



# | GUIA COMPLETO NBR 6118 2023

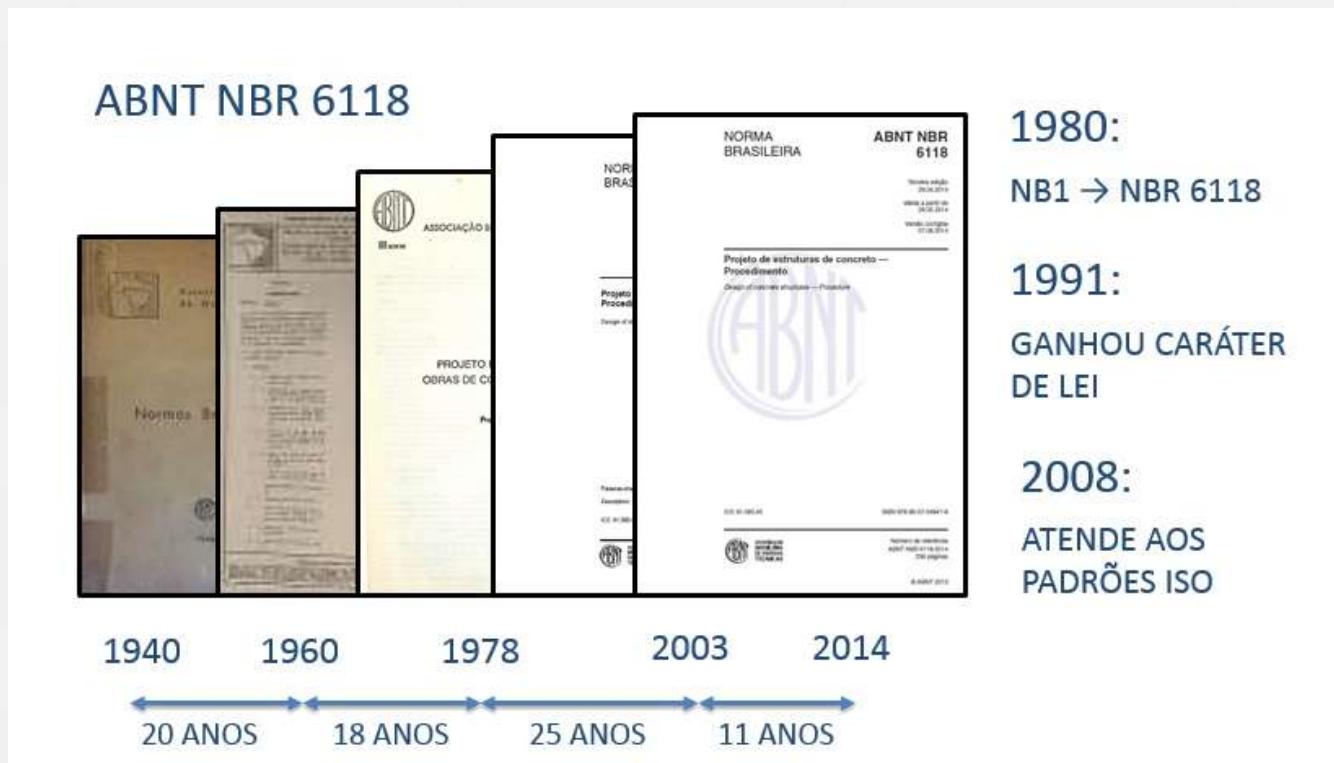
Descubra o que mudou  
na nova atualização da norma

# NBR 6118: A norma de projetos de estruturas de concreto

A NBR 6118 é a principal norma para projetos de estruturas de concreto do Brasil.

Nascida em 1940, se confundindo com a fundação da ABNT, inicialmente era chamada de NB-1 (Norma Brasileira Número 1).

Depois evoluiu para NBR 6118, recebendo atualizações em 1960, 1978, 2003, 2014 e agora, em 2023, uma nova atualização.



# O que muda com a nova atualização da norma?

"A grande maioria das novidades consiste na introdução de textos e figuras, certas vezes com a imposição de limites, cujo objetivo é esclarecer como os procedimentos e requisitos devem ser considerados nos projetos estruturais de forma correta."

Explica o explica o eng. Alio Kimura, diretor-adjunto de Normas Técnicas da ABECE e secretário da Comissão.

Segundo a eng. Suely Bueno, diretora de Normas Técnicas da ABECE e coordenadora da Comissão, "essa revisão demonstra os sinais de maturidade do texto atual. Porém, isso não significa que não há mais trabalho pela frente".

"Além disso, por ser uma norma que envolve a segurança e o conforto dos usuários das construções de concreto, é fundamental que ela seja revisitada, atualizada e melhorada, de forma contínua e paulatina", ressalta.

FONTE: Site ABECE <https://site.abece.com.br/o-que-mudara-com-a-nova-nbr-6118/>

## Critérios de durabilidade (7.4.7.4)

NBR 6118: 2014

**7.4.7.4** Quando houver um controle adequado de qualidade e limites rígidos de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução, pode ser adotado o valor  $\Delta c = 5$  mm, mas a exigência de controle rigoroso deve ser explicitada nos desenhos de projeto. Permite-se, então, a redução dos cobrimentos nominais, prescritos na Tabela 7.2, em 5 mm.

NBR 6118: 2023

**7.4.7.4** Para estruturas projetadas de acordo com a ABNT NBR 9062, quando houver um controle adequado de qualidade e limites rígidos de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução, pode ser adotado o valor  $\Delta c = 5$  mm, mas a exigência de controle rigoroso deve ser explicitada nos desenhos de projeto. Permite-se, então, a redução dos cobrimentos nominais, conforme a Tabela 7.2, em 5 mm.

## Compressão do concreto (8.2.10.1)

NBR 6118: 2014

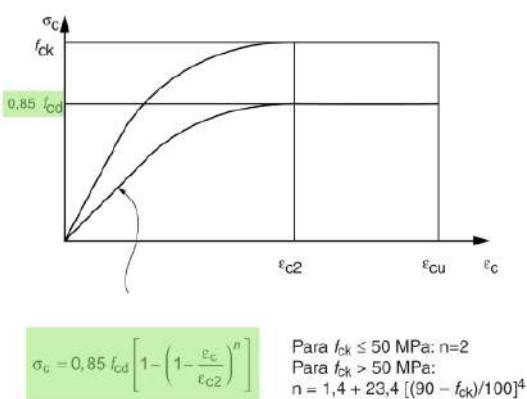


Figura 8.2 – Diagrama tensão-deformação idealizado

NBR 6118: 2023

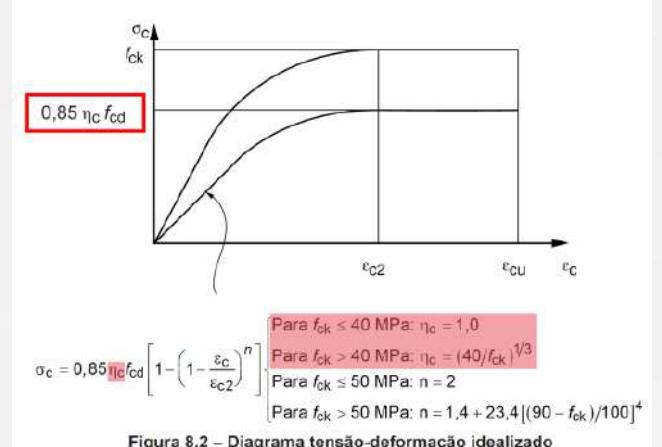


Figura 8.2 – Diagrama tensão-deformação idealizado

# Tipo de superfície aderente (8.3.2)

NBR 6118: 2014

Tabela 8.3 – Valor do coeficiente de aderência  $\eta_1$

Tipo de superfície	$\eta_1$
Lisa	1,0
Entalhada	1,4
Nervurada	2,25

NBR 6118: 2023

Tabela 8.2 – Valor do coeficiente de aderência  $\eta_1$

Categoria do aço	$\eta_1$
CA-25	1,00
CA-50	2,25
CA-60	1,00

# Gancho dos estribos (9.4.6.1)

NBR 6118: 2014

## 9.4.6.1 Ganchos dos estribos

Os ganchos dos estribos podem ser:

- semicirculares ou em ângulo de 135° (com orientação para o interior do elemento estrutural), com ponta reta de comprimento igual a 5  $\phi_t$ , porém não inferior a 5 cm;
- em ângulo reto, com ponta reta de comprimento maior ou igual a 10  $\phi_t$ , porém não inferior a 7 cm (este tipo de gancho não pode ser utilizado para barras e fios lisos).

Os ganchos dos estribos devem, preferencialmente, ser executados em ângulo de 135° (com orientação para o interior do elemento estrutural) conforme a Figura 9.2.

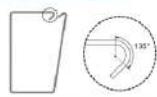


Figura 9.2 – Estribo com gancho em 135°

O diâmetro interno de curvatura dos estribos deve ser no mínimo igual ao valor dado na Tabela 9.2.

Tabela 9.2 – Diâmetro dos pinos de dobramento para estribos

Bitola mm	Tipo de aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
≤ 10	3 $\phi_t$	3 $\phi_t$	3 $\phi_t$
10 < $\phi$ < 20	4 $\phi_t$	5 $\phi_t$	—
≥ 20	5 $\phi_t$	6 $\phi_t$	—

NBR 6118: 2023

## 9.4.6.1 Ganchos dos estribos

Os ganchos dos estribos podem ser:

- semicirculares ou em ângulo de 45° (interno), com ponta reta de comprimento igual a 5  $\phi_t$ , porém não inferior a 5 cm;
- em ângulo reto, com ponta reta de comprimento maior ou igual a 10  $\phi_t$ , porém não inferior a 7 cm (este tipo de gancho não pode ser utilizado para barras e fios lisos).

O diâmetro interno da curvatura dos estribos deve ser no mínimo igual ao valor dado na Tabela 9.2.

Tabela 9.2 – Diâmetro dos pinos de dobramento para estribos

Bitola mm	Tipo de aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
≤ 10	3 $\phi_t$	3 $\phi_t$	3 $\phi_t$
10 < $\phi$ < 20	4 $\phi_t$	5 $\phi_t$	—
≥ 20	5 $\phi_t$	8 $\phi_t$	—

# Classificação das ações (11.2.2)

NBR 6118: 2014

## 11.2.2 Classificação das ações

As ações a considerar classificam-se, de acordo com a ABNT NBR 8681, em permanentes, variáveis e excepcionais.

Para cada tipo de construção, as ações a considerar devem respeitar suas peculiaridades e as normas a ela aplicáveis.

NBR 6118: 2023

## 11.2.2 Classificação das ações

As ações a considerar classificam-se, de acordo com a ABNT NBR 8681, em permanentes, variáveis e excepcionais.

Para cada tipo de construção, as ações a considerar devem respeitar suas peculiaridades e as normas a ela aplicáveis.

A ação da água pode ser considerada como permanente, variável ou especial, dependendo da situação, conforme as ABNT NBR 6120 e ABNT NBR 8681.

# Imperfeições geométricas (11.3.3.4)

NBR 6118: 2014

## 11.3.3.4 Imperfeições geométricas

Na verificação do estado-limite último das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada. Essas imperfeições podem ser divididas em dois grupos: imperfeições globais e imperfeições locais.

NBR 6118: 2023

## 11.3.3.4 Imperfeições geométricas

Na verificação do estado-limite último das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada. Essas imperfeições podem ser divididas em dois grupos: imperfeições globais e imperfeições locais.

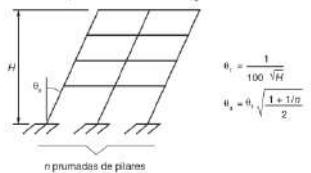
Embora as imperfeições geométricas sejam permanentes, as solicitações por elas produzidas têm a mesma natureza da ação que as provocam.

# Imperfeições globais (11.3.3.4.1)

NBR 6118: 2014

## 11.3.3.4.1 Imperfeições globais

Na análise global dessas estruturas, sejam elas contraventadas ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais, conforme mostra a Figura 11.1.



onde

$\theta_{1\min} = 1/300$  para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

$\theta_{1\max} = 1/200$ ;

$H$  é a altura total da edificação, expressa em metros (m);

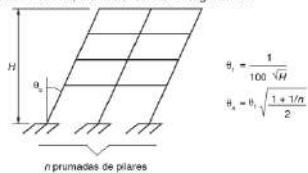
$n$  é o número de prumadas de pilares no pôrtico **plano**.

Figura 11.1 – Imperfeições geométricas globais

NBR 6118: 2023

## 11.3.3.4.1 Imperfeições globais

Na análise global dessas estruturas, sejam elas contraventadas ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais, conforme mostra a Figura 11.1.



onde

$\theta_{1\min} = 1/300$  para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

$\theta_{1\max} = 1/200$ ;

$H$  é a altura total da edificação, expressa em metros (m);

$n$  é o número de pilares verticais que contribuem para o efeito do desaprumo global e associados à altura  $H$  adotada

Figura 11.1 – Imperfeições geométricas globais

# Coeficientes ponderadores de ações (tabela 11.1)

NBR 6118: 2014

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 <sup>a</sup>	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Exceptionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde  
 D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.  
<sup>a</sup> Para as ações permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3. Neste caso, as demais ações permanentes devem ser ponderadas conforme a ABNT NBR 8881:2003 Versão Corrigida 2004, Tabela 1.

NBR 6118: 2023

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 <sup>a</sup>	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Exceptionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde  
 D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.  
<sup>a</sup> Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

# Exigências de durabilidade (tabela 13.4)

NBR 6118: 2014

Tabela 13.4 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental			
Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	Combinação frequente
	ELS-F	Combinação frequente	
	ELS-D <sup>a</sup>	Combinação quase permanente	
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	Combinação rara
	ELS-F	Combinação rara	
	ELS-D <sup>a</sup>	Combinação frequente	

<sup>a</sup> A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com  $a_0 = 50$  mm (Figura 3.1).

NOTAS

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

3 No projeto de lajes lisas e cunhado protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

NBR 6118: 2023

Tabela 13.4 – Exigências mínimas de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental				
Tipo de concreto estrutural	Tipo de proteção	Classe de agressividade ambiental (CAA)	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	–	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	–	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	–	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	–	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
	Pós-tração	CAA I e CAA II		
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração	CAA I e CAA II	Verificar as duas condições abaixo	Combinação frequente
	ELS-F	Combinação frequente		
	ELS-D <sup>a</sup>	Combinação quase permanente		
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração	CAA I a CAA IV	Verificar as duas condições abaixo	Combinação rara
	ELS-F	Combinação rara		
	ELS-D <sup>a</sup>	Combinação frequente		

Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

No caso de pré-tração em estruturas de concreto pré-fabricado, devem ser atendidos os requisitos da ABNT NBR 9032.

NOTA 1 – As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

NOTA 2 – No projeto de lajes lisas e cunhado protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

<sup>a</sup> A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com  $a_0 = 50$  MM (ver Figura 3.1).

# Não linearidade física (15.7.3)

## NBR 6118: 2014

### 15.7.3 Consideração aproximada da não linearidade física

Para a análise dos esforços globais de 2<sup>a</sup> ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes:

- lajes:  $(E)_{sec} = 0,3 E_c l_c$
- vigas:  $(E)_{sec} = 0,4 E_c l_c$  para  $A_s' \neq A_s$  e  
 $(E)_{sec} = 0,5 E_c l_c$  para  $A_s' = A_s$
- pilares:  $(E)_{sec} = 0,8 E_c l_c$

onde

$l_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes.

$E_c$  é o valor representativo do módulo de deformação do concreto conforme 15.5.1.

Os valores de rigidez adotados nesta subseção são aproximados e não podem ser usados para avaliar esforços locais de 2<sup>a</sup> ordem, mesmo com uma discretização maior da modelagem.

## NBR 6118: 2023

### 15.7.3 Consideração aproximada da não linearidade física

Para a análise dos esforços globais de 2<sup>a</sup> ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes:

- lajes:  $(E)_{sec} = 0,3 E_{dc} l_c$
- vigas:  $(E)_{sec} = 0,4 E_{dc} l_c$  para  $A_s' \neq A_s$  e  
 $(E)_{sec} = 0,5 E_{dc} l_c$  para  $A_s' = A_s$
- pilares:  $(E)_{sec} = 0,8 E_{dc} l_c$

onde

$l_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes.

$E_{dc}$  é o valor representativo do módulo de deformação do concreto conforme 15.5.1.

Os valores de rigidez adotados nesta subseção são aproximados e não podem ser usados para avaliar esforços locais de 2<sup>a</sup> ordem, mesmo com uma discretização maior da modelagem.

Em estruturas com menos de quatro andares em que as forças verticais nos pilares sejam pequenas ( $N_{pl} < 0,1 A_{st} f_{st}$ ), como em alguns galpões, a redução de rigidez dos elementos estruturais deve ser avaliada de forma específica.

# Efeitos localizados de 2<sup>a</sup> ordem (15.9.2)

## NBR 6118: 2014

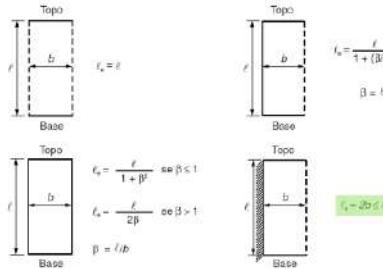


Figura 15.4 – Comprimento equivalente  $l_e$

Se o topo e a base forem engastados e  $\beta \leq 1$ , os valores de  $\lambda_e$  podem ser multiplicados por 0.85.

## NBR 6118: 2023

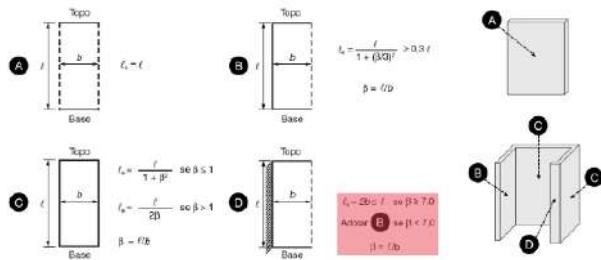


Figura 15.4 – Comprimento equivalente  $l_e$

Se o topo e a base forem engastados e  $\beta \leq 1$ , os valores de  $\lambda_e$  podem ser multiplicados por 0.85.

## Ato da protensão (17.2.4.3.2)

NBR 6118: 2014

### 17.2.4.3.2 Verificação simplificada

Admite-se que a segurança em relação ao estado-limite último no ato de protensão seja verificada no estádio I (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais), desde que as seguintes condições sejam satisfeitas:

- a) a tensão máxima de compressão na seção de concreto, obtida através das solicitações ponderadas de  $\gamma_p = 1,1$  e  $\gamma_f = 1,0$ , não pode ultrapassar 70 % da resistência característica  $f_{ckj}$  prevista para a idade de aplicação da protensão [(17.2.4.3.1-a)];

NBR 6118: 2023

### 17.2.4.3.2 Verificação simplificada

Admite-se que a segurança em relação ao estado-limite último no ato de protensão seja verificada no estádio I (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais), desde que as seguintes condições sejam satisfeitas:

- a) a tensão máxima de compressão na seção de concreto, obtida através das solicitações ponderadas de  $\gamma_p = 1,1$  e  $\gamma_f = 1,0$  não pode ultrapassar os seguintes valores:

$0,7 f_{ckj}$  para  $f_{ck} \leq 50$  MPa

$0,7 [1,0 - (f_{ckj} - 50) / 200] f_{ckj}$  para  $50 < f_{ck} \leq 90$  MPa

# Tensões limites para protensão (17.2.4.4)

NBR 6118: 2014

Item inexistente.

NBR 6118: 2023

## 17.2.4.4 Estado-limite de serviço

Devem ser atendidas as verificações do ELS estabelecidas na Tabela 13.4 de acordo com o nível de protensão definido em projeto.

### 17.2.4.4.1 Limites de tensão de compressão

Tensões de compressão excessivas no concreto sob cargas em serviço podem provocar fissuras longitudinais e elevadas perdas de protensão por fluência. Para evitar esses efeitos, devem se limitar as tensões de compressão do concreto a um nível apropriado.

Para protensão completa (Nível 3) e protensão limitada (Nível 2), as tensões no concreto em serviço (considerando a seção não fissurada e após todas as perdas de protensão) não podem exceder os seguintes limites:

- a) na combinação quase permanente –  $0,45 f_{ck}$ ;
- b) na combinação frequente –  $0,6 f_{ck}$ ;
- c) na combinação rara –  $0,6 f_{ck}$  (somente para protensão completa, Nível 3).

### 17.2.4.4.2 Limites de tensão de tração

A limitação das tensões de tração no concreto é uma medida adequada para reduzir a probabilidade de fissuração. Dependendo do estado-limite considerado, ELS-F e ELS-D, diferentes limites de tensão devem ser aplicados, tomando-se como base a seção não fissurada do concreto.

Quando a tensão de tração máxima no concreto no ELS-F (ver a Tabela 13.4) exceder  $0,7 \alpha f_{ctm}$ , a seção passa a trabalhar no Estadio II (seção fissurada). No ELS-D, considera-se a tensão-limite nula de tração.

# Flecha imediata em vigas (17.3.2.1.1)

## NBR 6118: 2014

### 17.3.2.1.1 Flecha imediata em vigas de concreto armado

Para uma avaliação aproximada da flecha imediata em vigas, pode-se utilizar a expressão de rigidez equivalente dada a seguir:

$$(EI)_{eq,10} = E_{cs} \left\{ \left( \frac{M_f}{M_a} \right)^3 I_c + \left[ 1 - \left( \frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c$$

onde

$I_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

$I_{II}$  é o momento de inércia da seção fissurada de concreto no estádio II, calculado com  $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}}$ .

$M_a$  é o momento fletor na seção crítica do vão considerado, ou seja, o momento máximo no vão para vigas biapoiadas ou contínuas e momento no apoio para balanços, para a combinação de ações considerada nessa avaliação;

$M_f$  é o momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor deve ser reduzido à metade no caso de utilização de barras lisas;

$E_{cs}$  é o módulo de elasticidade secante do concreto.

## NBR 6118: 2023

### 17.3.2.1.1 Flecha imediata em vigas de concreto armado

Para uma avaliação aproximada da flecha imediata em vigas, pode-se utilizar a expressão de rigidez equivalente dada a seguir:

$$(EI)_{eq,10} = E_{cs} \left\{ \left( \frac{M_f}{M_a} \right)^3 I_c + \left[ 1 - \left( \frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c$$

onde

$I_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

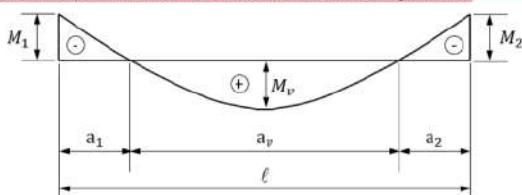
$I_{II}$  é o momento de inércia da seção fissurada de concreto no estádio II, calculado com  $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}}$ .

$M_a$  é o momento fletor na seção crítica do vão considerado, ou seja, o momento máximo no vão para vigas biapoiadas ou contínuas e momento no apoio para balanços, para a combinação de ações considerada nessa avaliação;

$M_f$  é o momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor deve ser reduzido à metade no caso de utilização de barras lisas;

$E_{cs}$  é o módulo de elasticidade secante do concreto.

Para vãos de vigas contínuas, quando for necessária maior precisão, pode-se adotar, para a rigidez equivalente, o valor ponderado com o critério estabelecido na Figura 17.3.



$$(EI)_{eq} = \frac{1}{\ell} \left[ ((EI)_{eq,1} \cdot a_1) + ((EI)_{eq,v} \cdot a_v) + ((EI)_{eq,2} \cdot a_2) \right]$$

onde:  $\begin{cases} (EI)_{eq,1} \text{ é a rigidez equivalente no trecho 1;} \\ (EI)_{eq,v} \text{ é a rigidez equivalente no trecho de momentos positivos;} \\ (EI)_{eq,2} \text{ é a rigidez equivalente no trecho 2.} \end{cases}$

Figura 17.3 – Rigidez equivalente para vãos de vigas contínuas

Em cada trecho, a rigidez equivalente deve ser calculada com  $EI_{II}$  considerando as armaduras existentes no trecho e com  $M_a$  igual a  $M_1$ ,  $M_v$  e  $M_2$  respectivamente.

Pode-se adotar  $a_1/\ell$  e  $a_2/\ell$  aproximadamente iguais a 0,15.

## Verificação ao cortante - Modelo I (17.4.2.2)

NBR 6118: 2014

- $M_0$  é o valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção (tracionada por  $M_{d,\text{máx}}$ ), provocada pelas forças normais de diversas origens concomitantes com  $V_{Sd}$ , sendo essa tensão calculada com valores de  $\gamma_f$  e  $\gamma_p$  iguais a 1,0 e 0,9, respectivamente; os momentos correspondentes a essas forças normais não podem ser considerados no cálculo dessa tensão, pois são considerados em  $M_{Sd}$ ; devem ser considerados apenas os momentos isostáticos de protensão;
- $M_{Sd,\text{máx}}$  é o momento fletor de cálculo máximo no trecho em análise, que pode ser tomado como o de maior valor no semitramo considerado (para esse cálculo não se consideram os momentos isostáticos de protensão, apenas os hiperestáticos);

NBR 6118: 2023

- $M_0$  é o valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por  $M_{Sd,\text{máx}}$ , provocada pelos esforços isostáticos de protensão e pelas forças normais de diversas origens concomitantes com  $V_{Sd}$ , sendo essa tensão calculada com valores de  $\gamma_f$  e  $\gamma_p$  iguais a 1,0 e 0,9, respectivamente; os momentos correspondentes a essas forças normais não podem ser considerados no cálculo dessa tensão pois são considerados em  $M_{Sd,\text{máx}}$ ; devem ser considerados apenas os momentos isostáticos de protensão; devem ser consideradas todas as perdas de protensão na determinação das forças normais e dos momentos isostáticos de protensão;

$$M_0 = P_d \left( \frac{W_1}{A_c} + e_p \right) + N_{Sd} \left( \frac{W_1}{A_c} \right), \text{ sendo } W_1 \text{ o módulo de resistência na fibra mais tracionada.}$$

- $M_{Sd,\text{máx}}$  é o momento fletor de cálculo máximo na seção em análise; alternativamente, pode ser tomado apenas na seção com maior valor de  $M_{Sd,\text{máx}}$  no semitramo em análise, nesse caso a relação  $M_0/M_{Sd,\text{máx}}$  fica constante no semitramo e  $M_0$  deve ser calculado na mesma seção que atua  $M_{Sd,\text{máx}}$ ; os momentos isostáticos de protensão não podem ser considerados nesse cálculo, apenas os hiperestáticos.

## Verificação ao cortante - Modelo I (17.4.2.2)

NBR 6118: 2014

A decalagem do diagrama de força no banzo tracionado pode também ser obtida simplesmente empregando a força de tração, em cada seção, dada pela expressão:

$$F_{Sd,cor} = \left[ \frac{M_{Sd}}{z} + |V_{Sd}|(\cot \theta - \cot \alpha) \frac{1}{2} \right] \leq \frac{M_{Sd,máx}}{z}$$

onde:

$M_{Sd,máx}$  é o momento fletor de cálculo máximo no trecho em análise

NBR 6118: 2023

A decalagem do diagrama de força no banzo tracionado pode também ser obtida simplesmente empregando a força de tração, em cada seção, dada pela expressão:

$$F_{Sd,cor} = \frac{M_{Sd}}{z} + |V_{Sd}| \frac{a_i}{d} \leq \frac{M_{Sd,máx}}{z_{máx}}$$

onde

$M_{Sd,máx}$  é o momento fletor de cálculo máximo no trecho em análise;

$z_{máx}$  o valor de  $z$  que corresponde ao valor de  $M_{Sd,máx}$ .

# Mudança de direção das armaduras (18.2.3)

## NBR 6118: 2014

### 18.2.3 Mudanças de direção das armaduras

Quando houver tendência à retificação de barra tracionada em regiões em que a resistência a esses deslocamentos seja proporcionada por cobrimento insuficiente de concreto, a permanência da barra em sua posição deve ser garantida por meio de estribos ou grampos convenientemente distribuídos. Deve ser dada preferência à substituição da barra por outras duas, prolongadas além do seu cruzamento e ancoradas conforme a Seção 9 (ver Figura 18.1).

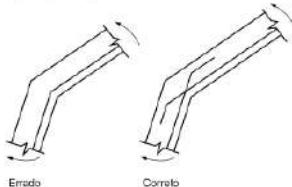


Figura 18.1 – Mudança de direção das armaduras

## NBR 6118: 2023

### 18.2.3 Mudanças de direção das armaduras

Quando houver tendência à retificação de barra tracionada em regiões em que a resistência a esses deslocamentos seja proporcionada por cobrimento insuficiente de concreto, a permanência da barra em sua posição deve ser garantida por meio de estribos ou grampos convenientemente distribuídos. Deve ser dada preferência à substituição da barra por outras duas, prolongadas além do seu cruzamento e ancoradas conforme a Seção 9 (ver Figure 18.1).

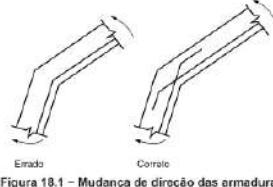


Figura 18.1 – Mudança de direção das armaduras

Deve-se verificar também os efeitos decorrentes da mudança de direção no banco comprimido.

# Estribos suplementares (18.2.4)

## NBR 6118: 2014

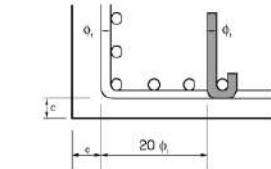


Figura 18.2 – Proteção contra flambagem das barras

No caso de estribos curvilineos cuja concavidade esteja voltada para o interior do concreto, não há necessidade de estribos suplementares. Se as seções das barras longitudinais se situarem em uma curva de concavidade voltada para fora do concreto, cada barra longitudinal deve ser ancorada pelo gancho de um estribo reto ou pelo canto de um estribo poligonal.

## NBR 6118: 2023

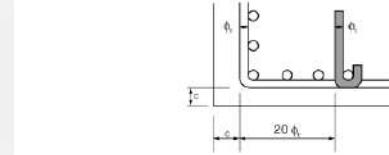


Figura 18.2 – Proteção contra flambagem das barras

O estribo suplementar deve atender ao mínimo estabelecido em 18.4.3, podendo ter o seu diâmetro e espaçamento diferentes do estribo poligonal.

No caso de estribos curvilineos cuja concavidade esteja voltada para o interior do concreto, não há necessidade de estribos suplementares. Se as seções das barras longitudinais se situarem em uma curva de concavidade voltada para fora do concreto, cada barra longitudinal deve ser ancorada pelo gancho de um estribo reto ou pelo canto de um estribo poligonal.

## Armadura de tração nos apoios (18.3.2.4)

NBR 6118: 2014

### 18.3.2.4 Armadura de tração nas seções de apoio

Os esforços de tração junto aos apoios de vigas simples ou contínuas devem ser resistidos por armaduras longitudinais que satisfaçam a mais severa das seguintes condições:

- a) no caso de ocorrência de momentos positivos, as armaduras obtidas através do dimensionamento da seção;
- b) em apoios extremos, para **assegurar** a ancoragem da diagonal de compressão, armaduras capazes de resistir a uma força de tração  $F_{sd} = M_d / z + (a_c / d) V_d + N_d$ , onde  $M_d$  só deve ser considerado se for positivo no apoio,  $V_d$  é a força cortante desde que atue aumentando a tensão nas barras tracionadas e  $N_d$  é a força de tração eventualmente existente; os valores de  $M_d$ ,  $V_d$  e  $N_d$  devem ser avaliados na extremidade do vão efetivo da viga e para a mesma combinação;
- c) em apoios extremos e intermediários, por prolongamento de uma parte da armadura de tração do vão ( $A_{s,vão}$ ), correspondente ao máximo momento positivo do tramo ( $M_{vão}$ ), de modo que:
  - $A_{s,apoio} \geq 1/3 (A_{s,vão})$ , se  $M_{apoio}$  for nulo ou negativo e de valor absoluto  $|M_{apoio}| \leq 0,5 M_{vão}$ ;
  - $A_{s,apoio} \geq 1/4 (A_{s,vão})$ , se  $M_{apoio}$  for negativo e de valor absoluto  $|M_{apoio}| > 0,5 M_{vão}$ .

NBR 6118: 2023

### 18.3.2.4 Armadura de tração nas seções de apoio

Os esforços de tração junto aos apoios de vigas simples ou contínuas devem ser resistidos por armaduras longitudinais que satisfaçam a mais severa das seguintes condições:

- a) no caso de ocorrência de momentos positivos, as armaduras obtidas através do dimensionamento da seção;
- b) em apoios extremos, para **garantir** a ancoragem da diagonal de compressão, armaduras capazes de resistir a uma força de tração  $F_{sd} = (a_c / d) V_d + N_d$ , onde  $V_d$  é a força cortante no apoio e  $N_d$  é a força de tração eventualmente existente;
- c) em apoios extremos e intermediários, por prolongamento de uma parte da armadura de tração do vão ( $A_{s,vão}$ ), correspondente ao máximo momento positivo do tramo ( $M_{vão}$ ), de modo que:
  - $A_{s,apoio} \geq 1/3 (A_{s,vão})$ , se  $M_{apoio}$  for nulo ou negativo e de valor absoluto  $|M_{apoio}| \leq 0,5 M_{vão}$ ;
  - $A_{s,apoio} \geq 1/4 (A_{s,vão})$ , se  $M_{apoio}$  for negativo e de valor absoluto  $|M_{apoio}| > 0,5 M_{vão}$ .

# Suspensão em vigas (18.3.6)

NBR 6118: 2014

## 18.3.6 Armadura de suspensão

Nas proximidades de cargas concentradas transmitidas à viga por outras vigas ou elementos discretos que nela se apoiem ao longo ou em parte de sua altura, ou fiquem nela pendurados, deve ser colocada armadura de suspensão.

NBR 6118: 2023

## 18.3.6 Armadura de suspensão

Nas proximidades de cargas concentradas transmitidas à viga por outras vigas ou elementos discretos que nela se apoiem ao longo ou em parte de sua altura, ou fiquem nela pendurados, deve ser colocada armadura de suspensão.

A armadura de suspensão deve ser somada à armadura de cisalhamento devida à força cortante e/ou ao momento torsor.

No caso de vigas não penduradas, a armadura de suspensão pode ser disposta na viga de apoio e na viga apoiada. Na viga de apoio, deve ser posto um mínimo de 75 % da armadura calculada do tirante, em uma extensão máxima equivalente a  $h_{\text{viga apoio}}$ , considerada a metade desta altura para cada um dos lados, a partir do ponto de cruzamento. Na viga apoiada deve ser posto um máximo de 25 % da armadura calculada do tirante, em uma extensão máxima equivalente a  $h_{\text{viga apoiada}}$ , considerada a metade para cada um dos lados, a partir do ponto de cruzamento. Caso a viga apoio e/ou a viga apoiada não se estender além do ponto de cruzamento, toda a armadura deve ser posta na extensão máxima correspondente a  $h_{\text{viga}} / 2$ .

No caso de vigas não penduradas com faces superiores coincidentes, pode ser aplicado um fator de redução da carga de suspensão dado por  $(1 - h_d / h_{\text{viga apoio}})$ , onde  $h_d$  é a diferença de nível medida entre as faces inferiores das vigas, e  $h_{\text{viga apoio}}$  é a altura da viga de apoio.

Define-se uma situação de viga pendurada quando a face inferior da viga apoiada está abaixo da face inferior da viga de apoio.

## Punção (19.5.3.2)

### NBR 6118: 2014

#### 19.5.3.2 Tensão resistente na superfície crítica $C'$ em elementos estruturais ou trechos sem armadura de punção

A verificação de tensões na superfície crítica  $C'$  deve ser efetuada como a seguir:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd1} = 0,13(1 + \sqrt{20/d})(100\rho f_{ck})^{1/3} + 0,10\sigma_{cp}$$

sendo

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y}$$

$$d = (d_x + d_y) / 2$$

onde

$d$  é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico  $C'$  da área de aplicação da força, em centímetros;

$\rho$  é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente (armadura não aderente deve ser desprezada);

$\rho_x$  e  $\rho_y$  são as taxas de armadura nas duas direções ortogonais assim calculadas:

- na largura igual à dimensão ou área carregada do pilar acrescida de  $3d$  para cada um dos lados;

- no caso de proximidade da borda, prevalece a distância até a borda, quando menor que  $3d$ .

Essa verificação deve ser feita no contorno crítico  $C'$  ou em  $C_1'$  e  $C_2'$ , no caso de existir capitel.

### NBR 6118: 2023

#### 19.5.3.2 Tensão resistente na superfície crítica $C'$ em elementos estruturais ou trechos sem armadura de punção

A verificação de tensões na superfície crítica  $C'$  deve ser efetuada como a seguir:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd1} = 0,13(1 + \sqrt{20/d})(100\rho f_{ck})^{1/3} + 0,10\sigma_{cp}$$

sendo

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0,02$$

$$d = (d_x + d_y) / 2$$

$$(1 + \sqrt{20/d}) \leq 2$$

onde

$d$  é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico  $C'$  da área de aplicação da força, em centímetros;

$\rho$  é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente (armadura não aderente deve ser desprezada);

$\rho_x$  e  $\rho_y$  são as taxas de armadura nas duas direções ortogonais assim calculadas:

- na largura igual à dimensão ou área carregada do pilar acrescida de  $3d$  para cada um dos lados;

- no caso de proximidade da borda, prevalece a distância até a borda, quando menor que  $3d$ .

Essa verificação deve ser feita no contorno crítico  $C'$  ou em  $C_1'$  e  $C_2'$ , no caso de existir capitel.

A tensão  $\sigma_{cp}$  gerada pela força axial deve ser calculada conforme a seguir:

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cp,x} + \sigma_{cp,y}}{2} \leq 3,5 \text{ MPa}$$

sendo

$$\sigma_{cp,x} = \frac{N_{sd,x}}{A_c}, \quad \sigma_{cp,y} = \frac{N_{sd,y}}{A_c}$$

onde

$N_{sd,x}$ ;  $N_{sd,y}$  são as forças axiais de compressão, devidas, por exemplo, à protensão, atuantes no contorno  $C'$ . O efeito favorável da compressão deve considerar as perdas de protensão e as perdas devidas às restrições axiais. Os valores de  $N_{sd,x}$  e  $N_{sd,y}$  devem ser determinados por modelos que levem em conta a real distribuição da protensão na seção transversal considerada da laje como um todo.

$A_c$  é área associada à força axial de compressão.

Caso  $\sigma_{cp,x} \leq 1 \text{ MPa}$  ou  $\sigma_{cp,y} \leq 1 \text{ MPa}$  deve-se desprezar o efeito favorável de  $\sigma_{cp}$ .

# Bordos livres e aberturas (20.2)

NBR 6118: 2014

## 20.2 Bordas livres e aberturas

As bordas livres e as faces das lajes maciças junto as aberturas devem ser adequadamente protegidas por armaduras transversais e longitudinais. Os detalhes típicos sugeridos para armadura complementar mostrados na Figura 20.1 são indicativos e devem ser adequados em cada situação, considerando a dimensão e o posicionamento das aberturas, o carregamento aplicado nas lajes e a quantidade de barras que está sendo interrompida pelas aberturas.

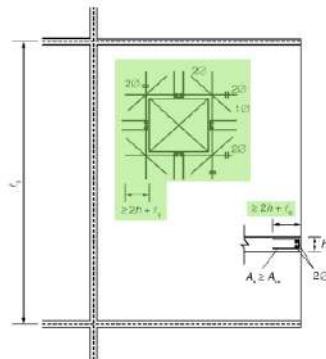


Figura 20.1 – Bordas livres e aberturas das lajes maciças

NBR 6118: 2023

## 20.2 Bordas livres e aberturas

As bordas livres e as faces das lajes maciças junto as aberturas devem ser adequadamente protegidas por armaduras transversais e longitudinais. Os detalhes típicos sugeridos para armadura complementar mostrados na Figura 20.1 são indicativos e devem ser adequados em cada situação, considerando a dimensão e o posicionamento das aberturas, o carregamento aplicado nas lajes e a quantidade de barras que está sendo interrompida pelas aberturas.

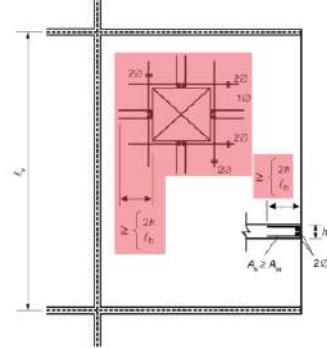


Figura 20.1 – Bordas livres e aberturas das lajes maciças

## Cabos em faixa externa (20.3.2.2)

NBR 6118: 2014

### 20.3.2.2 Largura máxima para disposição dos cabos em faixa externa de apoio

Cabos dispostos em faixa externa de apoio devem estar contidos em uma porção de laje, de tal forma que a largura desta não ultrapasse a dimensão em planta do pilar de apoio, tomada transversalmente à direção longitudinal da faixa, acrescida de 3,5 vezes a espessura da laje para cada um dos lados do pilar.

NBR 6118: 2023

### 20.3.2.2 Largura máxima para disposição dos cabos em faixa externa de apoio

Cabos dispostos em faixa externa de apoio devem estar contidos em uma porção de laje, de tal forma que a largura desta não ultrapasse a dimensão em planta do pilar de apoio, tomada transversalmente à direção longitudinal da faixa, acrescida de 3,5 vezes a espessura da laje para cada um dos lados do pilar, conforme ilustrado na Figura 20.3.

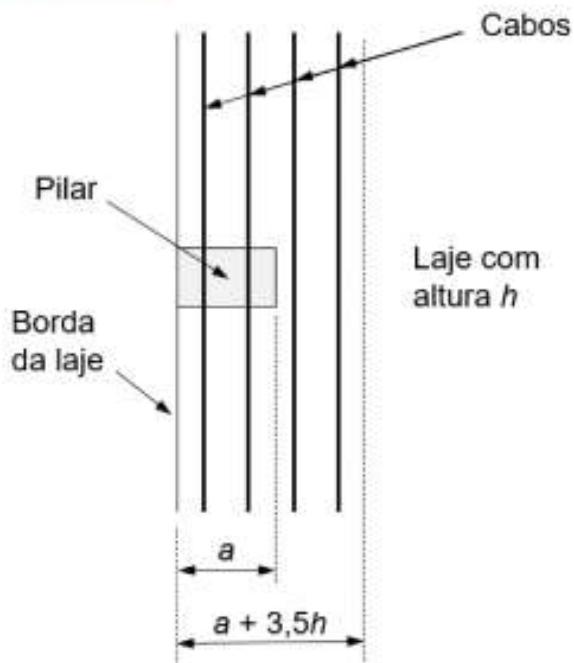


Figura 20.3 – Disposição de cabos em faixa externa de apoio

# Colapso progressivo (20.3.2.6)

NBR 6118: 2014

## 20.3.2.6 Armaduras passivas e ativas

Pode-se prescindir da armadura passiva contra o colapso progressivo, se pelo menos um cabo, em cada direção ortogonal, passar pelo interior da armadura longitudinal contida na seção transversal dos pilares ou elementos de apoio das lajes lisas ou cogumelo de edifícios comerciais e residenciais.

Sobre os apoios das lajes lisas ou cogumelo pretendidas, devem ser dispostas no mínimo quatro barras na face tracionada em uma faixa que não exceda a largura do apoio acrescida de 1,5 vez a altura total da laje para cada lado. As barras devem ser espaçadas em no máximo 30 cm e estendidas até uma distância mínima de 1/6 do vão livre na direção da armadura considerada, a partir da face do apoio.

Nas lajes pretendidas por monocordovalhas não aderentes, no máximo quatro cabos podem ser dispostos em feixe.

NBR 6118: 2023

## 20.3.2.6 Armaduras passivas e ativas

Desde que devidamente comprovada a sua eficiência, pode-se considerar os cabos pretendidos, com curvatura adequada, como parte da armadura contra o colapso progressivo previsto em 19.5.4. Além disso, no mínimo dois cabos, em cada direção ortogonal, devem passar pelo interior da armadura longitudinal contida na seção transversal dos pilares ou elementos de apoio. A posição destes cabos deve estar claramente registrada no projeto.

Sobre os apoios das lajes lisas ou cogumelo pretendidas, devem ser dispostas no mínimo quatro barras na face tracionada em uma faixa que não exceda a largura do apoio acrescida de 1,5 vez a altura total da laje para cada lado. As barras devem ser espaçadas em no máximo 30 cm e estendidas até uma distância mínima de 1/6 do vão livre na direção da armadura considerada, a partir da face do apoio.

Nas lajes pretendidas por monocordovalhas não aderentes, no máximo quatro cabos podem ser dispostos em feixe.

# Armaduras de punção (20.4)

NBR 6118: 2014

## 20.4 Armaduras de punção

Quando necessárias, as armaduras para resistir à punção devem ser constituídas por estribos verticais ou conectores (*studs*), com preferência pela utilização destes últimos.

O diâmetro da armadura de estribos não pode superar  $h/20$  da laje e deve haver contato mecânico das barras longitudinais com os cantos dos estribos.

As regiões mínimas em que devem ser dispostas as armaduras de punção, bem como as distâncias regulamentares a serem obedecidas, estão mostradas na Figura 20.3.

NBR 6118: 2023

## 20.4 Armaduras de punção

Quando necessárias, as armaduras para resistir à punção devem ser constituídas por estribos verticais ou conectores (*studs*), com preferência pela utilização destes últimos.

A resistência, as dimensões e a ancoragem dos conectores (*studs*), na ausência de Norma específica, devem ter desempenho comprovado por meio de ensaios que considerem todos os efeitos gerados pela punção.

O diâmetro da armadura de estribos não pode superar  $h/20$  da laje e deve haver contato mecânico das barras longitudinais com os cantos dos estribos.

As regiões mínimas em que devem ser dispostas as armaduras de punção, bem como as distâncias regulamentares a serem cumpridas, estão nas Figuras 19.8 e 19.9.

# Regiões D (22.2)

NBR 6118: 2014

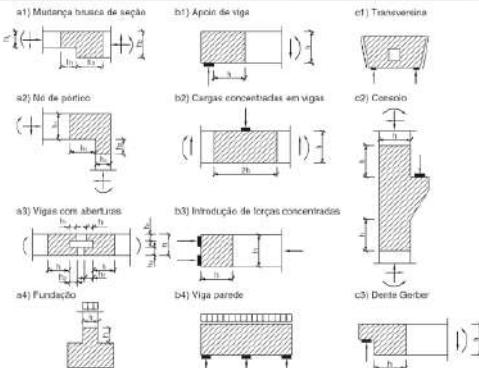


Figura 22.1 – Situações típicas de regiões D

Tendo em vista a responsabilidade dos elementos especiais na estrutura, deve-se majorar as solicitações de cálculo por um coeficiente adicional  $\gamma_R$ , conforme ABNT NBR 6681, nas regiões D.

NBR 6118: 2023

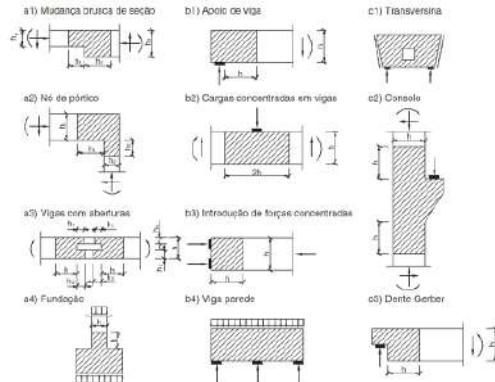


Figura 22.1 – Situações típicas de regiões D

Para conselhos, dentes Gerber e elementos que se comportam como tais, deve-se considerar um coeficiente adicional  $\gamma_R$  no mínimo igual a 1,2.

## Armadura distribuição em blocos (22.7.4.1.2)

NBR 6118: 2014

### 22.7.4.1.2 Armadura de distribuição

Para controlar a fissuração, deve ser prevista armadura positiva adicional, independente da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída em duas direções para 20 % dos esforços totais.

**NOTA** Este valor pode ser reduzido desde que seja justificado o controle das fissuras na região entre as armaduras principais.

NBR 6118: 2023

### 22.7.4.1.2 Armadura de distribuição

Para controlar a fissuração, deve ser prevista armadura positiva adicional, independentemente da armadura principal de flexão, em malha uniformemente distribuída em duas direções ortogonais correspondente a 20 % do total das forças de tração em cada uma delas.

# Armadura suspensão em blocos (22.7.4.1.3)

NBR 6118: 2014

## 22.7.4.1.3 Armadura de suspensão

Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25 % dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que 3 vezes o diâmetro da estaca, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada.

NBR 6118: 2023

## 22.7.4.1.3 Armadura de suspensão

Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25 % dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que três vezes a altura do bloco, deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada.

# Vibrações excessivas (23.3)

## NBR 6118: 2014

### 23.3 Estado-limite de vibrações excessivas

A análise das vibrações pode ser feita em regime linear no caso das estruturas usuais.

Para assegurar comportamento satisfatório das estruturas sujeitas a vibrações, deve-se afastar o máximo possível a frequência própria da estrutura ( $f$ ) da frequência crítica ( $f_{crit}$ ), que depende da destinação da respectiva edificação. A condição abaixo deve ser satisfeita:

$$f > 1,2 f_{crit}$$

Quando a ação crítica é originada por uma máquina, a frequência crítica passa a ser a da operação da máquina. Nesse caso, pode não ser suficiente afastar as duas frequências, própria e crítica. Principalmente quando a máquina é ligada, durante o seu processo de aceleração, é usualmente necessário aumentar a massa ou o amortecimento da estrutura para absorver parte da energia envolvida.

Nos casos especiais, em que as prescrições anteriores não puderem ser atendidas, deve ser feita uma análise dinâmica mais acurada, conforme estabelecido em Normas Internacionais, enquanto não existir Norma Brasileira específica.

Na falta de valores determinados experimentalmente, podem ser adotados os valores indicados na Tabela 23.1 para  $f_{crit}$ .

## NBR 6118: 2023

### 23.3 Estado-limite de vibrações excessivas

A análise das vibrações pode ser feita em regime linear no caso das estruturas usuais.

Para assegurar comportamento satisfatório das estruturas sujeitas a vibrações, deve-se afastar o máximo possível a frequência natural da estrutura ( $f_n$ ) da frequência crítica ( $f_{crit}$ ), que depende da destinação da respectiva edificação. A condição a seguir deve ser atendida:

$$f_n > 1,2 f_{crit}$$

A relação indicada é uma avaliação simplificada do problema da vibração em estruturas, sendo a sua adoção uma decisão que fica a critério do projetista, podendo não constituir uma solução adequada para o problema em questão.

Nos casos especiais, e naqueles em que os requisitos desta subseção não puderem ser atendidas, deve ser feita uma análise dinâmica mais acurada, conforme estabelecido em Normas Internacionais, enquanto não existir Norma Brasileira específica.

As frequências naturais da estrutura devem ser determinadas por uma análise modal computacional ou experimental. As massas a serem consideradas nesta avaliação correspondem aos pesos definidos nas combinações de serviço frequente, de acordo com 11.8.3.1.

Quando a ação crítica é originada por uma máquina, a frequência crítica passa a ser a da operação da máquina. Nesse caso, pode não ser suficiente afastar as duas frequências, própria e crítica. Principalmente quando a máquina é ligada, durante o seu processo de aceleração, é usualmente necessário aumentar a massa ou o amortecimento da estrutura para absorver parte da energia envolvida.

Na falta de valores determinados experimentalmente, pode-se adotar os valores indicados na Tabela 23.1 para  $f_{crit}$ .



ALTO Qi