



DIÁRIO DO GOVERNO

PREÇO DESTE NÚMERO — 7020

Toda a correspondência, quer oficial, quer relativa a anúncios e a assinaturas do «Diário do Governo» e do «Diário das Sessões», deve ser dirigida à Administração da Imprensa Nacional de Lisboa.

ASSINATURAS	
As três séries . . . Ano	360\$
A 1.ª série . . . »	140\$
A 2.ª série . . . »	120\$
A 3.ª série . . . »	120\$

Para o estrangeiro e ultramar acresce o porte do correio

O preço dos anúncios é de 4\$50 a linha, acrescido do respectivo imposto do selo, dependendo a sua publicação de depósito prévio a efectuar na Imprensa Nacional de Lisboa.

SUPLEMENTO

SUMÁRIO

Ministério das Obras Públicas:

Decreto n.º 47 723:

Aprova o Regulamento de Estruturas de Betão Armado — Revoga o Regulamento do Betão Armado, aprovado pelo Decreto n.º 25 948, com as alterações introduzidas pelos Decretos n.ºs 33 021 e 42 873, e considera igualmente revogadas as disposições relativas a estruturas de betão armado constantes dos artigos 11.º a 14.º do Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos, aprovado pelo Decreto n.º 41 658.

MINISTÉRIO DAS OBRAS PÚBLICAS

Gabinete do Ministro

Decreto n.º 47 723

No prosseguimento metódico da relevante tarefa de aperfeiçoamento e actualização dos regulamentos técnicos da construção existentes e de elaboração de novos regulamentos da mesma índole, havia necessariamente de merecer a atenção do Governo o domínio das estruturas de betão armado.

O regulamento aprovado pelo Decreto n.º 25 948, de 16 de Outubro de 1935, até agora em vigor, prestou certamente assinaláveis benefícios durante o largo período da sua vigência. Porém, os progressos científicos e tecnológicos registados neste domínio da técnica da construção impunham uma revisão profunda dos seus preceitos e mesmo da sua concepção para poderem ser convenientemente aproveitados aqueles progressos em benefício da economia e da segurança das obras de betão armado.

O reconhecimento deste facto determinou o estudo levado a efeito pela Comissão de Revisão dos Regulamentos Técnicos, criada no Conselho Superior de Obras Públicas, com base no trabalho preliminar do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, e do qual resultou o regulamento aprovado pelo presente decreto.

Nestes termos:

Usando da faculdade conferida pelo n.º 3.º do artigo 109.º da Constituição, o Governo decreta e eu promulgo o seguinte:

Artigo 1.º É aprovado o Regulamento de Estruturas de Betão Armado, que faz parte integrante do presente diploma e com ele baixa assinado pelo Ministro das Obras Públicas.

Art. 2.º Fica revogado o Regulamento do Betão Armado, aprovado pelo Decreto n.º 25 948, de 16 de Outubro de 1935, com as alterações introduzidas pelos Decretos n.ºs 33 021, de 2 de Setembro de 1943, e 42 873, de 12 de Março de 1960.

§ único. Consideram-se igualmente revogadas as disposições relativas a estruturas de betão armado constantes dos artigos 11.º a 14.º do Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos, aprovado pelo Decreto n.º 41 658, de 20 de Maio de 1958.

Art. 3.º Durante o prazo de um ano, a contar da data do presente diploma, poderão ser submetidos à apreciação das instâncias oficiais responsáveis projectos organizados de harmonia com a legislação revogada nos termos do artigo anterior.

Publique-se e cumpra-se como nele se contém.

Paços do Governo da República, 20 de Maio de 1967. — AMÉRICO DEUS RODRIGUES THOMAZ — António de Oliveira Salazar — Eduardo de Arantes e Oliveira.

MEMÓRIA JUSTIFICATIVA

A remodelação do Regulamento do Betão Armado era de há muito reconhecida como necessária e constituía encargo da Comissão de Revisão dos Regulamentos Técnicos, do Conselho Superior de Obras Públicas.

Dificuldades várias somente permitiram concluir na presente data a referida remodelação. No entanto, os

inconvenientes resultantes de se não dispor de uma regulamentação actualizada têm vindo a ser minorados, em parte, através da publicação de condições de emprego de novos tipos de aços, elaboradas pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil ao abrigo do artigo 17.º do Regulamento Geral das Edificações Urbanas (Decreto n.º 38 382, de 7 de Agosto de 1951).

O presente regulamento enquadra-se no conjunto de documentos já estudados pela Comissão referida, de que fazem parte, nomeadamente, o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (Decreto n.º 44 041, de 18 de Novembro de 1961) e o Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (Decreto n.º 46 160, de 19 de Janeiro de 1965).

A subcomissão encarregada da elaboração deste regulamento dispôs da colaboração do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, que, em particular, efectuou a preparação de todos os documentos de trabalho sobre os quais incidiu a discussão. Deve referir-se também o facto de terem sido consultadas as classes profissionais mais directamente interessadas nas matérias tratadas, nomeadamente a Ordem dos Engenheiros e o Sindicato Nacional dos Engenheiros Auxiliares, Agentes Técnicos de Engenharia e Condutores. Além disso, foram efectuados cursos e colóquios de divulgação em Lisboa, Porto e Luanda.

A orientação geral do regulamento respeita o estabelecido pelo Comité Européen du Béton (C. E. B.) nas «Recomendações Práticas» publicadas em 1963 (*Recommandations Pratiques à l'Usage des Constructeurs*, 1.ª edição, Março, 1963). O facto de ter sido possível dispor deste documento facilitou consideravelmente a redacção do presente regulamento, conferindo-lhe actualidade e generalidade que certamente muito o valorizam. Regista-se com o maior agrado o êxito da iniciativa internacional que permitiu elaborar as «Recomendações» referidas, tarefa em que, aliás, colaboraram técnicos nacionais.

Apresenta-se a seguir a justificação geral da orientação adoptada e a da própria regulamentação contida nos diferentes capítulos e anexos. Como vem sendo norma nos regulamentos técnicos recentes, sempre que foi julgado útil, introduziram-se a seguir ao articulado, em tipo diferente, comentários com que se procura esclarecer ou exemplificar a matéria codificada. Estes comentários não constituem, obviamente, matéria regulamentar.

1 — Generalidades, solicitações e materiais

Incluem-se no primeiro capítulo a definição do campo de aplicação do regulamento, cláusulas relativas à elaboração e aprovação dos projectos e à direcção das obras e especificações relativas a solicitações e materiais.

No que se refere ao campo de aplicação do regulamento, a limitação deste às estruturas de betão armado para edifícios e obras análogas de construção civil justifica-se pela necessidade de não protelar ainda mais a remodelação do regulamento que tem vigorado. De facto, poderia considerar-se preferível publicar um regulamento que simultaneamente cobrisse o betão armado e pré-esforçado e, até, outros tipos de construção análogos, tais como alvenarias de tijolo armadas, elementos pré-fabricados, etc. Proceder deste modo, sendo conceptualmente correcto, acarretaria, no entanto, dificuldades práticas que teriam como consequência retardar de modo sensível a publicação do presente documento. Idênticos motivos se podem invocar relativamente à inclusão neste regulamento de regras relativas às pontes.

Visto que o decreto que aprova o presente regulamento revoga, na sua totalidade, o regulamento anterior, deixa de existir regulamentação que codifique pormenorizadamente o projecto e a execução de pontes de betão armado, a não ser no que se refere a solicitações. O facto de as regras do presente regulamento poderem servir de base para o projecto de pontes não resolve completamente o problema e não dispensa a publicação, num futuro próximo, de regulamentação específica. Considerou-se no entanto preferível que fosse revogada, globalmente, a regulamentação existente, mesmo criando esta lacuna, em vez de manter em vigor cláusulas desactualizadas e, em vários aspectos, contraditórias com as do presente regulamento.

Quanto à matéria relativa à elaboração e aprovação de projectos e à execução de obras, reconhece-se a conveniência e exprime-se o voto de que tais problemas venham, no futuro, a ser tratados em conjunto, em documento próprio, e não nos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e de materiais, como ainda foi necessário fazer no presente regulamento. Trata-se, no entanto, de assuntos ainda insuficientemente esclarecidos no nosso meio técnico, com implicações de grande complexidade, em relação aos quais, portanto, é difícil e talvez prematuro tomar posição. Regista-se a valia da recente realização, na Ordem dos Engenheiros, do Simpósio sobre as Atribuições do Engenheiro Civil no Projecto e na Execução de Edifícios, cujas conclusões se procurou utilizar na remodelação das cláusulas que sobre esta matéria constavam do regulamento anterior.

No que se refere a solicitações, o presente regulamento remete para o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (R. S. E. P.), promulgado pelo Decreto n.º 44 041, de 18 de Novembro de 1961, somente indicando explicitamente, como aliás prevê esse regulamento, as solicitações específicas do betão armado, nomeadamente as provenientes dos fenómenos de retracção e fluência. Esta forma de proceder respeita a orientação oportunamente estabelecida pela Comissão de Revisão dos Regulamentos Técnicos.

Do mesmo modo, foi decidido que os assuntos relativos à tecnologia do betão destinado não só a obras de betão armado, mas também às de betão simples e às de betão pré-esforçado, fossem tratados em documento específico. O projecto do regulamento respectivo encontra-se em fase adiantada de preparação, mas supõe-se que, mesmo assim, mediará algum tempo entre a entrada em vigor do presente regulamento e a publicação do regulamento de betões. Para atenuar os inconvenientes resultantes deste facto, incluíram-se no presente documento cláusulas de índole muito geral que, de qualquer modo, se afiguram indispensáveis, deixando para o regulamento de betões a especificação pormenorizada relativa a tipos de betões, estudos de composição, fabrico, transporte, colocação em obra e ensaios.

No que se refere a armaduras, definem-se vários tipos e classes, procurando-se abranger as qualidades actualmente utilizadas e as que o poderão ser a curto prazo. Consideraram-se, no entanto, somente varões do tipo redondo, lisos ou nervurados, e não varões de formas especiais, cuja utilização terá de ser regulada por documentos de homologação específicos, tendo-se atribuído ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil o encargo de elaborar esses documentos e, bem assim, de classificar oficialmente os restantes tipos de aços, de acordo com os critérios que o regulamento estabelece.

Reconheceu-se, de facto, a inviabilidade de o regulamento estabelecer regras para atender às peculiaridades

dos muito variados tipos de armaduras existentes no mercado, os quais, aliás, se encontram em permanente evolução.

2 — Critérios gerais de dimensionamento

Trata-se fundamentalmente neste capítulo do problema geral da segurança. A verificação da segurança é efectuada em relação a três estados de ruína: rotura, fendilhação excessiva e deformação excessiva.

Considera-se que a segurança é satisfeita quando as combinações mais desfavoráveis das solicitações, majoradas por coeficientes convenientes, são inferiores às solicitações para as quais se verificam estados de ruína, computadas de acordo com as regras estabelecidas pelo regulamento. Adoptam-se, assim, com generalidade, os modernos critérios de segurança, baseados na consideração de estados de ruína ou estados limites, em substituição do critério tradicional, baseado em tensões de segurança.

Esta forma de proceder é a preconizada pelo C. E. B. e constitui um critério mais racional e conduzindo a segurança mais uniforme do que o até agora adoptado. No entanto, considerou-se conveniente não eliminar totalmente a possibilidade de efectuar o dimensionamento com base em tensões de segurança. Tal permitirá utilizar a experiência adquirida pelo uso deste critério, até agora praticamente o único utilizado pelos projectistas nacionais.

As hipóteses gerais, os valores dos coeficientes de majoração das solicitações e os valores de cálculo das propriedades mecânicas e das tensões de segurança, indicados neste capítulo, foram estabelecidos tendo em vista obter bases de cálculo suficientemente gerais, que conduzam a condições de segurança correntemente reputadas satisfatórias, tendo em devida consideração o estado de desenvolvimento e as possibilidades do meio técnico nacional.

A adopção, em geral, tanto para o betão como para o aço, de relações tensões-extensões não lineares permite obter resultados mais próximos da realidade, mas implica, sem dúvida, cálculos mais complexos do que os correspondentes às hipóteses de comportamento linear. Graças à facilidade de recurso a computadores para tabelar os casos correntes, tal não corresponde, do ponto de vista prático, a qualquer dificuldade. Nos casos em que a adopção de diagramas curvos conduza a cálculos complexos, admite-se no entanto a utilização de diagramas bilineares ou mesmo lineares, desde que de tal não resulte redução da segurança.

3 — Determinação analítica do comportamento das estruturas

Divide-se este capítulo em três partes: cálculo de esforços, determinação da capacidade resistente e estudo da fendilhação e deformação.

Na primeira, indicam-se os métodos gerais a utilizar para o estudo dos principais tipos de estruturas, preconizando-se com generalidade a adopção de métodos baseados na hipótese de elasticidade perfeita.

Estudos recentes, relativos ao domínio do comportamento não linear das estruturas, permitiram esclarecer até que ponto o comportamento real das estruturas de betão armado se afasta do comportamento elástico perfeito. Beneficiando dos resultados assim obtidos, quantificam-se, na parte relativa ao dimensionamento de vigas, correcções aos resultados dos cálculos elásticos.

No que se refere a estruturas laminares, além do cálculo elástico, admite-se, no caso das lajes, que a deter-

minação da capacidade resistente seja efectuada pela teoria das linhas de rotura. Para tal, são impostas algumas condições restritivas, entre as quais um aumento de 20 por cento dos coeficientes de majoração adoptados nos casos correntes. Este aumento justifica-se pelo facto de a teoria das linhas de rotura poder conduzir, por vezes, a uma avaliação por excesso da capacidade resistente.

Na parte relativa à determinação da capacidade resistente das secções são tratados, sucessivamente, os esforços de tracção, de flexão simples e composta, de compressão (incluindo varejamento) e os esforços transversos e de torção.

As hipóteses simplificadoras para o cálculo da capacidade resistente das secções são, em certos casos, as já definitivamente sancionadas por longa experiência; em outros, foram adoptados os critérios que melhor se harmonizam com a evolução recente dos conhecimentos sobre as matérias.

Para a flexão, admite-se que a determinação da capacidade resistente seja efectuada tanto por cálculo em relação à rotura como por tensões de segurança. No caso da compressão simples, adopta-se unicamente o cálculo à rotura, pois que, para este tipo de esforço, o cálculo por tensões de segurança é menos justificável do que no caso da flexão. Note-se que, para elementos sujeitos à compressão, se introduz um coeficiente suplementar para reduzir a capacidade resistente admissível, coeficiente que actua sobre a parcela de resistência atribuível ao betão. Esta redução justifica-se pela necessidade de conferir aos elementos sujeitos a este tipo de esforço maior segurança em face de eventuais variações de resistência do betão. Do mesmo modo, considera-se que o esforço normal num elemento sujeito à flexão composta nunca deve exceder o valor correspondente à compressão simples.

Para considerar o fenómeno de varejamento, adoptam-se critérios distintos conforme se trate de elementos sujeitos à compressão simples ou à compressão composta com flexão. No primeiro caso, reduz-se a capacidade resistente mediante um coeficiente que é função da esbelteza da coluna, de forma análoga à preconizada pelos regulamentos alemão e austríaco. No segundo caso, introduz-se uma excentricidade adicional que é função da dimensão transversal da coluna e da sua esbelteza, conforme preconiza o C. E. B. Considerou-se que esta forma de proceder, apesar de não ser conceptualmente homogénea, é suficientemente segura e apresenta vantagens do ponto de vista da simplicidade nas aplicações.

No que se refere à resistência ao esforço transversal, adopta-se o critério preconizado pelo C. E. B., que consiste em adicionar as parcelas correspondentes à resistência do betão e à resistência das armaduras transversais, computada a última pela clássica teoria de Morsch. Com base na experimentação, critério análogo já é, de há muito, seguido em vários regulamentos, nomeadamente nos norte-americanos, diferindo do critério adoptado no anterior regulamento português, em que se admitia que, a partir do limite de tensões tangenciais para o qual o betão resistia por si só ao esforço transversal, todo o esforço teria de ser absorvido por armaduras.

Relativamente à torção, generalizaram-se para este tipo de esforço, de acordo com a informação experimental mais recente, os critérios adoptados para o problema do esforço transversal.

São tratados no presente regulamento com particular atenção os problemas da fendilhação e da deformação. A necessidade de o fazer resulta da acuidade que estes problemas podem assumir quando se utilizam aços de alta resistência. De facto, em tais circunstâncias, as extensões das armaduras podem atingir, nas condições

normais de serviço da estrutura, valores cerca de três vezes superiores aos que se obteriam se as armaduras fossem de aço macio. Se no dimensionamento se não atender a esta circunstância, poderão verificar-se fendilhões e deformações inconvenientes.

No regulamento apresentam-se regras simples, que permitam o cálculo da largura das fendas e das deformações das peças. Estas regras baseiam-se em estudos recentes, apresentando-se seguidamente um resumo dos seus conceitos de base.

Em primeiro lugar define-se, em função da percentagem de armadura e do tipo de superfície dos varões, a redução das extensões proveniente da existência de betão fendilhado envolvendo as armaduras. Esta redução é, evidentemente, tanto maior quanto menor for a percentagem de armadura e quanto maior for a rugosidade dos varões. Em seguida, calcula-se a distância média entre fendas por meio de uma expressão que considera não só, como é habitual, a relação entre a área da secção transversal de betão traccionado e o perímetro das armaduras (ou a relação equivalente entre a percentagem de armadura e o diâmetro dos varões), mas tem também em conta a espessura da camada de betão de recobrimento das armaduras. Esta expressão tem campo de validade largo e conduz a resultados em boa harmonia com a experiência.

Finalmente, a largura máxima das fendas é obtida pelo produto da extensão média das armaduras pela distância média entre fendas, afectando-se o resultado por um factor que permite transformar os valores médios em valores máximos. Considera-se admissível, em geral, desprezar as extensões do betão.

O estudo das deformações de vigas baseia-se em análise bilinear, na qual se distinguem devidamente os comportamentos das secções não fendilhadas e das secções fendilhadas. No caso das secções não fendilhadas, considera-se em geral aceitável ter em conta somente as secções totais de betão e desprezar as secções de armadura; para o estudo do comportamento das secções fendilhadas recorre-se à lei que relaciona as tensões com as extensões médias nas armaduras, anteriormente referida.

O cálculo das deformações é efectuado a partir das expressões correspondentes ao comportamento linear, convenientemente afectadas de coeficientes correctivos que são função de factores, designados de ductilidade, relativos à configuração dos diagramas bilineares.

4 — Disposições de projecto e disposições construtivas

Apresenta-se neste capítulo um conjunto de regras gerais e de regras específicas para lajes — maciças e aligeiradas —, vigas e pilares.

Entre as regras gerais figuram disposições relativas a armaduras, as quais, evidentemente, atendem aos diferentes tipos de aços e de betões considerados no regulamento.

As disposições relativas a lajes e a vigas dizem respeito a vãos, dimensões, armaduras mínimas e diâmetro e número de camadas de varões. Com estas disposições procurou-se, principalmente, traduzir de forma simplificada os critérios de dimensionamento relativos à fendilhação e à deformação, de modo a poder dispensar-se, quando se respeitarem as regras indicadas, a verificação da segurança em relação a estes tipos de ruína.

As disposições relativas a pilares tratam dos problemas de dimensões e de armaduras máximas e mínimas, de modo a delimitar convenientemente o campo de aplicação dos critérios de dimensionamento estabelecidos.

Além das disposições relativas a lajes, vigas e pilares, não figuram no regulamento prescrições sobre outros tipos de elementos estruturais, tais como lajes fungiformes, escadas, vigas-paredes, elementos de fundações, etc. Informação relativa a tais elementos terá de ser procurada em regulamentos estrangeiros, que especificamente deles se ocupem, ou em bibliografia especializada de valor científico reconhecido. Esta orientação foi adoptada como consequência da decisão, já referida, de limitar o âmbito do regulamento com vista a não protelar a sua publicação.

5 — Execução dos trabalhos

Neste capítulo somente se especificam regras gerais relativas à execução dos moldes e cimbramentos e das armaduras, pois se relegam para o regulamento de betões, em elaboração, todas as prescrições sobre a preparação e a colocação do betão.

Com vista a orientar os construtores, estabelecem-se regras sobre as operações de desmoldagem e indicam-se, nomeadamente, os prazos mínimos de desmoldagem, estabelecidos de acordo com a prática corrente e tendo em vista a necessária segurança.

6 — Fiscalização e ensaios

Definem-se neste capítulo as atribuições inerentes às actividades de verificação e de fiscalização das obras, cuja importância é ocioso encarecer, pois, como se sabe, da sua eficiência muito dependerá a segurança das construções.

Especificam-se, finalmente, regras gerais relativas a ensaios, quer dos materiais, quer das próprias estruturas. Não se indicam pormenorizadamente normas de ensaio porque se considera que estas devem constar de documentos próprios.

7 — Anexos, notações e bibliografia

No anexo I estabelecem-se os valores de cálculo das propriedades mecânicas dos materiais, a considerar para o dimensionamento em relação à rotura e para o cálculo das deformações.

No anexo II dão-se regras para o cálculo das deformações de vigas, as quais foram estabelecidas tendo em conta o comportamento não linear das estruturas de betão armado.

Adoptou-se o critério de transferir para estes anexos as duas matérias referidas para não avolumar excessivamente os artigos correspondentes.

Juntam-se ainda ao texto do regulamento a lista das notações adoptadas e uma relação bibliográfica das obras mais importantes consultadas. As notações estão, de modo geral, de acordo com as recomendadas internacionalmente e, no campo do betão armado, já codificadas pelo Comité Européen du Béton.

Lisboa, Novembro de 1966. — A Subcomissão: *Júlio Ferry do Espírito Santo Borges — Vitor Manuel Vieira Anastácio Monteiro — António Maria Pereira Teixeira Coelho — Armando de Araújo Martins Campos e Matos — Carlos Guilherme Craveiro Lopes Couvreur — Fernando Vasco Costa — Francisco Jacinto Sarmiento Correia de Araújo — João d'Arga e Lima — Joaquim Augusto Ribeiro Sarmiento — Joaquim Campos dos Santos Viseu — Joaquim da Conceição Sampaio — José Bêlard da Fonseca — José Chedas Bogarim — José Rocha e Melo — Manuel Agostinho Duarte Gaspar — Manuel Bravo.*

REGULAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

NOTAÇÕES

Maiúsculas latinas			
A	Área da secção da armadura longitudinal de tracção.	t	Espaçamento de estribos ou de cintas, ou passo de uma armadura helicoidal de cintagem.
A'	Área da secção da armadura longitudinal de compressão.	w_{max}	Largura máxima de fendas.
A_c	Área da secção das cintas de um pilar reforçado.	z	Braço do binário de forças internas que resiste ao momento flector.
A_i	Área da secção de todas as armaduras longitudinais de um elemento.	Maiúsculas gregas	
A_t	Volume da armadura de cintagem de um pilar reforçado, por unidade de comprimento do pilar; área da secção da armadura transversal (estribos ou varões inclinados) de uma viga.	\emptyset	Diâmetro de um varão.
B	Área da parte traccionada de uma secção de betão.	Minúsculas gregas	
B'	Área da parte comprimida de uma secção de betão; área da secção total de um pilar ordinário.	α	Ângulo; coeficiente; relação entre valores de sollicitações acidentais e permanentes; coeficiente de dilatação térmica linear.
B_i	Área da secção do núcleo de um pilar reforçado.	γ_a	Coefficiente de minoração das propriedades mecânicas do aço.
E_a	Módulo de elasticidade do aço.	γ_b	Coefficiente de minoração das propriedades mecânicas do betão.
E_b	Módulo de elasticidade do betão.	γ_s	Coefficiente de majoração das sollicitações.
E_{bj}, E_{bk}	Módulos de elasticidade do betão com as idades de j, k dias.	δ	Coefficiente de ductilidade (cálculo de deformações de vigas).
EI	Módulo de rigidez à flexão de uma secção.	ϵ_a	Extensão do aço.
I	Momento de inércia de uma secção.	ϵ_{am}	Extensão média da armadura.
M	Momento flector.	ϵ_{ar}	Extensão residual ou extensão após rotura do aço.
M_t^*	Momento de torção de cálculo.	ϵ_b	Extensão do betão.
M_{tb}^*	Parcela do momento de torção de cálculo absorvida pelo betão.	θ	Curvatura reduzida à altura útil da secção.
N^*	Esforço normal de cálculo.	ν	Coefficiente de Poisson.
T^*	Esforço transversal de cálculo.	$\bar{\omega}$	Percentagem de armadura, em geral, definida como quociente da área de aço pela área de betão de referência.
T_a^*	Parcela do esforço transversal de cálculo absorvida pelas armaduras transversais.	$\bar{\omega} (\%)$	Percentagem de armadura, em geral, definida como produto por 100 do quociente da área de aço pela área de betão de referência.
T_b^*	Parcela do esforço transversal de cálculo absorvida pelo betão.	$\bar{\omega}_t$	Percentagem de armadura transversal.
Minúsculas latinas		$\bar{\omega}_o$	Percentagem de armadura principal em relação à área total da alma.
a	Lado de uma secção de contorno rectangular (em geral, a maior dimensão).	$\bar{\omega}_1$	Percentagem de armadura principal em relação à área traccionada da alma.
b	Lado de uma secção de contorno rectangular (em geral, a menor dimensão); largura de uma viga rectangular; largura do banzo de uma viga em T.	$\bar{\omega}_2$	Percentagem de armadura principal em relação à área do tirante (em peças sujeitas à tracção) ou à área do talão (em vigas com talão).
b_o	Largura da alma de uma viga em T.	ρ	Coefficiente de redistribuição de esforços.
c	Espessura da camada de betão de recobrimento das armaduras.	σ_a	Tensão do aço.
d	Diâmetro do núcleo de um pilar reforçado.	σ_a^*	Tensão de cálculo do aço à tracção.
d_f	Distância média entre fendas.	σ_a''	Tensão de cálculo do aço à compressão.
e_a	Excentricidade adicional do esforço normal, a considerar em peças sollicitadas à compressão com flexão.	σ_{ac}	Tensão de cedência do aço.
f	Flecha.	σ_{ak}	Valor característico da tensão de cedência ou da tensão correspondente a uma dada extensão residual do aço.
g	Valor de uma sollicitação permanente.	σ_{ar}	Tensão de rotura do aço.
h	Altura útil de uma viga ou de uma laje.	σ_{as}	Tensão de segurança do aço à tracção.
h_t	Altura total de uma viga ou de uma laje.	σ_a^*	Tensão de cálculo, à tracção, do aço da armadura transversal.
i	Raio de giração de uma secção.	$\sigma_{a'}$	Tensão do betão.
k, k_1, k_2, k_3	Coefficientes.	σ_b	Tensão de cálculo do betão.
l	Vão teórico de uma viga ou de uma laje.	σ_{bj}	Tensão de rotura do betão aos j dias de idade, determinada em cubos de 20 cm de aresta.
l_a	Comprimento de amarração de varões.	σ_{bk}	Valor característico da tensão de rotura do betão.
l_v	Comprimento efectivo de varejamento.	σ_{bs}	Tensão de segurança do betão.
m	Coefficiente de homogeneização.	σ_{o2}	Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2 % do aço.
n	Número de varões de uma armadura.	τ_o	Tensão de referência (esforço transversal e torção).
p	Perímetro dos varões de uma armadura.	φ	Coefficiente de fluência do betão.
r	Raio de curvatura.	ω	Coefficiente de varejamento para pilares ordinários.
s	Valor de uma sollicitação acidental.	ω'	Coefficiente de varejamento para pilares reforçados.

Abreviaturas

A24, A40, A50, A60	} Classes de aços para armaduras.
A40N	
A40T	Aço da classe A40, de dureza natural.
B180, B225, B300, B350, B400	} Classes de betões.
C. E. B.	
L. N. E. C.	Comité Européen du Béton.
R. S. E. P.	Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
	Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes.

ÍNDICE

CAPÍTULO I

Generalidades, solicitações e materiais

- Artigo 1.º — Objecto e campo de aplicação.
 Artigo 2.º — Elaboração dos projectos.
 Artigo 3.º — Organização dos projectos.
 Artigo 4.º — Aprovação dos projectos.
 Artigo 5.º — Alteração dos projectos.
 Artigo 6.º — Direcção técnica das obras.
 Artigo 7.º — Solicitações.
 Artigo 8.º — Betões.
 Artigo 9.º — Classes de betões.
 Artigo 10.º — Dosagem mínima de cimento.
 Artigo 11.º — Armaduras.
 Artigo 12.º — Diâmetros nominais dos varões.

CAPÍTULO II

Critérios gerais de dimensionamento

- Artigo 13.º — Concepção geral das estruturas.
 Artigo 14.º — Segurança das estruturas.
 Artigo 15.º — Tipos de ruína.
 Artigo 16.º — Dimensionamento analítico e experimental.
 Artigo 17.º — Segurança em relação à rotura.
 Artigo 18.º — Segurança em relação à fendilhação.
 Artigo 19.º — Segurança em relação à deformação.
 Artigo 20.º — Coeficientes de majoração das solicitações.
 Artigo 21.º — Valores de cálculo das propriedades mecânicas dos materiais. Coeficientes de minoração.
 Artigo 22.º — Tensões de segurança.
 Artigo 23.º — Variações de temperatura.
 Artigo 24.º — Retração do betão.
 Artigo 25.º — Fluência do betão.
 Artigo 26.º — Acções dinâmicas.

CAPÍTULO III

Determinação analítica do comportamento das estruturas

A) Cálculo de esforços

- Artigo 27.º — Estruturas reticuladas.
 Artigo 28.º — Redistribuição de esforços.
 Artigo 29.º — Estruturas laminares.
 Artigo 30.º — Estruturas de outros tipos.

B) Capacidade resistente

- Artigo 31.º — Tração. Flexão simples ou composta.
 Artigo 32.º — Compressão simples de pilares ordinários.
 Artigo 33.º — Compressão simples de pilares reforçados.
 Artigo 34.º — Varejamento de peças solicitadas à compressão com flexão.
 Artigo 35.º — Esforço transversal.
 Artigo 36.º — Torção.

C) Fendilhação e deformação

- Artigo 37.º — Extensão média das armaduras.
 Artigo 38.º — Distância média entre fendas.
 Artigo 39.º — Largura máxima das fendas.
 Artigo 40.º — Deformação de vigas.

CAPÍTULO IV

Disposições de projecto e disposições construtivas

A) Disposições gerais

- Artigo 41.º — Armaduras principais e secundárias.
 Artigo 42.º — Utilização simultânea de aços de diferentes classes.
 Artigo 43.º — Distâncias mínimas entre varões.
 Artigo 44.º — Recobrimento das armaduras.
 Artigo 45.º — Dobragem de varões.
 Artigo 46.º — Amarração de varões.
 Artigo 47.º — Emenda de varões.
 Artigo 48.º — Juntas de dilatação.
 Artigo 49.º — Protecção contra a corrosão.
 Artigo 50.º — Protecção contra o fogo.

B) Disposições relativas a lajes maciças

- Artigo 51.º — Vãos teóricos.
 Artigo 52.º — Espessura mínima.
 Artigo 53.º — Altura útil mínima.
 Artigo 54.º — Armadura principal das lajes armadas numa só direcção.
 Artigo 55.º — Armadura de distribuição das lajes armadas numa só direcção.
 Artigo 56.º — Armaduras das lajes armadas em cruz.

C) Disposições relativas a lajes aligeiradas

- Artigo 57.º — Características geométricas.
 Artigo 58.º — Vãos teóricos. Altura útil mínima.
 Artigo 59.º — Armadura de distribuição.
 Artigo 60.º — Nervuras transversais das lajes nervuradas numa só direcção.

D) Disposições relativas a vigas

- Artigo 61.º — Vãos teóricos.
 Artigo 62.º — Largura do banzo das vigas em T.
 Artigo 63.º — Altura útil mínima.
 Artigo 64.º — Armadura principal mínima.
 Artigo 65.º — Armadura transversal mínima.
 Artigo 66.º — Armadura de alma.
 Artigo 67.º — Diâmetro máximo dos varões da armadura principal.
 Artigo 68.º — Constituição da armadura principal.

E) Disposições relativas a pilares

- Artigo 69.º — Dimensões mínimas.
 Artigo 70.º — Armadura longitudinal de pilares ordinários.
 Artigo 71.º — Armadura transversal de pilares ordinários.
 Artigo 72.º — Armadura longitudinal de pilares reforçados.
 Artigo 73.º — Armadura transversal de pilares reforçados.

CAPÍTULO V

Execução dos trabalhos

- Artigo 74.º — Moldes e cimbrês.
 Artigo 75.º — Armaduras.
 Artigo 76.º — Preparação, colocação em obra e cura do betão.
 Artigo 77.º — Desmoldagem e descimbramento.

CAPÍTULO VI

Fiscalização e ensaios

- Artigo 78.º — Verificação e fiscalização das obras.
 Artigo 79.º — Ensaios.

ANEXO I

Valores de cálculo das propriedades mecânicas dos materiais

(a que se refere o artigo 21.º)

- A) Betões.
 B) Aços.

ANEXO II

Elementos para o cálculo das deformações de vigas

(a que se refere o artigo 40.º)

- A) Diagramas momentos-curvaturas.
B) Cálculo de deformações.

BIBLIOGRAFIA

CAPÍTULO I

Generalidades, solicitações e materiais

Artigo 1.º — Objecto e campo de aplicação

O presente regulamento estabelece as regras a observar no projecto e na execução das estruturas de betão armado em geral e, particularmente, das destinadas a edifícios e obras análogas.

§ 1.º Este regulamento não tem em vista as estruturas de betão simples e de betão pré-esforçado. Contêm-se no corpo do regulamento as disposições a respeitar (nomeadamente, percentagens mínimas de armadura) para que um elemento possa ser considerado de betão armado.

§ 2.º Este regulamento não tem em vista as estruturas em que se utilizem betões leves, betões densos e betões de aglomerantes especiais.

§ 3.º Este regulamento não tem em vista as estruturas sujeitas a solicitações que possam determinar fenómenos de fadiga.

Contêm-se no presente regulamento regras gerais, aplicáveis a todas as construções de betão armado, e regras especiais, destinadas apenas às estruturas de edifícios.

As regras gerais também se aplicam, por exemplo, no projecto e na construção de pontes e de obras hidráulicas de betão armado, as quais, além disso, deverão respeitar as prescrições especiais contidas nos respectivos regulamentos. Enquanto estes não forem publicados, poderão servir de base para o dimensionamento dessas estruturas as disposições aplicáveis do presente regulamento, relativas a edifícios, depois de convenientemente adaptadas às exigências peculiares das construções a que se destinam.

Artigo 2.º — Elaboração dos projectos

Os projectos das obras de betão armado devem ser elaborados por engenheiros civis ou por agentes técnicos de engenharia civil e minas, ficando a elaboração dos projectos de estruturas de grande importância técnica ou económica atribuída aos engenheiros civis.

§ 1.º Para efeitos de aplicação do presente artigo, consideram-se de grande importância técnica as estruturas que compreendam mais do que quatro pisos elevados (não considerando a cobertura como piso, mesmo no caso de ser plana) e as que envolvam dificuldades não usuais de projecto ou execução.

§ 2.º Compete à entidade oficial a quem caiba aprovar o projecto definir, de acordo com o critério geral estabelecido no presente artigo, a qualificação a exigir ao autor do projecto.

Perante a dificuldade de estabelecer um critério preciso de classificação da importância das obras, houve que atribuir às entidades oficiais a quem couber aprovar os projectos a incumbência de julgar a qualificação a exigir de acordo com o espírito do regulamento. Para obviar aos inconvenientes que podem resultar da incerteza sobre o critério destas entidades, poderão elas ser previamente consultadas, nos casos de dúvida, sobre a qualificação exigida.

Com a redacção dada ao presente artigo, não se pretendeu alterar profundamente o espírito com que tem sido interpretado

o parágrafo equivalente do regulamento anterior. Considerou-se, no entanto, que se não deveria vincular à condição de a estrutura constituir ou não pórtico a capacidade de realização dos projectos pelos técnicos das diferentes formações. De facto, tal critério fomentava a não continuidade das estruturas, o que é, em geral, desfavorável em relação à sua segurança.

Recomenda-se, ainda, que as estruturas de excepcional importância, como, por exemplo, as de edifícios com mais do que uma dezena de pisos, somente devam ser projectadas por engenheiros ou gabinetes técnicos particularmente experientes, mas não se considera que caiba ao presente regulamento estabelecer as normas de qualificação profissional que tal implicava.

Artigo 3.º — Organização dos projectos

Os projectos devem conter, devidamente organizadas, as peças escritas e desenhadas necessárias à verificação do dimensionamento e à execução da obra. Estes elementos devem ser apresentados de forma suficientemente explícita para que não possam surgir dúvidas na sua interpretação.

§ 1.º Quando o dimensionamento for efectuado por métodos experimentais, os ensaios devem ser descritos de forma suficientemente pormenorizada para permitir a sua apreciação e a eventual repetição do estudo, no todo ou em parte, para comprovação dos resultados.

§ 2.º Nos projectos devem ser respeitadas a terminologia e a simbologia utilizadas no presente regulamento.

Artigo 4.º — Aprovação dos projectos

Nenhuma obra de betão armado poderá ser executada sem que o respectivo projecto seja aprovado pelas entidades competentes do Estado ou dos corpos administrativos.

§ 1.º A aprovação a que se refere o presente artigo só poderá ser conferida depois de o projecto ser verificado por técnico de formação igual ou superior à exigida para a elaboração do projecto e por ele ser declarado em conformidade com as disposições regulamentares aplicáveis.

§ 2.º Se os organismos a quem compete a aprovação dos projectos não dispuserem, nos próprios quadros, de técnicos com a formação exigida para a verificação dos projectos, deverão solicitar esta verificação a um organismo oficial que satisfaça aos requisitos exigidos ou, se tal não for possível, encarregar da verificação uma organização particular ou um técnico no exercício da profissão liberal que possuam reconhecida competência e não estejam ligados ao autor do projecto em apreciação.

§ 3.º No caso de ser utilizado o dimensionamento experimental, se se considerar necessária a comprovação dos ensaios, deverá esta ser solicitada a um laboratório oficial.

Considera-se que o condicionalismo expresso no presente artigo, que aliás existia já no regulamento anterior, tem directos reflexos na segurança das construções.

A verificação dos projectos que está no espírito do artigo visa, sobretudo, a confirmação do respeito pela regulamentação aplicável e, em particular, pelo presente regulamento. Independentemente dessa verificação, o autor do projecto deverá proceder às verificações necessárias para o garantir contra erros de cálculo, tendo presente que, conforme estabelece a legislação geral, a aprovação de um projecto não isenta o técnico seu autor das responsabilidades que lhe cabem nessa qualidade.

O facto de a verificação dos projectos poder ser efectuada ou por elementos dos quadros técnicos das entidades a quem compete a aprovação ou por organismos ou elementos estranhos a essas entidades garante condições para que a verificação seja sempre efectuada. Não poderão ser invocadas para justificar o desrespeito do presente artigo razões económicas ou administrativas. Considera-se também que as entidades a quem compete a aprovação poderão aceitar que a verificação seja efectuada por organismo especializado, por solicitação do autor do projecto e com vista ao seguro da responsabilidade civil deste.

Artigo 5.º — Alteração dos projectos

No caso de alteração do projecto, deve proceder-se à anotação de quais os elementos substituídos e ao aditamento dos elementos necessários para que do processo fiquem a constar sempre a descrição e a justificação completas da estrutura efectivamente construída.

Artigo 6.º — Direcção técnica das obras

As obras parcial ou totalmente feitas de betão armado, na parte em que for empregado este material, serão dirigidas tecnicamente por engenheiros civis, por agentes técnicos de engenharia civil e minas ou por outros técnicos de formação adequada.

§ único. Compete à entidade oficial a quem caiba conceder licença para a obra ou nela superintenda definir, em função da importância desta, qual a formação mínima a exigir ao técnico que a vai dirigir.

Artigo 7.º — Solicitações

As solicitações a considerar são as prescritas pelo Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (Decreto n.º 44 041, de 18 de Novembro de 1961), devendo as provenientes das variações de temperatura, da retracção e da fluência do betão ser estabelecidas de acordo com os artigos 23.º, 24.º e 25.º do presente regulamento.

Conforme o preceituado no artigo 14.º, os valores das solicitações prescritos no Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (R. S. E. P.) são considerados no presente regulamento como «solicitações características».

Artigo 8.º — Betões

Os betões a utilizar em estruturas de betão armado deverão ser fabricados, em geral, com cimento *portland* normal e ter composição estudada de modo a satisfazer as características exigidas pela sua utilização.

§ único. As qualidades dos materiais a empregar, a composição e o fabrico dos betões devem respeitar a legislação específica em vigor.

Encontra-se em fase adiantada de preparação um regulamento de betões a utilizar em obras de betão simples, betão armado e betão pré-esforçado, no qual serão definidas, de acordo com os progressos tecnológicos recentes, as condições a satisfazer relativamente aos componentes do betão e à sua fabricação e colocação em obra. Nestas circunstâncias, não pareceu sensato manter em vigor as já antiquadas prescrições do regulamento de 1935, nem efectuar a sua remodelação de modo a figurarem, a título transitório, no presente regulamento. No entanto, enquanto não for publicado o regulamento de betões, recomenda-se que se continue a tomar como base as cláusulas do regulamento de 1935 (Regulamento do Betão Armado, Decreto n.º 25 948, de 16 de Outubro de 1935, com as alterações introduzidas pelos Decretos n.ºs 33 021, de 2 de Setembro de 1943, e 42 873, de 12 de Março de 1960).

Artigo 9.º — Classes de betões

Os betões a utilizar em estruturas de betão armado devem ser das classes B180, B225, B300, B350 e B400.

§ 1.º Um betão considera-se de uma dada classe quando, efectuados ensaios de compressão sobre cubos de 20 cm de aresta e com a idade de 28 dias, se obtiver um valor característico da tensão de rotura que, expresso em kgf/cm², seja igual ou superior ao valor indicativo da classe. Designa-se por «valor característico da tensão de rotura» aquele valor que é atingido com a probabilidade de 0,95.

§ 2.º Somente em casos especiais, devidamente justificados, poderão os betões a utilizar ser considerados de classes diferentes das especificadas no corpo deste artigo.

§ 3.º A utilização de betões de classe superior a B180 exige estudos e ensaios prévios que permitam garantir que o betão a empregar na obra será da classe pretendida.

§ 4.º Durante a execução das obras em que se utilizem betões de classe superior a B180, deverão efectuar-se ensaios de *contrôle*, segundo um plano de amostragem conveniente, de modo a garantir que o betão empregado pertence à classe pretendida.

§ 5.º A utilização de betões das classes B350 e B400 fica dependente de justificação específica (nos aspectos técnico e económico) e da comprovação da existência de fiscalização eficiente da obra, capaz de garantir o *contrôle* de fabrico do betão.

§ 6.º Não é permitido o emprego de betão da classe B180 em elementos cujas armaduras sejam constituídas por varões de aço da classe A60.

Como foi referido no comentário do artigo 8.º, encontra-se em preparação um regulamento de betões que especificará os aspectos relativos ao fabrico e colocação em obra do betão.

No entanto, considerou-se desde já necessário antecipar, no presente regulamento, a fixação das classes de betões que se tem em vista instituir naquele regulamento, justificando-se tal procedimento pelas facilidades que confere à execução dos projectos e ao exercício da fiscalização das obras. O estabelecimento de classes tem ainda como vantagem directa permitir a quantificação de certas prescrições regulamentares em função dessas classes, a qual, de outro modo, exigiria o recurso a expressões analíticas de aplicação laboriosa.

No que se refere à fixação das classes, procurou-se respeitar as qualidades de betão que vêm sendo utilizadas no País, nomeadamente quanto às classes B180 e B225, tendo-se incluído ainda classes superiores que permitam explorar os progressos recentes relativos ao fabrico de betão. O escalonamento adoptado, se bem que não regular, adequa-se às possibilidades tecnológicas de fabrico, devendo-se a inclusão da classe B350, que não é habitual na regulamentação estrangeira da especialidade, a ter-se reconhecido o seu interesse económico. Note-se, no entanto, que para a obtenção de betões das classes B350 e B400 se impõem cuidados muito especiais de fabrico, razão pela qual estes betões não devem ser previstos nos casos correntes.

A subsequente redacção do regulamento foi estabelecida tendo em vista somente as classes de betão estipuladas. A liberdade conferida pelo § 2.º destina-se apenas a atender a casos de espécie, que deverão ser julgados dentro do espírito do presente regulamento.

A dispensa, nos casos correntes, da realização de estudos prévios e de ensaios de *contrôle* de fabrico para o betão da classe B180 considera-se aceitável pelo facto de ser imposta, no artigo 10.º, a utilização de uma dosagem mínima de cimento. Tal permissão não significa, porém, que este betão não tenha de ser fabricado de acordo com as regras correntemente adoptadas, nem que, no caso de se levantarem suspeitas quanto à sua qualidade, não se deva proceder à realização dos ensaios necessários à comprovação desta. Além disso, onera-se esta classe de betão, quando não controlada, de um aumento do coeficiente de minoração das propriedades mecânicas, no caso de pilares ordinários (artigo 32.º e anexo 1), com vista a garantir o nível de segurança reputado necessário, tendo em conta a incerteza quanto à qualidade do betão não sujeito a *contrôle*.

A prescrição do § 6.º resulta de que a conveniente exploração da capacidade resistente dos aços da classe A60 impõe a utilização de betões de resistência suficiente, não só para absorção dos elevados esforços de compressão resultantes, mas ainda para garantia da necessária aderência das armaduras. O emprego do betão da classe B180, em conjugação com os aços da classe referida, obrigaria assim a disposições construtivas diferentes das utilizadas na prática corrente e conduziria a soluções pouco económicas.

Artigo 10.º — Dosagem mínima de cimento

A dosagem mínima de cimento a empregar na fabricação do betão deve ser estabelecida por estudos prévios, tendo em vista a resistência (classe do betão) e outras características (impermeabilidade, trabalhabilidade, etc.) do betão que se pretende obter.

§ 1.º A dosagem mínima nunca deve ser inferior a 270 kg de cimento *portland* normal por metro cúbico de betão posto em obra.

§ 2.º Quando não forem realizados estudos prévios de composição do betão, para que este possa ser considerado da classe B180 terá de ser fabricado com a dosagem mínima de 300 kg de cimento *portland* normal por metro cúbico de betão posto em obra.

Apesar de, em geral, ser a resistência a principal característica exigida ao betão nas estruturas de betão armado, outras poderão ser impostas, como por exemplo a impermeabilidade e a trabalhabilidade, que igualmente condicionam a dosagem de cimento a empregar.

Artigo 11.º — Armaduras

As armaduras a empregar em betão armado deverão, em geral, ser constituídas por varões simples, redondos, das classes A24, A40, A50 e A60, conforme as características dos aços que os constituem, e dos tipos liso ou nervurado, segundo a configuração das suas superfícies.

§ 1.º As propriedades mecânicas a exigir aos varões cujo emprego o presente regulamento considera são definidas no quadro seguinte. Para que um lote de varões seja considerado de uma dada classe, é necessário que os valores característicos de todas as propriedades mecânicas não sejam inferiores aos valores correspondentes fixados no mesmo quadro. Designam-se por «valores característicos das propriedades mecânicas» aqueles valores que são atingidos com a probabilidade de 0,95.

§ 2.º Os varões das classes A40, A50 e A60 devem ter marcas indeléveis que permitam, mesmo quando em pequenos comprimentos, identificar a classe e o tipo a que pertencem. Estas marcas poderão ser dispensadas quando a configuração da superfície dos varões permitir a sua identificação sem dar origem a quaisquer dúvidas.

§ 3.º O emprego em betão armado de varões das classes e tipos especificados no § 1.º, com excepção dos varões A24 lisos, necessita de prévia classificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, que definirá, em função das propriedades mecânicas do aço e da configuração da superfície dos varões, a classe e o tipo em que os varões em questão devem ser incluídos para efeito de aplicação do presente regulamento.

Valores característicos mínimos das propriedades mecânicas dos varões

Classe	Tipo	Ensaio de tracção			Ensaio de dobragem	
		Tensão de cedência ou tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2%	Tensão de rotura	Extensão após rotura	Diâmetro do mandril**	
		σ_{uc} ou $\sigma_{0.2}$	σ_{ar}	ϵ_{ar}	$\varnothing \leq 10$ mm	$\varnothing > 10$ mm
		kgf/mm ²	kgf/mm ²	%		
Aços de dureza natural						
A24	Liso ou nervurado	24	37	22	2 \varnothing	2 \varnothing
A40N	Nervurado	40	48	14	3 \varnothing	4 \varnothing
Aços endurecidos a frio						
A40T	Liso* ou nervurado	40	48	8	4 \varnothing	5 \varnothing
A50	Nervurado	50	60	8	4 \varnothing	6 \varnothing
A60	Nervurado	60	70	8	5 \varnothing	7 \varnothing

* Somente sob a forma de varões endurecidos a frio por torção.

** Diâmetro do mandril a utilizar no ensaio de dobragem, em que \varnothing é o diâmetro do varão a ensaiar. Os provetes devem ser ensaiados sem qualquer tratamento prévio e o ângulo de dobragem deve ser de 180º; após o ensaio, os provetes não devem apresentar quaisquer fendas.

§ 4.º O emprego em betão armado de varões que não sejam das classes e tipos especificados neste artigo necessita de prévia homologação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, que definirá, em função das propriedades mecânicas do aço, das características geométricas dos varões e da configuração da sua superfície, as condições da sua utilização.

§ 5.º As propriedades mecânicas dos aços, para a definição das classes a que pertencem, serão determinadas por ensaios de tracção sobre provetes proporcionais longos e por ensaios de dobragem, efectuados de acordo com as normas portuguesas em vigor (respectivamente, NP-105 e NP-173).

§ 6.º No caso de se pretender efectuar emendas de varões por soldadura, devem ser realizados ensaios, em la-

boratório oficial, para averiguar da aptidão dos aços a serem soldados e da técnica de soldadura a empregar.

Atendendo à grande variedade dos tipos de armaduras para betão armado que recentemente têm sido lançados no mercado e que em muitos casos apresentam formas muito particulares, tornou-se necessário restringir as cláusulas do presente regulamento aos tipos mais comuns, constituídos por varões redondos simples, lisos ou nervurados. Da facto, seria muito difícil considerar no regulamento, especialmente no que diz respeito a disposições construtivas, todas as implicações inerentes àqueles tipos especiais de varões.

A solução adoptada, de fazer depender a utilização de tais aços de prévia homologação pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, permite que este organismo, interpretando devidamente o espírito geral do regulamento, prepare documentos de homologação que tenham em consideração as peculiaridades desses aços. Solução análoga é, aliás, adoptada em outros países.

Para os tipos de aços incluídos no regulamento, considerou-se também que se deverá fazer preceder a sua utilização, desde que sejam de classe diferente de A24, de classificação, a efectuar igualmente pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil; a classificação consistirá apenas na especificação da classe e do tipo de tais aços, pois que as correspondentes condições de utilização são completamente definidas no regulamento.

Pelas razões antes expostas, por exemplo, as redes electrossoldadas actualmente em uso no País não são consideradas no regulamento, o qual, na classe A50, prevê unicamente a utilização de varões nervurados. O emprego destas redes fica assim dependente do respectivo documento de homologação.

Outro ponto que interessa focar é que, apesar de se reconhecerem as vantagens inerentes aos aços nervurados, se considerou admissível o emprego de varões lisos da classe A40, desde que endurecidos a frio por torção. De facto, a experiência adquirida pela utilização destes aços mostra que pode ser completamente utilizada a sua capacidade resistente, não sendo, dentro das boas regras construtivas, limitativos os fenómenos de fendilhação.

Quanto aos valores mínimos especificados para as características mecânicas dos varões, a sua quantificação foi feita não só em face das imposições inerentes ao emprego dos varões em betão armado, mas ainda tendo em devida consideração os valores das características que correspondem às condições normais de fabrico dos aços.

Finalmente, há a referir que, para determinação da extensão após rotura, se prescreve a adopção de provetes proporcionais longos, tais como são definidos na norma NP-105, isto é, provetes em que a base de medida dos alongamentos é igual a 10 vezes o diâmetro do provete. Abandonaram-se assim os provetes proporcionais médios que eram especificados no regulamento de betão armado de 1935. A razão deste facto deve-se a que os provetes proporcionais longos são hoje prescritos pela grande maioria da regulamentação estrangeira e trazem para a realização dos ensaios algumas vantagens que são de considerar.

Artigo 12.º — Diâmetros nominais dos varões

Os diâmetros nominais dos varões lisos da classe A24 são os especificados na norma portuguesa em vigor (NP-332). Os diâmetros nominais dos restantes tipos e classes de varões serão os indicados nos respectivos documentos de classificação, a emitir pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, nas condições estabelecidas pelo § 3.º do artigo 11.º

CAPÍTULO II

Critérios gerais de dimensionamento

Artigo 13.º — Concepção geral das estruturas

As estruturas de betão armado serão concebidas e dimensionadas de modo a poderem desempenhar com segurança a função a que se destinam, devendo a segurança ser entendida e avaliada conforme é indicado nos artigos seguintes.

Na concepção das estruturas de betão armado — como das de qualquer material — devem ter-se em conta outros requisitos além dos exigidos pela sua resistência mecânica. São estes últimos, no entanto, que constituem o objectivo essencial de um regulamento de construção e, por isso, no presente capítulo, procura-se definir regras de dimensionamento que, a partir do conhecimento actualmente disponível relativo ao comportamento das estruturas de betão armado, permitam garantir a estas uma segurança conveniente.

Note-se, no entanto, que a quantificação da segurança tem de ser estabelecida em íntima ligação com um julgamento de economia, o qual, por seu lado, deverá ser suficientemente amplo, de modo a incluir não só a consideração de custos iniciais mas também a dos encargos inerentes ao uso e à conservação das estruturas.

Deve constituir permanente objectivo dos projectistas estabelecer o justo compromisso entre a segurança e a economia.

Artigo 14.º — Segurança das estruturas

Considera-se que as condições de segurança de uma estrutura são satisfeitas quando as combinações mais desfavoráveis das solicitações de cálculo são inferiores às resistências de cálculo correspondentes aos seus possíveis estados de ruína.

A avaliação da segurança pode geralmente ser efectuada tomando em vez das solicitações de cálculo os seus elementos de redução, os «esforços de cálculo», nas secções transversais dos elementos constituintes da estrutura e, em vez das resistências de cálculo da estrutura, as resistências de cálculo das mesmas secções transversais.

Admite-se ainda, conforme o especificado no § único do artigo 17.º, que, em certos casos, a verificação da segurança possa ser efectuada com base em tensões de segurança.

§ 1.º Entende-se por «estado de ruína» o estado limite a partir do qual a eficiência da estrutura fica prejudicada ou a estrutura deixa de poder desempenhar a função para que foi concebida.

§ 2.º Entende-se por «solicitações de cálculo» o produto das solicitações características (solicitações prescritas no R. S. E. P.) pelos «coeficientes de majoração das solicitações».

§ 3.º Entende-se por «resistência de cálculo» a capacidade resistente, expressa em termos de solicitação, e calculada a partir dos «valores de cálculo das propriedades mecânicas dos materiais».

§ 4.º Entendem-se por «valores de cálculo das propriedades mecânicas dos materiais» os valores que se obtêm dividindo os valores característicos dessas propriedades pelos «coeficientes de minoração das propriedades dos materiais».

A avaliação da segurança nos termos especificados no presente artigo está de acordo com as regras gerais estabelecidas pelo Comité Européen du Béton no documento *Recommandations Pratiques à l'Usage des Constructeurs*. Esta orientação corresponde à adopção dos modernos critérios de segurança e difere da especificada no regulamento de betão armado de 1935. De facto, nesse regulamento, a segurança considerava-se garantida desde que, para as solicitações de dimensionamento, não se atingissem nas estruturas tensões superiores às tensões de segurança dos materiais, sendo aquelas tensões calculadas na hipótese de comportamento elástico do betão e do aço. Por ser este o processo tradicional no País, não se considera conveniente abandoná-lo desde já por completo, razão por que se admite, em alternativa, que a segurança em relação à rotura possa em alguns casos ser verificada com base em tensões de segurança.

Convém chamar a atenção para o facto de o processo de avaliação da segurança, agora introduzido no dimensionamento das estruturas de betão armado, se poder, em princípio, relacionar com o conceito clássico de coeficiente de segurança, de cuja análise aliás resultou.

Com efeito, essa noção de coeficiente de segurança traduz o facto de que, para que o risco de ruína seja suficientemente pequeno, é necessário que a capacidade resistente das estruturas, expressa em termos de solicitação, seja o produto, por um coeficiente, das solicitações para as quais a estrutura foi prevista. A razão da necessidade de considerar este coeficiente deve-se a que não se pode, na grande maioria dos casos, traduzir a capacidade resistente e as solicitações previstas por valores certos, mas antes, em geral, tanto uma como as outras apenas poderem ter tradução como grandezas aleatórias ou incertas.

A noção de coeficiente de segurança pode, assim, ser decomposta em duas novas noções: a de coeficiente de minoração das propriedades dos materiais, que traduzirá, para efeitos de segurança, a aleatoriedade dessas propriedades (e, portanto, da capacidade resistente das estruturas); e a de coeficiente de majoração das solicitações, que traduzirá, para efeitos de segurança, a aleatoriedade ou incerteza das solicitações previstas.

Evidentemente que, em primeira aproximação, o produto destes dois coeficientes seria o coeficiente de segurança da estrutura, definido da forma clássica para um dado tipo de ruína, só não sendo rigorosa esta relação em virtude de as capacidades resistentes não variarem proporcionalmente aos valores das propriedades mecânicas dos materiais.

Note-se ainda, para que não surpreenda o facto de se impor a adopção de coeficientes de majoração importantes mesmo naqueles casos em que os valores das solicitações são quase exactamente conhecidos (actuação apenas de pesos próprios), que a noção de coeficiente de segurança das estruturas cobre ainda outras incertezas, além das inerentes às solicitações e às propriedades dos materiais. São exemplos destas a incerteza de as hipóteses de dimensionamento corresponderem à realidade e a incerteza de a execução da obra ser feita com rigor.

Artigo 15.º — Tipos de ruína

Os tipos de ruína a considerar na avaliação da segurança são os que correspondem à ocorrência, no todo ou em parte da estrutura, de cada um dos seguintes estados: rotura, fendilhação excessiva e deformação excessiva.

Ao enumerar os diferentes tipos de ruína não se faz referência específica à perda de estabilidade de conjunto (derrubamento), por tal comportamento não ser em geral de temer para as estruturas de edifícios; obviamente que isso não significa, porém, que este problema possa ser ignorado nos casos pertinentes.

Convém observar ainda que sob a designação de rotura se inclui não só a rotura material — por separação ou esmagamento —, mas ainda a perda de configuração inicial que corresponde, por exemplo, a fenómenos de deformação plástica excessiva ou de instabilidade. A razão de agrupar no mesmo tipo de ruína fenómenos de índole diferente justifica-se porque as solicitações que conduzem a deformações plásticas excessivas ou a instabilidade são na maioria dos casos pouco inferiores às que conduzem à rotura material e porque os três fenómenos correspondem sempre a estados limites em que a estrutura deixa completamente de poder desempenhar a função para que foi prevista.

Artigo 16.º — Dimensionamento analítico e experimental

A avaliação da segurança pode ser efectuada recorrendo a métodos analíticos, a métodos experimentais ou à combinação de métodos de ambos os tipos.

§ 1.º O dimensionamento analítico deve basear-se nas teorias de comportamento estrutural indicadas no presente regulamento; nos casos não previstos, as teorias a adoptar deverão ser devidamente justificadas.

§ 2.º O dimensionamento experimental, a efectuar por ensaios de protótipos ou de modelos, deve ser realizado segundo técnicas adequadas.

No presente regulamento considera-se aceitável recorrer tanto a métodos analíticos (numéricos ou gráficos) como a métodos experimentais para o dimensionamento das estruturas. Esta forma de proceder corresponde à prática, desde há muito seguida no País, de efectuar o estudo de estruturas complexas mediante ensaios de modelos.

No caso de serem utilizados estudos experimentais para a determinação de esforços em regime elástico, não se levantam em geral problemas relativos à sua interpretação em termos de segurança, pois que continuam a ser aplicáveis as regras definidas no presente regulamento. No caso, porém, de os estudos experimentais serem conduzidos com vista à determinação da capacidade resistente das estruturas, isto é, à determinação directa das solicitações que conduzem aos diferentes tipos de ruína, o problema já se apresenta mais complexo. De facto, as resistências determinadas nos estudos experimentais não podem ser consideradas como resistências características, pois não correspondem aos valores característicos das propriedades mecânicas dos materiais. Os coeficientes de segurança a adoptar nestes casos devem ser, pois, convenientemente justificados, de modo a garantir às estruturas segurança equivalente àquela que se obteria utilizando métodos analíticos.

Artigo 17.º — Segurança em relação à rotura

A segurança em relação à rotura deve avaliar-se considerando as combinações mais desfavoráveis de solicitações, tanto do tipo I como do tipo II (de acordo com o R. S. E. P.), os coeficientes de majoração das solicita-

ções definidos no artigo 20.º e os valores de cálculo das propriedades mecânicas dos materiais definidos no artigo 21.º

§ único. No caso de elementos sujeitos a flexão simples ou composta (com a restrição que resulta do § 1.º do artigo 21.º), a condição expressa no corpo do artigo considera-se também satisfeita para as combinações de solicitações do tipo I, desde que as tensões na estrutura não ultrapassem as tensões de segurança especificadas no artigo 22.º Para as combinações de solicitações do tipo II haverá sempre que efectuar a verificação da segurança em relação à rotura do modo indicado no corpo do artigo.

O modo de proceder para o dimensionamento directo de um elemento consistirá, pois, na determinação das combinações mais desfavoráveis das solicitações, na multiplicação dos seus valores pelo coeficiente de majoração e na escolha de dimensões para o elemento, de tal modo que a sua resistência de cálculo exceda o produto da solicitação pelo coeficiente de majoração.

No caso de cálculo de verificação, há que proceder à determinação da resistência de cálculo, da combinação de solicitações mais desfavorável e à verificação de que o coeficiente que se obtém dividindo o primeiro valor pelo segundo é superior ao coeficiente de majoração mínimo estipulado.

O cálculo em relação a tensões de segurança deverá ser conduzido da forma habitual, utilizando os valores das solicitações especificados no R. S. E. P., não multiplicados por qualquer coeficiente de majoração.

Como estabelece o decreto que aprova o presente regulamento, foram revogadas as disposições relativas ao dimensionamento de estruturas de betão armado que constam dos artigos 11.º a 14.º do Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos (Decreto n.º 41 658, de 31 de Maio de 1958).

Artigo 18.º — Segurança em relação à fendilhação

A segurança em relação à fendilhação considera-se suficiente desde que, para as combinações de solicitações do tipo I (R. S. E. P.), sem serem multiplicadas por qualquer coeficiente de majoração, não se verifiquem na estrutura fendas inaceitáveis, quer por comprometerem a sua utilização, quer por permitirem a corrosão das armaduras.

§ único. Nos casos de vigas rectangulares ou em T, e de elementos submetidos a flexão composta ou a tracção simples, o estudo da fendilhação será efectuado de acordo com o estabelecido nos artigos 37.º a 39.º Dispensa-se a realização deste estudo desde que sejam respeitadas as disposições indicadas no artigo 67.º

A exploração da capacidade resistente dos aços das armaduras implica, na maioria dos casos, a fendilhação do betão que as envolve. Esta fendilhação, desde que a largura das fendas não ultrapasse certos limites, não é inconveniente, quer do ponto de vista de conservação das armaduras, quer mesmo, em geral, do ponto de vista estético. Assim, para as estruturas protegidas, isto é, para as estruturas em que os elementos de betão armado não estão em contacto directo com o ambiente exterior, consideram-se em regra aceitáveis fendas com larguras máximas da ordem de 0,3 mm; para as estruturas não protegidas, a largura máxima considerada aceitável reduz-se a 0,2 mm.

Nas estruturas que devam apresentar certa impermeabilidade a líquidos ou gases, ou que estejam submetidas a ambientes particularmente agressivos, deverá procurar-se limitar a largura das fendas a valores inferiores aos indicados anteriormente e tomar precauções complementares que permitam garantir a eficiência e a durabilidade dessas estruturas, particularmente pelo emprego de betões de alta compacidade e pela redução das tensões de serviço das armaduras.

O facto de apenas se imporem condicionamentos à fendilhação para as combinações de solicitações do tipo I justifica-se por razões de economia geral, pois, para as combinações que incluem solicitações excepcionais, dada a sua muito pequena probabilidade de ocorrência, será mais económico proceder à reparação dos eventuais estragos causados por tais solicitações.

Convém ainda observar que se está tratando apenas da fendilhação devida ao funcionamento normal das estruturas, resultante do alongamento das armaduras e, portanto, em regra, transversal a estas. Interessa, consequentemente, ter em atenção

o facto de que outros tipos de fendilhação poderão denunciar deficiências estruturais, eventualmente graves, não sendo evidentemente de aplicar nesse caso as considerações anteriores.

Artigo 19.º — Segurança em relação à deformação

A segurança em relação à deformação considera-se suficiente desde que, para as combinações de solicitações do tipo I (R. S. E. P.), sem serem multiplicadas por qualquer coeficiente de majoração, não se verifiquem na estrutura deformações susceptíveis de prejudicar a utilização para que foi concebida.

§ único. Nos casos de lajes e de vigas rectangulares ou em T, o estudo da deformação será efectuado de acordo com o estabelecido no artigo 40.º Dispensa-se a realização deste estudo desde que sejam respeitadas as disposições indicadas nos artigos 53.º, 58.º e 63.º

A deformabilidade excessiva das estruturas pode conduzir a deslocamentos prejudiciais, causando, por exemplo, fendilhação de divisórias ou ainda vibrações incómodas.

Nas estruturas de edifícios considera-se, em geral (ver Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios, artigo 57.º), que as flechas, a curto e a longo prazo, não devem exceder os seguintes valores:

Nas lajes e vigas de pavimentos em geral (incluindo consolas): $\frac{1}{300}$ do vão para a acção conjunta das solicitações permanentes e das sobrecargas e $\frac{1}{500}$ do vão para a actuação isolada das sobrecargas.

Nas vigas que suportam paredes de alvenaria ou divisórias envidraçadas: $\frac{1}{500}$ do vão para a acção conjunta das solicitações permanentes e das sobrecargas.

Nas madres de coberturas ordinárias em que se utilizem os materiais correntes de revestimento: $\frac{1}{200}$ do vão para a acção das solicitações permanentes.

Apesar de se não referir no presente artigo a necessidade de limitar as deformações para as solicitações excepcionais (em particular para a acção dos sismos), é necessário não esquecer que a segurança contra estas acções impõe que a flexibilidade lateral das estruturas não seja excessiva. A limitação das deformações tem, pois, neste caso, uma razão de ser distinta da razão invocada para as solicitações habituais. De facto, não se trata de evitar estragos que seriam pouco importantes do ponto de vista económico, mas sim garantir que os deslocamentos entre andares não ultrapassem a capacidade de deformação das estruturas. Como limite superior para estes deslocamentos é habitual tomar valores da ordem de 1 a 2 cm.

Artigo 20.º — Coeficientes de majoração das solicitações

Os coeficientes de majoração das solicitações, a utilizar para a verificação da segurança em relação à rotura, terão, em geral, os seguintes valores mínimos:

Para as combinações de solicitações do tipo I (R. S. E. P.) $\gamma_s=1,5$

Para as combinações de solicitações do tipo II (R. S. E. P.) $\gamma_s=1,0$

§ 1.º No caso das combinações de solicitações do tipo I, sempre que tal seja mais desfavorável, as solicitações permanentes devem ser afectadas do coeficiente $\gamma_s=1,0$.

§ 2.º No caso de lajes simplesmente apoiadas ou contínuas com espessura inferior a 8 cm, e no caso de lajes em consola com espessura inferior a 12 cm, os coeficientes de majoração indicados devem ser aumentados de 10 %.

Os coeficientes de majoração são destinados a transformar os valores característicos das solicitações em valores de cálculo, de probabilidade de actuação suficientemente baixa, e ainda a cobrir as incertezas inerentes às hipóteses de cálculo e aos processos de construção.

Para as combinações de solicitações do tipo I, estes coeficientes foram estabelecidos tendo em vista que se trata de solicitações com probabilidade de ocorrência relativamente elevada. Não

se admitiu, porém, que o coeficiente de majoração tomado neste caso variasse com o tipo de solicitação ou com o tipo particular de combinação de solicitações. Esta forma de proceder justifica-se não só pela simplicidade a que conduz, mas também porque, como se referiu, o coeficiente de majoração considera, além dos efeitos da variabilidade das solicitações, ainda outros tipos de incertezas.

A determinação estabelecida no § 1.º destina-se a atender a que, em alguns casos, pode ser estabilizante o aumento de certas solicitações, como por exemplo o esforço normal em peças sujeitas à flexão composta, no caso de fortes excentricidades de actuação desse esforço. É de notar que, nestas circunstâncias, evidentemente só estão em causa as solicitações permanentes, pois as solicitações acidentais não devem deixar de ser majoradas, para que se obtenha, assim, a hipótese mais desfavorável. Deste modo, justifica-se que, em tais casos, as solicitações permanentes não sejam afectadas do coeficiente de majoração, mas tomadas com os seus valores característicos. Quando este efeito fosse particularmente importante, dever-se-ia mesmo afectar as solicitações permanentes de um coeficiente menor do que a unidade, para atender à variabilidade dos pesos próprios que, se bem que pequena, não é sempre desprezável.

Chama-se ainda a atenção para o facto de o coeficiente de majoração $\gamma_s = 1,5$ somente conferir segurança suficiente desde que sejam completamente respeitadas as prescrições do presente regulamento e, nomeadamente, que:

O projecto seja efectuado com rigor, de acordo com conhecimentos bem estabelecidos e por técnico especializado;

O projecto seja devidamente verificado;

A direcção da obra seja confiada a técnico idóneo;

A execução da obra esteja a cargo de construtor dispondendo de corpo técnico, organização e equipamento convenientes;

As actividades fiscalizadoras se processem com eficiência.

O desrespeito destas condições implicaria o aumento do coeficiente de majoração para valores superiores ao valor mínimo de 1,5.

A prescrição do § 2.º, obrigando a aumentar o coeficiente de majoração no caso de lajes de pequena espessura, deve-se a que, nestas circunstâncias, as inevitáveis imperfeições na colocação das armaduras quando da construção podem afectar significativamente a segurança dos elementos. A orientação de adoptar coeficientes de majoração superiores aos mínimos deve, de resto, ser seguida sempre que haja razões para supor que as condições de realização do projecto ou da execução da obra possam corresponder a redução da segurança.

Artigo 21.º — Valores de cálculo das propriedades mecânicas dos materiais. Coeficientes de minoração

O dimensionamento à rotura deve ser efectuado considerando os valores dos coeficientes de minoração das propriedades mecânicas do betão e do aço definidos no anexo I e os consequentes valores de cálculo dessas propriedades, ali também especificados.

§ único. Em casos devidamente justificados, poderão adoptar-se, para a definição dos valores de cálculo das propriedades mecânicas do betão e do aço, diagramas diferentes dos estabelecidos no anexo I, desde que tal conduza a segurança igual ou superior à que corresponde aos diagramas ali especificados.

Como estabelece o § 4.º do artigo 14.º, os valores de cálculo das propriedades mecânicas dos materiais são obtidos dividindo os valores característicos dessas propriedades pelos coeficientes de minoração das propriedades dos materiais. No anexo I estão justificados os valores que assim se obtêm.

Se bem que, em geral, se preconiza a adopção de diagramas tensões-extensões curvos, tanto para o betão como para o aço, o § único do artigo faculta a utilização de diagramas simplificados.

De entre os diagramas simplificados de possível utilização, merecem especial referência o diagrama rectangular, para o betão, e o diagrama bilinear, para os aços endurecidos a frio. As hipóteses ligadas à escolha desses diagramas deverão ser tais que se não seja conduzido a segurança inferior à correspondente aos diagramas prescritos.

Note-se ainda que se encontram já calculadas tabelas baseadas nos diagramas curvos indicados no anexo I, de modo que a sua utilização não envolve, nos casos correntes, qualquer dificuldade.

Artigo 22.º — Tensões de segurança

O dimensionamento por tensões de segurança deve ser efectuado utilizando as tensões de segurança do betão e do aço a seguir indicadas:

Tensões de segurança para o betão, σ_{bs}

Classe do betão	B180	B225	B300	B350	B400
Tensão de segurança à compressão resultante da flexão simples ou composta.	70	85	115	130	150
σ_{bs} (kgf/cm ²)					

Tensões de segurança para o aço, σ_{as}

Classe do aço	A24	A40	A50	A60
Tensão de segurança à tracção ou à compressão	1 400	2 400	3 000	3 500
σ_{as} (kgf/cm ²)				

§ único. No caso de lajes simplesmente apoiadas ou contínuas com espessura inferior a 8 cm, e no caso de lajes em consola com espessura inferior a 12 cm, as tensões de segurança indicadas devem ser diminuídas de 10 %.

Note-se que, no caso de se empregar, em conjunto, aço A24 em armaduras de compressão e betão de classe superior a B225, haverá, em geral, que admitir para o betão tensões inferiores às especificadas, para não ser ultrapassada a tensão de segurança das armaduras.

Não são apresentados valores de tensões de segurança para a compressão resultante de esforços de compressão simples, em virtude de o regulamento prescrever, para este tipo de esforços, apenas o dimensionamento à rotura. O mesmo se passa para as tensões tangenciais resultantes de esforços transversos ou de torção.

A prescrição contida no § único é inteiramente homóloga da estabelecida no § 2.º do artigo 20.º, sendo-lhe, portanto, aplicáveis as considerações apresentadas no comentário àquele artigo.

Artigo 23.º — Variações de temperatura

Os efeitos das variações de temperatura nas estruturas de betão armado deverão ser computados tendo em consideração as amplitudes térmicas decorrentes das características climáticas locais, das dimensões, da protecção térmica e das condições de exposição dos elementos, e considerando valores adequados para o coeficiente de dilatação térmica linear e para o módulo de elasticidade do betão utilizado.

§ 1.º Nos casos correntes, e quando não se disponha de elementos que permitam a quantificação precisa dos parâmetros referidos no corpo do artigo, o cálculo dos efeitos das variações de temperatura pode ser realizado com base no disposto nos artigos 58.º a 62.º do Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes.

§ 2.º Dispensa-se a consideração dos efeitos das variações de temperatura nas estruturas contínuas cuja maior dimensão em planta ou em que o espaçamento das juntas de dilatação não excedam 15 m e 25 m, conforme se trate, respectivamente, de estruturas não protegidas e protegidas.

O R. S. E. P. estabelece, para as variações uniformes de temperatura em estruturas de betão armado, as seguintes amplitudes

térmicas: $\pm 15^\circ\text{C}$ no caso de estruturas não protegidas e constituídas por elementos de pequena espessura, e $\pm 10^\circ\text{C}$ no caso de estruturas protegidas ou constituídas por elementos de grande espessura (entendendo-se por «estrutura protegida» aquela cujos elementos se encontram revestidos por materiais que forneçam bom isolamento térmico, e por «elemento de grande espessura» aquele cuja menor dimensão é, pelo menos, 70 cm).

No mesmo regulamento é especificado o valor $\alpha = 10^{-5}/^\circ\text{C}$ para o coeficiente de dilatação térmica linear do betão e fixado em $E_b = 140\,000\text{ kgf/cm}^2$ o módulo de elasticidade do betão, com vista ao cálculo dos efeitos das variações uniformes de temperatura. Este último valor, que corresponde a deformações lentas do betão, considera-se seguro na generalidade dos casos e adequado a variações anuais da temperatura.

Note-se que, devendo os valores referidos das amplitudes térmicas ser considerados como valores característicos (como, aliás, os de todas as solicitações especificados no R. S. E. P.), uma vez calculados os esforços correspondentes àqueles valores há que multiplicá-los pelos coeficientes de majoração para obter os esforços de cálculo.

Artigo 24.º — Retracção do betão

A retracção do betão deverá ser computada tendo em devida consideração os principais parâmetros que a condicionam, nomeadamente a composição do betão, as condições ambientes de conservação, as dimensões dos elementos, a percentagem de armadura e o tempo decorrido após a betonagem.

§ 1.º Nos casos correntes, e quando não se disponha de informação que permita a quantificação dos parâmetros referidos no corpo do artigo, os efeitos finais da retracção do betão podem ser assimilados aos de diminuições uniformes de temperatura com os valores seguintes: 15°C no caso de elementos com percentagem de armadura igual ou superior a 0,5 % e 20°C quando a percentagem for inferior àquele valor.

§ 2.º Dispensa-se a consideração dos efeitos da retracção do betão nas estruturas que satisfaçam às condições indicadas no § 2.º do artigo 23.º

Para ajuizar da influência, na retracção, dos diferentes parâmetros mencionados no corpo do artigo, recomenda-se a utilização dos dados numéricos fornecidos pelas *Recommandations Pratiques à l'Usage des Constructeurs*, do C. E. B.

Note-se que, de acordo com o R. S. E. P. (artigo 67.º), os efeitos da retracção só devem ser considerados quando constituam uma solicitação desfavorável para a segurança da estrutura.

Chama-se ainda a atenção para o facto de os valores de retracção estabelecidos de acordo com os critérios indicados deverem ser considerados como valores característicos, havendo, portanto, que multiplicar os esforços resultantes pelos coeficientes de majoração para obter os esforços de cálculo.

Artigo 25.º — Fluência do betão

As deformações do betão devidas a solicitações de longa duração deverão ser computadas multiplicando as extensões instantâneas por um coeficiente tendo em devida consideração os parâmetros que condicionam a fluência, nomeadamente a composição do betão, as condições ambientes de conservação, as dimensões dos elementos, a idade do betão e o tempo durante o qual são aplicadas as solicitações.

§ único. Nos casos correntes, e quando não se disponha de informação que permita a quantificação dos parâmetros referidos no corpo do artigo, para tempos de actuação das solicitações suficientemente longos, a deformação total do betão pode obter-se multiplicando por três a sua deformação instantânea.

A consideração dos efeitos de fluência é particularmente importante para a avaliação da deformação de elementos sujeitos a solicitações de longa duração.

Note-se que o processo de cálculo indicado no § único do artigo é somente aproximado, pois que as deformações instantâneas

neas dos elementos flectidos de betão armado dependem não só das deformações do betão, mas ainda das deformações do aço das armaduras, enquanto que as deformações devidas a solicitações de longa duração são influenciadas, predominantemente, pela deformação do betão.

Recomenda-se também, para a avaliação numérica dos diferentes parâmetros que afectam a fluência, a consulta da publicação referida no comentário do artigo anterior.

Artigo 26.º — Acções dinâmicas

Os efeitos de acções dinâmicas deverão ser computados pelo estudo do comportamento dinâmico das estruturas, ou, de forma simplificada, assimilando essas acções a forças estáticas equivalentes.

Progressos recentes no estudo do comportamento dinâmico das estruturas permitem obter resultados muito mais rigorosos do que os da simples assimilação das forças dinâmicas a forças estáticas equivalentes mediante a aplicação de coeficientes dinâmicos (no caso particular das acções sísmicas, de coeficientes sísmicos).

Conforme estabelece o § 3.º do artigo 1.º, o presente regulamento não visa o caso de solicitações dinâmicas capazes de provocarem fenómenos de fadiga. Tais casos devem, portanto, ser objecto de estudo especial.

CAPÍTULO III

Determinação analítica do comportamento das estruturas

A) Cálculo de esforços

Artigo 27.º — Estruturas reticuladas

A determinação dos esforços nas secções das barras de estruturas reticuladas deve fazer-se tendo em conta as condições de equilíbrio estático e as de compatibilidade das deformações. Atendendo às dificuldades de definir as relações reais entre os esforços e as deformações, admitir-se-á, em geral, que as deformações se produzem em regime de elasticidade perfeita.

§ 1.º Nos casos correntes, o cálculo das deformações necessário para o estudo das estruturas hiperestáticas poderá fazer-se considerando as secções totais de betão e desprezando a contribuição das armaduras; nos casos especiais em que isso se justifique, ter-se-ão em conta as secções de aço, atribuindo ao coeficiente de homogeneização o valor $m=10$.

§ 2.º Para os tipos de estruturas referidos no artigo seguinte, e nas condições aí especificadas, pode modificar-se a distribuição dos momentos flectores calculados segundo a hipótese de elasticidade perfeita, de modo a ter em conta o comportamento real, não elástico, das estruturas de betão armado.

§ 3.º Para as combinações de solicitações do tipo II (R. S. E. P.), o cálculo das estruturas reticuladas pode fazer-se considerando a plastificação completa de certas secções (método das rótulas plásticas). No entanto, este processo de cálculo sómente poderá ser utilizado desde que não envolva redistribuição excessiva de esforços, incompatível com as condições de funcionamento real das estruturas.

A determinação analítica do comportamento das estruturas compreende geralmente duas fases distintas: a primeira, de cálculo global da estrutura, ou seja, de cálculo dos esforços nas suas diversas secções, devidos às solicitações exteriores; e a segunda, de cálculo orgânico, que consiste na determinação da capacidade de resistência das secções. Estas duas fases do cálculo são tratadas neste capítulo: na parte A, o cálculo dos

esforços e, na parte B, a determinação da capacidade de resistência.

No presente artigo estipulam-se os processos a utilizar no cálculo dos esforços nas secções transversais das barras de estruturas reticuladas.

A não linearidade da lei esforços-deformações que corresponde ao comportamento real das estruturas de betão armado, tanto mais acentuada quanto mais próximo da rotura, tornaria indicado fazer a determinação dos esforços nas secções tomando como base os diagramas reais de deformação. Tal procedimento, embora possível, não é prático nos casos correntes, razão por que se especifica a adopção, em geral, da hipótese de comportamento elástico linear, que quase sempre conduz a resultados do lado da segurança.

A aplicação do método das rótulas plásticas às estruturas de betão armado, como se sabe, em alguns casos não conduz a soluções satisfatórias do ponto de vista da segurança; aceita-se, no entanto, para as combinações de solicitações do tipo II, em virtude da grande aleatoriedade deste tipo de solicitações, e por se tratar de um método de aplicação prática e simples.

Artigo 28.º — Redistribuição de esforços

Para os tipos de estruturas indicados no quadro seguinte (ou a eles assimiláveis), pode proceder-se à redistribuição dos esforços obtidos na hipótese de comportamento elástico, multiplicando os momentos flectores máximos por coeficientes de redistribuição, ρ , de valores não inferiores aos indicados no quadro, e modificando, conseqüentemente, os diagramas de momentos flectores de modo a respeitar as condições de equilíbrio estático com as solicitações aplicadas.

Coefficientes de redistribuição, ρ

Tipo de estrutura	Coeficiente de redistribuição, ρ , a aplicar ao momento elástico na secção ①	
	Classe do aço	
	A24 A40 ($\bar{\omega}_0 \leq 1\%$)*	A40 ($\bar{\omega}_0 > 1\%$)* A50 A60
	0,80	0,90
	0,90	1,00
	0,80	0,85
	0,85	0,90
	0,85	0,90

* A percentagem $\bar{\omega}_0$ indicada para o aço A40 refere-se à armadura de tração na secção ①.

Os coeficientes de redistribuição indicados foram obtidos empregando, com o auxílio de computadores, métodos de cálculo não linear, e considerando diagramas momentos-curvaturas bili-

neares que muito aproximadamente representam os diagramas reais correspondentes à utilização de betões correntes e de aços das classes indicadas, dentro das percentagens de armadura usuais. Estes diagramas têm em consideração as hipóteses adoptadas pelo C. E. B., nomeadamente no que se refere aos valores limites das extensões do betão e do aço.

Evidentemente que aos aços das classes mais elevadas e às maiores percentagens de armadura correspondem diagramas momentos-curvaturas menos dúcteis e, portanto, menor capacidade de adaptação das estruturas, o que determina a adopção nestes casos de coeficientes de redistribuição mais próximos da unidade.

Para uma dada estrutura, à medida que se diminui o coeficiente de redistribuição, é-se conduzido a uma gradual redução da sua capacidade resistente. Os coeficientes adoptados foram estabelecidos tendo em vista que essa redução de capacidade resistente nunca excedesse cerca de 5 %.

Redistribuições importantes podem conduzir também a considerável aumento de fendilhação, pois que em serviço se atingirão, nas secções em que se efectuaram reduções da capacidade resistente, percentagens dos momentos de rotura bastante mais elevadas do que no caso de a capacidade resistente ser distribuída de acordo com os resultados do cálculo elástico. É esta mais uma razão para limitar a amplitude das redistribuições, devendo ainda procurar-se, nas secções em que se reduziu a capacidade resistente, adoptar disposições de armaduras que permitam reduzir a largura das fendas (sobretudo mediante a utilização de varões de pequeno diâmetro).

Artigo 29.º — Estruturas laminares

A determinação dos esforços em estruturas laminares deve fazer-se, em geral, de acordo com a hipótese de que as deformações se produzem em regime de elasticidade perfeita, e considerando somente as secções de betão.

§ único. Admite-se que a determinação da capacidade resistente das lajes maciças seja efectuada pela teoria das linhas de rotura, desde que os apoios sejam suficientemente rígidos para garantir a formação das linhas de rotura consideradas e desde que não se utilizem aços de classe superior a A40. Os coeficientes de majoração das solicitações indicados no artigo 20.º e seus parágrafos devem, neste caso, ser aumentados de 20 %.

Não se incluem no presente regulamento regras especiais para o cálculo dos esforços em estruturas laminares, tais como lajes, vigas-paredes, lajes de escadas, cascas, etc., que substituem e completam as regras deste tipo que constavam do regulamento de 1935, algumas das quais, sobretudo as relativas a pavimentos fungiformes, se encontram desactualizadas. Recomenda-se, portanto, a consulta da regulamentação estrangeira aplicável ou de literatura especializada de valor científico reconhecido. Para pavimentos fungiformes, são especialmente adequadas as regras contidas na norma inglesa CP-114 *The Structural Use of Reinforced Concrete in Buildings*; para este e outros tipos de elementos, são igualmente de recomendar as publicações recentes do C. E. B.

Quanto ao aumento dos coeficientes de majoração no caso da adopção da teoria das linhas de rotura no dimensionamento das lajes, considerou-se necessário o aumento indicado, de 20 por cento, para cobrir a diminuição de segurança que resulta do facto de a teoria das linhas de rotura poder conduzir a capacidades resistentes ligeiramente por excesso. A facilidade de dimensionamento conferida por esta teoria permite conceber estruturas de tipo não tradicional, para as quais este processo de cálculo dá indicações satisfatórias quanto à capacidade resistente, mas nada diz no que se refere às deformações. Há, pois, que atender devidamente à deformabilidade das estruturas dimensionadas deste modo, tomando especial cuidado relativamente aos elementos em consola.

Também neste caso, do mesmo modo que para as estruturas reticuladas, não deverá a capacidade resistente de algumas secções ser excessivamente reduzida em relação à capacidade que corresponderia à distribuição elástica dos esforços, pois tal pode conduzir a redistribuições excessivas e, consequentemente, a fendilhação ou a deformações inconvenientes em serviço.

No que se refere às lajes aligeiradas, do tipo definido no artigo 57.º do presente regulamento, os esforços serão em geral determinados pela teoria elástica, podendo a sua capacidade resistente ser obtida assimilando-as a um conjunto de vigas em T justapostas.

Artigo 30.º — Estruturas de outros tipos

Os critérios utilizados para a determinação dos esforços em estruturas de tipo diferente dos considerados nos artigos anteriores devem ser, em cada caso, convenientemente justificados.

Têm-se em vista neste artigo estruturas e seus elementos constituintes que não são incluídas nos artigos anteriores, tais como consolas curtas, maciços de apoio, articulações, etc.

B) Capacidade resistente

Artigo 31.º — Tracção. Flexão simples ou composta

A determinação da capacidade resistente das secções sujeitas a esforços de tracção e de flexão simples ou composta será geralmente feita em relação à rotura (dimensionamento à rotura), admitindo as seguintes hipóteses:

- As secções mantêm-se planas na deformação;
- O betão não resiste à tracção;
- As propriedades mecânicas do betão e do aço são as definidas no artigo 21.º

§ 1.º Na determinação da capacidade resistente de secções solicitadas por flexão composta com compressão não poderá adoptar-se, para o esforço normal, valor superior ao correspondente à compressão simples.

§ 2.º Quando, nos termos do § único do artigo 17.º, se faça o dimensionamento por tensões de segurança, supor-se-á comportamento elástico perfeito do betão, adoptando-se para o coeficiente de homogeneização,

$$m = \frac{E_a}{E_b}, \text{ o valor 15 e mantendo-se as hipóteses a) e b)}$$

indicadas no corpo do artigo. No caso de secções solicitadas por flexão composta com compressão poderá, no entanto, admitir-se que o betão resiste à tracção desde que a tensão máxima de tracção não exceda $\frac{1}{4}$ da tensão máxima de compressão, na mesma secção, e as armaduras sejam nela dimensionadas para resistir à totalidade do esforço de tracção, sem intervenção do betão.

O presente artigo aplica-se a esforços de flexão (plana ou desviada), simples ou composta com esforços de compressão ou de tracção.

Note-se que a capacidade resistente determinada pelo dimensionamento em relação à rotura é uma resistência de cálculo, que deve ser comparada, conforme especifica o artigo 14.º, com os esforços de cálculo, que resultam da actuação das solicitações características multiplicadas pelos coeficientes de majoração. No dimensionamento por tensões de segurança as tensões calculadas, correspondentes às solicitações regulamentares, não podem exceder os valores indicados no artigo 22.º

Convém ainda notar que a condição imposta no § 1.º do artigo generaliza aos elementos sujeitos à flexão composta com esforço normal de pequena excentricidade as regras de dimensionamento estabelecidas para elementos sujeitos à compressão simples e conducentes ao indispensável acréscimo de segurança para este último tipo de esforço.

Assinale-se também que o fenómeno de varejamento das peças submetidas à flexão composta é tomado em consideração no artigo 33.º, admitindo uma excentricidade adicional do esforço normal.

Para o cálculo simplificado da capacidade resistente de elementos sujeitos à flexão composta (com compressão) desviada, poderá utilizar-se a seguinte expressão do regulamento soviético NyTU 123-55, que permite obter o esforço normal máximo N que pode ser aplicado com a excentricidade (e_x, e_y) referida aos eixos principais da secção total de betão:

$$N = \frac{1}{\frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} - \frac{1}{N_0}}$$

em que:

N_x — Esforço normal máximo que pode ser aplicado no ponto $(e_x, 0)$;

N_y — Esforço normal máximo que pode ser aplicado no ponto (o, e_y);
 N_o — Esforço normal máximo em compressão simples.

Artigo 32.º — Compressão simples de pilares ordinários

A determinação da capacidade resistente de pilares ordinários sujeitos a esforços de compressão simples deve fazer-se em relação à rotura, atendendo ao fenómeno do varejamento, e somando as capacidades resistentes do betão e da armadura longitudinal, de acordo com as expressões seguintes:

No caso geral:

$$N = \frac{1}{\omega} (0,75 B' \sigma_b^* + A' \sigma_a^{!*})$$

No caso do emprego de betão B180 não sujeito aos estudos prévios e ao *contrôle* a que se referem os §§ 3.º e 4.º do artigo 9.º:

$$N = \frac{1}{\omega} (0,60 B' \sigma_b^* + A' \sigma_a^{!*})$$

Nestas expressões, os símbolos representam:

- N — Esforço normal resistente;
- ω — Coeficiente de varejamento para pilares ordinários;
- B' — Área total da secção;
- A' — Área da armadura longitudinal;
- σ_b^* — Tensão de cálculo do betão (anexo 1);
- $\sigma_a^{!*}$ — Tensão de cálculo do aço à compressão: tensão correspondente à extensão de compressão de 2 ‰ (anexo 1).

§ 1.º Consideram-se pilares ordinários aqueles em que a armadura transversal não é explicitamente considerada como contribuindo para a resistência aos esforços de compressão longitudinal.

§ 2.º O coeficiente de varejamento ω deve ser considerado com os valores que constam do quadro seguinte:

Coefficientes de varejamento para pilares ordinários, ω

$\frac{l_v}{i}$	ω	$\frac{l_v}{a}$
10	1,00	2,9
20	1,02	5,8
30	1,05	8,7
40	1,10	11,5
50	1,15	14,4
60	1,23	17,3
70	1,32	20,2
80	1,42	23,1
90	1,55	26,0
100	1,70	28,9

em que:

- l_v — Comprimento efectivo de varejamento;
- i — Raio de giração da secção transversal, segundo o plano de varejamento considerado;
- a — Lado de uma secção transversal rectangular, segundo o plano de varejamento considerado.

§ 3.º Os comprimentos efectivos de varejamento serão definidos em função do comprimento da peça, afectando este comprimento dos coeficientes indicados no § único do artigo 34.º

O coeficiente de redução que, nas expressões de cálculo da capacidade resistente, afecta a parcela correspondente à resistência do betão (0,75 em geral e 0,60 no caso de betão B180 não controlado), destina-se a conferir uma segurança adicional aos

pilares sujeitos a compressão simples e àqueles em que prevaleça o efeito do esforço normal. Em especial, desde que se não efectue o *contrôle* sistemático da qualidade do betão, é de esperar uma grande dispersão das suas propriedades mecânicas, com directas consequências na resistência à compressão.

Note-se que, no caso de secções com armadura assimétrica, se está geralmente em presença de uma flexão composta, a não ser que o esforço normal actue no baricentro da secção. As expressões anteriores devem, no entanto, ser aplicadas como limitadoras do esforço normal resistente, nos termos do § 1.º do artigo 31.º

Artigo 33.º — Compressão simples de pilares reforçados

A determinação da capacidade resistente de pilares reforçados de núcleo circular, sujeitos a esforços de compressão simples, deve fazer-se em relação à rotura, atendendo ao fenómeno do varejamento, e somando as capacidades resistentes do núcleo de betão e das armaduras, de acordo com a expressão seguinte:

$$N = \frac{1}{\omega'} (0,75 B'_i \sigma_b^* + 2 A_t \sigma_{at}^* + A' \sigma_a^{!*})$$

em que:

- N — Esforço normal resistente;
- ω' — Coeficiente de varejamento para pilares reforçados;
- B'_i — Área do núcleo (limitado pelo bordo interior da armadura transversal de cintagem);
- A_t — Volume de armadura de cintagem por unidade de comprimento da peça: $A_t = \frac{\pi d A_c}{t}$, em que d é o diâmetro do núcleo, A_c é a área da secção do varão de cintagem e t é a distância entre os eixos das cintas, medida longitudinalmente;
- A' — Área da armadura longitudinal;
- σ_b^* — Tensão de cálculo do betão (anexo 1);
- σ_{at}^* — Tensão de cálculo, à tracção, do aço da armadura transversal: tensão correspondente à extensão residual de 2 ‰ (anexo 1);
- $\sigma_a^{!*}$ — Tensão de cálculo, à compressão, do aço da armadura longitudinal: tensão correspondente à extensão de compressão de 2 ‰ (anexo 1).

§ 1.º Consideram-se pilares reforçados aqueles em que a armadura transversal é explicitamente considerada como contribuindo para a resistência aos esforços de compressão longitudinal. Os pilares reforçados terão que obedecer às disposições construtivas estipuladas nos artigos 72.º e 73.º e ser constituídos por betão, no mínimo, da classe B225.

§ 2.º O coeficiente de varejamento ω' deve ser considerado com os valores que constam do quadro seguinte:

Coefficientes de varejamento para pilares reforçados, ω'

$\frac{l_v}{a}$	ω'
2,5	1,01
5,0	1,04
7,5	1,09
10,0	1,16
12,5	1,26
15,0	1,37
17,5	1,51
20,0	1,68
22,5	1,87
25,0	2,10

em que:

- l_v — Comprimento efectivo de varejamento;
- d — Diâmetro do núcleo.

§ 3.º Os comprimentos efectivos de varejamento serão definidos em função do comprimento da peça, afectando este comprimento dos coeficientes indicados no § único do artigo 34.º

§ 4.º A capacidade resistente de um pilar reforçado nunca poderá ser tomada com valor superior a duas vezes a capacidade resistente do mesmo pilar considerado como ordinário.

Artigo 34.º — Varejamento de peças solicitadas à compressão com flexão

Para ter em atenção o fenómeno de varejamento de peças rectas, sujeitas à flexão composta com compressão, a excentricidade do esforço normal deve, em todas as secções, ser aumentada de uma excentricidade adicional, e_a , cujo valor será obtido da tabela seguinte:

$\frac{l_v}{i}$	$\frac{e_a}{h_t}$	$\frac{l_v}{a}$
40	0	11,5
50	0,075	14,4
60	0,108	17,3
70	0,147	20,2
80	0,192	23,1
90	0,243	26,0
100	0,300	28,9

em que:

- e_a — Excentricidade adicional;
- l_v — Comprimento efectivo de varejamento;
- i — Raio de giração da secção transversal, segundo o plano de flexão considerado;
- h_t — Dimensão da secção transversal, segundo o plano de flexão considerado;
- a — Lado de uma secção transversal rectangular, segundo o plano de flexão considerado.

§ único. O comprimento efectivo de varejamento, l_v , será dado em função do comprimento da peça, l , pela relação $l_v = k l$, tomando o coeficiente k os valores seguintes:

Valor de k

Peças articuladas em ambas as extremidades	1
Peças encastradas em ambas as extremidades sem possibilidade de translação relativa	0,5
Peças encastradas em ambas as extremidades com possibilidade de translação relativa	1
Peças livres numa extremidade e encastradas na outra	2
Peças articuladas numa extremidade e encastradas na outra, sem possibilidade de translação relativa	0,7

Nos casos correntes a seguir indicados, poderão tomar-se os valores seguintes:

Valor de k

Pilares de edificios correntes, encastrados em mачios de fundação ou ligados a vigas de pavimentos com, pelo menos, o mesmo momento de inércia desses pilares	0,7
Pilares de edificios correntes com outras condições de apoio	0,9

As prescrições estipuladas neste artigo filiam-se nas recomendações do C. E. B., as quais estabelecem que os pilares devem ser calculados com a excentricidade mínima dada pela expressão

$$e_a = 3 \times 10^{-5} h_t \left(\frac{l_v}{i} \right)^2$$

Esta excentricidade deve ser somada, dos modos mais desfavoráveis e ao longo de todo o pilar, à excentricidade do esforço normal, no caso de flexão composta com compressão.

Nos casos de compressão simples (artigos 32.º e 33.º), manteve-se o critério do regulamento anterior, actualmente ainda utilizado em vários regulamentos modernos, como, por exemplo, o regulamento austriaco, de reduzir a capacidade resistente dos pilares em função da sua esbelteza. Este modo de proceder justifica-se pela conveniência de manter o dimensionamento à compressão simples, o que não sucederia se se adoptasse o processo de ter em conta o varejamento mediante a consideração de uma excentricidade adicional, pois então estar-se-ia sempre em presença de uma flexão composta.

Nos casos em que se verifique flexão somente num plano, a consideração do varejamento no plano perpendicular deverá ser efectuada tal como se se tratasse de compressão simples.

Quanto aos valores do coeficiente k necessários à determinação dos comprimentos efectivos de varejamento das colunas, preconizaram-se também os que são propostos pelo C. E. B. Recomenda-se, no entanto, prudência na escolha de tais valores, pelas dificuldades inerentes ao julgamento das situações reais.

Artigo 35.º — Esforço transversal

A determinação da capacidade resistente das secções sujeitas a esforço transversal deve ser feita em relação à rotura de acordo com o estipulado nos parágrafos seguintes.

§ 1.º Toma-se para tensão de referência o valor dado pela expressão

$$\tau_o = \frac{T^*}{b_o h}$$

em que:

- τ_o — Tensão de referência;
- T^* — Esforço transversal de cálculo;
- b_o — Lado de uma secção rectangular ou espessura da alma de vigas em T, L ou I;
- h — Altura útil da secção.

Para valores desta tensão inferiores aos limites indicados no quadro seguinte, a resistência ao esforço transversal considera-se assegurada exclusivamente pelo betão, não sendo necessário dispor de armaduras transversais especialmente dimensionadas para resistir a tal esforço.

Valores máximos da tensão de referência, τ_o , para os quais a resistência se considera exclusivamente assegurada pelo betão

Classe do betão		B180	B225	B300	B350	B400
Tensão de referência τ_o (kgf/cm ²)	Em geral	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0
	Lajes	12,0	13,5	15,0	16,5	18,0

§ 2.º Quando os valores da tensão de referência forem superiores aos limites indicados no § 1.º, deverão prever-se armaduras transversais, dimensionadas de acordo com a teoria de Morsch, para absorver o esforço transversal de cálculo T^* diminuído da parcela T_b^* atribuída ao betão e determinada pela expressão

$$T_b^* = k b_o h$$

tomando k os valores indicados no quadro seguinte:

Classe do betão	B180	B225	B300	B350	B400
k (kgf/cm ²)	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0

§ 3.º A resistência ao esforço transversal atribuída ao betão só poderá ser considerada de acordo com o estipulado nos §§ 1.º e 2.º quando, na secção em estudo, existam armaduras longitudinais capazes de resistir a um momento flector pelo menos igual a $T^* \times h$ e desde que não se possam criar nessa secção esforços de tracção importantes, resultantes quer de forças aplicadas quer de variações de temperatura ou de retracção do betão. Quando tais condições não se verificarem, deverão ser dimensionadas armaduras transversais para absorver a totalidade do esforço transversal de cálculo, T^* .

§ 4.º Os valores da tensão de referência não poderão, mesmo no caso de existirem armaduras, exceder os limites indicados no quadro seguinte:

Valores máximos da tensão de referência, τ_0

Classe do betão		B180	B225	B300	B350	B400
Tensão de referência τ_0 (kgf/cm ²)	Em geral	24,0	27,0	30,0	33,0	36,0
	Vigas em T com $b > 3 b_0$	29,0	32,0	36,0	40,0	43,0

No presente regulamento, de acordo com as prescrições do C. E. B., baseadas em resultados experimentais recentes, considera-se a contribuição do betão para a resistência ao esforço transversal em conjunto com a contribuição das armaduras (estribos e varões inclinados). Esta orientação difere da do regulamento anterior, em que, a partir do limite para o qual se considerava que o betão podia por si só absorver os esforços transversos, se impunha a absorção da totalidade destes esforços por armaduras transversais.

A contribuição do betão para a resistência ao esforço transversal é quantificada no § 2.º através do coeficiente k , cujos valores, de acordo com o C. E. B., são obtidos a partir da expressão

$$k = \frac{0,5 \sqrt{\sigma_{bk}}}{\gamma_b}$$

em que σ_{bk} representa a tensão característica prismática do betão e γ_b o respectivo coeficiente de minoração ($\gamma_b = 1,5$).

A resistência oferecida pelas armaduras transversais é, segundo a teoria de Morsch, dada por

$$T_a^* = \frac{A_t}{t} \sigma_{at}^* z (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

em que:

- A_t — Área da secção das armaduras transversais;
- t — Espaçamento das armaduras transversais;
- σ_{at}^* — Tensão de cálculo do aço à tracção: tensão correspondente à extensão residual de 2 %/ $\sigma_{0,02}$ (anexo I);
- z — Braço do binário das forças interiores;
- α — Ângulo formado pela direcção das armaduras transversais com o eixo da peça.

Nas peças de secção rectangular ou em T, poderá adoptar-se em geral $z = 0,9 h$, e o esforço transversal resistente de estribos perpendiculares ao eixo da peça será então dado por

$$T_a^* = 0,9 \frac{A_t}{t} \sigma_{at}^* h$$

e o de varões inclinados a 45º por

$$T_a^* = 0,9 \sqrt{2} \frac{A_t}{t} \sigma_{at}^* h$$

Recomenda-se, em geral, utilizar estribos fechados, com os convenientes comprimentos de sobreposição definidos de acordo

com os artigos 46.º e 47.º, particularmente quando se considere a parcela de resistência ao esforço transversal atribuída ao betão. Nos casos em que a tensão de referência atinge valores elevados, é também recomendável a utilização de estribos inclinados a 45º, para cujo dimensionamento se utilizará a mesma expressão indicada anteriormente para os varões inclinados.

Note-se ainda que o facto de o § 1.º do artigo dispensar do dimensionamento de armaduras no caso de a tensão de referência ser inferior a certos limites, não isenta de que devam ser observadas as disposições relativas a armadura transversal mínima que constam do artigo 65.º

Artigo 36.º — Torção

A determinação da capacidade resistente das secções sujeitas a torção deve ser feita em relação à rotura de acordo com o estipulado nos parágrafos seguintes.

§ 1.º Toma-se para tensão de referência o valor dado pelas expressões:

$$\tau_0 = \frac{5 M_t^*}{b_0^2 a}, \text{ no caso de secções rectangulares, e}$$

$$\tau_0 = \frac{3 M_t^* b_0}{\sum b_i^3 a_i}, \text{ no caso de secções em T, L ou I,}$$

em que:

- τ_0 — Tensão de referência;
- M_t^* — Momento de torção de cálculo;
- b_0 — Menor lado de uma secção rectangular ou menor dos lados menores dos rectângulos que compõem uma secção em T, L ou I (fig. 1).
- $\sum b_i^3 a_i$ — Soma das quantidades $b_i^3 a_i$ correspondentes aos rectângulos que compõem uma secção em T, L ou I, sendo b_i a sua menor dimensão e a_i a sua maior dimensão (fig. 1).

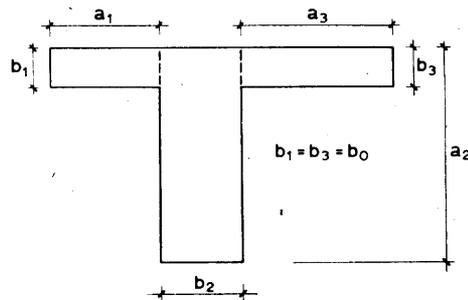


Fig. 1

Para valores da tensão de referência inferiores aos limites indicados no quadro seguinte, a resistência à torção considera-se assegurada exclusivamente pelo betão, não sendo necessário dispor de armaduras transversais especialmente dimensionadas para resistir ao esforço de torção.

Valores máximos da tensão de referência, τ_0 , para os quais a resistência se considera exclusivamente assegurada pelo betão

Classe do betão	B180	B225	B300	B350	B400
Tensão de referência τ_0 (kgf/cm ²)	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0

§ 2.º Quando os valores da tensão da referência forem superiores aos limites indicados no § 1.º, deverão prever-

-se armaduras específicas, constituídas por estribos fechados e armaduras longitudinais, dimensionadas para absorver o momento de torção de cálculo M_t^* diminuído de uma parcela M_{tb}^* atribuída ao betão.

A parcela M_{tb}^* é dada pelas expressões:

$$M_{tb}^* = k \frac{b^2 a}{5}, \text{ no caso de secções rectangulares, e}$$

$$M_{tb}^* = k \frac{\sum b_i^3 a_i}{3 b_o}, \text{ no caso de secções em T, L ou I,}$$

tomando k os valores indicados no quadro seguinte:

Classe do betão	B180	B225	B300	B350	B400
k (kgf/cm ²)	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0

A área da secção dos dois ramos dos estribos fechados é dada pela expressão

$$A_t = \frac{(M_t^* - M_{tb}^*) t}{0,8 a_e b_e \sigma_{at}^*}$$

em que:

A_t — Área da secção dos dois ramos de um estribo;

t — Espaçamento dos estribos;

a_e, b_e — Dimensões do rectângulo definido pelos estribos;

σ_{at}^* — Tensão de cálculo do aço à tracção: tensão correspondente à extensão residual de 2‰ (anexo I).

A área A_t da secção total das armaduras longitudinais é calculada pela expressão

$$A_t = \frac{A_t}{t} (a_e + b_e)$$

em que os símbolos têm o mesmo significado atrás definido e se supõe que o aço empregado nestas armaduras é da mesma classe do utilizado nos estribos.

§ 3.º A resistência ao momento de torção atribuída ao betão só poderá ser considerada de acordo com o estipulado nos §§ 1.º e 2.º desde que não se possam criar na secção em estudo esforços de tracção importantes, resultantes quer de forças aplicadas quer de variações de temperatura ou de retracção do betão. Quando tais condições não se verificarem, deverão ser dimensionadas armaduras para absorver a totalidade do momento de torção de cálculo, M_t^* .

§ 4.º Os valores da tensão de referência não poderão, mesmo no caso de existirem armaduras, exceder os limites indicados no quadro seguinte:

Valores máximos da tensão de referência, τ_o

Classe do betão	B180	B225	B300	B350	B400
Tensão de referência τ_o (kgf/cm ²)	24,0	27,0	30,0	33,0	36,0

§ 5.º No caso de as secções estarem sujeitas simultaneamente a esforço transversal e a torção, para que não sejam necessárias armaduras específicas, a soma dos va-

lores das tensões de referência, definidas nos §§ 1.º do artigo 35.º e do presente artigo, não deve exceder os valores aí especificados.

No caso de a soma das tensões de referência exceder esses limites, deve-se proceder ao dimensionamento de armaduras para absorver o esforço transversal segundo o § 2.º do artigo 35.º e ao dimensionamento de armaduras para absorver a torção segundo o § 2.º do presente artigo, atendendo, porém, a que a contribuição do betão para a absorção destes esforços só poderá ser considerada em relação ao esforço transversal.

A soma de tensões referida não poderá também exceder os limites indicados no § 4.º do presente artigo.

Como especifica o § 2.º do artigo, os estribos a utilizar para a absorção dos esforços de torção serão fechados, devendo, para tal, respeitar-se as regras relativas a amarração e emendas de varões indicadas nos artigos 46.º e 47.º

Os varões da armadura longitudinal devem ser distribuídos no contorno da secção, tal como está exemplificado na fig. 2, em que se esquematiza o tipo de armadura de torção a utilizar no caso de uma secção em T.

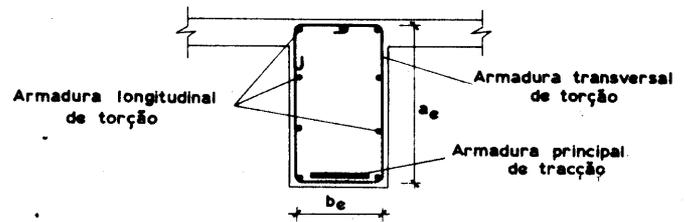


Fig. 2

C) Fendilhação e deformação

Artigo 37.º — Extensão média das armaduras

Para o estudo da fendilhação e da deformação de elementos armados com aços das classes A40, A50 e A60, não sujeitos a esforços repetidos, considerar-se-á que a extensão média das armaduras, ϵ_{am} , está relacionada com a tensão nela existente, σ_a , referida a uma secção fendilhada, pela expressão

$$\epsilon_{am} = \frac{1}{E_a} \left(\sigma_a - \frac{k_1}{\tilde{\omega}} \right)$$

em que:

E_a — Módulo de elasticidade do aço;

k_1 — Coeficiente que depende da aderência entre as armaduras e o betão e do modo como é definida a percentagem de armadura;

$\tilde{\omega}$ — Percentagem de armadura considerada de um dos seguintes modos:

$\tilde{\omega}_0$ — Em relação à área total da alma (no caso de vigas sujeitas à flexão simples) (fig. 3-a);

$\tilde{\omega}_1$ — Em relação à área traccionada da alma (no caso de vigas sujeitas à flexão composta) (fig. 3-b);

$\tilde{\omega}_2$ — Em relação à área total da secção (no caso de tirantes) ou à área do talão (no caso de vigas com talão) (fig. 3-c).

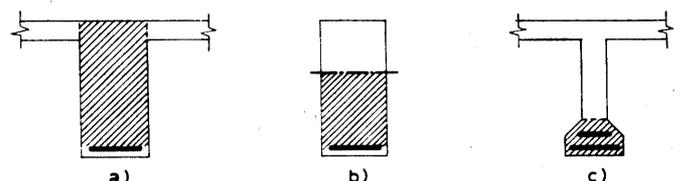


Fig. 3

A menos de justificação especial, tomar-se-ão para k_1 os valores indicados no quadro seguinte em função do modo como é definida a percentagem de armadura:

Percentagem de armadura	$\tilde{\omega}_0$	$\tilde{\omega}_1$	$\tilde{\omega}_2$
k_1 (kgf/cm ²)	7,5	12	30

A expressão indicada traduz de uma forma simples a redução da extensão média das armaduras por efeito do betão que as envolve, e é utilizada não só para o cálculo da largura das fendas, mas também, de acordo com o anexo II, para o cálculo da deformabilidade de vigas, tendo em conta o fenómeno da fendilhação. Os valores do coeficiente k_1 referem-se a um único ciclo de aplicação de esforços. A repetição cíclica de esforços traduz-se numa menor contribuição do betão para a redução da extensão média das armaduras e, portanto, seria necessário considerar valores de k_1 consideravelmente inferiores aos indicados.

Não se generaliza o emprego desta expressão ao caso de elementos armados com aço A24 porque, para esta classe de aço, ao serem atingidas as tensões de serviço, a fendilhação não está ainda completamente estabilizada (o número de fendas ainda cresce à medida que as tensões aumentam) e a expressão referida deixa, pois, de ser aplicável. Além disso, os estudos experimentais mostram que os problemas de fendilhação se põem com muito menos acuidade para o aço macio do que para aços de classe superior, podendo, portanto, em geral, deixar de ser tomados em consideração. As mesmas razões levam a não incluir o aço macio nos dois artigos seguintes, relativos a distância média entre fendas e a largura máxima das fendas.

Artigo 38.º — Distância média entre fendas

A distância média entre fendas, d_f , em tirantes ou junto à face mais traccionada de vigas sujeitas à flexão simples ou composta, cujas armaduras sejam constituídas por aços das classes A40, A50 e A60, será obtida pela expressão

$$d_f = k_2 c + k_3 \frac{\varnothing}{\tilde{\omega}}$$

em que:

- c — Recobrimento das armaduras;
- \varnothing — Diâmetro dos varões;
- k_2 — Coeficiente constante;
- k_3 — Coeficiente que depende da aderência entre as armaduras e o betão e do modo como é definida a percentagem de armadura;
- $\tilde{\omega}$ — Percentagem de armadura considerada de um dos seguintes modos:

- $\tilde{\omega}_0$ — Em relação à área total da alma (no caso de vigas sujeitas à flexão simples) (fig. 3-a);
- $\tilde{\omega}_1$ — Em relação à área traccionada da alma (no caso de vigas sujeitas à flexão composta) (fig. 3-b);
- $\tilde{\omega}_2$ — Em relação à área total da secção (no caso de tirantes) ou à área do talão (no caso de vigas com talão) (fig. 3-c).

A menos de justificação especial, considerar-se-á $k_2 = 1,5$ e, para k_3 , tomar-se-ão os valores indicados no quadro seguinte em função do modo como é definida a percentagem de armadura:

Percentagem de armadura	$\tilde{\omega}_0$	$\tilde{\omega}_1$	$\tilde{\omega}_2$
k_3	0,04	0,07	0,16

A expressão indicada para cálculo da distância média entre fendas é baseada em resultados de ensaios, não sendo aplicável aos estados de fendilhação incipiente, mas apenas aos estados de fendilhação estabilizada, em que o acréscimo das solicitações se traduz somente por um alargamento das fendas e não pelo aumento do seu número.

Quando se utilizem varões de diferentes diâmetros, a mesma expressão pode generalizar-se facilmente atendendo a que a relação $\varnothing/\tilde{\omega}$ traduz simplesmente a relação entre a área de betão de referência e o perímetro das armaduras. De facto, como

$$\tilde{\omega} = \frac{A}{B} = \frac{n \pi \varnothing^2}{4 B}$$

será

$$\frac{\varnothing}{\tilde{\omega}} = \frac{4 B}{n \pi}$$

expressões em que B é a área de betão em relação à qual é calculada a percentagem de armadura, n é o número de varões e p é a soma dos perímetros dos varões.

Artigo 39.º — Largura máxima das fendas

A limitação da largura máxima das fendas, w_{max} , em tirantes ou junto à face mais traccionada de vigas sujeitas à flexão simples ou composta, cujas armaduras sejam constituídas por aços das classes A40, A50 e A60, será obtida pela expressão

$$w_{max} < \left(1,5 c + k_3 \frac{\varnothing}{\tilde{\omega}} \right) \left(\sigma_a - \frac{k_1}{\tilde{\omega}} \right) \times 10^{-6}$$

em que os símbolos têm o significado estabelecido nos artigos 37.º e 38.º, e $\tilde{\omega}$, k_1 e k_3 serão tomados de acordo com o estipulado nos mesmos artigos.

A expressão para a limitação da largura máxima de fendas foi estabelecida a partir das expressões indicadas nos artigos 37.º e 38.º, considerando que a largura média das fendas é dada pelo produto da distância média entre fendas pela extensão média das armaduras. Desprezou-se, portanto, a extensão média do betão. Note-se que não será válido desprezar tal extensão se a retracção tomar valores importantes e for impedida por ligações exteriores.

A análise estatística dos resultados disponíveis mostra que, considerando como largura máxima das fendas aquela largura que tem a probabilidade de 5 % de ser excedida, esta largura máxima é cerca de 1,7 vezes a largura média.

Para cálculo da largura máxima obter-se-ia, pois, a expressão

$$w_{max} = \frac{1,7}{E_a} \left(1,5 c + k_3 \frac{\varnothing}{\tilde{\omega}} \right) \left(\sigma_a - \frac{k_1}{\tilde{\omega}} \right)$$

A relação média entre as larguras calculadas pela expressão anterior e os valores medidos é muito próxima da unidade. Esta relação, para o conjunto dos resultados disponíveis, apresenta um coeficiente de variação de 30 %. Por esta razão, considerou-se conveniente limitar a largura das fendas multiplicando os valores teóricos por 1,3, o que permite reduzir a cerca de 15 % a probabilidade de estes valores serem de facto excedidos. Obteve-se assim a expressão que consta do corpo do artigo, a qual foi também utilizada para o estabelecimento das regras simplificadas que constam do artigo 67.º

Note-se, finalmente, que a aplicabilidade da mesma expressão se limita ao cálculo da largura máxima das fendas em tirantes e junto à face mais traccionada de vigas, o que ocorre também em relação à expressão de cálculo da distância média entre fendas apresentada no artigo 38.º No caso de vigas de grande altura, poderão formar-se, na alma, fendas com larguras superiores às existentes junto da face mais traccionada. Tal comportamento deve-se, em geral, ao facto de somente algumas destas fendas se propagarem para a zona superior da alma, obtendo-se, portanto, uma fendilhação muito mais espaçada e, consequentemente, com fendas de maior largura. Para obviar a este inconveniente, torna-se por vezes necessária a utilização de armaduras de alma conjugadas com convenientes disposições de armadura principal (artigos 66.º e 68.º).

Artigo 40.º — Deformação de vigas

Para o estudo da deformação de vigas devida às combinações de solicitações do tipo I (R. S. E. P.), deverão

utilizar-se os dados fornecidos no anexo II, em que são considerados diagramas momentos-curvaturas bilineares que traduzem os dois tipos de comportamento seguintes:

- a) Comportamento de secções não fendilhadas;
- b) Comportamento de secções fendilhadas.

§ 1.º Para o estudo do comportamento de secções não fendilhadas, considerar-se-ão as secções totais homogeneizadas, atribuindo-se ao betão o módulo de elasticidade definido no anexo I, devidamente corrigido, quando for o caso, para atender aos efeitos de fluência (artigo 25.º). Para simplificação poderão considerar-se, em geral, apenas as secções totais de betão, desprezando a contribuição das armaduras.

§ 2.º Para o estudo do comportamento de secções fendilhadas, admitir-se-á que o betão não resiste à tracção, que o seu módulo de elasticidade é o referido no § 1.º e que a extensão média das armaduras é a indicada no artigo 37.º

§ 3.º No caso de elementos armados com aço da classe A24, o estudo da deformação poderá, em geral, fazer-se considerando apenas o comportamento de secções não fendilhadas.

Para vigas armadas com aço macio, a hipótese de comportamento linear fornece resultados que se podem considerar satisfatórios. O mesmo já não sucede para os restantes aços que, nas condições de serviço, ficam sujeitos a tensões bastante mais elevadas e para os quais a fase correspondente ao comportamento de secção fendilhada é dominante. Para o cálculo das deformações neste caso, torna-se, pois, indispensável considerar os comportamentos antes e após fendilhação (a que, esquematicamente, corresponde um comportamento bilinear, conforme especifica este artigo).

Como se indica no comentário no artigo 37.º, a expressão para cálculo da extensão média das armaduras poderá conduzir a resultados por defeito desde que se verifique variação cíclica de esforços. Em tais casos, uma hipótese do lado da segurança para o cálculo das deformações consistirá em tomar, naquela expressão, $k_1 = 0$ e considerar o comportamento linear.

CAPÍTULO IV

Disposições de projecto e disposições construtivas

A) Disposições gerais

Artigo 41.º — Armaduras principais e secundárias

Nas estruturas de betão armado devem dispor-se, sempre que necessário, além das armaduras principais dimensionadas de acordo com as regras estabelecidas no presente regulamento, armaduras secundárias que garantam a conveniente ligação das diversas partes dos elementos e que impeçam o alargamento de fendilhação localizada.

§ único. Os estribos das vigas e as cintas dos pilares devem garantir convenientemente o envolvimento e o travamento de todas as armaduras longitudinais.

Como se sabe, a segurança das estruturas de betão armado não poderá, em geral, basear-se na resistência do betão à tracção. Por isso, além das armaduras que são directamente calculadas para resistir aos esforços principais, é por vezes necessário dispor armaduras que efectuem a ligação entre partes que tenham possibilidade de se destacar e que obviem ao alargamento da fendilhação localizada que pode ocorrer, por exemplo, nos casos de variações bruscas de secção, furos, entalhes, etc. Nos casos em que se não disponha de regras para o dimensionamento de tais armaduras, elas terão de ser estabelecidas segundo o senso prático do projectista.

Artigo 42.º — Utilização simultânea de aços de diferentes classes

A utilização em conjunto de aços de diferentes classes não é permitida desde que possa conduzir a erros provenientes de deficiente identificação dos varões.

§ único. No caso de se utilizarem simultaneamente, em dada secção, aços de diferentes classes para desempenhar a mesma função resistente, e desde que não se faça dimensionamento rigoroso tendo em conta as características mecânicas dos aços empregados, estes devem ser todos considerados como pertencendo à classe daquele que possuir menores características resistentes.

A utilização em conjunto de aços de diferentes classes pode ser imposta, em certos casos, por necessidades construtivas, e não apresenta inconvenientes desde que não conduza a erros de identificação. Por exemplo, utilizam-se por vezes armaduras de aço A40 em conjunto com redes electrossoldadas de aço A50.

Artigo 43.º — Distâncias mínimas entre varões

As distâncias mínimas entre varões devem ser tais que permitam realizar a betonagem em boas condições. Em qualquer caso, devem respeitar-se as regras especificadas nos parágrafos seguintes.

§ 1.º Numa mesma camada de varões, o intervalo entre varões não deverá ser inferior ao seu diâmetro, com o mínimo de 2 cm (fig. 4-a).

§ 2.º O intervalo entre camadas de varões não deverá ser inferior ao diâmetro dos varões que constituem essas camadas, com o mínimo de 2 cm (fig. 4-a).

§ 3.º As distâncias mínimas estipuladas anteriormente não se aplicam a zonas de cruzamento de varões nem ao caso de emendas de varões por sobreposição.

§ 4.º Nos casos em que se reconheça vantagem no agrupamento de varões, será permitido fazê-lo desde que não se utilizem grupos de mais de dois varões. Neste caso, o intervalo entre o agrupamento assim constituído e o varão mais próximo, na direcção do agrupamento, não deverá ser inferior à soma dos diâmetros dos varões agrupados, com o mínimo de 2 cm (figs. 4-b e c).

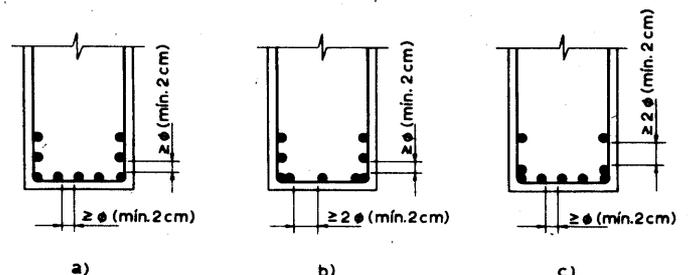


Fig. 4

As distâncias mínimas entre varões estão fundamentalmente condicionadas pela granulometria do betão utilizado, pois é necessário não reduzir essas distâncias de tal forma que se impeça o necessário envolvimento de todas as armaduras pelo betão.

Os valores indicados são mínimos absolutos que em nenhum caso devem ser desrespeitados; os valores a adoptar devem ser estabelecidos em função da granulometria do betão a empregar, conforme será especificado pela futura regulamentação de betões. Faz-se notar, por outro lado, que condições particulares de armadura das armaduras podem também condicionar essas distâncias.

No entanto, admite-se realizar agrupamentos de dois varões, já pela vantagem que isso apresenta em certos casos, como por exemplo nos cantos de pilares, já porque a experiência tem mostrado que tal técnica não conduz a inconvenientes desde que se cuide de manter condições que permitam betonagem satisfatória.

Artigo 44.º — Recobrimento das armaduras

O recobrimento das armaduras deve ser tal que garanta a aderência e a conservação destas durante a vida da

obra, devendo respeitar-se os valores indicados nos parágrafos seguintes.

§ 1.º Nas condições correntes de exposição, a espessura do recobrimento dos varões (tanto os das armaduras longitudinais como os de estribos) não deverá ser inferior ao diâmetro dos varões, com os mínimos de:

- 1 cm para os elementos protegidos (isto é, não directamente em contacto com o ambiente exterior);
- 2 cm para os elementos não protegidos.

§ 2.º Para obras expostas a ambientes particularmente agressivos, os recobrimentos mínimos das armaduras devem ser especialmente estudados.

§ 3.º Nas condições correntes de exposição, a espessura do recobrimento das armaduras não deve ser superior a 4 cm.

§ 4.º Quando a espessura do recobrimento for superior ao valor indicado no parágrafo anterior, poderá ser necessário, em certos casos, utilizar uma armadura de pele complementar, à qual se aplicarão as disposições do presente artigo.

As condições indicadas para os recobrimentos visam principalmente a protecção das armaduras contra a corrosão. Faz-se notar, no entanto, que a protecção contra a corrosão depende de outros factores, sendo de fundamental importância a impermeabilidade do betão.

O interesse de limitar a distância máxima das armaduras à superfície resulta de a espessura das fendas aumentar proporcionalmente a essa distância e de, portanto, quando a distância é grande, se ser conduzido a fendas largas que constituem fácil caminho para a penetração dos agentes corrosivos. Mediante a utilização de armaduras de pele, é possível distribuir a fendilhação, obtendo-se, em vez de algumas fendas largas, numerosas fendas estreitas que, do ponto de vista de corrosão, são muito menos inconvenientes.

Artigo 45.º — Dobragem de varões

As dobragens dos varões devem ser executadas com os diâmetros de curvatura interiores mínimos especificados no quadro seguinte, expressos em função do diâmetro \varnothing dos varões:

Diâmetros de curvatura mínimos nas dobragens

Classe e tipo do aço	Ganchos e estribos		Armaduras em geral
	$\varnothing \leq 10 \text{ mm}$	$\varnothing > 10 \text{ mm}$	
A24 Liso	2,5 \varnothing	2,5 \varnothing	16 \varnothing
A24 Nervurado	4 \varnothing	4 \varnothing	16 \varnothing
A40	5 \varnothing	6 \varnothing	20 \varnothing
A50	5 \varnothing	7 \varnothing	24 \varnothing
A60	6 \varnothing	8 \varnothing	28 \varnothing

Chama-se particularmente a atenção para os inconvenientes que podem resultar de dobrar os varões segundo diâmetros menores do que os indicados neste artigo. De facto, visto que as qualificações especificadas para os aços (artigo 11.º) somente impõem que se não produzam fendas para diâmetros de dobragem pouco inferiores aos diâmetros de curvatura indicados, o não respeitar os referidos mínimos pode conduzir a fendilhação dos varões difícil de detectar e que muito pode prejudicar a resistência das peças. Este facto é particularmente importante nos estri-

bos de aços de alta resistência, para os quais se pode ser, por rotina, induzido a utilizar diâmetros de dobragem análogos aos correntemente aplicados para o aço macio.

Artigo 46.º — Amarração de varões

As amarrações dos varões devem ser previstas de modo que a capacidade resistente destes se possa desenvolver integralmente.

As amarrações de varões de tipo liso serão terminadas por ganchos, à excepção do caso previsto no § 7.º Os ganchos devem ter forma semicircular, com os diâmetros de curvatura interiores mínimos especificados no artigo 45.º, e ser prolongados por um troço recto de comprimento pelo menos igual a quatro vezes o diâmetro do varão.

Nas amarrações de varões de tipo nervurado dispensa-se o uso de ganchos, excepto no caso de armaduras de tirantes.

§ 1.º Em geral, a amarração de varões deve ser feita prolongando-os dos comprimentos de amarração, l_a , indicados no quadro seguinte, expressos em função do diâmetro \varnothing dos varões:

Comprimentos de amarração, l_a

Classe e tipo do aço	Classe do betão	
	B180 e B225	B300, B350 e B400
A24 Liso e nervurado	30 \varnothing	30 \varnothing
A40 Liso e nervurado	50 \varnothing	40 \varnothing
A50	60 \varnothing	50 \varnothing
A60 *	70 \varnothing	60 \varnothing

* Não é admissível o emprego de betão B180 em conjunto com aço A60 (artigo 9.º).

§ 2.º Nos encastramentos, os comprimentos de amarração, l_a , devem ser contados a partir do ponto indicado na fig. 5.

§ 3.º Os varões levantados que desempenhem funções resistentes ao esforço transversal devem prolongar-se, na zona de compressão, para além dos pontos em que atingem o nível das armaduras principais ou dos varões de montagem, de pelo menos metade dos comprimentos de amarração, l_a (fig. 5).

§ 4.º Os varões devem ser prolongados, para além das secções de momento nulo, de comprimentos pelo menos iguais a 10 \varnothing (fig. 5).

§ 5.º Devem prolongar-se sempre, até aos apoios das vigas, armaduras cuja área seja, pelo menos, $\frac{1}{3}$ da área das armaduras na secção de momento máximo no vão, e sejam constituídas, no mínimo, por dois varões.

§ 6.º No caso de varões cujas amarrações devam ser terminadas por ganchos, os comprimentos de amarração devem ser medidos até à tangente extrema do gancho, conforme é indicado na fig. 6.

§ 7.º No caso de emprego de varões de tipo liso em armaduras longitudinais de pilares, pode dispensar-se o emprego de ganchos nas terminações ou nas emendas por sobreposição de varões que não estejam sujeitos a esforços de tracção ou, no caso de estruturas de edifícios de andares do tipo corrente, quando aquelas terminações ou emendas sejam realizadas aproximadamente a meia altura dos pilares, entre andares.

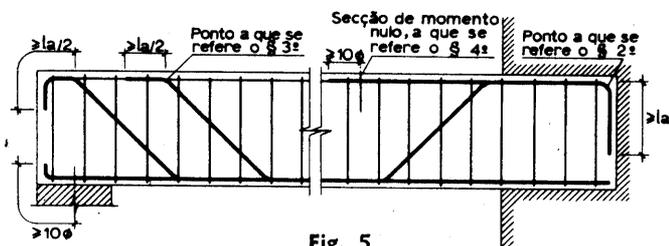


Fig. 5

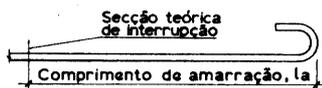


Fig. 6

De acordo com o disposto neste artigo, quando se trate da interrupção de varões que vão sendo dispensados em face do diagrama de momentos flectores, há que aplicar as regras de amarração especificadas, prolongando os varões dos necessários comprimentos de amarração, l_a , para além dos pontos em que teoricamente deixam de ser necessários.

Artigo 47.º — Emenda de varões

Os varões devem ser emendados o menos possível e, de preferência, em zonas em que a tensão a que estão submetidos seja relativamente baixa. Numa mesma secção não se pode emendar mais do que um terço dos varões aí existentes.

§ 1.º Nas emendas por sobreposição, os comprimentos de sobreposição dos varões devem, no mínimo, ser os comprimentos de amarração, l_a , especificados no § 1.º do artigo 46.º, sendo obrigatório que os varões de tipo liso terminem por ganchos, excepto no caso previsto no § 7.º do mesmo artigo.

§ 2.º As secções onde existam emendas por sobreposição devem ficar separadas pelo menos de uma distância igual ao comprimento de amarração dos varões.

§ 3.º As emendas por sobreposição devem ficar sempre convenientemente envolvidas por armaduras transversais (estribos ou cintas).

§ 4.º Não são admissíveis emendas por sobreposição nas armaduras longitudinais de tirantes.

§ 5.º As emendas por soldadura eléctrica serão admitidas apenas para varões de aço soldável (artigo 11.º, § 6.º) e, para efeitos de dimensionamento, devem em geral ser consideradas como secções úteis somente 80 por cento das secções dos varões soldados. Só com comprovação experimental especial se poderá admitir a não redução das secções.

§ 6.º As emendas roscadas só serão admitidas para varões de aço de dureza natural e, para efeitos de dimensionamento, devem ser consideradas como secções úteis as secções correspondentes ao fundo da rosca.

Quando se efectuem emendas por sobreposição, deverá evitar-se o contacto directo entre varões, pois tal conduz em geral a dificuldades em realizar o conveniente envolvimento das armaduras pelo betão.

Recomenda-se também que, de acordo com o § 3.º do presente artigo, as zonas de sobreposição sejam bem envolvidas por armaduras transversais, podendo, por exemplo, duplicar-se, nessas zonas, o número mínimo dos estribos fixado no artigo 65.º

Recomenda-se que a utilização de ligações roscadas seja precedida, à semelhança do que se preconiza para as ligações soldadas, de ensaios laboratoriais que comprovem a eficiência desse tipo de ligação.

Artigo 48.º — Juntas de dilatação

Com vista a obviar aos efeitos das variações de temperatura e da retracção do betão, deverão prever-se juntas de dilatação convenientemente espaçadas.

A criação de juntas de dilatação resulta da necessidade de limitar as deformações devidas às variações de temperatura e à retracção do betão, as quais podem provocar não só fendilhação inconveniente dos elementos da estrutura, ou das paredes nela incluídas, mas também esforços secundários que, em casos especiais, podem apresentar graves inconvenientes para a segurança.

As juntas de dilatação devem ter execução cuidada, de modo a garantir o seu funcionamento efectivo; atente-se, em especial, a que os materiais de enchimento ou de vedação a utilizar possuam deformabilidade suficiente para não prejudicar esse funcionamento.

A largura das juntas será proporcionada às deformações previsíveis e, no caso em que é dispensada a consideração dos efeitos das variações de temperatura, quando o espaçamento entre juntas não excede os limites fixados no § 2.º do artigo 23.º, a sua largura não deve ser inferior a 5 mm, sem prejuízo do disposto no Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos.

Artigo 49.º — Protecção contra a corrosão

Devem ser tomadas medidas especiais contra a corrosão sempre que os elementos das estruturas se encontrem expostos à acção de agentes corrosivos, tais como ácidos, álcalis, águas, óleos ou gases agressivos.

Dentre as medidas a considerar exemplificam-se as seguintes: estudo especial da composição do betão, aumento do diâmetro e do recobrimento das armaduras em relação aos casos normais, aumento dos coeficientes de majoração das solicitações ou redução das tensões de segurança, e protecção das superfícies de betão por meio de pinturas ou de revestimentos especiais.

Artigo 50.º — Protecção contra o fogo

A protecção das estruturas de betão armado contra o fogo deve ser considerada de acordo com os regulamentos e disposições em vigor. Nas construções particularmente sujeitas a risco de incêndio devem as estruturas ser estudadas e, se for caso disso, protegidas atendendo a este risco.

Além da adopção de disposições gerais destinadas a limitar os riscos de incêndio e a aumentar a protecção contra este, é possível melhorar a resistência das estruturas de betão armado à acção do fogo por meio de conveniente aumento dos recobrimentos das armaduras e pela utilização de adequadas composições de betão.

B) Disposições relativas a lajes maciças

Artigo 51.º — Vãos teóricos

Os vãos teóricos a considerar no dimensionamento das lajes maciças devem ser estabelecidos tendo em conta as condições efectivas de apoio.

Nos casos correntes, devem adoptar-se para vão teórico os seguintes valores:

Nas lajes de um só vão, o vão livre aumentado da espessura da laje a meio vão;

Nas lajes contínuas, a distância entre eixos dos apoios.

As condições efectivas de apoio podem não corresponder às regras simplificadas que constam do corpo do artigo (por exemplo, no caso de apoios de grande largura). Em tais casos, as condições reais de apoio devem ser devidamente consideradas.

Artigo 52.º — Espessura mínima

A espessura mínima das lajes maciças será de 7 cm, com excepção das lajes destinadas a coberturas ordinárias ou a terraços não acessíveis (artigo 13.º do R. S. E. P.), nas quais aquela dimensão pode descer a 5 cm.

Artigo 53.º — Altura útil mínima

A altura útil h das lajes maciças, a menos de justificação especial conforme o estipulado no artigo 19.º, deve estar relacionada com o vão teórico, l , pela expressão

$$\frac{l}{h} \leq k_1 k_2$$

em que k_1 toma os seguintes valores:

Valor de k_1

Lajes simplesmente apoiadas armadas numa só direcção	1,0
Lajes contínuas armadas numa só direcção	1,2
Lajes duplamente encastradas armadas numa só direcção	2,0
Lajes simplesmente apoiadas armadas em cruz	1,4
Lajes contínuas armadas em cruz	1,7
Lajes em consola	0,3

e k_2 tem os valores indicados no quadro seguinte:

Classe do aço	Valor de k_2
A24	35
A40	30
A50	25
A60	20

§ único. Nas lajes armadas em cruz deverá tomar-se para valor de l o correspondente ao menor vão. No caso de a relação entre os vãos ser superior a 1,5, devem considerar-se os valores de k_1 correspondentes às lajes armadas numa só direcção.

Pretende-se com a limitação das relações $\frac{l}{h}$ garantir que a deformabilidade das lajes seja suficientemente pequena; no entanto, a regra simplificada que se apresenta não tem em consideração vários parâmetros que, em certos casos, podem ter influência na deformabilidade.

Quando não se respeitarem os limites especificados, haverá que proceder ao cálculo das flechas como indica o artigo 40.º, e à sua limitação de acordo com o artigo 19.º

Artigo 54.º — Armadura principal das lajes armadas numa só direcção

Nas lajes maciças armadas numa só direcção, a distância entre os varões da armadura principal nas regiões de momentos máximos (positivos e negativos) não deve ser superior a uma vez e meia a espessura da laje, com o máximo de 15 cm.

Artigo 55.º — Armadura de distribuição das lajes armadas numa só direcção

A secção da armadura de distribuição das lajes maciças armadas numa só direcção será, no mínimo, por metro de largura de laje, $\frac{1}{5}$ da secção da armadura principal na mesma secção.

Em todas as circunstâncias e independentemente da condição anterior, a armadura de distribuição será constituída, no mínimo, por metro de largura de laje, no caso de emprego de aço A24, por quatro varões de 6 mm, e, no caso de emprego de aços A40, A50 e A60, por três varões de 5 mm (ou por um número maior de varões de diâmetro inferior a que corresponda uma secção equivalente).

Se na armadura de distribuição for empregado aço de classe inferior ao da armadura principal, haverá que aumentar a secção da armadura de distribuição em proporção inversa da relação das tensões que definem as classes dos aços em causa.

Artigo 56.º — Armaduras das lajes armadas em cruz

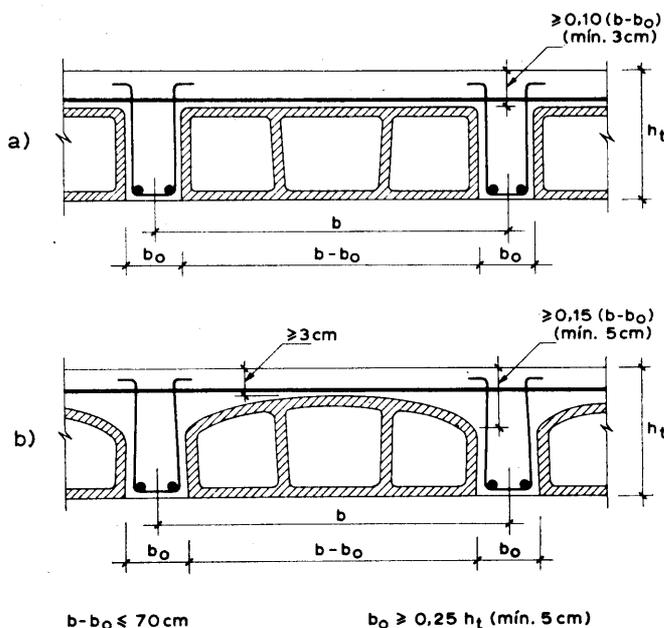
As armaduras das lajes maciças armadas em cruz devem, numa e noutra direcção, obedecer às condições prescritas no artigo 54.º para a armadura principal das lajes armadas numa só direcção.

C) Disposições relativas a lajes aligeiradas

Artigo 57.º — Características geométricas

Para efeitos do presente regulamento, consideram-se como lajes aligeiradas as lajes nervuradas, numa ou em duas direcções, obtidas pela inclusão de elementos ocos ou por meio de cofragens especiais e que obedecem aos seguintes requisitos (fig. 7):

- A distância entre faces de nervuras consecutivas não é superior a 70 cm;
- A largura das nervuras não é inferior a 0,25 da altura total da laje, com o mínimo de 5 cm;
- A espessura da laje superior (lajeta) não é inferior a 0,10 da distância entre faces de nervuras, com o mínimo de 3 cm (fig. 7-a); no caso de esta lajeta ter a face inferior abobadada (fig. 7-b), a espessura no fecho da abóbada pode ser reduzida a 3 cm desde que, junto às nervuras, a espessura da lajeta seja superior a 0,15 da distância entre faces de nervuras, com o mínimo de 5 cm.



$b - b_0 \leq 70 \text{ cm}$ $b_0 \geq 0,25 h_t \text{ (mín. 5 cm)}$

Fig. 7

Os condicionamentos geométricos indicados no artigo devem ser satisfeitos para as lajes nervuradas numa ou em duas direcções; neste último caso, as espessuras mínimas da lajeta serão condicionadas pelo maior espaçamento entre nervuras.

Como é referido no comentário do artigo 29.º, os esforços de cálculo a considerar no dimensionamento das lajes aligeiradas podem ser determinados pelas teorias elásticas aplicáveis às lajes maciças; a capacidade resistente pode ser obtida considerando estas lajes como constituídas por uma associação de vigas em T justapostas, em que se tomará como secção activa apenas a parte constituída por betão, desprezando-se qualquer contribuição dos elementos de cofragem.

Artigo 58.º — Vãos teóricos. Altura útil mínima

No estabelecimento dos vãos teóricos e da altura útil das lajes aligeiradas aplicar-se-ão as condições estipuladas para as lajes maciças nos artigos 51.º e 53.º

Artigo 59.º — Armadura de distribuição

Nas lajes aligeiradas deve dispor-se, na lajeta e transversalmente ao vão principal, uma armadura de distribuição constituída, no mínimo, por metro de largura de laje, no caso de emprego de aço A24, por quatro varões de 6 mm, e, no caso de emprego de aços A40, A50 e A60, por três varões de 5 mm (ou por um número maior de varões de diâmetro inferior a que corresponda uma secção equivalente).

A armadura de distribuição destina-se a conferir às lajes aligeiradas a necessária resistência a acções tais como variações de temperatura importantes (no caso de coberturas) ou cargas concentradas; se as cargas deste tipo forem severas, podem, eventualmente, implicar problemas de punçoamento da lajeta, que há que estudar com a devida atenção, condicionando a espessura daquele elemento e a armadura de distribuição a utilizar.

De acordo com o disposto no artigo, a armadura de distribuição será colocada normalmente às nervuras das lajes que as possuam numa só direcção, enquanto que, nas lajes nervuradas em duas direcções, será colocada normalmente às nervuras dispostas segundo o vão principal, ou seja, aquela a que corresponde momento flector de maior valor por metro de largura de laje.

Artigo 60.º — Nervuras transversais das lajes nervuradas numa só direcção

Nas lajes aligeiradas nervuradas numa só direcção, devem dispor-se nervuras transversais de solidarização (tarugos), cujo espaçamento, entre si e aos apoios, não deve ser superior a 2,00 m. Estas nervuras terão 5 cm de largura, pelo menos, e uma armadura colocada inferiormente cuja secção será, no mínimo, 0,10 da secção da armadura principal correspondente a uma largura de laje igual à distância entre tarugos.

O tarugamento das lajes nervuradas numa só direcção é necessário para garantir a solidarização das nervuras, permitindo o seu funcionamento conjunto, particularmente quando da actuação de cargas concentradas, quer permanentes (caso das paredes divisórias) quer acidentais. No caso da ocorrência de cargas deste tipo de valor muito importante, as armaduras dos tarugos devem ser convenientemente dimensionadas.

Se na armadura dos tarugos for empregado aço de classe inferior ao da armadura principal, haverá que aumentar a secção daquela armadura em proporção inversa da relação das tensões que definem as classes dos aços em causa.

D) Disposições relativas a vigas

Artigo 61.º — Vãos teóricos

Os vãos teóricos a considerar no dimensionamento das vigas devem ser estabelecidos tendo em conta as condições efectivas de apoio. Nos casos correntes, devem adoptar-se para vão teórico os seguintes valores:

Nas vigas simplesmente apoiadas, a distância entre os eixos dos apoios e, se estes forem consideravelmente largos, o vão livre aumentado de 5 %;

Nas vigas contínuas, a distância entre eixos dos apoios.

Tal como se refere no comentário do artigo 51.º, podem as condições efectivas de apoio exigir a adopção de esquemas para a definição dos vãos teóricos diferentes dos indicados no corpo do artigo.

Artigo 62.º — Largura do banzo das vigas em T

A largura máxima a considerar para o banzo das vigas em T ou em L deverá ser estabelecida tendo em conta as condições de apoio (simples ou com continuidade), o

modo de aplicação das solicitações (concentradas ou distribuídas), as características geométricas das vigas, o seu espaçamento e a existência de esquadros na ligação do banzo à alma.

§ único. A menos de determinações mais precisas, a largura do banzo das vigas em T pode ser obtida, em geral, adicionando à largura, da alma, de um e de outro lado, uma largura que não exceda o menor dos seguintes valores:

- 1/2 da distância entre faces das almas de vigas consecutivas;
- 1/10 da distância entre pontos de momento nulo;
- 1/10 do vão, no caso de vigas simplesmente apoiadas.

No caso de vigas em L, esta largura será adicionada de uma só vez à largura da alma.

A regra simplificada que consta do § único está de acordo com as prescrições do C. E. B., e poderá ser utilizada não só para o estudo da capacidade resistente de secções, mas também para o estudo da deformabilidade das vigas, tanto no cálculo de flechas como no estudo de estruturas hiperstáticas.

Artigo 63.º — Altura útil mínima

A altura útil *h* das vigas, a menos de justificação especial conforme o estipulado no artigo 19.º, deve estar relacionada com o vão teórico, *l*, pela expressão

$$\frac{l}{h} \leq k_1 k_2$$

em que *k*₁ toma os seguintes valores:

	Valor de <i>k</i> ₁
Vigas simplesmente apoiadas	1,0
Vigas duplamente encastradas	2,0
Vigas contínuas	1,2
Vigas em consola	0,3

e *k*₂ tem os valores indicados no quadro seguinte:

Classe do aço	Valor de <i>k</i> ₂
A24	25
A40	20
A50	17
A60	15

Pelas razões apontadas no comentário do artigo 53.º, deverá, quando não se respeitem os limites especificados no presente artigo, proceder-se ao cálculo das flechas de acordo com o estipulado no artigo 40.º, e à sua limitação de acordo com o artigo 19.º

Artigo 64.º — Armadura principal mínima

Nas vigas, a percentagem de armadura principal deve satisfazer aos valores mínimos especificados no quadro seguinte:

Percentagem mínima de armadura principal

Classe do aço	A24	A40	A50	A60
Percentagem de armadura	0,20	0,15	0,12	0,10
$\tilde{\omega}_0 (\%) = \frac{A}{b h} \times 100^*$				

* No caso de vigas em T, $\tilde{\omega}_0 (\%) = \frac{A}{b_0 h} \times 100$

As percentagens mínimas de armadura especificadas são inferiores às percentagens que se utilizam, em geral, na prática. No entanto, condicionamentos arquitectónicos ou outros podem

impor dimensões tais aos elementos que as percentagens de armadura a que se seria conduzido pelas regras gerais de dimensionamento fossem excessivamente baixas, o que se considera inconveniente. Reconheceu-se, por isso, a necessidade de estabelecer percentagens mínimas que confirmam aos elementos resistências proporcionadas às suas dimensões.

Artigo 65.º — Armadura transversal mínima

Nas vigas, deverá dispor-se sempre uma armadura transversal, constituída por estribos com uma área de secção transversal total A_t , por estribo, no mínimo de

$$A_t = \tilde{\omega}_t b t$$

em que b é a largura da viga (no caso de vigas em T, considera-se a largura da alma, b_0), t é o espaçamento dos estribos, e as percentagens mínimas $\tilde{\omega}_t$ são indicadas no quadro seguinte em função da classe do aço:

Percentagem mínima de armadura transversal

Classe do aço	A24	A40	A50	A60
Percentagem de armadura	0,10	0,06	0,05	0,04
$\tilde{\omega}_t (\%) = \frac{A_t}{b t} \times 100$				

§ único. O diâmetro dos estribos não poderá ser inferior a 6 mm para aço A24 e a 5 mm para aços A40, A50 e A60. A distância entre estribos não deve ser superior nem a 30 cm nem a 0,75 da altura útil das vigas.

Recomenda-se, em geral, utilizar estribos fechados, com os comprimentos de sobreposição convenientes, particularmente quando, de acordo com o artigo 35.º, seja considerada a contribuição do betão para a resistência ao esforço transversal. Nos casos em que existe torção, os estribos têm de ser forçosamente fechados, conforme especifica o artigo 36.º

Nas zonas das vigas em que existam armaduras de compressão, o espaçamento dos estribos deve também evidentemente satisfazer à regra de espaçamento de cintas de pilares ordinários especificada no artigo 71.º

Artigo 66.º — Armadura de alma

Nas vigas de altura superior aos mínimos a seguir especificados, deve dispor-se uma armadura de alma, de aço

Diâmetros máximos dos varões da armadura principal (mm)

Condições de exposição (artigo 18.º)		Elementos não protegidos			Elementos protegidos		
Classe do aço		A40	A50	A60	A40	A50	A60
Percentagem de armadura $\tilde{\omega} (\%)*$	$\tilde{\omega} \leq 1,0$	16	12	10	25	16	12
	$1,0 < \tilde{\omega} \leq 1,5$	20	12	10	**	25	16
	$1,5 < \tilde{\omega} \leq 2,0$	25	16	12	**	**	25
	$\tilde{\omega} > 2,0$	**	20	16	**	**	**

* A percentagem de armadura será considerada do modo seguinte:

Vigas rectangulares ou em T sem talão: em relação à área total da alma.

Vigas com talão (ou tirantes): $\frac{1}{4}$ da percentagem referida à área do talão (ou à área total do tirante).

Elementos submetidos à flexão composta: $\frac{1}{7}$ da percentagem referida à secção da zona traccionada da alma.

** Sem limitação, dentro da gama de diâmetros normalizada (artigo 12.º).

O conhecimento das leis que regem os fenómenos de fendilhação permite relacionar a largura máxima das fendas com as tensões a que se encontram submetidas as armaduras de tracção e, bem assim, com a relação entre o diâmetro dos varões que constituem essas armaduras e a percentagem da sua secção transversal relativamente à secção transversal da alma das vigas (ver artigos 37.º a 39.º).

da mesma classe do utilizado na armadura principal, constituída por varões longitudinais dispostos junto às faces laterais e distribuídos ao longo da zona traccionada. Esta armadura deve satisfazer às regras indicadas nos parágrafos seguintes.

§ 1.º Nas vigas armadas com aços A40 e A50 de altura superior a 1,00 m, e nas vigas armadas com aço A60 de altura superior a 0,80 m, a armadura de alma a colocar junto de cada face não deve ser inferior ao menor dos limites seguintes:

0,0005 da secção da alma ($b \times h$ no caso de vigas rectangulares; $b_0 \times h$ no caso de vigas em T);

0,10 da secção da armadura principal no caso de aço A40, 0,15 no caso de aço A50 e 0,20 no caso de aço A60.

§ 2.º As distâncias dos eixos dos varões da armadura de alma entre si, aos varões mais próximos da armadura principal e ao eixo neutro não devem ser superiores a 20 cm. A distância dos varões da armadura de alma aos varões mais próximos da armadura principal deve ser maior que 6 cm.

§ 3.º A observância das regras especificadas neste artigo não é de exigir nas vigas cujas armaduras tenham sido dimensionadas por imposição do especificado no artigo 64.º

A necessidade de colocação de armaduras de alma em vigas de grande altura armadas com aços de alta resistência resulta do fenómeno de arborização das fendas, que consiste na reunião das numerosas fendas de pequena largura que se formam ao longo da armadura traccionada, num pequeno número de fendas de grande largura, a meia altura da alma. A conveniente colocação de armaduras junto às faces da alma das vigas permite obviar a este fenómeno.

Embora não seja especificada a utilização de armaduras de alma em vigas de grande altura armadas com aço A24, é recomendável, no entanto, adoptar nesse caso disposições semelhantes às indicadas neste artigo.

Artigo 67.º — Diâmetro máximo dos varões da armadura principal

Nas vigas armadas com aços A40, A50 e A60, os diâmetros máximos dos varões da armadura principal de tracção devem obedecer às condições especificadas no quadro seguinte:

As regras preconizadas no corpo deste artigo traduzem as referidas leis de uma forma simples do ponto de vista do projectista, respeitando os critérios de segurança em relação à fendilhação estabelecidos no artigo 18.º

Em elementos armados com aço A24 não há qualquer limitação prática a impor ao diâmetro máximo dos varões, dentro da gama de fabrico normalizada.

Artigo 68.º — Constituição da armadura principal

Nas vigas, o número de camadas de varões da armadura principal de tracção, na zona de momentos máximos, deve ser, no mínimo, igual ao valor indicado no quadro seguinte:

Número mínimo de camadas da armadura principal

Altura da viga h_t (cm)	Classe do aço	
	A40	A50 e A60
$80 \leq h_t < 100$	*	2
$100 \leq h_t < 150$	2	3
$h_t \geq 150$	3	4

* Sem condicionamento.

§ 1.º Cada camada de varões deve compreender, pelo menos, dois varões colocados junto às faces laterais da viga.

§ 2.º Numa camada de varões, o menor diâmetro dos varões não pode ser menor do que $\frac{2}{3}$ do maior diâmetro dos varões utilizados nessa camada ou na camada adjacente mais traccionada.

§ 3.º Na camada de varões adjacente à face mais traccionada, o espaçamento dos varões que a constituem será, no máximo, 25 cm quando seja empregado aço A24 e 15 cm quando sejam empregados aços A40, A50 e A60.

§ 4.º A observância das regras especificadas neste artigo não é de exigir nas vigas cujas armaduras tenham sido dimensionadas por imposição do especificado no artigo 64.º

Para evitar fendilhação inconveniente, interessa que, além das limitações dos diâmetros máximos dos varões a utilizar, se respeitem disposições gerais de distribuição das armaduras, que são igualmente importantes para conseguir uma conveniente repartição das fendas e, portanto, a limitação da largura destas.

As regras relativas ao número mínimo de camadas de armadura conferem uma altura conveniente ao tirante constituído pelas armaduras, obrigando à distribuição destas não só junto à face mais traccionada, mas também junto às faces laterais. Note-se que para o aço A24 não é de exigir o respeito por esta disposição.

E) Disposições relativas a pilares**Artigo 69.º — Dimensões mínimas**

Os pilares devem, em geral, ter dimensões transversais superiores a $\frac{1}{20}$ da sua altura, com o mínimo de 20 cm.

§ único. A espessura de paredes que desempenhem funções de suporte vertical análogas às de pilares não será inferior a 15 cm. No caso de pilares de secção composta (por exemplo em T ou em L), a espessura dos elementos rectangulares que compõem a secção pode descer a 15 cm.

As disposições relativas a dimensões mínimas de pilares destinam-se não só a garantir a segurança para o suporte das cargas verticais, pois, à medida que se reduz a espessura de um elemento, é mais provável que um eventual defeito abranja grande parte da secção, mas também a contribuir para que não seja excessivamente reduzida a capacidade de resistência a acções horizontais. Para melhorar globalmente esta capacidade de resis-

tência, convém que, a um dado nível de uma estrutura de edificio, os pilares não possuam todos as suas faces maiores orientadas numa mesma direcção.

Artigo 70.º — Armadura longitudinal de pilares ordinários

Os pilares ordinários sujeitos a compressão simples ou a flexão composta devem possuir armaduras longitudinais satisfazendo às condições expressas nos parágrafos seguintes.

§ 1.º A secção transversal das armaduras longitudinais, no caso de ser utilizado aço A24, nunca será inferior nem a 0,8 % da secção de betão necessária para resistir por si só ao esforço normal de cálculo nem a 0,4 % da secção total do pilar; para os aços A40, A50 e A60, aqueles limites serão, respectivamente, 0,6 e 0,3 %.

§ 2.º As armaduras longitudinais serão, no mínimo, constituídas por quatro varões de 12 mm de diâmetro no caso de aço A24 e de 10 mm no caso de aços A40, A50 e A60 (ou por maior número de varões com área equivalente).

§ 3.º O espaçamento dos varões longitudinais será, no máximo, de 35 cm.

§ 4.º A percentagem máxima de armadura longitudinal, em relação à secção total do pilar, é indicada no quadro seguinte em função da classe do betão:

Percentagem máxima de armadura longitudinal

Classe do betão	B180	B225	B300	B350 B400
Percentagem máxima de armadura longitudinal $\bar{\omega}$ (%)	3	4	5	6

As disposições indicadas para as armaduras longitudinais dos pilares procuram garantir a estes a resistência e a ductilidade indispensáveis para o eficiente desempenho das importantes funções inerentes a este tipo de elemento de construção.

Considerou-se necessário completar a prescrição que vigorava no regulamento anterior e que estabelecia a percentagem mínima de armadura em função da secção de betão necessária para suportar o esforço normal actuante, por uma nova condição que faz também depender esta armadura mínima da secção total de betão efectivamente existente.

Artigo 71.º — Armadura transversal de pilares ordinários

Os pilares ordinários devem possuir armaduras transversais que cintem convenientemente os varões da armadura longitudinal e que satisfaçam às condições expressas nos parágrafos seguintes.

§ 1.º A distância entre os eixos das cintas não deverá ser maior do que a menor dimensão transversal do pilar nem maior do que doze vezes o diâmetro dos varões longitudinais; esta distância também nunca deverá exceder 25 cm.

§ 2.º Sempre que se utilizem armaduras longitudinais de diâmetro igual ou superior a 25 mm, as cintas devem ser constituídas, no mínimo, por varões de 8 mm de diâmetro.

Artigo 72.º — Armaduras longitudinais de pilares reforçados

Os pilares reforçados devem possuir uma armadura longitudinal cuja área esteja compreendida entre 1 e 6 % da área do núcleo de betão cintado.

Artigo 73.º — Armadura transversal de pilares reforçados

A armadura longitudinal dos pilares reforçados deve ser envolvida por uma armadura transversal constituída por cintas circulares ou por um varão contínuo enrolado em hélice, tal que a distância entre os eixos das cintas ou o passo da hélice não exceda nem $\frac{1}{5}$ do diâmetro do núcleo de betão nem 8 cm.

Para que sejam eficazes, as cintas circulares têm de ser fechadas, com os convenientes comprimentos de sobreposição especificados nos artigos 46.º e 47.º

CAPÍTULO V

Execução dos trabalhos

Artigo 74.º — Moldes e cimbrês

Os moldes e cimbrês devem ser executados de forma a satisfazer as seguintes condições:

a) Suportarem com segurança satisfatória as solicitações a que vão estar sujeitos, nomeadamente as provenientes do impulso do betão fresco durante a sua compactação;

b) Não sofrerem deformações excessivas, de modo que a forma da estrutura executada corresponda, dentro das tolerâncias previstas, à estrutura projectada;

c) Sêrem suficientemente estanques para não permitirem a fuga da argamassa; no caso de serem constituídos por materiais que absorvam água, devem ser abundantemente molhados antes da betonagem;

d) Serem facilmente desmontáveis e, no caso de peças importantes, serem providos de dispositivos convenientes para a desmoldagem (cunhas, caixas de areia, etc.);

e) Disporem de aberturas que permitam a sua conveniente limpeza e inspecção antes da betonagem e a fácil colocação do betão em obra.

Artigo 75.º — Armaduras

Na execução das armaduras e na sua colocação em obra respeitar-se-ão as seguintes condições:

a) As armaduras devem ser executadas dentro das tolerâncias dimensionais previstas;

b) Os varões que constituem as armaduras serão, em geral, convenientemente ligados por ataduras de arame recozido. No caso de se utilizar soldadura em aços de qualidade diferente do aço A24, há que verificar, por ensaios, se esta soldadura não afecta as propriedades mecânicas dos varões;

c) As ligações dos varões devem ser convenientemente espaçadas, de modo que o conjunto se apresente com rigidez suficiente para não sofrer deformações, além das tolerâncias previstas, durante a colocação e a compactação do betão;

d) Os varões colocados em obra devem estar convenientemente limpos de ferrugem solta ou de qualquer material que possa afectar a aderência ou a durabilidade dos varões.

Artigo 76.º — Preparação, colocação em obra e cura do betão

A preparação, a colocação em obra e a cura do betão devem ser executadas segundo as boas regras técnicas e de acordo com o especificado na legislação em vigor.

Encontrando-se em fase adiantada de preparação um regulamento de betões, deixa-se para esse regulamento a codificação das regras a observar na preparação, colocação e cura do betão.

Artigo 77.º — Desmoldagem e descimbramento

A desmoldagem e o descimbramento sòmente deverão ser realizados quando o betão tiver adquirido resistência suficiente, não só para que seja satisfeita a segurança em relação à rotura das peças desmoldadas, mas também para que se não verifiquem deformações excessivas, tanto a curto como a longo prazo.

As operações de desmoldagem e descimbramento devem ser conduzidas com os necessários cuidados, de modo a não provocar esforços inconvenientes, choques ou fortes vibrações.

§ 1.º Nos casos correntes, a menos de justificação especial, em condições normais de temperatura e humidade e para betão de cimento *portland* normal, os prazos mínimos para a retirada dos moldes e dos escoramentos, contados a partir da data de conclusão da betonagem, são os indicados no quadro seguinte:

Prazos mínimos de desmoldagem e descimbramento

Tipo de molde, escoramentos	Tipo de elemento	Prazo (dias)	
Moldes de faces laterais	Vigas, pilares, paredes	3	
Moldes de faces inferiores e escoramentos	Lajes **	$l \leq 3$ m	7
		$3 < l \leq 6$ m	14 *
		$l > 6$ m	21 *
	Vigas	21 *	
	Lajes e vigas que, na ocasião do descimbramento, fiquem sujeitas a solicitações de valor próximo do que, satisfeita a segurança, corresponde à sua capacidade resistente.	28 *	

* Quando se pretenda retirar apenas os moldes das faces inferiores, os prazos indicados podem ser reduzidos de sete dias, desde que sejam mantidos escoramentos que impeçam a entrada em funcionamento dos elementos; para a retirada dos escoramentos, cumprir-se-ão os prazos especificados.

** No caso das lajes em consola, tomar-se-á como vão l , o dobro do balanço teórico.

Aos prazos de desmoldagem e descimbramento indicados no quadro deverá adicionar-se o número de dias em que a temperatura do ar se tenha mantido igual ou inferior a 4°C; durante e depois da betonagem.

§ 2.º Nos casos especiais, ou nos casos tratados no § 1.º em que se pretenda não respeitar o ali especificado, os prazos de desmoldagem e descimbramento serão estabelecidos e justificados tendo em atenção o preceituado no corpo do artigo e atendendo à evolução das propriedades mecânicas do betão, convenientemente determinadas por ensaios.

CAPÍTULO VI

Fiscalização e ensaios

Artigo 78.º — Verificação e fiscalização das obras

A execução das obras de betão armado deve ser sempre acompanhada de cuidadosa verificação por parte da entidade que tem a seu cargo os trabalhos, sob o *contrôle* da entidade proprietária da obra ou dos seus agentes.

A fiscalização do Estado ou dos corpos administrativos que têm jurisdição sobre a obra exercer-se-á independentemente daquelas verificações.

As actividades de verificação e fiscalização consistem, fundamentalmente, em verificar se a obra é executada de acordo com o projecto aprovado e, nomeadamente, em:

a) Comprovar a qualidade dos materiais empregados, mandando executar os ensaios necessários para esse fim e apreciando os seus resultados;

b) Verificar a forma, dimensões e perfeição dos moldes, a resistência dos escoramentos e a secção e a posição das armaduras;

c) Acompanhar o fabrico do betão e a sua colocação em obra, mandando colher as amostras necessárias para a posterior realização de ensaios;

d) Verificar as condições em que é realizada a cura do betão e autorizar a desmoldagem dos diferentes elementos.

§ único. A entidade que executa os trabalhos deve elaborar, em livro apropriado, um registo cronológico de ocorrências verificadas no decurso da obra, de que constem, nomeadamente, as datas de betonagem dos diferentes elementos, de modo a possibilitar a correcta contagem dos prazos de desmoldagem. Este livro de registo será facultado aos agentes da fiscalização do Estado ou dos corpos administrativos sempre que estes o exigirem e onde inscreverão todas as determinações e observações que o andamento dos trabalhos lhes sugerirem.

Deve salientar-se a importância das actividades de verificação e fiscalização para garantir a segurança das estruturas. Esta importância é tanto mais saliente quanto mais se explora a capacidade resistente dos materiais e se utilizam processos de construção não tradicionais. Não devem, portanto, deixar nunca de ser efectivadas tais actividades.

Para que se generalize o emprego dos registos de ocorrências das obras, convém que as entidades fiscalizadoras do Estado ou dos corpos administrativos efectivamente promovam e velem pela existência desses registos, prática que, aliás, tem sido seguida por vários organismos.

Faz parte ainda das actividades de verificação e fiscalização velar pelo cumprimento da legislação sobre a segurança no trabalho, nomeadamente o Regulamento de Segurança no Trabalho da Construção Civil, promulgado pelo Decreto n.º 41 821, de 11 de Agosto de 1958.

Artigo 79.º — Ensaios

Durante e após a execução dos trabalhos deverá proceder-se aos ensaios necessários para comprovar a qualidade dos materiais empregados e a perfeição da execução da obra.

Os ensaios serão realizados de acordo com os regulamentos e normas em vigor.

§ 1.º O número de ensaios necessário para o estudo prévio da composição do betão e para o *contrôle* do seu fabrico dependerá da importância da obra, devendo sempre respeitar-se os mínimos regulamentarmente estabelecidos.

§ 2.º Poderá dispensar-se a realização, total ou parcial, dos ensaios de recepção dos materiais, se o fornecedor apresentar prova de que a produção desses materiais é controlada pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, ou por outro laboratório oficial, segundo especificações estabelecidas de acordo com aquele Laboratório.

§ 3.º Quando a importância da obra o justifique e, em particular, quando tiverem sido utilizadas soluções estruturais de concepção não usual ou processos de construção especiais, deverá proceder-se à observação sistemática do comportamento das estruturas, mediante estudos realizados durante e após a construção. Estes estudos deverão ser conduzidos com vista a permitir o julgamento das condições de segurança da obra. O relatório relativo aos resultados destes estudos deverá ser junto ao projecto.

ANEXO I

Valores de cálculo das propriedades mecânicas dos materiais (a que se refere o artigo 21.º)

A) Betões

Os diagramas tensões-extensões a considerar para os betões sujeitos a compressão (diagramas de cálculo) são os indicados na fig. I-1.

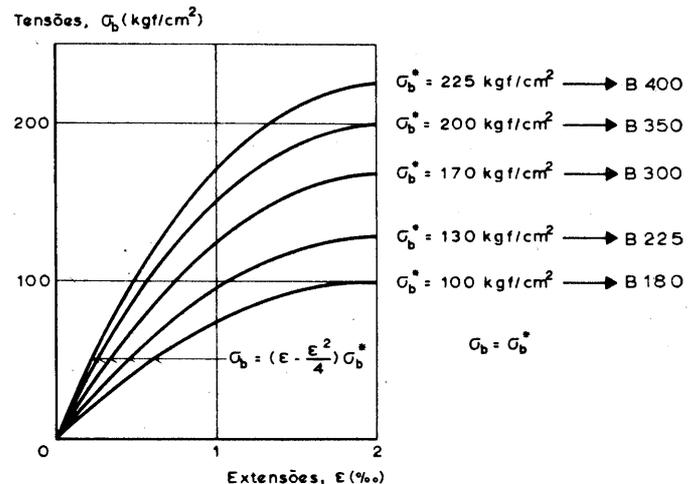


Fig. I-1

Estes diagramas são definidos por ramos de parábolas que passam pela origem e têm os vértices em pontos cujas ordenadas são as tensões de cálculo (correspondentes às diferentes classes de betão) e cujas abcissas correspondem à extensão de 2‰.

As tensões de cálculo σ_b^* são obtidas pela expressão

$$\sigma_b^* = \frac{0,85}{1,5} \sigma_{bk}$$

em que σ_{bk} é a tensão característica definidora da classe do betão (referida ao ensaio, aos 28 dias, de cubos de 20 cm de aresta). O coeficiente 0,85 tem em vista transformar a resistência assim determinada em resistência prismática, e o denominador 1,5 é o coeficiente de minoração das propriedades mecânicas do betão (ver artigo 14.º), que reduz a tensão característica a tensão de cálculo.

No caso de elementos sujeitos a esforços de compressão simples (artigo 32.º), considera-se necessário aumentar este coeficiente de minoração para 2,0, em geral, e para 2,5 no caso de emprego de betão B180 não controlado. Deste modo, as tensões de cálculo a adoptar no dimensionamento de tais elementos serão, respectivamente:

$$\frac{0,85}{2,0} \sigma_{bk} = 0,75 \sigma_b^*, \quad \text{e} \quad \frac{0,85}{2,5} \sigma_{bk} = 0,60 \sigma_b^*$$

Os diagramas anteriormente indicados destinam-se à determinação da capacidade resistente das secções. Para o cálculo das deformações instantâneas, no caso das combinações do tipo I (R. S. E. P.), poderá considerar-se que o diagrama tensões-extensões do betão é linear, definido por um módulo de elasticidade dado, em kgf/cm², pela expressão

$$E_b = 19\,500 \sqrt{\sigma_{bj}}$$

em que σ_{bj} representa a tensão de rotura sobre cubos de 20 cm de aresta, obtida aos j dias de idade e expressa em kgf/cm².

Nos casos correntes poderá fixar-se o valor de E_b considerando para valor de σ_{bj} a tensão de rotura característica, obtendo-se assim, para as diferentes classes de betão, os valores de E_b que constam do quadro seguinte:

Módulos de elasticidade do betão, E_b

Classe do betão	B180	B225	B300	B350	B400
Módulo de elasticidade E_b (kgf/cm²)	260 000	290 000	340 000	360 000	390 000

Para o cálculo das deformações devidas a solicitações de longa duração devem considerar-se os efeitos da fluência do betão conforme é especificado no artigo 25.º

Para o coeficiente de Poisson, poderá adoptar-se, em geral, o valor $\nu=0,2$.

B) Aços

a) Aços de dureza natural

Os diagramas tensões-extensões a considerar para os varões de aço de dureza natural com cedência, das classes A24 e A40N, quando sujeitos a tracção ou compressão (diagramas de cálculo), são os indicados na fig. I-2.

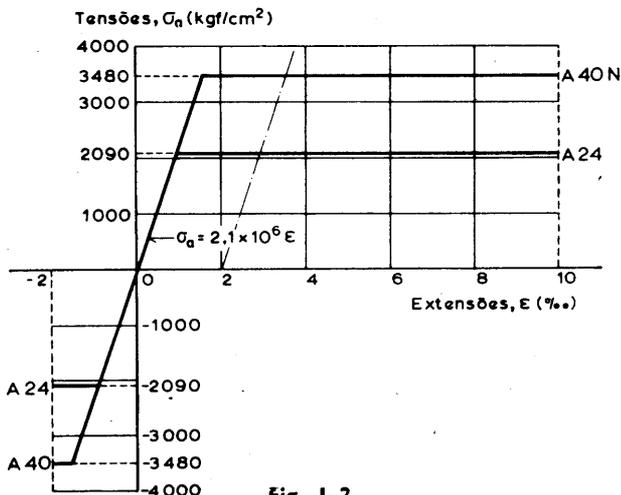


Fig. I-2

b) Aços endurecidos a frio

Os diagramas tensões-extensões a considerar para os varões de aço endurecido a frio das classes A40T, A50

e A60, quando sujeitos a tracção ou compressão (diagramas de cálculo), são os indicados na fig. I-3.

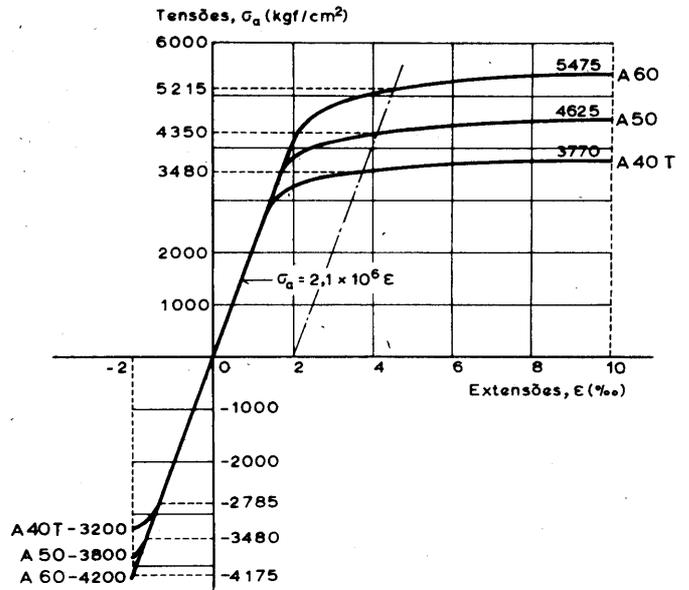


Fig. I-3

Os diagramas especificados para os aços são definidos por um troço recto inicial que corresponde ao comportamento elástico (com módulo de elasticidade $E_a=2,1 \times 10^6$ kgf/cm²).

Para os aços de dureza natural, as deformações de cedência são representadas também por troços rectos, de tensão constante. Os valores de cálculo, σ_a^* , indicados para as tensões correspondentes a estes troços, são obtidos a partir dos valores característicos da tensão de cedência dos aços, σ_{ak} , pela expressão

$$\sigma_a^* = \frac{\sigma_k}{1,15}$$

em que o denominador é o coeficiente de minoração das propriedades mecânicas dos aços.

Para os aços endurecidos a frio, a parte curva do diagrama é obtida a partir do diagrama característico por meio de uma afinidade paralela à recta que define o comportamento elástico; as tensões de cálculo, σ_a^* , correspondentes a uma dada extensão residual estão relacionadas com as tensões características correspondentes a essa extensão, σ_{ak} , pela expressão

$$\sigma_a^* = \frac{\sigma_{ak}}{1,15}$$

No quadro seguinte indicam-se os valores das tensões de cálculo em função das extensões residuais que lhes correspondem:

Extensões residuais, ϵ_{ar} (‰)	Tensões de cálculo, σ_a^* (kgf/cm²)		
	Classe do aço		
	A40T	A50	A60
0,0	2 785	3 480	4 175
0,1	2 955	3 695	4 435
0,3	3 130	3 915	4 695
0,7	3 305	4 130	4 955
1,0	3 390	4 240	5 085
2,0	3 480	4 350	5 215
5,0	3 650	4 515	5 385
10,0	3 825	4 695	5 565

Os diagramas tensões-extensões prescritos para os aços são limitados, no caso da tracção, à extensão de 10⁰/100 e, no caso da compressão, à extensão de 2⁰/100.

ANEXO II

Elementos para o cálculo das deformações de vigas (a que se refere o artigo 40.º)

A) Diagramas momentos-curvaturas

Os diagramas momentos-curvaturas a considerar para o cálculo das deformações de vigas rectangulares, para as combinações de sollicitações do tipo I (R. S. E. P.), são os indicados nas figs. II-2 a 11.

Cada diagrama é constituído por um troço inicial, correspondente ao comportamento de secções não fendilhadas, a que se segue um troço que corresponde ao comportamento de secções fendilhadas.

O troço inicial tem o coeficiente angular $\frac{E_b}{10}$, resultante de se ter tomado, para altura útil das vigas, h , 0,94 da altura total, h_t . De facto, para secções rectangulares, tem-se

$$I = \frac{b h_t^3}{12} \approx \frac{b h^3}{10}$$

e como

$$\frac{M}{EI} = \frac{1}{r} = \frac{\theta}{h} = \frac{\epsilon_a + \epsilon_b}{h}$$

vem

$$\frac{M}{b h^2} = \frac{E_b}{10} \theta$$

O troço seguinte foi calculado considerando para o betão à compressão o módulo de elasticidade E_b e, para as armaduras, a relação entre extensões e tensões definida

no artigo 37.º Os diagramas dependem, assim, não só deste módulo de elasticidade, mas também da percentagem de armadura, ω_0 , que intervém na expressão que relaciona as extensões com as tensões nas armaduras.

Os valores indicados nos diagramas momentos-curvaturas ao longo dos troços relativos ao comportamento de secções fendilhadas indicam a ductilidade dos diagramas correspondentes ao momento flector que se considera.

Designa-se por ductilidade, δ , a relação entre as áreas A_1 e A_0 , fig. II-1. Para o comportamento elástico perfeito δ toma o valor 0 e para o comportamento plástico perfeito toma o valor 1.

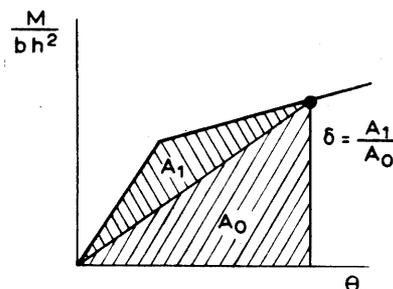


Fig. II-1

B) Cálculo de deformações

Dados o valor do momento máximo que se verifica na viga (M), as dimensões desta (b e h), o módulo de elasticidade do betão (E_b) a considerar (anexo I e artigo 25.º), determinam-se pelos diagramas referidos os valores de θ e δ . O cálculo das flechas máximas faz-se a partir destes valores, de acordo com as expressões indicadas no quadro seguinte, tomando para factor de correcção, k , os valores, função de δ , que constam do mesmo quadro. Para o comportamento elástico perfeito, δ e k tomam, respectivamente, os valores 0 e 1:

Coefficientes de correcção, k

δ	Tipo de estrutura				
	$f = k \frac{\theta l^2}{4 h}$	$f = k \frac{\theta l^2}{3 h}$	$f = k \frac{5 \theta l^2}{48 h}$	$f = k \frac{11 \theta l^2}{96 h}$	$f = k \frac{\theta l^2}{12 h}$
0,1	0,90	0,92	0,95	0,98	0,92
0,2	0,80	0,83	0,90	0,96	0,83
0,3	0,70	0,74	0,85	0,94	0,74
0,4	0,61	0,65	0,80	0,92	0,65
0,5	0,51	0,55	0,73	0,90	0,55
0,6	0,43	0,45	0,65	0,88	0,45

Nos casos de vigas total ou parcialmente encastradas, os dados anteriores podem ainda ser utilizados, combinando devidamente as deformações nas zonas de momentos negativos e positivos.

Quando as armaduras sejam de aço da classe A24, os diagramas momentos-curvaturas a utilizar serão constituídos apenas pelo troço correspondente ao comportamento de secções não fendilhadas. As expressões indicadas no quadro anterior podem ainda ser utilizadas, e k tomará sempre o valor 1. Os valores de θ poderão obter-se directamente em função do momento flector máximo M pela expressão

$$\theta = \frac{10 M}{b l^2 E_b}$$

No caso de solicitações permanentes, deve tomar-se para o betão o valor do módulo de elasticidade indicado no anexo I, convenientemente reduzido, para ter em conta os efeitos da fluência, conforme especifica o artigo 25.º

Para a combinação de solicitações permanentes com solicitações acidentais de curta duração, deverá tomar-se para o betão um módulo de elasticidade equivalente que traduza convenientemente a verificação de deformações a longo e a curto prazo.

Assim, sendo:

- s — valor das solicitações acidentais aplicadas quando o betão tem a idade k ;
- g — valor das solicitações permanentes aplicadas quando o betão tem a idade j ;
- $\alpha = \frac{s}{g}$ — relação entre os valores das solicitações acidentais e permanentes;
- E_{bk} — módulo de elasticidade do betão com a idade de k dias;
- E_{bj} — módulo de elasticidade do betão com a idade de j dias;
- φ — coeficiente de fluência do betão para as condições de aplicação das solicitações permanentes consideradas (nos casos correntes $\varphi = 3$, artigo 25.º),

o módulo de elasticidade equivalente será dado pela expressão

$$E = \frac{1 + \alpha}{\frac{\varphi}{E_{bj}} + \frac{\alpha}{E_{bk}}}$$

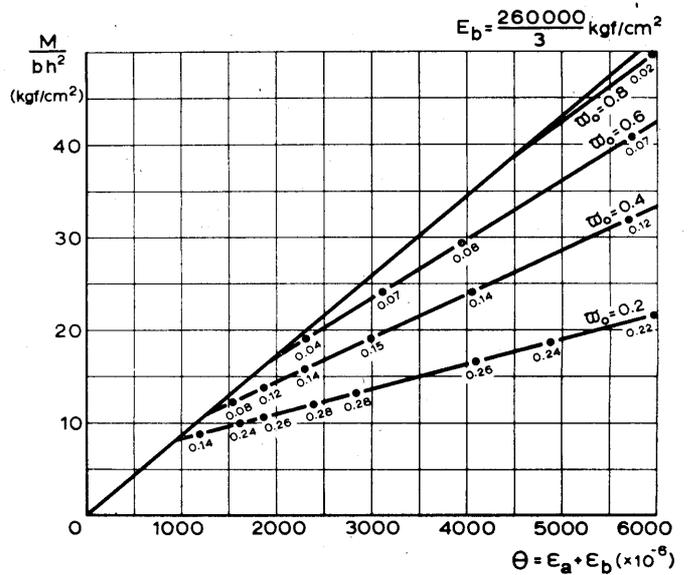


Fig. II-3

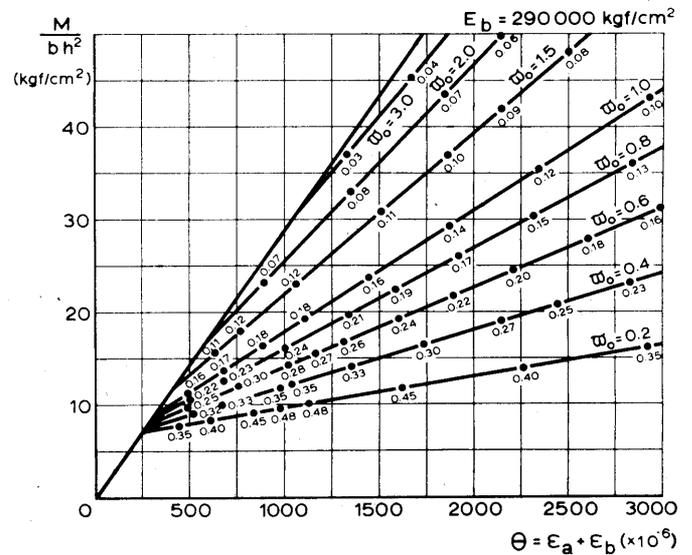


Fig. II-4

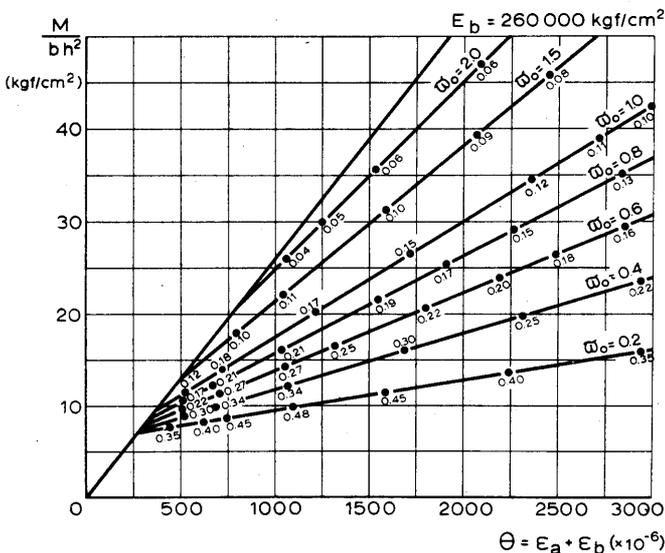


Fig. II-2

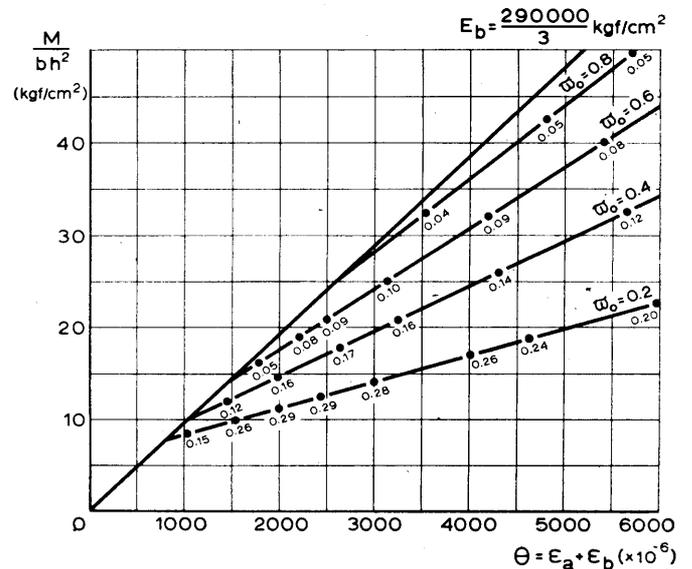


Fig. II-5

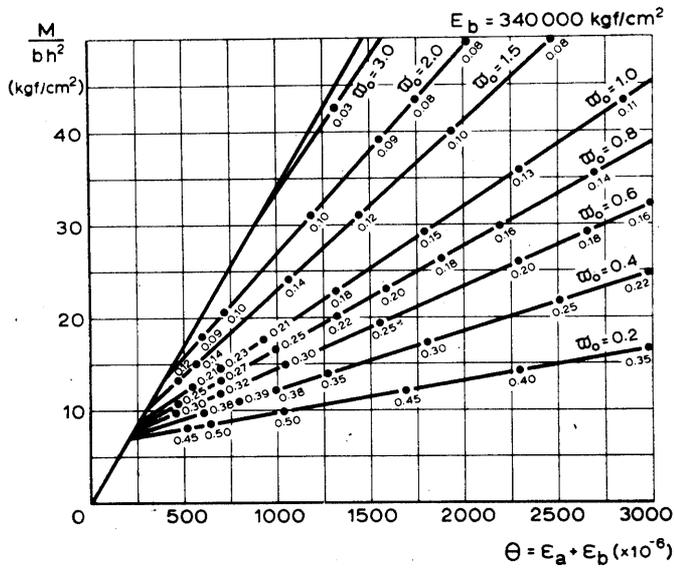


Fig. II-6

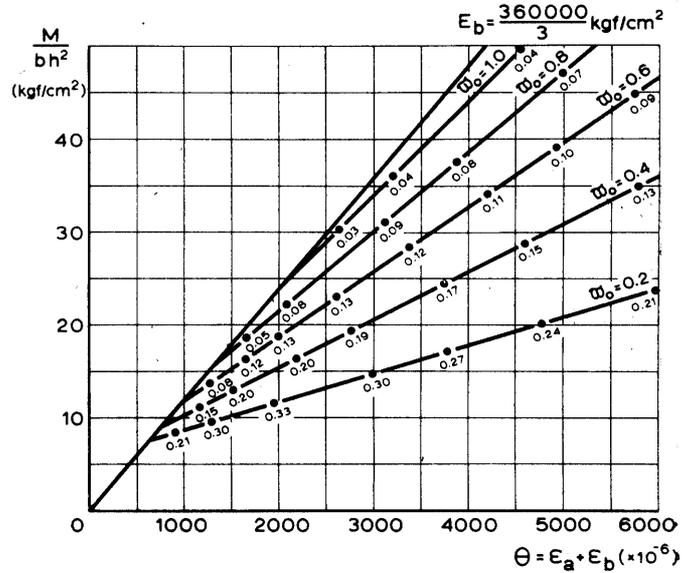


Fig. II-9

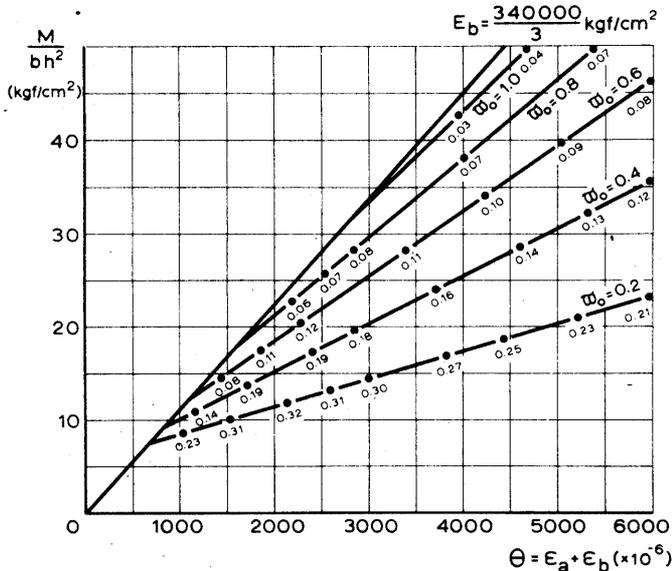


Fig. II-7

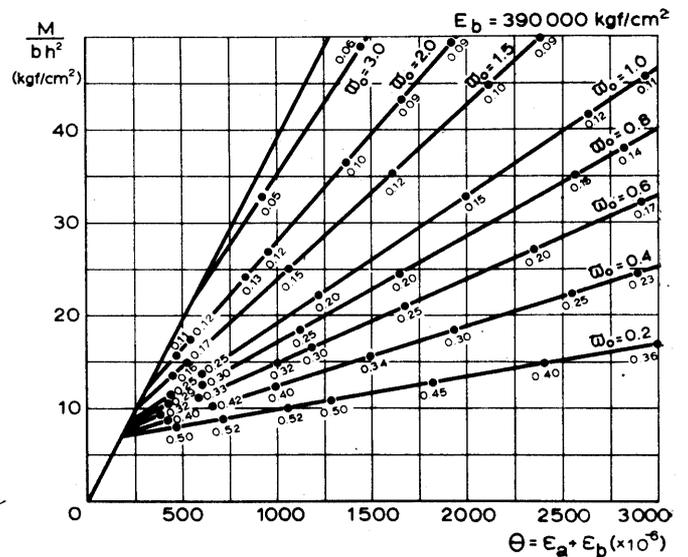


Fig. II-10

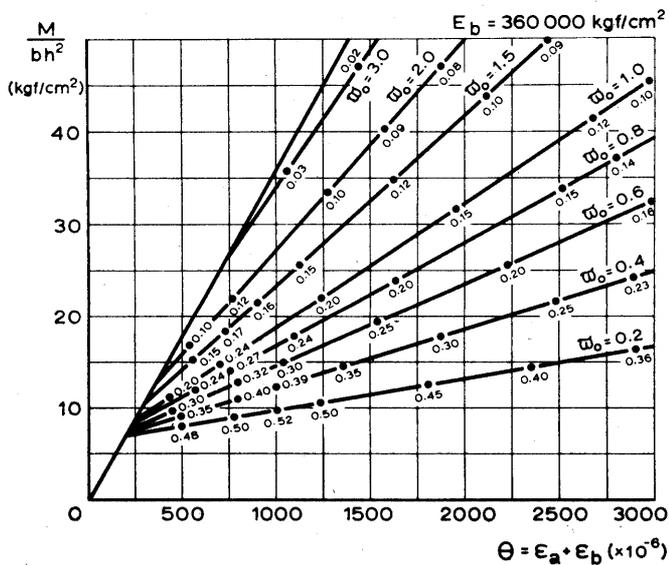


Fig. II-8

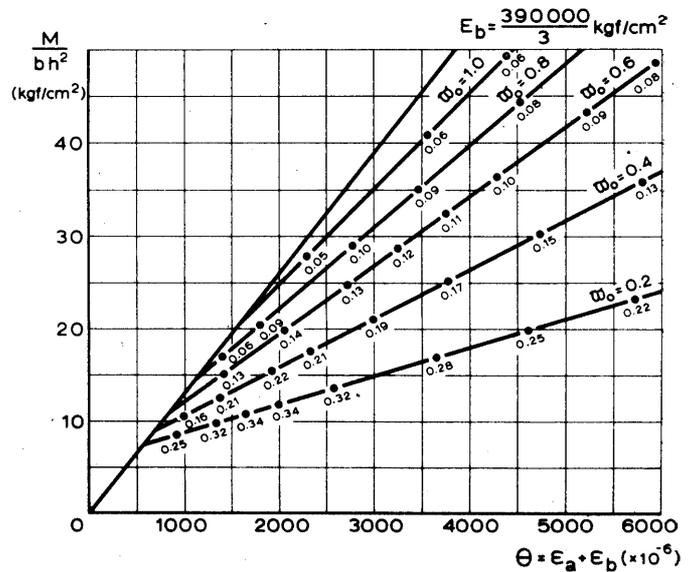


Fig. II-11

BIBLIOGRAFIA

A) Normas e regulamentos

Comité Européen du Béton:

Recommandations Pratiques à l'Usage des Constructeurs.
Comité Européen du Béton, «Bulletin d'Information»
n.º 39, Paris, 1963.

Alemanha:

Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton.
Wilhelm Ernst & Sohn, Berlim, 1960.

Austrália:

SAA Code for Concrete in Buildings. Australian Standard
CA2-1963. Standards Association of Australia, Sidney,
1963.

Áustria:

*Berechnung und Ausführung der Stahlbetonbauwerke. Stahl-
betontragwerke.* Önorm B4200. Österreichischer Normen-
ausschuss, Viena, 1957.

Bélgica:

Instructions Relatives aux Ouvrages en Béton Armé.
NBN 15/1955. Institut Belge de Normalisation, Bruxelas,
1955.

Brasil:

Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado. NB-1.
Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro,
1960.

Dinamarca:

*Dansk Ingeniørforenings Normer for Bygningskonstruktioner.
Beton og Jernbetonkonstruktioner.* DS-411. Copenhaga,
1949.

Espanha:

*Instrucción H.A.61 Especial para Estructuras de Hormi-
gón Armado.* Instituto Eduardo Torroja de la Construcción
y del Cemento, Madrid, 1961.

Estados Unidos da América:

Building Code Requirements for Reinforced Concrete. ACI
318-63. American Concrete Institute, Detroit, 1963.

França:

*Règles pour le Calcul et l'Exécution des Constructions en
Béton Armé.* Règles B.A.1960. Centre Scientifique et
Technique du Bâtiment, Paris, 1961.

Inglaterra:

The Structural Use of Reinforced Concrete in Buildings.
British Standard Code of Practice CP 114:1957. British
Standards Institution, Londres, 1957.

Itália:

*Progetto di Norme e Istruzioni per l'Esecuzioni delle Opere
in Conglomerato Cementizio Semplice od Armato.* Consiglio
Nazionale delle Ricerche, Roma, 1960.

Portugal:

Regulamento do Betão Armado — Decreto n.º 25 948, de 16
de Outubro de 1935, com as alterações introduzidas pelos
Decretos n.ºs 33 021, de 2 de Setembro de 1943, e 42 873,
de 12 de Março de 1960.

*Regulamento de Segurança das Construções contra os Sis-
mos* — Decreto n.º 41 658, de 31 de Maio de 1958.

*Regulamento de Segurança no Trabalho da Construção Ci-
vil* — Decreto n.º 41 821, de 11 de Agosto de 1958.

Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes — De-
creto n.º 44 041, de 18 de Novembro de 1961.

Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios — Decreto
n.º 46 160, de 19 de Janeiro de 1965.

Normas Portuguesas. Inspeção-Geral dos Produtos Agrí-
colas e Industriais, Lisboa:

NP-105 (1957) — Metais. Ensaio de tracção.

NP-173 (1959) — Metais. Ensaio de dobragem.

NP-332 (1964) — Aço laminado. Varão para betão. Di-
mensões.

*Documentos de Homologação de Novos Materiais e Processos
de Construção.* Laboratório Nacional de Engenharia Civil,
Lisboa:

Aço Bi — Condições de emprego em betão armado
(1963).

Aço SN T40 — Condições de emprego em betão armado
(1964).

Helição — Condições de emprego em betão armado
(1965).

Helitrago — Condições de emprego em betão armado
(1965).

Vocabulário de Teoria das Estruturas. Especificação E 183.
Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1966.

Suíça:

*Normes concernant les Constructions en Béton, en Béton
Armé et en Béton Précontraint.* Normes Techniques SIA
nº 162, 1956. Société Suisse des Ingénieurs et des Archi-
tectes, Zurique, 1956.

União Soviética:

*Normas y Requisitos Técnicos para el Proyecto de Estructu-
ras de Hormigón y Hormigón Armado.* (Tradução espanhola
da norma NyTU 123-55). Editora Inter Ciencia, Monte-
videu, 1960.

*Instructions concernant le Calcul des Structures Hypersta-
tiques en Béton Armé compte-tenu de la Redistribution
des Efforts.* (Tradução francesa). Comité Européen du Bé-
ton, «Bulletin d'Information» n.º 28, Paris, Outubro, 1960.

B) Tratados

FERGUSON, P. M. — *Reinforced Concrete Fundamentals.* John
Wiley & Sons, Nova Iorque, 1965.

GUERRIN, A. — *Traité de Béton Armé.* Dunod, Paris, 1963.

JIMENEZ MONTOYA, P. — *Hormigón Armado.* Editorial Dossat,
Madrid, 1964.

JONES, L. L. — *Ultimate Load Analysis of Reinforced and Pres-
tressed Concrete Structures.* Chatto and Windus, Londres,
1962.

LANGENDONCK, T. — *Cálculo de Concreto Armado.* Editora Cien-
tífica, Rio de Janeiro, 1959.

MOREIRA DA ROCHA, A. — *Curso Prático de Concreto Armado.*
Editora Científica, Rio de Janeiro, 1964.

MÖRSCH, E. — *Teoría y Práctica del Hormigón Armado.* (Tradu-
ção espanhola). Ediciones G. Gili, Buenos Aires, 1952.

C) Outras publicações

1 — Critérios gerais de dimensionamento e segurança

CORREIA DE ARAÚJO, F. J. S. — *Os Modernos Conceitos Europeus
de Cálculo do Betão Armado.* 1.ª Jornada Luso-Brasileiras de
Engenharia Civil, Lisboa, 1960.

FERRY BORGES, J. — *O Dimensionamento de Estruturas.* Labora-
tório Nacional de Engenharia Civil, publicação n.º 54, Lis-
boa, 1954.

FERRY BORGES, J. — *Structural Behaviour and Safety Criteria.*
International Association for Bridge and Structural Engi-
neering, VII Congress, Preliminary Publication, Rio de Ja-
neiro, 1964.

ROCHA, M. — *Dimensionamento Experimental das Estruturas.*
Laboratório Nacional de Engenharia Civil, publicação n.º 21,
Lisboa, 1952.

TORROJA, E. & PÁEZ, A. — *La Determinación del Coeficiente de
Seguridad en las Distintas Obras.* Instituto Técnico de la Cons-
trucción y del Cemento, Madrid, 1949.

TORROJA, E. — *La Conception et le Calcul du Coefficient de Sécurité dans les Constructions en Béton Armé*. «Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, série Théories et Méthodes de Calcul» n.º 13, Paris, Junho, 1951.

TORROJA, E. — *Proposition pour le Calcul de la Sécurité dans les Ouvrages en Béton Armé*. Comité Européen du Béton, «Bulletin d'Information» n.º 4, Paris, Abril, 1958.

2 — Cálculo de esforços

2.1 — Estruturas reticuladas

BAKER, A. L. L. — *The Ultimate-load Theory applied to the Design of Reinforced & Prestressed Concrete Frames*. Concrete Publications, Londres, 1956.

Comité Européen du Béton, «Bulletins d'Information», Paris:

- N.º 21, Janeiro, 1960.
- N.º 30, Janeiro, 1961.
- N.º 34, Outubro, 1961.
- N.º 52, Novembro, 1965.
- N.º 53, Janeiro, 1966.
- N.º 55, Maio, 1966.

FERRY BORGES, J. & ARANTES E OLIVEIRA, E. R. — *Non-linear Analysis of Reinforced Concrete Structures*. International Association for Bridge and Structural Engineering, «Publications», vol. 23, Zurique, 1963.

FERRY BORGES, J., ARGAS E LIMA, J., TEIXEIRA COELHO, A. & MONTEIRO, V. — *Analytical Results Concerning the Non-linear Behaviour of Reinforced Concrete Structures*. Comité Européen du Béton, «Bulletin d'Information» n.º 53, Paris, Janeiro, 1966.

MASSONNET, CH. & SAVE, M. — *Calcul Plastique des Constructions*. Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier, Bruxelles, 1961-1964.

TEIXEIRA COELHO, A. — *Sobre o Comportamento não Linear das Estruturas Hiperstáticas de Betão Armado*. (Tese). Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1965.

2.2 — Estruturas laminares

Comité Européen du Béton, «Bulletins d'Information», Paris:

- N.º 29, Novembro, 1960.
- N.º 35, Março, 1962.
- N.º 43, Setembro, 1964.
- N.º 44, Outubro, 1964.
- N.º 45, Dezembro, 1964.
- N.º 50, Julho, 1965.

JOHANSEN, K. K. — *Yield-line Theory*. Cement and Concrete Association, Londres, 1943-1962.

OLSZAK, W. & SAWCZUK, A. — *Cálculo à Rotura de Estruturas Heterogêneas Ortotrópicas*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Memória n.º 172, Lisboa, 1961.

STEINMANN, G. A. — *Calcul des Dalles en Béton Armé à la Rupture*. «Béton Armé» n.ºs 1, 2, 3 e 4, Paris, Janeiro a Abril, 1957.

WOOD, R. H. — *Plastic and Elastic Design of Slabs and Plates*. Thames and Hudson, Londres, 1961.

3 — Capacidade resistente

3.1 — Flexão e compressão

AAS-JAKOBSEN, A. — *Proposition de Calcul de Flambement (Étude théorique et comparaison expérimentale)*. Comité Européen du Béton, «Bulletin d'Information» n.º 17, Paris, Abril, 1959.

AAS-JAKOBSEN, A. — *Proposition de Recommandation du C. E. B. pour le Calcul du Flambement*. Comité Européen du Béton, «Bulletin d'Information» n.º 31, Paris, Fevereiro, 1961.

ARGAS E LIMA, J. — *Esforços de Rotura em Elementos de Betão Armado*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Memória n.º 178, Lisboa, 1961.

ARGAS E LIMA, J. & MONTEIRO, V. — *Abacos para o Cálculo de Esforços de Rotura de Secções Rectangulares de Betão Armado*. «Técnica» n.º 336, Lisboa, 1964.

BROMS, B. & VIEST, I. M. — *Ultimate Strength Analysis of Long Hinged Reinforced Concrete Columns*. «Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division», vol. 84, ST1, Nova Iorque, Janeiro, 1958.

CHWALLA, E. — *Die Neuen Hilfstafeln zur Berechnung von Spannungsproblemen der Theoriezweiten Ordnung von Knickproblemen*. «Der Bauingenieur», 34.º ano, fasc. n.ºs 4, 6 e 8, Berlim, Abril, Junho e Agosto, 1959.

Comité Européen du Béton, «Bulletins d'Information», Paris:

- N.º 15, Março, 1959.
- N.º 24, Junho, 1960.

COSTA, F. V. & ARGAS E LIMA, J. — *Tabelas para o Cálculo do Betão Armado (4.ª edição)*. «Técnica», Lisboa, 1961.

RÜSCH, H. — *Versuche zur Festigkeit der Biegedruckzone*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 120, Berlim, 1955.

RÜSCH, H., GRASSER, E. & RAO, P. S. — *Principes de Calcul du Béton Armé sous des États de Contrainte Monoaxiaux*. Comité Européen du Béton, «Bulletin d'Information» n.º 36, Paris, Junho, 1962.

RÜSCH, H. — *Essai d'une Nouvelle Théorie à la Flexion du Béton Armé*. «Mémoires du Centre d'Études, de Recherches et d'Essais Scientifiques du Génie Civil. Nouvelle Série», n.º 2, Liège, Dezembro, 1962.

SAMPAIO, J. C. — *Cálculo à Rotura de Peças de Betão Armado Sujeitas a Flexão*. Porto, 1955.

WHITNEY, CH. S. & COHEN, E. — *Guide for Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete*. «Journal of the American Concrete Institute», vol. 28, n.º 5, Detroit, Novembro, 1956.

3.2 — Esforço transversal

Comité Européen du Béton, «Bulletins d'Information», Paris:

- N.º 26, Agosto, 1960.
- N.º 37, Outubro, 1962.
- N.º 40, Janeiro, 1964.
- N.º 42, Julho, 1964.
- N.º 49, Maio, 1965.

HOGNESTAD, E. — *Shear and Diagonal Tension (Report of the ACI-ASCE Committee 326)*. «Journal of the American Concrete Institute», vol. 59, n.ºs 1, 2 e 3, Detroit, Janeiro, Fevereiro e Março, 1962.

LEONHARDT, F. — *Les Mécanismes de Rupture à l'Effort Tranchant des Poutres en Béton Armé*. Comité Européen du Béton, «Bulletin d'Information» n.º 41, Paris, Abril, 1964.

LEONHARDT, F. & WALTHER, R. — *Compte-rendu des Essais d'Effort Tranchant Récemment Effectués à l'Institut Otto-Graf, à Stuttgart*. Comité Européen du Béton, «Bulletin d'Information» n.º 37, Paris, Outubro, 1962.

PÁEZ, A. — *Los Esfuerzos Cortantes y la Flexión en el Hormigón Armado*. Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento, Monografía n.º 212, Madrid, 1961.

TORROJA, E. — *Note on Shear*. Comité Européen du Béton, Secrétariat Permanent, Paris, Janeiro, 1961.

WALTHER, R. — *Le Calcul de la Résistance à l'Effort Tranchant des Poutres en Béton Armé*. Comité Européen du Béton, «Bulletin d'Information» n.º 42, Paris, Julho, 1964.

3.3 — Torção

COWAN, H. J. — *Reinforced and Prestressed Concrete in Torsion*. Edward Arnold (Publishers), Londres, 1965.

COWAN, H. J. — *Calcul des Poutres Soumises à la Torsion d'après le Nouveau Règlement Australien*. «Béton Armé», 6.º ano, n.º 45, Paris, Dezembro, 1962, e Janeiro, 1963.

RAUSCH, E. — *Drilling (Torsion), Schub und Scheren im Stahlbetonbau*. Deutscher Ingenieur-Verlag, Düsseldorf, 1953.

4 — Fendilhação e deformação

BRICE, L. P. — *Théorie de la Fissuration des Pièces en Béton Armé*. «Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, série Béton Armé», n.º 19, Paris, Junho, 1952.

Comité Européen du Béton, «Bulletins d'Information», Paris:

- N.º 12, Fevereiro, 1959.
- N.º 13, Fevereiro, 1959.
- N.º 19, Setembro, 1959.
- N.º 55, Maio, 1966.

FERRY BORGES, J. & ARGAS E LIMA, J. — *Formation of Cracks in Beams with Low Percentage of Reinforcement*. RILEM Sym-

- posium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Estocolmo, 1957.
- FERRY BORGES, J. & ARGALIMA, J. — *Crack and Deformation Similitude in Reinforced Concrete*. RILEM International Colloquium on Models of Structures, Madrid, 1959.
- FERRY BORGES, J. — *Cracking and Deformability of Reinforced Concrete Beams*. International Association for Bridge and Structural Engineering, «Publications», vol. 26, Zurique, 1966.
- JÄGER, K. — *Rigidité à la Flexion des Poutres en Béton Armé*. «Béton Armé», 2.º ano, n.ºs 8 e 9, Paris, Janeiro a Abril, 1958.
- JOHNSON, A. I. — *Deformation of Reinforced Concrete*. International Association for Bridge and Structural Engineering. «Publications», vol. 11, Zurique, 1951.
- LEONHARDT, F. — *Anfängliche und Nachträgliche Durchbiegungen von Stahlbetonbalken im Zustand II. (Vorschläge für Bregrenzungen und vereinfachte Nachweise)*. «Beton-und Stahlbetonbau», vol. 54, n.º 10, Berlim, Outubro, 1959.
- MALDAGUE, J. C. — *Étude de la Déformation des Poutres en Béton Armé*. «Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, série Béton Armé», n.ºs 80-82, Paris, Maio e Setembro, 1965.
- MONTEIRO, V. M. — *Deformabilidade de Elementos de Betão Armado Sujeitos a Flexão*. (Tese). Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1965.
- RÜSCH, H. — *Der Zusammenhang zwischen Rissbildung und Haftfestigkeit unter besonder Berücksichtigung der Anwendung hoher Stahlspannungen*. International Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Fünfter Kongress, Vorbericht, Lisboa, 1956.
- SORETZ, S. — *Déformations*. Comité Européen du Béton, «Bulletin d'Information» n.º 16, Paris, Março, 1959.
- Ministério das Obras Públicas, 20 de Maio de 1967. — O Ministro das Obras Públicas, *Eduardo de Arantes e Oliveira*.