

PESQUISAS SÔBRE ARMADURAS ESPECIAIS PARA CONCRETO ARMADO

FERNANDO LUIZ LOBO B. CARNEIRO

Divisão de Indústrias de Construção

JANEIRO 1950

A — OBJETIVO DA PESQUISA

A pedido do interessado, realizou o Instituto Nacional de Tecnologia uma série de pesquisas sôbre o emprêgo de armaduras especiais para concreto armado constituídas por barras laminadas de aço CA-37, de seção circular, retorcidas a frio, nos têrmos dos artigos 81, 82 e 23 (final) da Norma Brasileira para Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado, da Associação Brasileira de Normas Técnicas (NB-1).

A essas armaduras especiais o interessado deu a denominação de armaduras "HELITRAÇO".

OBS.: do art. 81 da NB-1 — "A Fiscalização poderá permitir o emprêgo de aços especiais, desde que suas propriedades características sejam suficientemente estudadas por laboratório nacional idôneo";

Do art. 82 da NB-1 — "Para o recebimento de aços especiais devem ser elaboradas especificações, tendo como base os resultados obtidos para os mesmos por laboratório nacional idôneo";

Do art. 23 da NB-1 — a nova redação da parte final dêste artigo, aprovada na 8.^a Reunião da Associação Brasileira de Normas Técnicas, permite o emprêgo de armaduras constituídas por barras de aço comum retorcidas, em peças de concreto armado submetidas a esforços de flexão, desde que o dimensionamento seja baseado no estágio III, tomando-se para limite de escoamento valor não superior a 4.000 kg/cm².

B — CARACTERÍSTICOS DAS ARMADURAS EXAMINADAS

1. Definição

As armaduras examinadas são constituídas por barras de aço comum CA-37, de seção circular, retorcidas a frio em tórno de seu próprio eixo, com passo compreendido entre 8 e 12 vezes o diâmetro. O tórno empregado é munido de dispositivos que garantem a invariabilidade do comprimento da barra durante o processo de torção.

OBS.: outros tipos de armaduras constituídas por barras de aço comum retorcidas a frio são as conhecidas pelas denominações "Isteg-stahl", "Drillwulst-stahl" e "Tor-stahl". As armaduras "Isteg-stahl" são constituídas por duas barras de seção circular retorcidas juntamente; as armaduras "Drillwulst-stahl" e "Tor-stahl" são constituídas por barras simples retorcidas a frio, mas de seção não circular, sendo que a seção desta última difere da circular apenas pela presença de duas pequenas saliências diametralmente opostas. As armaduras examinadas neste trabalho, são conhecidas na Espanha como armaduras "Tetracero-B", onde foram estudadas pelo Eng. Jesus Iribas de Miguel.

2. Característicos Mecânicos

As barras de aço comum CA-37, retorcidas a frio, apresentam limite de escoamento e limite de ruptura superiores aos das barras originais (referimo-nos aqui ao *limite de escoamento convencional*, ou limite de elasticidade convencional, que é a tensão correspondente a uma deformação permanente de 0,2 %). O módulo de elasticidade não é afetado, e o alongamento após a ruptura sofre uma redução.

Numerosos dados a respeito dos três tipos europeus de armaduras encontram-se na publicação austríaca da "Oesterreichischen Eisenbeton-Ausschusses", "Über die Taetigkeit des Unterausschusses fuer Höchwertige Staehle", 1937, que nos foi cedida pelo interessado. De acôrdo com ensaios de W. Herold, o aumento do limite de escoamento varia de 65% a 78%, quando o passo da torsão é fixado entre 12 e 8 diâmetros; o aumento do limite de ruptura é da ordem de 30%, e o alongamento após a ruptura fica compreendido entre 10% e 13%. Emperger constatou aumento no limite de escoamento de 53% a 60%. W. Herold demonstrou também a uniformidade dos característicos mecânicos ao longo do comprimento da barra, ensaiando 40 amostras de uma mesma barra, com 20 m.

Transcrevemos a seguir os resultados obtidos no Instituto Nacional de Tecnologia sôbre o vergalhão redondo, isto é, o "HELITRAÇO". Os ensaios de tração e de dobramento foram realizados de acôrdo com os métodos MB-4 e MB-5 da Associação Brasileira de Normas Técnicas. As curvas tensão-deformação, apresentadas nos desenhos ns. 1, 2 e 3, foram obtidos com auxílio de dois tensômetros Huggenberger, sôbre bases de medida de 2 cm (v. Tabelas I e II).

I — BARRAS REDONDAS COM DIÂMETRO NOMINAL 3/8

a) Aço CA-37

	Diâmetro (e)	Módulo de elasticidade	Limite de escoamento	Limite de ruptura	Alongamento (10 = 10e)
	mm	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	%
Média	9,4	2.085.000	26,7	36,5	37
dobramento sôbre cutedo D = 0,5 e: satisfatório (180°)					

b) Material examinado (passo = 10.e)

	Diâmetro (e)	Módulo de elasticidade	Limite de esc convencional (0,2 %)	Limite de ruptura	Alongamento (10 = 10e)
	mm	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	%
Média	9,4	2.090.000	41,9	48,1	15
dobramento sôbre cutelo D = 2 e: satisfatório (180°)					

Relação entre os característicos do material examinado e do CA-37:

Limite de escoamento $41,9/26,7 = 1,57 (+ 57 \%)$
 Limite de ruptura $48,1/36,5 = 1,32 (+ 32 \%)$
 Alongamento $15/37 = 0,40 (- 60 \%)$
 Alongamento x lim. ruptura/10 $0,72/1,35 = 0,53 (- 47 \%)$

OBS.: V. desenhos n.º 1 e 2.

II — BARRAS REDONDAS COM DIÂMETRO NOMINAL 1/2

a) Aço CA-37

	Diâmetro (e)	Módulo de elasticidade	Limite de escoamento	Limite de ruptura	Alongamento (10 = 10e)
	mm	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	%
Média	13,2	2.050.000	29,1	41,9	35
dobramento sobre cutelo D = 0,5 e: satisfatório (180º)					

b) Material examinado (passo = 10 e)

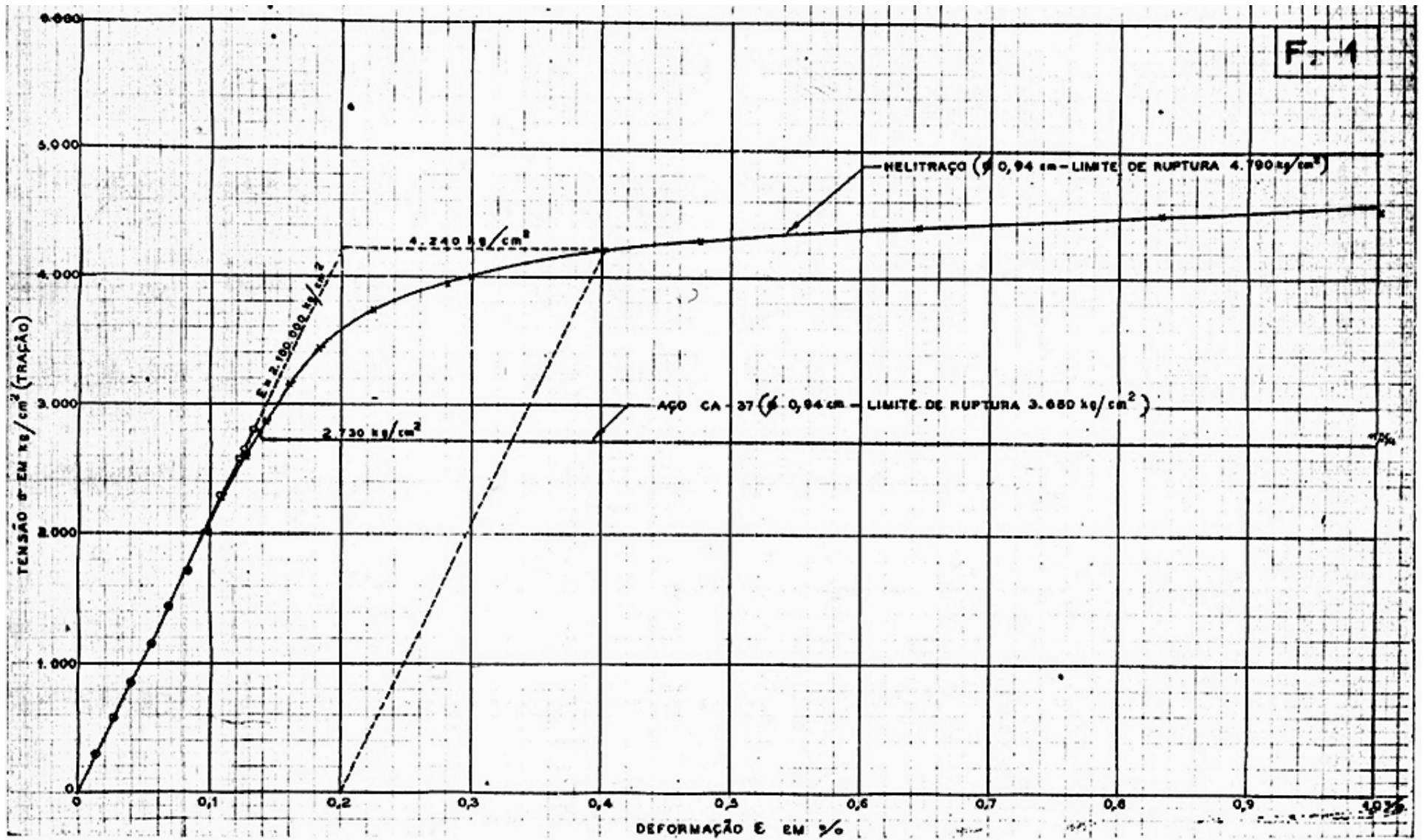
	Diâmetro (e)	Módulo de elasticidade	Limite de escoamento (0,2 %)	Limite de ruptura	Alongamento (10 = 10e)
	mm	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	%
Média	13,2	2.050.000	51,8	58,4	14
dobramento sobre cutelo D = 2 e: satisfatório (180º)					

Relação entre os característicos do material examinado e do CA-37:

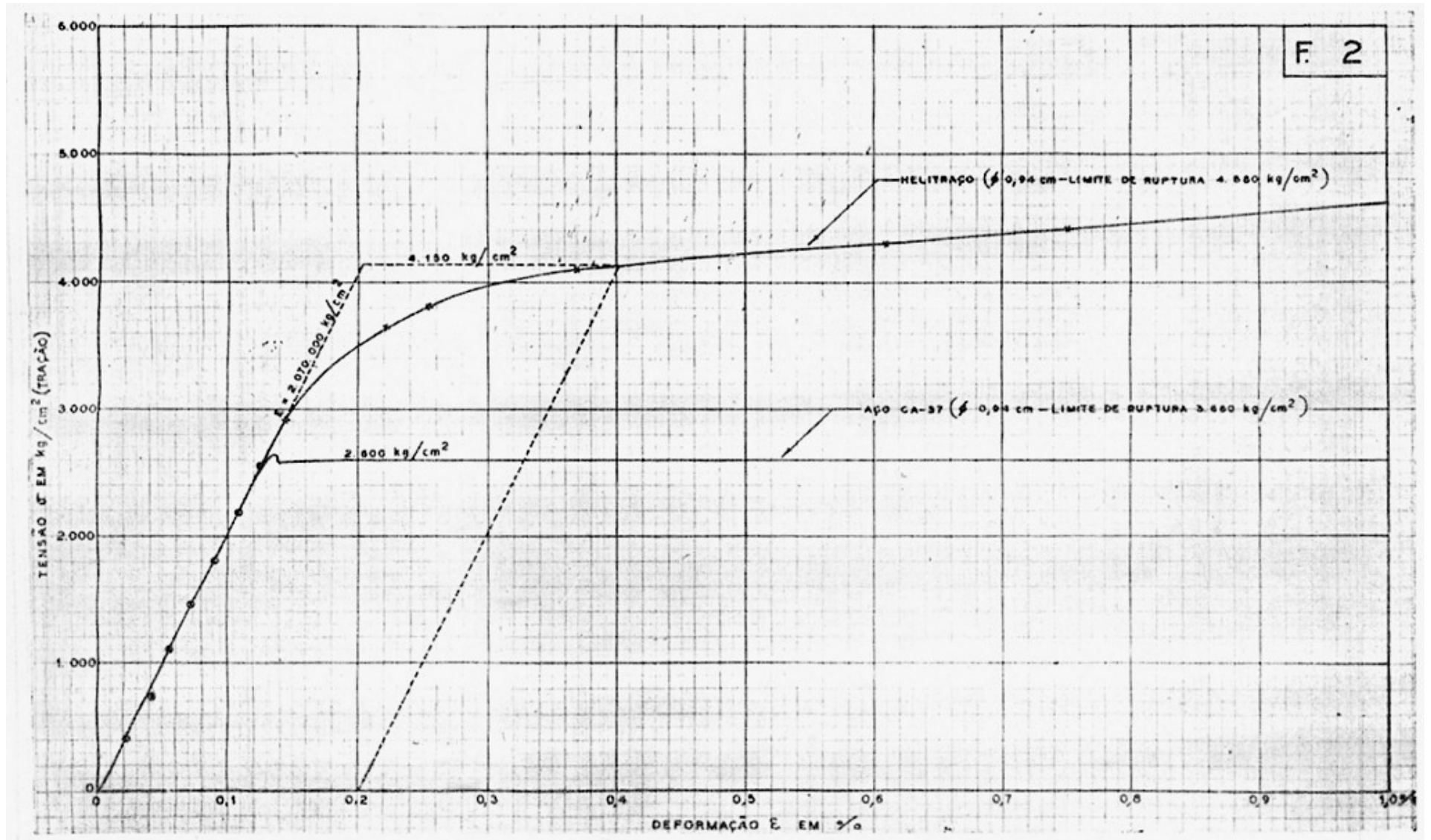
Limite de escoamento $51,8/29,1 = 1,78 (+ 78 \%)$
 Limite de ruptura $58,4/41,9 = 1,39 (+ 39 \%)$
 Alongamento $14/35 = 0,40 (- 60 \%)$
 Alongamento x lim./ruptura/10 $0,82/1,47 = 0,56 (- 44 \%)$

OBS.: — V. desenho n.º 3.

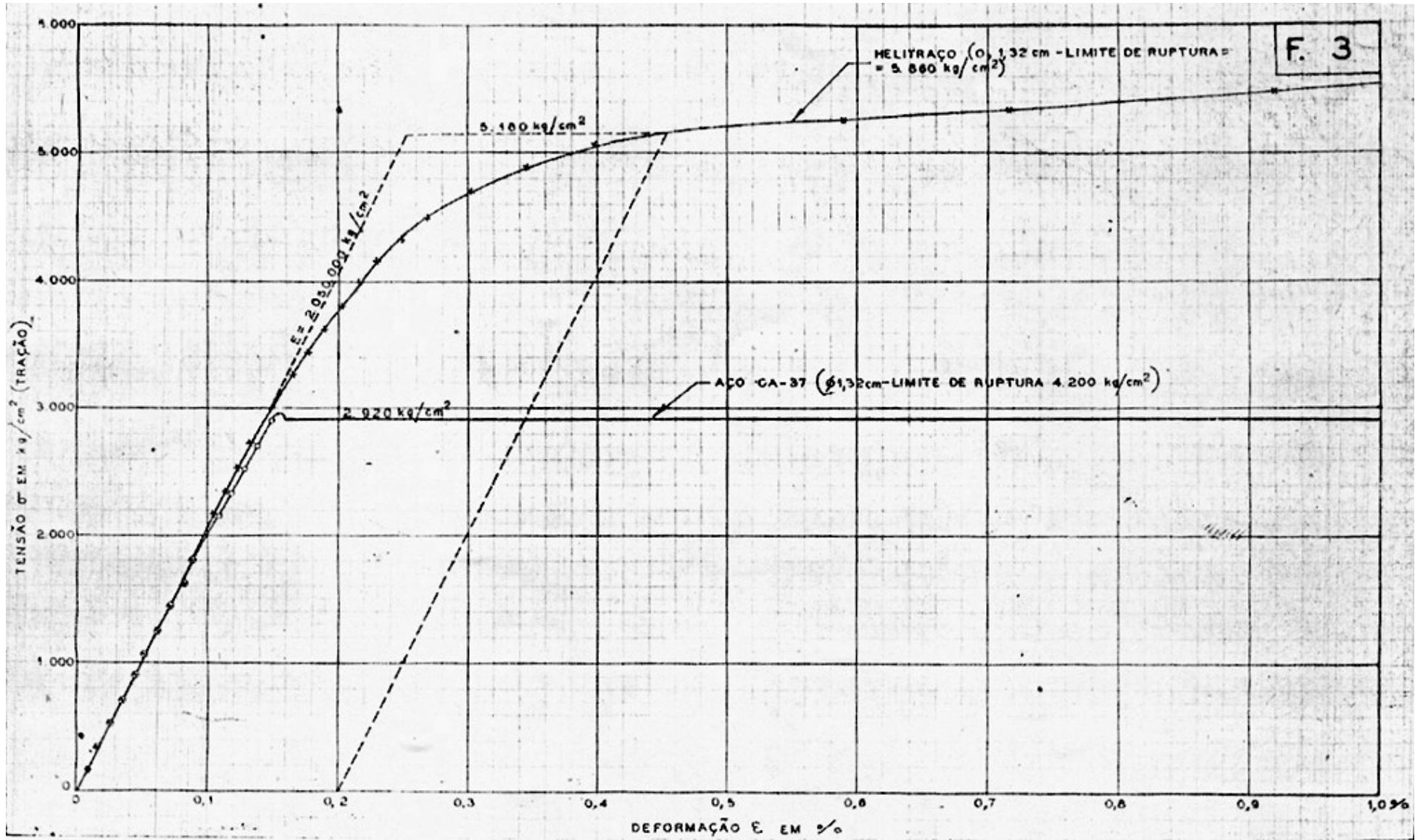
Diametro 9,4 mm



Diametro 9,4 mm



Diametro 13,2 mm



3. Superfície externa das barras.

As barras examinadas, apesar de serem produzidas partindo-se de barras laminadas de seção circular, apresentam superfície externa bastante áspera, o que sem dúvida deve assegurar uma melhor colaboração entre as armaduras e o concreto, aumentando a aderência. Embora não tenham sido realizados ensaios diretos para a determinação da tensão de aderência, a observação anterior foi confirmada pelos ensaios de flexão, descritos mais adiante.

4. Especificação.

Tendo como base os ensaios realizados no Instituto Nacional de Tecnologia, e os estudos estrangeiros publicados, sugerimos as seguintes condições, a serem impostas às barras examinadas, nos termos do art. 82 da NB-1:

- a) limite de resistência (σ_r), mínimo: 46 kg/mm².
- b) limite de escoamento convencional (σ_e), mínimo 40 kg/mm².
- c) alongamento após a ruptura (em 10 diâmetros) mínimo: $700/\sigma_r$, e nunca menos de 12 %.
- d) ensaio de dobramento sobre cutelo com diâmetro igual a duas vezes o da barra, ângulo de dobramento 180°.

Além dessas condições, devem ser obedecidos todos os dispositivos da especificação EB-3, da Associação Brasileira de Normas Técnicas, que não as contrariem.

C — ENSAIO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADAS COM BARRAS CA-37 LISAS E BARRAS DO MATERIAL EXAMINADO

1. Objetivo.

Com o objetivo de verificar o comportamento das armaduras examinadas em peças de concreto armado submetidas a esforços de flexão simples foram realizados ensaios de quatro vigas armadas com barras lisas de aço comum CA-37, e de quatro vigas armadas com barras do material examinado (barras CA-37 da mesma partida retorcidas a frio com passo = 10 diâmetros).

2. Características das armaduras.

Os característicos das armaduras constam da tabela I, do item 2, da seção B, deste relatório (barras com diâmetro nominal 3/8).

3. Característicos do concreto.

Traço em pêso: 1 de cimento: 2,8 areia: 3,9 brita.
Diâmetro máximo do agregado: 19 mm.

Consumo de cimento: 280 kg/m³.
Fator água/cimento: 0,70 litros/kg.
Resistências prováveis :

à compressão	$\sigma_{c28} = 175 \text{ kg/cm}^2$
	$\sigma_{c84} = 210 \text{ kg/cm}^2$
à tração simples	$\sigma_{ts84} = 17 \text{ kg/cm}^2$
à tração na flexão	$\sigma_{t84} = 37 \text{ kg/cm}^2$

Resultados obtidos no laboratório :

III — RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

(corpos de prova cilíndricos ϕ 15 x 30 cm a 84 dias)

Média: 212 kg cm²

IV — RESISTÊNCIA À TRAÇÃO SIMPLES

(compressão diametral de corpos de provas cilíndricos a 84 dias)

Média: 16,9 kgcm².

Curva tensão-deformação :

No desenho n.º 4 está representada a curva tensão deformação do c. de p. n.º 4, obtida com o auxílio de dois tensômetros Huggenberger sobre bases de medida de 10 cm.

Módulo de elasticidade: 270.000 kg/cm².
(instantâneo).

4. Características das vigas.

Comprimento: 130 cm.

Altura da seção transversal: $d = 19,0 \text{ cm}$.

Largura da secção transversal :

no trecho central: $b = 18,5 \text{ cm}$

nos trechos extremos: $b_1 = 23,0 \text{ cm}$

Armadura :

inferior 4 ϕ 9,4 mm $S_f = 4 \times 0,695 \text{ cm}^2 = 2,78 \text{ cm}^2$

superior 2 ϕ 5 mm $S'_f = 2 \times 0,196 \text{ cm}^2 = 0,39 \text{ cm}^2$

estribos ϕ 5 mm espaçados de 15 cm.

Altura útil (distância do centro de gravidade da armadura inferior à borda superior da seção transversal, $h = 17,5 \text{ cm}$).

OBS.: V. desenho n.º 5.

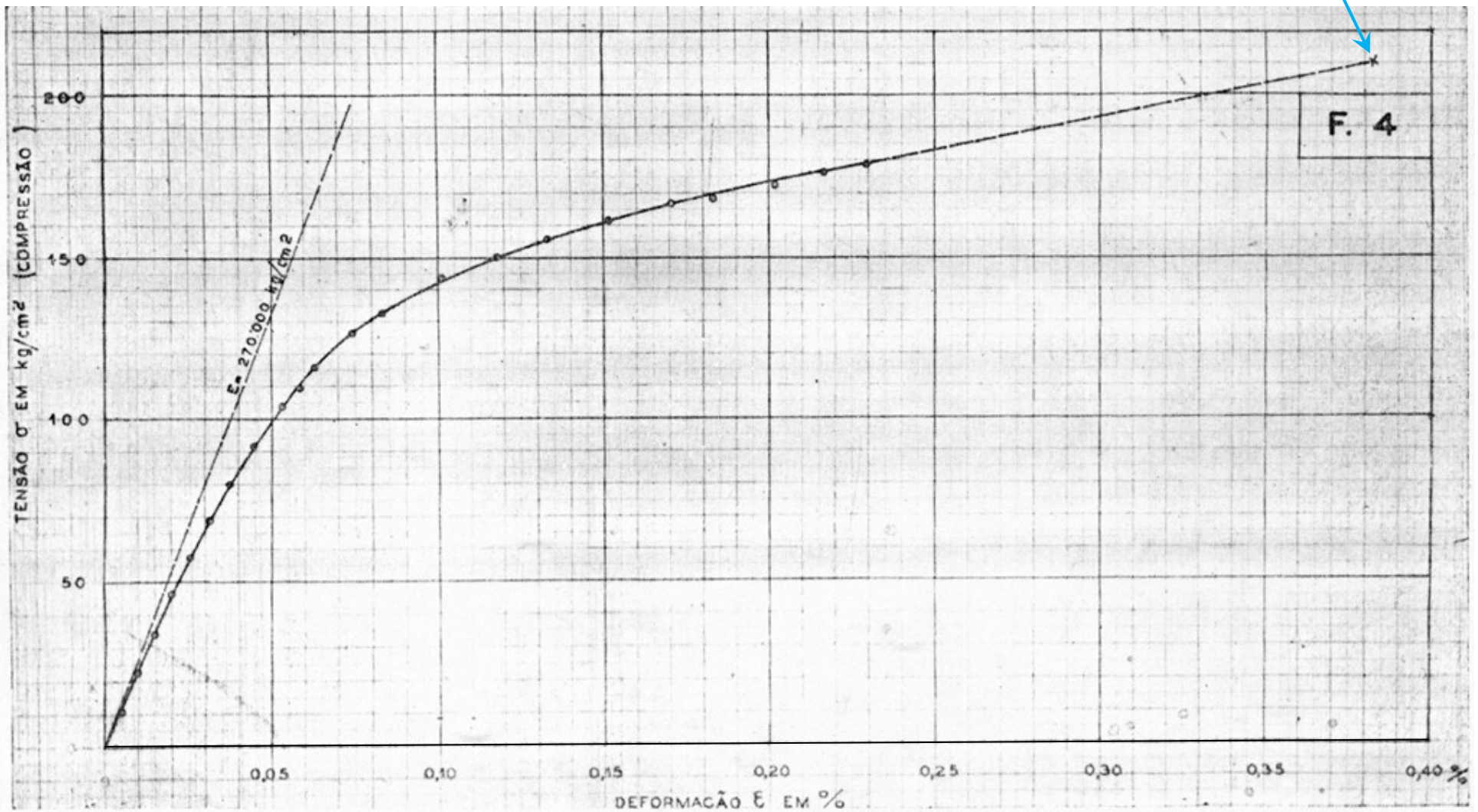
5. Disposição das cargas.

Vão: 118 cm.

Duas cargas concentradas simétricas em relação ao meio do vão, e afastadas de 38 cm uma da outra.

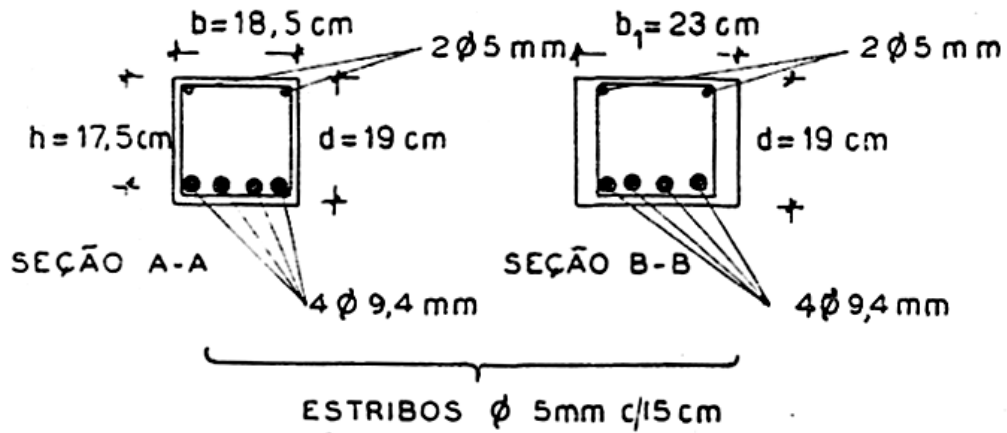
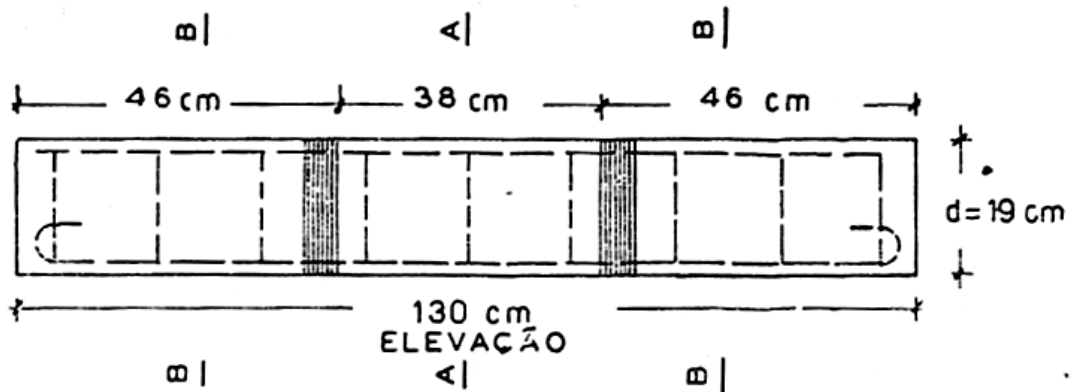
Concreto - 84 dias ; $f_c = 212 \text{ kgf / cm}^2$; ($\epsilon_c = 0,383 \%$)

Ponto extrapolado

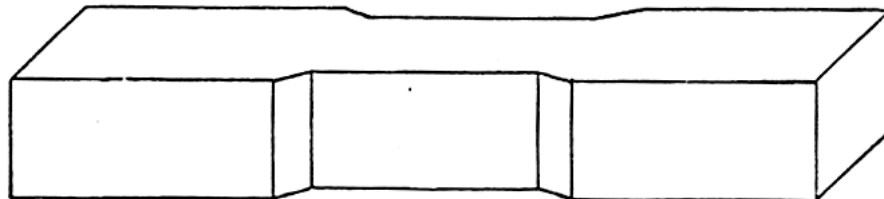


M. T. I. C.

INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA
DIVISÃO DE INDÚSTRIAS DE CONSTRUÇÕES



PERSPECTIVA



Se P a carga total indicada no dinamômetro da prensa, expressa em toneladas :

Reação no apoio: $R = 0,5 P$.

Momento no trecho central: $M = R \times 40 = P \times 20$ cm t.

(o momento devido ao peso próprio da viga e do dispositivo de carregamento é igual a 2 cm t).

OBS.: V. desenho n.º 6.

6. Resultados do ensaio.

As vigas foram ensaiadas com a idade de 84 dias \pm 2 dias.

Os resultados obtidos estão resumidos nas tabelas V e VI.

Tanto as vigas com barras lisas CA-37 como as vigas com barras do material examinado se romperam por esmagamento do concreto na parte superior, após apreciável abertura das fissuras.

A distância média entre fissuras foi de 15 cm para as vigas armadas com barras lisas, e de 10 cm para as vigas armadas com barras do material examinado.

Em todos os ensaios de vigas armadas com barras lisas observou-se que uma das fissuras se abre excessivamente ao se aproximar a ruptura, mantendo-se as demais estacionárias.

Nas vigas armadas com barras do material examinado, ao contrário, tôdas as fissuras se abriram uniformemente.

Êstes dois últimos fatos se explicam, de acôrdo com os estudos de Emperger e outros autores, por uma melhor ligação entre concreto e armaduras no caso das barras do material examinado, devida à aspereza de sua superfície externa.

De fato, êsses estudos demonstraram que em peças armadas com barras retorcidas, ou com móssas ou saliências, as fissuras se apresentam em maior número, mas em compensação suas aberturas se reduzem, quando comparadas com as de peças armadas com barras lisas.

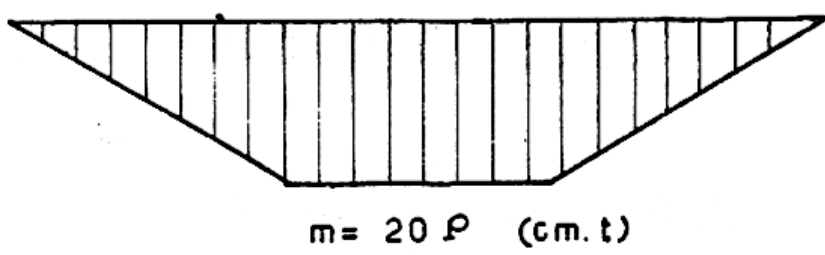
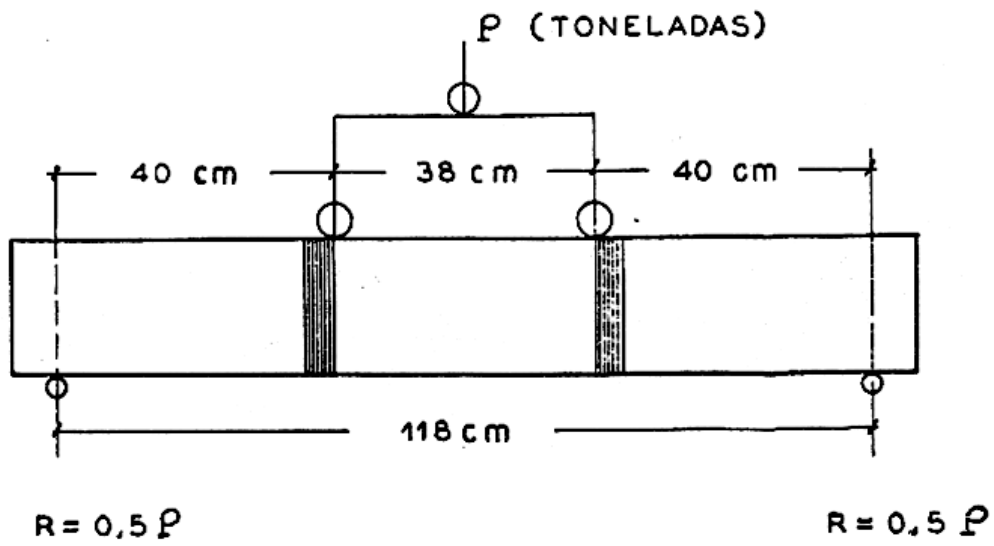
Nas vigas armadas com barras lisas, um acréscimo de momento de apenas 8 % fez com que a abertura da maior fissura crescesse de 0,1 mm para 1 mm (viga L-4).

Nas vigas armadas com barras do material examinado foi necessário um acréscimo de momento de 18 % para obter o mesmo efeito (viga H-3).

Além disso, o momento necessário para produzir uma abertura de fissura de 0,2 mm foi em média, nas vigas armadas com barras do material examinado, 49 % superior ao correspondente às vigas armadas com barras lisas (42 % superior, se tomarmos os valores mínimos).

Êsses resultados confirmam o que foi dito no item 3, da secção A, dêste relatório, sôbre a melhor ligação das armaduras do material examinado com o concreto, quando comparadas com armaduras lisas.

INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA
DIVISÃO DE INDÚSTRIAS DE CONSTRUÇÕES



V — VIGAS ARMADAS COM BARRAS LISOS DE SEÇÃO CIRCULAR CA - 37

MOMENTO FLETOR (cm t)									
	Correnpondente ao aparecimento das fissuras visíveis à vista desarmada				Correnpondente à abertura máxima das fissuras igual a				Correnpondente à ruptura
	1. ^a fiss.	2. ^a fiss.	3. ^a fiss.	4. ^a fiss.	0,1 mm	0,2 mm	0,3 mm	1,0 mm	
Média :	108	—	—	—	122	127	128	136	150
Mínimo:	84	—	—	—	118	122	124	130	142

VI — VIGAS ARMADAS COM BARRAS DO MATERIAL EXAMINADO

MOMENTO FLETOR (cm t)									
	Correspondente ao aparecimento das fissuras visíveis à vista desarmada				Correspondente à abertura máxima das fissuras igual a				Correnpondente à ruptura
	1. ^a fiss.	2. ^a fiss.	3. ^a fiss.	4. ^a fiss.	0,1 mm	0,2 mm	0,3 mm	0,1 mm	
Média :	116	—	—	—	174	190	202	204	217
Mínimo:	98	—	—	—	144	174	196	202	210

O momento correspondente à ruptura foi em média, nas vigas armadas com barras do material examinado, 45 % superior ao das vigas armadas com barras lisas CA-37 (48 % superior, se tomarmos os valores mínimos).

Além das fissuras visíveis devidas à flexão, surgiram nas vigas H-1 e H-2 fissuras de cisalhamento próximas dos apoios, correspondentes à tensões de cisalhamento de 14,9 kg/cm² e 16,4 kg/cm², respectivamente. Estas fissuras apareceram simultaneamente com a ruptura das vigas por esmagamento do concreto devido à flexão.

Resumindo: a) o momento correspondente à abertura máxima das fissuras igual a 0,2 mm foi, para as vigas armadas com barras do material examinado, em média 49 % superior ao das vigas armadas com barras lisas (os autores estrangeiros indicam como abertura máxima admissível das fissuras valores entre 0,125 mm e 0,25 mm); b) o momento correspondente à ruptura foi, para as vigas armadas com barras do material examinado, em média 45 % superior ao das vigas armadas com barras lisas.

7. Momentos admissíveis

Os momentos de ruptura, calculados de acordo com o novo método (estágio III) estabelecido pelo artigo 23 da NB-1 (redação aprovada pela 8ª Reunião da Associação Brasileira de Normas Técnicas) são os seguintes:

a) vigas armadas com barra lisas CA-37: $M_r = 122$ cm t.

b) vigas armadas com barras do material examinado: $M_r = 184$ cm t. (apesar da uniformidade do concreto, executado em laboratório, tomamos nesse cálculo, como manda a norma, apenas 3/4 da resistência à compressão do concreto; foi levada em conta a armadura de compressão).

Os valores médios obtidos experimentalmente foram, respectivamente, 23 % e 18 % superiores aos valores calculados.

O coeficiente de segurança a adotar, referido aos valores calculados, é 1,65 em edifícios; e, nas pontes, 1,65 para as cargas permanentes, e 2,00 para as cargas móveis.

Em edifícios os momentos admissíveis são:

a) vigas armadas com barras lisas CA-37:
 $M_{\text{admissível}} = 122/1,65 = 74$ cm t.

b) vigas armadas com barras do material examinado:
 $M_{\text{admissível}} = 184/1,65 = 111$ cm t.

A segurança contra abertura de fissuras superiores a 0,1 é, neste caso, em média:

a) vigas armadas com barras lisas CA-37:
 $122/74 = 1,65$.

b) vigas armadas com o material examinado:
 $174/111 = 1,57$.

8. Conclusão.

Nos ensaios realizados verificou-se ser perfeitamente satisfatório o comportamento das armaduras do material examinado. Essas armaduras em face do que dispõem os artigos 81, 82 e 23 da NB-1, podem portanto ser empregadas em obras de concreto armado, desde que sejam respeitadas as condições propostas no item 4 da secção A, deste relatório, e as regras de dimensionamento expostas a seguir, na secção D.

D — REGRAS PARA O DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS DE CONCRETO ARMADAS COM BARRAS DO MATERIAL EXAMINADO

I. Prescrições da Norma Brasileira NB-1.

Na 8.^a Reunião da Associação Brasileira de Normas Técnicas, realizada em Porto Alegre, em janeiro do corrente ano, ficou aprovada a seguinte redação para a parte final do artigo 23 da Norma Brasileira NB-1 (Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado) :

Art. 23 — “E” permitido dimensionar as peças fletidas em função da carga de ruptura calculada supondo-se válida a alínea b” (que as deformações de um elemento da peça sejam proporcionais à sua distância à linha neutra)” e mais (estádio III) :

- 1) — que a ruptura se dê quando a tensão de compressão no concreto, que se admite uniformemente distribuída, atinge os 3/4 da resistência à compressão de que trata o artigo 85 (resistência média σ_{c28} de corpos de prova cilíndricos com 28 dias de idade), desprezando-se qualquer resistência à tração do concreto ;
- 2) — que o aço se deforme com módulo de elasticidade constante até que atinja o limite de escoamento, a partir do qual as tensões permanecem constantes e iguais àquele limite ;
- 3) — na falta de determinação experimental, o encurtamento de ruptura do concreto será tomado igual a 0,15 %.

O coeficiente de segurança a adotar será :

- 1,65 — para tôdas as cargas permanentes.
- 1,65 — para as cargas acidentais em edifícios defininidas na NB-5.
- 2,00 — para as demais cargas acidentais e para as cargas móveis em pontes.

Não se deixa de considerar o coeficiente de impacto, quando fôr o caso.

Se se usar aço com limite de escoamento superior a 3.200 kg/cm^2 (para barras lisas), ou 4.000 kg/cm^2 (para barras retorcidas, ou com mósas ou saliências), os coeficientes de segurança deverão ser aumentados com o fim de evitar fissuras visíveis, nos termos do artigo 81”.

Além disso foi introduzido o seguinte, no Capítulo I (Generalidades :

” σ_e = limite de escoamento do material da armadura. Considera-se limite de escoamento, nos aços que o não tenham perfeitamente definido, aquele ao qual corresponde a deformação permanente de 0,2 %”.

Na Norma Brasileira NB-2 (Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado), foi ainda estendida às peças dimensionadas pelo estágio III a seguinte exigência do artigo 61: “Nas vigas T dever-se-á ter, salvo o caso de se tomarem medidas especiais, $\sigma_{c28} \geq 225 \text{ kg/cm}^2$.”

Esse mínimo será elevado para 275 kg/cm^2 no caso de vigas em duplo T dissimétrico”.

A NB-1 permite, portanto, o emprêgo das barras estudadas, desde que se tome como limite de escoamento 4.000 kg/cm^2 .

OBS.: Em edifícios a resistência à compressão mínima permitida pela NB-1 é $\sigma_{c28} = 125 \text{ kg/cm}^2$, mas na prática corrente é adotado o valor $\sigma_{c28} = 175 \text{ kg/cm}^2$.

Em pontes, salvo o caso das vigas em T ou duplo T anteriormente mencionado, a resistência à compressão mínima permitida pela NB-2 é $\sigma_{c28} = 150 \text{ kg/cm}^2$, mas em obras importantes costuma ser adotado o valor $\sigma_{c28} = 225 \text{ kg/cm}^2$.

2. Esclarecimentos complementares sôbre as prescrições da NB-1.

A essas prescrições convém acrescentar as seguintes observações:

- a) duas hipóteses podem ocorrer: 1.^a) o limite de escoamento das armaduras de tração é atingido antes de romper-se o concreto por compressão; 2.^a) o concreto se rompe por compressão sem que a tensão nas armaduras atinja o seu limite de escoamento. A segunda hipótese se verifica em peças “super-armadas”, pouco recomendáveis por serem anti-econômicas. Nas peças “super-armadas” a capacidade das armaduras não é integralmente aproveitada ;
- b) para determinar o limite além do qual a peça passa a ser “super-armada” é necessário conhecer o “encurtamento de ruptura” do concreto, isto é, a deformação deste material na ocasião da sua ruptura por compressão ;
- c) a hipótese simplificada de que a distribuição das tensões no concreto, no momento da ruptura, é uniforme, introduz um erro desprezível no cálculo do momento de ruptura das peças que

não são "super-armadas", mas, ao contrário, afeta de maneira apreciável a determinação do limite além do qual as peças passam a ser "super-armadas";

- d) o dispositivo que manda tomar como resistência à compressão do concreto apenas 3/4 da resistência média σ_{c28} tem em vista apenas levar em conta as flutuações inevitáveis desse característico do concreto, e não, como poderia parecer, corrigir o erro introduzido pela hipótese simplificada;
- e) esse erro, que afeta de modo apreciável o cálculo de limite além do qual a peça deve ser considerada "super-armada" é compensado tomando-se para "encurtamento de ruptura" do concreto um *valor convencional, inferior ao verdadeiro encurtamento de ruptura* determinado diretamente em ensaios de compressão simples.

O processo de cálculo baseado no estágio III é descrito minuciosamente no artigo "A noção do coeficiente de segurança e o cálculo do concreto armado no estágio III", de autoria do Eng. Telemaco van Langendonck (ns. de fevereiro e abril de 1945, da revista "Engenharia", de São Paulo). Aplica-se tanto ao dimensionamento de peças solicitadas por flexão simples, como ao de flexão composta.

Sejam ϵ_R o *encurtamento de ruptura convencional* a que nos referimos na observação (e); ϵ'_R o *verdadeiro encurtamento de ruptura* do concreto, determinado em ensaios diretos de compressão; x a distância da linha neutra à borda comprimida da secção transversal, determinada de acordo com a hipótese simplificada da norma; h a altura útil; ϵ_e a deformação do aço das armaduras no momento em que se inicia o escoamento.

No caso de peças de secção retangular, a verdadeira posição da linha neutra é dada por

$$x' = \frac{\sigma_R \epsilon'_R}{\int_{\sigma}^{\epsilon'_R} \sigma d \epsilon} x = k x$$

sendo a integral calculada com o auxilio do diagrama tensão-deformação do concreto. Esse erro não afeta de modo apreciável o valor do "braço de alavanca" (a posição do centro de gravidade da zona comprimida também difere da deduzida da hipótese simplificada, no sentido de compensar-se o erro).

Do diagrama tensão-deformação do concreto apresentado na figura 4, extrapolado, obtem-se

$$k = 1,34$$

O limite além do qual a peça passa a ser "super-armada" é definido por

$$\frac{x'}{h} \leq \frac{\epsilon'_R}{\epsilon'_R + \epsilon_e} = \lim \left(\frac{x'}{h} \right)$$

Esse limite $\lim. (x'/h)$ corresponde a $k. \lim. (x/h)$ sendo $\lim. (x/h)$

o limite a considerar quando o cálculo é feito de acordo com a hipótese simplificada :

$$\lim \left(\frac{x}{h} \right) = \frac{\epsilon_R}{\epsilon_R + \epsilon_e}$$

É fácil assim deduzir qual o valor ϵ_R do encurtamento de ruptura convencional, quando são dados o verdadeiro valor ϵ'_R do encurtamento de ruptura e a deformação ϵ'_e do aço da armadura correspondente ao início do escoamento (V. desenho n.º 7).

$$\epsilon_R = \epsilon'_R \frac{1}{k + (k-1) \frac{\epsilon'_R}{\epsilon_e}}$$

Do diagrama tensão deformação apresentado na figura 4 obtemos, por extrapolação, $\epsilon'_R = 0,383 \%$.

Para o aço CA-37, com $\epsilon_R = \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{2.100.000 \text{ kg/cm}^2} = 0,114 \%$, obtem-se $\epsilon_R = 0,40 \times \epsilon'_R = 0,15 \%$.

Para o aço CA-50, com $\epsilon_R = \frac{3.000 \text{ kg/cm}^2}{2.100.000 \text{ kg/cm}^2} = 0,143 \%$, obtem-se $\epsilon_R = 0,44 \times \epsilon'_R = 0,17 \%$.

Esses valores são bem próximos do valor indicado na Norma : $\epsilon_R = 0,15 \%$.

Para as barras do material examinado, dada a definição do limite convencional de escoamento, temos

$$\epsilon_R = \frac{4.000 \text{ kg/cm}^2}{2.100.000 \text{ kg/cm}^2} + 0,2 \% = 0,39 \%$$

$$\epsilon_R = 0,60 \times \epsilon'_R = 0,23 \%$$

No entanto se se quiser adotar para ϵ_e

o valor $\frac{\sigma_e}{\epsilon_f} = \frac{4.000 \text{ kg/cm}^2}{2.100.000 \text{ kg/cm}^2} = 0,19 \%$, não levando em conta

a deformação permanente 0,2 %, corrigir-se-á essa simplificação tomando

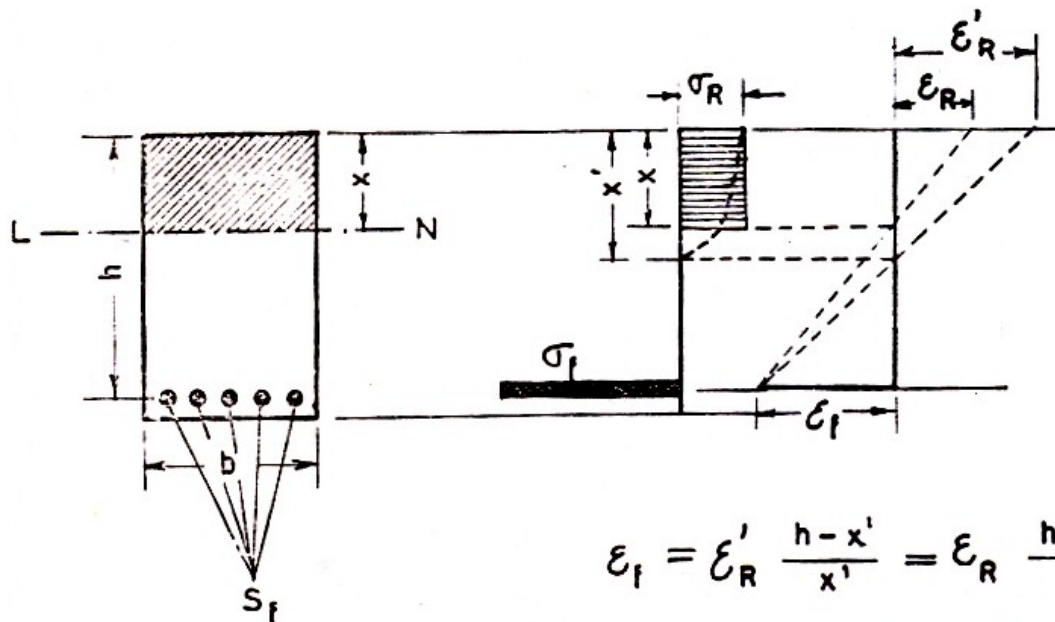
$$\epsilon_R = \frac{0,19}{0,39} \times 0,23 = 0,11 \%$$

São esses os valores que indicamos para o encurtamento de rup-

INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA

DIVISÃO DE INDÚSTRIAS DE CONSTRUÇÃO

ENCURTAMENTO DE RUPTURA CONVENCIONAL



$$\epsilon_f = \epsilon_R' \frac{h-x'}{x'} = \epsilon_R \frac{h-x}{x}$$

para $\sigma_f = \sigma_e$: $\epsilon_f > \epsilon_e$

$$\text{ou } \frac{x'}{h} \leq \frac{\epsilon_R'}{\epsilon_R' + \epsilon_e} \text{ e } \frac{x}{h} \leq \frac{\epsilon_R}{\epsilon_R + \epsilon_e}$$

$$x' = k \cdot x$$

$$\epsilon_R = \epsilon_R' \frac{1}{k + (k-1) \frac{\epsilon_R'}{\epsilon_e}}$$

 σ_f = tensão na armadura σ_e = limite de escoamento da armadura

$$\sigma_R = \frac{3}{4} \sigma_{c28}$$

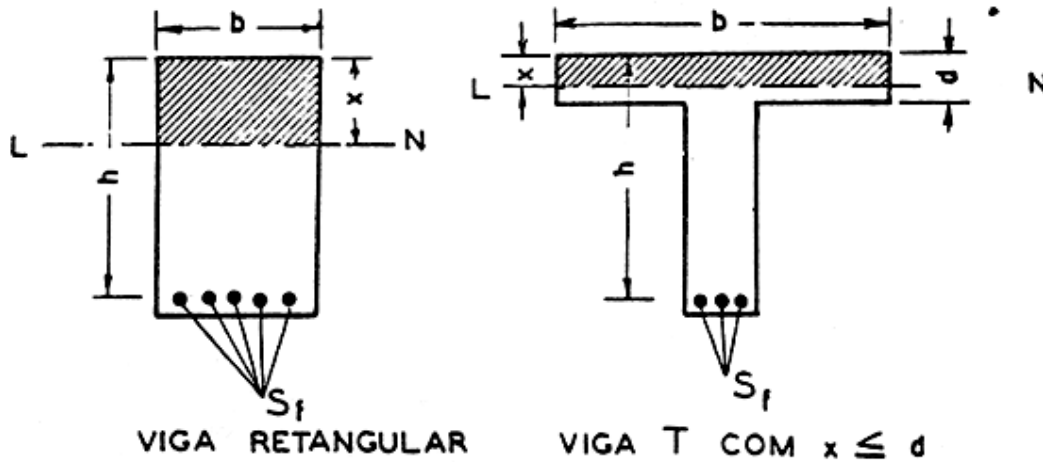
 σ_{c28} = resistência à compressão do concreto (média), em corpos de prova cilíndricos com 28 dias de idade. ϵ_R' = encurtamento de ruptura verdadeiro do concreto ϵ_R = encurtamento de ruptura convencional ϵ_e = deformação do aço no início do escoamento.

INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA

DIVISÃO DE INDÚSTRIAS DE CONSTRUÇÃO

DIMENSIONAMENTO PELO ESTÁDIO III (FLEXÃO SIMPLES)

$$\text{PEÇAS COM } \alpha \mu \leq \frac{\epsilon_R}{\epsilon_R + \epsilon_e}$$



$$S_f \cdot \sigma_e = x \cdot b \cdot \sigma_R = x \cdot b \cdot \frac{3}{4} \sigma_{c28}$$

$$x = \frac{S_f \cdot \sigma_e}{b \cdot \frac{3}{4} \sigma_{c28}} \quad \mu = \frac{S_f}{b h} \quad \alpha = \frac{\sigma_e}{\frac{3}{4} \sigma_{c28}}$$

$$x = \alpha \mu h = k_x h$$

$$z = h - \frac{x}{2} = h \left(1 - \frac{\alpha \mu}{2}\right) = k_z h$$

$$k_x = \alpha \mu \quad k_z = \left(1 - \frac{\alpha \mu}{2}\right)$$

$$M_{ruptura} = S_f \sigma_e z = b h^2 \sigma_e \mu k_z$$

COM COEFICIENTE DE SEGURANÇA 1,65 (EDIFÍCIOS E CARGAS PERMANENTES EM PONTES):

$$M = M_{ruptura} / 1,65 = b h^2 \frac{\sigma_e}{1,65} \mu k_z$$

$$\text{ou, com } k_m = \frac{1,65}{\sigma_e \mu k_z}$$

$$M = \frac{b h^2}{k_m}$$

desde que, nas pontes, se tome

$M = M_g + \frac{2,0}{1,65} M_p$; sendo M_g = momento devido às cargas permanentes e M_p = momento devido às cargas moveis mais impacto.

tura convencional do concreto no cálculo de peças armadas com barras do material examinado: $\epsilon_R = 0,23 \%$ se se considerar

$$\epsilon_e = \frac{\sigma_e}{E_f} + 0,2 \% \text{ ou } \epsilon_R = 0,11 \% \text{ se se considerar } \epsilon_e = \frac{\sigma_e}{E_f}$$

Temos assim

$$\lim \left(\frac{x}{h} \right) = 0,37.$$

Portanto: nas peças armadas com barras do material examinado a relação entre a distância x da linha neutra à borda comprimida e a altura útil h não deve ser superior a 0,37, a fim de que a peça possa ser calculada como não sendo "super-armada".

No caso de secção retangular e armadura simples (ou secção em T na qual a linha neutra corta a mesa) essa condição se transforma em (com $\mu = \frac{S_f}{bh}$)

$$\mu \leq \frac{3/4 \sigma_{c28}}{\sigma_e} \times 0,37 \text{ ou } 100 \mu \leq \frac{\sigma_{c28}}{144}$$

isto é: a porcentagem de armadura de tração não deve ser superior à resistência média à compressão σ_{c28} dividida por 144.

3. Conclusões finais :

Respeitadas tôdas as indicações dêste relatório, as peças armadas com barras especiais do material examinado, solicitadas por flexão simples ou composta, podem ser calculadas de acôrdo com o que dispõe a parte final do art. 23 da NB-1, com redação aprovada pela 8.^a Reunião da Associação Brasileira de Normas Técnicas, tomando-se para limite de escoamento 4.000 kg/cm².

Para o cálculo das armaduras destinadas a resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, sugerimos como tensão admissível 2.200 kg/cm² (desde que, nas pontes, se multipliquem por 2/1,65 as forças cortantes devidas à carga móvel).

Para o cálculo das peças solicitadas por compressão simples (pilares), na falta de ensaios, sugerimos que seja mantida a tensão admissível fixada na NB-1 para o aço CA-50, isto é, 1.500 kg/cm².

+++