

Mim. Fak

Mim. Bölümü Kütüphanesi

D. No: 7.548/1

Fiatı: 130

K. O.
Merkez Kütüphane Müdürlüğü
Doc. No.: 8640
Fiatı: 101

ENİNE DONATININ ADERANSA ETKİSİ

Tevfik Seno ARDA

YÜKSEK MÜHENDİS

İstanbul Teknik Üniversitesi Mimarlık Fakültesince
«Doktor Mühendis»
ünvanının verilmesi için kabul edilen tezdır.

Tezin Fakülteye verilış tarihi : 13 . Kasım . 1967

Tezin Müdafaa tarihi : 27 . Ocak . 1968

Doktora yöneticisi :

Prof. Dr. Said KURAN

Jüri üyeleri :

Prof. Yusuf BERDAN

Prof. İsmet AKA

K.T.Ü.

Mimarlık Bölüm Kütüphanesi
Ödünç Verme Servisi

Bana bütün malî ve teknik imkânları sağlayarak bu çalışmamın deneysel yönünün gerçekleşmesini mümkün kılan, çabalarımı yakından izleyerek bana ışık tutan, teşvik eden Liège Üniversitesi profesörlerinden pek değerli hocam merhum Prof. Henri LOUIS'nin aziz hatırası önünde şükranla eğilirim.

Tenkitlerini ve öğütlerini hiçbir zaman esirgemiyen Prof. Dr. Raymond Baus'a ve başta sayın hocam Prof. Dr. Said Kuran olmak üzere bütün kürsü hocalarıma teşekkürlerimi sunarım.

Yine burada, laboratuvar şefleri MM. P. Guiaux ve G. Claude'a, çalışmamın Liège Üniversitesi Hesap Merkezinde gerçekleştirilen bölümünün programlanması bana büyük yardımları dokunan M. Piraprez'ye, almanca ve flamanca kaynakları taramamı çevirileriyle mümkün kılan Liège Üniversitesi mensupları ile deneylerimde benimle birlikte titizlikle çalışan bütün teknisyen ve işçilere teşekkürlerimi sunmayı bir borç bilirim.

İÇİNDEKİLER

Özet	V
Sommaire	VI
Summary	VII
1 — GİRİŞ	1
1.1 — Aderansı etkileyen faktörler	2
1.2 — Enine donatı etkeni üzerinde yapılan araştırmalara toplu bakış	7
1.3 — Çalışmanın amacı	12
2 — ENİNE DONATININ ADERANSA ETKİSİ	13
2.1 — Enine donatı etkisinin açıklanması	13
2.2 — Araştırmada kullanılan deney türü, malzeme ve diğer özellikler	15
2.3 — Yapılan ilk on deney serisi ve sonuçları	19
2.4 — Deneylerden çıkarılan hesap metodları	33
2.5 — Onbirinci deney serisi ve teklif edilen hesap metodları- nın sınanması	51
3 — SONUÇLAR	63
KAYNAKLAR	65
EK 1 — ABAK ve TABLOLAR	73
EK 2 — YARARLANILAN DENEY SONUÇLARI	91
Hal tercümesi	99

ÖZET

Bu çalışmada, aderansı geliştirilmiş çubuklarla birlikte önem kazanan **Enine donatının aderansa etkisi** konusu incelenmektedir. İnceleme Liège Üniversitesi, Laboratoires d'Essais des Constructions du Génie Civil'de gerçekleştirilen deneysel bir araştırmaya dayanmaktadır.

Yapılan araştırmanın ayrıntılarına girmeden önce giriş bölümünde, aderansın tanıtımı yapılmakta ve aderansı etkileyen faktörler üzerinde bir sınıflandırma denemesi verilmektedir. Bölüm, enine donatı etkeni üzerinde günümüze kadar yapılan araştırmaların gözden geçirilmesi ve çalışma amacının belirtilmesiyle son bulmaktadır.

Enine donatının aderansa etkisi konusunda yapılan çalışmayı kapsayan ikinci bölüm, etkinin açıklanmasıyla başlamaktadır. Bunu araştırmada kullanılan deney türü, malzeme ve diğer özelliklerin tanıtılması ve enine donatı ile ilgili çeşitli değişkenlerin etkilerini inceleyen ilk on deney serisinin sonuçlarıyla birlikte gözden geçirilmesi izlemektedir. Deney sonuçları üzerinde yürütülen istatistiksel bir inceleme, enine donatının etkisiyle aderans direncinde meydana gelen artışı hesaplamaya yarayan iki hesap yoluna götürmektedir. Bu metodların verdikleri sonuçlarla deneylerden elde edilen sonuçlar arasında $\cong \% 97$ gibi yüksek bir korelasyon bulunmaktadır. İkinci bölüm, çıkarılan hesap metodlarının büyük boyutlardaki kirişlerde bindirme ekli deneyler yapılarak sınanmasıyla sona ermektedir.

Üçüncü bölüm, çalışmadan elde edilen sonuçları bir arada vermektedir. Bu bölümü, teklif edilen hesap metodlarıyla ilgili yardımcı abak ve tabloları veren Ek 1 ile yararlanılan deney sonuçlarını toplayan Ek 2 izlemektedir.

SOMMAIRE

La présente thèse a pour objet l'étude de l'influence des armatures transversales sur l'adhérence. Cette influence s'est surtout faite ressentir depuis l'apparition des barres d'armature à haute résistance et à adhérence améliorée. L'étude se base sur une recherche expérimentale réalisée aux Laboratoires d'Essais des Constructions du Génie Civil de l'Université de Liège.

En matière d'introduction, le premier chapitre a pour but de définir le sujet et donner un essai de classement des différents facteurs influant sur l'adhérence. Il prend fin par une révision des travaux réalisés antérieurement sur l'influence de l'armaturage transversal.

Le deuxième chapitre concerne l'étude proprement dite. Il commence par une explication qualitative du sujet. La recherche expérimentale visant à quantifier cette influence la suit avec, tout d'abord, une description des matériaux, des éprouvettes et de la méthode d'essai. Les dix premières séries d'essais sont ensuite passées en revue et leurs résultats commentés séparément. Une étude statistique effectuée sur l'ensemble des résultats obtenus conduit à deux méthodes de calcul quantifiant le surcroît d'adhérence dû à l'armature transversale. Les résultats donnés par ces méthodes présentent une corrélation de 97 % avec les résultats d'essais. La recherche se termine par des essais de poutres avec recouvrement des barres principales. Ils permettent de vérifier la validité des méthodes de calcul proposées.

Enfin le troisième chapitre réunit les résultats; l'Annexe 1, les tableaux et les abaques se rapportant aux méthodes de calcul proposées; l'Annexe 2, les caractéristiques et les résultats d'essai des éprouvettes.

SUMMARY

In this thesis **the influence of transverse reinforcement on bond** is investigated. This subject has become more important due to the development of bond-improved bars. The study is based on the experimental work made at Laboratoires d'Essais des Constructions du Génie Civil, Liège University.

In the introduction, the definition of bond is given and the parameters which affect on bond are classified. This chapter concludes with the review of the references on transverse reinforcement and the definition of the scope of the research.

Second chapter covers the study of the influence of transverse reinforcement, starting with the explanation of this effect. Then, the experimental technique, materials and other related parameters, and the discussion of the results of ten series of experiments, investigating the influence of transverse reinforcement and other variables, are presented. Statistical study of the test results has led to two different design methods for the calculation of the increase in bond due to the transverse reinforcement. The experimental and computational results have given a correlation as high as 97 %. The results of the tests made on beams with large dimensions and lapped reinforcement are given at the end of this chapter. The validity of previously proposed design methods for large sized beams are verified by utilizing these test results.

The results of this study is outlined in the third chapter. The graphs and the tables related with the proposed design methods and the results of the experimental work are given in Appendices 1 and 2 respectively.

1 — GİRİŞ

Aderans adı altında, donatıların çevrelerini saran betona göre, eksenlerine paralel olarak kaymalarına karşı gelen bağ kuvvetleri gösterilmektedir. Beton ve çelik arasındaki aderans, betonarmenin varlığının doğrudan doğruya bağlı olduğu bir ana olaydır. Aderans olayı, betonarme elemanların mukavemetlerini, yüklenme durumlarıyla ilgili olarak, iki ayrı şekilde etkilemektedir. Donatı çubuklarını, basınç veya çekme tesirleri vererek betondan sıyırmaya çalışan bir yük durumunda, aderans donatının ankrajını sağlar. Bu çeşit bir bağlantıyı gerçekleştiren aderans **ankraj aderansı** veya **dış aderans** olarak adlandırılmaktadır. Buna karşılık, çekme veya eğilmeye çalışan ve donatı çubukları sıyrılmaya zorlanmayan betonarme elemanlarda, aderans her iki malzemenin birlikte çalışmalarını sağlar ve böylece elemanın çatlama durumunu tayin eder. Bu ikinci çeşit çalışmayı gösteren aderansa **iç aderans** adı verilmektedir.

Çelik ve beton arasındaki bağ, betonarmenin başlangıcından beri birçok araştırmacı ve uygulayıcının dikkatlerini kendi üzerinde toplamış ve bu konuda büyük sayıda araştırma yapılmıştır. Günümüzde, yüksek mukavemetli beton çeliği çeşitlerinin uygulama alanına yayılması ve buna paralel olarak yüksek mukavemetli betonların da geniş ölçüde kullanılmaya başlanmasıyla aderans problemi yeniden önem kazanmıştır.

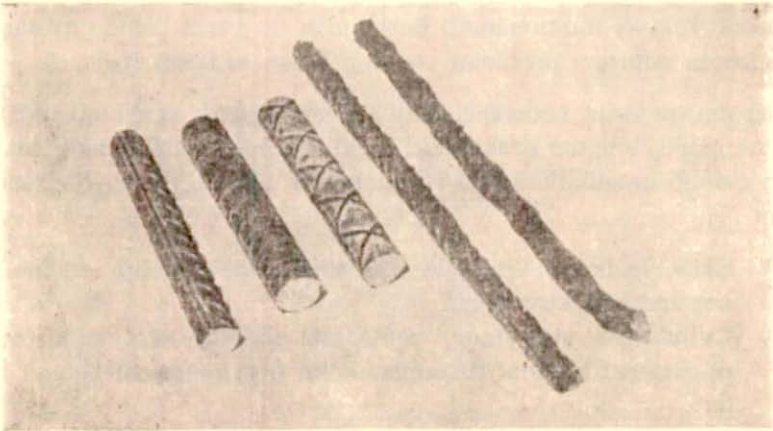
Aderans olayının nedenleri henüz kesin olarak açığa çıkarılamamıştır. Ancak çelik ve beton arasındaki bağın aşağıda belirtilen üç ana sebepten ileri geldiği genellikle kabul edilmektedir (Baus, Brice, Padouart, Robinson) :

- a — Çelik ve beton arasında yapışmaya sebep olan molekül sel ve kapiler bağ kuvvetleri.
- b — Çubukların yüzeyinde, yeni imâl edilmiş bile olsalar var olan pürüzlerin betona tutunmasından ileri gelen sürtünme kuvvetleri.
- c — Yüzeylerinde çıkıntılar veya nervürler bulunan ve aderansı geliştirilmiş donatı olarak adlandırılan çubukların kendilerini saran betonun makaslama ve basınç dirençlerini de olaya karıştırmalarıyla ortaya çıkan mekanik dış kuvvetleri.

Aderans olayının nedenleri henüz tam bir açıklığa kavuşmamakla birlikte, uygulama bakımından önemli olan aderansın sebeplerinden çok, verilen belirli şartlar altında aderans güvenlik gerilmesi olarak hangi sayısal değerin alınacağıdır. Aderans emniyet gerilmesi, aderans çözümü gerilmesini bir emniyet katsayısına bölerek elde edilmektedir. Başka bir deyişle emniyet gerilmesi doğrudan doğruya aderans çözümü gerilmesinin değerine bağlıdır. Bu son gerilme ise çeşitli etkenlere bağlı olarak değişmektedir.

1.1 — Aderansı etkileyen faktörler:

Yüksek mukavemetli beton çeliklerinin ortaya çıkmalarından önce, betonarmede aderans üzerine son sözün söylenmiş olduğu, nedenlerinin ve üzerine etkileyen faktörlerin tümüyle bilindiği şeklinde bir kanaat mevcuttu. Yüksek mukavemetli çeliklerin uygulama alanındaki ilk öncüleri, yuvarlak ve düz yüzeyle enkesitleriyle, klâsik yumuşak betonarme demirlerinden pek farklı olmayan aderans özelliklerine sahiptiler. Ancak bir süre sonra bu yeni tür çeliklerin yüksek mukavemetlerinden bütünüyle yararlanabilmek için betonla bağlantılarının artırılması gerektiği anlaşılmış ve yüzeylerindeki çıkıntı, girinti ve nervürlerle aderansı geliştirilmiş modern betonarme donatısı türleri uygulama alanına yayılmışlardır (Şekil 1). Aderansı geliştirilmiş donatıların meydana çıkması aderansın ne-



Şekil 1: Aderansı geliştirilmiş donatı örnekleri.

denlerinden faktörlerine kadar pek çok konunun yeniden ele alınarak incelenmesini gerektirmiştir. Yapılan araştırmalar eskiden bilinen neden

ve etkenlerin yanı sıra yenilerinin de ortaya çıktığını göstermiş ve etkenlerin sayısını büyük ölçüde arttırmıştır.

Faktörlerin çokluğunun yanı sıra bu etkenlerin birbirleriyle ilgilerinin de kesin olarak bilinmemesi ikinci bir zorluk yaratmaktadır. Gerçekten eğer $X_1, X_2, X_3 \dots X_n$ aderansı etkileyen n sayıda faktör ise, bunların birbirleriyle olan bağlantı şekillerine göre τ_{dr} aderans çözümü gerilmesini veren ifade basit (etkenler birbirinden bağımsız)

$$\tau_{dr} = \alpha_1 X_1^{\beta_1} + \alpha_2 X_2^{\beta_2} + \dots + \alpha_n X_n^{\beta_n} = \sum \alpha_i X_i^{\beta_i}$$

(α_i ve β_i ler sabitlerdir)

veya karmaşık (etkenler birbirleriyle bağımlı)

$$\tau_{dr} = X_1(X_2, X_3, \dots, X_n) + X_2(X_1, X_3, \dots, X_n) + \dots$$

bir görünüş alabilmektedir. Gerçekte ise τ_{dr} gerilmesini veren ifade karma bir özellik gösterir; yani bir kısım etkenler diğerlerinden bağımsız, geri kalanlar ise birbirleriyle bağımlıdır.

Aderans gerilmesini etkilediği kabul edilen başlıca faktörler üzerinde bir sınıflandırma denemesi aşağıda verilmiştir. Bu etkenlerden bazılarının yalnız aderansı geliştirilmiş çubuklar veya fazla korozyona uğramış yuvanlık düz yüzeyli çubuklar için geçerli olduklarını, bazılarının da az veya çok farazî olduklarını belirtmek yerinde olur. Herbir etkenin yanı sıra o konuya değinmiş veya üzerinde araştırma yapmış bilim adamları ve araştırmacıların adları da belirtilerek kaynaklar bölümüyle bağlantı kurulmuştur.

1.1.1 — Donatı ile ilgili etkenler

a — Çeliğin tabii veya kabul edilmiş elastiklik sınırı (σ_{ac} veya $\sigma_{e0,2}$): Bu faktör etkisini bilhassa düz yüzeyli normal betonarme donatısında göstermektedir. Konu üzerinde R. M. Mains deneysel araştırmalar yapmıştır (1951).

b — Çelik çubuğun çapı (ϕ): Bu faktör, her çap için aynı bir ankraj uzunluğu seçilmesi durumunda, etkisini hem düz yüzeyli hem de aderansı geliştirilmiş çubuklarda gösterir. Kenetleme uzunluğu çapın belirli bir katı büyüklüğünde alınır, etki yalnız aderansı geliştirilmiş çubuklarda gözlenir. Bu konuda M. Ros (1950), G. Rehm (1957), F. Riessauw (1957), R. G. Mathey ve D. Watstein (1961), Hollanda C. U. R. Komisyonu (1961), P. M. Ferguson, J. E. Breen ve J. N. Thompson (1965), W.

Djabry'nin gözlem ve araştırmaları, H. Louis ve R. Baus'un da açıklamaları bulunmaktadır.

c — Çelik çubuğun özel profili: Çubuklara verilen özel yüzey şekillerinin aderansı arttırdığı kesin olarak bilinmekte ise de hangi profilin en uygun profil olduğu ve profil seçiminde hangi kıstasların geçerli olduğu sorunları henüz bütünüyle çözülememiştir. Bu sorunlar üzerinde beton çeliği imâl eden müesseselerin de malî desteğiyle birçok araştırma yapılmıştır. Bunların arasında, A. Bichara (1951), W. Djabry (1952), K - G. Bernander, G. Rehm, A. A. Gvozdev (1957), Y. Saillard (1958 ve 1960), H. Granholm, L - E. Larsson (1958), Hollanda C. U. R. Komisyonu (1961) tarafından yapılan araştırmalar belirtilebilir.

d — Çubuk yüzeyinin niteliği: Bu faktör bir öncekine benzer bir etki gösterir. Asıl sorun beton ile çeliğin birlikte çalışması olduğuna göre çubuk yüzeyinin niteliğinin önemi açıktır. Pürüzlülük ve hafif bir pas aderansı arttırırken, ilerleyip kabuk görünüşünü almış pas zararlı olmaktadır. Benzer olarak, topraklı, çamurlu, yağlanmış çubukların aderansı da bir hiç mertebesinde. Bu konuda R. Saliger ve W. Djabry tarafından yapılan araştırmalar örnek olarak gösterilebilir.

1.1.2 — Betonla ilgili etkenler:

a — Betonun çekme ve basınç dirençleri (σ_{br} ve σ'_{br}): Bu etken aderansı geliştirilmiş çubuklarda önem kazanmaktadır ve uzun bir süreden beri birçok araştırmaya konu olmuştur. Başlıca araştırmacılar arasında R. Saliger (1950), A. Bichara (1951), W. Djabry (1951), K. G. Bernander, S. T. A. Ödman, J. M. Plowman, A. Voellmy (1957), Y. Saillard (1960), G. Rehm, Hollanda C. U. R. Komisyonu (1961), P. M. Ferguson, J. N. Thompson (1962), R. E. Untrauer, R. L. Henry, R. Baus (1965) adları sayılabilir.

b — Betonun bileşimi: Betonun bileşimi onun plastiklik derecesini tayin etmektedir. Aderans direnci plastiklikle ters orantılı bir gidiş gösterdiğinden, betonun bileşiminden büyük ölçüde etkilenmektedir. Bu konuda başlıca araştırma S. S. C. B. üniversitelerinde yapılmış ve N. M. Muline ve T. I. Astrova tarafından derlenmiştir (1965). Bu araştırma bileşimin granülometri, kum-çakıl-çimento-su bünnye ve oranları gibi özelliklerini kapsamaktadır. Missouri Üniversitesinde hafif betonun aderans özellikleri üzerinde sonuçları henüz açıklanmayan deneyler yapılmaktadır.

c — Betonun yaşı: Betonun yaşı aderansı gerek beton direncinin zamanla artması ve gerekse plastikliğinin azalması yönlerinden etkilemektedir. Bu konuda J. M. Plowman tarafından 15 ay süre ile yapılmış bir araştırma mevcuttur.

d — Betonun sıkıştırılması: Bu faktör de betonun plâstikliğini etkilemektedir. Betonun sıkıştırılması araç ve personel faktörleriyle yakından ilgilidir. Bu etken üzerinde W. J. Larnach'ın yaptığı küçük bir araştırma bulunmaktadır.

e — Betonun muhafazası: Betonun döküldükten sonra muhafaza edildiği ortamın şartları aderans direnci üzerinde büyük ölçüde etkilemektedir. Ortam şartları adı altında ısı, nem, don, suya gömülme gibi etkenler gösterilmektedir. Bu konuda A. Bichara (1951), A. Voellmy, B. Bernardi, Y. Koh, J. M. Plowman (1957) ve R. Dutron (1958) tarafından yapılmış araştırmalar vardır.

1.1.3 — Betonarme kesit ve elemanın tümüyle ilgili etkenler:

A — Kesitin geometrik özellikleriyle ilgili etkenler:

a — Kenetleme boyu (l_d): Genellikle çubuk çapının belirli bir katı olarak alınan kenetleme boyunun aderansa etkidiği eskiden beri gözlenmiş bir özelliktir. Ancak aderans direncinin kenetleme boyu ile direkt orantılı olmadığına da hemen belirtilmesi gerekir. Bu konuda, R. Saliger (1950), R. Dutron (1958), R. G. Mathey, D. Watstein (1961), P. M. Ferguson, J. N. Thompson (1962), R. Baus, S. Soretz (1965) tarafından yapılmış araştırma ve açıklamalar bulunmaktadır.

b — Donatıyı örten betonun kalınlığı (c_b ve c_v): Bu etkenin aderans üzerindeki etkisi daha çok aderansı geliştirilmiş çubuklarda gözlenir. Yuvarlak düz çubukların da belirli bir pürüzlülüğe sahip olanları daha küçük ölçüde kalan bir etkilenme gösterirler. Bu etken üzerinde Hollanda C.U.R. Komisyonu (1961), P. M. Ferguson ve J. N. Thompson (1962) araştırmalar yapmışlardır.

c — Çelik çubuğun betonlama sırasındaki konumu ve seviyesi: Çelik çubuğun betonlama sırasındaki konumu, yani düşey, yatay veya eğik olması ve beton üst yüzeyine göre seviyesi, yani altta veya üstte bulunması çubuğun aderansını ihmal edilemeyecek ölçüde etkiler. Bu özellik yıllardan beri birçok araştırmacı tarafından gözlenegelmıştır. Bu arada, A. P. Clark (1949), A. Bichara (1951), Hollanda C. U. R. Komisyonu (1961), F. Leonhardt, R. Walther (1964), G. B. Welch, B. J. F. Patten (1965) adları sayılabilir.

d — Boyuna donatının kesit alanına veya çekme bölgesi alanına göre yüzdesi (ω_0 veya $\omega_{0,eff}$): Bu etkenden daha çok Fransız kaynaklarıncı bahsedilmekte ve özellikle Y. Saillard üzerinde durmaktadır.

e — Betonarme kesitin şekil ve boyutları ile betonarme taşıyıcı sistemin türü: Bu etkenin aderans üzerindeki rolü, betonarme kesit şeklinin betonun büzülmesine ve boyutların gerilme yayılışına etkisi gözönüne alındığında kolayca anlaşılabilir. Ancak bu konuda yapılan araştırmalar pek azdır. P. M. Ferguson'un kiriş genişliğinin aderansa etkisi üzerindeki araştırması bu arada belirtilebilir.

f — Çubuğun kesitteki diğer çubuklara göre konumu: Çubuğun kesitteki diğer çubuklara göre konumu ve çubuklararası uzaklık da birçok araştırmacılarca aderansı etkileyen bir faktör olarak kabul edilmiştir. S. J. Chamberlin ve J. R. Robinson bu araştırmacılar arasında gösterilebilir.

g — Enine donatı: Enine donatı, aderansı geliştirilmiş çubukların aderansını etkileyen en önemli faktörlerden biridir. Bu çalışmanın konusu olan enine donatı etkeni üzerinde günümüze kadar yapılmış araştırmalar bölüm 1.2'de ele alınmışlardır.

B — Kesitin mekanik özellikleriyle ilgili etkenler:

a — Donatıdaki çekme veya basınç gerilmelerinin büyüklüğü: Aderans gerilmesinin donatıdaki çekme veya basınç gerilmesinin bir fonksiyonu olmasından ayrı olarak, donatıdaki gerilmenin değeri aderansı, çubuk boyunca gerilme yayılışını değiştirerek de etkilemektedir. Bu konuda K. G. Bernander'in çalışmaları mevcuttur.

b — Çubuğu saran betonun çubuk eksenine dik doğrultudaki gerilme durumu: Çubuğu saran betondan çubuk eksenine dik bir basınç gelmesi aderansı büyük ölçüde etkilemektedir. Konu mukavemetteki çift veya üç eksenli gerilme durumlarına benzetilebilir. Bu etken üzerinde çalışan araştırmacılar arasında R. Dutron, A. A. Gvozdev (1958), R. E. Untrauer, R. L. Henry (1965) adları sayılabilir.

c — Çubuğu saran betonun çubuk eksenine doğrultusundaki gerilme durumu: Betonun boyuna doğrultuda çekmeye çalışması enine doğrultuda bir büzülme, bu olay da betonun donatıyı sıkıştırması sonucunu doğurmaktadır. Rötire de aynı şekilde etkimektedir.

1.1.4 — Zamanla ilgili etkenler:

Zamanla ilgili etkenlerde genel olarak bir fluaj etkisi bahis konusudur.

a — Zorların etki süresi: Aderans direncinin zorların etki süresi arttıkça azaldığı ve bu azalmanın bir asimptota ulaştığı düşünülmektedir.

b — Yükleme hızı: Yükleme hızı etkisini beton ve çeliğin birbirlerine göre kaymaları üzerinde gösterir. Bu konuda A. Voellmy ve B. Bernardi tarafından yapılmış bir araştırmaya rastlanılmıştır.

1.1.5 — Yorulma etkeni:

Malzemenin diğer bütün mekanik özellikleri gibi aderans direnci de dinamik ve tekrarlanan yükler altında yorulma göstermektedir. Bu konuda yapılan araştırmalar, zamanla ilgili etkenlerde de görülebileceği gibi, az sayıda kalmışlardır. Konuya eğilenler arasında M. Ros, R. Saliger (1950), A. Voellmy (1957), S. Soretz (1961) adları sayılabilir.

1.1.6 — Elektro-kimyasal etken:

1962'de J. Kolek tarafından gözönüne çıkarılan bu etken, demirden başka madenlerden yapılma kalıpların betonlamada kullanılması halinde ortaya çıkmaktadır. Bu durumda, donatı demirleri ile farklı madenden yapılmış kalıp arasındaki potansiyel farkından dolayı bir pil oluşmakta; bu da donatı çevresinde aderansı büyük ölçüde azaltan gaz kabarcıklarının meydana gelmesine yol açmaktadır.

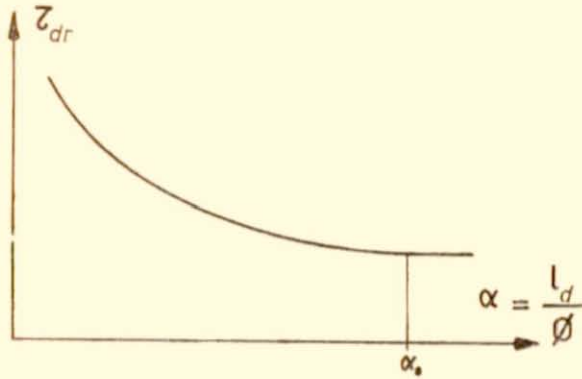
1.2 — Enine donatı etkeni üzerinde yapılan araştırmalara toplu bakış:

Doğrudan doğruya enine donatıyı ilgilendiren araştırmalara geçmeden önce, bu donatının önemini dolaylı olarak belirten bir araştırma grubuna değinilecektir. Bilindiği gibi l_d kenetleme boyu genellikle ϕ çubuk çapının bir α katı olarak alınmaktadır.

$$l_d = \alpha \cdot \phi \quad \text{veya} \quad \alpha = \frac{l_d}{\phi}$$

Yapılan deneyler $\tau_{dr} - \alpha$ eğrisinin (Şekil 2) belirli bir α_0 değerinden sonra yatay bir asimptota eriştiğini göstermektedir. $\alpha > \alpha_0$ için τ_d gerilmesi yayılışı düzgün yayılış benzer sonuçlar verdiğinden α_0 sayısının önemi büyüktür ve $l_{d0} = \alpha_0 \cdot \phi$ pratik kenetleme boyudur.

Çeşitli araştırmacılar, α_0 değeri üzerinde anlaşmaya varmış değillerdir. R. Dutron 1958'de yuvarlak düz çubuklar için $\alpha_0 = 60$ bulmuştur. Birçok



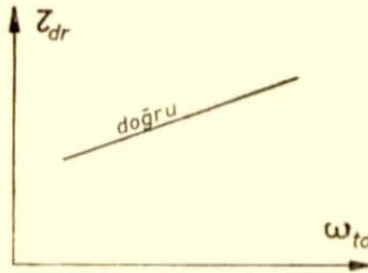
Şekil 2: Kenetleme boyunun aderans direncine etkisi.

yönetmelikler $\alpha_0=40$ kabul etmektedirler. Aderansı geliştirilmiş çubuklar için ise 1961'de R. G. Mathey ve D. Watstein $\alpha_0=35$, 1962'de P. M. Ferguson ve J. N. Thompson $\alpha_0=30-35$, 1965'de R. Baus $\alpha_0=20$, aynı yıl S. Soretz enine donatı bulunmayan durumlarda $\alpha_0=45$ ve enine donatı bulunan durumlarda $\alpha_0=22,5$ değerlerine varmışlardır. Bu çok farklı değerler araştırmacıların deneylerin yapılışı sırasında hataya düştükleri şeklinde yorumlanmamalıdır. Gerçek, araştırmacıların çok önemli bir etkeni, enine donatıyı, gözönüne almamış olmalarıdır. Farklı enine donatıyı haiz epruvetlerden hareketle araştırmacılar farklı, fakat o enine donatı için doğru α_0 değerlerine varmışlardır. Bu etkeni gözönüne alan S. Soretz dahi enine donatısız epruvetin verdiği sonuçla, belirli bir enine donatısı olan epruvetinkini karşılaştırmakla yetinmiştir.

Enine donatının etkisi direkt olarak ancak son on, onbeş yıl içinde gözlenmiş ve son beş yıl içinde de üzerinde doğrudan doğruya araştırma yapılmaya başlanılmıştır. 1954'de P. M. Ferguson, R. D. Turpin ve J. N. Thompson, betonun donatı çubukları boyunca yırtılması olayının önemine değinmişler; bu yırtılmayı önleyecek bir dikiş donatısının gereği üzerinde durmuşlar ve etriyelerin olumlu etkisini belirtmişlerdir. 1957'de A. Efsen yırtılmayı önlemek için enine donatı koymanın şart olduğunu ileri sürmüş, 1958'de R. Dutron aynı görüşü paylaşmıştır. Aynı yıl K. Hajnal-Konyi de enine donatının aderans yönünden önemine dikkati çekmiştir. Yine 1958'de H. Granholm etriyelerin aderans bakımından gerekliliği sonucuna varmıştır. Etriyelerin sayısı artırıldığında aderansı yok eden boyuna çatlakların belirmesi daha büyük zorlara ertelenmektedir. Profesör etriye sayısını arttırmanın l_d kenetleme boyunu uzatmakla aynı sonucu verdiğini ileri sürmüş, çubuk ek ve ankraj bölgelerinde etriye sayısının

arttırılmasını tavsiye etmiştir. 1961'de S. Soretz enine donatı bulunmadığı zaman aderans çözülmesinin anî ve habersiz geldiğine işaret etmiştir. 1962'de H. Louis ve R. Baus enine donatının önemini bir kere daha belirtmiş ve konunun araştırma gerektirdiği üzerinde durmuşlardır.

Bu konuyu ilk sonuç veren araştırma 1962'de P. M. Ferguson ve J. N. Thompson tarafından yapılmıştır. Araştırmacılar, τ_{dr} aderans çözümü gerilmesinin ω_{to} enine donatı yüzdesi ile orantılı olduğu sonucuna varmışlardır (Şekil 3). ω_{to} enine donatı yüzdesi, betonarme elemanın eksenine pa-



Şekil 3: Ferguson ve Thompson'a göre enine donatının aderansa etkisi.

ralem bir yatay kesit gözönüne alınarak tayin edilmektedir (Şekil 4).

$$\omega_{to} = \frac{A_t}{b \cdot t \cdot \sin \alpha}$$

Burada :

A_t : Bir etriyenin dik kesit alanı (çift tesir dikkate alınacaktır),

b : Betonarme elemanın genişliği,

t : Etriye aralığı,

α : Enine donatının boyuna donatıyla yaptığı açıdır.

$$\alpha = 90^\circ \text{ için } \omega_{to} = \frac{A_t}{b \cdot t} \text{ olur.}$$

Araştırmacılar enine donatının aderans çözülmesini anî karakterden kurtardığını da belirtmişlerdir.

1964'te R. Baus, enine donatıyı arttırmanın kenetleme uzunluğunu arttırmakla elde edilen sonucu verdiği düşüncesine (1958 - H. Granholm) karşı çıkmış; enine donatıyı arttırmanın güvenlik bakımından çok daha

1965'te S. Soretz enine donatı kullanarak l_d kenetleme boyunun % 50 azaltılabileceği gözlemiştir. Enine donatının etkisi üzerinde önemli bir araştırma J. R. Robinson tarafından yapılmış ve sonuçları 1965'te yayınlanmıştır. Bu araştırma, bir bindirme ekinde, enine donatının iki ayrı ana görev yüklendiğini göstermektedir:

a) Beton, kesme kuvveti etkisi altında 45° eğimle çatladığında, eklemeye yapılan çubukları birbirlerinden ayırmaya çalışan enine zorlar meydana gelir ki etriyeler buna karşı koyarlar. Bu tür çalışmada enine donatı, kesitin çeşitli yerlerinde bulunan çubukları birbirlerine bağlamaktadır.

b) Çekilen çubuklar boyunca boyuna çatlaklar da meydana çıkmakta ve epruvetin uzunlamasına yırtılmasına sebep olmaktadır. Enine donatı bu tür çatlakların da açılmasına ve genişlemesine engel olmaktadır. Bu tür çalışmada etriyeler örtü betonunu epruvetin geri kalan kısmına bağlamaktadır.

Bu iki görev birbirlerinden ayırırlar ve birinin sağlanmaması betonarme elemanın kırılmasına yol açabilir. Robinson gerek boyuna ve gerekse enine donatının aynı anda akma sınırına ulaşması şartını yazmakta ve buradan θ oranında dikiş donatısı adını verdiği aşağıdaki bağıntıyı gerçekleştiren enine donatıyı tanımlamaktadır.

$$\frac{A_t \cdot \sigma_{act}}{t} = \theta \frac{A \cdot \sigma_{ac}}{2 l_d}$$

Yapılan deneylerde:

a — $1/2$ oranındaki dikiş donatısının σ_n nin $\leq \sigma_{ac}$ değerleri için daima yeterli olduğu,

b — Dikiş donatısının yararlılığının kenetleme uzunluğuna bağlı olarak arttığı ve aynı bir enine donatı yüzdesi için ϕ , enine donatı çapı arttıkça azaldığı,

c — $\theta = 1/2$ alındığında $l_d = 20\phi$ lik bir kenetleme uzunluğunun kullanılmasının mümkün olduğu,

profesörce gözlenmiştir. Robinson bu gözlemleri ile, çekme bölgesinde yapılan boyuna donatı ekleri için, boyuna donatı enkesitinin yarısı kadar bir enine donatının bindirme boyuna yayılmasını öngören 1960 Fransız betonarme yönetmeliğini (Règles B. A. 1960) doğrulamaktadır.

Bu arada, Türkiye Köprü ve İnşaat Cemiyeti betonarme yönetmeliğinin de «Pliyeler etriyelerle birlikte bütün eğik çekme gerilmelerini alabilecek durumdaysalar, düz demirlerdeki aderans gerilmelerinin hesabı için yarım kesme kuvveti alınabilir» şeklinde bir paragrafla enine donatının olumlu etkisine kısmen değindiğini belirtmek yerinde olur.

1.3 — Çalışmanın amacı:

Aderansı etkileyen faktörler bölümünde de belirtildiği gibi aderansı geliştirilmiş donatı türlerinin ortaya çıkması etkenlerin sayısını büyük ölçüde arttırmıştır. Faktörlerin çokluğunun yanı sıra birbirleriyle ilgilerinin derecesi de kesin olarak bilinmemektedir. Bütün bu nedenler konunun tümüyle ele alınmasını şimdilik imkânsızlaştırmıştır. Bu sebeple günümüzde araştırmacılar aderans konusunu küçük parçalara ayırarak analiz etmeye yönelmiş bulunmaktadır. Elde edilen bilgiler, deneysel izlenimlere dayanan yüksek bir seviyeye eriştiklerinde geniş bir sentez dönemine geçilebileceği ümit edilmektedir.

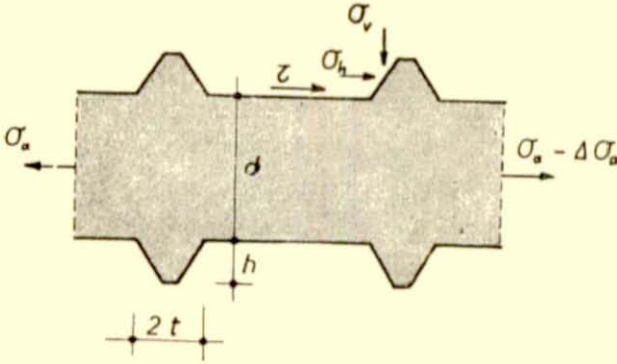
Bu çalışmada, günümüzdeki analiz akımına uygun olarak, aderansı etkileyen faktörlerden biri ele alınmış ve ayrıntılarıyla incelenmiştir. Önemine kıyasla şimdiye kadar üzerinde pek az deneysel araştırma yapılmış olması, aderansı geliştirilmiş çubuklarla birlikte gözönüne çıkan **Enine donatının aderansa etkisi** konusunun seçilmesinin başlıca sebebi olmuştur.

Çalışmada, enine donatının aderansa etkisinin neden ileri geldiği açıklandıktan sonra bu etkiyi ayrıntılarıyla inceleyecek olan, büyük sayıda epruveti kapsayan, deneysel araştırmaya geçilecektir. Araştırmada, enine donatıyla doğrudan doğruya ilgili özelliklerin (ϕ_t enine donatı çapı, t enine donatı aralığı, α enine donatının boyuna donatıyı kesme açısı, enine donatının boyuna donatıya bağlanış tarzı, diğer enine donatı karakteristikleri) yanı sıra enine donatının etkisine tesir edebilecekleri düşünülen bir takım dış etkenler de (ϕ boyuna donatı çapı, σ'_{br} beton basınç direnci, l_d kenetleme boyu, yorulma) enine donatıyla ilgileri ölçüsünde inceleneceklerdir. Deney epruvetlerinin verdikleri sonuçlardan istatistiksel bir analizle çıkarılacak enine donatının etkisini hesaplama metodlarının, uygulama boyutlarındaki kirişlerde denenerek sınanması araştırmanın son bölümünde ele alınacaktır.

2 — ENİNE DONATININ ADERANSA ETKİSİ

2.1 — Enine donatı etkisinin açıklanması

Enine donatının beton-çelik bağlantısı üzerindeki etkisi, yük altındaki aderansı geliştirilmiş bir çubuktan onu saran beton kütesine gelen tesirler gözönüne alınarak incelenebilir (Şekil 6). Bu tesirlerden τ klasik düz

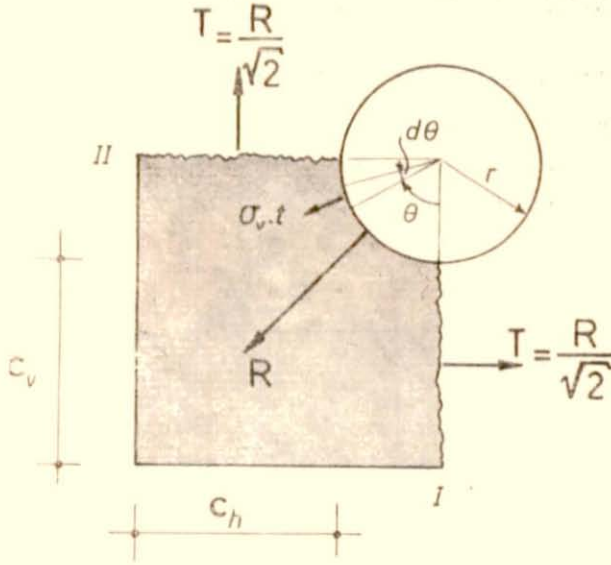


Şekil 6: Aderansı geliştirilmiş bir çubuktan beton kütesine gelen tesirler.

yüzeyli yumuşak betonarme demirlerinde de var olan özgül aderanstır, σ_h ve σ_v ise donatının özel profilinden ötürü betonun çubuk eksenine paralel ve dik doğrultularda aldığı normal gerilmelerdir. Çubuktan betona aktarılan bu zorların çubuk eksenine dik σ_v bileşeni ele alınan konu yönünden özel bir önem taşımaktadır. Bu gerilmenin çubuk çevresinin belirli bir bölümündeki R bileşkesi betonu parçalamaya çalışmakta ve çubuk eksenı boyunca uzanan boyuna çatlaklara sebep olmaktadır. Bir köşe çubuğu için etüd edilmiş olan durum (Şekil 7) başka konumda bulunan çubuklar için de benzer sonuçlar vermektedir. $R/\sqrt{2}$ değerindeki çekme kuvvetlerince zorlanan I ve II kesitleri bu zorlara, enine donatı yokluğunda, betonun çekme direnciyle karşı koyarlar. Bu durumda, kesiti zorlayan kuvvetin beton örtü tabakasının c kalınlığına bölünmesiyle elde edilen σ_b beton çekme gerilmesi

$$\sigma_b = \frac{R}{c \sqrt{2}} \quad (1)$$

aşlında pek küçük değerde olan beton çekme direncini aştığında I ve II



Şekil 7: Bir köşe elemanının dengesi.

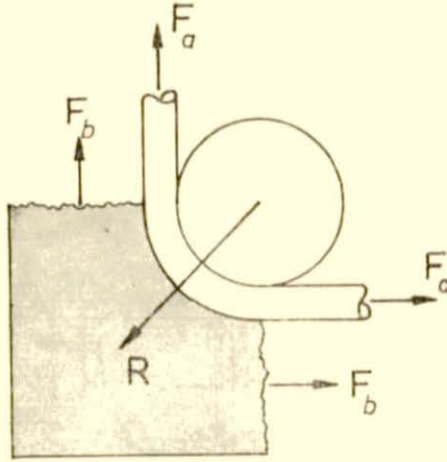
kesitleri boyunca çatlaklar oluşur. Köşede kalan beton parçasının kopmasıyla beton-çelik bağlantısı yok olarak aderans çözümü meydana gelir.

Bu açıklama beton örtü tabakasının c kalınlığının etkisini izah amacıyla Hollanda C. U. R. Komisyonunca yapılmıştır (1961). Ancak komisyon bu açıklamanın enine donatının etkisini de kapsayacağını düşünmemiştir. Aynı köşe elemanının dengesi enine donatı bulunması durumu için incelenirse (Şekil 8) çatlama öncesi $R/\sqrt{2}$ nin önemli bir F_a bölümünü alan enine donatının

$$\frac{R}{\sqrt{2}} = F_b + F_a \quad (2)$$

çatlakların oluşmasından sonra bunun tümünü taşıdığı

$$F_a' = \frac{R}{\sqrt{2}} \quad (3)$$



Şekil 8: Bir köşe elemanın dengesi
(enine donatı bulunması durumu).

ve böylece beton-çelik bağlantısının tamamen yok olmasını engelleyerek aderans çözümünü geciktirdiği görülebilir.

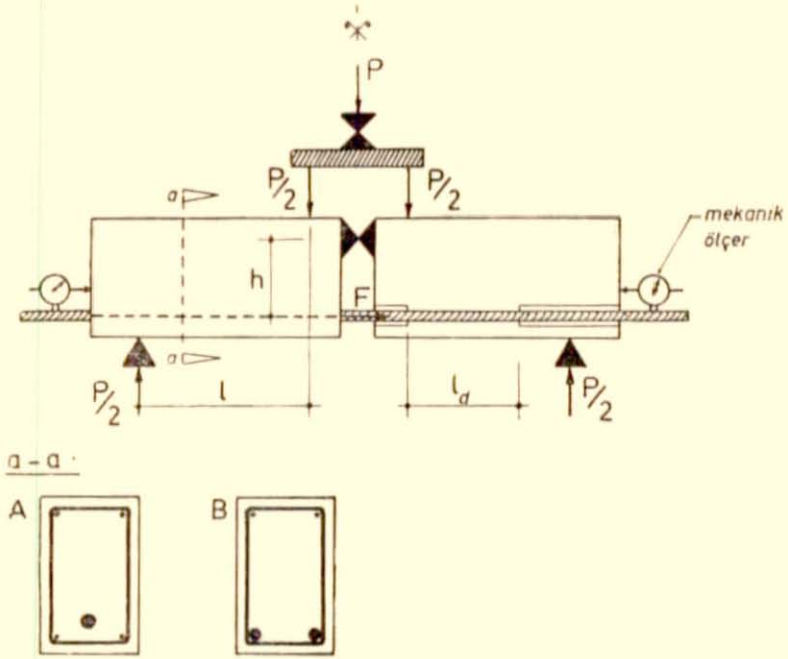
2.2 — Araştırmada kullanılan deney türü, malzeme ve diğer özellikler:

Araştırmanın deneysel yönü Ekim 1964 sonundan itibaren 20 aya yayılı 12 deney serisine pay edilmiş 274 Belçika mafsallı kiriş epruveti ile 13 betonarme kiriş kapsamaktadır. Araştırmada standard Belçika deneyinin (Şekil 9A) yanında aynı deneyin enine donatı etkisinin daha iyi incelenmesini sağlayan özel bir türü (Şekil 9B) de kullanılmıştır.

Denenen çubuklara etkiyen F kuvveti, epruvete yüklenen P kuvveti ile orantılı olup kademeli olarak artırılmaktadır. Kademeler çubukta belirli çekme gerilmeleri meydana getirmek üzere düzenlenmiştir. Çelik çubukta oluşan çekme gerilmesi kademeleri ile bunlara bağlı olarak elde edilen ortalama τ_d aderans gerilmeleri, $l_d = 10\phi$ için, aşağıdaki tabloda verilmişlerdir.

$$\tau_{dm} = \frac{\phi \cdot \sigma_a}{4 l_d} \quad (4)$$

σ_a	Kg/mm ²	8	16	20	24	28	32	36	40	44	48	52	54
τ_d	Kg/cm ²	20	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	135



Şekil 9: Belçika mafsallı kiriş deneyi

A — Standard

B — Özel

Bu kademelerden hareketle F:

$$F = \sigma_a \cdot A \quad (5)$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4} \quad (6)$$

ve oradan da epruvete yüklenecek P:

$$\frac{P}{2} \cdot l = F \cdot h \quad (7)$$

$$P = \frac{2h}{l} \cdot F \quad (8)$$

kuvvetleri belirlenebilmektedir. Her kademedeki kayma, çubukların yüksüz uçlarına tesbit edilmiş 1/100 mm hassasiyetindeki mekanik ölçerler aracılığıyla ölçülmektedir. Bir yük kademesinden bir diğerine bir dakika sürede geçilmekte ve gerekli ölçmelerin yapılabilmesi için her ka-

demede 2 dakika beklenilmektedir. Bu iki dakikalık süre içinde mekanik ölçerlerin göstergeleri sabit bir konum almadıkları takdirde, bekleme sabitleşme gerçekleşinceye kadar uzatılmaktadır.

Belçika standartlarına uygun olarak, aderansı geliştirilmiş çubuklarda 3 mm. lik bir kayma, aderans çözülmesi olarak kabul edilmektedir. Denenen çubukların her iki serbest ucu aynı anda aderans çözülmesi göstermezlerse, ilk çözülen uç kısıkaçlarla tesbit edilmekte ve deneye diğer uç için devam edilmektedir. İki uç arasındaki çözülme farkı genellikle bir yük kademesini aşmamakta ve her iki ucun gösterdikleri τ_{dr} aderans çözümü gerilmesi ortalaması çubuk τ_{dr} gerilmesi olarak alınmaktadır.

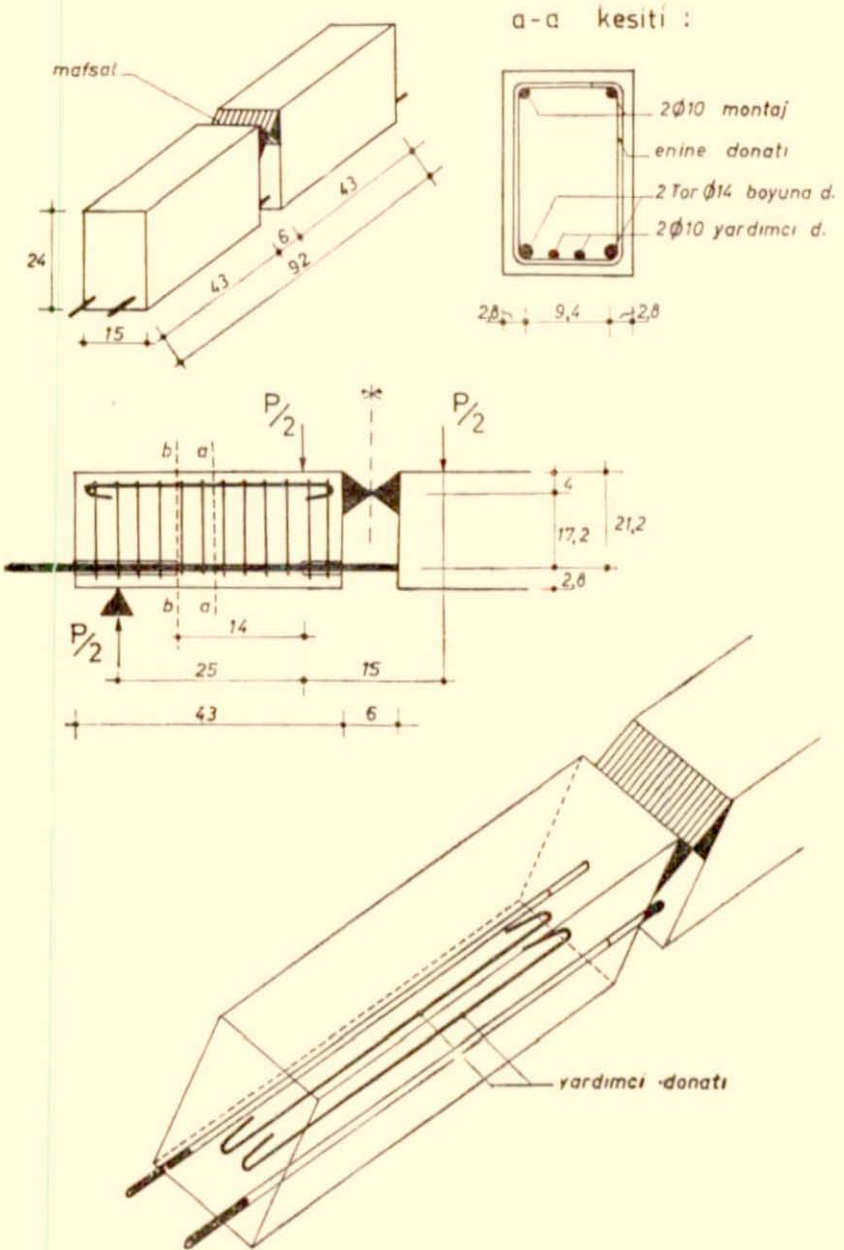
Araştırmada boyuna donatı olarak, kabul edilmiş elastiklik sınırları $\sigma_{0,2}=40-42$ kg/mm² ve kopma dirençleri $\sigma_{ar}\approx 54$ kg/mm² olan nervürlü torçelik çubuklar kullanılmıştır. Kullanılan boyuna donatı çapları $\phi 14$ ve $\phi 20$ dir. Çubuk yüzeylerinin temiz olmasına ve hafif kızıl dereceden ileri bir pas göstermemesine bilhassa dikkat edilmiştir. Enine donatı olarak normal yumuşak betonarme demiri ile boyuna donatıyla aynı özellikleri gösteren nervürlü torçelik kullanılmıştır. Kullanılan enine donatı çapları $\phi 5$, $\phi 6$, $\phi 7$, $\phi 8$, $\phi 9$, $\phi 10$, $\phi 12$ dir.

Araştırmada kullanılan betonun bileşimi ağırlıkça belirlenmiştir. Bir metreküp betonda:

5/15 lik yuvarlak çakıl (Meuse ırmağı)	1300 Kg.
0/2 lik kum (Ren ırmağı)	660 Kg.
P. H. R. Çimento	250 Kg.
Su (E/C=0,66)	162,5 Kg.

bulunmaktadır. Su miktarı üzerinde bir miktar oynayarak değişik beton basınç dirençleri elde edilmiştir. Betonlama sırasında vibratörle sıkıştırma yapılmıştır. Epruvetler betonlandıktan 28 gün sonra denenmiş ve bu süre içinde % 60 nem ve 20°C ısıda muhafaza edilmişlerdir.

l_d kenetleme boyu, Belçika mafsallı giriş deneyleri için 10ϕ ye eşit alınmış ve plastik kılıfların kullanılmasıyla kesin olarak sınırlanmıştır. Donatıyı örten beton kalınlığı C. E. B. normlarına uygundur. Aderans özellikleri ölçülen boyuna donatı, betonlama sırasında yatay konumda ve kalıbın alt seviyesindedir. Deney çubuğu, deney türü dolayısıyla betonun çekme bölgesinde bulunmaktadır. l_d kenetleme boyu, Belçika deneylerinde Q sabit, M değişken; sonradan yapılan normal boyuttaki girişlerde ek-



Şekil 10: Deneylerde kullanılan tip epruvet.

leme deneylerinde ise $Q=0$, M sabit bölgelerinde bulunmaktadır. Kenetleme boyunun mesnetler üzerindeki basınç bölgesinden uzakta bulunmasına dikkat edilmiştir. Kullanılan kalıplar demir saçıdan yapılmış olup elektro-kimyasal etki önlenmiştir.

Normal boyutlardaki kirişlerle yapılan ekleme deneyleri bölüm 2.5'te ayrıntılı olarak ele alınmıştır.

2.3 — Yapılan ilk on deney serisi ve sonuçları:

2.3.0 — Yönlenme deneyleri serisi:

8'i özel türde 12 Belçika deneyini kapsayan bu seride çeşitli türde epruvetler denenmiş ve tip epruvet belirlenmiştir (Şekil 10). Bu epruvetin b-b kesitindeki çekme gerilmelerinin alınabilmesi için yalnız yarım epruvet boyunca uzanan yardımcı donatı konulması gerekmiştir.

2.3.1 — Birinci seri deneyler:

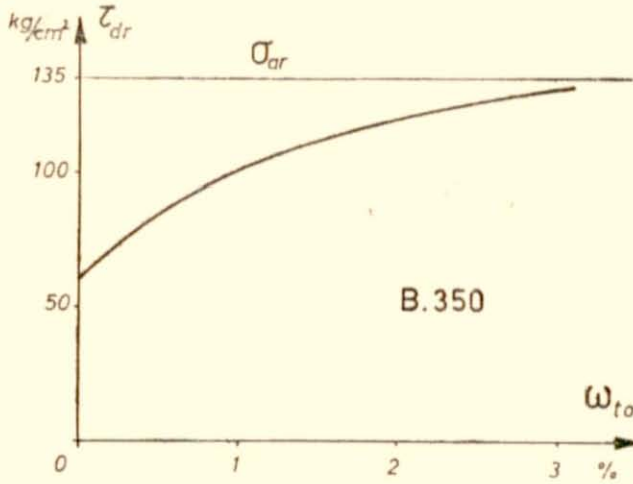
Bu seri 16 sı özel türde olmak üzere 22 Belçika deneyini kapsamaktadır. Enine donatıyı karakterize eden değişken olarak ω_{to} enine donatı oranı alınmıştır (Şekil 4).

$$\omega_{to} = \frac{A_t}{b \cdot t \cdot \sin \alpha} \quad (9)$$

Bu seride enine donatı boyuna donatıya dik konulduğundan $\alpha=90^\circ$ ve $\sin \alpha=1$ dir. Dolayısıyla:

$$\omega_{to} = \frac{A_t}{b \cdot t} = \frac{2 \cdot \frac{\pi \phi_t^2}{4}}{b \cdot t} \quad (10)$$

olur. Bu deney serisi sonunda, τ_{dr} aderans çözümü gerilmesi ve ω_{to} enine donatı oranı arasında bir bağıntı olduğu görülmüştür (Şekil 11). Ancak ϕ_t ve t değerleri üzerinde oynanarak aynı bir ω_{to} yı değişik enine donatı çap ve aralığı ile elde etmek mümkündür. Bu takdirde aynı bir ω_{to} değeri için iki ayrı, ancak birbirine yakın τ_{dr} değeri elde edildiği gözlenmiştir. Bu da ω_{to} nın enine donatının etkisini tamamiyle ifade edemediğini göstermektedir.



Şekil 11: Birinci deney serisi sonuçları.

2.3.2 — İkinci seri deneyler:

İkinci seri 7'si özel türde 13 Belçika deneyini kapsamaktadır. $\alpha = 90^\circ$ = sabit tutulmuştur. $\tau_{dr} - \omega_{to}$ bağıntısı bir önceki serideki gibidir. Her iki seri sonuçlarından hareketle

$$\frac{\tau_{dr(\omega=0)}}{\tau_{dr,standard}} \cong 0,45 \quad (11)$$

$$\frac{\tau_{dr(\omega=1,25)}}{\tau_{dr(\omega=0)}} \cong 2 \quad (12)$$

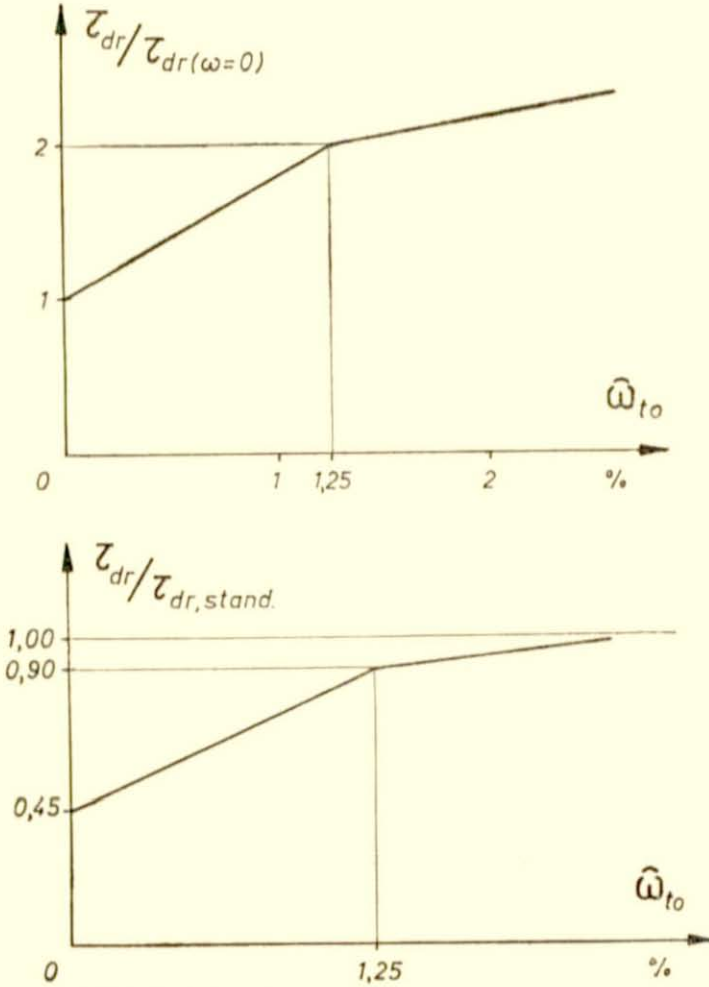
oranları elde edilmiştir (Şekil 12). Burada, $\tau_{dr,standard}$ belirli bir beton direncinde standard Belçika deneyinin verdiği aderans çözümü gerilmesi, $\tau_{dr(\omega=0)}$ aynı betondan yapıli hiç enine donatısı olmıyan epruvetin gösterdiği aderans direnci, $\tau_{dr(\omega=1,25)}$ ise yine aynı betondan yapıli ve % 1,25 enine donatıyı haiz epruvetin gösterdiği çözülme direncidir.

Bu seride yardımcı boyuna donatıdaki gerilme yayılışı da elektriksel deformasyon ölçerler aracılığıyla etüd edilmiş ve bu donatının da yüksek mukavemetli çelikten yapılmasına karar verilmiştir.

2.3.3 — Üçüncü seri deneyler:

Üçüncü seri 36'sı özel türde olmak üzere 44 Belçika deneyini kapsamaktadır. ω_{to} enine donatı oranından bağımsız olarak, ϕ_t enine donatı çapı

ve t enine donatı aralığının rollerini incelemektedir. Boyuna ve enine donatılar arasındaki α açısı yine 90° olarak tutulmuştur. Bu serideki deneyler yeter derecede aydınlatıcı sonuçlar vermemişlerdir. Aynı bir ω_{t0} için çeşitli ϕ_t ve t bileşimleriyle hazırlanan epruvetlerin verdikleri sonuçların ortalama sonuçtan farkı % 10'u aşmamıştır. Bu gözlem, ω_{t0} nın enine donatının etkisini yeter bir yaklaşıklıkla temsil edebileceği şeklinde yorum-



Şekil 12: İkinci deney serisinden elde edilen sonuçlar.

lanmış, ancak ilerde bu konunun yeniden ele alınması da kararlaştırılmıştır. Aynı bir ω_{t0} için, küçük çaplı fakat sık enine donatılı epruvetlerin, bü-

yük çaplı seyrek enine donatılılardan daha yüksek aderans direnci gösterdikleri de gözlenmiştir. Bir önceki seride bulunan (11) ve (12) oranları yeniden elde edilmişlerdir.

2.3.4 — Dördüncü seri deneyler:

Dördüncü seri 18'i özel türde olmak üzere 29 Belçika deneyini kapsamaktadır. Seri, hem araştırmanın başlangıcından sonra ufak bir değişiklik gösteren standard Belçika deneyinin verdiği sonuçların, hem de önceki deney serilerinde elde edilen (11) ve (12) oranlarının kontrolünü ön görmekteydi. Deneyler sonunda, değişikliğin standard Belçika deneyi sonuçlarında hissedilir bir farka sebep olmadığı izlenmiştir. Bu arada gösterdiği sapmanın pek az olması dolayısıyla çubuk çekme emniyet gerilmesine tekabül eden g kaymasının çubuk türlerinin denenmesinde iyi bir kriter olabileceği kanısına da varılmıştır. (11) ve (12) bağıntılarıyla belirli her iki gerilme oranı yeniden elde edilip sınanmışlardır.

2.3.5 — Beşinci seri deneyler:

Beşinci seri 18'i özel türde olmak üzere 22 Belçika deneyini kapsamaktadır. Bu deney serisinde yüksek mukavemetli ve aderansı geliştirilmiş bir enine donatının (nervürlü torçelik, $\sigma_{at 0,2} = 42 \text{ Kg/mm}^2$) etkisi incelenmiştir. Bu tür bir enine donatının kullanılmasıyla aderans direncinde gözlenen küçük artış (ortalama % 7,5), pahalı ve enine donatı olarak işçiliği zor olan bu tür malzemenin kullanılmasını doğrulamamaktadır. Kesme kuvveti yönünden zorlanmadıkça enine donatının normal yumuşak demirle teşkil edilmesi gerektiği kanısına varılmıştır.

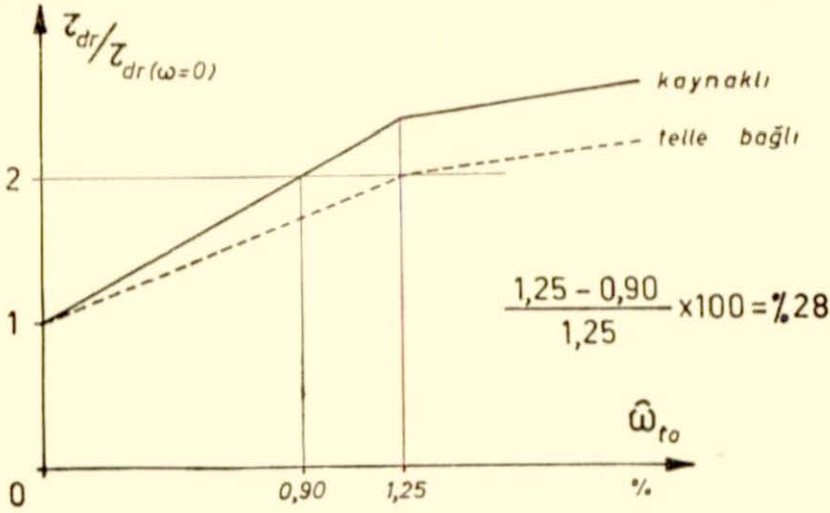
2.3.6 — Altıncı seri deneyler:

Altıncı seri 18'i özel türde olmak üzere 22 Belçika deneyini kapsamaktadır. Bu seride enine donatının boyuna donatıya kaynaklanmış olması durumu incelenmiştir. Deneyler sonunda elde edilen sonuçlar olumludur. Enine donatının boyuna donatıya kaynaklanmasıyla bu sonuncunun aderans direnci, kaynaksız bağlantılarınkine göre en az % 15 (ve ortalama % 25) bir artış göstermektedir. Daha önceki deney serilerinde gözlenen ve (12) bağıntısıyla verilen oran kaynaklı bağlantı durumunda:

$$\frac{\tau_{dr}(\omega=0,90)}{\tau_{dr}(\omega=0)} \cong 2 \quad (13)$$

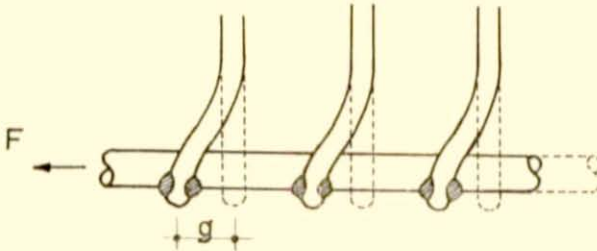
şeklini almaktadır. Bu gözlem ağırlıkça % 28 bir ekonomiye eş düşmek-

tedir (Şekil 13). Kaynaklı bağlantıda aderans çözülmesi, kaynakların (nokta kaynak) atması ile değil enine donatının eğilmesiyle (Şekil 14)



Şekil 13: Kaynaklı bağlantı ile sağlanan ekonomi.

meydana gelmekte, bu sebeple çözülme sırasında beton örtü tabakasında büyük ölçüde çatlaklar gelişmektedir. Bu arada elektrik arkıyla yapılan



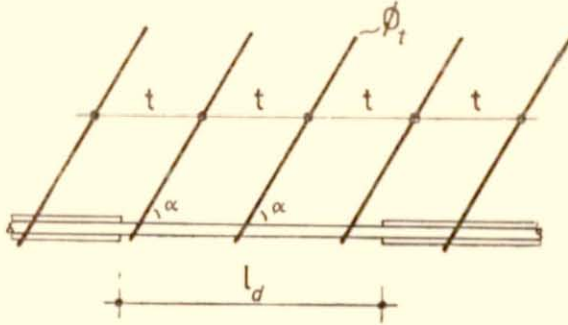
Şekil 14: Kaynaklanmış enine donatı durumunda aderans çözümünde etriyelerin eğilmesi.

kaynağın soğukta işlenerek (burma) direnci arttırılmış bir tür olan nervürlü torçelik boyuna donatısının direncinde, zorların çelik kopma sınırına yaklaşımlarına rağmen, herhangi bir azalma meydana getirmediği de gözlenmiştir.

2.3.7 — Yedinci seri deneyler:

Yedinci seri 18'i özel türde olmak üzere 22 Belçika deneyini kapsamaktadır. Bu seride eğik enine donatı ($\alpha=60^\circ$ ve $\alpha=45^\circ$) durumu ince-

lenmiştir (Şekil 15). Deneyler sonunda eğik enine donatının fissürasyon yönünden çok olumlu sonuçlar verdiği, ancak aderans direnci yönünden

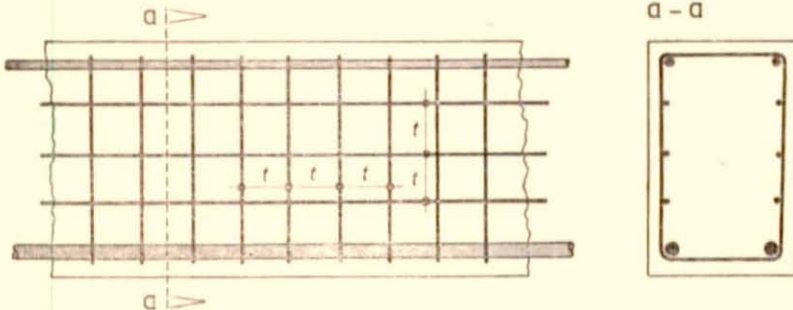


Şekil 15: Eğik enine donatı.

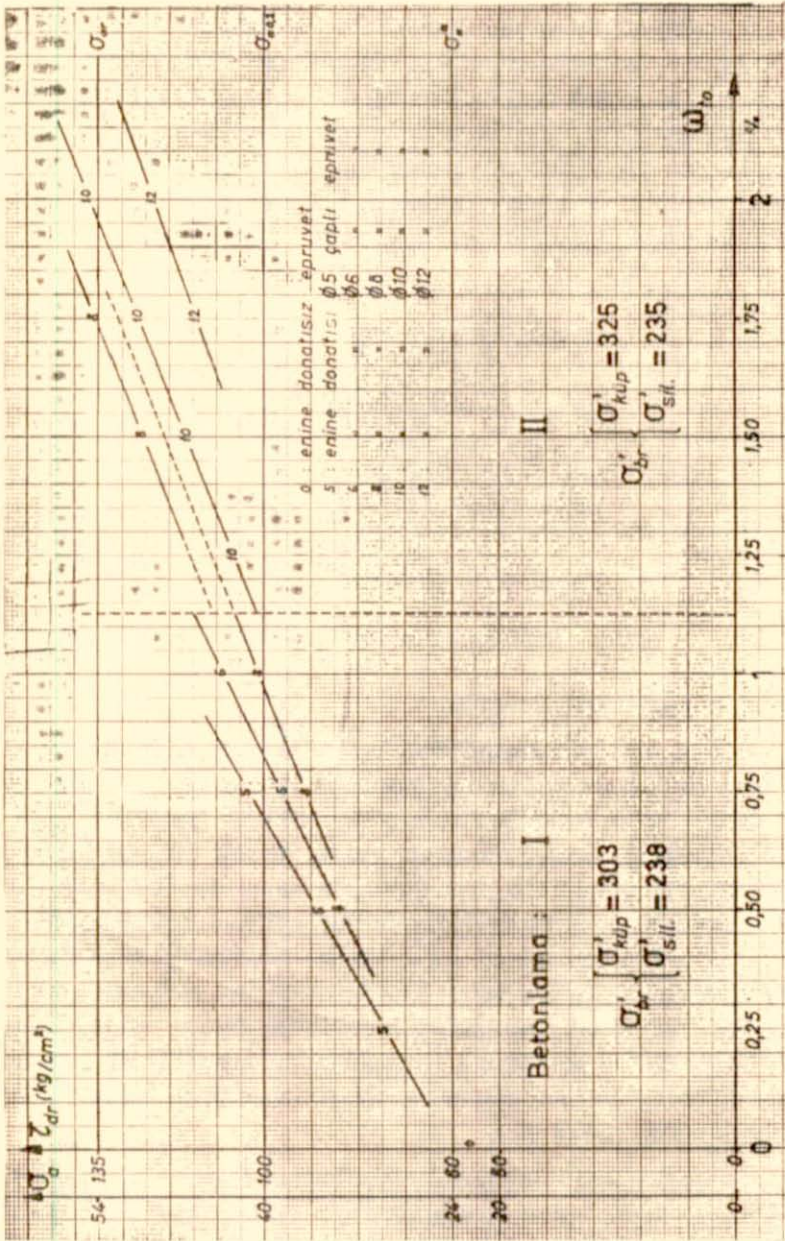
sonuçların aynı olumluluğu gösteremediği gözlenmiştir. Şöyle ki aynı çap ve aralıklı eğik ve düşey enine donatılı epruvetlerin gösterdikleri aderans dirençleri arasındaki fark çok azdır. Sonuç olarak kesme kuvveti veya çatlama durumu (= fissürasyon) yönlerinden bir zorlama yoksa aderans bakımından eğik enine donatı kullanmanın bir yararı olmadığı söylenebilir.

2.3.8 — Sekizinci seri deneyler:

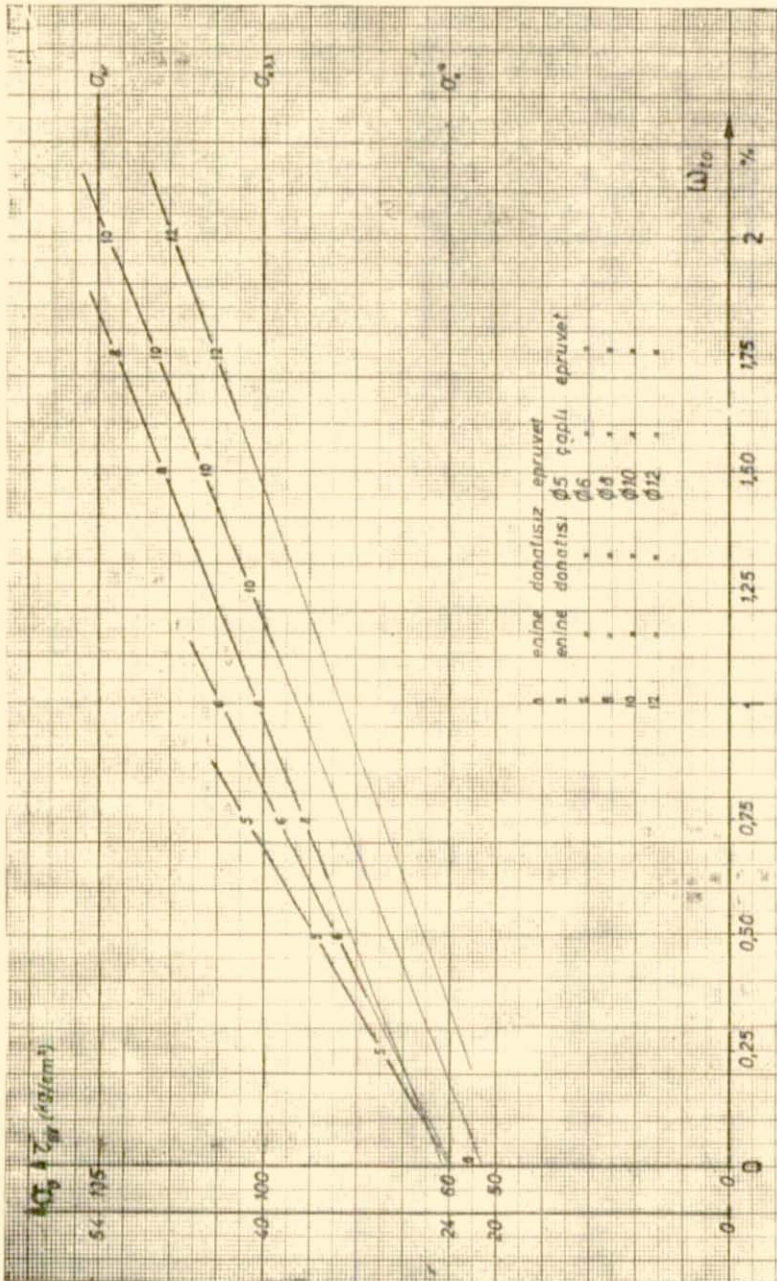
Sekizinci seri 27'si özel türde olmak üzere 33 Belçika deneyini kapsamaktadır. Bu seride bazı Batı Avrupa ülkelerinde yüksek mukavemetli boyuna donatı ile birlikte çok kullanılan karesel ağıl kayma donatısının (Şekil 16) aderans üzerindeki etkisi incelenmiştir. Bu tür kayma donatısı, yüksek mukavemetli çeliklerin işlenmesindeki zorluk karşısında pliye demirlerinden tamamen vazgeçilmesiyle ortaya çıkmakta, rötire ve fissür-



Şekil 16: Karesel ağıl kayma donatısı.



Şekil 18: Dokuzuncu seri deney sonuçları.



Şekil 19: B. 300'e getirilmiş 9. cu seri deney sonuçları.

na ait $\tau_{dr} - \omega_{10}$ doğrularının yaklaşık olarak $\tau_{dr} (\omega=0)$ noktasından geçtiklerine de dikkat edilebilir. Bu gözlemlerden yararlanılan iki ayrı aderans direnci hesaplama metodu bölüm 2.4'te teklif edilmektedir. $\tau_{dr} - \omega_{10}$ bağıntısının doğrusal çıkması P. M. Ferguson ve J. N. Thompson'un gözlemlerine, aynı bir enine donatı çapı kullanılması ve $\alpha=90^\circ$ şartları altında uyumaktadır (Şekil 3). Aynı bir ω_{10} enine donatı yüzdesi için, sık ve küçük çaplı enine donatı, seyrek ve büyük çaplı enine donatıdan daha yüksek τ_{dr} aderans direnci değerlerine götürmektedir. Diğer bir deyimle aynı bir τ_{dr} değerine ulaşmak için kullanılması gerekli ω_{10} enine donatı yüzdesi ϕ_t enine donatı çapı büyüdükçe artmakta ve ekonomik durumdan uzaklaşmaktadır.

Absisler eksenini üzerinde ω_{10} dan başka değişkenler de alarak ilgi çekici gözlemlerde bulunmak mümkündür. Örneğin t enine donatı aralığı absis olarak alınabilir (Şekil 20 ve 21).

Şekil 20, aynı bir ϕ_t enine donatı çapını haiz deneysel noktaları birleştiren eğriler ailesini göstermektedir. Genel gidisleri, asymptotlarından biri ordoneler eksenini, diğeri ise enine donatısız epruvetin verdiği deneysel noktadan geçen yatay doğru olan ikizkenar hiperbolları andıran bu eğriler aşağıdaki gözlemleri mümkün kılmaktadırlar:

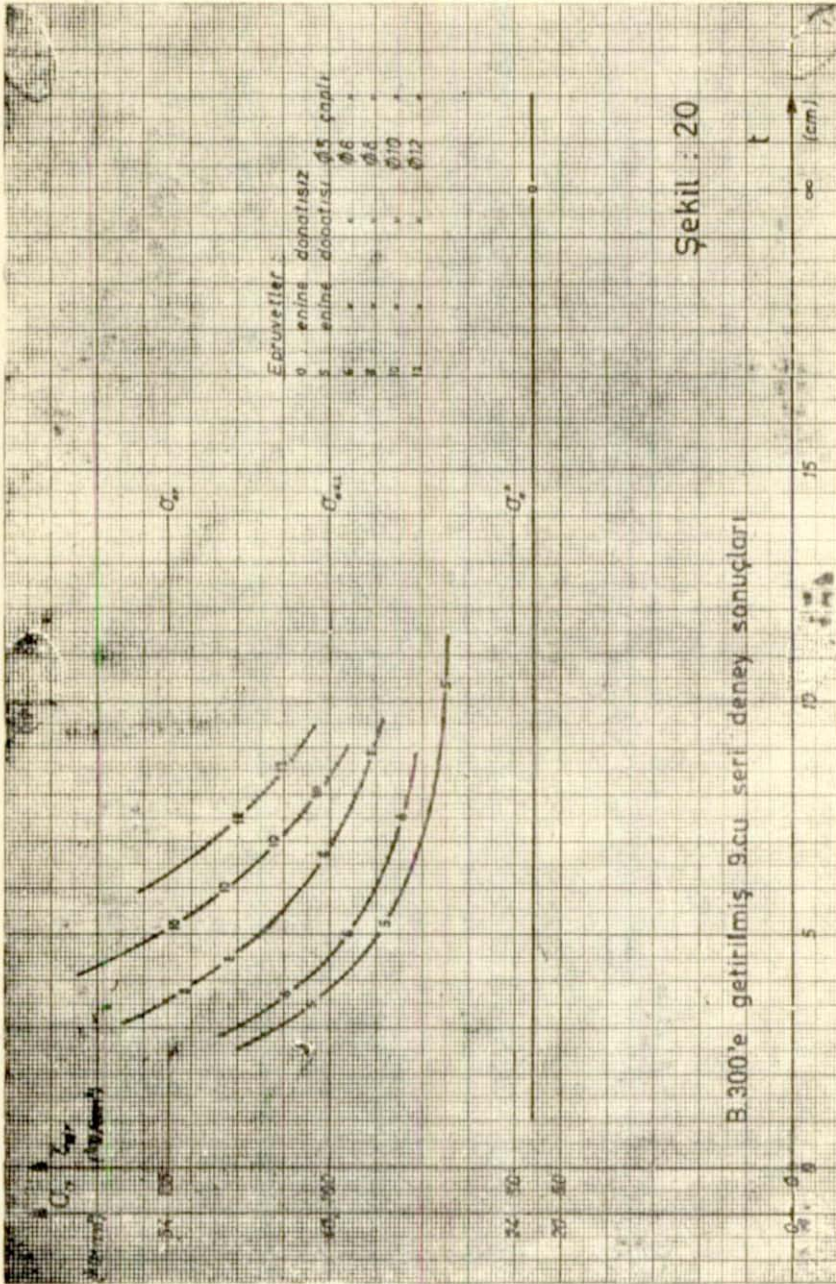
a — Verilen bir t için, ϕ_t enine donatı çapı büyüdükçe erişilen τ_{dr} aderans direnci değeri artmaktadır.

b — Değişik ϕ_t enine donatı çapları için τ_{dr} değerinde gözlenen bu farklar t değeri arttıkça azalmakta ve t 'nin belirli bir sınır değerinden sonra hiçleşmektedir. Bu deney serisinin verdiği sonuçlara göre $t_{max} \leq 15$ cm. olmalıdır. Öte yandan $t < 6$ cm. için farklar önemli ölçüde artmaktadırlar.

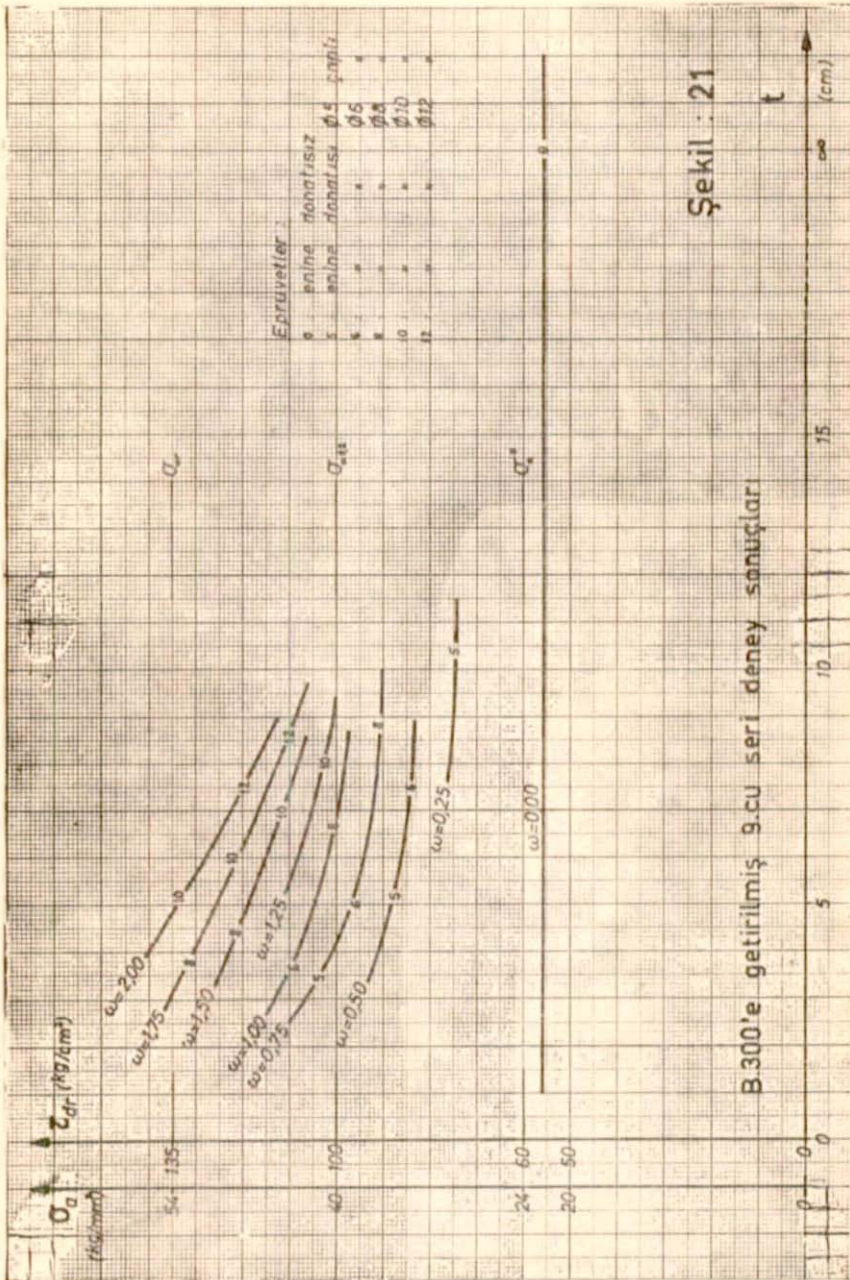
Şekil 21, aynı bir ω_{10} enine donatı yüzdesini haiz deneysel noktaları birleştiren eğriler ailesini göstermektedir. Burada aşağıda belirtilen özellikler gözlenebilir:

a — Eğriler, ω_{10} ın küçük değerleri için yatay bir gidişe sahiptirler ve ω_{10} arttıkça yataydan uzaklaşmaktadırlar. Bu da ω_{10} ın değerce büyüdükçe, farklı ϕ_t ve t lerin etkisini belirtmekten uzaklaştığını göstermektedir. Bu gözlemi Şekil 19'daki birbirinden gittikçe uzaklaşan doğrular demeti gözlemine bağlamak mümkündür.

b — Verilen bir ω_{10} yüzdesi için, bilhassa bu ω_{10} değerce büyükse (deney serisinin şartları altında $\omega_{10} \geq \% 1,00$ için), enine donatı ne kadar sıkça ulaşılacak τ_{dr} aderans direnci o kadar yüksek olmaktadır.



Şekil 20: B. 300'e getirilmiş 9. cu seri deney sonuçları.



Şekil 21: B. 300'e getirilmiş 9. cu seri deney sonuçları.

Bütün bu gözlemler aşağıda özetlenen sonuçlara götürmektedir.

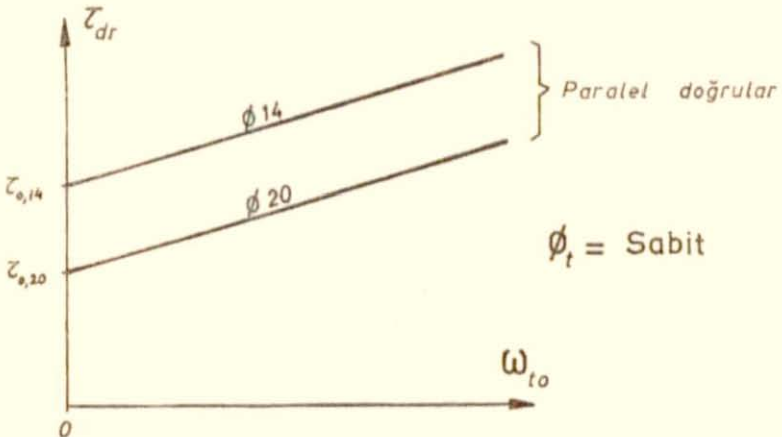
a — t enine donatı aralığı aderans direncini negatif yönde etkilemektedir. Ayrıca t için öyle bir üst sınır da belirlenebilir ki bunun üstündeki t değerleri için ϕ_t veya ω_{10} gibi değişkenleri arttırmak bir yarar sağlamıyacaktır.

b — ϕ_t enine donatı çapının etkisi pozitif olmakla birlikte, t nin etkisi kadar kuvvetli değildir. Bunun sebebi olarak kullanılan enine donatı çapının sınırlı değerler içinde kalması gösterilebilir.

c — ω_{10} enine donatı yüzdesi, ϕ_t ve t değişkenlerinin karma etkisini bilhassa küçük ω_{10} değerleri için yeter bir yakınlıkla temsil edebilmektedir. Büyük ω_{10} değerleri için ise bir düzeltme yapılması gereklidir.

2.3.10 — Onuncu seri deneyler:

Onuncu seri 27'si özel türde olmak üzere 33 Belçika deneyini kapsamaktadır. Bu seride ϕ boyuna donatı çapının değişimi konusu incelenmiştir. Bu amaçla $\phi 14$ ve $\phi 20$ lik boyuna donatılar kıyaslanmıştır ($\phi 20$ nin enkesiti $\phi 14$ ünkünün iki katıdır). Deneyler sonunda, aynı bir ϕ_t enine donatı çapı için $\phi 20$ ve $\phi 14$ lük boyuna donatıların verdikleri diyagramların paralel oldukları görülmüştür (Şekil 23). Buna göre ϕ nin değişmesi yalnız $\tau_{dr} (\omega=0)$ değerine tesir etmekte enine donatı yüzdesinin artmasıyla meydana gelen aderans direnci artışı aynı kalmaktadır.



Şekil 23: Boyuna donatı çapının etkisi.

2.4 — Deneylerden çıkarılan hesap metodları:

Dokuzuncu deney serisi sonuçlarının düzenli yayılışları (Şekil 18, 19, 20, 21 ve 22), τ_{dr} aderans çözümü sınır-gerilmesini matematik formüllere bağlamanın mümkün olabileceği kanısını vermiştir. Bu gözleminden hareketle yapılan ilk on deney serisinin sonuçlarına dayanan iki hesap yolu çıkarılmıştır.

2.4.1 — Birinci hesap yolu:

Birinci hesap yolu doğrudan doğruya deney sonuçlarına dayanmaktadır. Bu hesap metodunun çıkarılışı takip eden alt-bölümlerde adım adım verilmektedir.

2.4.1.1 — Dokuzuncu deney serisi sonuçlarının matematik incelenmesi:

İlk olarak, yalnız dokuzuncu deney serisi sonuçlarına uygulanabilecek bir aderans direnci hesaplama kuralı tasarlanmıştır. Enine donatının τ_{dr} aderans direncini arttırdığı deneylerden gözlemlendiğine göre genel formülün

$$\tau_{dr} = \tau_{dr(\omega=0)} + \Delta\tau_{dr} \quad (14)$$

şeklinde olması gerekir. Burada, $\tau_{dr(\omega=0)}$ aynı dış şartlar altında enine donatısız epruvetin aderans direncini, $\Delta\tau_{dr}$ ise enine donatıyla ilgili çeşitli değişkenlerin bir fonksiyonu olmak üzere enine donatının aderans direncinde meydana getirdiği artışı ifade etmektedirler. Buna göre genel olarak,

$$\Delta\tau_{dr} = f(\phi, t, \alpha, \dots) \quad (15)$$

yazılabilir. Dokuzuncu deney serisinde $\phi = 14$ mm. (nervürlü tor), $l_d = 10\phi = 14$ cm., $\sigma'_{br} \approx 300$ kg/cm² ve $\alpha = 90^\circ$ olup sabittirler; dolayısıyla $\Delta\tau_{dr}$ yalnız ϕ enine donatı çapı ile t enine donatı aralığına bağlıdır. Bu durumda (15) bağıntısı

$$\Delta\tau_{dr} = f(\phi, t) \quad (16)$$

şeklini alır. Diğer bütün değişkenlerin sabit olmasından ötürü $\tau_{dr(\omega=0)}$ terimi için de

$$\tau_{dr(\omega=0)} = 56 \text{ kg/cm}^2 = St_- \quad (17)$$

değeri alınabilir (Şekil 18). Enine donatının getirdiği artışı ifade eden $\Delta\tau_{dr}$ fonksiyonunun da

$$\Delta\tau_{dr} = k \cdot \phi_t^n \cdot t^m \quad (18)$$

$$\Delta\tau_{dr} = k_1 \cdot \phi_t^n + k_2 \cdot t^m \quad (19)$$

$$\Delta\tau_{dr} = k_1 \cdot \phi_t^n + k_{1,2} \cdot \phi_t^p \cdot t^r + k_2 \cdot t^m \quad (20)$$

bağıntılarından biri ile ifade edilebileceği düşünülebilir. Deney sonuçları ϕ_t ve t değişkenlerinin etkilerinin karmaşık olduğunu gösterdiğinden ve aynı zamanda basitliğinden ötürü, $\Delta\tau_{dr}$ fonksiyonu için ilk olarak (18) bağıntısıyla verilen şekil benimsenebilir. Dokuzuncu deney serisi sonuçlarından bazı epruvetlerin farklı enine donatı yüzdelere sahip olmalarına rağmen hemen hemen aynı τ_{dr} aderans direncini verdikleri gözlenmektedir. Örneğin:

$$(\phi_t/t = 8/4,45) \text{ için } = 121,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\text{ » } = 10/6,0) \text{ » } = 122,5 \text{ »}$$

$$(\text{ » } = 12/7,5) \text{ » } = 119,5 \text{ »}$$

ve

$$(\phi_t/t = 5/3,5) \text{ için } = 104,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\text{ » } = 10/8,9) \text{ » } = 102,5 \text{ »}$$

değerlerini almaktadır. Bu eşitliklerden n ve m üslerinin oranları bulunabilir.

$$\frac{\tau_{dr} - \tau_{dr} (\omega=0)}{k} = St = \phi_t^n \cdot t^m \quad (21)$$

Örnek olarak yukarıda verilen sonuçlardan ikisini (21) bağıntısında yerine koyarak

$$8^n \cdot 4,45^m = 12^n \cdot 7,5^m = St \quad (22)$$

ve bu bağıntıyı çözerek

$$n = -1,29 m. \text{ veya } n/m = -1,29 \quad (23)$$

bulunur. Aynı işlem diğer deney sonuçları üzerinde de tekrarlanarak n/m oranı için

$$n/m = -1,25 \quad (24)$$

ortalama değeri bulunmuştur. Deney sonuçları, t nin aderans direnci üzerinde negatif yönde etkidiğini önceden belirttiklerinden (—) işaretinin şaşırtıcı bir yanı yoktur: t paydada bulunacaktır.

Hesabın ilerlemesini kolaylaştırmak amacıyla $m = -1$ değeri kabul edilirse $n = 1,25$ olur. Bu durumda (18) bağıntısı

$$\Delta\tau_{dr} = k \frac{\phi_t^{1,25}}{t} \quad (25)$$

şeklini alır. Tabii bütün bu kabullerin sonradan deney sonuçlarıyla sınanması gerekmektedir. Yine deney sonuçlarına dayanarak k katsayısı için de

$$k = 22 \quad (26)$$

ortalama değeri bulunmuştur. Dolayısıyla, dokuzuncu deney serisi için (18) bağıntısı

$$\Delta\tau_{dr} = 22 \cdot \frac{\phi_t^{1,25}}{t} \quad (27)$$

şeklini ve (14) bağıntısından geliştirilmiş

$$\tau_{dr} = \tau_{dr} (\omega=0) + k \cdot \frac{\phi_t^n}{t^m} \quad (28)$$

genel formülü

$$\tau_{dr} = 56 + 22 \cdot \frac{\phi_t^{1,25}}{t} \quad (29)$$

Tablo 1: (29) bağıntısının sınanması:

ω_{to} (%)	ϕ_t/t (mm/cm)	$\tau_{dr, hesap}$ (kg/cm ²)	$\tau_{dr, deney}$ (kg/cm ²)	$\tau_{fark} = \tau_{hesap} - \tau_{den.}$ (kg/cm ²)	$\tau_{fark}/\tau_{den.}$ (%)
0,00	0/ —	56	56	0	0
0,25	$\phi 5/10,4$	71,8	75	—3,2	—4,27
0,50	$\phi 5/ 5,2$	87,7	88	—0,3	—0,34
»	$\phi 6/ 7,5$	83,5	84,5	—1,0	—1,18
0,75	$\phi 5/ 3,5$	103,0	104	—1,0	—0,96
»	$\phi 6/ 5,0$	97,2	96	1,2	1,25
»	$\phi 8/ 8,9$	89,4	91	—1,6	—1,71
1,00	$\phi 6/ 3,7$	111,7	109,3	2,4	2,20
»	$\phi 8/ 6,7$	100,3	101	—0,7	—0,69
1,25	$\phi 10/ 8,0$	105,0	102,5	2,5	2,44
1,50	$\phi 8/ 4,45$	122,7	121,5	1,2	0,99
»	$\phi 10/ 7,0$	112,0	112	0	0
1,75	$\phi 8/ 3,8$	134,1	131,5	2,6	1,98
»	$\phi 10/ 6,0$	121,2	122,5	—1,3	—1,06
»	$\phi 12/ 8,6$	113,0	110	3,0	2,73
2,00	$\phi 10/ 5,2$	131,3	133,5	—2,2	—1,65
»	$\phi 12/ 7,5$	121,4	119,5	1,9	1,59

özel şeklini alırlar. (29) bağıntısının dokuzuncu deney serisi sonuçlarından yararlanılarak sınanması Tablo 1'de özetlenmiştir. Tablodan, hesaplanmış ve deneysel olarak bulunmuş τ_{dr} değerleri arasındaki maksimum sapmanın 75 kg/cm^2 için $-3,2 \text{ kg/cm}^2$, yani $\% -4,27$ olduğu görülmektedir. Böyle bir sonuç yeterli olarak nitelenebilir.

2.4.1.2 — İlk dokuz deney serisinden elde edilen deneysel sonuçların matematik yönden incelenmesi:

(28) genel bağıntısının bütün deney sonuçlarına uygulanabilmesi için $\tau_{dr} (\omega=0)$, k , n , m değerlerinin her durumda belirlenmesi gerekir. Bu amaçla dokuzuncu seri sonuna kadar yapılan bütün deneylerin sonuçları yeniden ele alınarak incelenmiştir. Eldeki deney sonuçlarından yararlanarak çizilen çeşitli diyagramlar ve yapılan ardışık yaklaşımlar sonunda:

a — $\tau_{dr} (\omega=0)$ enine donatısız aderans çözümü gerilmesinin, deney şartları altında, σ'_{br} beton basınç direncine logaritmik olarak bağlı olduğu (Şekil 24),

b — k katsayısının beton basınç direncinden bağımsız olduğu ve değerinin yalnız enine donatının boyuna donatıyı kestiği α açısıyla değiştiği,

c — n üstel katsayısının beton direncine bağlı, fakat α açısından bağımsız olduğu (Şekil 25),

d — m üstel katsayısı değerinin bire yakın olduğu, anlaşılmıştır. Bulunan sonuçlar

$$\tau_{dr} = \tau_{dr(\omega=0)} + k \cdot \frac{\phi_t^n}{t^m} \quad (28)$$

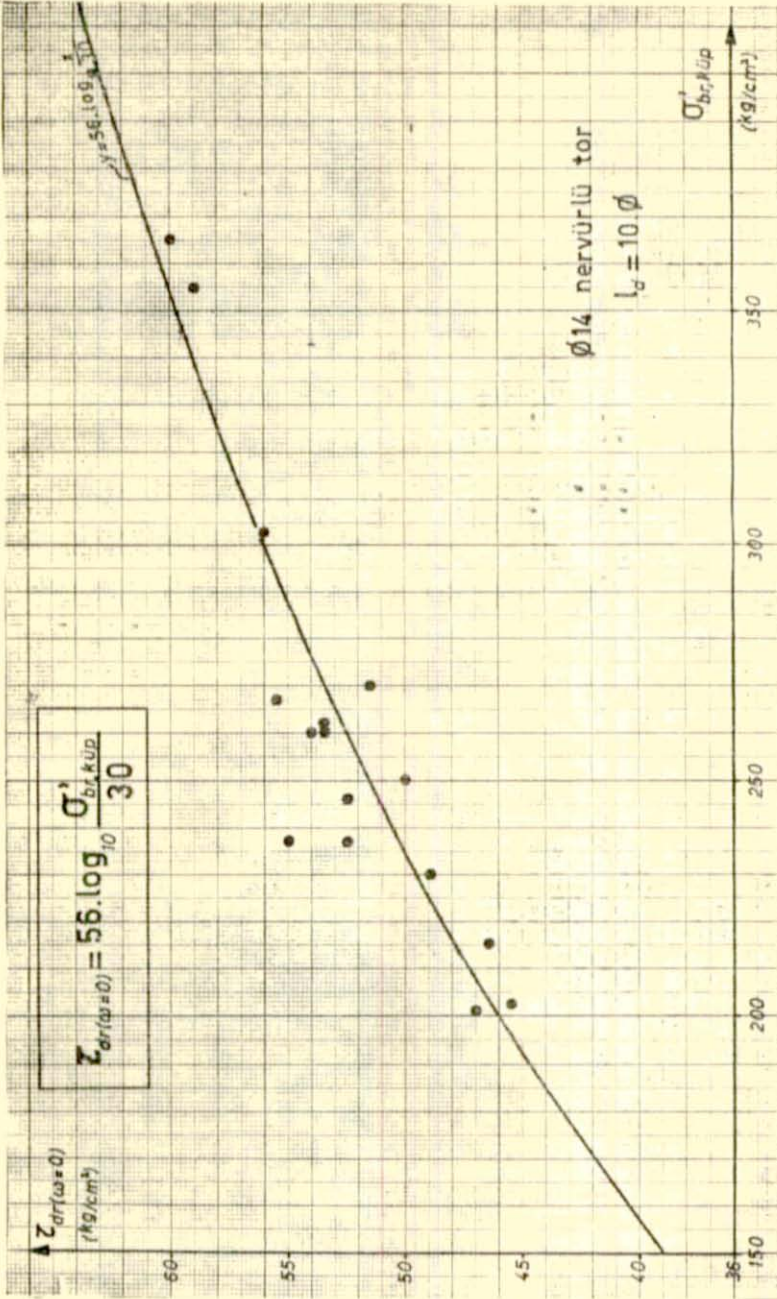
$$\tau_{dr(\omega=0)} = 56 \cdot \log_{10} \frac{\sigma'_{br, k\bar{u}p}}{30} \quad (30)$$

$$n = (0,90 + 0,001 \sigma'_{br, k\bar{u}p})m \quad (31)$$

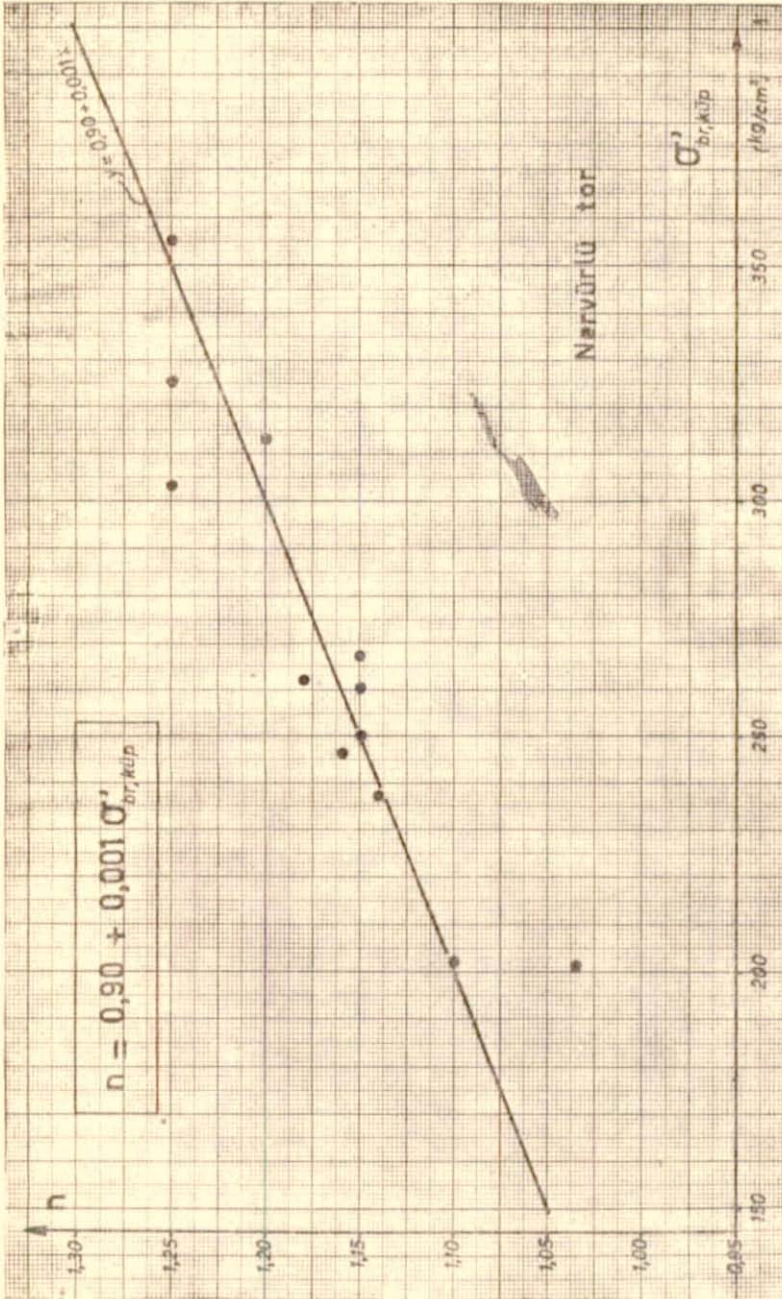
$$k = \begin{cases} 22 & ; \alpha=90^\circ \text{ için (dik enine donatı)} \\ 23,5 & ; \alpha=60^\circ \text{ » } \\ 26,5 & ; \alpha=45^\circ \text{ » } \end{cases} \quad (\text{eğik enine donatı}) \quad (32)$$

$$m \approx 1,00 \quad (33)$$

şeklinde özetlenebilir. Bu bağıntılarda $\sigma'_{br, k\bar{u}p}$, önceden belirlenen şartlar-



Şekil 24: Deneysel $\tau_{dr}(\omega=0) = f(\sigma'_{br})$ eğrisi.



Şekil 25: Deneysel bağıntı: $n = f(\sigma'_{br})$

da muhafaza edilmiş $20 \times 20 \times 20$ boyutundaki beton küplerin 28 günlük basınç direncidir. Bu formüllerin kaynakla bağlanmış enine donatıyı kapsamadığına burada işaret etmek gerekir.

(28), (30), (31), (32) bağıntıları bir elektronik hesap makinası yardımıyla 17'si enine donatısız olan ve özellikleri Ek 2, Tablo I'de verilen 155 epruvetin verilerine uygulanmış ve m katsayısı için 0,95 - 0,98 - 1,00 - 1,05 - 1,10 değerleri denenmiştir. Bu şekilde m katsayısının herbir değeri için 155 epruvete ait aderans sınır-gerilmeleri hesaplanmış ($\tau_{dr, hesap}$) ve deneysel sonuçlarla ($\tau_{dr, deney}$) birlikte 155 çift $\tau_{dr, hesap} - \tau_{dr, deney}$ değeri elde edilmiştir. Yine elektronik hesap makinası yardımıyla, m katsayısının herbir değeri için

$$\begin{aligned} Y_i &= \tau_{dr, deney} & X_i &= \tau_{dr, hesap} \\ (i &= 1, 2, 3, \dots, 155 & N &= 155) \end{aligned} \quad (34)$$

olduğuna göre aşağıda ana bağıntıları belirtilen hesaplar yapılmıştır.

a) Z_{yi} ve Z_{xi} rölatif sapmalarının hesabı (%):

$$Z_{yi} = \frac{X_i - Y_i}{Y_i} \cdot 100 \quad (35)$$

$$Z_{xi} = \frac{Y_i - X_i}{X_i} \cdot 100 \quad (36)$$

b) Ortalama aritmetik rölatif sapmaların hesabı (%):

$$\bar{Z}_y = \frac{\sum_{i=1}^N Z_{yi}}{N} \quad (37)$$

$$\bar{Z}_x = \frac{\sum_{i=1}^N Z_{xi}}{N} \quad (38)$$

c) Ortalama kuadratik rölatif sapmaların hesabı (%):

$$s_{zy} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (Z_{yi} - \bar{Z}_y)^2}{N - 1}} \quad (39)$$

$$s_{zs} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (Z_{si} - \bar{Z}_s)^2}{N-1}} \quad (40)$$

d) Dağılım merkezi koordinatları hesabı:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^N X_i}{N} \quad (41)$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum_{i=1}^N Y_i}{N} \quad (42)$$

e) Regressiyon doğruları katsayılarının hesabı:

$$Y = m_1 X + b_1 \quad (43)$$

$$m_1 = \frac{\sum X_i Y_i - \frac{\sum X_i \cdot \sum Y_i}{N}}{\sum X_i^2 - \frac{(\sum X_i)^2}{N}} \quad (44)$$

$$b_1 = \bar{Y} - m_1 \cdot \bar{X} \quad (45)$$

$$X = m_2 \cdot Y + b_2 \quad (46)$$

$$m_2 = \frac{\sum X_i Y_i - \frac{\sum X_i \cdot \sum Y_i}{N}}{\sum Y_i^2 - \frac{(\sum Y_i)^2}{N}} \quad (47)$$

$$b_2 = \bar{X} - m_2 \cdot \bar{Y} \quad (48)$$

f) Bravais-Pearson korelasyon katsayısının hesabı:

$$r = \frac{\sum (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{\sqrt{\sum (X_i - \bar{X})^2 \cdot \sum (Y_i - \bar{Y})^2}} = \sqrt{m_1 \cdot m_2} \quad (49)$$

Bu hesaplar sonunda m değerinin 1,00 olarak alınmasına kesin karar verilmiştir. Gerçekte 0,98 değeri en iyi sonuçları vermekte ise de, $m=1,00$ yerine kullanılmasından ileri gelen farklar çok küçüktür. Bilhassa elek-

tronik hesap makinası kullanılmaksızın yapılacak hesaplarda seçilen $m = 1,00$ değerinin getireceği sadelik gözönünde tutulmuştur.

$m = 1,00$ için aşağıda verilen sonuçlar elde edilmiştir:

Ortalama aritmetik rölatif sapmalar:

$$\overline{Z}_y = \% -0,215 \quad \overline{Z}_x = \% 0,545$$

Ortalama kuadratik rölatif sapmalar:

$$s_{xy} = \% 5,781 \quad s_{zx} = \% 5,748$$

Dağılım merkezi koordinatları:

$$\overline{X} = 93,827 \text{ kg/cm}^2 \quad \overline{Y} = 94,273 \text{ kg/cm}^2$$

Regressiyon doğruları:

$$Y = 0,991 X + 1,325 \quad X = 0,941 Y + 5,070$$

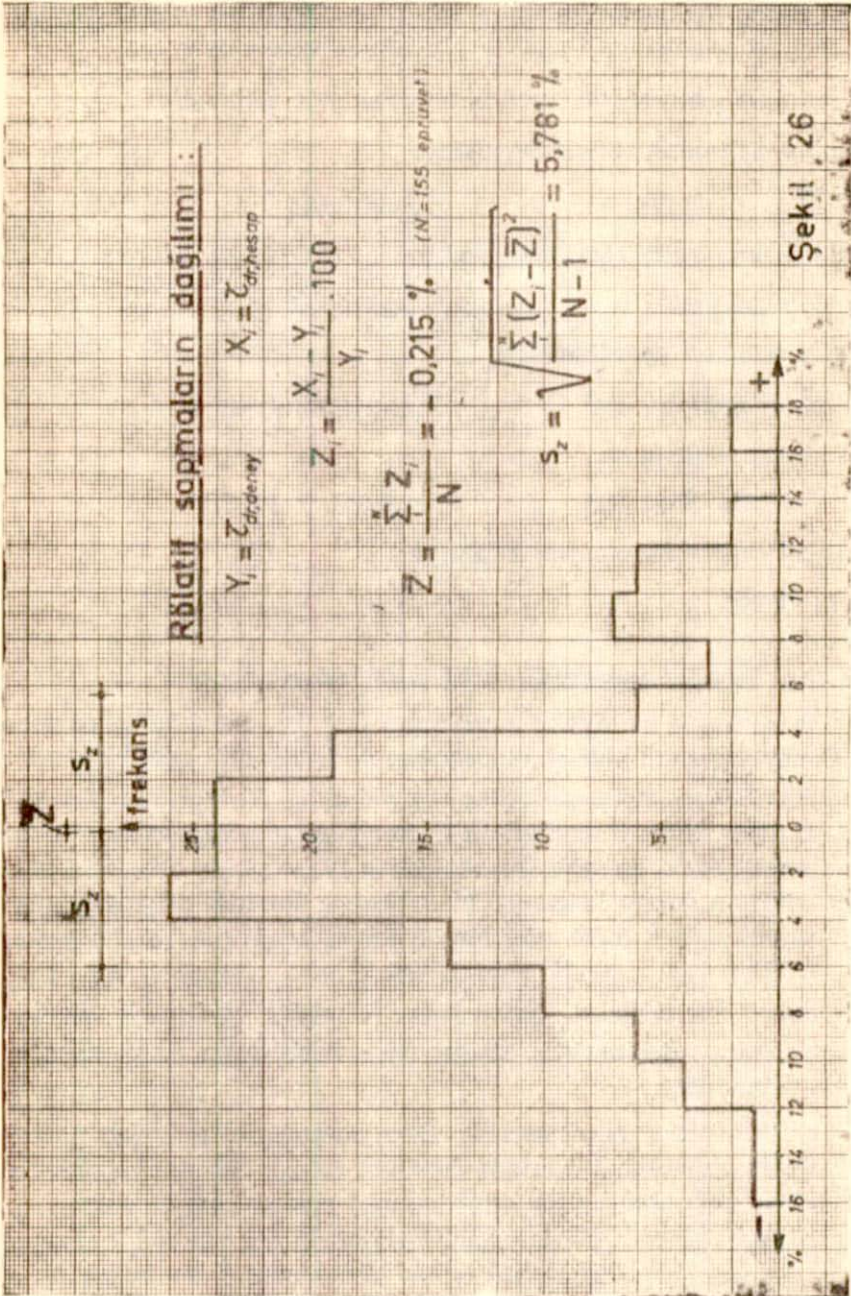
Bravais-Pearson korelasyon katsayısı:

$$r = 0,966$$

2.4.1.3 — Yapılan matematik analizin değerlendirilmesi:

155 epruvete ait rölatif sapmaların dağılımı Şekil 26'da görülmektedir. Deney sayısının yüksek olmasından da beklendiği gibi meydana gelen histogram Gauss-Laplace eğrisine çok yakındır. Histogramın $\overline{Z}_y = \% -0,215$ merkezi diyagramın 0 merkezi ile hemen hemen çakışmaktadır ki bu durum formüllerdeki katsayıların seçiminin iyi yapılmış olduğunu gösterir. Beton gibi son derece heterojen bir malzeme üzerinde çalışıldığı gözönünde tutulursa $s_{xy} = \% 5,781$ gibi bir ortalama kuadratik rölatif sapma değerinin iyi bir sonuç olduğu söylenebilir. $\overline{Z}_x$ ve s_{zx} ortalama rölatif sapmaları daha az önemlidirler. Çünkü gaye, formüller yardımıyla deneysel sonuçları tahmin edebilmektir. Esasen bu son iki değer de $\overline{Z}_y$ ve s_{xy} 'ye son derece yakındırlar.

Şekil 27, 155 epruvetten elde edilen sonuçların tamamını göstermektedir. Ordinatlarda eksen üzerinde deneysel $\tau_{dr, deney}$ değerleri absisler ekseninde de (28), (30), (31), (32) bağıntılarından hesaplanmış $\tau_{dr, hesap}$ değerleri taşınmışlardır. Böylece şekil üzerindeki her nokta bir epruvete ait $\tau_{dr, deney} - \tau_{dr, hesap}$ çifte değerlerini temsil etmektedir. Eğer bağıntılar çeşitli değişkenlerin etkisini % 100 ifade edebilse ve malzemenin heterojenliğinden ileri gelen dağılıma olmasa, bütün bu noktalar $Y = X$ açı-ortayı üzerin-



Şekil 26: Rölatif sapmaların dağılımı

de sıralanmış olurlardı. Noktaların konumu tabii ki böyle değildir, ancak aç-ı-ortaydan pek fazla uzaklaşmadıkları da gözlenmekte ve teşkil ettikleri bulut ince uzun şekliyle kuvvetli bir korelasyonu haber vermektedir.

Dağılıma merkezinin koordinatları $\bar{X}=93,827$ ve $\bar{Y}=94,273$ kg/cm² olarak hesaplanmıştır. İki koordinat arasındaki farkın 0,446 kg/cm² veya % 0,48 gibi küçük bir miktar olması dolayısıyla dağılım merkezi $Y=X$ aç-ı-ortayının pek yakınındadır.

Regressiyon doğrularının denklemleri:

$$Y=0,991X+1,325 \quad (50)$$

$$X=0,941Y+5,070 \quad (51)$$

olup her ikisi de $Y=X$ aç-ı-ortayına son derece yakındırlar. Bunlardan Y' X' 'in fonksiyonu olarak veren ve formüller yardımıyla deneysel gerçeklere gidilmesini sağladığı için daha önemli olan birincisi hemen hemen aç-ı-ortayla çakışmaktadır ki bu çok iyi bir sonuçtur. Öte yandan marjinal dağılımların sapmaları:

$$s_x^2 = \frac{\Sigma(X_i - \bar{X})^2}{N-1} = 413,92745 \quad (52)$$

ve

$$s_y^2 = \frac{\Sigma(Y_i - \bar{Y})^2}{N-1} = 435,53577 \quad (53)$$

dir. Bu kalıcı sapma için:

$$s_{y_x}^2 = \frac{N-1}{N-2} \cdot (s_y^2 - m_1^2 \cdot s_x^2) = 29,51143 \quad (54)$$

değerini verir. Regressiyon doğrusuna göre tip şaşma, yani X_j verilmiş değerine tekabül eden Y_j değerinin tahminindeki tip şaşma:

$$s' = \sqrt{\frac{s_{y_x}^2}{N-2} \cdot \left[1 + \frac{(X_i - \bar{X})^2}{s_x^2} + N \right]} \quad (55)$$

formülüyle belirlidir.

Güven aralığı (50) ve (55) bağıntılarından hareketle bulunabilir. X' 'in X_j gibi belirli bir değeri için (50) bağıntısı Y' 'nin beklenebilecek ortalama değeri olan Y_j' 'yi, yani matematikçe ümit edilen Y' 'yi verir. (55) bağıntısı k gibi bir katsayı ile çarpıldığında, Y_j matematik ümidinin her iki yanında uzanan güven aralığını tayin eden s' değerini vermektedir.

Matematik ümit $Y_j=f(X_j)$ olarak ifade edilirse güven aralığı için

$$\text{üst sınır} = Y_j + ks' \quad (56)$$

$$\text{alt sınır} = Y_j - ks' \quad (57)$$

olur. k değeri eldeki çiftte $\tau_{dr,deney} - \tau_{dr,hesap}$ değerlerinin sayısına ve istenilen güvenlik derecesine, yani Y 'nin deneysel değerinin böylece inşa edilen güven aralığında bulunma ihtimaline, bağlıdır. k katsayısının sayısal değerini bulmak için prensip olarak t (veya Student) dağılımına bakmak gerekir. Ancak N çok büyük bir sayı ise ($N > 100$) normal dağılıma müracaat etmek yeterlidir. Bu takdirde k yalnız istenilen güvenlik derecesine bağlı olur. Çalışmanın bu ilk bölümünde dahi $N=155$ olduğundan normal dağılımdan faydalanmak mümkün olmuş ve seçilen % 5 ihtimal derecesi için $k=1,96$ değerini almıştır.

Güven aralığının inşaaası nokta ve nokta yapılmış ve bu aralığı sınırlayan üst ve alt sınır eğrileri Şekil 27 üzerinde (Ü. S. % 5) ve (A. S. % 5) notasyonları ile gösterilmişlerdir. Gözlenebileceği gibi 155 noktadan yalnız 9'u bu sınırların dışında kalmaktadır. Bu % 5,80 $\cong$ % 5'e tekabül eder. Ayrıca sınırların dışında kalan noktalar da bu sınırların pek yakınındadırlar. Bütün bu gözlemler normal dağılım hipotezini doğrulamaktadırlar. Öte yandan (Ü. S. % 5) ve (A. S. % 5) eğrilerinin birer doğruya son derece yakın oldukları da gözlenebilir. Bu da X_j değeri ne olursa olsun güven aralığının pratik olarak daima aynı kaldığını göstermektedir. İki regresyon doğrusu aralarında 2° lik, dolayısıyla 0° ye son derece yakın bir açı meydana getirmekte ve böylece kuvvetli bir korelasyonu ifade etmektedir.

Bravais-Pearson korelasyon katsayısı $r=0,966$ değerindedir. Worthing ve Geffner («Treatment of experimental data») gibi bazı yazarlar korelasyon katsayısını takip eden şekilde açıklamaktadırlar. Eğer k , X ve Y nin ortak değişkenlerinin sayısı olmak üzere, $Y_j + k$ sayıda birbirinden bağımsız değişkenin lineer bir fonksiyonu ve $X_i + k$ sayıda bağımsız değişkenin lineer bir fonksiyonu ise,

$$r = \frac{k}{\sqrt{(i+k) \cdot (j+k)}} \quad (58)$$

olduğu gösterilebilir. Buna göre, 0,966 değerindeki bir korelasyon katsayısı X ve Y üzerine etkiyen değişkenlerin % 96,6 sının ortak olduğunu göstermekte, geriye ortak olmayan değişkenlerin sebep olduğu % 3,4 oranında bir belirsizlik kalmaktadır. Öte yandan

$0,30 < r < 0,40$	ise	korelasyonun çok zayıf,
$0,40 < r < 0,50$	»	» zayıf,
$0,50 < r < 0,70$	»	» az,
$0,70 < r < 0,80$	»	» orta,
$0,80 < r < 0,90$	»	» kuvvetli,
$0,90 < r < 1,00$	»	» çok kuvvetli,

olduğu kabul edilmektedir. Buna göre, büyük sayıdaki ($N > 100$) deneylerden hareketle bulunmuş, $r = 0,966$ gibi 0,90 ilâ 1,00 arasındaki korelasyon katsayılarının betonarmede güvenilir kurallara götürdükleri söylenebilir.

2.4.1.4 — Boyuna donatı çapı etkisinin incelenmesi:

Onuncu seri deneyler bölüm 2.3.10'da incelenmiştir (Şekil 23). Buna göre ϕ boyuna donatı çapının değişmesi yalnız $\tau_{dr}(\omega=0)$ terimine tesir etmekte, enine donatının meydana getirdiği artışı ifade eden ikinci terim ϕ den etkilenmemektedir. Ana gayenin enine donatının etkisini araştırmak olduğu gözönüne alınırsa bu sonucun önemi ortaya çıkar. Çünkü $\tau_{dr}(\omega=0)$ enine donatı dışındaki diğer etkenlerin tesirini ifade eden terim olup ϕ nin etkisiyle değişmesi normaldir. Buna karşılık enine donatıdan ileri gelen artışın boyuna donatı çapından bağımsız olması formüllerini karışıklıktan kurtarmaktadır.

Öte yandan ϕ nin $\tau_{dr}(\omega=0)$ üzerindeki etkisiyle ilgili olarak da bir matematik gösterime gitmek mümkündür. Eğer belirli bir ϕ çapı, örneğin $\phi 14$, taban olarak seçilirse birkaç deney serisiyle diğer çaplar için genel olarak

$$\frac{\tau_{dr(\omega=0),\phi N}}{\tau_{dr(\omega=0),\phi \text{taban}}} = \gamma_N \quad (59)$$

ve $\phi 20$ için özel olarak

$$\frac{\tau_{dr(\omega=0),\phi 20}}{\tau_{dr(\omega=0),\phi 14}} = \gamma_{20} \quad (60)$$

oranlarını belirlemek mümkün olur. Örneğin, onuncu deney serisi sonuçlarından γ_{20} için 0,575 ortalama değer bulunmuştur. $\tau_{dr}(\omega=0)$ terimini $\phi 14$ lük boyuna donatı için σ'_{br} beton basınç direncinin fonksiyonu olarak ve-

ren (30) bağıntısı ϕ parametresinin de hesaba katılmasıyla bütün boyuna donatı çapları için uygulanabilecek

$$\tau_{dr(\omega=0)} = 56 \cdot \gamma_N \cdot \log_{10} \frac{\sigma'_{br,küp}}{30} \quad (61)$$

genel şeklini alır.

Birinci hesap yoluyla ilgili bağıntılar son bir kere

$$\tau_{dr} = \tau_{dr(\omega=0)} + k \cdot \frac{\phi_t^n}{t} \quad (28a)$$

$$\tau_{dr(\omega=0)} = 56 \cdot \gamma_N \cdot \log_{10} \frac{\sigma'_{br,küp}}{30} \quad (61)$$

$$k = \begin{cases} 22 & ; \alpha = 90^\circ & \text{için} \\ 23,5 & ; \alpha = 60^\circ & \gg \\ 26,5 & ; \alpha = 45^\circ & \gg \end{cases} \quad (32)$$

$$n = 0,90 + 0,001 \cdot \sigma'_{br,küp} \quad (31a)$$

$$\gamma_N = \frac{\tau_{dr(\omega=0),\phi N}}{\tau_{dr(\omega=0),\phi \text{taban}}} \quad (\text{deneylerle belirlenecek katsayı}) \quad (59)$$

şeklinde topluca yazılabilir. Bu bağıntılarda τ ve σ kg/cm², ϕ mm, t cm. birimindedirler.

Onuncu deney serisi için ϕ 14 taban alınırsa γ_N , ϕ 14 için 1,000 ve ϕ 20 için 0,575 değerlerini almaktadır. Yukarıdaki formüllerin 155'i ϕ 14 lük ve 25'i ϕ 20 lik boyuna donatılı olan 180 epruvete (Ek 2, Tablo I) elektronik hesap makinası yardımıyla uygulanmasından aşağıdaki istatistiksel sonuçlar bulunmuştur:

Ortalama aritmetik rölatif sapmalar:

$$\bar{Z}_y = \% -0,167$$

$$\bar{Z}_x = \% 0,526$$

Ortalama kuadratik rölatif sapmalar:

$$s_{xy} = \% 6,061$$

$$s_{xx} = \% 5,970$$

Regressiyon doğruları:

$$Y = 0,991 X + 1,170$$

$$X = 0,952 Y + 3,994$$

Bravais-Pearson korelasyon katsayısı:

$$r = 0,971$$

Bu istatistiksel sonuçların değerlendirilmesi de bölüm 2.4.1.3'teki gibi yapılırsa, geliştirilen aderans direnci hesaplama yolunun tatmin edici bir şekilde işlediği anlaşılır.

Enine donatının aderans direncinde meydana getirdiği artış

$$\Delta \tau_{dr} = k \cdot \frac{\phi_t^n}{t} \quad (62)$$

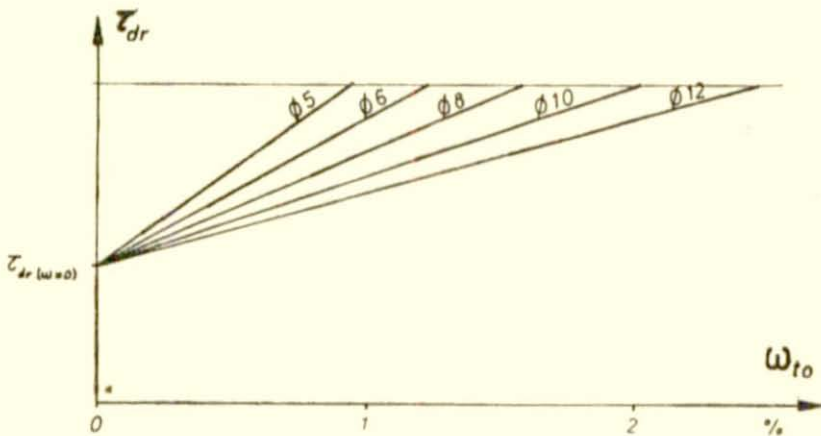
ve (31a), (32) bağıntıları yardımıyla hesaplanmış ve birinci hesap yolunun yardımcı abakları olarak Ek 1'de verilmiştir.

2.4.2 — İkinci hesap yolu:

Birinci hesap yolundan yararlanarak τ_{dr} aderans direncini daha pratik bir kavrama, birim boya düşen ω_{td} enine donatı yüzdesine bağlamak da mümkündür.

$$\omega_{td} = \frac{A_t}{t} = \frac{2\pi \cdot \phi_t^2}{4t} \quad (\text{dikey enine donatı için}) \quad (63)$$

Dokuzuncu deney serisi sonuçları şemalaştırılırsa Şekil 28 elde edilir. Çeşitli enine donatı çapları için τ_{dr} 'i ω_{t0} 'a bağlı olarak veren bağıntılar



Şekil 28: Şemalaştırılmış 9. cu deney serisi sonuçları.

bu şekil üzerinde $\tau_{dr}(\omega=0)$ kutup noktasından geçen bir doğru demeti olarak görülmektedirler. Bu demet belirli bir σ_{br}' beton direnci için sabit bir konumda bulunmaktadır. σ_{br}' değiştikçe demet farklı konumlar alır. Bir doğru demetin değişimini belirlemek güç olduğundan bu demetin tek bir

doğruyla gösterilmesine gidilmiştir. Bu amaçla, aynı bir τ_{dr} aderans direncini veren değişik çaplı enine donatıların ω_{td} birim boya düşen yüzdeleri arasındaki orantılardan yararlanılmıştır. ϕ 8 gibi bir enine donatı çapı taban olarak seçilirse

$$K_{\phi} = f(\phi_t, \sigma'_{br}) \quad (64)$$

orantı katsayılarını

$$\frac{\phi_{ti}^n}{t} = St_{-}$$

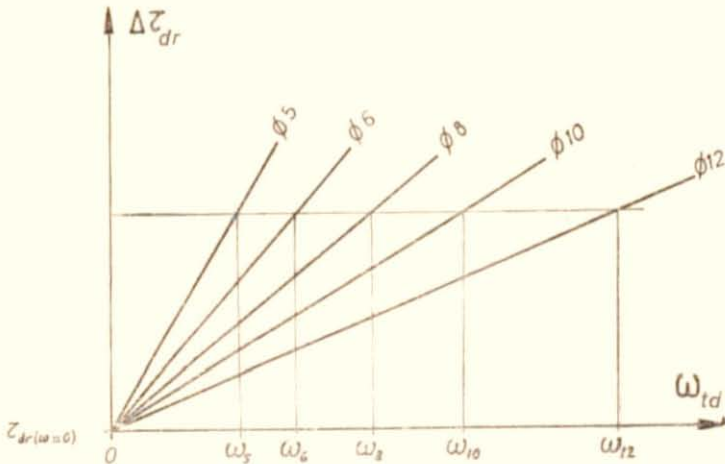
$$t_i = \frac{\phi_{ti}^n}{St_{-}}$$

$$\omega_i = \frac{\pi \cdot \phi_{ti}^2}{2 t_i}$$

$$K_{\phi} = \frac{\omega_8}{\omega_i}$$

(65 a, b, c, d)

bağıntılarından hesaplamak mümkündür. Aynı işlem grafik olarak da ifade edilebilir (Şekil 29). Bu şekilden



Şekil 29: Aynı $\Delta\tau_{dr}$ artışı sağlayan ω_{td} değerleri.

$$\frac{\omega_8}{\omega_5} = K_5 > 1,00$$

(66 a, b)

$$\frac{\omega_8}{\omega_6} = K_6 > 1,00$$

$$\frac{\omega_8}{\omega_8} = K_8 = 1,00$$

$$\frac{\omega_8}{\omega_{10}} = K_{10} < 1,00 \quad (66 \text{ c,d,...})$$

* * * * *

yazılabileceği görülür.

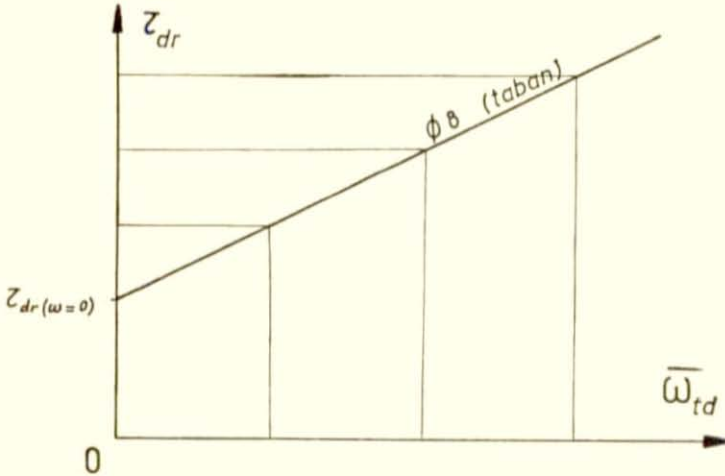
K katsayıları **yararlılık katsayısı** ve $\omega_8 = \omega_{td8} = \overline{\omega_{td}}$ yüzdesi de **yararlı enine donatı yüzdesi** diye adlandırılabilir. Buna göre

$$\overline{\omega_{td}} = K_\phi \cdot \omega_{td} \quad (67)$$

yazılabilir. K_ϕ yararlılık katsayılarının bir tablo ile verilmesi halinde herhangi bir ϕ , çaplı ve t aralıklı enine donatının $\overline{\omega_{td}}$ yararlı enine donatı yüzdesi (63) ve (67) bağıntılarıyla hesaplanabilir. Sabit bir beton direnci için $\overline{\omega_{td}}$ yararlı enine donatı yüzdesi ile τ_{dr} aderans direnci arasında

$$\tau_{dr} = \tau_{dr}(\omega=0) + m \cdot \overline{\omega_{td}} \quad (68)$$

bağıntısı mevcuttur (Şekil 30). Burada $m \cdot \overline{\omega_{td}}$ terimi aderans direncinde

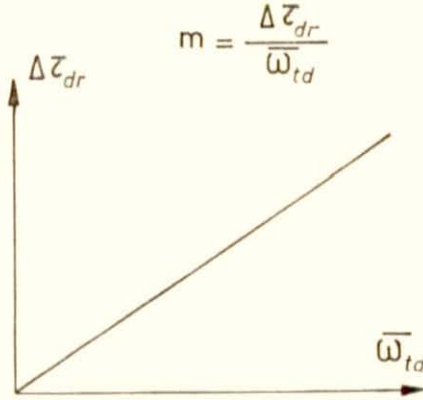


Şekil 30: $\tau_{dr} - \overline{\omega_{td}}$ bağıntısı.

enine donatıdan ileri gelen $\Delta\tau_{dr}$ artışını göstermektedir. m ise, $\Delta\tau_{dr}$ ile $\overline{\omega_{td}}$ arasındaki orantılılık katsayısıdır (Şekil 31). Buna göre

$$\Delta\tau_{dr} = \tau_{dr} - \tau_{dr}(\omega=0) = m \cdot \overline{\omega_{td}} \quad (69)$$

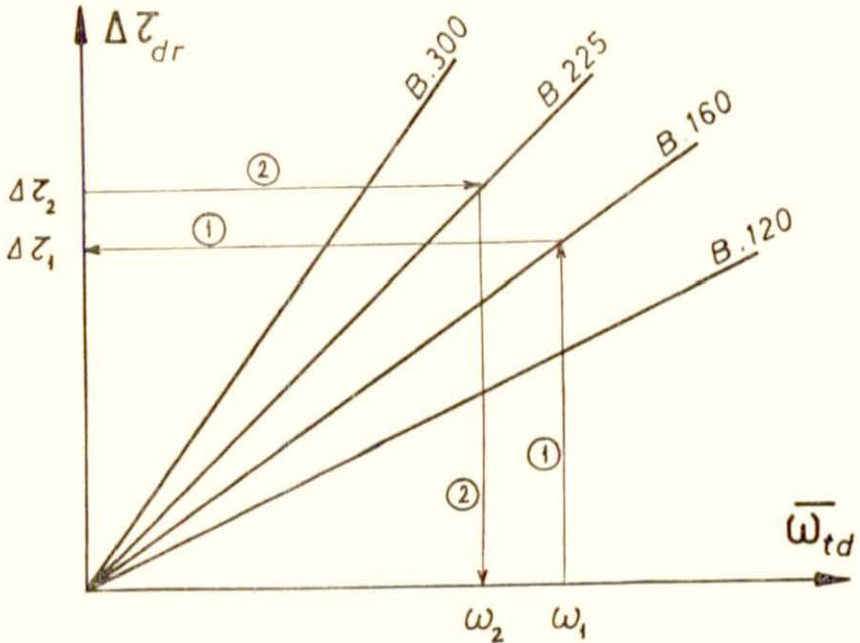
olur. m katsayıları birinci hesap yolundan yararlanarak hesaplanabilir.

Şekil 31: $\Delta \tau_{dr} - \bar{\omega}_{td}$ bağıntısı.

(28a) ve (68) bağıntıları eşitlenir ve gerekli ara işlemler yapılırsa $\alpha = 90^\circ$ için

$$m = \frac{4400}{\pi \cdot 8^{2-\alpha}} \quad (70)$$

bulunur. Bu şekilde hesaplanan $m = f(\sigma'_{br})$ orantılılık katsayıları bir abak üzerine taşınırsa (Şekil 32) $\Delta \tau_{dr}$ değerini bulmak son derece kolaylaşır.

Şekil 32: $\Delta \tau = f(\bar{\omega}_{td}, \sigma'_{br})$ abağı

Belirli bir $\overline{\omega_1}$ yararlı enine donatı yüzdesinin ne ölçüde bir $\Delta\tau_{dr1}$ aderans direnci artışına sebep olacağı abak üzerinde (1) izini takip ederek, belirli bir $\Delta\tau_{dr2}$ aderans direnci artışını sağlamak için hangi $\overline{\omega_2}$ yararlı enine donatı yüzdesini kullanmak gerektiği ise (2) izini takip ederek bulunur. Bu ikinci hesap yoluyla ilgili yardımcı abak ve tablolar da Ek 1'de verilmişlerdir.

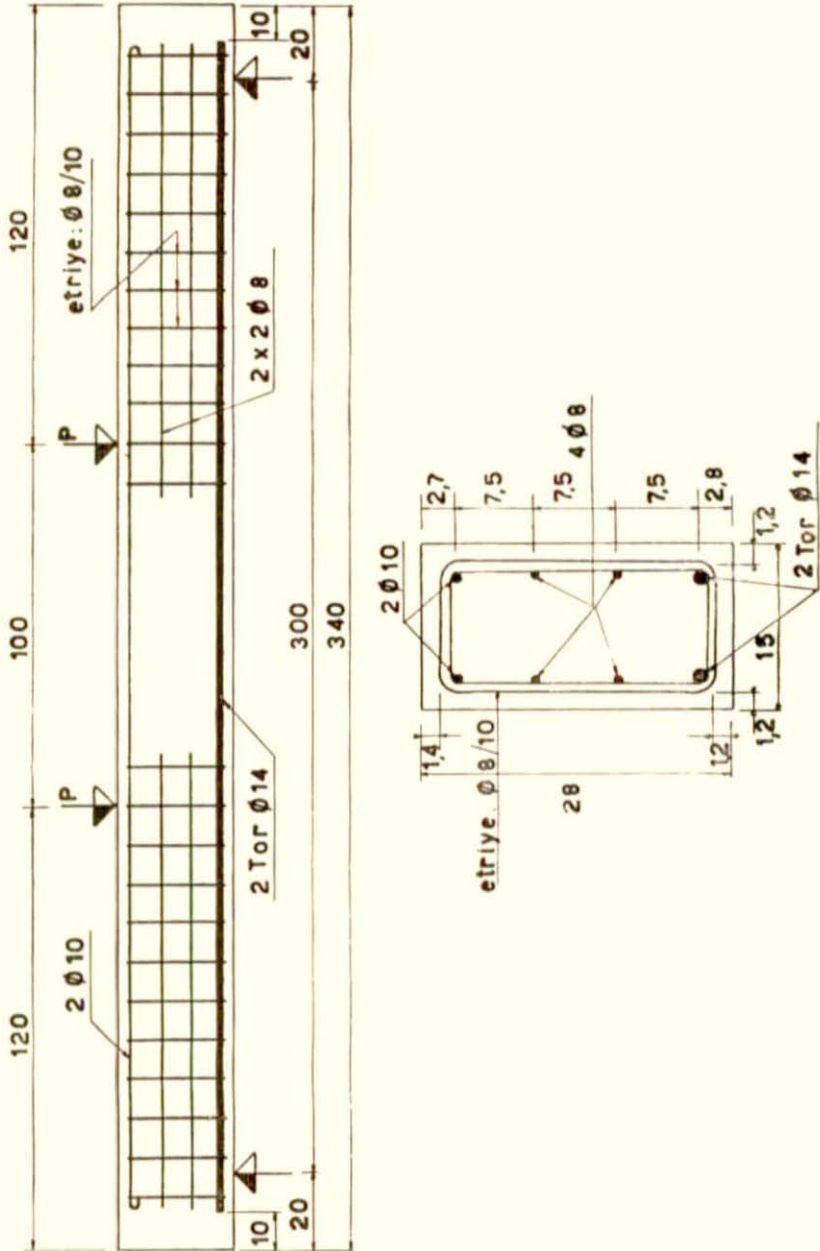
2.5 — Onbirinci deney serisi ve teklif edilen hesap metodlarının sınanması:

Konunun iyi bir şekilde incelenmesinin ve gerekli bir istatistiksel hesabın çok büyük sayıda deneylerin yapılmasını gerektirmesi, Belçika deneyi gibi basit, denenmesi ve hesabı kolay bir epruvetin kullanılmasına sebep olmuştur. Onbirinci deney serisinin başlıca amacı, özel türdeki Belçika deneylerinden hareketle çıkarılan formüllerin pratik değerini sınamaktır. Ayrıca, bu seride çubukların bindirmeli ekleri sabit momentler bölgesinde bulunduklarından, aderans bölgesi sabit kesme kuvveti bölgesinde olan Belçika deneylerinden değişik bir konum göstermektedir ki bu değişiklik de incelenmek istenmiştir. Deney serisinin bir başka amacı ise bindirme eklerinde çubukların en elverişli konumlarının belirlenmesidir.

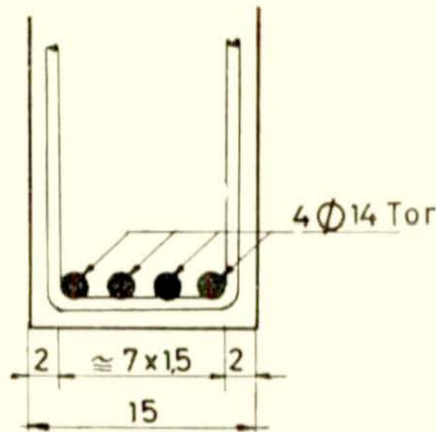
2.5.1 — Onbirinci deney serisi kirişleri ve bunlar üzerinde yapılan deneylerin tanıtımı:

Onbirinci seri deneyler, serbest açıklıkları 3,00 m. ve toplam uzunlukları 3,40 m. olan, 15×28 cm² dikdörtgen enkesitli 13 kirişi kapsamaktadır. Bu kirişlerden biri kıyaslama kirişi olarak seçilmiş olup donatısı eksizdir. Diğer oniki tanesi, boyuna donatılarında ekleme çubuklu bindirme eki yapılmış olduğundan bindirme ekli kirişler olarak adlandırılabilirler. Kıyaslama kirişinin donatı, yük ve boyutları Şekil 33'te, bindirme ekli kirişlerinkiler ise Şekil 35'te verilmiştir. Ancak, 9, 10, 12 ve 13 numaralı kirişler bindirme eki detayları bakımından sonradan ele alınacak bazı özellikler taşımaktadırlar. Boyuna donatı çapı olarak $\phi 14$ (nervürlü tor) seçimi hem kirişin sınırlı boyutlarından (Şekil 34), hem de $\phi 14$ çapının Belçika deneyleri aracılığı ile büyük ölçüde incelenmiş olması dolayısıyla daha iyi bir kıyaslama yapabilme imkânından ileri gelmektedir.

1 numarayı taşıyan kıyaslama kirişinin boyuna donatısı eksiz olup orta bölgede enine donatısı yoktur (Şekil 33). Diğer kirişlerin ok ve çatlama durumlarının kıyaslanabileceği bir taban olması düşünülmüştür.



Şekil 33: Kıyaslama kirişi
Kiriş donatı, yük ve boyutları.

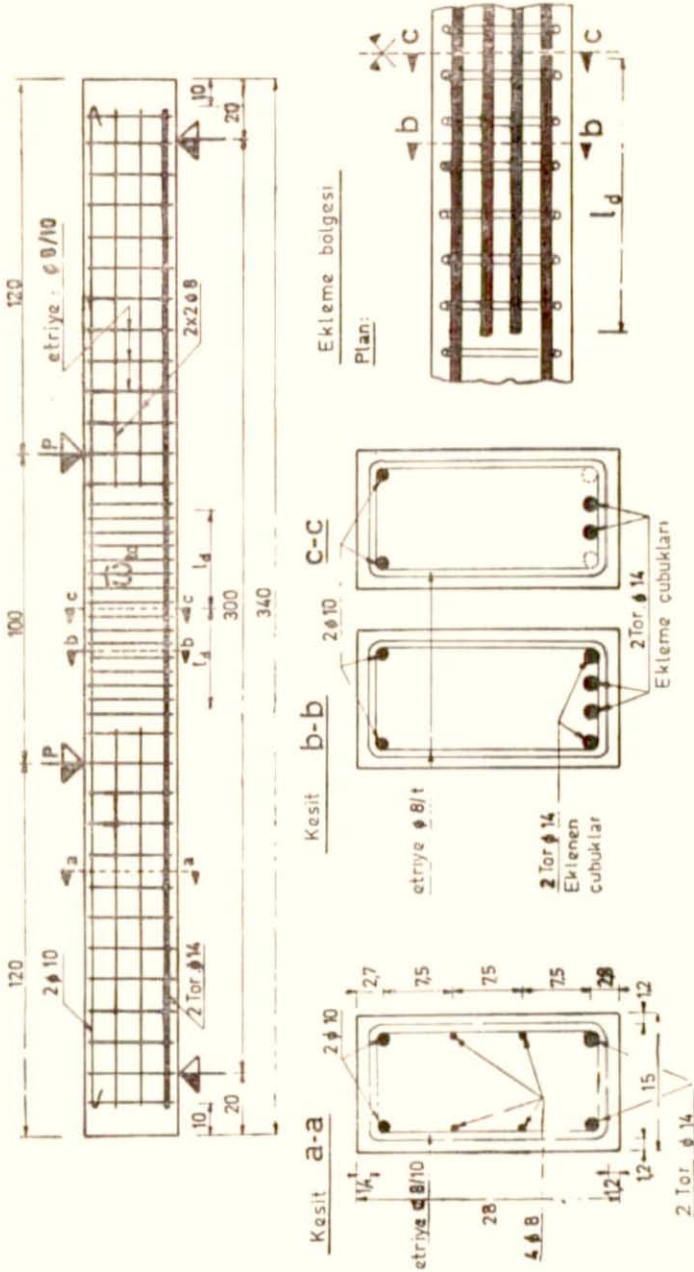


Şekil 34: Deney kirişi taban genişliğinin ϕ 14 çapının seçimine etkisi.

2 ilâ 13 numaraları taşıyan bindirme ekli kirişlerin boyuna donatıları, sabit momentler bölgesinde, ekleme çubukları aracılığıyla bindirme suretiyle eklenmişlerdir (Şekil 35). Boyuna donatının tamamının bu bölgenin aynı bir kesitinde eklenmesi en gayri müsait durumu yaratmaktadır. Yalnız 9 numaralı kirişin ekleri, yine sabit momentler bölgesinin, değişik iki kesitinde yapılmıştır. Ekleme çubuklarının görevi ekin bir yanındaki çekme zorunu diğer yana aderans aracılığıyla aktarmaktır. Bindirme ekli kirişlerin sabit momentler bölgesi ω_{10} geometrik yüzdeleriyle belirli enine donatıyı haizdir. (Şekil 35). Bu kirişlerde ω_{10} , % 0,00 (enine donatı yok); % 0,87 (normal ölçüde enine donatı); % 1,75 (aşırı ölçüde enine donatı) değerlerinden birini almaktadır. ϕ , enine donatı çapının getirebileceği düzensizlikler bütün kirişlerde aynı bir ϕ 8 enine donatı çapının kullanılmasıyla ortadan kaldırılmışlardır.

Kiriş, deney sırasında birbirlerinden 3,00 m. uzaklıktaki iki mesnede oturtulmaktadır. Yükleme, düşey, simetrik ve ara uzaklıkları 1,00 m. olan iki münferit yük aracılığıyla yapılmaktadır (Şekil 33 ve 35). Çatlakların rölövesinin ve çeşitli ölçülerin yapılmasının kolaylaştırılması amacıyla kiriş aşağıdan yukarıya yüklenmekte, dolayısıyla mesnet tepkileri yukarıdan aşağı etkimektedirler.

Deney, kademeli olarak yapılan iki yükleme devresinden bileşiktir. Her kademe, çubuklardaki σ_n çekme gerilmesinin 5 kg/mm^2 artmasına tekabül etmekte olup σ_n gerilmeleri klâsik elastik hesap yoluyla bulunmaktadır. ϕ 14 gibi belirli bir çubuk çapı için, hesaplanan gerilmeler etkiyen momentle veya P yüküyle orantılıdır:



Şekil 35: Bindirme ekli kirişler
Kirişlerin donatı, yük ve boyutları.

$$\sigma_a = \alpha \cdot P \quad (71)$$

Burada α , elastik hesaptan gelen bir katsayıdır. Her yük kademesinde gerekli ölçüleri yapmak için 5 dakika kadar durulmaktadır. Bu duraklama, ölçülen değerler, kademeye ilgili sabit yükler altında, sabit bir konum alınca kadar uzatılabilmektedir. Birinci yükleme devresinde, giriş $\sigma_a^* = 0,6 \sigma_{ac}$ gerilmesine varılana kadar kademeli olarak yüklenmekte, sonra boşaltılmaktadır. Kullanılan nervürlü tor çelik için $\sigma_{ac+min} = 40 \text{ kg/mm}^2$ kabul edildiğinden $\sigma_a^* = 0,6 \times 40 = 24 \text{ kg/mm}^2$ olmaktadır. İkinci yükleme devresinde giriş, kırılınca kadar kademeli olarak yüklenmektedir. 8, 9 ve 10 numaraları taşıyan girişlere, bu iki ana devre arasında, σ_a gerilmeleri 0 ve σ_a^* sınır değerleri dışına çıkmamak üzere ($0 \leq \sigma_a \leq \sigma_a^*$), 10 ara yükleme-boşaltma devresi de uygulanmıştır.

Deney süresince çeşitli ölçmeler yapılmakta ve rölöveler çıkarılmaktadır:

Çatlama durumu rölövesi: Birinci yükleme devresinin her kademesinde ve ikinci yükleme devresinin $0,6 \sigma_{ac}$ nin üstündeki gerilmelere teka-bül eden kademelerinde, çatlakların rölövesi yapılmakta ve kademelerin numarasıyla işaretlenmektedir. Böylece deney sonunda uygulanan yüklerle çatlama durumunun değişmesini gösteren bir çatlama şeması elde edilmektedir.

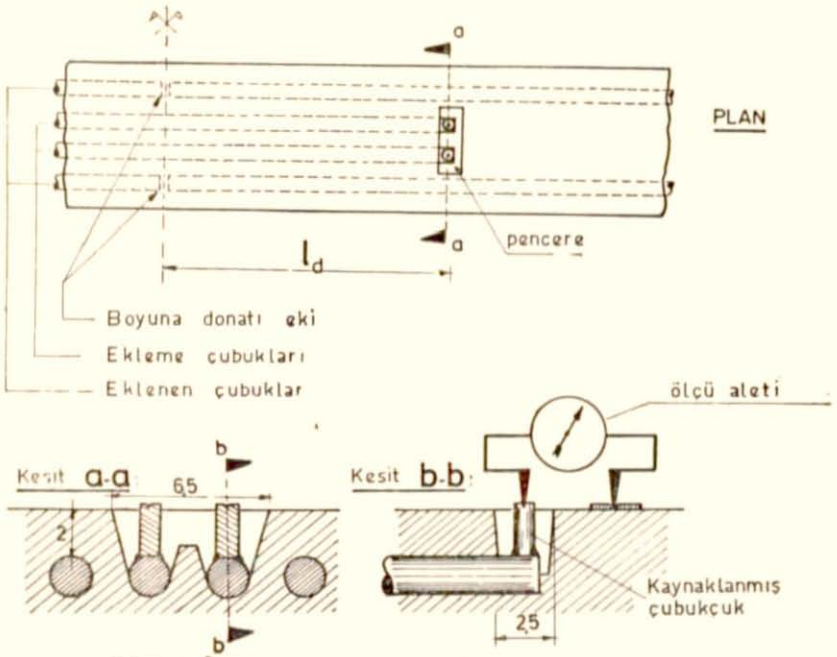
Çatlakların açılmasının ölçülmesi: İkinci yükleme devresinin her kademesinde bazı çatlakların açılması ölçülmektedir. Bu çatlaklar birinci yükleme devresinde en geniş açılmayı yapanlar arasından seçilmektedir. Bunlar arasında çubuk ekleri hizasında oluşan çatlak da bulunmakta ve açılma değerleri genellikle her iki yükleme devresinde de ölçülmektedir.

Ekleme çubuklarının ucundaki kaymaların ölçülmesi: Her iki yükleme devresinin her kademesinde ekleme çubukları uçlarının betona göre kayması ölçülmektedir. Bunun için girişte ekleme çubukları uçlarının gözlenmesini sağlayacak pencereler bırakılmaktadır (Şekil 36). Aynı şekil üzerinde kullanılan ölçme düzeni de görülmektedir.

Giriş okunun ölçülmesi: Her kademede giriş oku da ölçülmektedir.

2.5.2 — Onbirinci deney serisinin birinci bölümü:

Onbirinci deney serisinin birinci bölümü biri kıyaslama girişi olmak üzere dört girişi kapsamaktadır. Bindirme ekli girişlerde ekleme çubuğunun bindirme uzunluğu şu şekilde hesaplanmıştır. τ_d düzgün yayılı ka-bülü ile



Şekil 36: Ekleme çubukları ucundaki kaymanın ölçülmesi.

$$\frac{\phi}{4} \cdot \sigma_a = \tau_d \cdot l_d \quad (72)$$

yazılabilir. Avrupa Beton Komitesinin öğütlediği ana yol izlenerek ade-rans ve çekme gerilmelerinin aynı anda hesap değerlerine eriştikleri ya-zılırsa

$$\frac{\phi}{4} \sigma_a^* = \tau_d^* \cdot l_d \quad (73)$$

ve buradan bindirme boyu

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_a^*}{\tau_d^*} \quad (74)$$

olarak bulunur. Burada

$$\sigma_a^* = \frac{\sigma_{ac}}{\gamma_a} = \frac{4000}{1,15} = 3480 \text{ kg/cm}^2 \quad (75)$$

$$\tau_d^* = \frac{\tau_{dk}}{\gamma_b} = \frac{k_a \cdot \tau_{dr}}{1,50} \quad (76)$$

değerindedir. τ_{dr} aderans direnci, $\alpha = l_d/\phi = 10$ alınarak yapılan deneylere bağlı olarak belirlenmişse

$$k_\alpha = \frac{\tau_{dr,pratik}}{\tau_{dr}(l_d = \alpha\phi)} \quad (77)$$

olarak tanımlanan katsayı $k_\alpha = 0,7$ değerini almaktadır [Kaynak 5]. Buna göre, $\phi = 1,4$ cm. olarak yerine konulursa

$$l_d = \frac{1,4}{4} \times 3480 \times \frac{1,50}{0,7 \tau_{dr}} = \frac{2655}{\tau_{dr}} \quad (78)$$

bulunur. τ_{dr} teklif edilen birinci hesap yolu ile, σ'_{br} ve enine donatının fonksiyonu olarak hesaplanabilir. $\sigma'_{br,küp} = 250 \text{ kg/cm}^2$ ve $\phi = 14 \text{ mm.}$ için hesaplanan değerler Tablo 2'de verilmiştir.

Tablo 2: 2, 3 ve 4 kirişleri için bindirme boyunun hesabı.

Kiriş No.	ω_{t0}	ϕ_t/t	$\tau_{dr} (\omega=0)$	$k \cdot \frac{\phi_t^n}{t}$	τ_{dr}	τ_{dk}	l_d (cm)
2	%0,00	(—/—)	51,5	0	51,5	36	51,5
3	%0,87	(ϕ 8/7,65)	51,5	31,5	83	58	32
4	%1,75	(ϕ 8/3,8)	51,5	63,5	115	80,5	23

l_d bindirme boyları bu şekilde enine donatı ile bağıntılı olarak hesaplanan kirişlerin denenmelerinden elde edilen sonuçlar Ek 2, Tablo III'te özetlenmiştir. Bunlar üzerinde aşağıdaki gözlemlerde bulunmak mümkündür:

a — Aderans çözümü sırasında çubuklarda erişilebilen en yüksek çekme gerilmesi olan σ_{adr} , her üç bindirme ekli kirişte hemen hemen aynıdır. Bu üç kiriş değişik enine donatı yüzdeleri ve bindirme boyları ile aynı aderans direncini ve dolayısıyla aynı σ_{adr} i vermek üzere hesaplanmış olduklarından, σ_{adr} gerilmelerinin bu eşitliği, Belçika deneylerinden hareketle elde edilen formüllerin normal inşaat boyutlarındaki kirişler için de geçerli olduklarını göstermektedir.

b — Deneysel τ_{dk} lar ($\tau_{dk,deney} = \tau_{dr,deney}$), hesap edilen τ_{dk} lardan ($\tau_{dk,hesap} = 0,7\tau_{dr,l=10\phi}$) daha küçüktürler.

$$k_p = \frac{\tau_{deney}}{\tau_{hesap}} \quad (79)$$

oranı ortalama 0,64 değerindedir. τ_{dr} değerlerinde gözlenen bu düşme aşğıdaki sebeplere bağlanabilir:

(1) Kirişlerde üzerinde çalışılan kısım sabit momentler bölgesidir ($T=0$); oysa ki Belçika deneylerinde $T = \text{sabit} \neq 0$ olan bölgede çalışılmaktadır. Beton çubuklar üzerine bastıran T kesme kuvvetinin ortadan kalkması τ_{dr} aderans direncinde bir azalma meydana getirmiştir.

(2) Elde edilmiş olan formüller Belçika deneyindeki dört çubuk ucunun ortalama aderans direncini vermektedirler; oysa ki kirişlerde ilk çözülen çubuk önem kazanmaktadır.

(3) Kaynak [5] ten alınan k_α katsayısı az sayıda deneyden elde edilmiştir.

Bu ikinci gözlem güvenlik problemine bağlanabilir. Nitekim deneylerin ikinci bölümünde l_d bindirme boyları $k_p=0,64$ oranı da gözönünde tutularak hesaplanmışlardır.

c — Kirişler aderans yönünden aynı direnci göstermekle birlikte, gözlenen deformasyonlar (f oku, w_{max} çatlaklardaki en büyük açılma, servis yükleri altında ekleme çubukları uçlarının g kayması gibi) l_d bindirme boyu kısaltıldıkça artmaktadırlar. Bu durum bilhassa bindirme boyu $l_d=23$ cm. $< 20 \phi = 28$ cm. olan 4 numaralı kirişte göze çarpıcı bir niteliktedir. Bu da deformasyonlar yönünden çok kısa boydaki ($l_d < 20 \phi$) bindirme eklerinin, yeterli bir aderans direnci gösterecekleri dahi kullanılmaması gerektiğini ifade etmektedir.

d — Boyuna donatısı eksiz olan kıyaslama kirişinin de enine donatısız olan orta bölgesinde, $\sigma_a=40$ kg/mm² kademesinden itibaren çubukları izliyen boyuna çatlaklar gözlenmiştir. Aderansı geliştirilmiş çubukların bir özelliğı olan bu durum, çubuğı örten betonun parçalanmasından ileri gelmekte ve mevzii aderans çözülmelerine sebep olmaktadır. Bu gözlem enine donatının ek olmayan yerlerde dahi gerekli olduğunu göstermesi bakımından ilgi çekicidir.

Onbirinci deney serisi ile ilgili bütün çatlama şemaları Ek 2'de verilmiştir.

2.5.3 — Onbirinci deney serisinin ikinci bölümü:

Onbirinci deney serisinin ikinci bölümü 5'ten 13'e numaralanmış ve üçer üçer betonlanmış dokuz kirişi kapsamaktadır.

5, 6 ve 7 numaralı kirişler: İkinci bölümün ilk üç kirişi, σ_{ac} ve τ_{dr} sınırlarına aynı anda varılabilmesi amacıyla (72) bağıntısında

$$\sigma_a = \sigma_{ao} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad (80)$$

$$\tau_d = \tau_{dk} = k_{\alpha} \cdot k_p \cdot \tau_{dr} = 0,7 \times 0,64 \tau_{dr} \quad (81)$$

konulursa, bindirme boyu

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{ao}}{\tau_{dk}} = \frac{1470}{\tau_{dk}} \quad (82)$$

olarak bulunur. τ_{dr} , birinci hesap yolu yardımıyla σ'_{br} ve enine donatının fonksiyonu olarak hesaplanabilir. $\sigma'_{br} = 300 \text{ kg/cm}^2$ ve $\phi = 14 \text{ mm}$. için hesaplanan l_d değerleri Tablo 3'te verilmişlerdir.

Tablo 3: 5, 6 ve 7 kirişleri için bindirme boyunun hesabı.

Kiriş	ω_{to}	ϕ_t/t	$\tau_{dr} (\omega=0)$	$k \cdot \frac{\phi_t^0}{t}$	τ_{dr}	τ_{dk}	l_d
5	%0,00	(—/—)	56	0	56	25,1	58,5
6	%0,87	(ϕ 8/7,65)	56	34,8	90,8	40,7	36
7	%1,75	(ϕ 8/3,8)	56	70	126	56,5	26

Bu kirişlerden elde edilen deney sonuçları Ek 2, Tablo III'te özetlenmiştir. $k_p = 0,64$ güvenlik katsayısının hesaba katılmasının istenilen amacı sağladığı görülebilir. σ_{ac} ve τ_{dr} sınırlarına 5 ve 6 numaralı kirişler için aynı anda varılmıştır. Bindirme boyu çok kısa ($l_d = 26 \text{ cm} < 20 \phi = 28 \text{ cm}$.) olan 7 numaralı kiriş ise daha az uygun sonuçlar vermiştir.

8, 9 ve 10 numaralı kirişler: Bu üç kiriş güvenlik de hesaba katılarak ($\sigma_{ac} < \tau_{dr}$), C. E. B. nin öğütlediği ana yolla (74) bağıntısında

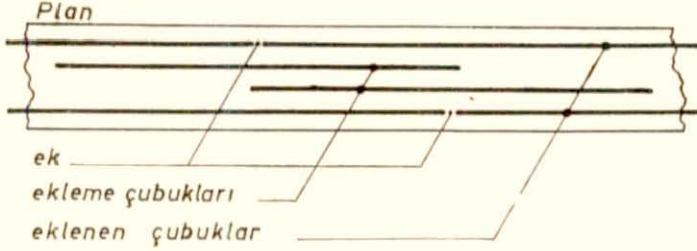
$$\sigma_a^* = \frac{\sigma_{ao}}{1,15} = 3650 \text{ kg/cm}^2 \quad (83)$$

$$\tau_d^* = \frac{\tau_{dk}}{1,50} = \frac{0,7 \times 0,64}{1,50} \tau_{dr} \quad (84)$$

değerlerinin yerlerine konulmasıyla hesaplanmışlardır. Bu durumda $\sigma'_{br, küp} = 300 \text{ kg/cm}^2$ ve $\omega_{to} = \% 0,87$ (ϕ 8/7,65) için bindirme boyu

$$l_d = \frac{1,4 \times 3650 \times 1,50}{4 \times 0,7 \times 0,64 \times \tau_{dr}} = 47 \text{ cm.}$$

şeklinde hesaplanmıştır. 8, 9 ve 10 numaralı kirişler aynı enine donatıyı ve dolayısıyla aynı bindirme boyunu haizdirler. Ancak ekleme düzenleri birbirlerinden farklıdır. 8 numaralı kiriş normal bir bindirme ekine (Şekil 35) sahipken 9 numaralıda her iki boyuna donatı çubuğunun ek yerleri şaşırtılmış (Şekil 37), 10 numaralı kirişte ise ekleme çubukları ek-

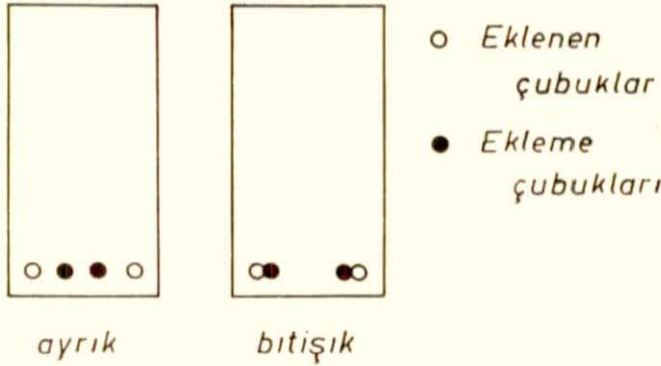


Şekil 37: 9 no. lu kirişin şaşırtmalı eki.

yecekleri çubuklara bitişik konmuş ve tellerle bağlanmışlardır (Şekil 38).

Ek 2, Tablo III'te özetlenen sonuçlar büyük ölçüde tatminkârdır. Gerçekten bu kirişlerde çekme çubuklarının kopması ile aderans çözümü

Ekleme çubuğu :



Şekil 38: Ekleme çubuğunun bitleştirilmesi.

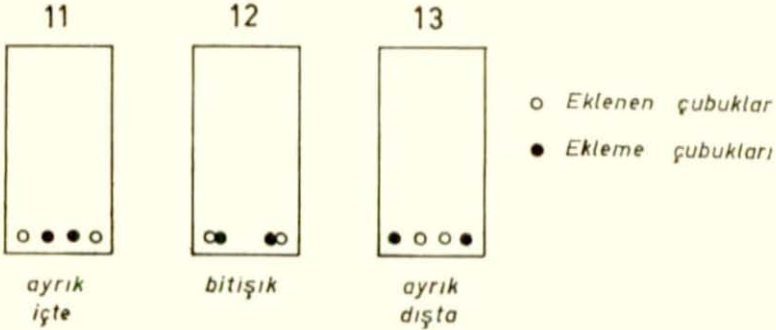
aynı yük kademesi altında meydana gelmiş olup hesap yolunun emniyet yönünden sağlandığı görülmektedir. Bu arada 9 ve 10 kirişlerinin deformasyonlar yönünden 8 kirişine göre daha iyi sonuçlar verdikleri gözlenebilir. 9 numaralı kirişin 8 numaralıdan daha iyi çalışması eklerin şaşırtmalı yapılmasının deformasyon yönünden olumlu etkisini göstermektedir. 10 numaralı kirişin gösterdiği iyi çalışma ise, pratikte çok rastlanan ekle-

me çubuklarını eklenen çubuklara bitiştirip telle bağlama usulünün, teo-
rinin öngördüğü en az bir çubuk çapı ayırma usulünden hiç de daha kötü
olmadığını belirtmesi bakımından ilgi çekicidir.

σ_a çekme gerilmesinin $0 \leq \sigma_a \leq 0,6\sigma_{ac}$ değerleri arasında yapılan on
ara yükleme-boşaltma devresi için deformasyonların aldıkları değerler de
aynı tabloda parantez içinde verilmişlerdir.

11, 12, 13 numaralı kirişler: Bu üç kiriş, çekme çubuklarında σ_{ac} ak-
ma limitine ulaşma ile aderans çözülmesinin aynı anda ($\sigma_{ac} = \tau_{dr}$) elde
edilmesi amacıyla 5, 6 ve 7 numaralı kirişlerin hesap yolu ile hesaplan-
mışlardır. Ancak enine donatıları ve dolayısıyla bindirme boyları eş olup
yalnız ekleme çubuklarının konumları bakımından değişiklik göstermek-
tedirler (Şekil 39). Her iki çubuğa ait ekler yine aynı kesittedirler (Şe-
kil 35).

Kiriş n° :



Şekil 39: 11, 12 ve 13 no. lu kirişlerde boyuna donatının konumu.

Hesaplanan ve elde edilen değerler arasındaki k_p oranının 1,00'e çok
yakın çıkması dolayısıyla (Ek 2, Tablo III) sonuçlar tatminkârdır.
Teklif edilen hesap metodları bu şekilde sağlanmış olmaktadır.

2.5.4 — Onbirinci deney serisi ile ilgili genel gözlemler:

Onbirinci seri kirişlerinin denenmesinde aşağıdaki özellikler genel
olarak gözlenmiştir.

a — En çok açılan çatlak (w_{max}) kirişin boyuna donatısının eklendiği ke-
sitte meydana gelmektedir. Bu kesit, ekleri şaşırtmalı yapılan 9 nu-
maralı kiriş hariç açıklık ortasındadır.

- b — Çubukların, bitim noktalarında (ana çubukların ek yerleri, ekleme çubukları uçları) ortaya çıkan çatlaklar her iki yükleme devresi arasında yapılan boşaltmada tamamen kapanmamaktadır. Bu da çubuk uçlarındaki kaymaların, servis yükleri altında dahi plastik bir nite-lik gösterdiklerini ortaya koymaktadır (Ek 2, Tablo III: $w_{0\max}$, f , $g_{\max}$ sütunları).
- c — Sahife 58 de belirtilen (1), (2) ve (3) sebeplerinden ileri geldiği düşünülen, k_p gibi bir azaltma katsayısını kullanma şartı altında, enine donatının etkisiyle ilgili olarak Belçika deneylerinden Bölüm 2.4'te çıkarılan formüller normal boyutlardaki kirişler için de geçerli bulunmuşlardır. Aderans ve çekme gerilmelerini aynı anda sınır değerlere götüren Avrupa Beton Komitesinin (C.E.B.) öğütlediği ana yol başarıyla kullanılmıştır. Bu tür bir hesap her iki zor için aynı bir güvenlik derecesine götürmektedir.
- d — Aşırı ölçüde enine donatı kullanarak aderans boylarının çok küçültülmesi ($l_d < 20 \sim 25 \phi$) tavsiye edilemez. Çünkü bu durumda aderans gerilmesi yönünden güvenlik olsa bile, deformasyonlar ve bilhassa çatlak açılımı sınır değerleri ($w_{\max} = 0,3 \text{ mm}$) geçebilmektedir.
- e — Ekleme çubuklarının çeşitli konumları da bu arada denenmişlerdir. Bütün boyuna donatının aynı bir kesitte eklenmesi, bilhassa çatlama bakımından, sakıncalı görülmüştür. Ekleme çubuklarının ana donatıya bitişik konulmasının ise bir mahzur teşkil etmediği gözlenmiştir.
- f — Çelik-beton bağlantısının yorulmasının kötü etkisi 8, 9 ve 10 numaralı kirişlerde on kere $0 \leq \sigma_a \leq 0,6 \sigma_{ae}$ yükleme-boşaltması yapılarak gözlenmiştir. Yapılan bu küçük tekrar sayısı yorulmanın etkisi hakkında ancak bir fikir verebilecek seviyededir.

3 — SONUÇLAR

Betonarmede enine donatının kullanılması, bilinen diğer yararlarından ayrı olarak, aderansı geliştirilmiş beton çeliğinin aderans direncinde önemli bir artış meydana getirmektedir. Aderansı geliştirilmiş çeliklerin betona aktardıkları zorların çubuk eksenine dik bileşeni boyuna çatlakların ortaya çıkmasına sebep olmaktadır. Enine donatının olumlu etkisi bu **çatlakların oluşumunu geciktirmesi ve çatlama**dan sonra betonun hemen dağılmasını önlemesiyle açıklanmıştır.

Yapılan deneylerin sonuçları üzerinde yürütülen istatistiksel bir inceleme, boyuna donatıya telle bağlı enine donatının etkisini

$$\tau_{dr} = \tau_{dr(\omega=0)} + k \cdot \frac{\phi_t^n}{t}$$

ifadesine bağlamıştır. Burada:

$\tau_{dr(\omega=0)}$: enine donatı olmaması durumundaki ortalama aderans çözümü gerilmesini,

τ_{dr} : ϕ_t , t , α gibi özellikleriyle belirli bir enine donatı bulunması durumundaki ortalama aderans çözümü gerilmesini,

$k \cdot \frac{\phi_t^n}{t}$: enine donatının varlığının aderans direncinde meydana getirdiği artışı,

göstermektedir.

Bu son terimde ϕ_t enine donatı çapını, t enine donatı aralığını belirlemekte olup k enine donatının boyuna donatıyla yaptığı α açısına, n ise σ_{br}' beton basınç direncine bağlı

$$k = \begin{cases} 22 & : \alpha = 90^\circ \text{ için} \\ 23,5 & : \alpha = 60^\circ \text{ »} \\ 26,5 & : \alpha = 45^\circ \text{ »} \end{cases}$$

$$n = 0,90 + 0,001 \sigma'_{br, k \bar{u} p}$$

olarak belirlenen birer katsayıdır. Bağıntılarda, gerilmeler için kg/cm^2 , ϕ_t için mm ve t için cm birimleri kullanılmıştır.

İstatistiksel inceleme yardımıyla belirlenen bağıntılardan hareketle enine donatının etkisinin kolayca hesaplanabilmesini mümkün kılan hesap yolları ve abaklar geliştirilmiş, enine donatıyla ilgili değişkenlerin etkileri diyagramlarla açıklanmıştır.

Elde edilen bağıntılar, sınanmak amacıyla, Avrupa Beton Komitesi'nin (C.E.B.) öğütlediği ana hesap yolu içinde kullanılarak büyük boydaki kirişlerin bindirme ekleri problemine uygulanmışlardır. Bu son deneylerin sonuçları, hesaplanan τ_{dr} aderans direncinin, deney tekniği ve eklerin sabit momentler bölgesinde bulunmalarından ileri gelen $k_p=0,64$ gibi bir katsayı ile çarpılması şartı altında teklif edilen hesap yollarını doğrulamaktadırlar.

Ayrıca enine donatı etkisinin boyuna donatı çapından bağımsız olduğu; eğik enine donatı kullanılmasının aderans yönünden ekonomik bir tutum olmadığı; karesel ağılı kayma donatısının ise ekonomiden büsbütün uzaklaştığı gösterilmiştir. Yüksek mukavemetli ve aderansı geliştirilmiş enine donatının kullanılması da aderans bakımından herhangi bir yarar sağlamamaktadır. Buna karşılık enine donatının boyuna donatıya kaynakla bağlanması % 28 yöresinde bir ekonomi getirmektedir.

Çalışmada ayrıca, aderansı etkileyen faktörler üzerinde bir sınıflandırma denemesinde bulunulmuştur.

Araştırmanın diğer bir sonucu da, deneylerin yapıldığı şartlar altında, $\tau_{dr}(\omega=0)$ teriminin σ'_{br} ile çubuk çapı ve özel profilini karakterize eden γ_N katsayısına bağlı olarak

$$\tau_{dr(\omega=0)} = 56 \cdot \gamma_N \cdot \log_{10} \frac{\sigma'_{br,küp}}{30}$$

şeklinde belirlenmesi olmuştur.

KAYNAKLAR

- [1] A. C. I. Committee 208, «Test procedure to determine relative Bond value of Reinforcing bars».
Journal of A. C. I. - Proceedings, Vol. 55 - Vol. 30, No. 1, June 1958 - Detroit.
- [2] A. C. I. Committee 408, «A guide for determination of bond strength in beams specimens».
Journal of A. C. I. - Proceedings, Vol. 61, No. 2, February 1964 - Detroit.
- [3] AKA, İ., «Yüksek Mukavemetli Beton Çelikleri».
İstanbul Teknik Üniversitesi, Mimarlık Fakültesi - İstanbul - 1964.
- [4] BALENCY-BEARN, A., et CHEFDEVILLE, J., «Utilisation des aciers durs crénelés dans les constructions en béton armé».
Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics - Série F, No. 24 - Paris - Juin 1946.
- [5] BAUS, R., «Proposition de détermination des longueurs pratiques d'ancrage à partir des contraintes de rupture d'adhérence données par le beam test. Barres en acier mi-dur à adhérence améliorées».
Bulletin d'information no. 48 du C.E.B. (Compte-rendu de la session plénière d'Ankara) - Avril 1965.
- [6] BAUS, R., «Béton armé: Caractéristiques générales - Adhérence - Fissuration - Flèches - Effort tranchant».
Université de Liège - Mai 1964.
- [7] BERNANDER, K-G., «An investigation of bond by means of strain measurements in high tensile bars embedded in long cylindrical pull-out specimens».
Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete - Tome I, thème I a - Tekniska Högskolans Rotaprinttryckeri - RILEM - Stockholm - 1957.
- [8] BICHARA, A., «Etude du problème de l'adhérence dans le béton armé».
Cahiers du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, No. 117-127, Avril-Juillet 1951 - Paris.
- [9] BIHET, O. L., «L'aspect métallurgique du problème des armatures spéciales pour le béton armé».
Symposium sur les armatures spéciales de béton armé - Faculté des Sciences Appliquées de l'Université de Liège - RILEM - Liège 1958.
- [10] BRICE, L-P., «Liaison du béton et du métal».
Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics - Série: Béton armé, No. 7 - Paris - Mai 1949.

- [11] Comité Européen du Béton, «Recommandations C. E. B.».
Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento - Madrid - 1964.
- [12] CHAMBERLİN, S. J., «Spacing of reinforcement in beams».
Journal of American Concrete Institute - Vol. 28, No. 1, Title 53 - 6 - July 1956 - Detroit.
- [13] CLARK, A. P., «Comparative bond efficiencies of deformed concrete reinforcing bars».
Journal of American Concrete Institute - Vol. 43, Dec. 1946/June 1947 - Detroit, 1949.
- [14] C. U. R. (Commissie voor Uitvoering van Research ingesteld door de betonvereniging),
«Onderzoek naar de samenwerking van geprofileerd staal met beton»,
C. U. R. Rapport No. 23 - Dec. 1961.
- [15] DJABRY, W., «Contribution à l'étude de l'adhérence des fers d'armature au béton».
Laboratoire fédéral d'essai des matériaux et Institut de Recherches - Rapport no:
184 - Zürich - Octobre 1952.
- [16] DUTRON, R., «Adhérence des armatures au béton».
Revue des Matériaux de construction et de Travaux Publics - No. 514/515 (Juillet/Août
1958), 516 (Sept. 1958), 517 (Oct. 1958) - Paris, 1958.
- [17] EFSEN, A., «Splicing of cold-worked reinforcing bars by electric-arc welding».
Symposium sur les armatures spéciales de béton armé - Faculté des Sciences Ap-
pliquées de l'Université de Liège - RILEM - 1958 - Liège.
- [18] EFSEN, A., «Spiral socket splices for deformed bars».
Research Laboratory of Building Technique - Technical University of Denmark Bul-
letin no: 8 - 1957 - Copenhagen.
- [19] FERGUSON, P. M.; TURPIN, R. D. and THOMPSON, J. N., «Minimum bar spacing
as a function of bond and shear strength».
Journal of American Concrete Institute - Proceedings, Vol. 50, No. 10, Title 50 - 51 - June
1954 - Detroit.
- [20] FERGUSON, P. M. and THOMPSON, J. N., «Development length of high strength
reinforcing bars in bond».
Journal of American Concrete Institute - Proceedings, Vol. 59, No. 7 July 1962 - Detroit.
- [21] FERGUSON, P. M. and THOMPSON, J. N., «Development length of large high
strength reinforcing bars in bond».
Journal of A. C. I. - Proceedings Vol. 62, No. 1 - January 1965 - Detroit.
- [22] FERGUSON, P. M., BREEN, J. E. and THOMPSON, J. N., «Pull-out tests on high
strength reinforcing bars».
Journal of A. C. I. - Proceedings Vol. 62, No. 8 - Aug. 1965 - Detroit.
- [23] FERGUSON, P. M., «Bond and Anchorage».
1962 A. C. I. Code (yayınlanmamış).
- [24] FERGUSON, P. M., «Recherches sur l'adhérence réalisée aux U. S. A.».
Bulletin d'information no: 48 du C. E. B (Session plénière d'Ankara) Avril 1965 - Paris.
- [25] GRANHOLM, H., «Aciars crénelés suédois Kam. 40, Kam. 60 et Kam. 90».

Symposium sur les armatures spéciales de béton armé - Faculté des Sciences Appliquées de l'Université de Liège - RILEM - Liège 1958.

- [26] GVOZDEV, A. A., «Quelques résultats d'essais sur l'ancrage des armatures et sur la redistribution des moments fléchissants des poutres hyperstatiques produite par la fissuration».
Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete - Vol. III, Subject I - Tekniska Högskolans Rotaprinttryckeri - RILEM - Stockholm - 1957.
- [27] HAJNAL - KONYI, K., «Suggestions for the comparison of the bond resistance of various types of reinforcing bars».
Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete - Vol. 1, theme VIII - Tekniska Högskolans Rotaprinttryckeri - RILEM - Stockholm - 1957.
- [28] HAJNAL - KONYI, K., «Special reinforcements for reinforced concrete».
Symposium sur les armatures spéciales de béton armé - Faculté des Sciences Appliquées de l'Université de Liège - RILEM - Liège - 1958.
- [29] HAJNAL - KONYI, K., «Bond between concrete and steel: history, some recent research and comment on C. P. 114».
Structural Concrete - Vol. 1, no: 9 - May/June 1963.
- [30] HILLERBORG, A., «Anchorage failure in reinforced concrete beams without shear reinforcement».
Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete - Vol. I, theme V - Tekniska Högskolans Rotaprinttryckeri - RILEM - 1957.
- [31] HILLERBORG, A., «Vidhäftning och säkerhet i olika betongkonstruktioner = Bond and safety in concrete structures».
Statens nämnd för byggnadsforskning - Forskningsanslag Fa. 25: 1 och 2 - Stockholm - Jan. 1958.
- [32] JONSSON, P. C., «Investigation of bond between reinforcement and concrete».
Swedish Cement and Concrete Research Institute - Royal Institute of Technology, Stockholm - Proceedings No. 29 - Stockholm - März 1957.
- [33] KOH, Y., «Influence des basses températures sur l'adhérence».
Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete - Vol. III, subject I - Tekniska Högskolans Rotaprinttryckeri - RILEM - Stockholm - 1957.
- [34] KOLEK, J., «Zn effect on bond».
Structural concrete, Vol. 1, no: 9 - Research Committy of Cast Stone and Cast Concrete Products Industry, 14 Nov. 1962 - May/June 1963, London.
- [35] LARNACH, W. J., «Changes in bond strength by re-vibration of concrete and the vibration of reinforcement».
Magazine of Concrete Research - No. 10, July 1952 - London.
- [36] LARSSON, L. E., «On the anchorage of high quality corrugated reinforcing bars Kam 60 and Kam 90 in concrete beams».
Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete - Vol. I, theme VIII - Tekniska Högskolans Rotaprinttryckeri - RILEM - Stockholm - 1957.

- [37] LEONHARDT, F., «On the need to consider the influence of lateral stresses on bond». Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete - Vol. I, theme VIII - Tekniska Högskolans Rotaprinttryckeri - RILEM - Stockholm - 1957.
- [38] LEONHARDT, F. und WALTHER, R., «Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung». Deutscher Ausschuss für Stahlbeton - Heft 151 - Berlin, 1962.
- [39] LEONHARDT, F. und WALTHER, R., «Schubversuche an Plattenbalken mit unterschiedlicher Schubbewehrung». Deutscher Ausschuss für Stahlbeton - Heft 156 - 1963, Berlin.
- [40] LEONHARDT, F., und WALTHER, R., «Schubversuche an Durchlaufträgern». Deutscher Ausschuss für Stahlbeton - Heft 163 - 1964, Berlin.
- [41] L'HERMITE, R., «Comportement du béton autour des armatures». Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics - Série F., No. 19 - Paris - Mars 1944.
- [42] LOSSIER, H. et BLEVOT, J., «Les aciers à haute résistance et les aciers spéciaux dans la construction en béton armé». Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics - 2^e année, No. 2 - Mars/Avril 1937.
- [43] LOUIS, H. et BAUS, R., «L'adhérence au béton des armatures en acier mi-dur». Annales des Travaux Publics de Belgique - No. 1 - 1962.
- [44] MAINS, R. M., «Measurement of the distribution of tensile and bond stress along reinforcing bars». Journal of the American Concrete Institute - Vol. 23, No. 3, November 1951 - Detroit.
- [45] MATHEY, R. G. and WATSTEIN, D., «Width of cracks in concrete at the surface of reinforcing steel evaluated by means of tensile bond specimens». Journal of A. C. I. - Vol. 31, No. 1, July 1959 - Detroit.
- [46] MATHEY, R. C. and WATSTEIN, D., «Investigation of Bond in beam and pull-out specimens with high-yield-strength deformed bars». Journal of A. C. I. - Vol. 32, No. 9, Title 57-50 - Detroit, 1961.
- [47] MOULINE, N. M. et ASTROVA, T. I., «Etude de l'influence de la composition du du béton sur l'adhérence». Bulletin d'information no: 48 du C. E. B. - Compte-rendu de la session plénière d'Ankara en sept. 1964 - Avril 1965 - Paris.
- [48] ÖDMAN S. T. A., «Slip between reinforcement and concrete». Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete - Vol. II, theme VI - Tekniska Högskolans Rotaprinttryckeri - RILEM - Stockholm - 1957.
- [49] PADOUART, A., «Symposium RILEM: Rapport général sur le sujet I». Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete - Tekniska Högskolans Rotaprinttryckeri - RILEM - Stockholm - 1957.
- [50] PARLAND, H., «Inelasticity of bond between steel and concrete and distribution of stress in steel in cracked and uncracked structural members».

Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete - Vol. II, themes I and VI - Tekniska Högskolans Rotaprinttryckeri - RILEM - Stockholm - 1957.

- [51] PERCHAT, J. et SAILLARD, Y., «Conditions d'emploi des aciers à haute adhérence des treillis soudés et des tôles déployées - 1^{re} partie: essais de grandes poutres en A avec ou sans talon; recherche d'un profil optimal d'acier».
Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics - Série: Béton armé, no. 58 - Paris, Mai 1960.
- [52] PERCHAT, J. et SAILLARD, Y., «Conditions d'emploi des aciers à haute adhérence des treillis soudés et des tôles déployées - 2^e partie: essais de dalles armées de treillis soudés ou de tôles déployées, essais d'adhérence».
Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics - Série: Béton armé, No. 65 - Paris, Mars 1962.
- [53] PFISTER, J. F. and MATTOCK, A. H., «High strength bars as concrete reinforcement; Lapped splices in concentrically loaded columns».
Portland Cement Association, Bulletin D 63, May 1963 - Journal of the P. C. A., Vol. 5, No 2 - May 1963.
- [54] PLOWMAN, J. M., «The relation between bond strength and maturity for ordinary Portland Cement concrete».
Magazine of Concrete Research - No. 26, Aug. 1957 - London.
- [55] REHM, G., «Stress distribution in reinforcing bars embedded in concrete».
Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete - Vol. II, theme VI - Tekniska Högskolans Rotaprinttryckeri - RILEM - Stockholm - 1957.
- [56] REHM, G., «The fundamental law of bond».
Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete - Vol. II, theme Ia - Tekniska Högskolans Rotaprinttryckeri - RILEM - Stockholm - 1957.
- [57] REHM, G., «Beitrag zur Frage der Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungsstäben».
6^e Congrès de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes - Stockholm, Juin 1960 - Publication préliminaire - Zürich, 1960.
- [58] REHM, G., «Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton».
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton - Heft 138 - Verlag Wilhelm Ernst und Sohn - Berlin, 1961.
- [59] RIESSAUW, F., «Essais comparatifs d'adhérence entre acier Tor Verrous 40 et acier A. 37 lisse».
Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete - Vol. III, subject I - Tekniska Högskolans Rotaprinttryckeri - RILEM - Stockholm - 1957.
- [60] ROBINSON, J. R., «La poutre en béton à talon et l'adhérence des barres groupées par deux au contact».
Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics - Série: Béton armé, No. 40 - Paris, Déc. 1956.
- [61] ROBINSON, J. R., «Cours du béton armé: III - Adhérence, jonctions et ancrages».
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées - Paris 1962/1963.

- [62] ROBINSON, J. R., «Premiers résultats d'essais de coutures». Bulletin d'information du C. E. B., No. 49 - Compte-rendu de la session plénière d'Ankara (23 sept. 1964): effort tranchant-Mai 1965, Paris.
- [63] ROBINSON, J. R., «Influence of tranverse reinforcement on shear and bond strength». Journal of A. C. I. - Proceedings Vol. 62, No. 3 - Detroit, 1965.
- [64] ROS, M., «Mit Torstahl 40 von 10, 20 und 30 mm Durchmesser bewehrte, durch statischen Bruch und Ermüdung erschöpfte Biegebalken, Stahlbewehrung ohne Endhaken». Eidgenoessische Materialprüfungs und Versuchsanstalt (E. M. P. A.) Bericht No: 176 - Zürich, jan. 1950.
- [65] RÜSCH, H. und REHM, G., «Versuche mit Betonformstählen». Deutscher Ausschuss für Stahlbeton - Heft 140, 160, 165 - Berlin (1963, 1964).
- [66] RÜSCH, H. und REHM, G., «Versuche zur Bestimmung der Übertragungslänge von Spannstählen». Deutscher Ausschuss für Stahlbeton - Heft 147 - Berlin, 1963.
- [67] SAILLARD, Y., «Recherche sur les aciers d'armatures de limite d'élasticité 60 kg/mm²». Revue «Travaux», 37^e Année, No. 227 - Sept, 1953 - Paris.
- [68] SAILLARD, Y., «Contribution expérimentale à la vérification pratique des ancrages, de l'adhérence et de la fissuration dans les ouvrages en béton armé». Symposium sur les armatures spéciales de béton armé - Faculté des Sciences Appliquées de l'Université de Liège - RILEM - Liège, 1958.
- [69] SAILLARD, Y., «Détermination d'un profil optimal d'acier à haute adhérence». Symposium sur les armatures spéciales de béton armé - Faculté des Sciences Appliquées de l'Université de Liège - RILEM - Liège, 1958.
- [70] SAILLARD, Y., «Etude comparative des critères d'adhérence et de fissuration suivant les théories de MM. Brice, Efsen, Rüsch, Saliger et Wästlung - Proposition d'une théorie de synthèse en vue du calcul pratique de la fissuration des ouvrages». Symposium sur les armatures spéciales de béton armé - Faculté des Sciences Appliquées de l'Université de Liège - RILEM - Liège, 1958.
- [71] SAILLARD, Y., «Mécanisme de la liaison béton - acier». Polska Akademia Nauk - Archiwum inzynierii Ladswej - To. VI, fascicule 4 - Panstwo Wydawnictwo Naukowe - Warszawa - 1960.
- [72] SAILLARD, Y., «Compte - rendu des discussions concernant les aciers, l'adhérence et les ancrages à la 6^e session plénière du C. E. B. à Monaco, Janvier 1961». Bulletin d'information no: 33 du C. E. B. - Paris - Juillet, 1961.
- [73] SALIGER, R., «Fortschritte im Stahlbeton durch hochwertige Werkstoffe und neue Forschungen». Editions Franz Deuticke - Wien, Jan. 1950.

- [74] SORETZ, S., «Vorschriften über die Anordnung, Verankerung und Haftsicherheit von Stahleinlagen im Beton».
Bulletin d'information no: 23 du C.E.B. - Paris, Mars 1960.
- [75] SORETZ, S., «Contribution à la recherche sur les aciers à béton et sur le béton armé».
Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics - Série: Béton armé, No. 64 - Paris - Novembre 1961.
- [76] SORETZ, S., «Bericht über einige Versuche an Balken und Platten mit Überdeckungsstößen im Feld».
Bulletin d'information no: 48 du C.E.B. - Compte-rendu de la session plénière à Ankara, en sept. 1964 - Paris, avril 1965.
- [77] THOMAS, F.G., «Work on bond, anchorage and cracking».
Bulletin d'information no: 48 du C.E.B. - Compte-rendu de la session plénière à Ankara, en sept. 1964 - Paris, avril 1965.
- [78] UNTRAUER, R.E. and HENRY, R.L., «Influence of normal pressure on bond strength».
Journal of A.C.I. - Proceedings Vol. 62, No. 5, May 1965 - Detroit.
- [79] VOELLMY, A. et BERNARDI, B., «Remarques sur l'adhérence et la formation des fissures dans le béton armé».
Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete - Vol. II, themes I and VIII - Tekniska Högskolans Rotaprinttryckeri - RILEM - Stockholm, 1957.
- [80] WÄSTLUND, G., «Use of high-strength steel in reinforced concrete».
Journal of the A.C.I. - Vol. 30, No. 12, June 1959, Title 55-75 - Discussion by K. Hajnal - Konyi, R. Taylord, A. Zaslavsky and author: Vol. 31, No. 6, dec. 1959 - Detroit, 1959.
- [81] WATSTEIN, D., «Distribution of bond stress in concrete pull-out specimens».
Journal of the A.C.I. - Vol. 18, No. 9 - May 1947 - Detroit.
- [82] WELCH, G. B. and PATTEN, B.J.F., «Bond strength of reinforcement affected by concrete sedimentation».
Journal of the A.C.I. - Proceedings, Vol. 62, No. 2 - February 1965 - Detroit.

A — BİRİNCİ HESAP YOLU:

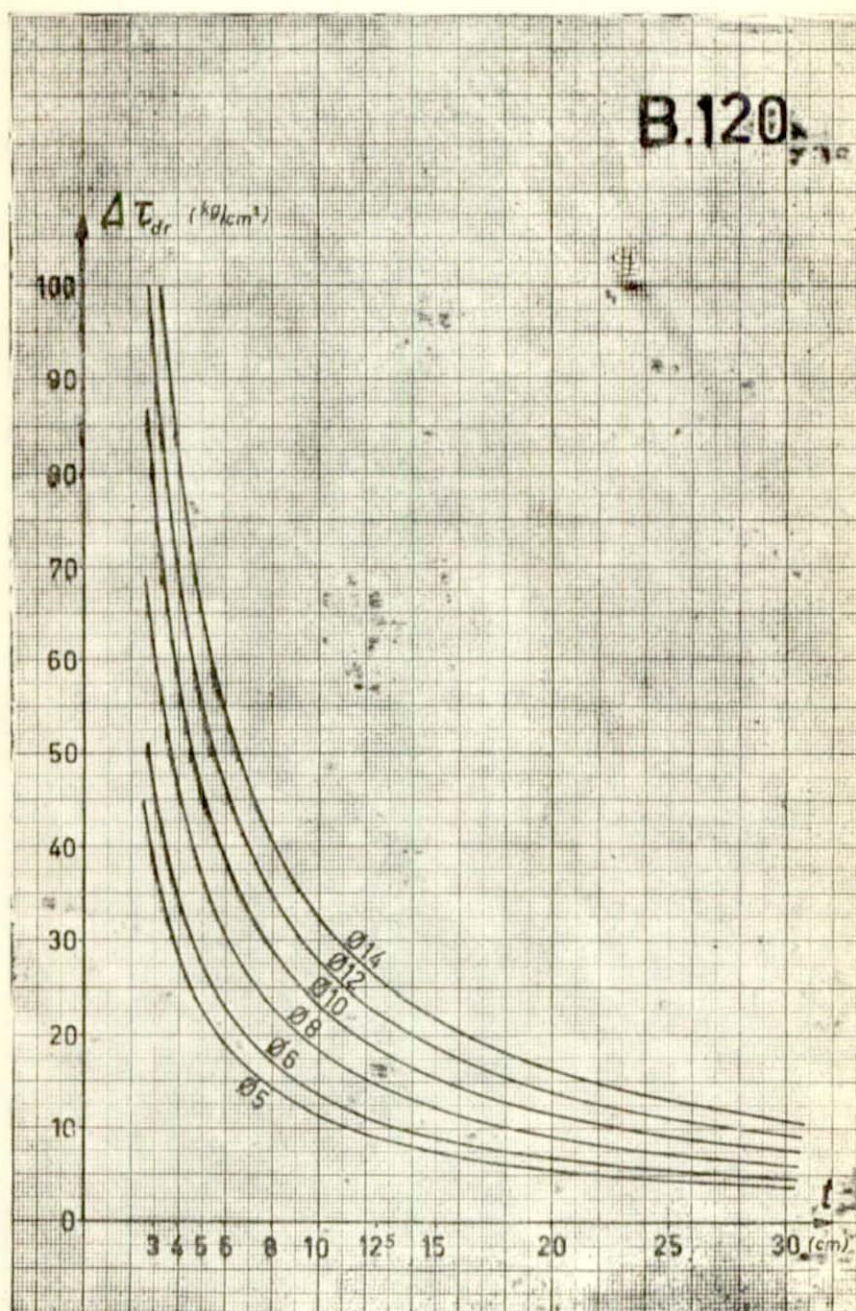
Yardımcı abaklar ($\alpha=90^\circ$ için)

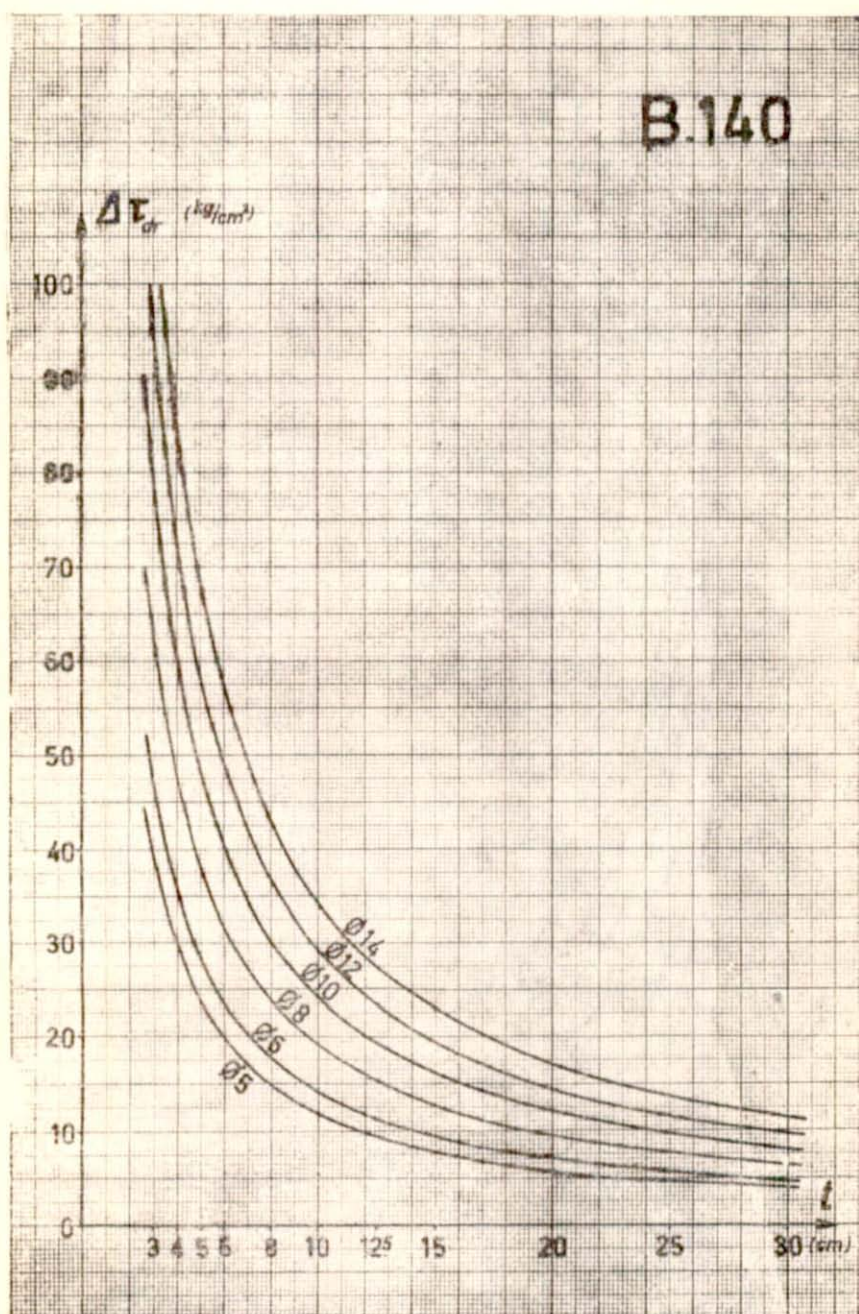
$$\Delta\tau_{dr} = k \cdot \frac{\phi_t^n}{t} \quad (62)$$

$$k = 22 \quad (32)$$

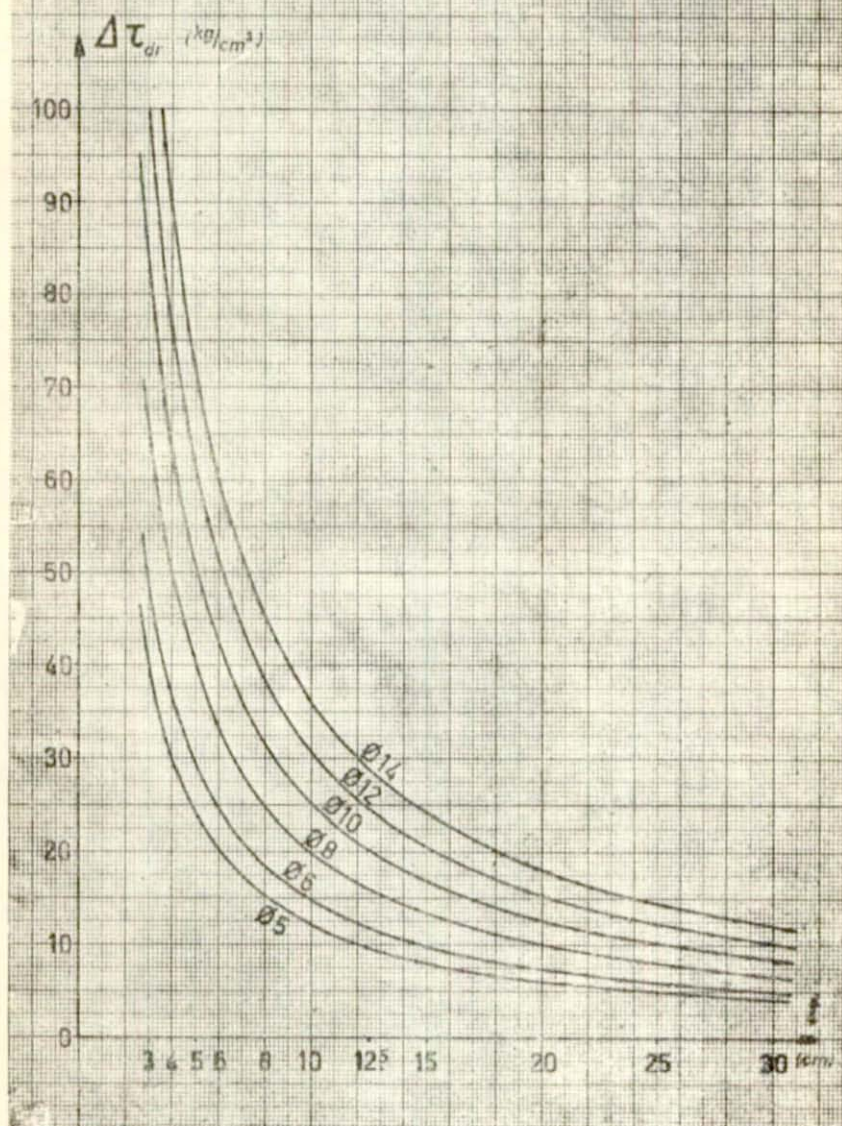
$$n = 0,90 + 0,001 \sigma'_{br, k\ddot{u}p} \quad (31)$$

Elde edilen $\Delta\tau_{dr}$ değerleri $\alpha=60^\circ$ için 23,5/22 ve $\alpha=45^\circ$ için 26,5/22 ile çarpılacaklardır.

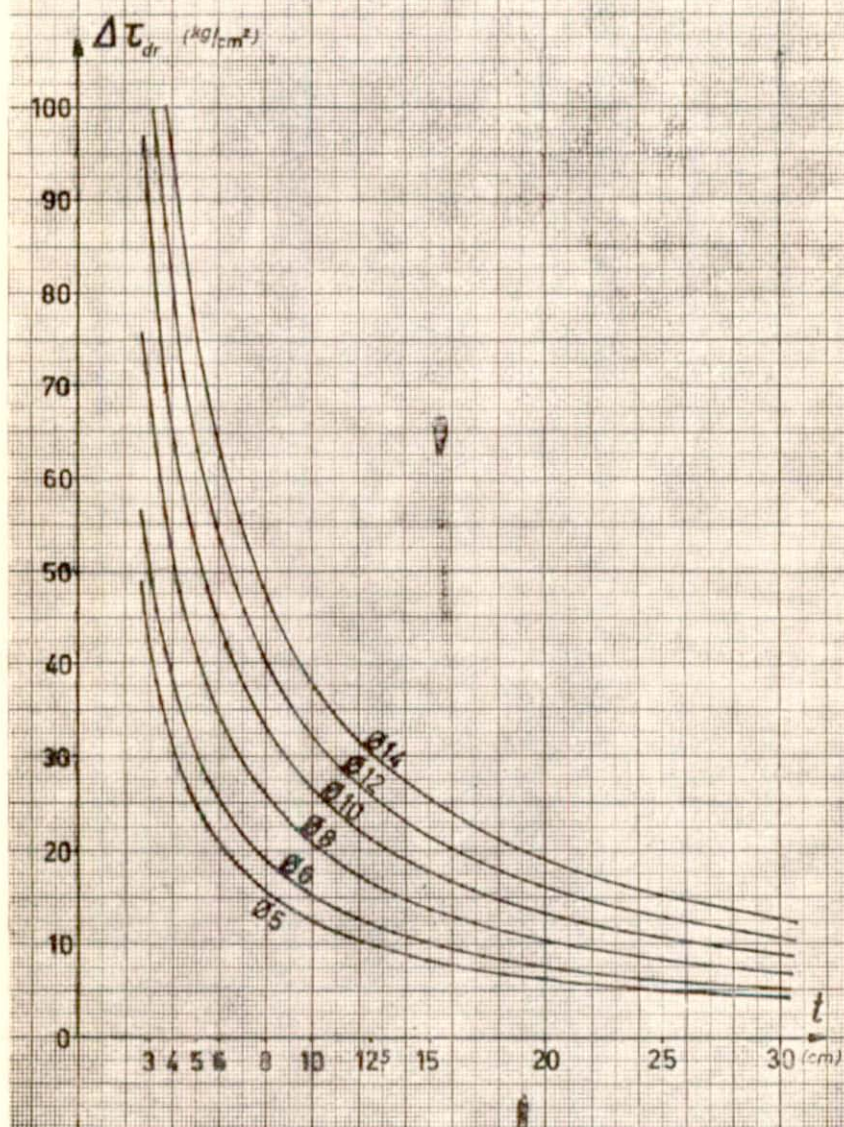


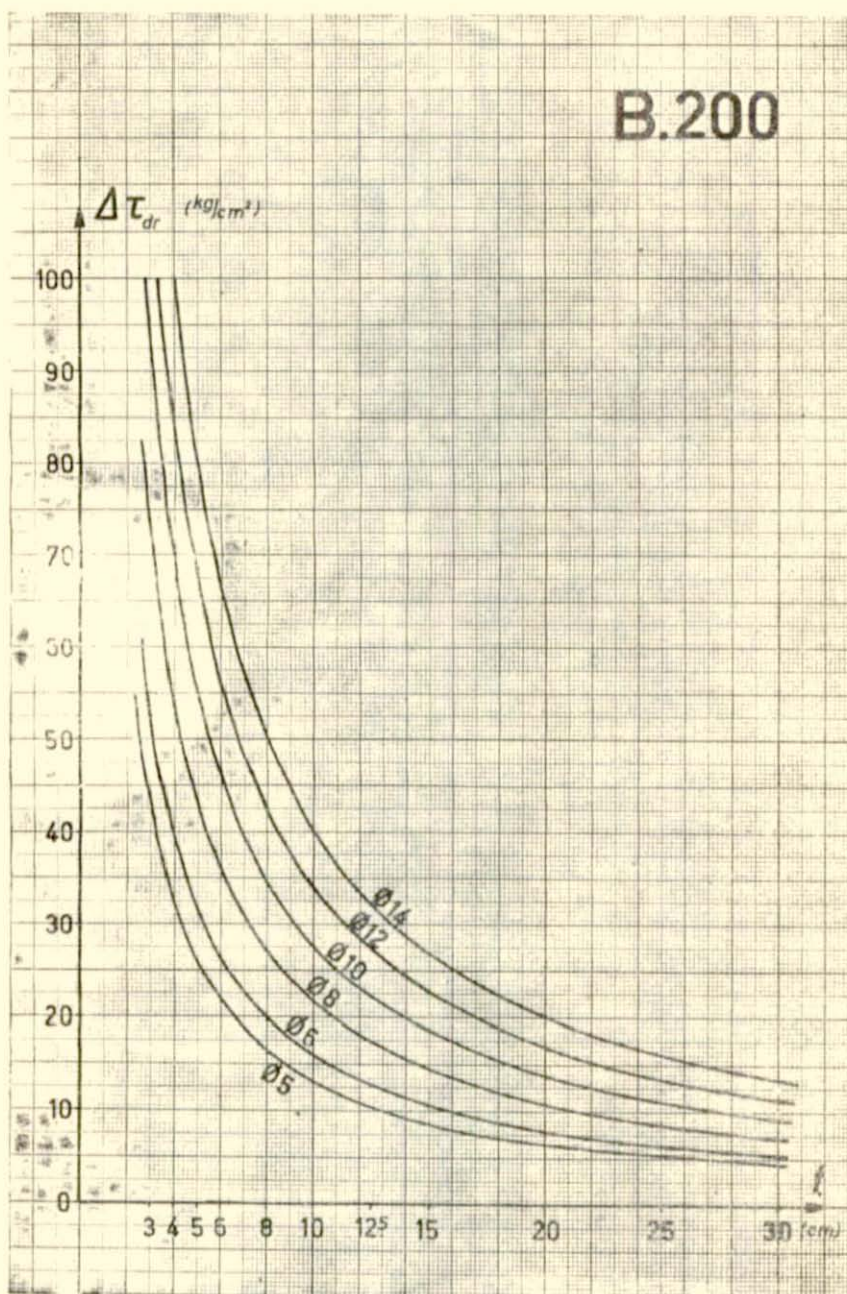


B.160

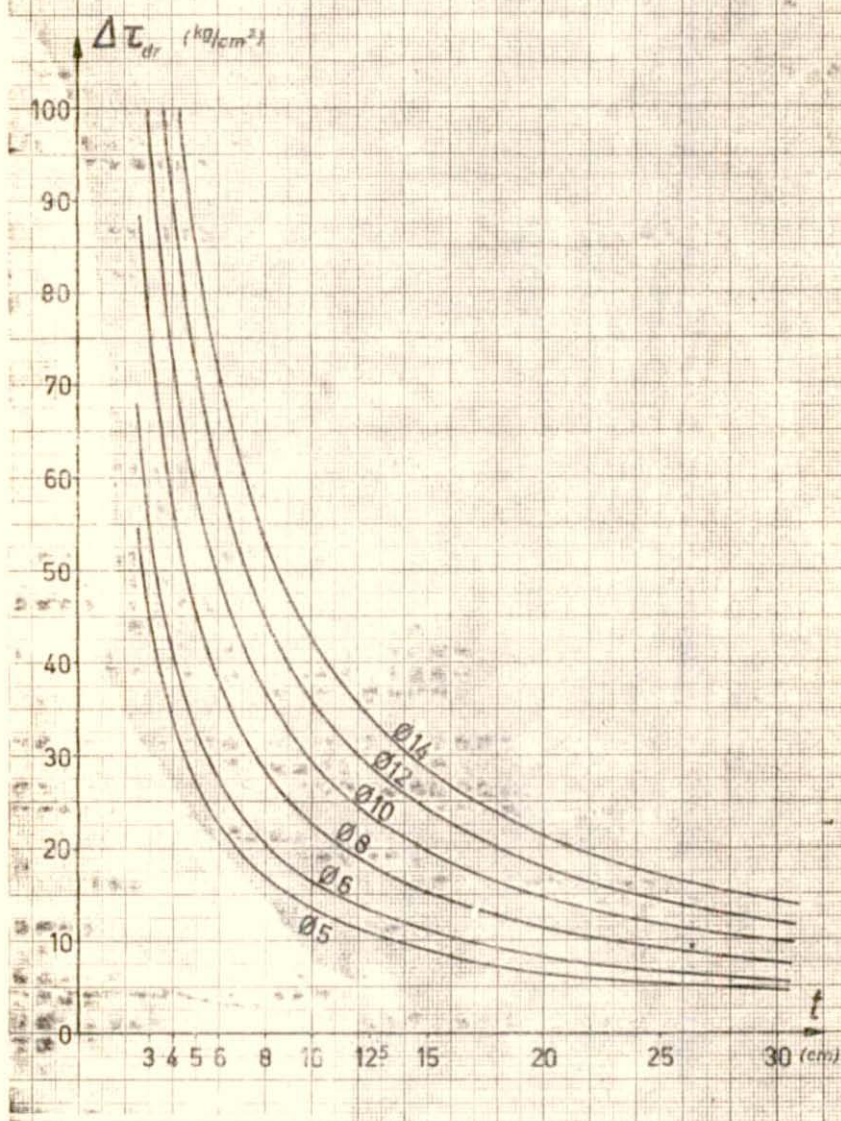


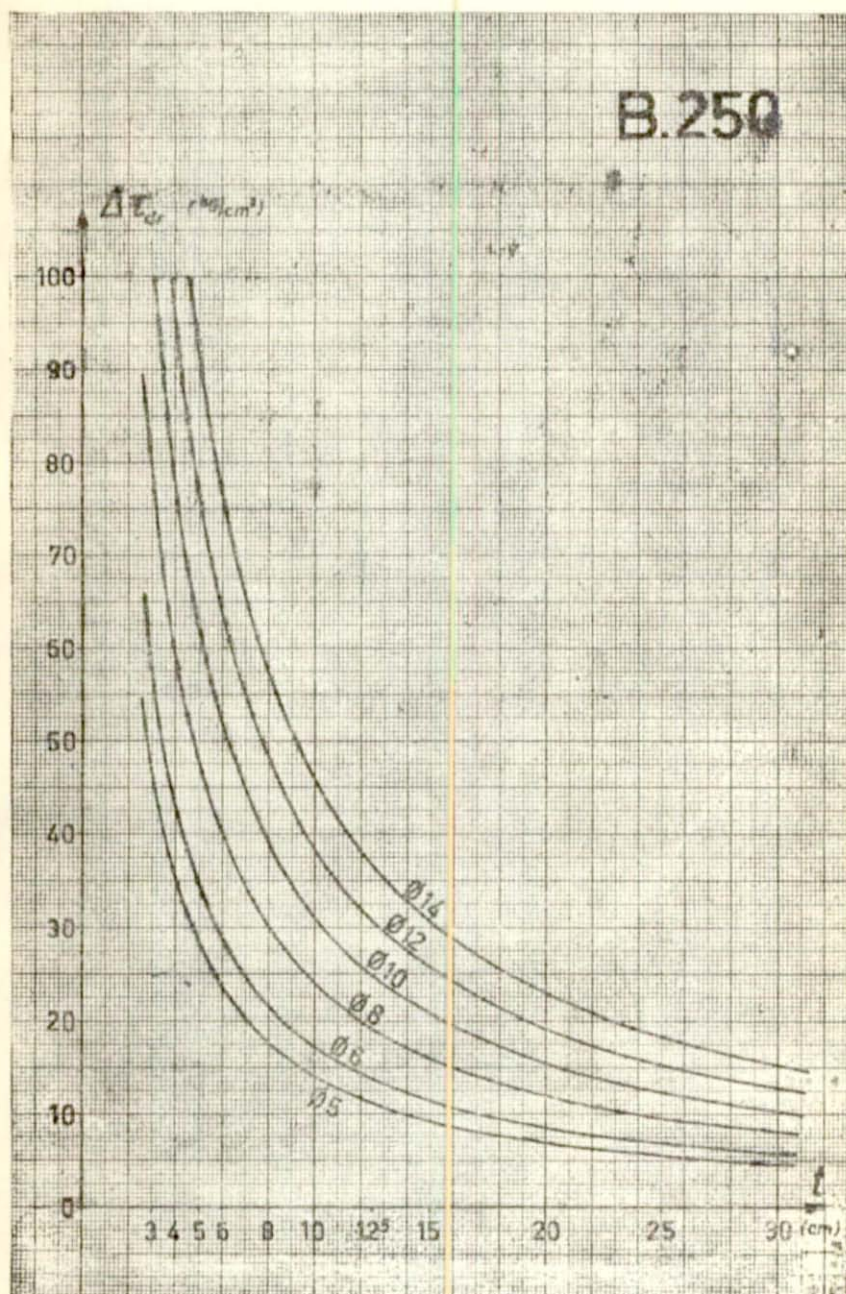
B.180



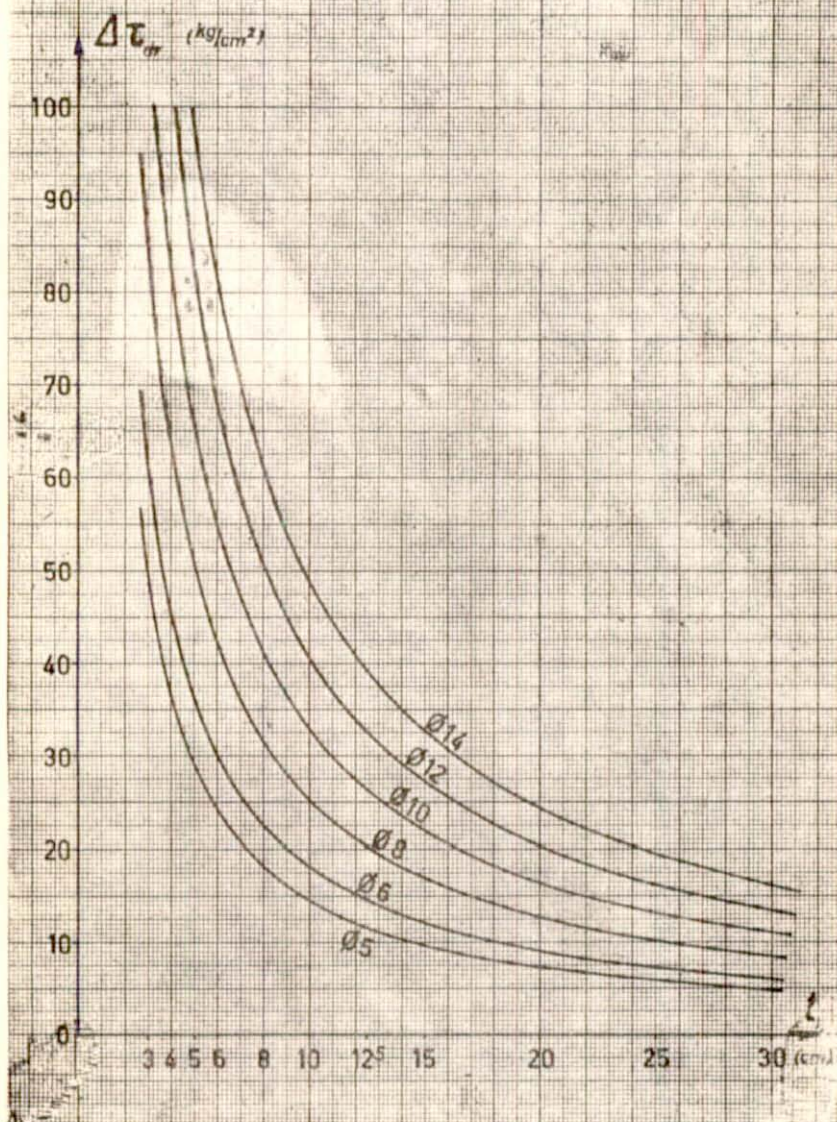


B.225

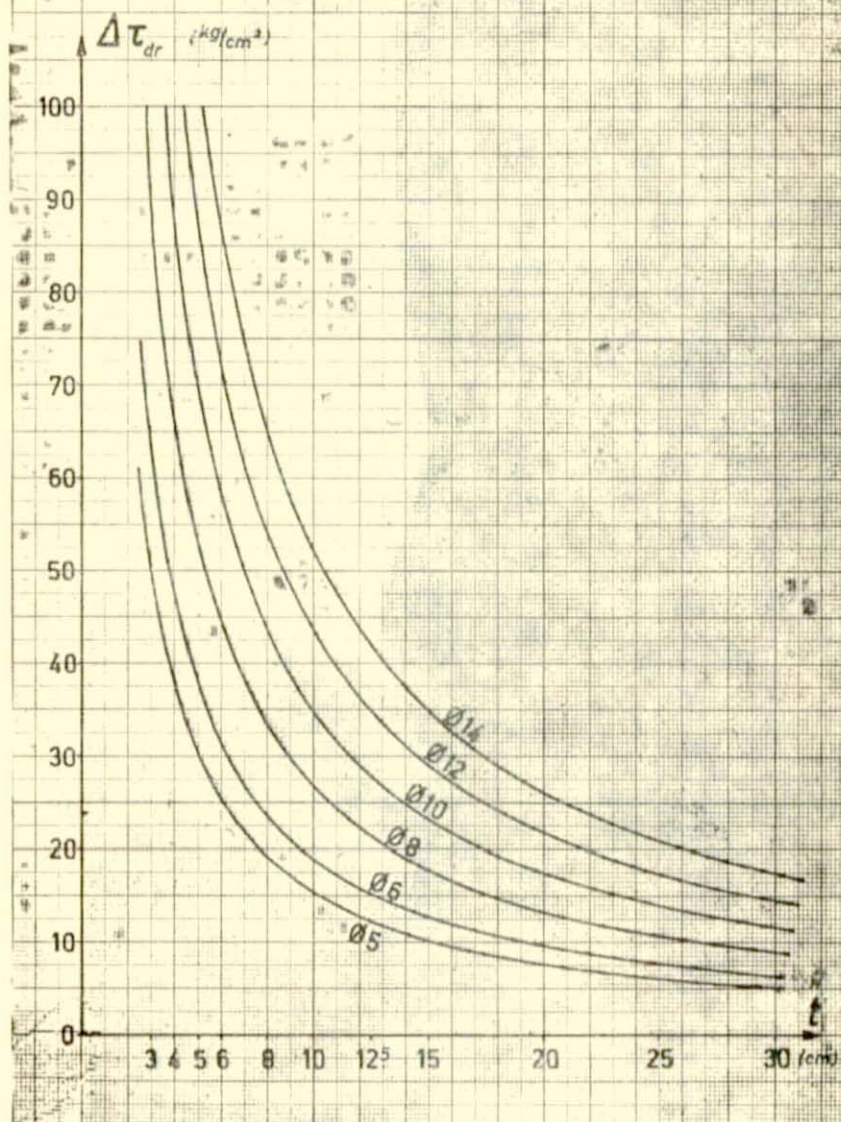


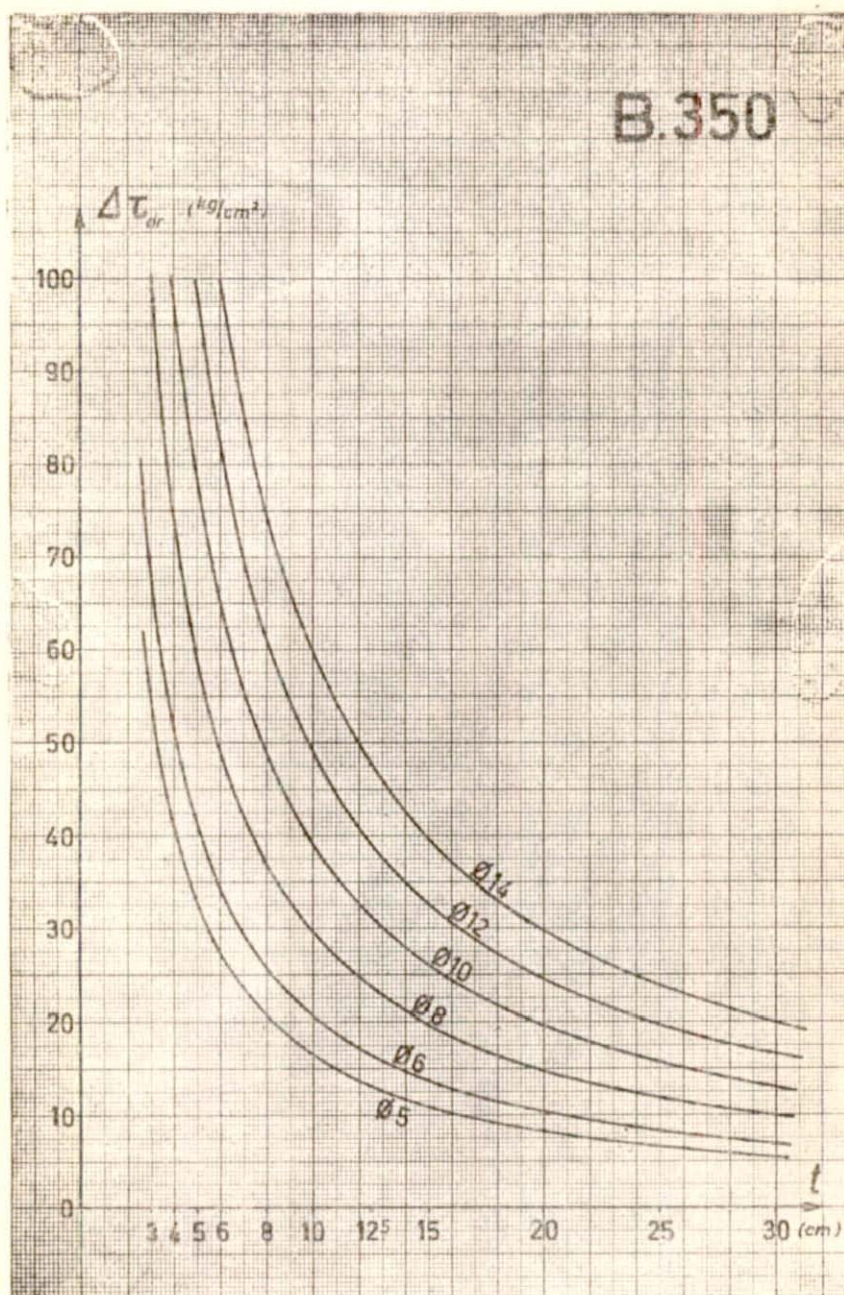


B.275

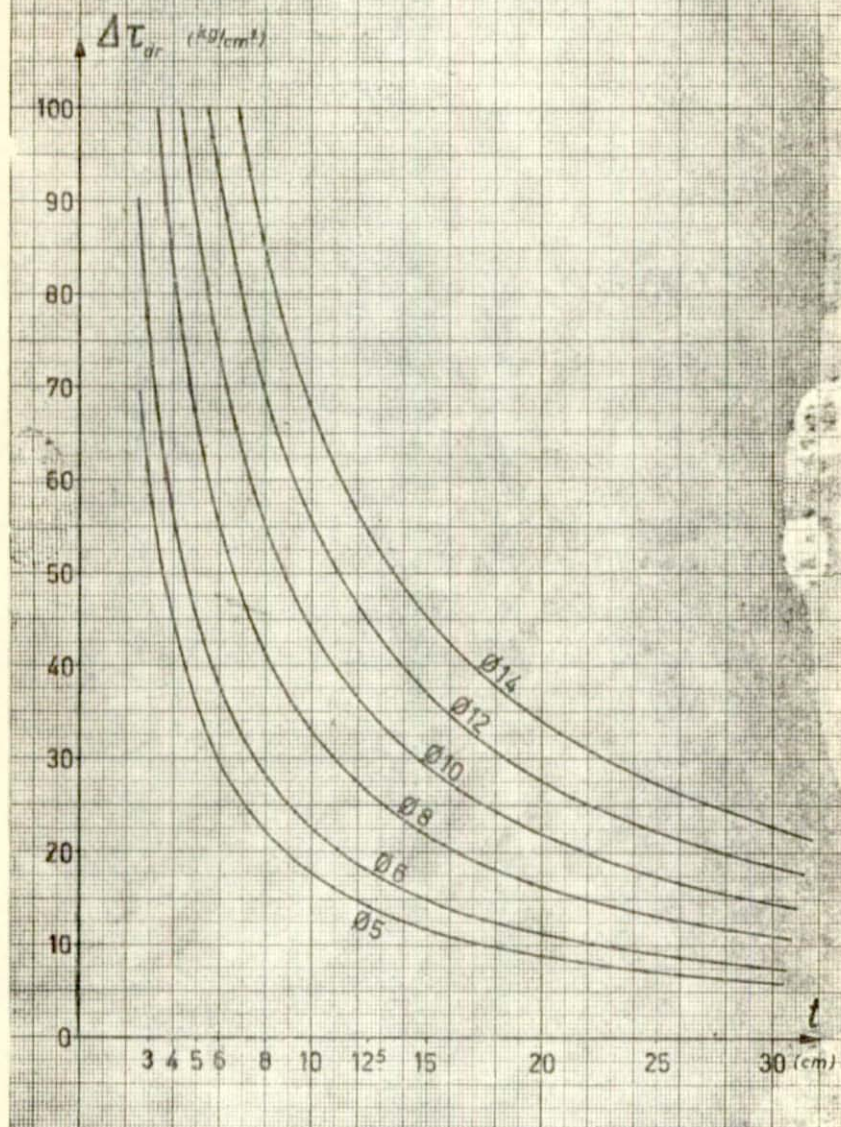


B.300





B.400



B — İKİNCİ HESAP YOLU:

Yardımcı tablolar ve abak

$$\overline{\omega}_{td} = K_{\phi} \cdot \omega_{td} \quad (67)$$

$$\Delta \tau_{dr} = m \cdot \overline{\omega}_{td} \quad (69)$$

Tablo I — Birim boya düşen enine donatı (ω_{td})

$$\omega_{td} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4f} \quad (63)$$

t	$\phi 5$	$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$	$\phi 14$
5	0,079	0,112	0,200	0,314	0,452	0,616
6	0,066	0,093	0,167	0,262	0,376	0,513
8	0,049	0,070	0,125	0,196	0,282	0,385
10	0,039	0,056	0,100	0,157	0,226	0,308
12,5	0,031	0,045	0,080	0,126	0,181	0,246
15	0,026	0,037	0,067	0,105	0,151	0,205
17,5	0,023	0,032	0,057	0,090	0,129	0,176
20	0,020	0,028	0,050	0,078	0,113	0,154
25	0,016	0,022	0,040	0,063	0,090	0,123
30	0,013	0,019	0,033	0,052	0,075	0,103

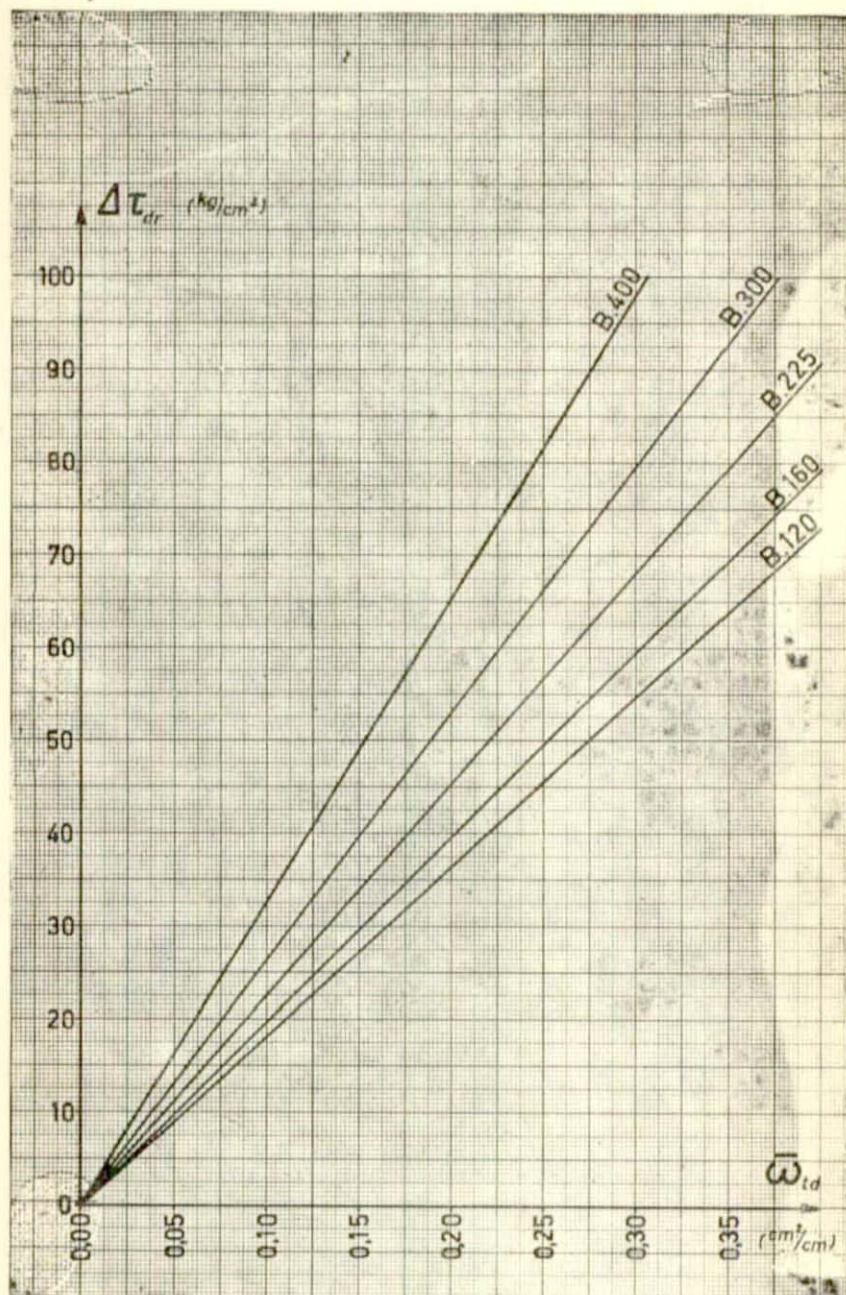
(çift tesir gözönüne alınmıştır).

Tablo II — K_{ϕ} yararlılık ve m orantılılık katsayıları

$$K_{\phi} = \frac{\omega_{td\phi 8}}{\omega_{td\phi i}} \quad (65 d)$$

$$m = \frac{4400}{\pi \cdot 8^2 - n} \quad (70)$$

Beton	K_{ϕ}						m
	$\phi 5$	$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$	$\phi 14$	
B.120	1,585	1,326	1,000	0,804	0,672	0,578	182,5
B.140	1,570	1,318	1,000	0,807	0,676	0,584	190,3
B.160	1,556	1,311	1,000	0,811	0,683	0,591	198,3
B.180	1,541	1,303	1,000	0,814	0,689	0,596	206,8
B.200	1,527	1,296	1,000	0,818	0,694	0,604	215,5
B.225	1,509	1,286	1,000	0,823	0,701	0,613	227,0
B.250	1,491	1,277	1,000	0,827	0,708	0,621	239,2
B.275	1,474	1,268	1,000	0,832	0,716	0,630	251,9
B.300	1,456	1,259	1,000	0,837	0,723	0,639	265,4
B.325	1,439	1,250	1,000	0,841	0,730	0,648	279,5
B.350	1,423	1,241	1,000	0,846	0,738	0,657	294,4
B.375	1,406	1,232	1,000	0,851	0,745	0,666	310,1
B.400	1,390	1,223	1,000	0,855	0,753	0,676	326,7



EK 2 — YARARLANILAN DENEY SONUÇLARI

Tablo I — Özel türde Belçika kiris deneyleri
(Telle bağlı enine donatı)

Sıra no.	Deney serisi	ϕ	Enine donatı				$\sigma'_{br,küp}$	$\tau_{dr,m}$
			ϕ_t	t	α	B. Ç.		
—	—	mm	mm	cm	°	—	kg/cm ²	kg/cm ²
1	9-I	14	0	—	—	—	303	56
2	8-I	14	0	—	—	—	202	45,5
3	8-II	14	0	—	—	—	313	63,5
4	8-III	14	0	—	—	—	355	59
5	7-I	14	0	—	—	—	262	53,5
6	7-II	14	0	—	—	—	250	50
7	6-I	14	0	—	—	—	201	47
8	6-II	14	0	—	—	—	215	46,5
9	5-I	14	0	—	—	—	267	56,5
10	5-II	14	0	—	—	—	246	52,5
11	4-I	14	0	—	—	—	260	53,5
12	4-II	14	0	—	—	—	260	54
13	4-III	14	0	—	—	—	237	55
14	4-III	14	0	—	—	—	237	52,5
15	2-II	14	0	—	—	—	270	51,5
16	1-I	14	0	—	—	—	365	60
17	2-I	14	0	—	—	—	230	49
18	1-I	14	5	5,2	90	I	365	82
19	1-I	14	6	5,0	90	I	365	101
20	1-I	14	6	3,7	90	I	365	117
21	1-I	14	8	5,3	90	I	365	129
22	1-II	14	8	4,5	90	I	320	120
23	1-II	14	8	3,8	90	I	320	133
24	1-III	14	10	6,0	90	I	320	115
25	1-III	14	10	5,2	90	I	320	126
26	1-III	14	6	5,0	90	I	355	105
27	1-III	14	8	5,3	90	I	355	120
28	2-I	14	5	10,4	90	I	230	63
29	2-I	14	5	5,2	90	I	230	74
30	2-I	14	6	5,0	90	I	230	85

Sıra no.	Deney serisi	ϕ	Enine donatı				$\sigma'_{br,küp}$	$\tau_{dr,m}$
			ϕ_t	t	α	B. Ç.		
—	—	mm	mm	cm	°	—	kg/cm ²	kg/cm ²
31	2-I	14	6	3,7	90	I	230	94
32	2-I	14	8	5,3	90	I	230	96,5
33	2-II	14	8	4,5	90	I	270	107
34	2-II	14	8	3,8	90	I	270	108,5
35	2-II	14	10	6,0	90	I	270	101
36	2-II	14	10	5,2	90	I	270	115
37	2-II	14	10	4,5	90	I	270	121
38	2-II	14	10	3,9	90	I	270	131
39	3-I'	14	5	10,4	90	I	296	63
40	3-I	14	5	5,2	90	I	296	72
41	3-I	14	6	7,5	90	I	296	80,5
42	3-I	14	7	10,3	90	I	296	70
43	3-I	14	5	3,5	90	I	296	94
44	3-I	14	6	5,0	90	I	296	90
45	3-I	14	7	6,8	90	I	296	91
46	3-I	14	8	8,9	90	I	296	91
47	3-I	14	9	11,3	90	I	296	76
48	3-II	14	6	3,7	90	I	279	105
49	3-II	14	7	5,1	90	I	279	99
50	3-II	14	8	6,7	90	I	279	94
51	3-II	14	9	8,5	90	I	279	85
52	3-II	14	10	10,5	90	I	279	77
53	3-II	14	7	4,1	90	I	279	108
54	3-II	14	8	5,3	90	I	279	104
55	3-II	14	9	6,8	90	I	279	102
56	3-II	14	10	8,0	90	I	279	92,5
57	3-III	14	7	3,4	90	I	263	111
58	3-III	14	8	4,45	90	I	263	110,5
59	3-III	14	9	5,6	90	I	263	111
60	3-III	14	10	7,0	90	I	263	104
61	3-III	14	12	10,0	90	I	263	85
62	3-III	14	8	3,8	90	I	263	121
63	3-III	14	9	4,8	90	I	263	125
64	3-III	14	10	6,0	90	I	263	109
65	3-III	14	12	8,6	90	I	263	100
66	4-I	14	5	5,2	90	I	260	79
67	4-I	14	6	3,7	90	I	260	102
68	4-I	14	8	5,3	90	I	260	96,5
69	4-I	14	8	5,3	90	I	260	98
70	4-I	14	8	4,45	90	I	260	115
71	4-I	14	10	5,2	90	I	260	113
72	4-I	14	10	3,9	90	I	260	130
73	4-II	14	5	5,2	90	I	237	79
74	4-II	14	6	3,7	90	I	237	97
75	4-II	14	8	5,3	90	I	237	93
76	4-II	14	8	5,3	90	I	237	100,5
77	4-II	14	8	4,45	90	I	237	104,5
78	4-II	14	10	5,2	90	I	237	106,5
79	4-II	14	10	3,9	90	I	237	117,5
80	5-I	14	6	3,7	90	I	267	101,5

Sıra no.	Deney serisi	ϕ	Enine donatı				$\sigma'_{br,küp}$	$\tau_{dr,m}$
			ϕ_t	t	α	B.Ç.		
—	—	mm	mm	cm	°	—	kg/cm ²	kg/cm ²
81	5-I	14	8	5,3	90	I	267	95
82	5-I	14	8	4,45	90	I	267	105
83	5-I	14	6	5,0	90	III B	267	95
84	5-I	14	6	3,7	90	III B	267	98
85	5-I	14	8	5,3	90	III B	267	98,5
86	5-I	14	8	4,45	90	III B	267	117,5
87	5-I	14	10	5,2	90	III B	267	113
88	5-II	14	6	3,7	90	I	246	100
89	5-II	14	8	5,3	90	I	246	95
90	5-II	14	8	4,45	90	I	246	108
91	5-II	14	6	5,0	90	III B	246	92
92	5-II	14	6	3,7	90	III B	246	100
93	5-II	14	8	5,3	90	III B	246	105
94	5-II	14	8	4,45	90	III B	246	115
95	5-II	14	10	5,2	90	III B	246	115
96	6-I	14	5	5,2	90	I	201	71,5
97	6-I	14	6	5,0	90	I	201	73
98	6-I	14	6	3,7	90	I	201	84
99	6-I	14	8	5,3	90	I	201	79
100	7-I	14	6	3,7	90	I	262	102,5
101	7-I	14	8	5,3	90	I	262	88
102	7-I	14	5	4,0	60	I	262	93,5
103	7-I	14	6	4,3	60	I	262	97
104	7-I	14	8	6,15	60	I	262	113,5
105	7-I	14	5	4,9	45	I	262	92
106	7-I	14	6	5,3	45	I	262	93
107	7-I	14	8	7,55	45	I	262	95
108	7-II	14	5	6,0	60	I	250	73
109	7-II	14	5	4,0	60	I	250	97,5
110	7-II	14	6	4,3	60	I	250	87,5
111	7-II	14	8	6,15	60	I	250	97
112	7-II	14	5	7,35	45	I	250	72,5
113	7-II	14	5	4,9	45	I	250	83
114	7-II	14	6	5,3	45	I	250	77,5
115	7-II	14	8	7,55	45	I	250	88,5
116	8-I	14	5	5,2	90	I	202	77,5
117	8-I	14	6	5,0	90	I	202	86
118	8-I	14	6	3,7	90	I	202	89,5
119	8-I	14	8	6,7	90	I	202	83
120	8-I	14	8	5,3	90	I	202	86
121	8-I	14	10	7,0	90	I	202	85
122	8-I	14	10	5,2	90	I	202	100,5
123	8-I	14	8	4,45	90	I	202	87
124	8-II	14	5	5,2	90	I	313	93,5
125	8-II	14	6	5,0	90	I	313	108
126	8-II	14	6	3,7	90	I	313	101
127	8-II	14	8	5,3	90	I	313	105
128	8-II	14	5	7,35	90	I	313	82,5
129	8-II	14	5	4,9	90	I	313	87
130	8-II	14	6	5,3	90	I	313	93

Sıra no.	Deney serisi	ϕ	Enine donatı				$\sigma'_{br, k \cup p}$	$\tau_{dr, m}$
			ϕ_t	t	α	B.Ç.		
-	-	mm	mm	cm	°	-	kg/cm ²	kg/cm ²
131	8-III	14	8	7,55	90	I	313	83,5
132	8-III	14	5	7,35	90	I	355	94,5
133	8-III	14	5	4,9	90	I	355	106
134	8-III	14	6	5,3	90	I	355	100,5
135	8-III	14	6	4,2	90	I	355	112
136	8-III	14	8	6,3	90	I	355	104
137	8-III	14	8	5,4	90	I	355	106,5
138	8-III	14	8	4,7	90	I	355	122,5
139	8-III	14	10	5,9	90	I	355	117
140	9-I	14	5	10,4	90	I	303	75
141	9-I	14	5	5,2	90	I	303	88
142	9-I	14	6	7,5	90	I	303	84,5
143	9-I	14	5	3,5	90	I	303	104
144	9-I	14	6	5,0	90	I	303	96
145	9-I	14	8	8,9	90	I	303	91
146	9-I	14	6	3,7	90	I	303	109,3
147	9-I	14	8	6,7	90	I	303	101
148	9-II	14	10	8,0	90	I	325	107
149	9-II	14	8	4,45	90	I	325	126
150	9-II	14	10	7,0	90	I	325	116,5
151	9-II	14	8	3,8	90	I	325	136
152	9-II	14	10	6,0	90	I	325	127
153	9-II	14	12	8,6	90	I	325	114,5
154	9-II	14	10	5,2	90	I	325	138
155	9-II	14	12	7,5	90	I	325	124
156	10-I	20	5	10,4	90	I	238	40
157	10-I	20	5	5,2	90	I	238	52,5
158	10-I	20	6	7,5	90	I	238	50
159	10-I	20	5	3,5	90	I	238	64,5
160	10-I	20	6	5,0	90	I	238	50
161	10-I	20	8	8,9	90	I	238	55,5
162	10-I	20	6	3,7	90	I	238	73,5
163	10-I	20	8	6,7	90	I	238	61
164	10-I	20	10	10,5	90	I	238	64
165	10-II	20	0	-	-	-	264	34
166	10-II	20	8	5,3	90	I	264	78,4
167	10-II	20	10	8,0	90	I	264	80,5
168	10-II	20	8	4,45	90	I	264	82
169	10-II	20	10	7,0	90	I	264	77
170	10-II	20	12	10,0	90	I	264	73
171	10-II	20	8	3,8	90	I	264	91
172	10-II	20	10	6,0	90	I	264	90
173	10-II	20	12	8,6	90	I	264	83
174	10-III	20	0	-	-	-	287	31,6
175	10-III	20	5	5,2	90	I	287	63,4
176	10-III	20	6	7,5	90	I	287	60
177	10-III	20	10	5,2	90	I	287	95
178	10-III	20	12	7,5	90	I	287	90
179	10-III	20	10	4,5	90	I	287	103,5
180	10-III	20	12	6,5	90	I	287	91,5

Tablo II — Özel Türde Belçika kiriş deneyleri
(Kaynakla bağlı enine donatı)

Sıra no.	Deney serisi	$\emptyset$	Enine donatı				$\sigma'_{br,küp}$	$\tau_{dr,m}$
			$\emptyset_t$	t	α	B.Ç.		
—	—	mm	mm	cm	°	—	kg/cm ²	kg/cm ²
181	6-I	14	5	5,2	90	I	201	83
182	6-I	14	6	5,0	90	I	201	83
183	6-I	14	6	3,7	90	I	201	99
184	6-I	14	8	5,3	90	I	201	107
185	6-II	14	5	5,2	90	I	215	77
186	6-II	14	6	5,0	90	I	215	92
187	6-II	14	6	3,7	90	I	215	105
188	6-II	14	8	5,3	90	I	215	122,5
189	6-II	14	8	4,45	90	I	215	120
190	6-II	14	10	6,0	90	I	215	119,5
191	6-II	14	10	5,2	90	I	215	135
192	6-II	14	10	4,2	90	I	215	132,5