

AVRUPA BETON KOMİTESİ

(V İ Y A N A)

Yazan :
Muhittin TOKÖZ
Yük. Müh.

○

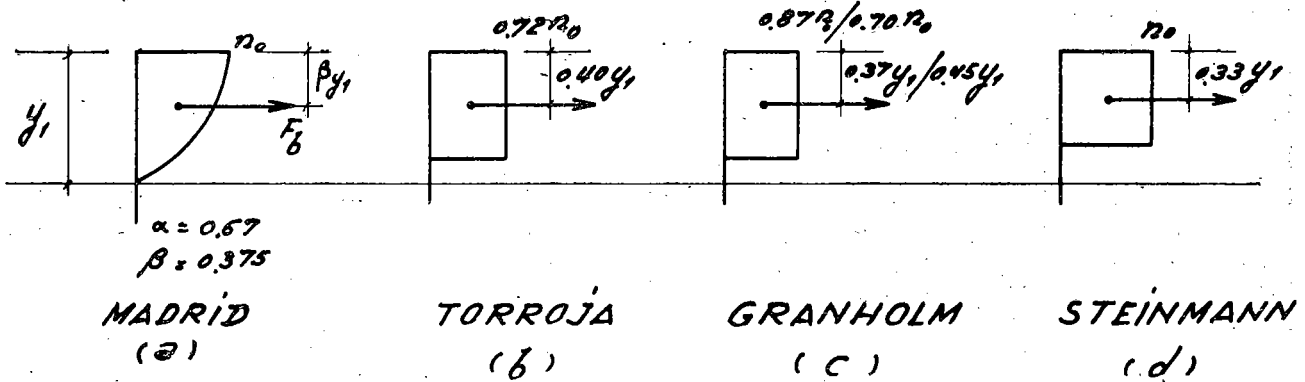
Avrupa Beton Komitesi dördüncü teknik toplantısını 3 ve 9 Nisan 1958 tarihleri arasında Viyana'da yaptı. Roma toplantısından (*) sonra yapılan bir çok çalışma ve tecrübeler sayesinde hesap tarzı, eksantrik tazyik hali ve sehimler ile çatlaklar bahislerinde Viyana'da daha sarıh kanaatlara varılmış, katia kuvveti üzerinde münakaşalar olmuş ve flambaj, T kirişlerinde tazyik tablası ve ankraj mevzuları ortaya atılmıştır.

1 — Basit eğilmede güç tükenme hali için hesap tarzı :

Daha evvelce yapılmış veya Avrupa Beton Komitesinin toplantılarına ilgili olarak yapılan bir çok kırma tecrübeleri neticesinde bulunan değerler hesap usulleri için rehber olmuştur. Flhakika kesitlerin ebatlandırılması bakımından bir çok müellifler, formülleri basitleştiren bazı faraziyelere baş vurmuşlar ve bu basit formüllerini yukarıda sözü geçen tecrübelerle tatbik ederek hesap neticeleriyle tecrübe neticelerini mukayese etmişlerdir.

Bütün müelliflerin kabul ettikleri faraziyelerde şu müşterek noktalar bulunmaktadır :

a) Betonun tazyik altındaki azami kısalma nisbeti % 0.35 dir,



b) Tazyik muntıkasındaki teşhizatla cer tarafındaki teşhizatın gerilmeleri, kesitin kırılmaya kadar müstevî olarak kaldığı faraziyesine tekabül eder ve,

c) Tazyik ve cer teşhizatının azami gerilmeleri çeliğin cinsine göre hakiki veya hükmi elastik limite eşittir.

Bu müşterek faraziyelere ilâveten her müellif tükenme gücünü veren formülleri basitleştirmek üzere

(*) Türkiye Mühendislik Haberleri : Sayı 72 ve Sahife 14.

mütmim faraziyelere başvurmuştur. Bunların hepsi (Şekil : 7) üzerinde görülen : betonun vasati gerilme emsali α ile ağırlık merkezi emsali β ya daıdır.

Madrid toplantısında betonun gerilme-deformasyon diyagramı için kabul edilen ikinci derece parabolde, betonun azami tazyik gerilmesi için silindirik numuna mukavemeti kabul edildiğine göre, α ve β emsalleri 0.67 ve 0.375 değerindedir. Muhtelif müelliflerin farklı α ve β kıymetleri bu iki değer etrafında oynamaktadır ve bunların bazıları (Şekil : 23) üzerinde gösterilmiştir.

Mezkûr şekilde de görüldüğü veçhile Avrupa Beton Komitesinin Madrid toplantısında kabul ettiği ikinci derece parabolde mukabil hemen bütün müellifler betonun gerilme-deformasyon diyagramı olarak müstatili kabul etmişlerdir, çünkü her türlü kesitlerde bu diyagram vasıtasıyla tükenme haline ait gücün hesabı ikinci derece paraboldekine nazaran çok daha kolaydır.

Granholm bundan başka α ve β emsallerinin beton kalitesiyle de değiştiğini ileri sürerek bunlar için 0.70 ilâ 0.87 ve 0.45 ilâ 0.37 değerlerini kabul etmiştir (Şekil : 23 c).

Steinmann daha da ileri gitmiş ve bütün tazyik muntıkasının silindirik numune mukavemeti altında bulunduğunu (Şekil : 23 d) ve her iki teşhizat gerilmesinin elastik limite eşit olduğunu kabul etmiştir.

Betondaki F_b tazyik kuvveti Granholm nazariyelerine göre :

$\alpha n_0 \times 2 \beta y_1 = 2 \alpha \beta n_0 \times y_1$
ve güç tükenme anı :

$$2 \alpha \beta n_0 y_1 (h_1 - \beta y_1)$$

formülleri sayesinde bulunur. Bu formüller :

$$n_{01} = 250 \text{ kg/cm}^2 \text{ ve } n_{02} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

karakteristik basınç mukavemeti olan iki tip betona :

$$\alpha_1 = 0.87 \text{ ve } \beta_1 = 0.37$$

$$\alpha_2 = 0.70 \text{ ve } \beta_2 = 0.45$$

alınarak tatbik edildiği takdirde St 37 çeliği için

anların nisbeti olarak 0.725 bulunur ve bu netice beton mukavemetleri nisbetinin :

$$n_{01}/n_{02} = 250/350 = 0.715$$

olan değerinden çok az farklıdır.

Binaenaleyh : düşük kaliteli betonların daha plâstik ve yüksek kaliteli betonların daha elâstik olarak çalıştıkları Granholm diyagramında nazarı itibare alınmış olmakta ise de α ve β emsallerinin mütehavvil değerleri daha ziyade hesapları güçleştirmektedir, neticeye mahsus denebilecek nisbette tesir etmemektedir.

Steinmann'ın grafiği nazarı itibare alındığı takdirde güç tükenme anına :

$$2 \times 0.33 n_0 y_1 (h_1 - 0.33 y_1)$$

formülü tekabül etmektedir. Bu formülün verdiği netice Granholm formülü ile elde edilen neticeye nazaran :

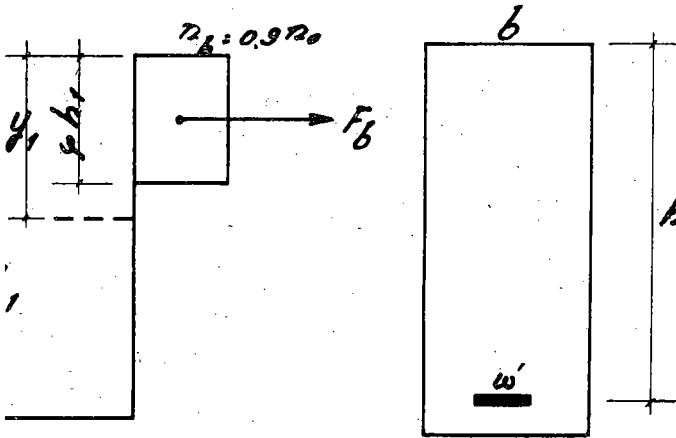
$$n_0 = 250 \text{ kg/cm}^2$$

için % 5 gibi mahsus derecede farklı bir netice vermektedir. Binaenaleyh Steinmann formülü hakikata uymamakta, buna mukabil ilk kesit ebatlandırılmasında çok basit bir araştırma metodu olarak gözükmemektedir.

Yukarıdaki sebepler muvacehesinde ve bilhassa hesap neticelerinin tecrübe neticeleriyle de uygun olması dolayısıyla Torroja diyagramı (Şekil : 23 b) daha basit görünmekte ve basit olmakla beraber de hakikata daha yakın bulunmaktadır. Bu diyagram ile güç tükenme anı, tazyik teçhizatının bulunmadığı ve basit eğilme halinde :

$$(1) \quad m = \frac{M}{n_b b h_1^2} = \varphi (1 - \varphi)$$

formülü sayesinde elde edilmektedir (Şekil : 24). Bu formülde :



(Şekil — 24)

a) Güç tükenmesi betona tâbi olduğu takdirde yani yüksek teçhizatlı kesitlerde :

$$(2) \quad \varphi \geq \frac{0.80}{1 + \frac{n'_e}{\epsilon'_e E'_e}}$$

olmak kaydıla :

$$(3) \quad \varphi = \frac{\omega'}{n_b b h_1} \cdot \epsilon'_e F'_e \left(\frac{0.8}{\varphi} - 1 \right) = 0$$

muadelesi sayesinde φ elde edilir.

b) Güç tükenmesi cer teçhizatının elâstik limite varması dolayısıyla meydana geldiği takdirde yani az teçhizatlı kesitlerde :

$$(4) \quad \varphi \leq \frac{0.80}{1 + \frac{n'_e}{\epsilon'_e E'_e}}$$

olmak şartıyla φ :

$$(5) \quad \varphi = \frac{\omega' n'_e}{n_b b h_1}$$

formülü sayesinde elde edilir.

c) Çok az teçhizatlı kesitlerde yani (5) formülü dolayısıyla :

$$\varphi < 0.20$$

olduğu takdirde bu tip kesitlerde kaydedilen aşırı tükenmeyi nazarı itibare alarak nisbi güç tükenme anı için :

$$(6) \quad m = 0.03 + 0.75 \varphi$$

formülünü kullanmak daha doğru olacaktır.

2 — Eksantrik tazyik meselesi :

Roma toplantısına ait yazıda ve (Şekil : 13) üzerindeki (3) ve (4) alanlarındaki eksantrik tazyikin basit eğilmenin hususi bir haline tekabül ettiği; fakat betonun gerilme-deformasyon diyagramı için üçgen, dörtgen veya ikinci derecede parabol kabul edilmesine göre neticelerin mahsus derecede farkettiği ve bu sebeple eksantrik tazyik alanındaki diyagramı ve bilhassa bu kısımda tahmil müddeti mefhumunun ehemmiyetini tâyin etmek üzere mütemmim tecrübeler yapılacağı izah edilmmişti.

Tek aksta tesire maruz bir kesitte :

$$(7) \quad m_e = \frac{M - Ne}{n_0 b h_1^2}$$

nisbi anı bakımından üç farklı alan nazarı itibare alınabilir (Şekil : 14).

Bu nisbi anın :

$$0 < m_e < 0.25$$

kıymetlerine tekabül eden (1) alanında tükenme gücü cer teçhizatının gücüne ;

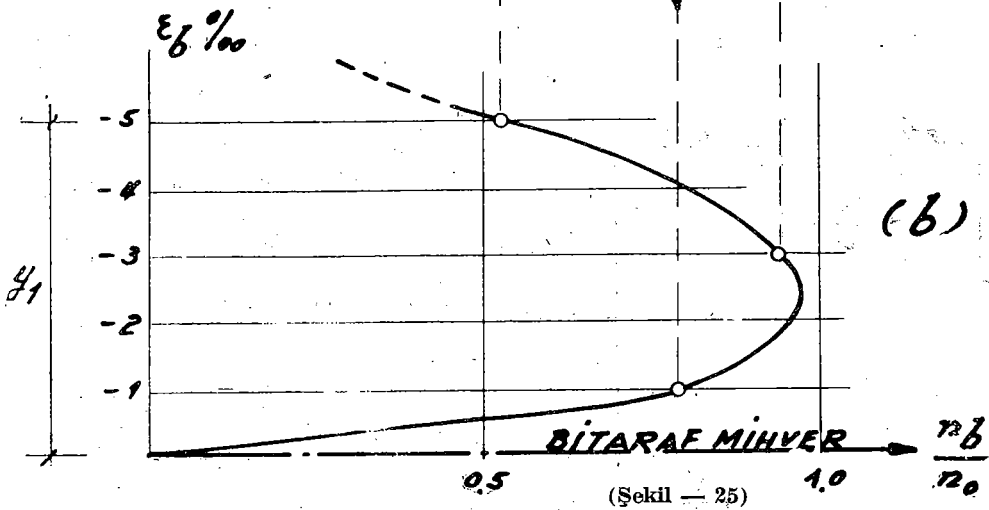
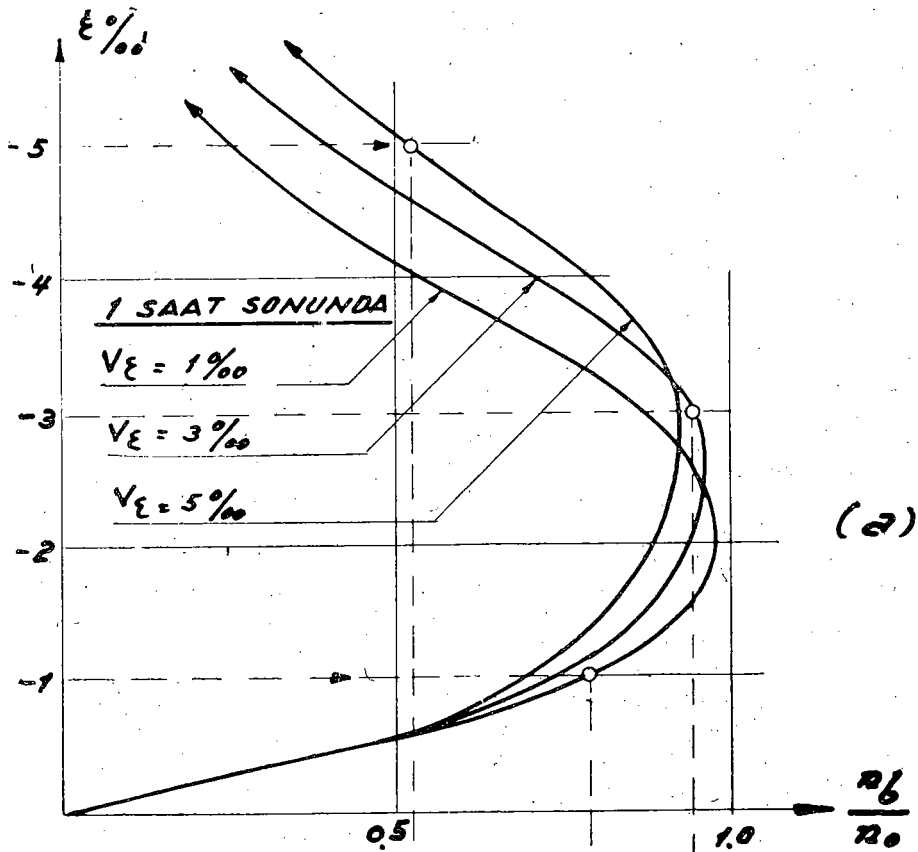
$$0.25 < m_e < 0.45$$

kıymetlerine tekabül eden (2) ve (3) alanlarında tükenme gücü betonun tazyik gücüne bağlıdır ve :

$$0.45 < m_e < 0.50$$

kıymetlerine tekabül eden (4) alanında kesit basit basınca maruzdur.

Sözü geçen eksantrik tazyik (2) ve (3) alanlarına racidir ve bilhassa daha plâstik olarak çalışan nisbeten düşük kaliteli betonlar üzerinde bu hususta tecrübeler yapılmıştır. Tecrübeler ilk olarak yükleme süratinin ehemmiyetini ortaya koymuştur.



(Şekil — 25)

Kuruma mukavemeti n_0 olan muhtelif beton prizmalar bir saatda % 1,3 ve 5 sabit deformasyon ile merkezi tazyik altında yüklenip kırılmış ve bu üç ayrı sürat için üç muhtelif gerilme deformasyon eğrisi bulunmuştur (Şekil : 25 a).

Yapılan diğer bir seri tecrübeye, yüklenen bir kirişin tazyike maruz üst kısmındaki elemanların değişik süratle deformasyon yaptığı ve deformasyon süratinin elemanın bitaraf mihvere olan mesafesile mütenezip olduğu tesbit edilmiştir. Binaenaleyh kirişin

bitaraf mihvere en uzak olan elemanı bir saat sonunda % 5 deforme olup kırılacak şekilde tahmil edildiği takdirde muhtelif elemanlardaki tazyik gerilmeleri (Şekil : 25 b) üzerinde görüldüğü veçhile dağılmış olmaktadır.

Bundan başka muhtelif prizmalar muhtelif deformasyon süratları altında yüklemeye tutulup kırılmış ve 10 dakika, 1 saat, 1 gün v.s. sonunda her bir muayyen deformasyon için (Şekil : 25 a) daki gibi gerilme-deformasyon eğrileri çizilmiştir (Şekil 26).

Kesiti müstatil olup 210 kg/cm^2 kırılma mukavemetli betonla yapılan muayyen bir kirişte :

$$y_1 = 0.4 h_1$$

kabul edilmiş, muhtelif sabit deformasyon süratleri altında (25 a) şekilleri ve, en üstteki elemanın muhtelif deformasyon kıymetlerine göre de (25 b) şekilleri çizilmiş, 10 dakika, 1 saat v.s. müddetlerin her biri için elde edilen muhtelif (25 b) şekilleri sayesinde maktain muhtelif :

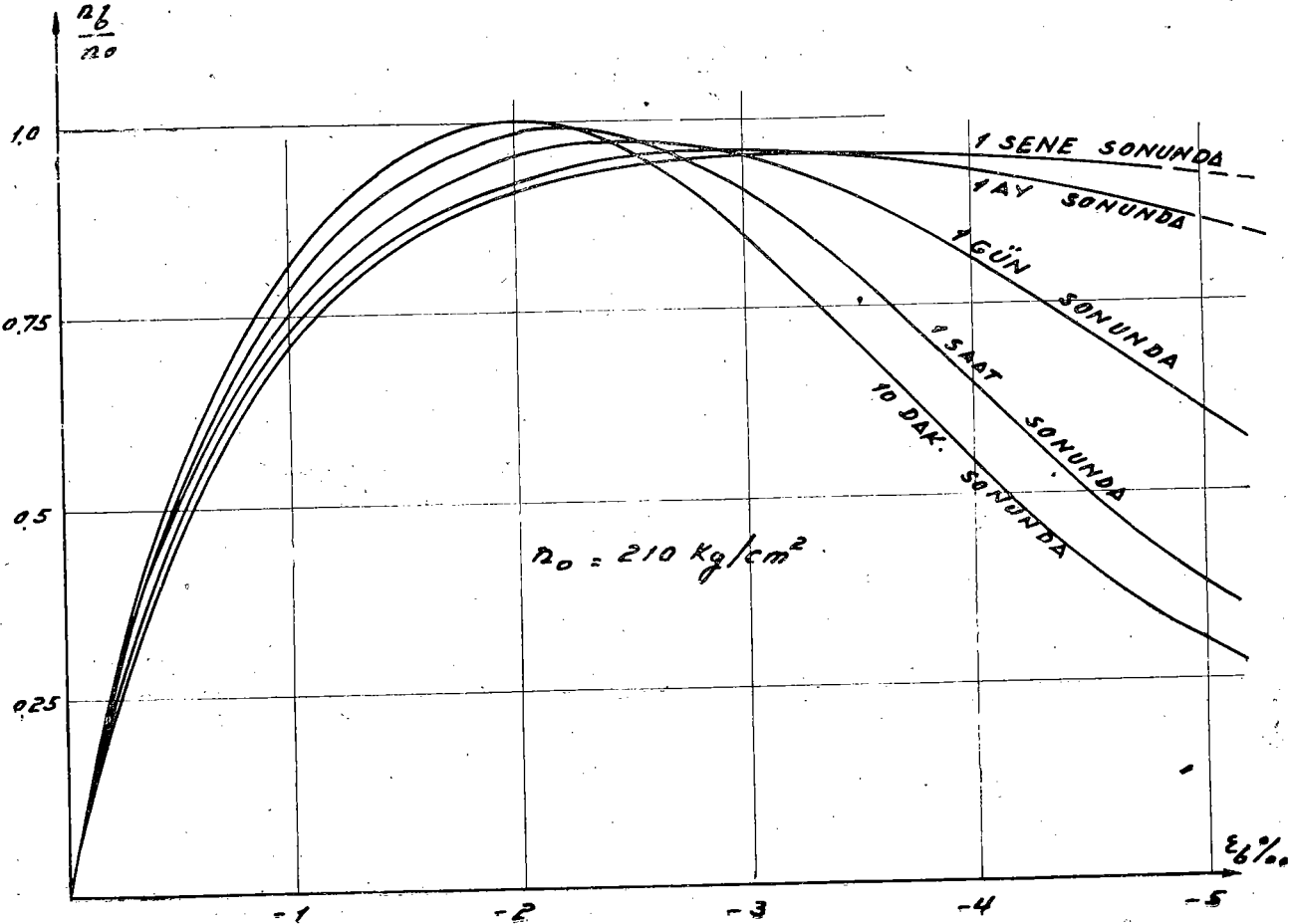
$$m_e = \frac{M - Ne}{n_o b h^2}$$

nisbi anları hesaplanmış, her bir müddete ait nisbi an diyagramı çizilmiş (Şekil : 27), bunların bir azamiden geçtiği fakat azamiler eğrisinin de bir asgariden geçtiği tesbit edilmiş ve bu suretle deformasyon süratine ve yükleme müddetine göre betonun kırılma halindeki azami ϵ_o kısalmasının değiştiği meydana çıkmıştır. Ele alınmış olan misalde güç tükenmesine tekabül eden m_e nisbi anı bir günlük yükleme müddeti için asgaridir, kiriş daha uzun müddet sonunda tam yükünü aldığı takdirde, tazyik kısmındaki gerilmeler daha uygun bir surette yayılır, betonun akma hadisesi sayesinde tazyik kısmı büyür ve bu suretle hem ϵ_o hem de m_e artmış olur.

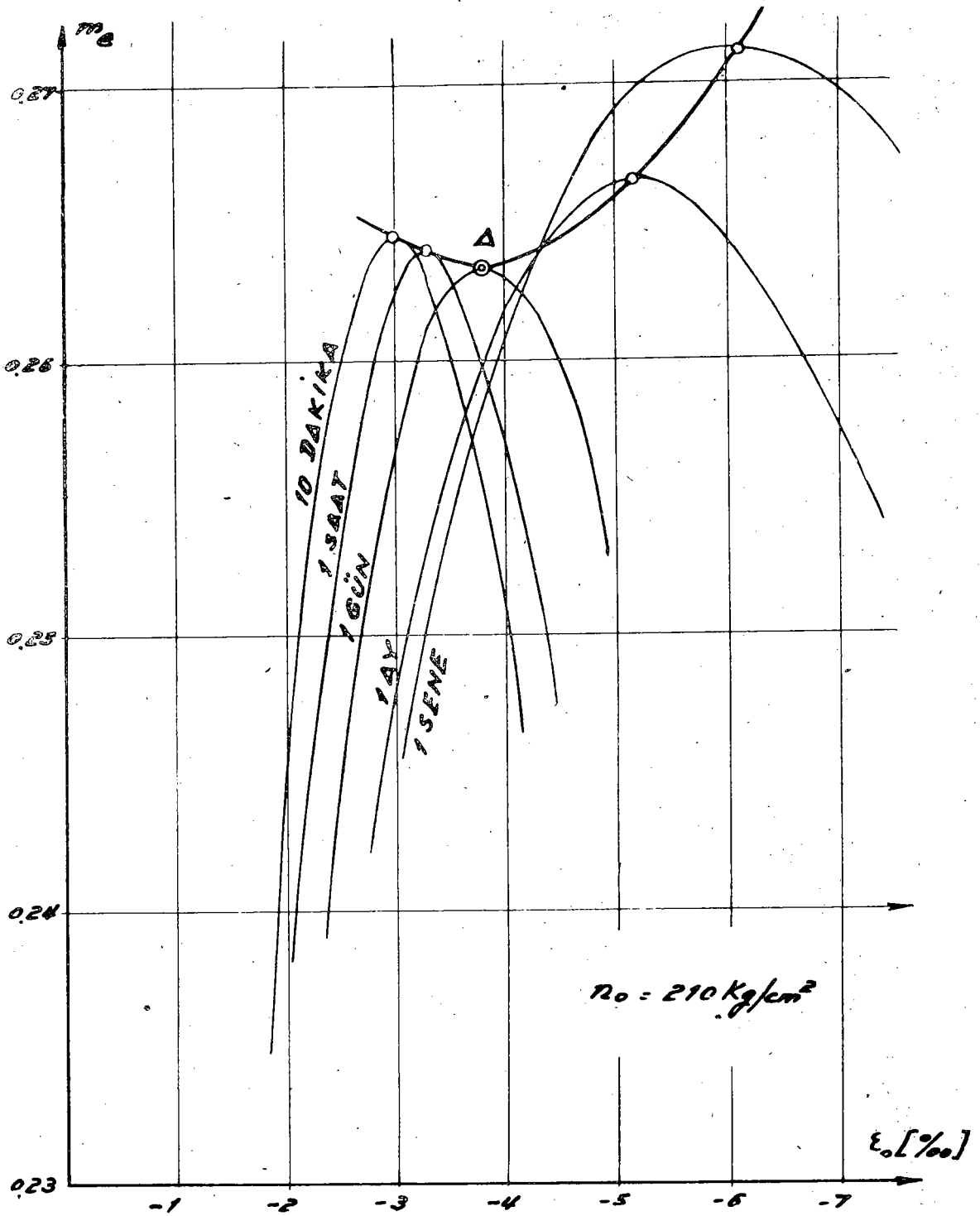
Mamafih hesaplarda rol ve ehemmiyeti olan z ve y_1 bakımından yükleme müddetinin mahsus bir tesiri olmadığı (Şekil : 28) bu karışık mevzuun teselli edici tarafını teşkil etmektedir. Fakat eksantrik tazyik alanı için ikinci derece parabol sayesinde elde edilen tükenme güçleri, sabit deformasyon süratleri için elde edilen tükenme güçleri ile mukayese edildiği takdirde (Şekil : 29) bu sonuncular lehine % 10 kadar bir fazlalık meydana çıkar. Buna da sebep Madrid toplantısında gerilme-deformasyon eğrisi olarak kabul edilmiş olan ikinci derece parabolün tazyik mntıkasını (Şekil : 25 b) diyagramından daha az doldurmasından ileri gelmektedir. Mamafih uzun müddetli daimi yükler altında tükenme gücünün azaldığı nazarı itibare alınırsa Madrid eğrisinin verdiği neticelerdeki farkın % 10 dan çok az olduğunda şüphe yoktur.

3 — Deformasyonlar :

Malûm olduğu veçhile elâstik limitler dahilinde bulunan bir elemanın sehimlerinin hesabında lüzumlu olan atalet momenti için bütün beton maktai ve hatta bazı memleketlerde teçhizat da nazarı itibare alınır. Güç tükenmesi halinde maktain cerre maruz kısmında beton çatlamış olacağından hesaplara girecek atalet momenti için aynı kabulün yapılamıyacağı şüphesizdir.



(Şekil — 26)



(Şekil — 27)

Madrid toplantısında sehmlerin hesabı için ileri sürülen :

$$(8) \quad \frac{1}{\rho} = y'' = \frac{/\epsilon'_a/ + /e_b/}{h_1}$$

formülünde her maktada için ϵ'_a ve ϵ'_b ifadelerinin

değerlerini hesaplayıp y'' eğrisini çizmek ve bu eğriyi iki defa entegre etmek gerekir ve bu suretle elemanın her maktadaki y deformasyonu ve dolayısıyla sehmi bulunur. Ancak böyle bir hesabın çok uzun süreceği aşikâr olduğundan bunun yalnız ehemmiyetli ebattaki elemanlarda kullanılmasını düşünmek doğru olur. Bu

...İNCELEMELER

sebeple Viyana toplanısında normal ebattaki elemanların sehimlerinin hesabı için aşağıdaki formüllerin tatbiki tavsiye edilmiştir:

a) Ani yükler altındaki sehimler :

Cer kısmındaki betonun çatlamasına kadar te-
hizatla beraber bütün beton maktai nazari itibare
alınarak redör :

$$(9) \quad \mathbf{B}_1 = \mathbf{E}_b \mathbf{I}_1$$

formülile hesaplanır ve daha yüksek yükler için redör:

$$(10) \quad B'_{11} = \frac{3}{4} E'_a \omega' h^2_1 \left(1 - 2\mu'_0\right) \left(1 - \frac{2}{3}\mu'_0\right)$$

$$\mu'_o = \frac{\omega'}{bh_1} \times \frac{n'_e}{n_o}$$

formüllerile hesaplanacaktır.

Elemanın yükleneceği mecmu an M ve çatlama

limitinde alabileceği an M_1 olduğu takdirde ani yük.
leme neticesindeki sehim için :

$$M_{I_1} = M - M_I$$

$$(11) \quad f_0 = f_1 + f'_{11} = kl^2 \left(\frac{M_1}{B_1} + \frac{M_{11}}{B_{11}} \right)$$

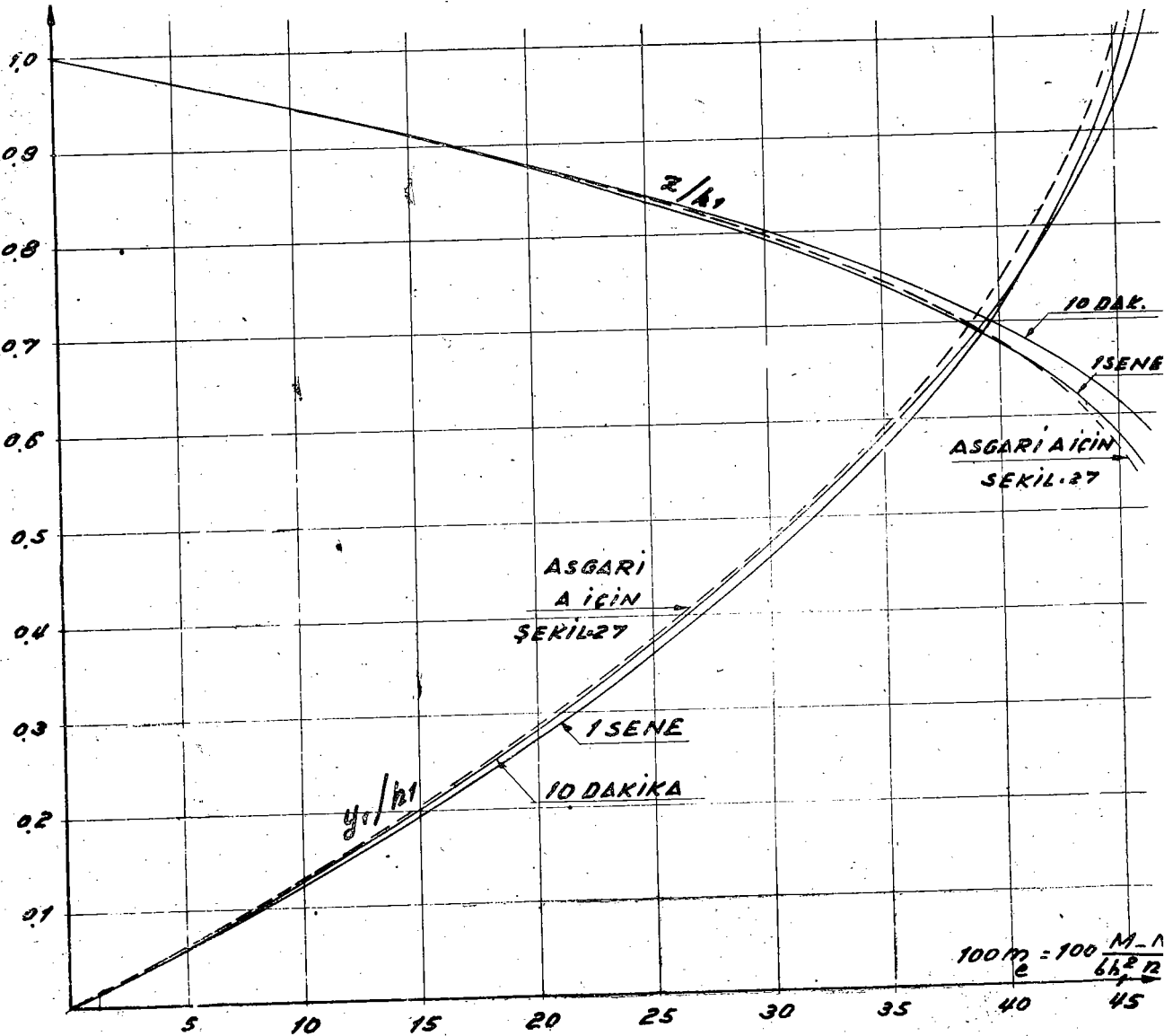
^a formülleri kullanılacaktır.

b) Uzun müddet kaalın yükler mevcut olduğu takdirde evvelâ mecmu yüke tekabül eden anı f_0 sehm hesaplanacak, uzun müddet kalan yükler altındaki yine anı f_{∞} sehmî yukarıdaki formüllere göre ayrı hesaplandıktan sonra bütün yükler altındaki niha sehm için :

$$(12) \quad \mathbf{f}_{00} = \mathbf{f}_0 + 2 \mathbf{f}_1$$

alınacaktır.

Avrupa Beton Komitesi sehımlerin statik, dinamik, psikolojik ve hatta estetik gibi bir çok tesirler



(Şekil — 28)