörü düşülmeden tesbit edilebilmesi için;

- a) Deformasyonların lineer değiştiği,
- b) Gerilmelerin deformasyonlarla orantılı olduğu,
- c) Tarafsız eksenin yerinin bütün betonlar için sabit kabul edilmeyerek beton kalitesine göre tesbit edilmesinin uygun olacağı,

2- Deformasyonlar yönünden;

- a) Düşük kaliteli betonlar (B120, B160) için $\epsilon=0,001$
- b) Orta kalitede ancak çok kullanılan betonlar (B225, B300) için $\epsilon=0,002$
- c) Yüksek mukavemetli betonlar (B350, B450) için $\epsilon=0,003$ alınmalıdır.

3- Yük katsayıları bakımından;

- a) Dış yüklerin çarpım katsayıları ülkemizde imal edilen betonarme betonunun daima edilmek istenilenden daha düşük kalitede olması sebebiyle yükseltilmelidir.
- b) Malzeme katsayıları sabit bırakılmalı veya biraz küçültülmelidir.

- c) Tarafsız eksenin yeri dengeli donatı halinde beton kalitesine bağılı olarak tesbit edilmeli, yani 0,85x yerine tablodan da görüldüğü gibi $a=(0,74\sim 0,87)x$ arasında alınmalıdır.

4- Hesap metotlarına göre;

- a) Statik sistemin hesabının mutlaka plastik analiz yöntemleriyle yapılması ve bu hesap sonucundan alınan değerlerle kesitlerin belirlenmesi uygun olacaktır.
- b) Bu tür bir hesap yöntemiyle hesap yapılamıyorsa TS500'de önerilen moment dengelenmesi dikkatlice uygulanmalıdır.
- c) Kabul edilen deformasyonlar ile hesap yapıldığında az dayanımlı betonlarda moment taşıma kapasitesinden % 25, orta dayanımlı betonlarda % 10 civarında bir fedakarlık bahse konu olmakta, bunun ise ekonomiklik sınırlarını zorlamadığı kabul edilmektedir.

Ayrıca emniyet faktörleri de beton sınıflarına göre uyarlanabilirse bu fedakarlık daha da azalacaktır.

- d) Dış ülkelerde bütün betonlar için tek bir deformasyon sınırı verilmiştir. Ancak bu ülkelerde beton bir fabrikasyon imalattır. Malzemelerin kontrolü yapılmakta, beton çok iyi bir şekilde hazırlanıp, korunmaktadır. Ülkemizde ise kum ve çakıl gelişigüzel yerlerden alınmakta, fabrikadan alınan çimento dahi standartları sağlayamamaktadır. Hal böyle iken bütün beton sınıfları için aynı deformasyon sınırı getirmek yanlış olur.
- e) Çeşitli beton sınıfları için teklif edilen deformasyon değerleri konunun açıklığa kavuşması için veril-

miş olup, bu değerlerin bir teknik komisyon tarafından tespiti uygun olur. Malzeme emniyet katsayıları da aynı heyet tarafından tesbit edilebilir.

Yapılan hesaplamalar sonucunda çeşitli beton sınıfları için dış liflerdeki gerilmelerin hemen hemen birbirine benzer ve 800 kg/cm^2 civarında olduğu görülmektedir. Ancak düşük kaliteli betonlarda gerilmelerin bu ölçüde yükseltilmesi ve yüksek kaliteli betonlar gibi dikkate alınması beton sınıfını ortadan kaldırmakta ve taşıma gücünü yalnız çeliğe bağlamaktadır.

Bu nedenle bu çalışmada plastik mafsallı oluşumu kavramı içerisinde beton kalitesinin de dikkate alınabilmesi imalat kusurları ve başka nedenlerle düşük kaliteli olarak sonuçlanmış bir betonarme betonunda hasarların önlenmesi ve beklenmedik olayların ortadan kaldırılması için bir görüş olarak çeşitli beton sınıflarında onlara uygun deformasyon sınırı getirmenin yararlı olacağı düşünülmüştür. Çalışma kapsamı içerisinde B120, B160 ve benzeri betonlar için maksimum deformasyon sınırı 0,001 B225, B300 için 0,002 ve daha yukarısı için 0,003 alınması teklif edilerek hesaplamalar yapılmıştır.

Hesaplamalar net değerleri görmek amacıyla sayısal olarak yapılmıştır.

KAYNAKLAR

- /1/. ERSOY,U., ATIMTAY,E., 1975 "Betonarme Temel İlkeler ve Hesap Yöntemleri" O.D.T.Ü. Ankara.
- /2/. ERSOY,U., 1976 "Beton ve Betonarmenin Doğrusal Elastik Olmayan Davranışı", İ.M.O.
- /3/. GÜNDÜZ,A., 1978 "Betonarme" Matbaa Teknisyenleri, Ankara.
- /4/. GÜNDÜZ,A., 1979 "Betonarme Yapıların Limit Durumlara Göre Projelendirilmesi", İ.M.O. İstanbul.
- /5/. MASSONNET,C.E., POPOV,E.P., PRISCOLL,G.C., 1978 "Plastic Analysis and Design", New York.
- /6/. GÜNDÜZ,A., 1980 "Betonarme Taşıma Gücü İlkesine Göre Hesap" Kazmaz Matbaası, İstanbul.
- /7/. ÇAKIROĞLU,A., ÖZER,E., 1980 "Malzeme ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler I" Matbaa Teknisyenleri, İstanbul.
- /8/. BROUSSE,P., 1980 "Reduction of Kinematic Inequality and Optimization of Perfectly Plastic Frameworks", Univ. Pierre.Et Marie Curie Paris.

- /9/. MORİSAKO,K., ISHIDA,S., NAKAMURA,T., 1981 "Dynamic Collapse of Frames Under Wind Disturbances".
- /10/. VON MANEN S.E., KOLVOORT,A.J., WOESTENBURG,T., 1982 "Plastic Design of Braced Frames Allowing Plastic Hinges In The Columns - Investigation of The Stresses In Ralls" Instituut TNO.
- /11/. OĞUZ,S., 1983 "Yapıların Plastik Analizine Giriş Kurs Notları", İ.M.O. Ankara.
- /12/. ÖZİŞİK,G., "Betonarme" Birsen Yayınevi.
- /13/. ÖZİŞİK,G., "Betonarme Malzemeleri".
- /14/. "Betonarme Yapıların Taşıma Gücü İlkesiyle Hesap ve Yapım Kuralları", 1978, Bayındırlık Bakanlığı.
- /15/. TS500 Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları", 1981, Türk Standartları Enstitüsü.