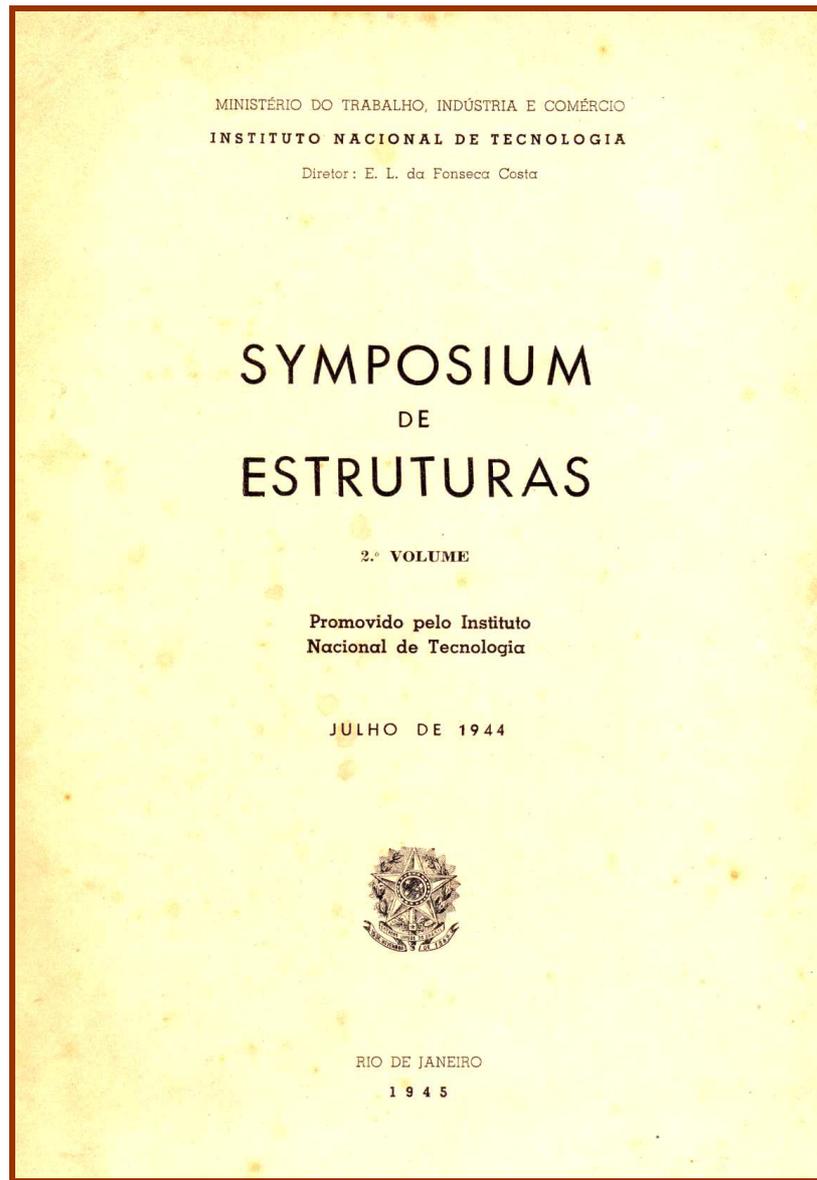




Tensões admissíveis no Concreto Armado
Prof. Fernando Luiz Lobo B. Carneiro - 1944

Prof. Eduardo C. S. Thomaz
Notas de aula

- *O Eng. Fernando Luiz Lobo B. Carneiro, no Simpósio de Estruturas de 1944, apresentou um método semi-probabilístico de dimensionamento do concreto armado. Introduziu o conceito de f_{ck} (σ_{cr} = resistência mínima) em contraposição ao de f_{cm} (σ_{c28} = resistência média), então vigente.*



- *Ele usou como base para as suas considerações a imensa quantidade de resultados de ensaios de concretos e de barras de aço acumulada em pesquisas no INT / RJ.*
- *A revisão da NB1 de 1946 foi formulada com base nesses conceitos, embora mantendo a expressão “tensão admissível”. Ver anexo ao final.*

ÍNDICE

1.º VOLUME

Discurso Inaugural — Pelo eng.º Paulo Sá.....	7
A Técnica do Concreto Armado e Emílio Baumgart — Pelo eng.º Arthur Eugênio Jermann	15
Importância da Deformação Lenta nas Estruturas de Concreto Armado — Pelo eng. Telêmaco von Langendonck	45
Método de Cross — Pelo eng.º Candido Hollanda Lima	69
Casos Interessantes Verificados em Exame de Estruturas — Pelo eng.º Paulo Franco Rocha	121
Hangar n.º 1 do Aeroporto Santos Dumont — Pelo eng.º Paulo Fragoso ..	153

2.º VOLUME

A Construção da Ponte de Barra de São João — Pelo eng.º Glebe Saharov ..	5
Crítica aos Processos de Cálculo das Estruturas de Concreto Armado dos Edifícios — Pelo eng.º Aderson Moreira da Rocha	25
Concreto Protendido — Pelo eng.º Antônio Alves de Noronha	47
Os Coeficientes de Segurança e as Tensões Admissíveis em Peças de Concreto Simples e de Concreto Armado — Pelo eng.º Fernando Luiz Lobo B. Carneiro	83
Distribuição da Carga Sobre um Bloco de Estacas — Pelo eng.º A. J. da Costa Nunes	127
Programa das Conferências	193
Regimento Interno	194
Publicações do Instituto Nacional de Tecnologia	195

OS COEFICIENTES DE SEGURANÇA E AS TENSÕES ADMISSÍVEIS
EM PEÇAS DE CONCRETO SIMPLES E DE CONCRETO ARMADO

I — FUNDAMENTOS

1) OBJETIVO

Tem esta conferência dois objetivos principais:

- a) o estabelecimento de um critério para o controle das obras de concreto, simples ou armado;
- b) a apresentação de sugestões sobre as tensões admissíveis em obras de concreto simples.

Para esse fim procurarei interpretar os dispositivos das normas brasileiras NB-1 e NB-2, relativos a tensões admissíveis e coeficientes de segurança, extendendo essa interpretação a alguns casos não previstos nessas normas. Mostrarei que, de acordo com essa interpretação, podem ser admitidas certas oscilações da resistência do concreto em torno da resistência média provável, que é aquela para a qual este é dosado e que serve de base para a fixação das tensões admissíveis.

O critério de controle a ser adotado pelos engenheiros fiscais, basear-se-á nesse grau de variabilidade, compatível, ao meu ver, com o que dispõem as normas brasileiras.

O exame estatístico de dados obtidos no controle de diversas obras, em muitas das quais a execução do concreto foi realizada, no que se refere à medida dos materiais, com precisão inferior à prevista nas referidas normas, fornecerá, a seguir, dados sobre a variabilidade realmente verificada na prática. Proporei então um cri-

tério a ser adotado pelos laboratórios, com o fim de compensar, ao dosar o concreto, a variabilidade resultante desse controle deficiente, variabilidade essa superior à que é compatível com as normas.

Procurarei finalmente sugerir valores para as tensões admissíveis em obras de concreto simples, baseados em critério tanto quanto possível coerente com o que dispõem as normas brasileiras referentes a concreto armado. Esse assunto está na ordem do dia, pois a ABNT está iniciando o preparo de um projeto de norma para cálculo e execução de obras de concreto simples.

2. SIGNIFICAÇÃO DA EXPRESSÃO "TENSÃO ADMISSÍVEL"

Devo fazer uma observação preliminar sobre a significação moderna da expressão "tensão admissível".

O coeficiente de segurança, sobre cujo significado falarei mais adiante, deve, sempre que possível, ser aplicado ao "estádio" de ruptura. Dada uma peça de concreto, simples ou armado, e conhecido o gênero de solicitação a que será submetida, devemos calcular o conjunto de forças exteriores, correspondentes a esse gênero de solicitação, que seriam capazes de romper a peça; essas forças exteriores, divididas pelo coeficiente de segurança, serão as forças solicitantes admissíveis.

Esse critério de segurança é superior ao critério antigo, que consistia em fazer com que as tensões realmente existentes nos diferentes elementos da peça, sob a ação das forças solicitantes admissíveis, não ultrapassassem determinada fração das tensões de ruptura dos materiais de que são constituídos. Ora, as tensões realmente existentes nos diferentes elementos da peça, sob a ação das forças solicitantes admissíveis, podem e são quase sempre calculadas de acordo com a hipótese de que os materiais obedecem à lei de Hooke. Mostra no entanto a experiência que a distribuição das tensões no momento da ruptura é geralmente bem diferente; este critério de segurança é, portanto, ilusório e conduz a erro.

Como no entanto o cálculo no estágio de ruptura é bastante complicado, continua ele a ser feito, na maioria dos casos, de acordo com as teorias usuais da Resistência dos Materiais. O erro é compensado dando-se à expressão "tensão admissível" um significado convencional. Tensões admissíveis são pois tensões que,

aplicadas ao cálculo de uma peça realizada com o auxílio das fórmulas usuais, baseadas na lei de Hooke, correspondem a forças solicitantes iguais às forças capazes de romper a peça, divididas pelo coeficiente de segurança. Isso explica porque a tensão admissível não deve ser a mesma em todos os gêneros de solicitação, embora, apesar das aparências, o coeficiente de segurança seja sempre o mesmo. Assim, por exemplo, a tensão admissível na flexão deve ser superior à tensão admissível na compressão, porque a distribuição das tensões, no caso da flexão, no momento da ruptura, é muito mais favorável que aquela que decorre da combinação da lei de Hooke com a hipótese de Navier, e que serve de base às fórmulas de dimensionamento. Para que a segurança seja a mesma, é preciso que as tensões admissíveis, nos dois casos, sejam diferentes.

Mas o concreto armado apresenta outras peculiaridades, que vêm reforçar o conceito de que a expressão "tensão admissível" é convencional. Um exemplo esclarecedor do que afirmamos é o do cálculo de peças de concreto armado solicitadas à compressão simples, de acordo com as acertadas disposições da NB - 1.

O cálculo dos pilares era feito antigamente no "estádio" elástico, no qual a tensão nas armaduras é n vezes maior que a do concreto, sendo $n = E_f/E_c$ geralmente tomado igual a 15 (embora E_c varie consideravelmente, tanto com a qualidade e a idade do concreto, como com a própria tensão).

Chamando σ_c a tensão admissível no concreto, igual à sua tensão de ruptura σ_{cr} dividida pelo coeficiente de segurança c , teríamos

$$N_{\text{admissível}} = S_c \sigma_c + n S_f \sigma_c$$

Vejamos o que se passa na realidade. A não ser em concretos muito pouco resistentes, ao aumentar-se gradualmente a força N , em um ensaio de compressão do pilar, o limite de escoamento das armaduras é atingido antes de romper-se o concreto. A partir desse instante a tensão no aço, em lugar de ser n vezes maior que a do concreto, mantém-se constante e igual ao seu limite de escoamento, embora ele continue a se deformar, acompanhando o

concreto; a tensão dêste último continua a crescer até a sua tensão de ruptura, no momento que a peça se rompe. Temos pois

$$N_{ruptura} = S_c \sigma_{cr} + S_f \sigma_e$$

Dividindo a força capaz de romper o pilar pelo coeficiente de segurança, temos a força normal admissível.

$$N_{admissivel} = S_c \sigma_{cr}/c + S_f \sigma_e/c$$

Os valores σ_{cr}/c e σ_e/c são chamados convencionalmente "tensões admissíveis no concreto e no aço", embora sejam diferentes das tensões realmente existentes nesses materiais quando o pilar é solicitado pela força normal admissível.

Na segunda fórmula, c é realmente o coeficiente de segurança da peça; na primeira, c é um pseudo coeficiente de segurança. A segunda fórmula deve ser usada para o dimensionamento do pilar, ao passo que a primeira serviria apenas para calcular as tensões realmente existentes sob a ação da carga admissível, se não interferisse um outro fenômeno, a deformação lenta, cuja consideração viria apenas reforçar toda a argumentação anterior.

3. PROBLEMA DA FIXAÇÃO DO COEFICIENTE DE SEGURANÇA

O problema da escolha do coeficiente de segurança foi brilhantemente analisado, com aplicação dos métodos estatísticos, pelo engenheiro Paulo Sá, em seu trabalho intitulado "Os números representativos das características de um material", publicado em 1936 pelo Instituto Nacional de Tecnologia. Mostra aí, o eng.º Paulo Sá que aquilo que se chama "coeficiente de segurança" é o produto de varios fatores, o primeiro dos quais é relacionado com a maior ou menor uniformidade do material. Este primeiro fator deve ser maior para materiais que se apresentem com grande variabilidade em seus característicos, e menor para os que os possuírem mais uniformes. No primeiro caso está o concreto, por mais bem controlada que seja a sua dosagem, e no segundo o aço, material das armaduras. O valor dêste primeiro fator do coeficiente de segurança pode ser determinado após o tratamento estatístico de um nú-

mero suficientemente grande de dados obtidos em laboratório com amostras do material.

Os outros fatores do coeficiente de segurança são os seguintes:

- a) imperfeições na execução das peças;
- b) impossibilidade de prever com exatidão as cargas que vão agir sobre a estrutura;
- c) impossibilidade de prever com exatidão os efeitos dinâmicos das cargas móveis;
- d) a fadiga devida às cargas variáveis; e
- e) impossibilidade de prever com exatidão, os esforços solicitantes a distribuição das tensões no momento da ruptura, e de considerar certos esforços secundários mal definidos.

Devem ainda influir no coeficiente de segurança as consequências da ruptura da peça; se esta importar em dano irreparável, e, principalmente, se puser em perigo a vida humana, o coeficiente de segurança deve evidentemente ser muito maior que no caso da ruptura importar apenas em dano local, facilmente sanável, ou de importância secundária.

A designação "coeficiente de segurança" é como se vê imprópria, pois esse coeficiente contém vários fatores de ignorância.

4. A INFLUÊNCIA DA VARIABILIDADE DOS CARACTERÍSTICOS DO MATERIAL SOBRE O COEFICIENTE DE SEGURANÇA.

Do que dissemos no início, conclui-se ser indispensável a adoção de um coeficiente de segurança global, mesmo no caso de uma peça composta de dois materiais, cujos característicos apresentam variabilidade tão diferentes como o concreto e o aço. Parece assim que chegamos a um impasse.

A solução deste impasse é no entanto muito simples; basta, ao calcular a resistência à ruptura da peça considerada em seu todo, introduzir, em lugar das resistências médias dos dois materiais, certos valores que designaremos como *resistências mínimas*

prováveis, apesar da impropriedade dessa designação. A resistência mínima provável de um material resulta da divisão de sua resistência média pelo que o eng.º Paulo Sá chama o primeiro fator do coeficiente de segurança. A peça formada pelo conjunto dos dois materiais será aplicada então, globalmente, o produto dos outros fatores.

Se as tensões admissíveis são baseadas na resistência mínima provável de um material, em lugar de se basearem, como é usual, na sua resistência média, não há necessidade de considerar, no fator de segurança, a influência da maior ou menor variabilidade dos característicos desse material.

Quanto ao aço, esse valor mínimo é fixado nas especificações. Trata-se de material de fabricação perfeitamente controlada, e, se adotarmos os limites das especificações, estaremos perfeitamente seguros. A especificação brasileira EB - 3 fixa os seguintes valores mínimos para o limite de escoamento, que é o característico mecânico do aço no qual se devem basear as tensões admissíveis nesse material:

$$\text{aço CA - 37 } \sigma_e = 2.400 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{aço CA - 50 } \sigma_e = 3.000 \text{ kg/cm}^2.$$

O eng.º Telêmaco van Langendonck publicou na revista "Engenharia", número de Novembro de 1943, um interessantíssimo artigo sobre "A tensão admissível nos concretos cintados", onde ele mostra que, embora os efeitos da laminação provoquem um aumento no limite de escoamento médio das barras finas, a variabilidade desse característico, também muito maior nas barras finas que nas grossas, faz com que normalmente devam sempre ser considerados como limites de escoamento mínimos os acima indicados. Como no entanto o aço é um material que pode ser ensaiado antes de usado, e como, de acordo com as estatísticas do eng.º van Langendonck, 80 % das barras existentes no mercado apresentam valores mais altos, pode-se, nos casos em que isso é permitido pelas normas, adotar esses valores, desde que as barras sejam previamente ensaiadas e escolhidas. Os valores sugeridos no referido artigo, quando é tomado esse cuidado, são 2.700 e 3.300 kg/cm²,

respectivamente para os aços CA - 37 e CA - 50; no caso de encomendas especiais, pensa mesmo o autor ser exequível exigir dos fabricantes 3.000 e 3.500 kg/cm², respectivamente.

Em relação ao concreto, o problema é consideravelmente mais difícil. Não se trata de material que como o aço, possa ser ensaiado antes de usado, e rejeitado caso não satisfaça a uma especificação: o controle do concreto só pode ser feito à posteriori, algumas semanas depois de seu lançamento, por meio do ensaio de corpos de prova retirados durante a concretagem da estrutura.

As diferentes regras de dosagem, baseadas em ensaios prévios no laboratório, permitem apenas prever a *resistência média* provável. Essa resistência média é a característica conhecida como "resistência à compressão" do concreto, designada nas normas como σ_{c28} ; é ela que serve de base à fixação das tensões admissíveis no concreto, no caso de obras de concreto armado.

No entanto, por mais bem controlada que seja a execução da dosagem do concreto na obra, é inevitável uma apreciável oscilação de resistência em torno da média; a amplitude dessa oscilação vai depender do cuidado com que é feito esse controle.

A norma prevê, além de um controle perfeito dos materiais, afim de evitar que os agregados, por suas impurezas ou má granulometria, venham a prejudicar a resistência, a medição do cimento em peso, a medição da água com erro inferior a 3 %, e o desconto da água transportada pelos agregados sob a forma de umidade, determinada com rigor.

É fácil demonstrar que, mesmo satisfeitas tôdas essas severas condições, é inevitável uma oscilação muito maior que geralmente se pensa. Entre corpos de prova executados em laboratório com uma mesma partida de cimento, materiais medidos em peso, e fator água/cimento rigorosamente controlado, são comuns desvios de 10 % em relação à média, e possíveis desvios de 15 %. Esses desvios são devidos a fatores secundários que, além do fator água/cimento, influem na resistência, tais como falta de homogeneidade da mistura, diferenças no adensamento, diferenças de temperatura na ocasião da moldagem, etc. Entre duas partidas diferentes de cimento podem ser encontradas também diferenças de 10 ou mesmo de 15 %. Ora, é impraticável estudar um traço para cada partida de cimento. À essas causas de variabilidade, temos que adicionar

o erro de 3 %, admitido para a medida da água na obra, que importa em uma variação de cerca de 5 % na resistência à compressão; e mais o erro na determinação da umidade dos agregados. É extremamente pouco provável que essas causas se somem; mas como falamos em resistência mínima, não será impossível encontrar, mesmo em obras rigorosamente controladas, corpos de prova excepcionais inferiores de 25 a 35% em relação à média, devendo ser consideradas absolutamente normais oscilações de 15% acima ou abaixo desta última.

Mostraremos mais adiante que os dispositivos das normas brasileiras NB-1 e NB-2, relativos a tensões admissíveis, podem ser interpretados como baseados na hipótese de que a resistência mínima à compressão do concreto seja igual a 2/3 da resistência exigida, que é aquela na qual se baseia a fixação da dosagem. Isso equivale a admitir que, em obras controladas com rigor, podem apresentar-se corpos de prova excepcionais, inferiores de 33 % em relação à média.

É esse o valor que adotaremos. Chamando de σ_{cr} a resistência mínima provável à compressão do concreto, e de σ_{e28} a resistência para a qual ele é dosado na hipótese de uma obra controlada com o rigor exigido nas normas, teremos

$$\sigma_{cr} = 2/3 \sigma_{e28}$$

$$\text{Atual : } f_{ck} = 2/3 \times f_{cm28}$$

Quanto à resistência à tração na flexão, ou a resistência à tração simples, é fácil mostrar que a sua variabilidade deve ser menor que a da resistência à compressão. Realmente, verifica-se que a resistência à tração dos concretos não é proporcional à sua resistência à compressão; a uma certa variação de resistência à compressão corresponde, porcentualmente, uma menor variação da resistência à tração. Esta última é proporcional à potência 2/3 da primeira. Resulta daí que a uma resistência mínima à compressão igual a 2/3 da resistência média à compressão, corresponde uma resistência mínima à tração igual a cerca de 3/4 da resistência média à tração.

Lembremos que se entende por resistência à tração na flexão um dado convencional, conhecido pelos americanos como módulo de ruptura, o qual resulta da aplicação da fórmula usual da Resistên-

cia dos Materiais ao cálculo da tensão máxima de tração devida ao momento fletor de ruptura de uma viga de concreto simples; a tensão realmente existente no momento da ruptura é bem menor, e igual à resistência à tração simples do concreto; consideraremos esta última igual a cerca de 53 % da resistência à tração na flexão.

Antes de continuar, resumirei no quadro que se segue os valores básicos que serão considerados como resistências mínimas prováveis no decorrer desta conferência :

σ_e	\equiv	limite de escoamento do aço das armaduras;
$\sigma_{c28} = f_{cm28}$	\equiv	resistência à compressão do concreto com 28 dias de idade;
σ_{t28}	\equiv	resistência à tração na flexão do concreto com 28 dias de idade;
σ_{ts28}	\equiv	resistência à tração simples do concreto com 28 dias de idade;
$\sigma_{cr} = f_{ck}$	\equiv	resistência mínima provável à compressão do concreto;
σ_{tr}	\equiv	resistência mínima provável à tração na flexão do concreto;
σ_{tsr}	\equiv	resistência mínima provável à tração simples do concreto.

Aço CA - 37 $\sigma_e = 2.400 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{ruptura} = 3700 \text{ kgf/cm}^2$

Aço CA - 50 $\sigma_e = 3.000 \text{ kg/cm}^2$. $\sigma_{ruptura} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$

$$\text{Concreto : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{cr} = 2/3 \sigma_{c28} \quad \text{Atual : } f_{ck} = 2/3 \times f_{cm28} \\ \sigma_{tr} = 3/4 \sigma_{t28} \\ \sigma_{tsr} = 3/4 \sigma_{ts28} = 3/4 \cdot 0,53 \sigma_{t28} = 0,4 \sigma_{t28} \end{array} \right.$$

A esses valores básicos serão aplicados os outros fatores do coeficiente de segurança, aos quais já nos referimos.

5. A VARIABILIDADE DOS CARACTERÍSTICOS DOS CONCRETOS, DE ACÔRDO COM DADOS OBTIDOS NOS LABORATÓRIOS DO INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA.

Uma das principais causas da variabilidade dos característicos mecânicos é o controle deficiente do fator água/cimento. Por outro lado, a prática tem revelado que, em obras correntes, é extre-

mamente difícil conseguir-se um contróle rigoroso, como o que é previsto na norma, da umidade dos agregados. Sou mesmo de opinião que, em tais obras, é suficiente avaliar a umidade da areia por seu simples aspecto; a própria Associação Brasileira de Cimento Portland o admite, e sugere valores que consideramos bastante razoáveis e temos sempre adotado no I.N.T. O êrro cometido nessa avaliação da umidade de areia por seu simples aspecto é inferior a 3% do pêso de areia, o que, nos traços usuais, redundaria em oscilação de 15 a 20 % para mais ou para menos da resistência prevista.

Parece pois que, para levar em conta essa variabilidade, o coeficiente de segurança deveria ser diferente, conforme o contróle da dosagem fôsse mais ou menos perfeito. Para evitar essa complicação, temos há muito adotado o seguinte critério no I.N.T. : ao dosar o concreto, toma-se como base a resistência exigida acrescida de uma certa porcentagem, suficiente para compensar essa deficiência de contróle. Continuamos pois a considerar como básica a resistência média que se obteria no caso de um contróle rigoroso — é essa resistência que corresponde ao σ_{c28} da norma; no caso de um contróle menos rigoroso, admitiremos que σ_{c28} é a resistência para a qual é dosado o concreto diminuída da porcentagem acima referida.

A única maneira de estabelecer qual deve ser essa porcentagem de acréscimo, bem como de verificar se no caso de um contróle rigoroso a variabilidade permitida pela norma é real, é o tratamento estatístico de dados obtidos em laboratório. Consideramos êsse estudo de grande importância e fazemos um apêlo para que todos os Institutos Tecnológicos do país o levem avante.

O primeiro tratamento estatístico dos resultados dos ensaios de compressão de corpos de prova de concreto, retirados de uma mesma obra e correspondentes a um mesmo traço, foi realizado pelo engenheiro A. E. Pastor d'Oliveira, do I.N.T., em seu excelente trabalho intitulado "O contróle de concreto numa construção", compreendendo 600 corpos de prova. Nos gráficos anexos apresentamos as curvas de frequência relativas a essa obra, a uma outra (também um grande edifício público), com 480 corpos de prova, e a duas pistas de concreto para aeroportos; chamamos a aten-

ção para o fato de que, nestas duas últimas, foi controlada a resistência à tração na flexão, com vigas de concreto simples.

Foram calculados os desvios-padrão, médias dos quadrados dos desvios em relação à média, e os coeficientes de variação, que são os desvios - padrão expressos como porcentagens da média.

Na primeira das obras, com 600 corpos de prova, concreto dosado para 190 kg/cm^2 , resistência requerida de 170 kg/cm^2 , o coeficiente de variação foi 23 %; na segunda, com 480 corpos de prova, concreto dosado para 200 kg/cm^2 , resistência requerida de 180 kg/cm^2 , o coeficiente de variação foi de 25 %. É interessante observar que as resistências médias foram respectivamente 196 e 215 kg/cm^2 .

Nas duas pistas de aeroportos, com 125 e 127 corpos de prova, os coeficientes de variação foram respectivamente 12 e 14%.

Vemos assim confirmada experimentalmente a nossa observação sobre a menor variabilidade da resistência à flexão. Poder-se-á argumentar que o controle em pistas para aviação é mais rigoroso. Temos no entanto uma outra pista de aviação, na qual o controle foi feito simultaneamente com corpos de prova para ensaio de compressão e vigas para ensaio de flexão; o coeficiente de variação foi no primeiro caso 15 %, e no segundo (resistência à tração) 16 %. Além disso, a pista já anteriormente citada, em que foi encontrado o coeficiente de variação de 14 % no controle por resistência à flexão, foi executada em duas partes, por duas empresas diferentes, mas submetidas à mesma autoridade fiscalizadora; pois bem, na outra parte o controle foi feito por meio de corpos de prova para compressão, e o coeficiente de variação foi de 27 %.

Sendo as curvas de frequência semelhantes à distribuição normal, é fácil, conhecido o desvio padrão, calcular a resistência acima da qual há uma determinada probabilidade de estarem todos os valores individuais. Se quisermos uma resistência acima da qual haja 99 % de probabilidade de estarem todos valores obtidos, basta subtrair da média duas vezes e meia o desvio padrão.

Cabe aqui, no entanto, uma observação: na falta de um critério seguro para eliminar corpos de prova excepcionais, cujas resistências excessivamente baixas só podem ser explicadas por defeitos de moldagem e erros grosseiros na dosagem, foram considerados, sem exceção, todos os resultados obtidos. Ora, é muito co-

INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA

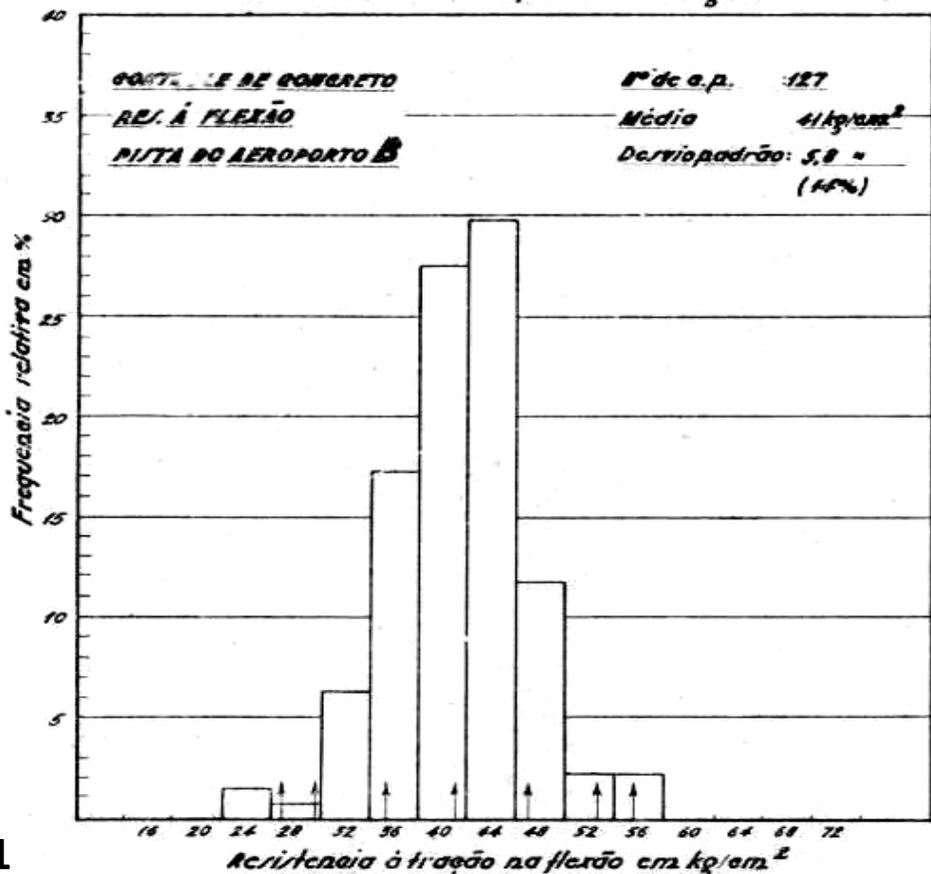
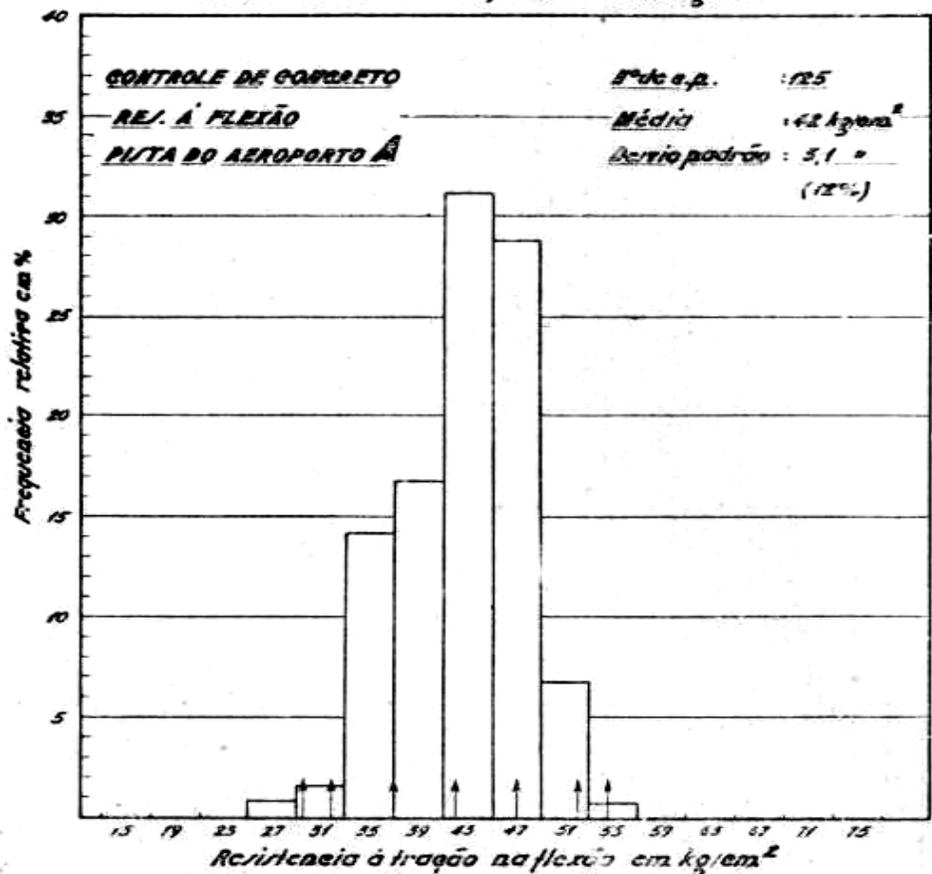
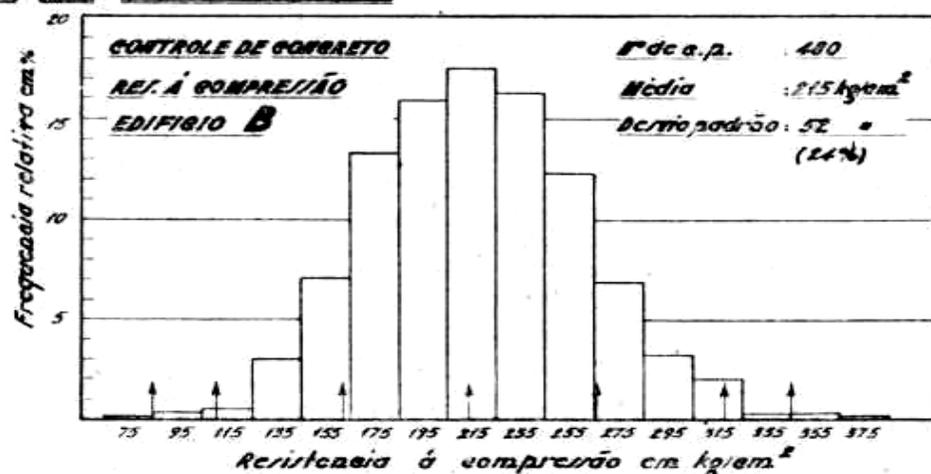
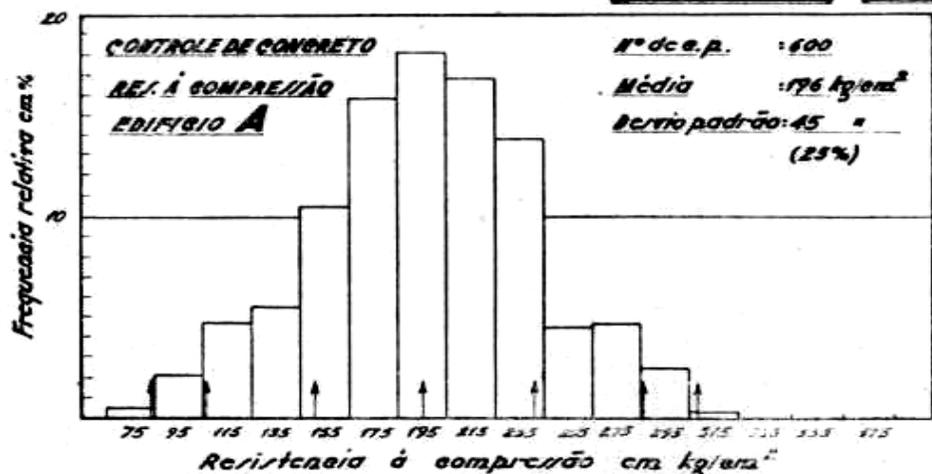
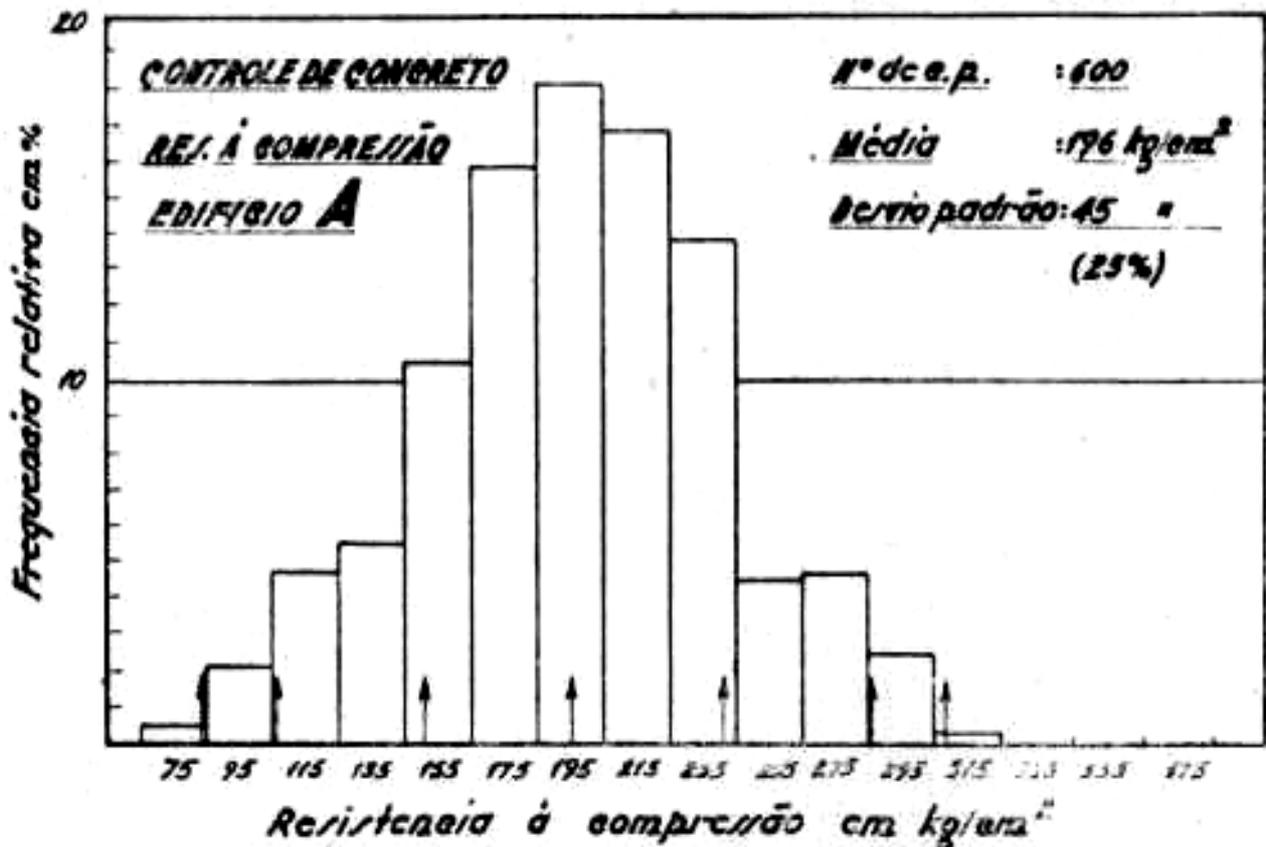


Fig. 1

Edifício público A – 600 corpos de prova

Resistência à Compressão - 1944 – Controle INT



Corpos de prova = 600 c.p.

Média = σ_{c28} = f_{cm28} dias = 196 kgf/cm²

Desvio padrão = 45 kgf / cm²

Coeficiente de variação = $(45 \text{ kgf / cm}^2) / (196 \text{ kgf/cm}^2) = 0,23 = 23\%$

Regra Lobo Carneiro - INT - 1944 :

$$\sigma_{cr} = f_{ck28} = (2/3) f_{cm28} = 131 \text{ kgf / cm}^2$$

Regra NBR6118 :

$$f_{ck28} = f_{cm28} - 1,645 \text{ desvio padrão} =$$

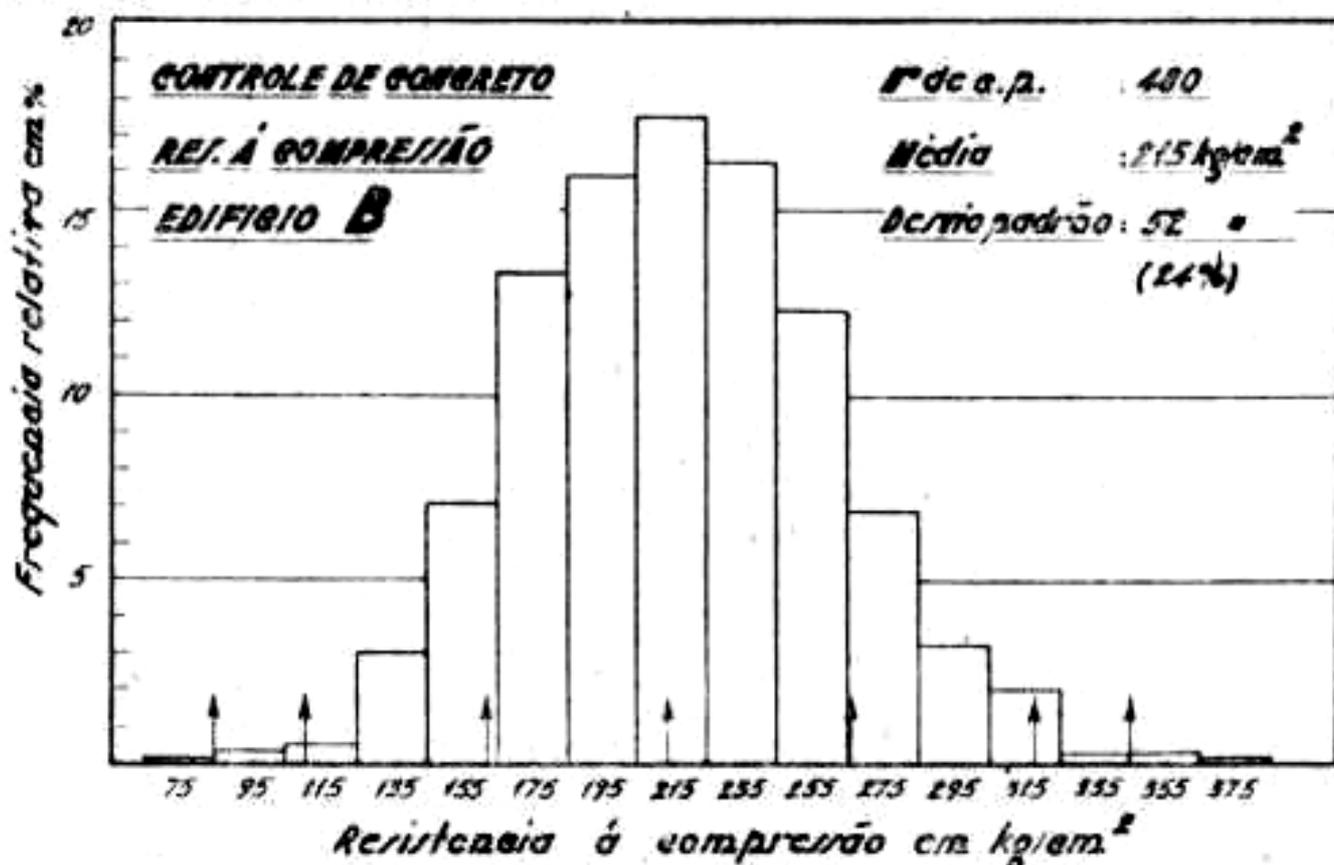
$$= (196 \text{ kgf / cm}^2) - 1,645 \times (45 \text{ kgf / cm}^2) = 122 \text{ kgf/cm}^2$$

Verificação : Δ [f_{cm28} (de dosagem) – f_{ck28}] =

$$f_{cm28} - f_{ck28} = 196 \text{ kgf/cm}^2 - 122 \text{ kgf/cm}^2 = 74 \text{ kgf/cm}^2 > 60 \text{ kgf / cm}^2$$

Edifício público B – 480 corpos de prova

Resistência à Compressão - 1944 – Controle INT



Corpos de prova = 480 c.p.

Média = σ_{c28} = fcm28 dias = 215 kgf/cm²

Desvio padrão = 52 kgf / cm²

Coeficiente de variação = (52 kgf / cm²) / (215 kgf/cm²) = 0,24 = 24%

Regra Lobo Carneiro - INT - 1944 :

σ_{cr} = fck28 = (2/3) fcm28 = (2/3) x 215 kgf/cm² = 143,3 kgf/cm²

Regra NBR6118 :

fck28 = fcm28 – 1,645 desvio padrão =

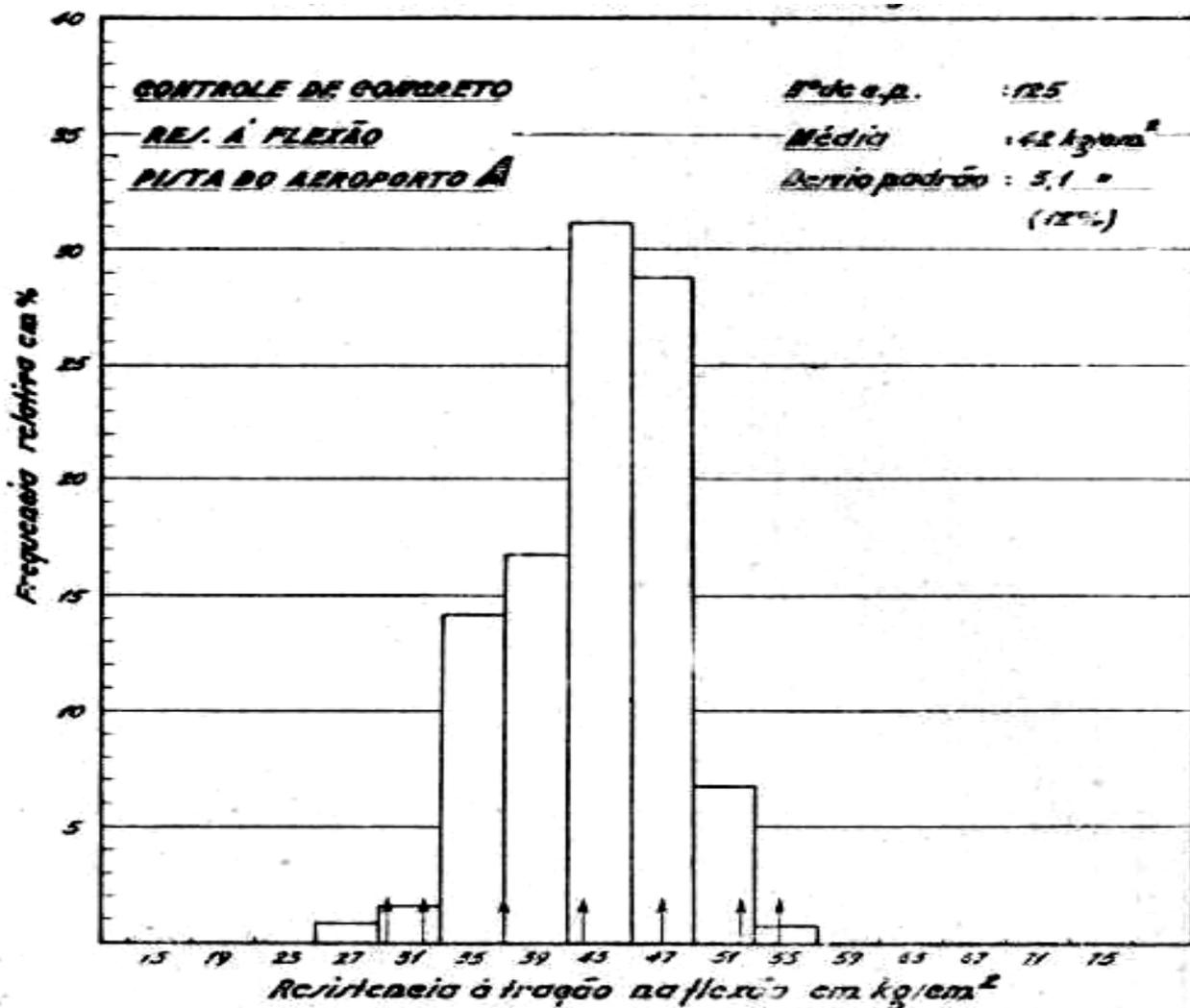
= (215 kgf / cm²) – 1,645 x (52 kgf / cm²) = 129,5 kgf/cm²

Verificação : Δ [fcm28 (de dosagem) – fck28] =

fcm28 – fck28 = 215 kgf/cm² – 129,5 kgf/cm² = 85,5 kgf/cm² > 60 kgf /cm²

Pista do Aeroporto A – 125 corpos de prova

Resistência à Tração na Flexão – 1944 – Controle INT



Corpos de prova = 125 c.p.

Média = σ_{t28} = f_{cm}t 28 dias = 42 kgf/cm²

Desvio padrão = 5,1 kgf / cm²

Coeficiente de variação = (5,1 kgf / cm²) / (42 kgf/cm²) = 0,12 = 12 %

Regra Lobo Carneiro - INT - 1944 :

$$\sigma_{tr} = (3/4) \sigma_{t28} = (3/4) \times 42 \text{ kgf/cm}^2 = 31,5 \text{ kgf/cm}^2$$

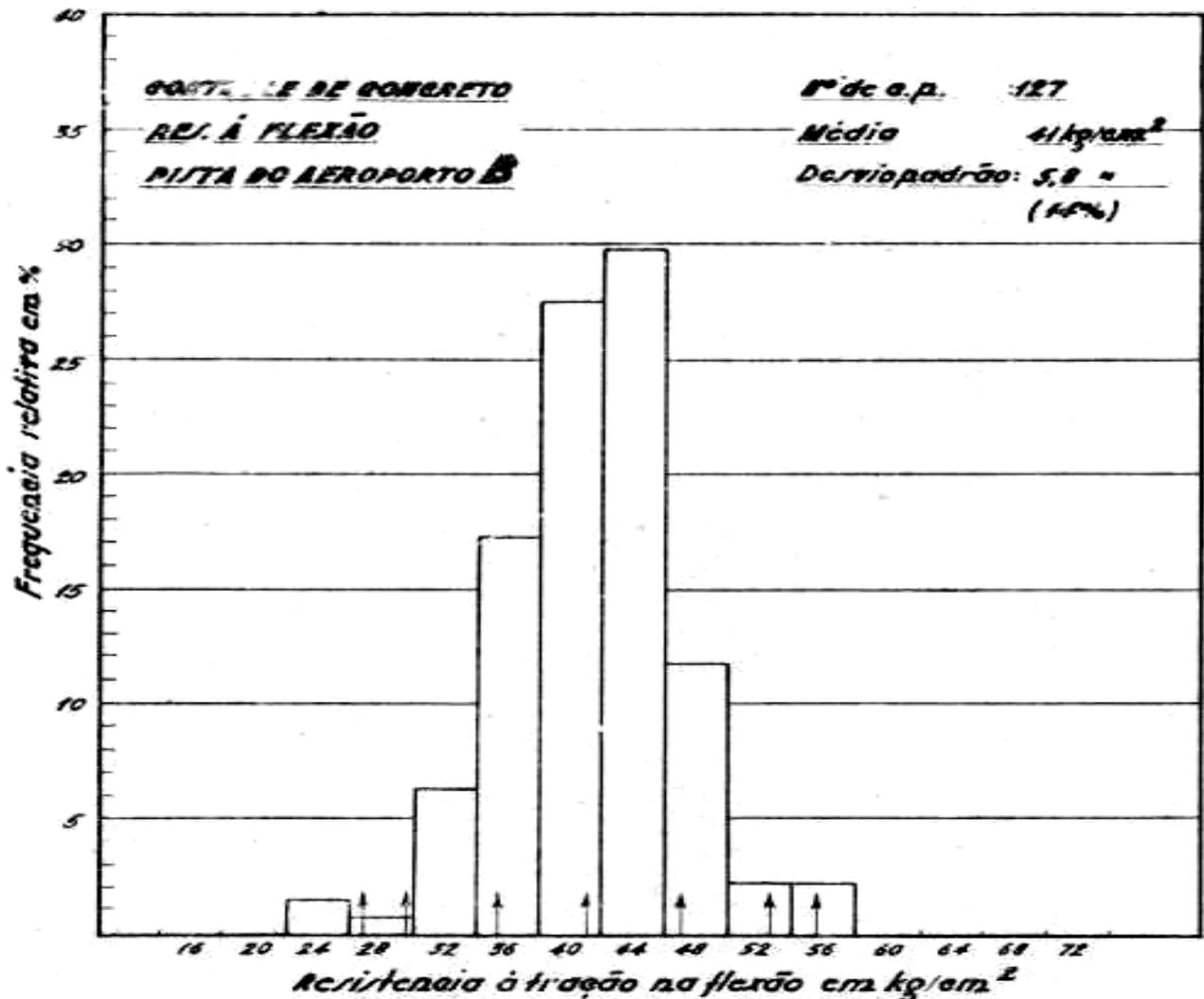
Regra NBR6118 :

$$f_{ctk28} = f_{ctm28} - 1,645 \text{ desvio padrão} =$$

$$f_{ctk28} = (42 \text{ kgf / cm}^2) - 1,645 \times (5,1 \text{ kgf / cm}^2) = 33,6 \text{ kgf/cm}^2$$

Pista do Aeroporto B – 127 corpos de prova

Resistência à Tração na Flexão – 1944 – Controle INT



Corpos de prova = 127 c.p.

Média = σ_{28} = fcmt 28 dias = 41 kgf/cm²

Desvio padrão = 5,8 kgf / cm²

Coeficiente de variação = (5,8 kgf / cm²) / (41 kgf/cm²) = 0,14 = 14 %

Regra Lobo Carneiro - INT - 1944 :

$$\sigma_{tr} = (3/4) \sigma_{28} = (3/4) \times 41 \text{ kgf/cm}^2 = 30,8 \text{ kgf/cm}^2$$

Regra NBR6118 :

$$f_{ctk28} = f_{ctm28} - 1,645 \text{ desvio padrão} =$$

$$f_{ctk28} = (41 \text{ kgf / cm}^2) - 1,645 \times (5,8 \text{ kgf / cm}^2) = 31,4 \text{ kgf/cm}^2$$

num serem enviados ao laboratório corpos de prova bastante defeituosos, com ninhos e topos abaulados; observo aqui que as vigas enviadas dos aeroportos costumam ainda apresentar peor aspecto que os cilindros, como poderei mostrar no I.N.T. aos que o desejarem. Veremos mais adiante que entre os fatores do coeficiente de segurança há um que representa os defeitos das peças. Julgamos pois exagerada a exigência de 99%; parece-nos suficiente considerar como resistência mínima provável a média diminuída do dôbro do desvio padrão, o que corresponde a 95% de probabilidade.

Admitindo, para o tipo de contrôle menos rigoroso a que nos referimos, um coeficiente de variação de 24%, a resistência que convencionamos chamar de resistência mínima provável será igual a 52% da média; para que esta resistência seja igual a 2/3 da resistência exigida σ_{c28} é preciso nesse caso dosar o concreto para uma resistência superior de 28% a esta última. Já na pista de aeroporto controlada por resistência à compressão, na qual o coeficiente de variação foi de 19%, seria suficiente um acréscimo de 8%. Nas duas primeiras pistas citadas, onde foram feitos ensaios de flexão, o contrôle foi praticamente perfeito; não haveria necessidade de nenhum acréscimo.

As duas grandes obras citadas de início, dois grandes edifícios públicos, construídas com preocupação de obedecer à boa técnica, o que é atestado pelo elevadíssimo número de corpos de prova enviados a ensaios (aliás o dôbro dos números citados, pois só consideramos os ensaios a 28 dias, pondo de lado os a 7 dias), apresentaram no entanto coeficientes de variação elevados; o contrôle esteve, pois, muito longe de ser perfeito. Mas é preciso não fugir da realidade; por enquanto, infelizmente, dada a falta de preparo do pessoal, e as dificuldades em obter materiais escolhidos, provenientes da imensa dificuldade de transporte ocasionada pela guerra, pouco mais que isso poder-se-á conseguir, a não ser em casos muito especiais. Vemos que o critério atual do I.N.T., de adicionar, para fins de dosagem, 15 a 20% à resistência requerida, longe de ser exagerado, é um pouco otimista.

Esperamos que êsses resultados causem funda impressão entre construtores e fiscais, e provoquem um esforço para tentar me-

lhorar a maneira porque é entre nós controlada a dosagem dos concretos.

A observação que fizemos de que as normas, através de seus critérios para a fixação das tensões admissíveis, admitem implicitamente que a resistência do concreto pode descer a $2/3$ da que é em média exigida, não pode pois absolutamente servir de pretexto para empobrecer os traços. Mesmo no caso de um controle rigoroso, é preciso que o concreto seja realmente dosado para essa resistência média, para que aquêle mínimo se torne extremamente pouco provável.

6. OUTROS FATÔRES QUE INFLUEM NO COEFICIENTE DE SEGURANÇA

Já enumeramos os outros fatores do coeficiente de segurança, os únicos a considerar, já que a influência da variabilidade dos materiais foi suprimida pela substituição dos valores médios dos característicos de resistência pelos valores que designamos como mínimos prováveis.

Foge a êste trabalho uma discussão completa dêsse difícil problema. Não queremos discutir o critério das normas brasileiras, que, digamos de passagem, consideramos satisfatório; aceitamo-lo tal qual é. Desejamos apenas interpretá-lo de uma maneira tanto quanto possível uniforme, mostrar qual a variabilidade implicitamente admitida para o concreto, e propor tensões admissíveis para obras de concreto simples tomando como base êsse mesmo critério.

E' indispensável, no entanto, fazer algumas referências aos fatores que devem influir na escôlha do coeficiente de segurança.

Em primeiro lugar temos as imperfeições das peças, que em geral não são executadas exatamente como foram imaginadas pelo projetista.

Quanto à armadura, afastados evidentemente erros palmares de execução, tais como inversão da posição dos ferros, erros êsses que evidentemente não podem ser considerados no coeficiente de segurança, podemos considerar dois casos: a) pequenos afastamentos das barras em relação às posições que deveriam teòricamente ocupar; b) variações dos diâmetros reais, em relação aos

diâmetros supostos pelo calculista, que entre nós correspondem aos diâmetros nominais comerciais.

O primeiro item em geral tem influência muito pequena na resistência da peça; nossos armadores em geral trabalham muito melhor que nossos preparadores de concreto. Quanto ao segundo, as variações de diâmetro são muitíssimo superiores ao que podem supor os calculistas; as tabelas de áreas das seções, construídas para os diâmetros nominais, bem como as de pesos por metro linear, poderiam com vantagem e sem prejuízo algum limitar-se a dois algarismos significativos.

A tabela que se segue contém alguns resultados de medidas efetuadas pelo I.N.T. em barras enviadas a ensaio.

N.º obs.	Diâ. nom.		Diâ. real (mm)			Área nom. (cm²)	Área real (cm²)		
	mm	..	máx.	méd.	mín.		máx.	méd.	mín.
34	4,76	3/16	5,2	5,01	4,7	0,178	0,212	0,197	0,173
17	6,35	1/4	6,7	6,35	6,1	0,317	0,353	0,317	0,292
9	7,94	5/16	8,4	8,15	8,0	0,495	0,554	0,522	0,503
27	9,53	3/8	10,4	9,64	9,2	0,712	0,849	0,730	0,665
33	12,70	1/2	13,4	12,95	12,2	1,27	1,41	1,32	1,17
25	15,88	5/8	16,3	15,84	15,4	1,98	2,09	1,97	1,86
20	19,05	3/4	20,4	19,35	18,0	2,85	3,26	2,94	2,55
23	22,23	7/8	23,0	22,2	22,0	3,88	4,15	3,96	3,80
12	25,40	1	26,4	25,3	25,3	5,07	5,47	5,28	5,02

A área mínima de seção transversal variou conforme os diâmetros de 87 a 96% da média. Mas como o diâmetro médio medido foi quase sempre superior ao nominal e este é que é tomado como base nos cálculos, devemos referir a seção mínima medida à

seção nominal, constante das tabelas de ferros; a seção mínima realmente encontrada variou entre 89 e 101 % da nominal.

Podemos, pois, admitir que o erro devido às variações de diâmetro das barras comerciais é de, no máximo, 10 %.

Quanto às imperfeições das peças devidas à má concretagem (falta de adensamento, ninhos, etc...), contêm as normas numerosas prescrições tendentes a evitá-las, tanto quanto possível; essas prescrições, muitas vêzes mal compreendidas e impugnadas como restrições arbitrárias não justificadas pelo cálculo, são perfeitamente razoáveis e talvez mesmo, no caso das nossas normas, excessivamente liberais. Referem-se elas às dimensões mínimas das peças, aos espaçamentos mínimos das armaduras, à limitação do diâmetro máximo do agregado, e aos cuidados com que deve ser feito o adensamento do concreto. Essas prescrições, observadas fielmente, devem se aliar à adoção de composição granulométrica adequada, e ao bom senso do engenheiro, ao escolher a consistência conveniente; a adoção do adensamento vibratório, quando bem conduzido, reduz a um mínimo a possibilidade de imperfeições no concreto da peça. Podemos pois, dados os aperfeiçoados processos construtivos modernos, considerar que o fator de segurança correspondente aos defeitos das peças é, em obras bem executadas, muito próximo de 1; penso que podemos adotar para o concreto uma influência de defeitos da mesma ordem que a devida, nas armaduras, às variações de diâmetros, isto é, 10% a 20%. No caso de execução menos perfeita, deve o calculista reduzir as tensões admissíveis.

Há casos em que outros defeitos, tais como a falta de retilineidade dos eixos dos pilares, podem ter grande influência; não precisam no entanto ser considerados, tendo-se em vista as prescrições das normas para o cálculo de peças longas.

Tratemos agora da influência de outro fator: a impossibilidade de prever com exatidão as cargas que vão agir sobre a estrutura; incluímos aqui os efeitos primários das variações de temperatura e da retração, e mesmo, em certos casos, os da deformação lenta, sobre estruturas hiperestáticas.

Há autores que admitem que, sendo as cargas acidentais muito mais difíceis de se preverem que as cargas permanentes, deve o coeficiente de segurança variar correspondentemente, ou, o

que redundam no mesmo, aconselham que se faça uma redução nas cargas permanentes, mantendo em todos os casos o mesmo coeficiente de segurança; outros sugerem ao contrário, que se multipliquem as cargas acidentais por um coeficiente maior que um.

Há no entanto uma outra maneira de considerar a questão, mais de acordo com o critério das nossas normas; consiste ela em se adotarem cargas acidentais convencionais para o cálculo, que estejam ou sejam, por assim dizer, envoltórias de tôdas as cargas acidentais que possam aparecer. Considerada assim a questão, não há necessidade de fazer variar o fator do coeficiente de segurança que exprime a impossibilidade de se preverem exatamente as cargas, com a relação entre cargas acidentais e cargas permanentes.

E' isso que, ao nosso ver, procuram fazer as nossas normas, indicando, pelo menos para a maioria dos casos, essas cargas acidentais convencionais, consagradas pela experiência, tais como as cargas acidentais uniformemente distribuídas em edifícios, os trem-tipo, o vento, a freiagem, a queda uniforme de temperatura equivalente à retração, as variações uniformes de temperatura, etc... Esse problema é dos mais difíceis, e abre um vastíssimo campo a pesquisas futuras.

Quanto à impossibilidade de prever com exatidão os efeitos dinâmicos das cargas móveis, não há necessidade de ser considerada no coeficiente de segurança, pois as nossas normas resolvem essa questão com a fixação dos coeficientes de impacto para diversos casos.

Os efeitos de fadiga são ainda mal estudados em relação ao concreto; sabe-se, por exemplo, que no caso extremo da repetição de uma carga, variando de 0 até um determinado valor máximo, não há que temer a fadiga quando as tensões de trabalho forem inferiores a cerca de 50 % das tensões de ruptura; isso se dará sempre que o coeficiente de segurança, referido à resistência mínima, for igual ou superior a 2. Cabe no entanto, aqui, a consideração favorável de que a resistência à compressão dos concretos ainda cresce depois de 28 dias, podendo haver aumentos da ordem de 50 kg/cm² ou mesmo mais; portanto, caso fôsse no cálculo considerada a fadiga, deveríamos contar normalmente com êsse acréscimo de resistência, e não apenas com a resistência a 28 dias. Nas

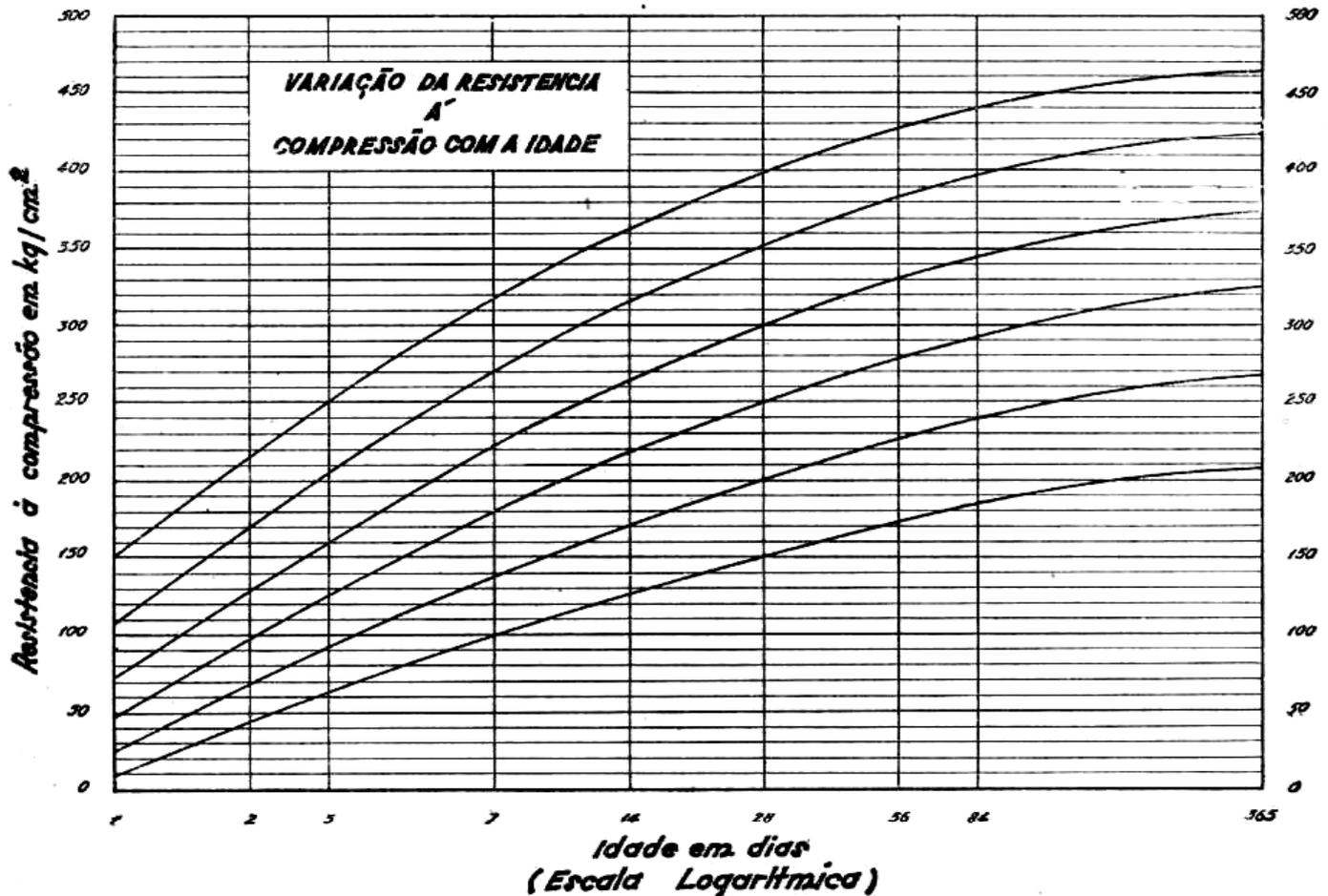


Fig. 2.

estruturas usuais de concreto armado a fadiga tem muito pequena influência, pois, em geral, a carga permanente é da ordem de 50% da carga total; por outro lado, o cálculo é feito muitas vezes para cargas acidentais máximas que podem ocorrer, mas poucas vezes, ao passo que a fadiga seria produzida principalmente pelas cargas mais comuns, muito repetidas, mas inferiores às máximas. Penso, pois, que este item pode ser afastado nas estruturas correntes, em que se toma como básica a resistência a 28 dias. Deve no entanto ser considerado nas pavimentações de estradas e pistas para aviação, nas quais se verifica o caso extremo a que nos referimos.

Quanto à impossibilidade de calcular com rigor os esforços, sua influência deve ser tanto menor quanto mais evoluídos estiverem os processos de cálculo e o conhecimento experimental do comportamento dos materiais. Em estruturas calculáveis com rigor, de comportamento estático perfeitamente conhecido, não há necessidade de se considerar este fator; o mesmo se dá naquelas em que, em-

bora não calculadas com rigor, são por assim dizer cercadas, isto é, calculadas de acôrdo com hipóteses que se sabe não corresponderem à realidade, mas em relação às quais se tem a certeza de que conduzem a resultados pessimistas.

No caso de estruturas de comportamento estático mal definido, e às quais também não seja aplicável o segundo alvitre, o mais indicado é recorrer à experiência; sendo isso impossível, o bom senso do calculista fará com que êle adote tensões admissíveis menores que as permitidas pelas normas.

Quanto à impossibilidade de considerar certos esforços secundários mal definidos, tais como os devidos aos efeitos secundários da retração, aos efeitos secundários da deformação lenta, aliás muitas vêzes favoráveis, às diferenças de temperatura ou de retração entre pontos diversos da peça, às diferenças de umidade, temos que considerar que êsses esforços em geral não alteram a carga de ruptura de peças de concreto armado, calculadas no estágio II, embora possam ter enorme influência na segurança contra o fendilhamento, e nas peças de concreto simples expostas. Seus efeitos podem ser diminuídos por meio de cura cuidadosa e prolongada, juntas de retração e de dilatação, etc.

Eliminados da maneira anteriormente exposta, em estruturas calculáveis com rigor nas quais foram previstos todos os esforços sucetíveis de sôbre elas atuarem e feitas tôdas as hipóteses mais desfavoráveis, todos os fatôres do coeficiente de segurança, com exceção dos que se referem à variabilidade dos materiais e às imperfeições das peças, resta considerarmos um fator que representaria pròpriamente a segurança, análogo àquele que em geral se considera no equilíbrio externo de estruturas, consideradas para êsse fim como corpos rígidos, como por exemplo a segurança admitida no cálculo de contrapesos de balanços, ou a segurança contra o derrubamento de muros. Neste fator final é que deve influir a consideração das conseqüências da ruptura.

Observemos que a simples consideração dos outros fatôres já tornaria uma ruptura extremamente pouco provável; esta se se daria se houvesse coincidência numa mesma seção de material com seu mínimo de resistência, de defeito da peça igual ao máximo provável, de solicitação a mais desfavorável devida à pior combinação das maiores cargas que possam vir a agir. O fator pròpria-

mente de segurança que resta considerar não precisa ser muito grande, mesmo no caso da ruptura ter conseqüências ruidosas, inclusive o perigo de pôr em risco a vida humana. Um valor razoável, neste caso, é 1,5, o mesmo em geral usado na segurança contra o derrubamento.

Sendo assim, o coeficiente total de segurança, referido à resistência mínima do material (e não à média), será cercada de 1,8. Adotaremos normalmente o valor 2, que corresponde a muitos dos dispositivos das normas.

No caso da ruptura produzir danos locais sem importância e muitas vezes facilmente sanáveis, não há necessidade de considerar o último dos fatores a que nos referimos. Vamos mesmo mais longe; dada a probabilidade extremamente pequena de coincidência de resistência mínima com defeito, basta considerar a influência da variabilidade. O coeficiente de segurança, neste caso, referido à resistência mínima, pode ser considerado igual a 1.

E' neste último caso que podemos enquadrar as pavimentações rodoviárias, desde que no cálculo seja considerada a fadiga; e neste caso, o que ainda é mais favorável, pode ser tomada como resistência básica a resistência à tração na flexão a 84 dias em lugar de 28 dias. A possibilidade de que, em raríssimos pontos nos quais a resistência seja mínima, surjam trincas é muito remota, e a importância dessas trincas é secundária.

A seguir mostraremos que os dispositivos das normas brasileiras, referentes a tensões admissíveis, podem ser interpretados quase sempre admitindo-se uma segurança contra a ruptura total igual a 2, referida ao limite de escoamento do aço ou à resistência mínima provável do concreto. No caso de resistência à compressão, essa resistência mínima provável é $2/3$ da resistência média exigida em construções bem controladas; em relação a esta resistência média à compressão o coeficiente de segurança será, pois, 3.

Quanto à resistência à tração, nos raros casos em que é admitida, o coeficiente de segurança será 2 quando referido à resistência mínima, e 2,67 quando referido à resistência média, já que, como mostramos, a resistência mínima provável à tração é $3/4$ da média.

Mostraremos mesmo que as normas admitem em alguns casos uma segurança igual a 1, referida à resistência mínima, contra

certas rupturas parciais, embora em alguns casos a não consideração de esforços secundários, que aqui passam a ter grande influência, transforme os dispositivos correspondentes em critérios convencionais, consagrados pela experiência, mas não perfeitamente justificáveis teoricamente.

As tensões que proporemos para obras de concreto simples, protegidas contra efeitos de retração exagerada e não uniforme obedecerão ao mesmo critério.

II — CRITÉRIO DE SEGURANÇA DA NB-1

1 — COMPRESSÃO AXIAL DE PILARES NÃO CINTADOS

Este caso já foi tratado no início. Recordemos a fórmula, já dando ao coeficiente de segurança c o valor 2.

$$N_{\text{admissível}} = S_c \sigma_{cr}/2 + S_f \sigma_e/2$$

Considerando que $\sigma_{cr} = 2/3 \sigma_{c28}$

$$N_{\text{admissível}} = S_c \sigma_{c28}/3 + S_f \sigma_e/2$$

As tensões chamadas admissíveis no concreto e no ferro são, portanto, $\sigma_{c28}/3$, 1.200 (aço CA - 37) e 1.500 (aço CA - 50).

2. COMPRESSÃO AXIAL DE PILARES CINTADOS

Consideremos o caso em que não há flambagem e em que o cintamento é constituído por estribos circulares ou em hélice. Esse cintamento tem um efeito, por assim dizer, potencial; êle praticamente não exerce influência apreciável quando o pilar está carregado com a carga admissível — sua ação se faz sentir com cargas maiores, aumentando a resistência à compressão longitudinal do concreto e, portanto, a carga final de ruptura do pilar.

Ao ensaiar-se o pilar à compressão, a expansão lateral que sempre acompanha a compressão do concreto provoca esforços de tração nas barras que constituem o cintamento, as quais reagem comprimindo lateralmente o núcleo. Essa compressão lateral é pe-

quena até às proximidades de uma carga que corresponderia à ruptura por compressão do mesmo pilar não cintado. A partir desse instante a expansão lateral do concreto aumenta consideravelmente, e, apesar de iniciar-se a destruição da camada de concreto externa ao núcleo que recobre o cintamento, a resistência à compressão deste último torna-se muito maior que a do concreto simples. Mas aqui também se verifica que o limite de escoamento das barras do cintamento, bem como o das barras longitudinais, é atingido antes de romper-se o núcleo; a tensão existente nas barras do cintamento, no momento da ruptura, em função da qual se calcula a pressão lateral exercida sobre o núcleo, é igual ao seu limite de escoamento.

É sabido que a resistência do concreto a uma compressão longitudinal aumenta com a presença de uma pressão lateral simultânea, passando a um valor σ'_{cr} . Como a envoltória de Mohr não é uma reta, o coeficiente de aumento não é constante, e aliás parece que varia um pouco com o próprio concreto, estando compreendido entre 4 e 6. Adotando-se o valor médio 5, temos

$$\sigma'_{cr} = \sigma_{cr} + 5 p$$

Para obter a resistência à compressão do núcleo resta, pois, calcular a pressão p exercida pelo cintamento. No caso de aços com características normais, a simples operação de encurvamento das barras para execução dos anéis ou hélices, que as submete a grandes deformações plásticas, eleva o seu limite de escoamento. Isso foi verificado por F. Richart e A. Brandtzaeg, em seu trabalho "The failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression — Un. of Illinois-Bull 190-1929", por meio de ensaios bastante engenhosos. No caso de aços doces de características normais, acharam eles em barras de 1/4, 5/16 e 3/8 tensões nas cintas, no momento de ruptura, superiores respectivamente de 19 %, 23 % e 30 % aos limites de escoamento dessas barras antes de curvadas.

Podemos, assim, considerar que o limite de escoamento do cintamento é

$$\sigma'_e = 1,2 \text{ a } 1,3 \sigma_e$$

O cálculo da pressão média exercida pelo cintamento é fácil. Chamando t o passo, s_f a seção das barras de cintamento, e d' o diâmetro do núcleo, temos

$$p_{\text{média}} = 2 s_f \sigma'_e / d't$$

Chamando $S_s = d' \cdot s_f / t$ o volume do cintamento por unidade de comprimento do pilar temos, dividindo pela seção do núcleo S_n :

$$S_s / S_n = 4 s_f / d't;$$

substituindo esse valor:

$$p_{\text{média}} = 1/2 S_s / S_n \cdot \sigma_e$$

Essa é uma pressão média; não há no entanto uma distribuição uniforme, pois as cintas são afastadas umas das outras, o que diminui a sua eficiência. Para obter a pressão lateral a ser considerada, devemos multiplicar a pressão média por um coeficiente de eficiência do cintamento, que será tanto maior quanto maior o afastamento t .

O regulamento da "Chambre Syndicale des Ciments en Ciment Armé de France" indica a fórmula

$$\text{Eficiência} = 1 - 2 t / d'$$

que, no caso extremo permitido pela NB - 1, mas raramente atingido, de $t/d' = 1/5$, fornece o valor 0,6.

$$p = 1/2 S_s / S_n \cdot \sigma'_e = 1/2 S_s / S_n \cdot 1,3 \sigma_e \cdot 0,6 = S_s / S_n \cdot 0,39 \sigma_e$$

Dado o caráter empírico e aproximado da fórmula francesa, arredondemos

$$p = S_s / S_n \cdot 0,4 \sigma_e$$

σ_e aqui é o limite de escoamento das barras do cintoamento tais como são fornecidas, isto é, antes de encurvadas.

Temos finalmente para resistência do núcleo

$$\sigma_{cr} = \sigma_{cr} + 2 S_s/S_n \sigma_e$$

A carga de ruptura do pilar será

$$N_{ruptura} = S_f \sigma_e + S_n (\sigma_{cr} + 2 S_s/S_n \sigma_e)$$

Dividindo pelo coeficiente de segurança 2, e substituindo σ_{cr} por $2/3 \sigma_{c28}$

$$N_{admissivel} = S_f \sigma_e/2 + S_n (\sigma_{c28}/3 + S_s/S_n \cdot \sigma_e)$$

É essa a fórmula da NB - 1.

Aparece aqui pela primeira vez o coeficiente de segurança 1 não em relação à ruptura final, mas em relação à ruptura da camada externa ao núcleo. O início da ruptura dessa camada se dá aproximadamente quando a carga do pilar atinge a carga com que ele romperia sem cintoamento, pois nessa fase a influência do cintoamento é desprezível. Para que haja uma segurança pelo menos igual a 1 (referida às resistências mínimas prováveis dos materiais) é preciso, pois, que a carga admissível no pilar cintado não exceda esta última, que é o dôbro da carga admissível calculada como se não houvesse cintoamento. É o que também prescreve a norma NB - 1.

3. FLEXÃO

É sabido que, em peças de material homogêneo com curva tensão-deformação apresentando uma parte final plástica, a tensão real máxima no momento da ruptura é inferior à tensão calculada pela fórmula usual, porque, não obedecendo mais o material à lei de Hooke, o diagrama das tensões deixa de ser triangular e se arredonda. Por isso as tensões admissíveis na flexão são em geral maiores que as admissíveis na compressão.

A NB - 1 prescreve o cálculo da flexão no estágio II, isto é, desprezada a parte tracionada que já se supõe ter rompido, e admite uma tensão máxima de compressão no concreto 20% maior que a

admitida na compressão axial. O coeficiente de segurança não deveria ser menor, apesar de maior a tensão admissível, pois o cálculo admite uma repartição triangular das tensões no concreto. A tensão admissível é $\sigma_{c28}/2,5$ em lugar de $\sigma_{c28}/3$. Podemos no entanto mostrar que o coeficiente de segurança em global da peça, referido às resistências mínimas dos materiais é no entanto menor que 2.

Basta para isso calcular os momentos de ruptura de peças dimensionadas pelo processo anterior e $n = 15$, pelo processo moderno também permitido pela norma, divulgado entre nós pelo engenheiro Langendonck. É verdade que a norma manda neste caso tomar como resistência à compressão do concreto $3/4$ de σ_{c28} . Tomaremos no entanto, para maior coerência $2/3$, o que aliás pouco influi nos resultados.

A ruptura da peça se dá quando, simultaneamente, a tensão no aço atinge o seu limite de escoamento, e no concreto a sua resistência mínima à compressão. Admite-se que a repartição das tensões no concreto é retangular ou uniforme, o que fornece resultados suficientemente próximos da realidade. Não aparece aqui o valor n , tal como no cálculo dos pilares. A altura x da zona comprimida deve ser tal que a resultante das compressões do concreto no momento da ruptura seja igual à resultante das tensões na armadura. Note-se que, quando adotado este processo de cálculo, a norma impõe o coeficiente de segurança 2.

Os resultados por nós obtidos são os seguintes :

σ_e	σ_{c28}	σ_f	σ_c	M_{rup}/M_{adm}
2.400	150	1.500	60	1,67
2.400	175	1.500	70	1,67
2.400	200	1.500	80	1,67
2.400	250	1.500	100	1,68
2.400	150	1.400	60	1,78
2.400	175	1.400	70	1,78
2.400	200	1.400	80	1,79
2.400	250	1.400	100	1,80

Na NB - 2, que adota $\sigma_t = 1.400$, o coeficiente de segurança é razoável. O menor coeficiente de segurança da NB - 1 se explica pela elevada tensão admissível adotada para o aço, creio que a maior no mundo. Para 80% das barras encontradas no comércio, de acordo com as estatísticas do eng.º Langendonck, com $\sigma_c = 2.700$, este coeficiente de segurança será 1,86.

Nas obras de concreto simples em que o controle do concreto é feito por ensaios de flexão, o erro cometido no projeto, ao admitir-se uma repartição triangular das tensões, é compensado, pois o mesmo erro é cometido no cálculo da chamada resistência à tração na flexão. O coeficiente de segurança deve portanto ser 2 quando referido à resistência mínima, e 2,67 quando referido à média. Esse valor 2,67, menor que o valor 3 correspondente à compressão simples, é devido à menor variabilidade da resistência à tração na flexão (admitimos que aqui a resistência mínima é 3/4 da média, e não 2/3, como na compressão). Em pavimentações, quando considerada a fadiga, esses coeficientes reduzem-se a 1 e 1,33, respectivamente, de acordo com o que já foi exposto.

4. TRAÇÃO AXIAL — CISALHAMENTO

Em peças de concreto simples submetidas a tração axial, tais como tubos submetidos exclusivamente a pressão interna e tirantes, a tensão admissível deve ser referida à resistência à tração simples, isto é, à verdadeira resistência à tração do concreto, e não ao dado convencionalmente chamado resistência à tração na flexão. O coeficiente de segurança deve ser 2 referido à resistência mínima, e 2,67 quando referido à resistência à tração simples média. Como o controle é usualmente feito com ensaios de flexão, devemos referir essa tensão admissível à resistência à tração na flexão média. Para esse fim podemos considerar a resistência à tração simples igual a 53% da resistência à tração na flexão.

Quando o controle for feito por ensaios de compressão, pode-se obter aproximadamente, para materiais usuais, a resistência à tração correspondente nos gráficos anexos. Para concretos com resistência à compressão de 125 e 200 kg/cm², obtêm-se resistência à tração simples respectivamente iguais a 1/9 e 1/10,5 da resistência à compressão. Se adotarmos o valor médio 9,5 para essa relação, a tensão

CORRELAÇÃO ENTRE AS RESISTÊNCIAS À TRACÇÃO E À COMPRESSÃO

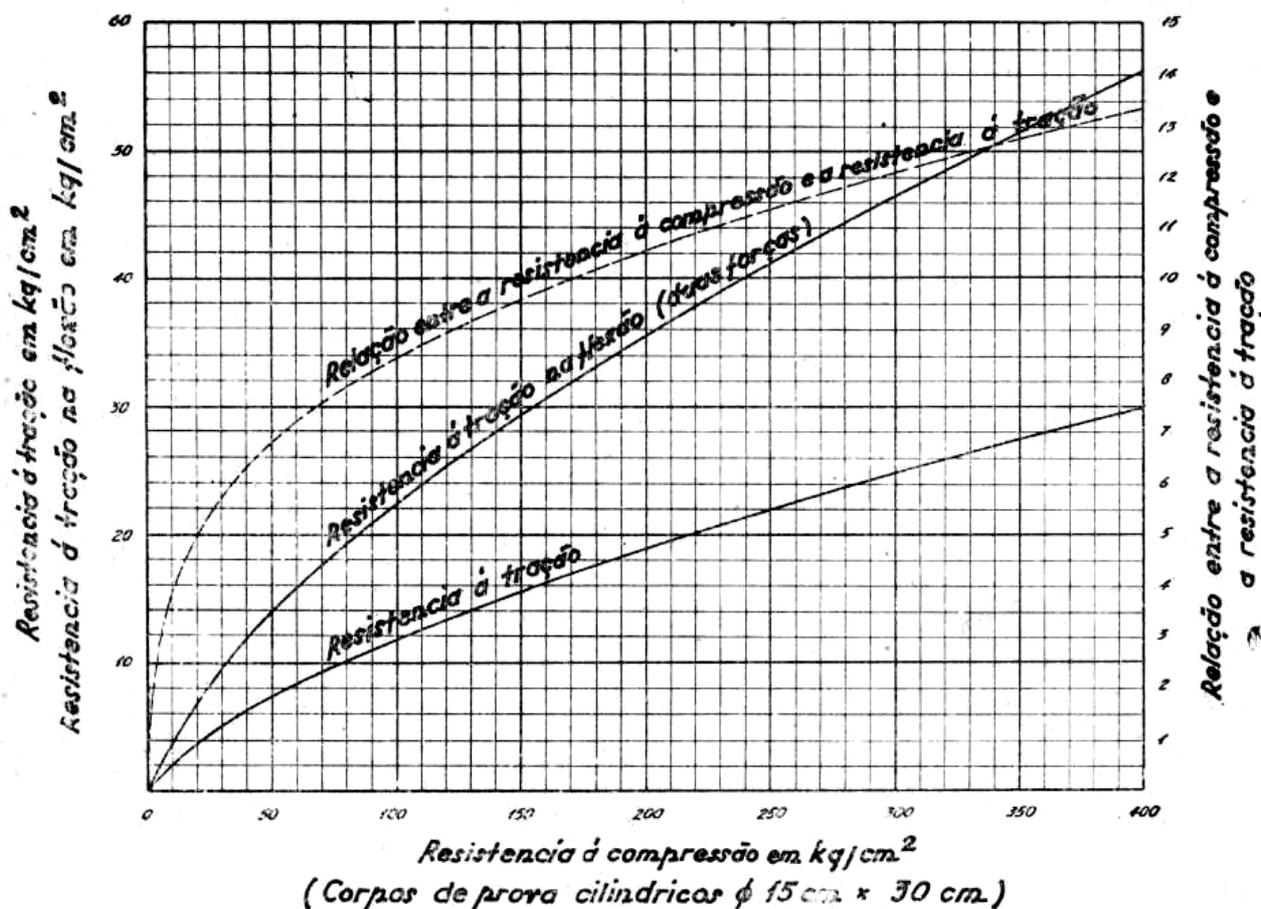
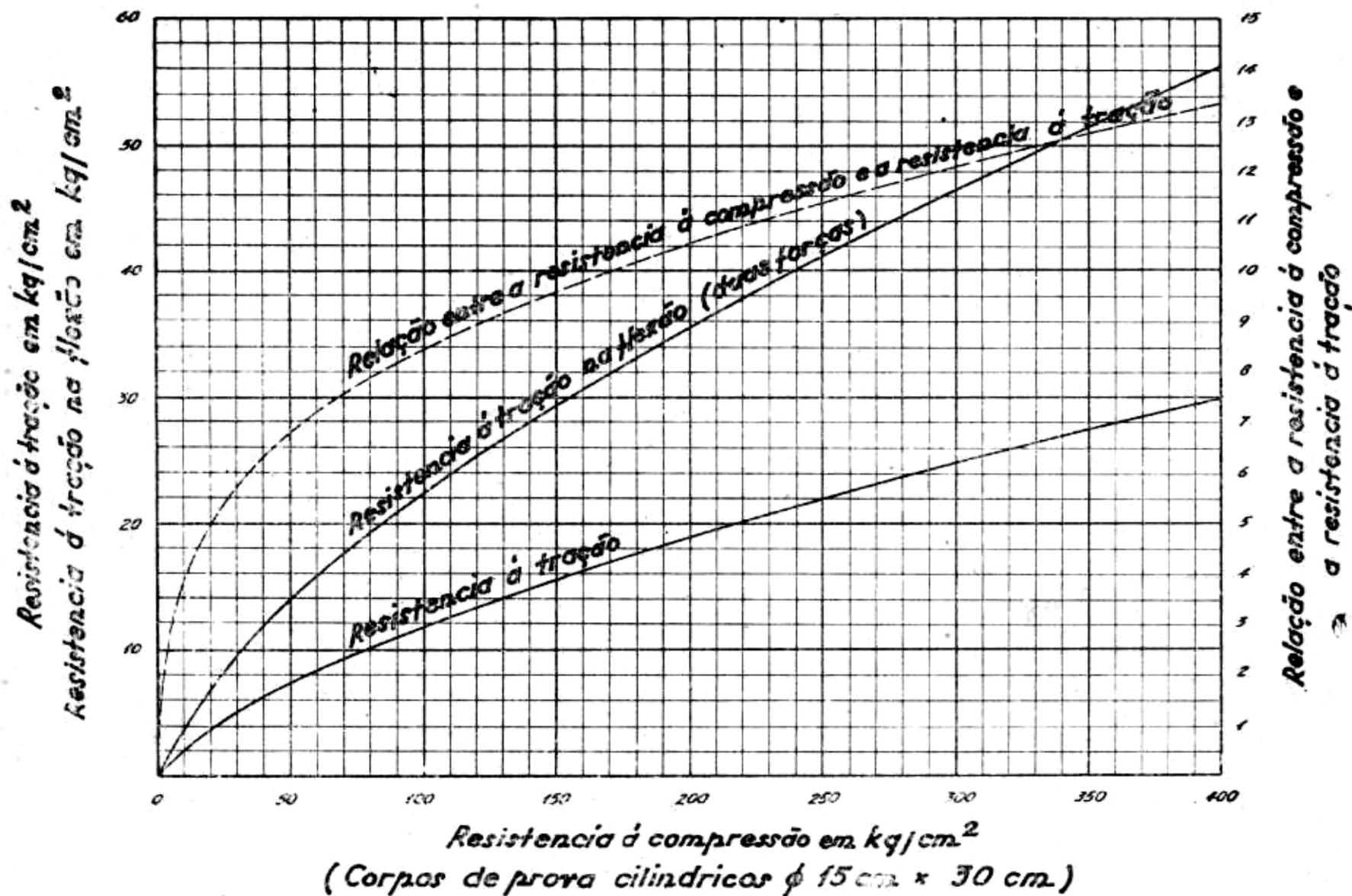


Fig. 3.

admissível à tração simples, $1/2,67$ da resistência à tração simples, será aproximadamente $1/25$ da resistência à compressão. Julgamos, entretanto, preferível não tomar como base a resistência à compressão, pois não é α ela proporcional a resistência à tração.

É sabido que a ruptura do concreto se dá por duas maneiras: por cisalhamento, caso da ruptura chamada por compressão, e por tração. Há uma larga zona em que, apesar da presença de uma tensão principal de compressão, simultaneamente com uma tensão principal de tração, não influi a primeira na resistência do concreto, que se rompe por tração e quando esta última tensão atinge a resistência à tração simples. A tensão principal de compressão simultânea pode ser algumas vezes maior que a de tração. Nessa zona está incluído o estado de tensão chamado cisalhamento simples, que se verifica na linha neutra de vigas solicitadas por flexão e força cortante, e na torção. É sabido que a tensão principal de tração é igual à tensão máxima de cisalhamento. A chamada resistência ao cisa-

CORRELAÇÃO ENTRE AS RESISTÊNCIAS À TRACÇÃO E À COMPRESSÃO



Resistencia à compressão em kg/cm²
 (Corpos de prova cilíndricos ϕ 15 cm x 30 cm.)

Fig. 3 (ampliada)

CORRELAÇÃO ENTRE AS RESISTENCIAS À TRAÇÃO E À COMPRESSÃO

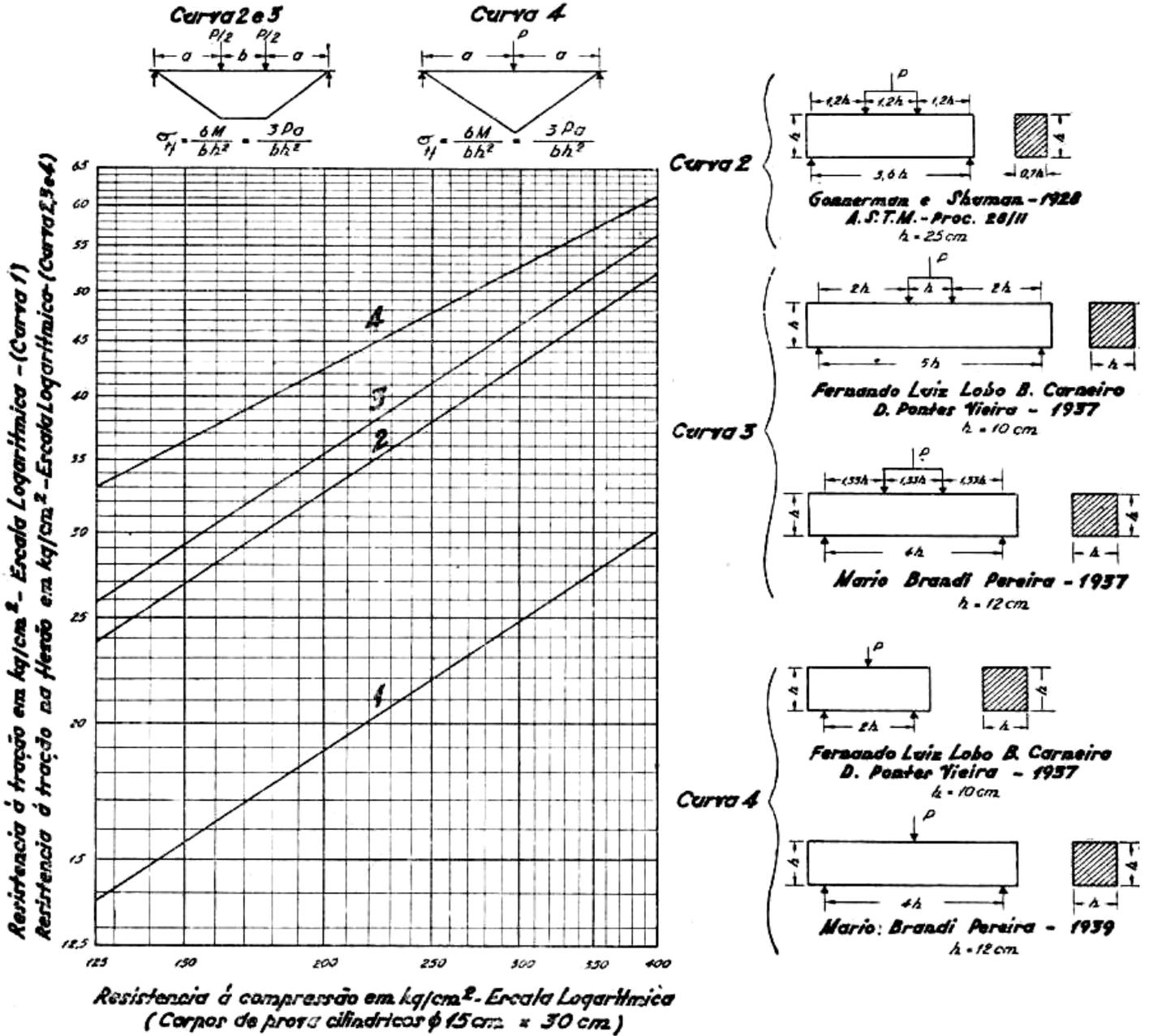


Fig. 4.

lhamento é na realidade uma resistência à tração; a tensão máxima admissível de cisalhamento, no estado de cisalhamento simples, deve ser, pois, igual à tensão admissível na tração axial. Ainda aqui o que dissemos atrás concorda com a NB - 1, pois a tensão máxima admissível de cisalhamento quando não há armação para combatê-lo é, nessa norma, precisamente 1/25 da resistência à compressão, com um limite máximo de 8 kg/cm². No caso de cisalhamento na flexão composta, em que não se verifica o estado de cisalhamento simples, esse valor se aplica à tensão principal de tração máxima.

Tratemos agora de tirantes de concreto armado, supondo inicialmente nula a retração, o que em certos casos se verifica.

Resistência à tração e Resistência à tração na flexão

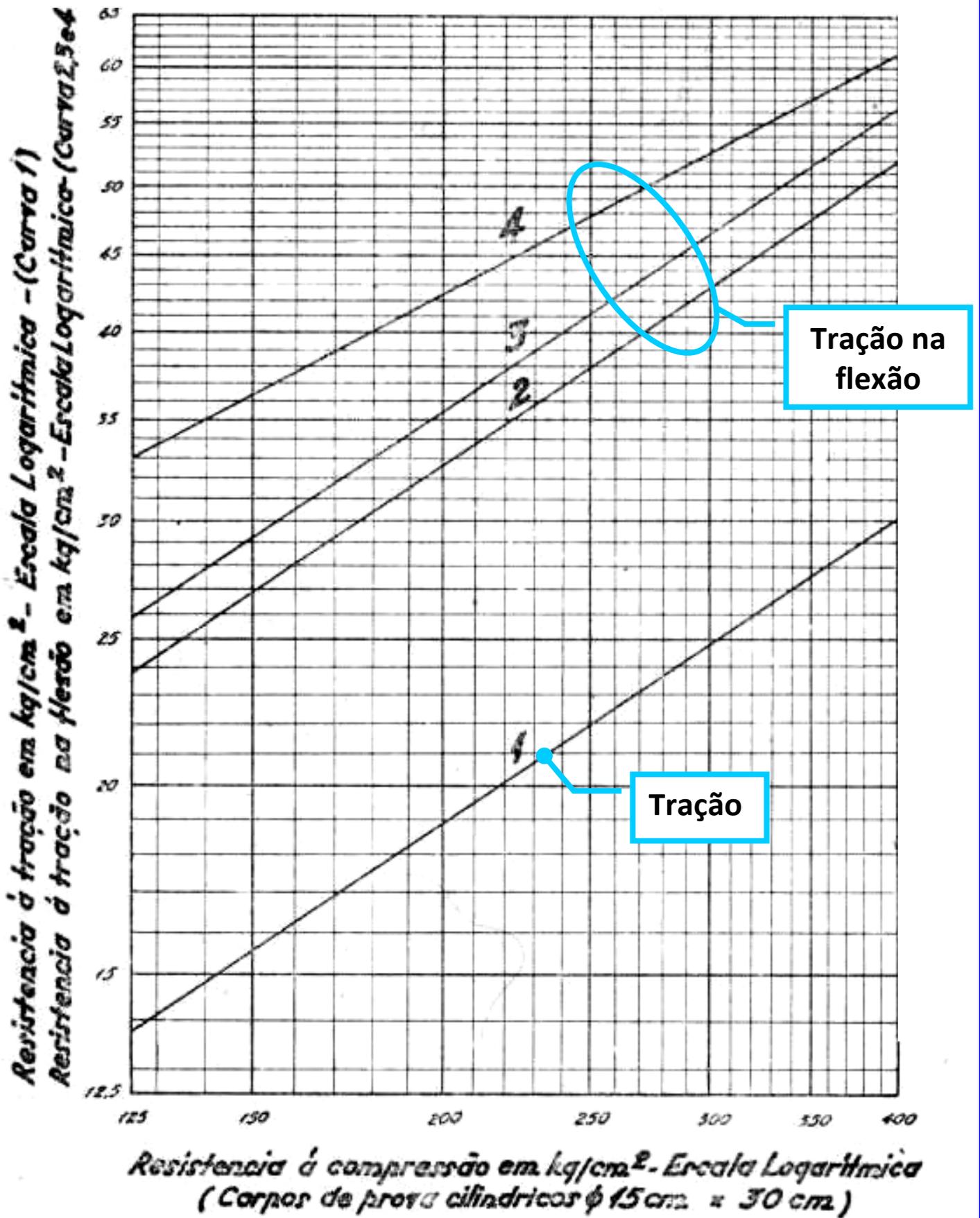
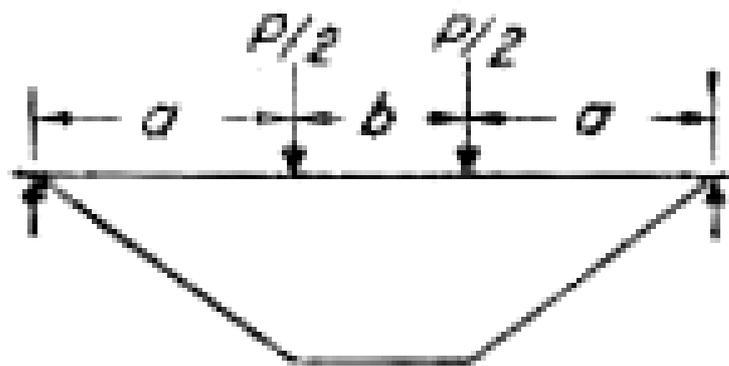


Fig. 4 (ampliada)

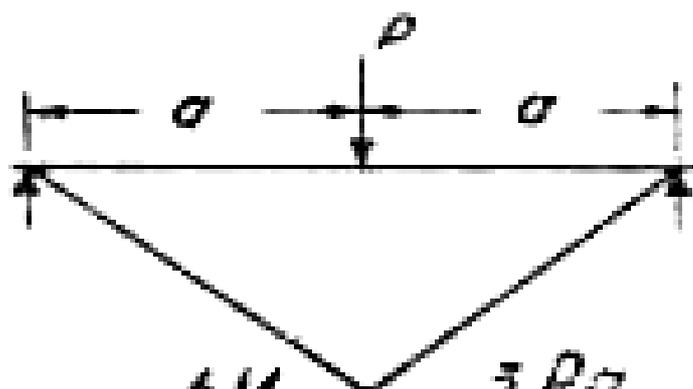
Resistência à tração na flexão

Curva 2 e 3



$$\sigma_H = \frac{6M}{bh^2} = \frac{3Po}{bh^2}$$

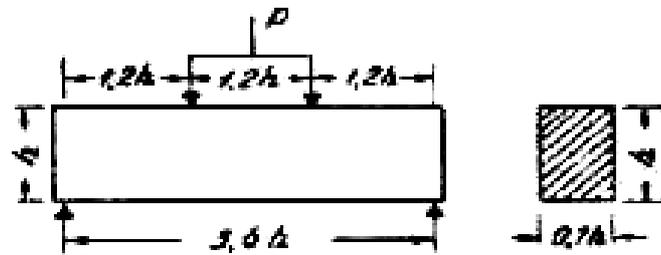
Curva 4



$$\sigma_H = \frac{6M}{bh^2} = \frac{3Po}{bh^2}$$

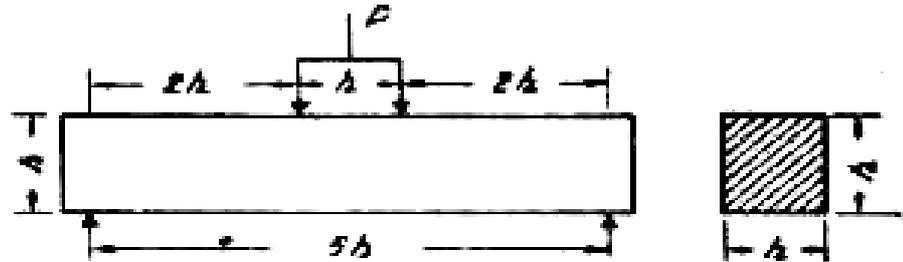
Fig. 4 (ampliada)

Curva 2

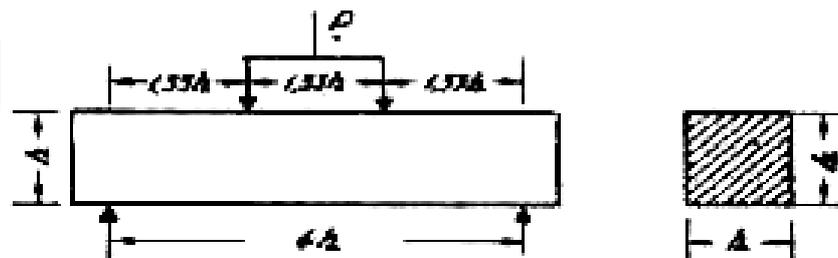


Gosserman e Shuman - 1928
A.S.T.M. - Proc. 20/II
 $h = 25 \text{ cm}$

Curva 3

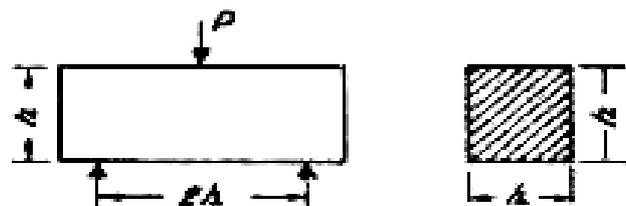


Fernando Luiz Lobo B. Carneiro e
D. Pontes Vieira - 1957
 $h = 10 \text{ cm}$

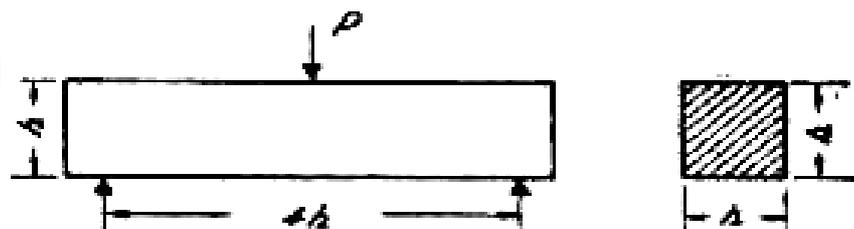


Mario Brandi Pereira - 1957
 $h = 12 \text{ cm}$

Curva 4



Fernando Luiz Lobo B. Carneiro
D. Pontes Vieira - 1957
 $h = 10 \text{ cm}$



Mario Brandi Pereira - 1939
 $h = 12 \text{ cm}$

Fig. 4 (ampliada)

Em um ensaio de tração da peça, a ruptura do concreto, isto é, o fendilhamento, se dá quando a tensão de tração neste material atinge a sua resistência à tração simples. Nesse momento a tensão no aço ainda é muito baixa, muito aquém do seu limite de escoamento; o concreto no entanto já está em sua fase plástica, não tendo mais sentido a aplicação de n para o cálculo das tensões.

Sabe-se que o alongamento do concreto em um ensaio de tração direta, no momento da ruptura, e_{tr} , varia em torno de 0,00015. Nesse momento a tensão no aço será:

$$\sigma_f = e_{tr} \cdot E_f, \text{ aproximadamente } 300 \text{ kg/cm}^2$$

A carga correspondente à ruptura do concreto será:

$$N_{\text{fendilhamento}} = S_c \sigma_{tsr} + S_f \cdot 300$$

A carga de ruptura final se dará no entanto quando no aço for atingido o seu limite de escoamento; o concreto evidentemente já não absorve nenhum esforço, e portanto:

$$N_{\text{ruptura}} = S_f \cdot \sigma_e$$

Para obter uma segurança 2 contra a ruptura total:

$$N_{\text{admissivel}} = S_f \cdot \sigma_e / 2,$$

como prescreve a NB - 1:

$$\text{aço CA - 37 } N_{\text{adm}} = S_f \cdot 1.200$$

$$\text{aço CA - 50 } N_{\text{adm}} = S_f \cdot 1.500$$

Se quisermos ter uma segurança igual a 1, referida à resistência à tração mínima, contra o fendilhamento, temos que usar a primeira fórmula.

$$N_{\text{fend}} = N_{\text{adm}} = S_f \cdot 300 + S_c \sigma_{tsr}$$

Substituindo S_f por seu valor já calculado, temos, no caso do aço CA - 37 :

$$S_e = \frac{N_{adm} - N/1.200. \times 300}{\sigma_{tsr}} = \frac{0,75 N_{adm}}{\sigma_{tsr}}$$

Considerando que a resistência à tração mínima é 3/4 da média :

$$S_c = \frac{N_{adm}}{\sigma_{ts28}}$$

Essa é a fórmula que dá a seção de concreto necessária para envolver a armadura, já por si só capaz de absorver toda a carga.

σ_{ts28} pode, pois, ser chamada tensão admissível de tração para evitar fendilhamento, quando há armadura para absorver por si só todo o esforço.

Aplicando êsse critério ao cisalhamento, quando há barras capazes de absorverem por si só e sem cooperação do concreto todos os esforços de tração, o fendilhamento será evitado quando a tensão de cisalhamento, calculada como se não houvesse armação, não ultrapassar σ_{tr28} , ou cêrca de 1/10 da resistência à compressão, que é o valor prescrito na NB-1, com um limite máximo de 20 kg/cm².

As prescrições da NB - 1, relativas ao cisalhamento, justificam-se assim com dois tipos de segurança: segurança 2 contra a ruptura final, e segurança 1 contra a ruptura parcial (fendilhamento), apenas em pontos, extremamente pouco prováveis, em que a resistência à tração simples do concreto apresentasse o valor mínimo.

Havíamos no entanto desprezado a retração, que pode, caso não sejam tomadas precauções especiais, por si só provocar o fendilhamento, tanto no caso de tirantes armados como no caso de vigas com ferros inclinados.

E' impossível calcular a tensão de tração no concreto devida à retração; a deformação lenta por tração, que é muito mais rápida que a deformação lenta por compressão, tende a reduzi-la. Se a carga na ocasião do descimbramento fôr pequena, e se a carga má-

xima só se aplicar alguns meses após, acreditamos que êsse efeito secundário da retração seja praticamente eliminado; e, em geral, é o que se dá.

O critério da NB - 1 relativo à tensão admissível de cisalhamento, quando as armaduras absorvem todos os esforços de tração (aliás comum a tôdas as normas, com variantes), não tem assim uma justificação teórica perfeita, mas a experiência o mostra aceitável.

Havíamos porisso imaginado extendê-lo à flexão; as peças solicitadas à flexão seriam, pois, dimensionadas com segurança próxima de 2 contra a ruptura total (estádio II), o que coincide com a maneira usual de dimensioná-las, mas além disso com segurança igual a 1 contra o fendilhamento. Para isso a tensão máxima de tração no fim do estágio I deveria ser igual à resistência mínima à tração ou a 3/4 da resistência média à tração. Êsse critério seria mais razoável que o limite de 1/4 da resistência à compressão, adotado na Alemanha em pontes ferroviárias.

Deduzimos fórmulas para o cálculo dessa segurança contra o fendilhamento, substituindo o diagrama triangular, no lado da tração, por um trapezoidal, e tomando um valor adequado para o alongamento de ruptura do concreto. Depois de um trabalho penoso, constatamos que os resultados coincidem praticamente com os obtidos com diagrama triangular e $n = 15$, tanto para a tração como para a compressão, desde que se tome como referência a resistência à tração na flexão em lugar da resistência à tração simples. Se isso fôsse verdade, praticamente tôdas as vigas calculadas pelos processos usuais e com as tensões admissíveis da NB - 1 deveriam estar fendilhadas. Penso, no entanto, que deve ser considerado um alongamento de ruptura do concreto muito maior, para ter em conta a deformação lenta por tração (admitida a hipótese de aplicação muito tardia da carga total).

Infelizmente a ausência de dados suficientes sôbre a deformação lenta do concreto por tração nos impossibilitou de continuar êsse estudo. Sou de opinião, porém, de que as tensões admissíveis à compressão em vigas são muito elevadas, tendo em vista a segurança

contra o fendilhamento, principalmente para os concretos de alta resistência (ou antes, de que os coeficientes pelos quais se divide a resistência à compressão para obter estas tensões, são muito pequenos). Teria sido mais prudente imitar o regulamento alemão que, acima de certa resistência à compressão, só considera uma pequena fração do excesso de resistência, ao fixar a tensão admissível.

Nos casos em que é indispensável verificar a segurança contra o fendilhamento, é recomendável fazer o cálculo no estágio I com n , na tração e na compressão, igual a 15, e impor a condição de que a tensão máxima de tração não ultrapasse $3/4$ da resistência à tração na flexão. Em certos casos poder-se-á tomar como base 84 dias em lugar de 28 dias.

5. FLEXÃO COMPOSTA

Para resolver o problema das tensões admissíveis para o concreto simples nos casos de tração com flexão e compressão com flexão, fiz também um estudo, admitindo uma distribuição trapezoidal das tensões de tração no concreto, distribuição essa escolhida de tal maneira que, no caso de flexão simples, conduzisse à relação entre a resistência à tração na flexão e à tração simples próxima da encontrada experimentalmente. Essa distribuição trapezoidal que se assemelha à curva tensão-deformação do concreto é, por assim dizer, uma estilização desta última.

No caso de tração e flexão, verificamos que o cálculo pode ser feito tomando como base a resistência à tração na flexão e multiplicando a força axial pela relação entre essa resistência e a resistência à tração simples.

$$\sigma_{\max} = \frac{N \cdot \sigma_{tr}/\sigma_{tsr}}{S} \pm \frac{M}{W}$$

com $\sigma_{\text{admissível}} = \sigma_{tr}/2,67$

Para simplificar, pode-se considerar $\sigma_{tr}/\sigma_{tsr} = 2$

Essa maneira de calcular foi adotada há alguns anos pelo engenheiro Ademar Fonseca, para verificar a segurança contra o fendilhamento de tubos de concreto armado, na Adutora Ribeirão das Lages, em cujas paredes havia combinação de tração com flexão.

No caso de compressão e flexão, quando não aparecem trações, pode ser adotado o critério da NB-1 para tensão de compressão admissível no centro e na borda. Seria talvez mais lógico adotar uma fórmula análoga à anterior, o que faria a tensão admissível na borda variar com a excentricidade, como faz o regulamento norueguês.

Quando em uma peça solicitada à compressão e flexão surgem, no entanto, tensões de tração, não é mais aplicável uma fórmula simples como a anterior. Admitindo sempre que a ruptura se dá quando a tensão real de tração, calculada com o diagrama trapezoidal, atinge a resistência à tração simples do concreto, calculei, para diversas excentricidades, qual a resistência à tração na flexão composta, obtida por meio das fórmulas usuais, que corresponderia aos resultados obtidos.

Cheguei assim à conclusão de que essa resistência à tração na flexão composta convencional é maior que a resistência à tração simples, e tanto maior quanto menor a excentricidade.

Portanto, se a peça é calculada com as fórmulas usuais, a tensão admissível de tração na borda pode ser maior que a admitida na flexão simples, e tanto maior quanto menor a excentricidade.

Para confirmar êsses resultados teóricos, realizei alguns ensaios, infelizmente ainda em pequeno número, dada a dificuldade de adaptação da aparelhagem do laboratório para êsse fim.

Êsses resultados confirmam a conclusão anterior.

Em palestra com o eminente engenheiro americano Mr. Boase, tive o prazer de constatar que o mesmo foi verificado nos E.U., em experiências também em muito pequeno número. Isso levou a comissão incumbida de apresentar um ante-projeto de tensões admissíveis no concreto simples, presidida no A.C.I., por êsse engenheiro, a adotar maiores tensões admissíveis de tração em arcos ou abóbadas que na flexão simples.

A seguir apresento os resultados dos cálculos e das experiências.

C Á L C U L O		
e/d	Resistência à tração na flexão composta.	
0,20	1,60	σ_{t28}
0,25	1,43	σ_{t28}
0,50	1,18	σ_{t28}
0,60	1,13	σ_{t28}
0,75	1,11	σ_{t28}
1,00	1,07	σ_{t28}
1,25	1,05	σ_{t28}
2,00	1,04	σ_{t28}
2,50	1,03	σ_{t28}
3,00	1,03	σ_{t28}

EXPERIÊNCIA	
e/d	Resistência à tração na flexão composta.
∞	35,5 = 1,00 σ_{t28}
2,5	38,5 = 1,08 σ_{t28}
1,25	41,2 = 1,16 σ_{t28}
0,6	41,7 = 1,17 σ_{t28}
0,5	43,2 = 1,21 σ_{t28}

Concreto :

$$\sigma_{c28} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{tr28} = 35,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (2 fôrças)} \\ \text{ou } 40,2 \text{ (1 fôrça)}$$

$$\sigma_{trs28} = 18,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (cilindro deitado).}$$

DEBATES

1. Eng.^o Telêmaco van Langendonck, Professor da Escola Politécnica de São Paulo.

O conferencista afirma, em dado momento, que o coeficiente de segurança para o cálculo de vigas era pouco menor que 2, para logo depois dizer que as vigas calculadas pelas normas, de acôrdo

com o cálculo que fizera, deveriam estar fendilhadas e, no entanto, não estão. Parece-me que há nisso uma contradição.

Disse ainda o eng.^o Fernando Carneiro que era difícil fazer o cálculo da ruptura das peças de concreto e, no entanto, êle próprio mostrou em dois casos de cálculo à compressão, que isso é possível.

2. *Eng.^o Conrado Barsotti, Jr.*, — Chefe Químico da Companhia Nacional de Cimento Portland.

Os resultados dos ensaios à compressão de argamassa plástica, efetuados com cimento Mauá pelo nosso laboratório nos últimos dez anos, têm mostrado um aumento de resistência para a idade de 1 ano em relação às resistências obtidas a 28 dias, de mais de 30%, chegando mesmo até 40%.

Desejo também chamar a atenção para um fator que não tem sido levado na devida conta em construções no Rio de Janeiro, qual seja a retirada das fôrmas, que está sendo feita com muita antecedência, o que pode acarretar sérias deformações na estrutura.

3. *Eng.^o Glebe Saharov.*

Desejo falar do *coeficiente de segurança*, não do ponto de vista teórico, mas do prático, isto é, da maneira como podemos observá-lo nas obras. Por exemplo: Calculamos algumas lajes para uma sobrecarga de 200 kg/m², supondo estarem elas trabalhando com um coeficiente de segurança de 3 a 5. No entanto, indo à obra, vemos muitas vezes, que uma das lajes com 8 ou 10 dias apenas e já desmoldada, está com 1,5 ou 2 m de areia, ladrilhos ou tijolos, quer dizer, com uma carga de 3 a 4 t/m². Para surpresa nossa, vemos que a laje suporta a carga e visivelmente nada sofre. Em verdade, qual é o coeficiente de segurança? Parece, evidentemente, ser maior do que o que previmos em nosso cálculo.

Outro exemplo: Quando começou a faltar ferro no mercado, apareceu o chamado "ferro em fita", que pelo pêso, era um pouco inferior ao Ø 3/16". O Instituto Nacional de Tecnologia, após ensaios, deu como carga de ruptura mais ou menos 5.000 kg/cm².

Efetuamos então várias experiências :

- a) Calculada uma laje de 4 m x 4 m simplesmente apoiada com a armadura em cruz muito fraca (cada 15 cm), esta laje, ao suportar uma carga muito alta (mais ou menos 3 t/m²), fendilhou nos cantos (na parte superior, desprovida de ferro), e, apesar de haver acusado uma flecha de 30 cm, na zona do momento positivo, conservou-se intacta.
- b) Calculamos vigas armadas com 3 e 4 m de vão para que se rompessem por ruptura do ferro, o que se efetuou somente quando o ferro atingiu a uma taxa de, aproximadamente, 9.000 kg/cm² (calculados os esforços no estágio II).

4. *Eng. Paulo Fragoso.*

Gostaria que o eng.º Fernando Carneiro resumisse, num quadro, as tensões permissíveis para concreto simples em comparação com as norte-americanas.

5. *Eng.º Luiz Augusto Pinto Lima, do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo.*

O eng.º Fernando Carneiro propõe que se dê certa majoração no estudo de dosagem, para compensar o controle deficiente nas obras.

Pergunto :

- a) Como fixar essa majoração?
- b) Essa majoração figuraria num Certificado, ou seria fornecida ao fiscal em caráter particular?
- c) A critério de quem ficaria essa majoração? Se a critério do fiscal, a majoração viria inclusa no pedido e a dosagem seria executada de maneira usual. Se a critério do laboratório, este viria se imiscuir na parte construtiva, relativa

ao contrôle da obra, função característica do engenheiro fiscal.

6. *Eng.º J. A. Marsillac*, da Companhia Paulista de Estradas de Ferro.

Aproveito a oportunidade para acrescentar alguns esclarecimentos. O primeiro se refere ao efeito das cargas instantâneas, sobre as quais já falei, citando experiências que fiz na Companhia Paulista de Estradas de Ferro (1), em que deixamos cair um pêso de 400 kg, da altura de 4 m, sobre um trilho de 45 kg/m num vão que variava entre 1,5 e 3 m.

Na Inglaterra, há cinco ou seis anos foi construída uma máquina especialmente para realizar ensaios de tração com velocidade variável. Os resultados dessas experiências foram relatadas num dos números da revista "The Engineer". Feito o ensaio, com tempos variáveis — desde 30 segundos até 5 dias — se apurou que, com um aço extra-doce, o limite de escoamento era da ordem de 30% menos que o limite de escoamento do mesmo aço, que se obtivera no ensaio corrente de tração.

Juntando êsse fato às minhas experiências, penso que na aplicação de uma carga extremamente rápida, como aquela que se deve ao choque produzido numa ponte por uma irregularidade na roda ou na junta de trilhos, choque que é um dos elementos do impacto, cuja duração é da ordem de milésimos de segundo, o limite de resistência e o de escoamento, para estas cargas, são consideravelmente maiores do que os obtidos no ensaio corrente de tração. Pelas experiências a que me referi, o limite de escoamento para cargas de 5 dias de duração, em se tratando do aço extra-doce, é muito inferior ao limite de escoamento encontrado no laboratório. Daí resultaria que o critério para determinar a resistência de peças comprimidas, o qual foi incorporado à NB-1, continuaria a ser válido, sendo apenas necessário alterar o valor de σ_e , de acôrdo com a duração da carga; teríamos, então, menos para o caso de carga permanente e mais para o de carga instantânea. Isso nos levaria à conclusão de que as peças dimensionadas pelos processos correntes, referindo-se

(1) Cfr. página 145 — *Symposium de Estruturas*, 1º volume — DEBATES (3), in "Casos Interessantes Verificados em Excme de Estruturas", Eng.º Paulô Franco Rocha.

à tensão no aço, teriam a margem de segurança maior no caso de carga rápidas e menor no de cargas lentas.

Ao meu ver, a expressão *coeficiente de segurança* deveria ser substituída por *fator de aproveitamento do material* ou *coeficiente de utilização*. E seria o número pelo qual se deveria multiplicar os esforços que provocassem a ruptura da peça para se ter os esforços considerados no cálculo.

Relativamente às irregularidades observadas nas características de resistência do concreto, penso que seria conveniente introduzir nos contratos, para obras de responsabilidade, uma disposição pela qual, automaticamente, o empreiteiro ficasse interessado na obtenção de concretos suficientemente resistentes. Para ressaltar uma resistência mínima provável da obra, critério aceito por mim, poder-se-ia juntar ao contrato uma disposição nos seguintes termos: "A resistência média dos corpos de prova deve ser de tanto. Para cada corpo de prova que apresentar uma resistência inferior a $2/3$ dessa resistência média, far-se-á no valor total do contrato, um abatimento de tanto para cada kg/cm^2 abaixo desse valor mínimo". Isso evitaria que em obras de responsabilidade, aparecessem corpos de prova de 130 kg/cm^2 quando se havia especificado uma resistência mínima de 200.

Por um estudo que tive ocasião de fazer, cheguei à conclusão de que o *coeficiente de utilização do material*, nas estruturas projetadas de acordo com a melhor técnica norte-americana, é de cerca de 60%. Não vejo necessidade de um coeficiente real de segurança maior do que 1,5, desde que as cargas sejam previstas com bastante margem, para levar em conta a nossa ignorância a respeito do seu vulto real. Na prática alemã, esse *coeficiente real de segurança* é apenas de 1,25, ou seja, o *fator de aproveitamento* é de 80%. Se se compararem as normas alemãs e as norte-americanas, não para o projeto de pontes, mas para verificação da estabilidade de pontes em serviço, as diferenças são mínimas e, embora sob forma diferente, os dois regulamentos conduzem praticamente aos mesmos resultados.

O eng.º Fernando Carneiro disse que não havia motivo para que se fizesse variar o *coeficiente de segurança real* em função da carga viva, com o que estou de acordo, se nos colocarmos no ponto de vista a que aludiu.

O coeficiente de segurança real, relativamente ao aparecimento de trincas, é da ordem de 1 na técnica alemã corrente e na NB-1, e de 1,2 na NB-2 e na DIN 1075.

Outro ponto de que eu poderia falar, é o seguinte: No aço das armaduras, o estado elástico é simples, de modo que a ruptura se dá exatamente nas mesmas condições em que ela se processa nos ensaios de tração, pondo de parte a diferença de velocidade de aplicação da carga. Já no concreto o que se tem é um estado elástico múltiplo. Mesmo nos casos mais simples, mesmo abstraindo-se do efeito do tempo, a determinação do lugar geométrico dos pontos representativos dos estados elásticos de ruptura ou escoamento ainda está para ser feita.

O eng.º Fernando Carneiro disse que as origens das fórmulas de impacto são misteriosas. São fórmulas empíricas. Quanto ao conceito de impacto, a melhor definição que encontrei é a seguinte: *impacto* é um conjunto de fenômenos pelos quais as tensões dinâmicas são diferentes das tensões estáticas. Ao invés de medirem-se as flechas, medem-se as tensões dinâmicas.

O eng.º Fernando Carneiro referiu-se ainda à extrema improbabilidade de se conjugarem, num mesmo ponto crítico da obra, tôdas as condições desfavoráveis. A isso só tenho a acrescentar um fato ocorrido com um colega nosso, que passou nada menos de três dias, tentando montar um motor, sem nada conseguir. Depois de vãos esforços, apurou que tôdas as peças estavam dentro das tolerâncias máximas, mas estas estavam tôdas no mesmo sentido.

RESPOSTAS AOS DEBATEDORES

pelo eng.º *Fernando Luiz Lobo Barbosa Carneiro*

1. Em resposta à primeira objeção do eng. Telêmaco, esclareço que quis afirmar que o coeficiente de segurança em relação à *ruptura total* é um pouco inferior a 2, quando as vigas são calculadas de acôrdo com o processo usual ($n = 15$) e a tensão admissível na armadura é a da NB-1 (1.500 kg/cm^2), ao passo que a própria NB - 1 fixa o coeficiente 2 quando o cálculo é feito de acôrdo com o crité-

rio moderno. Parece-me que nisso é que há certa incoerência, aliás sanada na NB - 2, que reduziu a tensão admissível na armadura a 1.400 kg/cm^2 . Considero, pois, a tensão admissível da NB - 1, a mais elevada do mundo, um pouco audaciosa.

Quanto à segurança em relação ao fendilhamento, e não mais à ruptura total, afirmo que o cálculo baseado num diagrama tensão-deformação trapezoidal, e na capacidade máxima de alongamento do concreto, faz levar à conclusão que quase tôdas as vigas dimensionadas pela NB - 1 deveriam estar fendilhadas, e, no entanto, não estão; o que só posso explicar pela deformação lenta do concreto tracionado, aliada à lentidão com que são aplicadas as cargas sôbre as vigas de edifícios.

Quanto à segunda objeção, realmente, nos casos simples citados, é fácil calcular quais as fôrças exteriores capazes de romper as peças. Mas há casos, tais como os de peças às quais não se aplicam as teorias usuais de Resistência dos Materiais, peças com concentrações de esforços, e sistemas hiper-estáticos, em que isso é difícil.

2. Em resposta ao eng.º Barsotti, esclareço que os aumentos de resistência do concreto de 28 dias para um ano são em geral bem inferiores ao valor por êle citado, baseado aliás em ensaios de argamassa normal, e não de concreto. Quanto à retirada precoce dos escoramentos, não me parece, dado o que tenho observado nas construções do Rio, que seja procedente a sua observação; são geralmente respeitados, e freqüentemente ultrapassados, os prazos da NB - 1.

3. Realmente há estruturas, como muitas lajes, nas quais o cálculo usual despreza muitos fatores favoráveis, como por exemplo, a resistência à torção das vigas de contorno. O caso citado pelo eng. Glebe, em que a laje calculada para 450 kg/m^2 (pêso próprio mais 200 kg/m^2 de sobrecarga), suporta sem romper-se 2.200 kg/m^2 ($1,5 \text{ m}$ de areia pesam 2 t/m^2 e não 3 t/m^2) é realmente impressionante; mas que isso não conduza a excesso de otimismo, pois já encontrei algumas vêzes o inverso. Quanto ao 2.º exemplo, esclareço que o "ferro em fitas" citado tem uma resistência à tração da ordem de 9.000 kg/cm^2 , e observo que uma flecha de 30 cm , acompanhada de fendilhamento, é na verdade equivalente à ruptura. Lembro final-

mente que, quando falo em coeficiente de segurança 2, já suponho ter sido aplicado um coeficiente que leve em conta a variabilidade do material; o coeficiente total é variável, a partir do valor mínimo 2, que corresponde à hipótese pessimista de que o material, em determinada seção da estrutura, se apresenta com seus característicos mínimos de resistência. O material, no entanto, oscila em torno da média para mais ou para menos, e se, nessa seção, a oscilação tiver sido para mais, o coeficiente total será consideravelmente maior, podendo por exemplo atingir o valor 4 ou 5.

4. Respondo ao eng. Paulo Fragoso com o seguinte quadro (as normas americanas citadas são as "Proposed Recommended Stresses for Unreinforced Concrete", publicadas no "Journal" do "American Concrete Institute" de Nov. de 1942):

TENSÕES ADMISSÍVEIS NO CONCRETO SIMPLES

DESCRIÇÃO	Normas americanas	Proposta F. L. L. B. C.
I — Flexão simples-tração na borda da seção	0,33 σ_{t28}	0,375 σ_{t28}
II — Flexão composta-tração na borda da seção, no caso de compressão com flexão (arcos e abóbadas)	0,50 σ_{t28}	$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } e/d < 0,5 \quad 0,45 \quad \sigma_{t28} \\ \text{b) } e/d > 2 \quad 0,375 \quad \sigma_{t28} \end{array} \right.$
III — Cisalhamento simples (e tração simples, na proposta F. L. L. C.)	$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } d/b < 4 \quad 0,13 \quad \sigma_{t28} \\ \text{b) } d/b > 4 \quad 0,20 \quad \sigma_{t28} \end{array} \right.$	0,20 σ_{t28}
IV — Compressão simples de peças curtas na seção total	0,25 σ_{c28}	$l/d \leq 2 \quad 0,33 \quad \sigma_{c28}$
V — Compressão simples numa área parcial igual a 1/3 da seção total	0,375 σ_{c28}	$\sqrt{3} \times 0,33 \sigma_{c28} = 0,475 \sigma_{c28}$
VI — Compressão simples com esbeltez $l/d = 10$ — centro da seção (paredes)	0,25 σ_{c28}	$1/3 \times 0,33 \sigma_{c28} = 0,11 \sigma_{c28}$
VII — Compressão simples com esbeltez $l/d = 10$ — centro da seção (colunas)	0,20 σ_{c28}	$1/3 \times 0,33 \sigma_{c28} = 0,11 \sigma_{c28}$
VIII — Corte	—	0,40 σ_{t28}

TENSÕES ADMISSÍVEIS NO CONCRETO SIMPLES

DESCRIÇÃO	Normas americanas	Proposta F. L. L. B. C.
I — Flexão simples-tração na borda da seção	0,33 σ_{t28}	0,375 σ_{t28}
II — Flexão composta-tração na borda da seção, no caso de compressão com flexão (arcos e abóbadas)	0,50 σ_{t28}	$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } e/d < 0,5 \quad 0,45 \quad \sigma_{t28} \\ \text{b) } e/d > 2 \quad 0,375 \quad \sigma_{t28} \end{array} \right.$
III — Cisalhamento simples (e tração simples, na proposta F. L. L. C.)	$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } d/b < 4 \quad 0,13 \quad \sigma_{t28} \\ \text{b) } d/b > 4 \quad 0,20 \quad \sigma_{t28} \end{array} \right.$	0,20 σ_{t28}
IV — Compressão simples de peças curtas na seção total	0,25 σ_{c28}	$l/d \leq 2 \quad 0,33 \quad \sigma_{c28}$
V — Compressão simples numa área parcial igual a 1/3 da seção total	0,375 σ_{c28}	$\sqrt{3} \times 0,33 \sigma_{c28} = 0,475 \sigma_{c28}$
VI — Compressão simples com esbeltez $l/d = 10$ — centro da seção (paredes)	0,25 σ_{c28}	$1/3 \times 0,33 \sigma_{c28} = 0,11 \sigma_{c28}$
VII — Compressão simples com esbeltez $l/d = 10$ — centro da seção (colunas)	0,20 σ_{c28}	$1/3 \times 0,33 \sigma_{c28} = 0,11 \sigma_{c28}$
VIII — Corte	—	0,40 σ_{t28}

σ_{t28} = resistência à compressão com 28 dias de idade.

σ_{t28} = resistência à tração na flexão com 28 dias de idade.

Para facilitar comparações, lembro que para um concreto com

$$\sigma_{c28} = 200 \text{ kg/cm}^2 \text{ temos } \sigma_{t28} = 35 \text{ kg/cm}^2.$$

Essas tensões admissíveis não se aplicam às peças com cantos vivos reentrantes do lado tracionado, ou mesmo com pequeno raio de curvatura, onde há grandes concentrações de esforços, nem às superfícies em que tenha havido interrupção da concretagem.

5. Em resposta ao eng. Pinto Lima, penso que a majoração deve ser fixada pelo laboratório, após o estudo estatístico de obras com diversos tipos de controle; isso não pode ser feito pelo fiscal. Se na obra o tipo de controle for pior que o previsto pelo fiscal ao solicitar a dosagem, isso não será responsabilidade do laboratório; aliás penso que o laboratório não deve ter uma excessiva preocupação de se eximir de responsabilidades. No certificado de ensaios relativos à dosagem, o laboratório pode declarar que, tendo em vista tal tipo de controle, foi dado determinado acréscimo, para fins de dosagem, à resistência média requerida.

6. As observações do eng. Marsillac sobre a diferença de resistência às cargas instantâneas e às cargas lentas são interessantíssimas; é esse um assunto que exige maiores pesquisas, para que possa ser considerado na fixação das tensões admissíveis.

Quanto à impropriedade da expressão "coeficiente de segurança", julgo preferível daqui por diante falar-se apenas em "tensões admissíveis".

Quanto ao "coeficiente de utilização" do material, que é mais propriamente o verdadeiro "coeficiente de segurança", pois os outros fatores são mais "coeficientes de ignorância", lembro que na minha palestra sugeri como valor razoável 1,5, exatamente o número citado pelo eng. Marsillac.

Quanto às "origens misteriosas" das fórmulas de impacto, sei que realmente são fórmulas empíricas, e deveriam ser baseadas em experiências; o que quis dizer é que as experiências em que se basearam as fórmulas de impacto de várias normas não foram publicadas, dando a impressão de que essas fórmulas têm precária base experimental.



Deve-se fazer um ensaio para cada 50 m³ de concreto lançado ou sempre que houver modificação nos materiais ou no traço; a Fiscalização, contudo, poderá exigir maior número de ensaios ou permitir sua redução. Cada ensaio deve constar da ruptura de, pelo menos, dois corpos de prova.

CAPÍTULO VII

TENSÕES ADMISSÍVEIS

A — CONCRETO

Compressão em concretos dosados empiricamente

Art. 90 — As tensões de compressão, nos concretos dosados empiricamente, não devem ultrapassar os seguintes valores:

- a) para compressão axial ou flexão composta (tensão no centro de gravidade da seção transversal) 40 kg/cm²;
- b) para flexão simples ou composta (tensão nas bordas da seção transversal) 45 kg/cm².

Compressão em concretos dosados racionalmente

Art. 91 — As tensões admissíveis de compressão, nos concretos dosados racionalmente, são:

- a) para compressão axial ou flexão composta (tensão no centro de gravidade da seção transversal) $\frac{\sigma_{c 28}}{3} \leq 60 \text{ kg/cm}^2$;
- b) para flexão simples ou flexão composta (tensão nas bordas da seção transversal) $\frac{\sigma_{c 28}}{2,5} \leq 75 \text{ kg/cm}^2$.

Esses limites podem ser ultrapassados nos seguintes casos:

- 1) de 10 kg/cm², na região dos momentos negativos das vigas T e das lajes nervuradas;
- 2) de 10 kg/cm², nos pilares de edifícios submetidos a compressão axial, que suportem quatro ou mais andares, desde que não haja dispositivo legal que permita fazer desconto de cargas acidentais;
- 3) o limite de 75 kg/cm² estabelecido na alínea b) pode ser elevado até 110 kg/cm², cabendo então à Fiscalização não só verificar o exato cumprimento de todas as prescrições desta Norma, especialmente se no cálculo foram considerados todos os esforços que possam atuar sobre a estrutura, mas também exigir que na execução sejam tomadas todas as precauções necessárias para garantir a resistência prevista do concreto;
- 4) nos blocos de apoio, convenientemente armados, com forma de prisma retangular de altura não menor que a largura, a tensão admissível é

$\frac{\sigma_{c 28}}{3} \sqrt{S_c/S_o}$, não se devendo, porém, adotar valores maiores que 150 kg/cm²;



Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado

Norma Brasileira

NB - 1

1946

- 5) nas articulações tipo Freyssinet e nas articulações de concreto a serem calculadas pela fórmula de Hertz, desde que a largura da faixa de contato não seja maior que 1/5 da do bloco e que $\sigma_{c\ 28} > 300 \text{ kg/cm}^2$, permite-se elevar o limite de 150 kg/cm^2 prescrito no item anterior para $\frac{\sigma_{c\ 28}}{2} \leq 300 \text{ kg/cm}^2$; nessas articulações deve ser prevista armadura para resistir aos esforços de tração.

Cisalhamento e tensões combinadas

Art. 92 — A tensão admissível de cisalhamento no concreto é:

- a) quando há armadura para resistir a todos os esforços de tração oriundos do cisalhamento $\frac{\sigma_{c\ 28}}{10} \leq 20 \text{ kg/cm}^2$;
- b) em caso contrário $\frac{\sigma_{c\ 28}}{25} \leq 8 \text{ kg/cm}^2$;
- c) nos concretos dosados empiricamente, respectivamente nos casos das alíneas a) e b): 12 kg/cm^2 e 4 kg/cm^2 .

No caso de peças celulares ou em lâminas, deve-se demonstrar que os estados múltiplos de tensão, ocorrentes nos pontos críticos, não são capazes de diminuir a segurança da obra. Tal demonstração é dispensável sempre que se tenha:

- 1) quando há armadura para resistir a todos os esforços de tração:

$$10 \sigma_I + \sigma_{II} \leq \sigma_{c\ 28} \text{ com } \sigma_{II} \leq \bar{\sigma}_c;$$

- 2) em caso contrário:

$$10 \sigma_I + \sigma_{II} \leq \bar{\sigma}_c.$$

B — AÇO

Compressão e tração

Art. 93 — As tensões admissíveis de compressão e tração no aço são:

- a) para força axial ou flexão composta (média das tensões em toda a armadura longitudinal):
- | | |
|-----------------|---------------------------|
| aço 37 CA | 1200 kg/cm ² , |
| aço 50 CA | 1500 kg/cm ² ; |
- b) para flexão simples ou flexão composta (tensão máxima):
- | | |
|-----------------|---------------------------|
| aço 37 CA | 1500 kg/cm ² , |
| aço 50 CA | 1800 kg/cm ² . |

Aderência

Art. 94 — A tensão admissível de aderência da armadura ao concreto é de 6 kg/cm^2 .