

Alio E. Kimura



UM OLHAR DE INTERAÇÃO

NOVAS
CONSIDERAÇÕES
PARA O PROJETO
ESTRUTURAL

ABNT NBR 6118

Evolução,
Tendências e
Desafios



AGRADECIMENTOS

Augusto Carlos de Vasconcelos

Fernando Rebouças Stucchi

Inês Laranjeira da Silva Battagin

Nelson Covas

Sérgio Hampshire de Carvalho Santos

Suely Bacchereti Bueno



PASSADO

*Histórico
NB-1/40 até 2013*



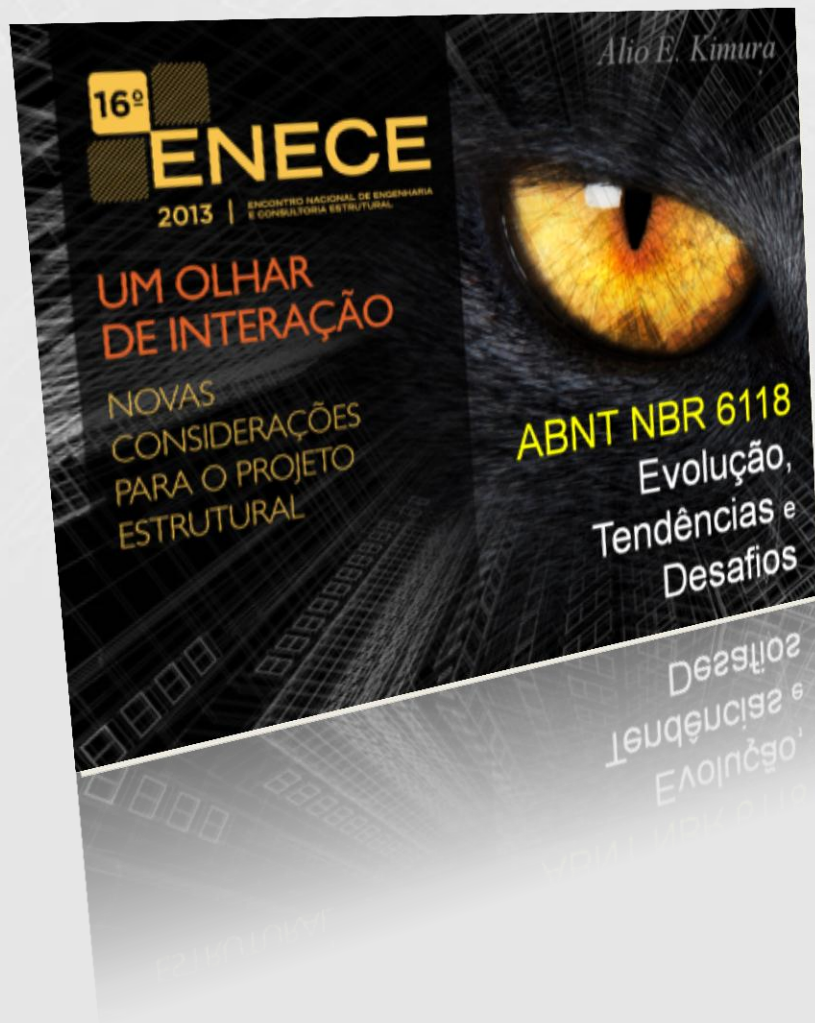
PRESENTE

*Projeto de 2013
Consulta Nacional*



FUTURO

*Próximos Passos
Temas Futuros*



PASSADO

*Histórico
NB-1/40 até 2013*



PRESENTE

*Projeto de 2013
Consulta Nacional*



FUTURO

*Próximos Passos
Temas Futuros*

DE **1940** ATÉ **2013**

São 73 anos → “Velha Senhora”
Muita coisa mudou

1940



NB-1

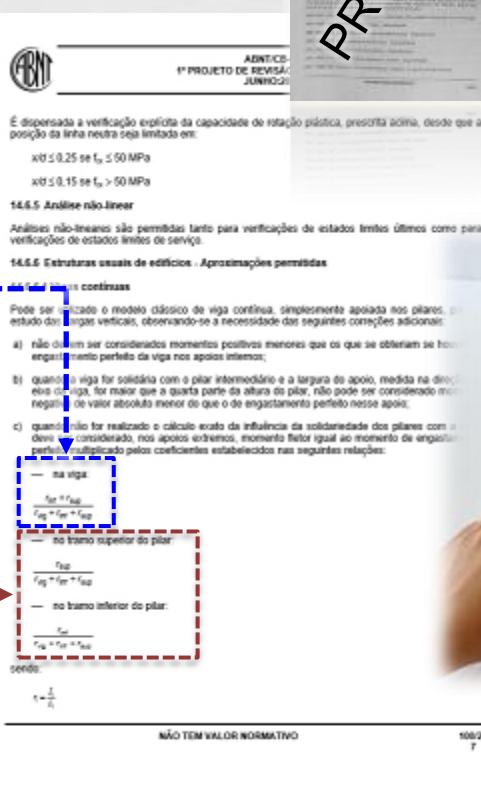
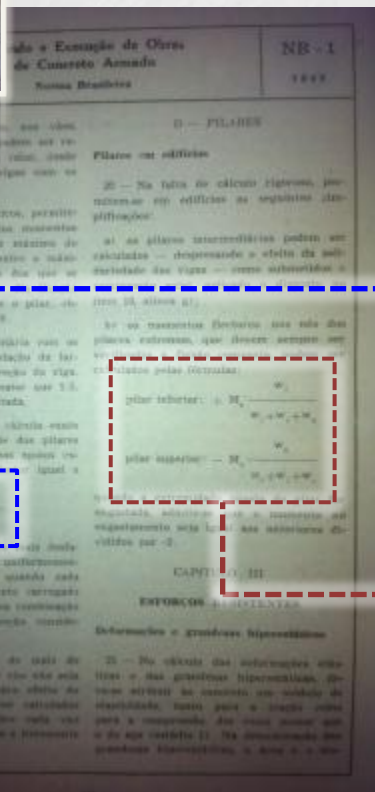


2013



DE 1940 ATÉ 2013

Herança



PROJETO

Passado e presente se misturam



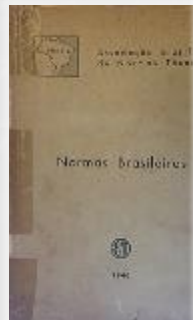
NB-1/NBR 6118

Importância na construção civil

*Único país da América
Latina com norma
própria*



DE 1940 ATÉ 2013



1940



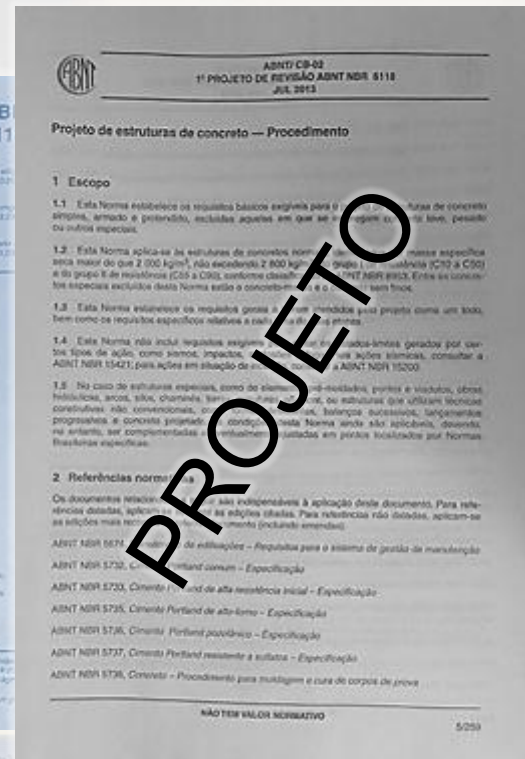
1960



1978



2003



2013

DE 1940 ATÉ 2013



NB-1 → NBR 6118



“Lei”

1980



Padrão
Mundial 2008

1991



1940

1960

1978

2003

2013

20 anos

18 anos

25 anos

10 anos

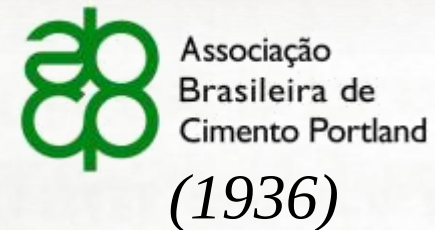
DE 1940 ATÉ 2013

Colaboraram inúmeros ilustres e competentes engenheiros.

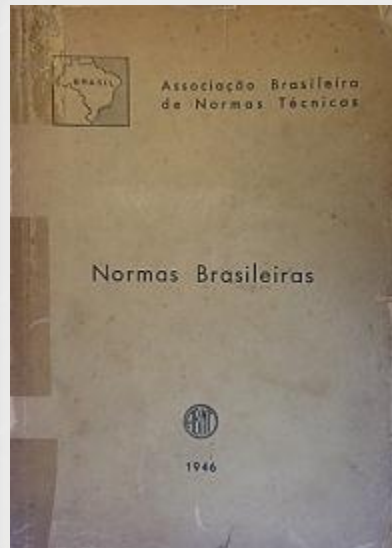
*Slides seguintes →
somente poucos nomes*



→ Décadas de 20 e 30:
avanço na construção civil
→ EB-1 e MB-1 (1937)

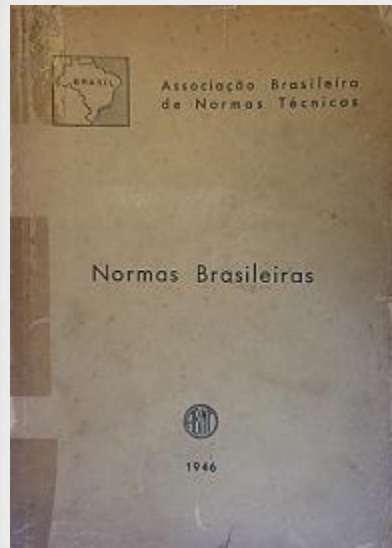


- Fundada em 1940 (RJ)
- Entidade particular



NB-1
1940

- 24 páginas A5
- A ABNT foi fundada
- Norma p/ cálculo e execução de obras de concreto armado
- José Furtado Simas (ABC/RJ),
Telemaco Van Langendonck (ABCP/SP)
- Influência da DIN-1045
- Estádio III no concreto e aço
(compressão simples) → 1ª norma no mundo



NB-1
1940

Seções:

Cap. I - Generalidades

Cap. II - Esforços Solicitantes

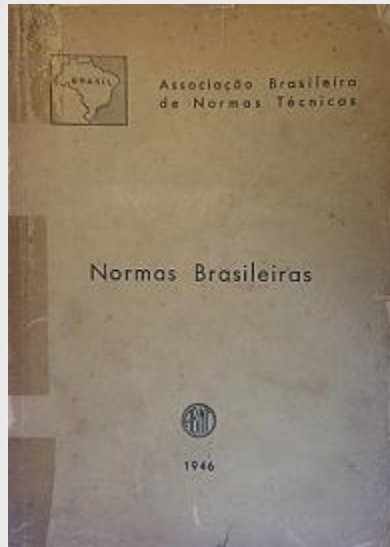
Cap. III - Esforços Resistentes

Cap. IV - Disposições Construtivas

Cap. V - Execução de Obras

Cap. VI - Materiais

Cap. VII - Tensões Admissíveis

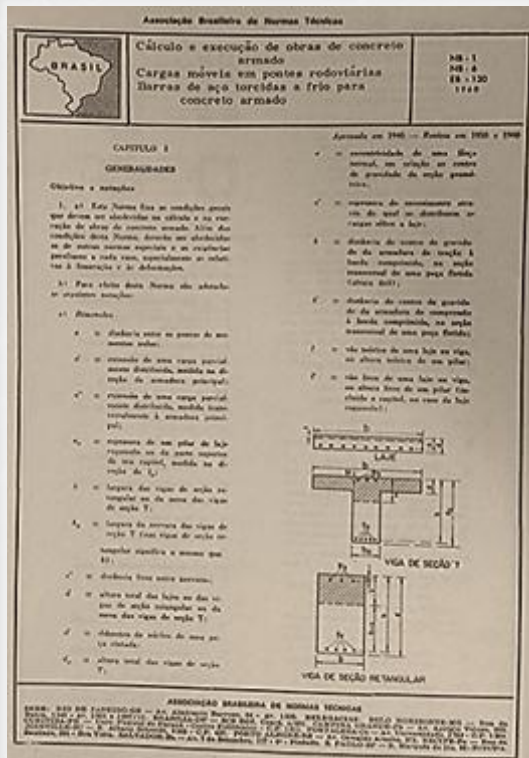


NB-1
1940

“A atual norma brasileira pode configurar entre as mais perfeitas do mundo inteiro e acompanha os resultados das mais modernas experiências realizadas sobre concreto armado.”

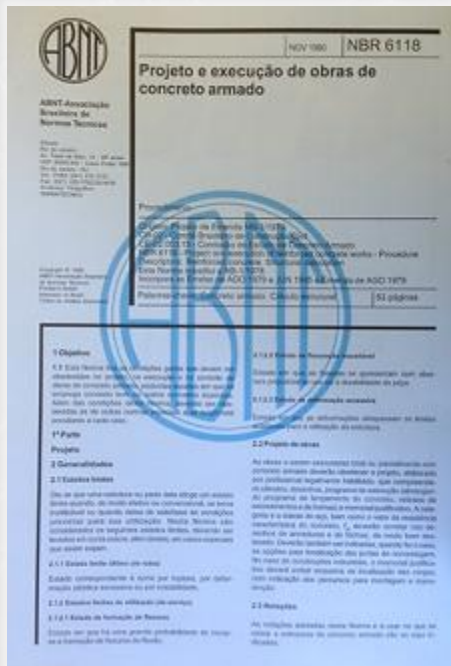
“(...) Não se trata, assim, de uma tradução de regulamentos de outros países e sim de uma norma brasileira, elaborada por brasileiros.”

Revista CONCRETO, n. 33, 1940



NB-1/1960

- 19 páginas A4
- Mesmos capítulos
- Fernando Luiz Lobo Carneiro, Telemaco Van Langendonck, Humberto Fonseca, ...
- Estádio III p/ todas solicitações
- Resistência característica (f_{ck})
- Cooperação com o CEB



NBR 6118:1978



- 53 páginas A4
- Mesma capítulos
- Péricles Brasiliense Fusco, Lauro Modesto dos Santos, Augusto Carlos de Vasconcelos, Nilo Andrade do Amaral, ...
- Efeitos locais de 2ª ordem
- CT (Ibracon)



NBR 7197

- Antônio Alves Noronha, Fernando L. Lobo Carneiro, Carlos Freire Machado, ...



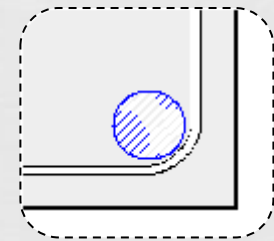
NBR 6118:2003

- 221 páginas A4
- Fernando Rebouças Stucchi, Ricardo Leopoldo e Silva França, José Zamarion Ferreira Diniz, Paulo Helene, Inês Laranjeira da Silva Battagin, ...
- Mais de 10 anos de trabalho
- Mudança expressiva
- Estrutura totalmente remodelada
→ sequência do projeto
- Somente a parte de projeto, execução referencia outras normas



NBR 6118:2003

- *Concreto simples, armado e protendido*
- *Requisitos de qualidade*
- *Durabilidade*
- *Análise estrutural*
- *Efeitos globais de 2ª ordem*
- *Punção com momentos fletores*
- *Regiões e elementos especiais*



$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

Augusto Carlos de Vasconcelos
Mário Franco



NBR 6118:2003



Em 2008: norma com padrão internacional, aprovada pela ISO/TC71.

*NBR 6118, NBR 9062,
NBR 14432, NBR 8953,
NBR 8681, NBR 12655,
NBR 14931, NBR 15200
(incêndio), NBR 15421
(sismo)*





PASSADO

Histórico

NB-1/40 até 2013



PRESENTE

Projeto de 2013

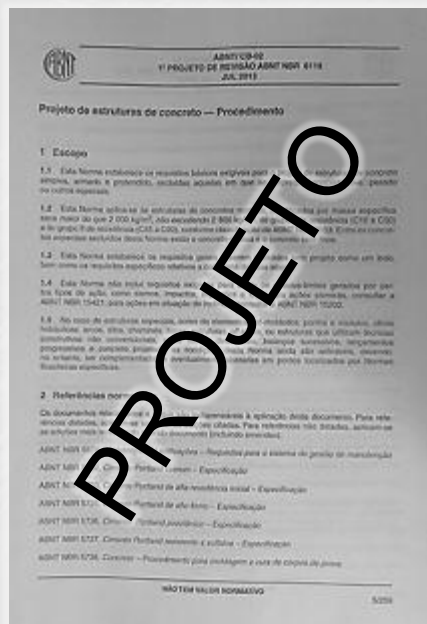
Consulta Nacional



FUTURO

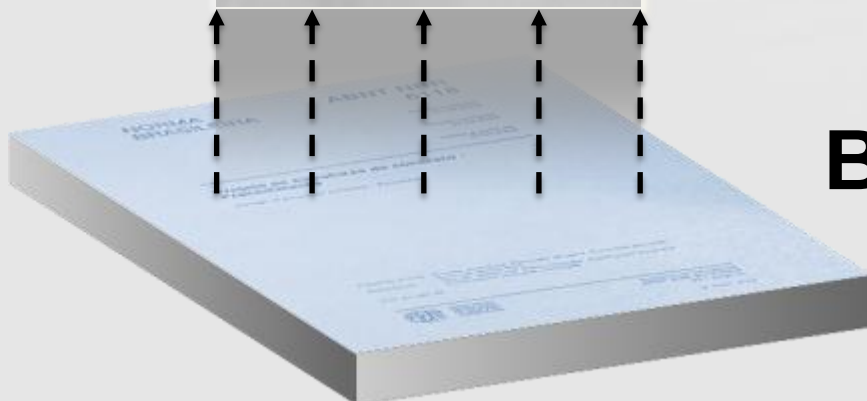
Próximos Passos

Temas Futuros



NBR 6118:2013

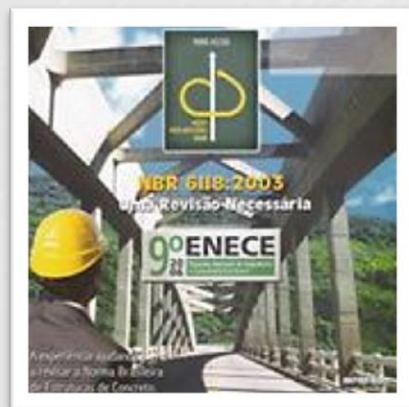
- Estrutura de 2003 mantida
- Mesmas seções
- Aprox. 260 páginas A4



Base de 2003



*ENECE 2002,
ENECE 2003
ENECE 2004*



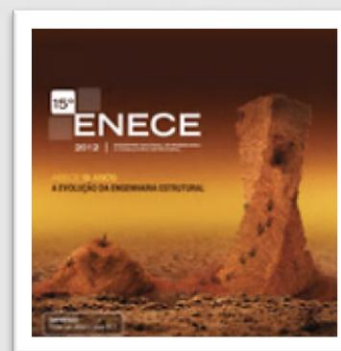
ENECE 2006

NBR 6118:2003 - Uma Revisão Necessária

O início de tudo → comentários



*ENECE 2011
Texto-base*



*ENECE 2012
Principais
alterações*



Comentários Ibracon CT-301

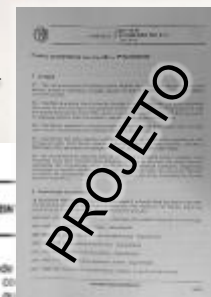


Figura 2.1 – Envoltória mínima de 1ª. Ordem

Desta forma, a verificação do momento mínimo pode ser considerada atendida quando, no dimensionamento adotado, obtém-se uma envoltória resistente que englobe a envoltória mínima de 1ª ordem (Figura 2.72).

Figura 2.2 – Envoltória resistente aos momentos de 1ª. ordem

Por sua vez, quando há a necessidade de calcular efeitos locais de 2ª ordem, a verificação do momento mínimo pode ser considerada atendida quando, no dimensionamento adotado, obtém-se uma envoltória resistente que englobe a envoltória mínima com 2ª ordem, cujos momentos totais são calculados a partir dos momentos mínimos de 1ª ordem (Figura 2.3).

Figura 2.3 – Envoltória resistente aos momentos de 2ª. ordem

A consideração destas envoltórias mínimas pode ser realizada através de duas análises à flexão composta normal, calculadas de forma independente dos momentos fletores de 1ª ordem atuantes nos extremos do pilar, como mostra a Figura 2.4.

ABNT/CS-02
1º PROJETO DE REVISÃO ABNT
JUNHO 2013

Para pilares de seção retangular, quando houver a necessidade de 1ª ordem, a verificação do momento mínimo pode ser considerada atendida quando, no dimensionamento adotado, obtém-se uma envoltória resistente que englobe a envoltória mínima de 1ª ordem, cujos momentos totais são calculados a partir dos momentos mínimos de 1ª ordem.

A consideração desta envoltória mínima pode ser realizada através de duas análises à flexão composta normal, calculadas de forma isolada e com momentos fletores mínimos de 1ª ordem atuantes nos extremos do pilar, nas suas direções principais.

Figura 15.2 - Envoltória mínima com 2ª ordem

15.4 Definição e classificação das estruturas

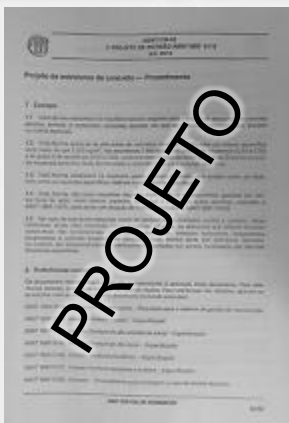
15.4.1 Efeitos globais, locais e localizados de 2ª ordem

Sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente. Os esforços de 2ª ordem decorrentes desses deslocamentos são chamados efeitos globais de 2ª ordem. Nas barras da estrutura, como um lance de pilar, os respectivos eixos não se mantêm retos, surgindo aí efeitos locais de 2ª ordem que, em princípio, afetam principalmente os esforços solícitantes ao longo delas.

Em pilares-parede (simples ou compostos) pode-se ter uma região que apresenta não retidão maior do que a do eixo do pilar como um todo. Nessas regiões surgem efeitos de 2ª ordem menores, chamados de efeitos de 2ª ordem localizados (ver Figura 15.3). O efeito de 2ª ordem localizado, além de aumentar nessa região a flexão longitudinal, aumenta também a flexão transversal, havendo a necessidade de aumentar a armadura transversal nessas regiões.

NÃO TEM VALOR NORMATIVO

11025
7



2012

CE-02:124.15 (CB-02)

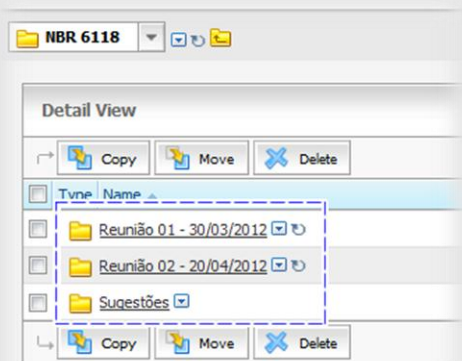
Suely B. Bueno – coordenadora
Alio E. Kimura – secretário

- 9 reuniões plenárias (8 em 2012 e 1 em 2013)
- Calendário e pautas pré-definidas
- Média de 19 participantes
- 10 estados: SP, RJ, MG, PR, SC, GO, BA, CE, RN, AM
- Produtores e Neutros bem representativos
- Carência de Consumidores



ACESSIBILIDADE, TRANSPARÊNCIA

*ABECE (ENECE 2012)
Comunidades na Internet
(Calculistas-BA e TQS)*



*Todos os documentos (ATAs, textos
parciais, sugestões)
Acesso livre p/ qualquer pessoa*



OBJETIVIDADE



Recomendação

Sugestões e Contribuições
ABNT/CB-02 - ABNT NBR 6118:2012
CE 02:124.15

Data: _____ **Empresa ou Instituição:** _____
Propositor: _____

Solicita-se ao proponente preencher uma sugestão em cada folha, distinguindo as sugestões de Forma das sugestões de Ordem Técnica. Adotar esta(s) folha(s) como documento para facilitar a análise.

ABNT NBR 6118 **Capítulo:** _____ **Nº do Item:** _____

☐ Forma
☐ Observação Técnica

Justificativa Técnica:

Redação Proposta:

Para uso da Comissão: ☐ Aceita
Razões de não Aceitação: ☐ Aceita com alterações
☐ Não-Aceita

(1) Observações de forma: Citem sempre o(s) aspecto(s) da comissão de forma, sempre relacionando o(s) aspecto(s) da comissão de forma com o(s) aspecto(s) da norma, sem contudo constituir alteração substancial ao texto da norma.
(2) Comentários de Ordem Técnica: Tratem de aspectos de conteúdo técnico.

- *Formulário oficial p/ sugestões*
- *Todas cadastradas no Livelink*
- *Possibilidade: sugestão aceita p/ próxima revisão*
- *Muitas sugestões recebidas (José Milton de Araújo, Antônio C. R. Laranjeiras, Roberto Buchain, Dácio Carvalho, etc).*



DIFICULDADES

NBR 6118 é muito abrangente!

“Norma-mãe”



*Projetista, tecnologista, verificador,
construtor, fabricante, etc.*

*Projetista: obras de arte, edifícios
altos, residências, pré-moldados, etc.*

**Visões
distintas**

DIVERGÊNCIAS



Consenso



"Acordo geral, caracterizado pela ausência de oposição sustentada a tópico essencial do assunto e por uma das partes com interesses envolvidos, através de processo que procure levar em consideração os pontos de vista das partes e conciliar os argumentos conflitantes.

Nota: Consenso não implica em unanimidade."

DIVERGÊNCIAS



*Unanimidade
não existe!*



É um grupo que precisa se entender.

Nenhum item, em absoluto, é decidido por uma pessoa.

PROJETO

1 Escopo

1.1 Esta Norma fixa os requisitos básicos exigíveis para projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, excluídas aquelas em que se empregam concreto leve, pesado ou outros especiais.

1.2 Esta Norma aplica-se às estruturas de concretos normais, identificados por massa específica seca maior do que 2 000 kg/m³, não excedendo 2 800 kg/m³, do grupo I de resistência (C10 a C50) e do grupo II de resistência (C55 a C90), conforme classificação da ABNT NBR 8953. Entre os concretos especiais excluídos desta Norma estão o concreto-massa e o concreto sem finos.

Concreto até C90

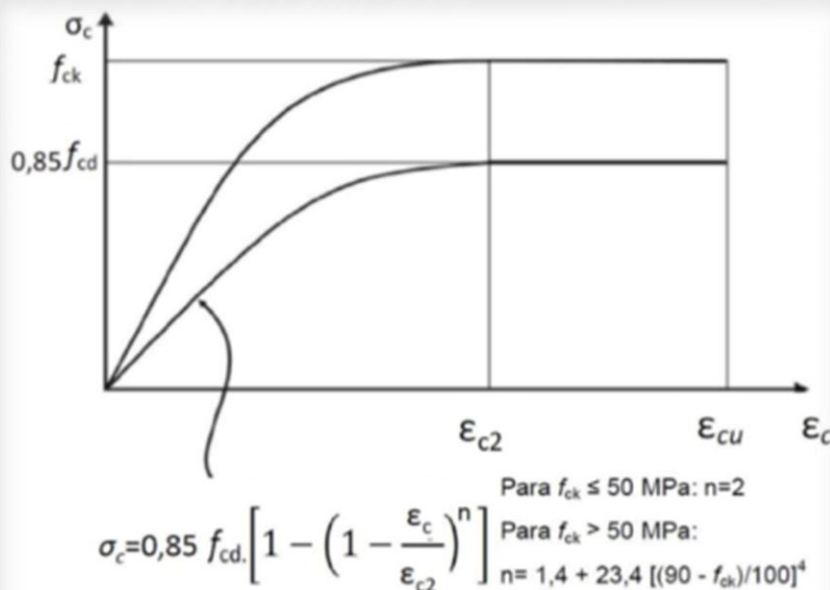
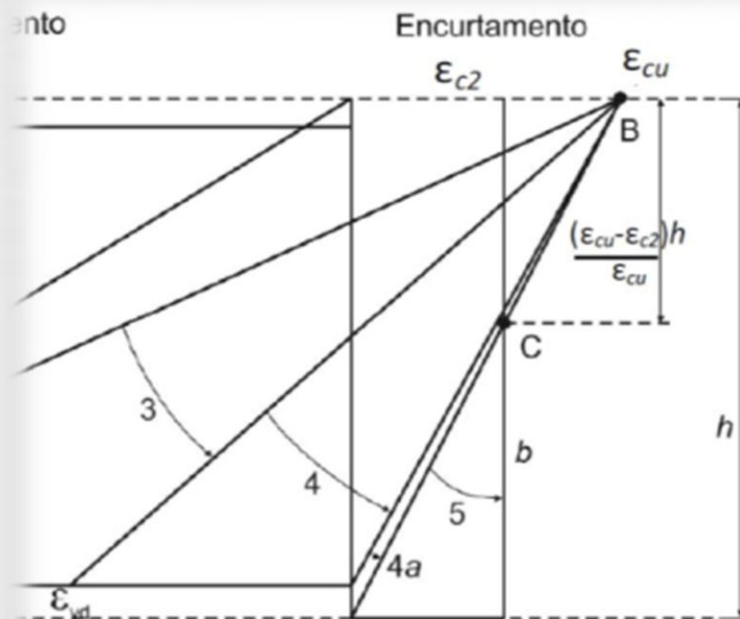


Figura 8.2 - Diagrama tensão-deformação idealizado





1 Escopo

1.1 Esta Norma fixa os requisitos básicos exigíveis para projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, excluídas aquelas em que se empregam concreto leve, pesado ou outros especiais.

1.2 Esta Norma aplica-se às estruturas de concretos normais, identificados por massa específica seca maior do que 2 000 kg/m³, não excedendo 2 800 kg/m³, do grupo I de resistência (C10 a C50) e do grupo II de resistência (C55 a C90), conforme classificação da ABNT NBR 8953. Entre os concretos especiais excluídos desta Norma estão o concreto-massa e o concreto sem finos.

Ampla revisão

f_{ctm} , κ , retração, fluência, limites de redistribuição, análise plástica, cortante, E_c , etc.

— para concretos de classes até C50:

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$$

— para concreto de classes de C50 até C90:

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln (1 + 0,11 f_{ck})$$

a) $x/d \leq (\delta - 0,44)/1,25$ para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;

b) $x/d \leq (\delta - 0,56)/1,25$ para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$.

Validação da expressão
aproximada de rigidez secante
adimensional (κ) para
concretos de alta resistência.

Autores: Eng.^o Gustavo Fortes
Prof. Dr. Ricardo França

1^o Edição
Julho de 2013

Gustavo Licht Fortes
Ricardo L. S. França



Antes

“~~Dependendo do porte da obra~~, a avaliação de conformidade...”

5.3 Avaliação da conformidade do projeto

5.3.1 A avaliação da conformidade do projeto deve ser realizada por profissional habilitado, independente e diferente do projetista, requerida e contratada pelo contratante, e registrada em documento específico que acompanhará a documentação do projeto citada em 5.2.3.

5.3.2 Entende-se que o Contratante, pode ser o proprietário da obra, numa primeira instância, desde que este tenha condições de compreender o que está se propondo e acertado neste contrato, cujo conteúdo pode versar sobre termos técnicos, específicos da linguagem do engenheiro. Nesse caso entende-se que o Proprietário tenha conhecimentos técnicos e compreenda todo o teor técnico do contrato e o autorize. O Contratante pode ser também um representante ou preposto do proprietário, respondendo tecnicamente pelo que há de cunho técnico neste contrato, substituindo este último nas questões exigidas, ou seja, nas responsabilidades próprias e definidas por esta norma.

5.3.3 O Contratante também definirá em comum acordo com o projetista, as demais prerrogativas, exigências e necessidades para atendimentos desta Norma, sempre que alguma tomada de decisão resulte em responsabilidades presentes e futuras de ambas as partes.

5.3.4 A avaliação da conformidade do projeto deve ser realizada antes da fase de construção e, de preferência, simultaneamente com a fase de projeto.

5.3.5 A seção 25 estabelece os critérios de aceitação do projeto, do recebimento do concreto e aço e da confecção do manual de utilização, inspeção e manutenção.



Mecanismos de deterioração do concreto

6.3.2 Mecanismos preponderantes de deterioração relativos ao concreto

6.3.2.1 Lixiviação

É o mecanismo responsável por dissolver e carrear os compostos hidratados da pasta de cimento por ação de águas puras, carbônicas agressivas, ácidas e outras. Para prevenir sua ocorrência recomenda-se restringir a fissuração, de forma a minimizar a infiltração de água, e proteger as superfícies expostas com produtos específicos, como os hidrófugos.

6.3.2.2 Expansão por sulfato

Expansão por ação de águas ou solos que contenham ou estejam contaminados com sulfatos, dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado. A prevenção pode ser feita pelo uso de cimento resistente a sulfatos, conforme ABNT NBR 5737.

6.3.2.3 Reação álcali-agregado

Expansão por ação das reações entre os álcalis do concreto e agregados reativos. O projetista deve identificar no projeto o tipo de elemento estrutural e sua situação quanto à presença de água e recomendar as medidas preventivas, quando necessárias, de acordo com a ABNT NBR 15577-1.



Cobrimentos

Elementos em contato com o solo

Elementos protendidos

$$f_{ck} > f_{ck,min}$$

Tabela 7.2 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ⁽²⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ⁽²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ⁽⁴⁾	30		40	50
Concreto protendido ⁽¹⁾	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

⁽¹⁾ Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

⁽²⁾ Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros as exigências desta Tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

⁽³⁾ Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

⁽⁴⁾ No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Para concretos de classe de resistência superior ao mínimo exigido, os cobrimentos definidos na Tabela 7.2 podem ser reduzidos em até 5 mm.

7.4.7.7 No caso de elementos estruturais pré-fabricados, os valores relativos ao cobrimento das armaduras (Tabela 7.2) devem seguir o disposto na ABNT NBR 9062.



Módulo E_c

Até C90

$a_E = f(\text{agregado})$

$$E_{cs} = a_i E_{ci}$$

8.2.8 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade (E_{ci}) deve ser obtido segundo método de ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522, sendo considerado nesta Norma o módulo de deformação tangente inicial, obtido aos 28 dias de idade.

Quando não forem realizados ensaios, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial usando as expressões a seguir:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}, \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa;}$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3}, \text{ para } f_{ck} \text{ de 55 MPa a 90 MPa.}$$

O módulo de deformação secante pode ser obtido segundo método de ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522, ou estimado pela expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$$

PROJETO

Módulo E_c

A Tabela 8.1 apresenta valores estimados arredondados que podem ser usados no projeto estrutural.

Tabela 8.1 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo)

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

A deformação elástica do concreto depende da composição do traço do concreto, especialmente da natureza dos agregados.

Na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal, pode ser adotado módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de deformação secante E_{cs} .

Na avaliação do comportamento global da estrutura e para o cálculo das perdas de protensão, pode ser utilizado em projeto o módulo de elasticidade inicial E_{ci} .

O módulo de elasticidade numa idade menor que 28 dias pode ser avaliado pelas expressões a seguir, substituindo f_{ck} por f_{cj} :

$$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_{cj}(t)}{f_{cj}} \right]^{0,5} \cdot E_{ci}, \text{ para os concretos com } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 45 MPa;}$$

$$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_{cj}(t)}{f_{cj}} \right]^{0,3} \cdot E_{ci}, \text{ para os concretos com } f_{ck} \text{ de 50 MPa a 90 MPa.}$$

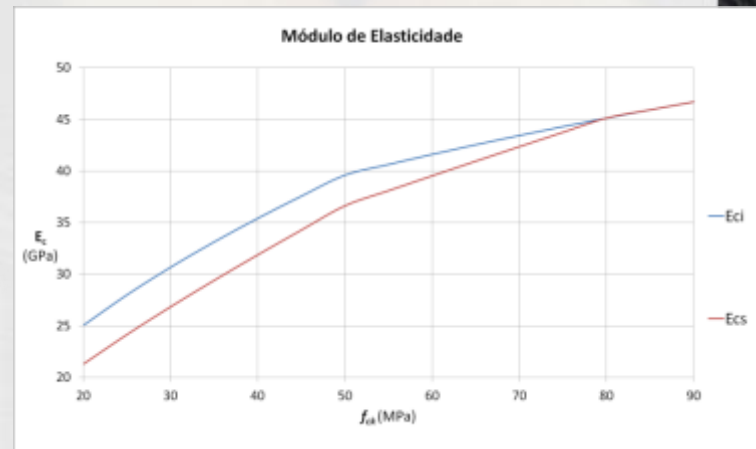


Tabela 8.1

$$E_c = f(f_{cj}) \text{ até C90}$$



Coeficiente η_b

Tabela 8.3 - Relação entre η_1 e η_b

Tipo de barra	Coeficiente de conformação superficial	
	η_b	η_1
Lisa (CA-25)	1,0	1,0
Entalhada (CA-60)	1,2	1,4
Nervurada (CA-50)	1,5	2,25

Comprimento l_b

9.4.2.4 Comprimento de ancoragem básico

Define-se comprimento de ancoragem básico como o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força limite $A_s f_{yd}$ nessa barra, admitindo, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a f_{bd} , conforme 9.3.2.1.

O comprimento de ancoragem básico é dado por:

$$\ell_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \geq 25\phi$$



PROJETO

Limites σ_{pi} p/ cordoalhas engraxadas

9.6.1.2.1 Valores limites por ocasião da operação de protensão

Para efeito desta Norma deve ser considerado o seguinte:

a) armadura pré-tracionada:

- por ocasião da aplicação da força P_i , a tensão σ_{pi} da armadura de protensão na saída do aparelho de tração deve respeitar os limites $0,77 f_{ptk}$ e $0,90 f_{pyk}$ para aços da classe de relaxação normal, e $0,77 f_{ptk}$ e $0,85 f_{pyk}$ para aços da classe de relaxação baixa;

b) armadura pós-tracionada:

- por ocasião da aplicação da força P_i , a tensão σ_{pi} da armadura de protensão na saída do aparelho de tração deve respeitar os limites $0,74 f_{ptk}$ e $0,87 f_{pyk}$ para aços da classe de relaxação normal, e $0,74 f_{ptk}$ e $0,82 f_{pyk}$ para aços da classe de relaxação baixa;
- para as cordoalhas engraxadas, com aços da classe de relaxação baixa, os valores limites da tensão σ_{pi} da armadura de protensão na saída do aparelho de tração poderão ser elevados para $0,80 f_{ptk}$ e $0,88 f_{pyk}$;
- nos aços CP-85/105, fornecidos em barras, os limites passam a ser $0,72 f_{ptk}$ e $0,88 f_{pyk}$, respectivamente.

PROJETO

Imperfeições geométricas globais

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.

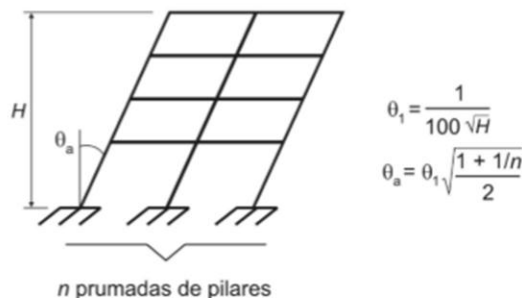


Figura 11.1 - Imperfeições geométricas globais

Onde:

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

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

H é a altura total da edificação, em metros

n é o número de prumadas de pilares no pórtico plano.

Para edifícios com predominância de lajes lisas ou cogumelo, considerar $\theta_a = \theta_1$.

Para pilares isolados em balanço, deve-se adotar $\theta_1 = 1/200$.

A sobreposição de vento e desaprumo não é necessária quando o menor valor entre eles não ultrapassar 30% do maior valor. Essa comparação pode ser feita com os momentos totais na base da construção e em cada direção e sentido da aplicação da ação do vento. Nesta comparação, deve-se considerar o desaprumo correspondente a θ_1 , não se considerando $\theta_{1\min}$.

Quando a superposição for necessária, deve-se combinar com o vento o desaprumo correspondente a θ_1 , não se considerando $\theta_{1\min}$. Se o efeito de desaprumo for predominante, o valor do ângulo deve atender $\theta_{1\min}$. Nessa combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação de vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.



Dimensões mínimas

Pilares $b_{\min} = 14 \text{ cm}$

Lajes

Lajes pré-moldadas:
NBR 9062 e NBR 14861

Coeficiente γ_n

Lajes em balanço

Pilares $c/\lambda > 140$

Tabela 13.1 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Onde:
 $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$;
 b é a menor dimensão da seção transversal do pilar em cm.
 NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nos pilares e pilares-parede, quando de seu dimensionamento.

13.2.4 Lajes

13.2.4.1 Lajes maciças

Nas lajes maciças devem ser respeitados os seguintes limites mínimos para a espessura:

- 7 cm para cobertura não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $\frac{\ell}{42}$ para lajes de piso biapoiadas e $\frac{\ell}{50}$ para lajes de piso contínuas;
- 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

No dimensionamento das lajes em balanço, os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados devem ser multiplicados por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado na Tabela 13.2.

Tabela 13.2 - Valores do coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço

h cm	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45

Onde:
 $\gamma_n = 1,95 - 0,05 h$;
 h é a altura da laje em cm.
 NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nas lajes em balanço, quando de seu dimensionamento.



Análise estrutural

14.2.2 Premissas necessárias à análise estrutural

A análise estrutural deve ser feita a partir de um modelo estrutural adequado ao objetivo da análise. Em um projeto pode ser necessário mais de um modelo para realizar as verificações previstas nesta Norma.

O modelo estrutural pode ser idealizado como a composição de elementos estruturais básicos, conforme definido em 14.4, formando sistemas estruturais resistentes que permitam representar de maneira clara todos os caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura.

No caso de modelos baseados no Método dos Elementos Finitos, Diferenças Finitas ou Analogia de Grelha entre outros, a discretização da estrutura deve ser suficiente para não trazer erros significativos para a análise.

O modelo deve representar a geometria dos elementos estruturais, os carregamentos atuantes, as condições de contorno, as características e respostas dos materiais, sempre em função do objetivo específico da análise. A resposta dos materiais pode ser representada por um dos tipos de análise estrutural apresentados em 14.5.1 a 14.5.5.

Em casos mais complexos a interação solo-estrutura deve ser contemplada pelo modelo.

No caso de estruturas protendidas, a análise estrutural deve considerar a migração da protensão para elementos adjacentes. Para minimizar tal efeito, pode-se diminuir a rigidez desses elementos ou usar de procedimentos construtivos, de modo a garantir a deslocabilidade adequada à realização efetiva da protensão.

Análises locais complementares devem ser efetuadas nos casos em que a hipótese da seção plana não se aplica (ver seções 21 e 22).

Análises locais complementares também devem ser efetuadas quando a não linearidade introduzida pela fissuração for importante, como por exemplo na avaliação das flechas.



Uso do MEF

14.2.3 Aplicação dos resultados obtidos com os modelos de análises em regime linear

Os resultados obtidos na análise estrutural, particularmente com modelos bi e tridimensionais em Elementos Finitos, podem ser aplicados em projeto somente em duas situações:

- a) para a visualização do caminhamento das cargas via, por exemplo, trajetória de tensões principais, separando trechos comprimidos de tracionados, de modo a facilitar a criação de Modelos de Bielas e Tirantes, conforme definido em 21.2;
- b) para a determinação de esforços solicitantes em elementos estruturais, em geral por integração de campos de tensões. O dimensionamento desses elementos deve ser feito para esses esforços solicitantes pela Teoria de Concreto Estrutural, conforme definido pelos critérios gerais desta norma, especificamente das seções 16, 17 e 19, bem como os requisitos de detalhamento das seções 9, 18 e 20.

Não é permitido o dimensionamento das armaduras a partir diretamente dos esforços ou das tensões resultantes desta análise, por exemplo de tração, numa certa região do modelo.

14.2.4 Aplicação dos resultados obtidos com os modelos de análises em regime não linear

Os resultados obtidos na análise estrutural considerando meios contínuos que representem adequadamente a reologia do concreto e sua interação com a armadura, simulando as não linearidades do concreto (diagrama tensão-deformação e fissuração) e da armadura (diagrama tensão-deformação), podem ser usados para avaliar o desempenho da estrutura em serviço ou mesmo na ruptura, mas não podem ser usados para a determinação das armaduras finais dos elementos estruturais.

Essas armaduras devem sempre respeitar as quantidades necessárias, mínimas e máximas exigidas pela norma segundo a Teoria de Concreto Estrutural, bem como os critérios de detalhamento prescritos por ela, ambos encontrados nas seções correspondentes definidas no item 14.2.3.



Análise não-linear c/ verificação da rotação plástica solicitante

14.6.4.4 Análise não-linear com verificação explícita da rotação plástica solicitante

Para verificações de estados limites últimos pode ser efetuada a análise plástica da estrutura, com a simulação de rótulas plásticas localizadas nas seções críticas.

É obrigatória a verificação das rotações nas rótulas plásticas, correspondentes aos mecanismos adotados, que não podem superar a capacidade de rotação plástica das seções transversais correspondentes.

O limite da rotação plástica solicitante, função da profundidade da linha neutra no estado limite último – flexão simples para o momento fletor solicitante M_{ed} da seção crítica, dada na Figura 14.7, corresponde à razão $\alpha/d = 3$, onde $\alpha = M_{ed}/V_{ed}$, sendo V_{ed} a força cortante nessa seção. Para outras relações α/d , multiplicar os valores extraídos da Figura 14.7 pelo fator $\sqrt{(\alpha/d)/3}$.

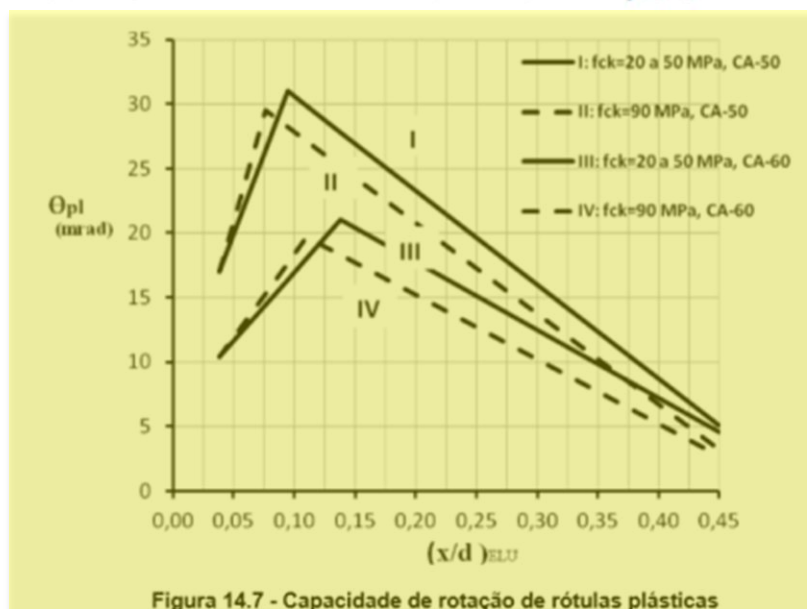


Figura 14.7 - Capacidade de rotação de rótulas plásticas

A verificação da capacidade de rotação de rótulas plásticas deve ser feita para cada uma das combinações de carregamento consideradas. Atenção especial deve ser dada à verificação da fissuração nas rótulas para condições de serviço.

Para classes de concreto entre C50 e C90, é válida a interpolação linear dos valores obtidos na Figura 14.7.

PROJETO

Diagrama $M, N, 1/r$

Assim, a relação momento-curvatura apresenta o aspecto da Figura 15.1.

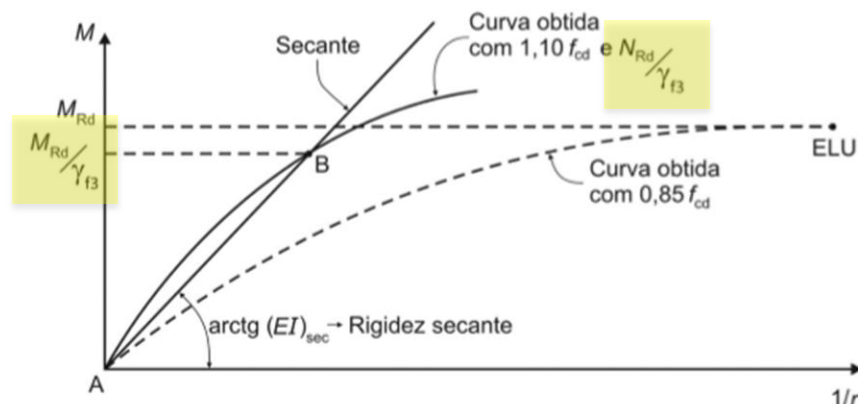


Figura 15.1 - Relação momento-curvatura

A curva cheia AB, obtida considerando o valor de força normal igual a N_{Rd} / γ_{f3} , que a favor da segurança pode ser linearizada pela reta AB, é utilizada no cálculo das deformações.

A curva tracejada, obtida com os valores de cálculo das resistências do concreto e do aço, é utilizada somente para definir o esforço resistente M_{Rd} correspondente a N_{Rd} (ponto de máximo).

A reta AB é caracterizada pela rigidez secante $(EI)_{sec}$, que pode ser utilizada em processos aproximados para flexão composta normal ou oblíqua.

Define-se como rigidez secante adimensional κ o valor dado por:

$$\kappa_{sec} = (EI)_{sec} / (A_c \cdot h^2 \cdot f_{cd})$$

onde:

h é a altura da seção considerada

Esse valor da rigidez secante adimensional pode ser colocado, em conjunto com os valores últimos de N_{Rd} e M_{Rd} , em ábacos de interação força normal-momento fletor.

PROJETO

$M_{1d,min}$

A consideração desta envoltória mínima pode ser realizada através de duas análises à flexão composta normal, calculadas de forma isolada e com momentos fletores mínimos de 1ª ordem atuantes nos extremos do pilar, nas suas direções principais.

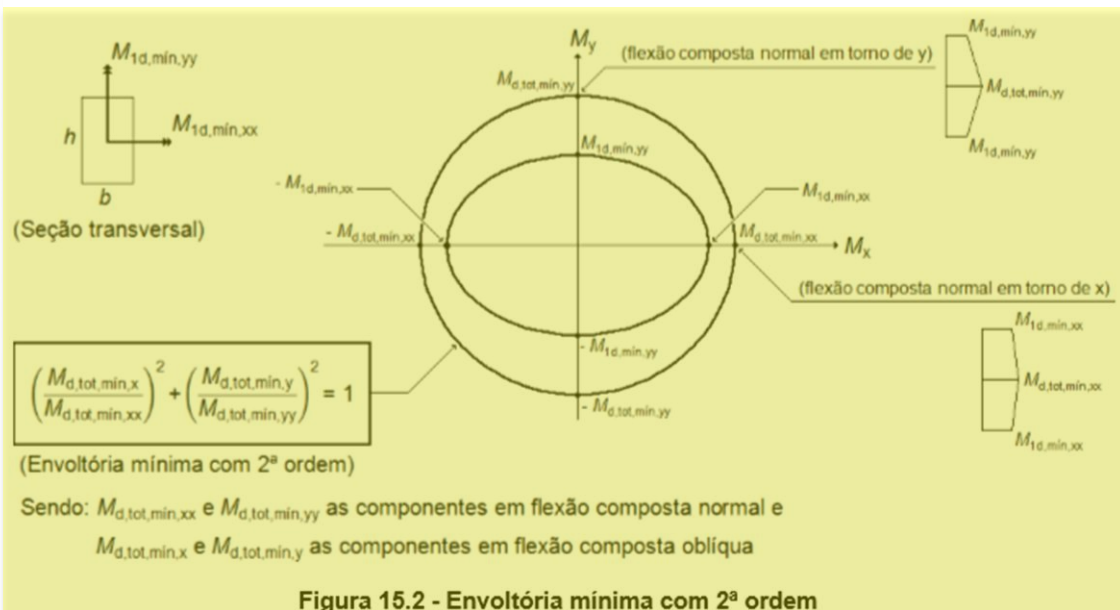


Figura 15.2 - Envoltória mínima com 2ª ordem

15.4 Definições e classificação das estruturas

15.4.1 Efeitos globais, locais e localizados de 2ª ordem

Sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente. Os esforços de 2ª ordem decorrentes desses deslocamentos são chamados efeitos globais de 2ª ordem. Nas barras da estrutura, como um lance de pilar, os respectivos eixos não se mantêm retilíneos, surgindo aí efeitos locais de 2ª ordem que, em princípio, afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo delas.



PROJETO

NLF aproximada

15.7.3 Consideração aproximada da não-linearidade física

Para a análise dos esforços globais de 2ª 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: $(EI)_{\text{sec}} = 0,3 E_{cl} I_c$
- vigas: $(EI)_{\text{sec}} = 0,4 E_{cl} I_c$ para $A_s' \neq A_s$ e
 $(EI)_{\text{sec}} = 0,5 E_{cl} I_c$ para $A_s' = A_s$
- pilares: $(EI)_{\text{sec}} = 0,8 E_{cl} I_c$

onde:

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

~~Quando a estrutura de contraventamento for composta exclusivamente por vigas e pilares e η_2 for menor que 1,3, permite-se calcular a rigidez das vigas e pilares por:~~

~~$$(EI)_{\text{sec}} = 0,7 E_{cl} I_c$$~~

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



Pilar- padrão com rigidez κ_{aprox}

A não-linearidade física deve ser considerada através de uma expressão aproximada da rigidez.

O momento total máximo no pilar deve ser calculado a partir da majoração do momento de 1ª ordem pela expressão:

$$M_{Sd,tot} = \frac{\alpha_b M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120 \kappa' v}} \geq M_{1d,A}$$

onde:

$$M_{1d,A} \geq M_{1d,min}$$

Para o valor da rigidez adimensional κ pode ser utilizada a expressão aproximada:

$$\kappa'_{\text{aprox}} = 32 \left(1 + 5 \frac{M_{Rd,tot}}{h N_d} \right) v$$

Num processo de dimensionamento, toma-se $M_{Rd,tot} = M_{Sd,tot}$. Num processo de verificação, onde a armadura é conhecida, $M_{Rd,tot}$ é o momento resistente calculado com essa armadura e com $N_d = N_{Sd} = N_{Rd}$.

As variáveis h , v , $M_{1d,A}$ e α_b são as mesmas definidas na subsecção anterior. Usualmente duas ou três iterações são suficientes quando se optar por um cálculo iterativo.

O processo aproximado acima, num caso de dimensionamento, recai na formulação direta dada abaixo:

$$A M_{Sd,tot}^2 + B M_{Sd,tot} + C = 0, \text{ onde: } \begin{cases} A = 5 h \\ B = h^2 N_d - \frac{N_d^2 I_e^2}{320} - 5 h \alpha_b M_{1d,A} \\ C = -N_d h^2 \alpha_b M_{1d,A} \end{cases}$$

$$M_{Sd,tot} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 A C}}{2 A}$$



Flexão composta oblíqua

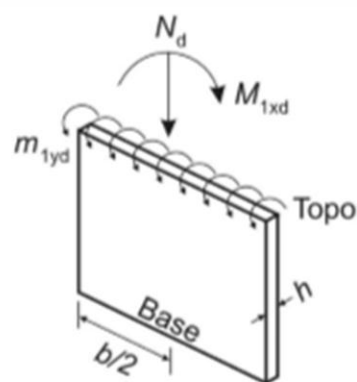
15.8.3.3.5 Método do pilar-padrão para pilares de seção retangular submetidos à flexão composta oblíqua

Quando a esbeltez de um pilar de seção retangular submetido à flexão composta oblíqua for menor ou igual que 90 ($\lambda \leq 90$) nas duas direções principais, podem ser aplicados os processos aproximados descritos em 15.8.3.3.2, 15.8.3.3.3 e 15.8.3.3.4 simultaneamente em cada uma das duas direções.

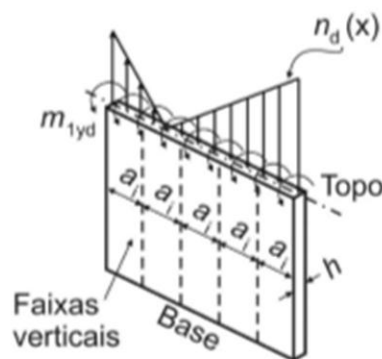
A obtenção dos momentos de 2ª ordem em cada direção é diferente, pois depende de valores distintos de rigidez e esbeltez.

Uma vez obtida a distribuição de momentos totais (1ª e 2ª ordens), em cada direção, deve ser verificada, para cada seção ao longo do eixo, se a composição desses momentos solicitantes fica dentro da envoltória de momentos resistentes para a armadura escolhida. Essa verificação pode ser realizada em apenas três seções: nas extremidades A e B e num ponto intermediário onde se admite atuar concomitantemente os momentos $M_{d,tot}$ nas duas direções (x e y).

Pilar-parede



a) Esforços solicitantes



b) Distribuição aproximada dos esforços normais $n_d(x)$ devidos a N_d e M_{1xd}

Figura 15.5 - Avaliação aproximada do efeito de 2ª ordem localizado

O efeito localizado de 2ª ordem em torno da menor dimensão de cada faixa i é assimilado ao efeito local de 2ª ordem de um pilar isolado equivalente à mesma, não sendo necessário adotar valores de α_b superiores a 0,6 nesta análise quando $M_{1yd} < M_{1dmin}$.

PROJETO

Processo aproximado para flexo-compressão normal

17.2.5 Processos aproximados para o dimensionamento à flexão composta

17.2.5.1 Flexo-compressão normal

O cálculo para o dimensionamento de seções retangulares ou circulares com amadura simétrica, sujeitas a flexo-compressão normal, em que a força normal reduzida (v) seja maior ou igual a 0,7, pode ser realizado como um caso de compressão centrada equivalente, onde:

$$N_{sc,eq} = N_{sc} \left(1 - \frac{e}{h}\right)$$

$$M_{sc,eq} = 0$$

onde:

$$v = \frac{N_{sc}}{A_c f_{cd}}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{M_{sc}}{N_{sc} h}$$

$$\beta = \frac{1}{(0,39 + 0,01\alpha) - 0,8 \frac{d'}{h}}$$

sendo o valor α dado por:

$\alpha = -1/\alpha_s$, se $\alpha_s < 1$, em seções retangulares;

$\alpha = \alpha_s$, se $1 \leq \alpha_s \leq 6$, em seções retangulares;

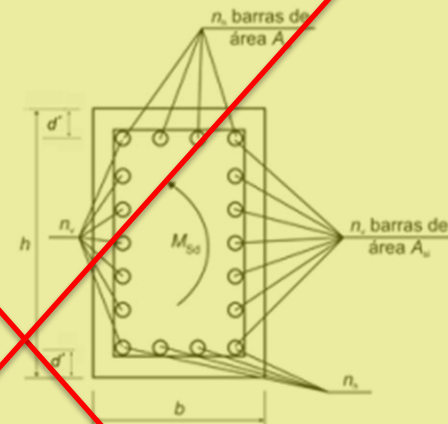
$\alpha = 6$, se $\alpha_s > 6$, em seções retangulares;

$\alpha = -4$, em seções circulares;

supondo todas as barras iguais, α_s é dado por:

$$\alpha_s = \frac{(n_s - 1)}{(n_v - 1)}$$

O arranjo de amadura adotado para detalhamento (ver figura 17.2) deve ser fiel aos valores de α_s e d'/h pressupostos.





Momento de fissuração

17.3 Elementos lineares sujeitos a solicitações normais - Estados limites de serviço

17.3.1 Generalidades

Nos estados limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre esses dois comportamentos é definida pelo momento de fissuração. Esse momento pode ser calculado pela seguinte expressão aproximada:

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t}$$

onde:

$\alpha = 1,2$ para seções T ou duplo T;

$\alpha = 1,3$ para seções I ou T invertido;

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares;

onde:

α é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;

y_t é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

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

f_{ct} é a resistência à tração direta do concreto, conforme 8.2.5, com o quantil apropriado a cada verificação particular. Para determinação do momento de fissuração, deve ser usado o $f_{ctk,inf}$ no estado limite de formação de fissuras e o $f_{ct,m}$ no estado limite de deformação excessiva (ver 8.2.5).

No caso da utilização de armaduras ativas deve ser considerado o efeito da protensão no cálculo do momento de fissuração.



PROJETO

Armadura mínima à flexão

17.3.5.2 Valores limites para armaduras longitudinais de vigas

17.3.5.2.1 Armadura de tração

A armadura mínima de tração, em elementos estruturais armados ou protendidos deve ser determinada pelo dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo dado pela expressão a seguir, respeitada a taxa mínima absoluta de 0,15%:

$$M_{d,min} = 0,8W_0 f_{ctk,sup}$$

onde:

W_0 é o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada;

$f_{ctk,sup}$ é a resistência característica superior do concreto à tração (ver 8.2.5).

Alternativamente, a armadura mínima pode ser considerada atendida se forem respeitadas as taxas mínimas de armadura da Tabela 17.3.

Tabela 17.3 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas

Forma da seção	Valores de $\rho_{min}^{1)}$ ($A_{s,min}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

¹⁾ Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado.



Armadura de pele

17.3.5.2.3 Armadura de pele

A mínima armadura lateral deve ser 0,10 % $A_{c,alma}$ em cada face da alma da viga e composta por barras de CA-50 ou CA-60 com espaçamento não maior que 20 cm e devidamente ancorada nos apoios, respeitado o disposto em 17.3.3.2, não sendo necessária uma armadura superior a 5 cm²/m por face.

Em vigas com altura igual ou inferior a 60 cm, pode ser dispensada a utilização da armadura de pele.

As armaduras principais de tração e de compressão não podem ser computadas no cálculo da armadura de pele.

Torção em vigas

17.5.1.4 Geometria da seção resistente

17.5.1.4.1 Seções poligonais convexas cheias

A seção vazada equivalente se define a partir da seção cheia com espessura da parede equivalente h_e dada por:

$$h_e \leq \frac{A}{u}$$

$$h_e \geq 2 c_1$$

onde:

A é a área da seção cheia;

u é o perímetro da seção cheia;

c_1 é a distância entre o eixo da barra longitudinal do canto e a face lateral do elemento estrutural.

Caso A/u resulte menor que $2c_1$, pode-se adotar $h_e = A/u \leq b_w - 2c_1$ e a superfície média da seção celular equivalente A_e definida pelos eixos das armaduras do canto (respeitando o cobrimento exigido nos estribos).

PROJETO

Proteção contra flambagem das barras

18.2.4 Proteção contra flambagem das barras

Sempre que houver possibilidade de flambagem das barras da amadura, situadas junto à superfície do elemento estrutural, devem ser tomadas precauções para evitá-la.

Os estribos poligonais garantem contra a flambagem as barras longitudinais situadas em seus cantos e as por eles abrangidas, situadas no máximo à distância de $20 \phi_t$ do canto, se nesse trecho de comprimento $20 \phi_t$ não houver mais de duas barras, não contando a de canto. Quando houver mais de duas barras nesse trecho ou barra fora dele, deve haver estribos suplementares.

Se o estribo suplementar for constituído por uma barra reta, terminada em ganchos, ele deve atravessar a seção do elemento estrutural e os seus ganchos devem envolver a barra longitudinal. Se houver mais de uma barra longitudinal a ser protegida junto à mesma extremidade do estribo suplementar, seu gancho deve envolver um estribo principal em um ponto junto a uma das barras, o que deve ser indicado no projeto de modo bem destacado (verfigura 18.2).

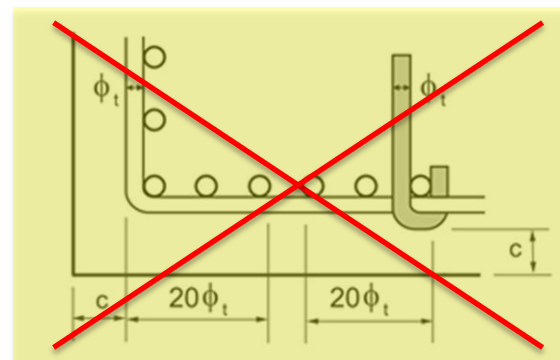
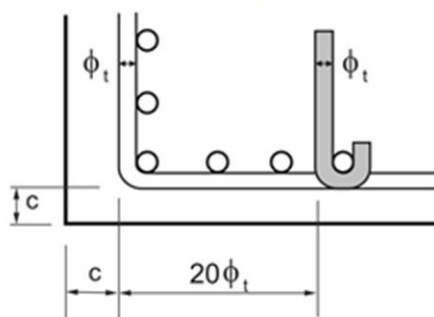


Figura 18.2 - Proteção contra flambagem das barras

No caso de estribos curvilíneos 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.



PROJETO

Armadura mínima de lajes

Tabela 19.1 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes

Armadura	Elementos estruturais sem armaduras ativas	Elementos estruturais com armadura ativa aderente	Elementos estruturais com armadura ativa não aderente
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - \rho_p \geq 0,67\rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5\rho_p$ $\geq 0,67\rho_{min}$ (ver 19.3.3.2)
Armaduras negativas de bordas sem continuidade	$\rho_s \geq 0,67\rho_{min}$		
Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0,67\rho_{min}$	$\rho_s \geq 0,67\rho_{min} - \rho_p$ $\geq 0,5\rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5\rho_p$ $\geq 0,5\rho_{min}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - \rho_p \geq 0,5\rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5\rho_p$ $\geq 0,5\rho_{min}$
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \rho_{min}$		-
Onde: $\rho_s = A_s/b_w h$ e $\rho_p = A_p/b_w h$. NOTA Os valores de ρ_{min} são definidos em 17.3.5.2.1.			



PROJETO

Punção

19.5 Dimensionamento de lajes à punção

19.5.1 Modelo de cálculo

O modelo de cálculo corresponde à verificação do cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas definidas no entorno de forças concentradas.

Na primeira superfície crítica (contorno C), do pilar ou da carga concentrada, deve ser verificada indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto, através da tensão de cisalhamento.

Na segunda superfície crítica (contorno C') afastada $2d$ do pilar ou carga concentrada, deve ser verificada a capacidade da ligação à punção, associada à resistência à tração diagonal. Essa verificação também se faz através de uma tensão de cisalhamento, no contorno C'.

Caso haja necessidade, a ligação deve ser reforçada por armadura transversal.

A terceira superfície crítica (contorno C'') apenas deve ser verificada quando for necessário colocar armadura transversal.

Pode-se adotar nesta verificação a força cortante solicitante nos diferentes contornos obtida no modelo utilizado na análise estrutural.

19.5.3.3 Tensão resistente na superfície crítica C' em elementos estruturais ou trechos com armadura de punção

A verificação de tensões na superfície crítica C' deve ser efetuada como segue:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd3} = 0,10 (1 + \sqrt{20/d}) (100 \rho f_{ck})^{1/3} + 0,10 \sigma_{cp} + 1,5 \frac{d}{s_r} \frac{A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha}{u d}$$

PROJETO

Colapso progressivo

19.5.4 Colapso progressivo

Para garantir a ductilidade local e a consequente proteção contra o colapso progressivo, a armadura de flexão inferior que atravessa o contorno C deve estar suficientemente ancorada além do contorno C' ou C'', conforme Figura 19.10, e deve ser tal que:

$$f_{yd} A_{s,ccp} \geq 1,5 \cdot F_{Sd}$$

onde:

$A_{s,ccp}$ é o somatório de todas as áreas das barras inferiores que cruzam cada uma das faces do pilar.

F_{Sd} pode ser calculado com γ_f igual a 1,2.

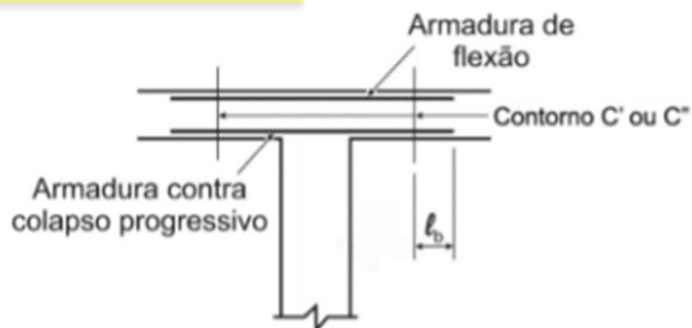


Figura 19.10 - Armadura contra colapso progressivo



Lajes protendidas

20.3.2 Lajes protendidas

20.3.2.1 Espaçamento máximo

Para que uma faixa de laje seja tratada como uma região protendida, na direção considerada, o espaçamento entre cordoalhas, cabos ou feixes de cabos deve ser no máximo de $6h$, não excedendo 120 cm.

Na seção da laje correspondente ao cabo ou feixe de cabos, o espaçamento entre eles deverá resultar numa tensão de compressão média igual ou superior a 1 MPa, considerando-se todas as perdas.

20.5 Lajes armadas com telas

20.5.1 Ancoragem das telas no apoio sobre vigas

As armaduras de lajes em tela soldada, produzidas com barras entalhadas conforme NBR 7480, devem ser estendidas integralmente até o apoio com ancoragem de 10 diâmetros, não inferior a 10 cm.

20.5.2 Emendas de armaduras em tela soldada

A emenda das armaduras em tela soldada pode ser realizada com:

- duas malhas ou três fios no caso de armadura principal
- uma malha ou dois fios no caso de armadura secundária

Nas emendas de telas retangulares (em L ou T), a emenda na direção da maior dimensão da malha pode ser reduzida em relação ao estabelecido acima se respeitar ao menos os critérios de emenda de barras isoladas para o caso.

Lajes armadas com telas



Elementos e regiões especiais

Método de bielas e tirantes



ABNT/CB-02
1º PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 6118
JUNHO:2013

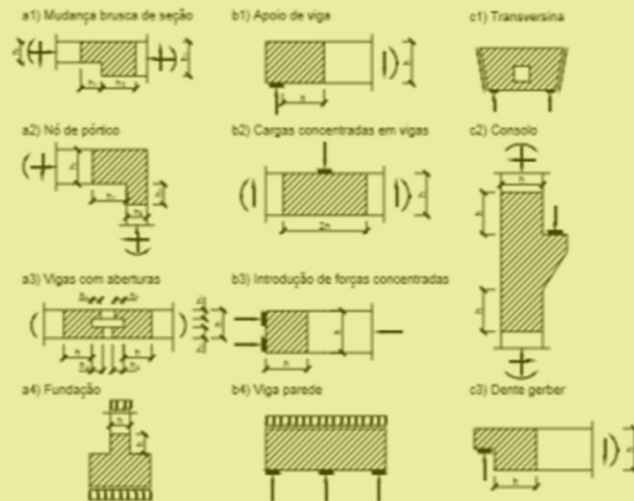


Figura 22.1 - Situações típicas de regiões D

22.3 Método de Bielas e Tirantes

22.3.1 Procedimento para aplicação do método

É permitida a análise da segurança no Estado Limite Último de um elemento estrutural, ou de uma região-D contida neste elemento, através de uma treliça idealizada composta por bielas, tirantes e nós.

Nesta treliça, as bielas representam a resultante das tensões de compressão em uma região; os tirantes representam uma armadura ou um conjunto de armaduras concentradas em um único eixo e os nós ligam as bielas e tirantes e recebem as cargas concentradas aplicadas ao modelo. Em torno dos nós existirá um volume, designado como zona nodal, onde será verificada a resistência necessária para a transmissão dos esforços entre as bielas e os tirantes.

A treliça idealizada é isostática e nos nós são concentradas as forças externas aplicadas ao elemento estrutural e as reações de apoio, formando um sistema auto-equilibrado. As reações de apoio devem ser previamente obtidas através de uma análise linear ou não linear.

Os eixos das bielas devem ser escolhidos de maneira se aproximar o máximo possível das tensões principais de compressão e o dos tirantes, dos eixos das armaduras a serem efetivamente detalhadas.

PROJETO

Fundações

22.7.4 Detalhamento

22.7.4.1 Blocos rígidos

22.7.4.1.1 Armadura de flexão

A armadura de flexão deve ser disposta essencialmente (mais de 85%) nas faixas definidas pelas estacas, considerando o equilíbrio com as respectivas bielas.

As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades.

Deve ser garantida a ancoragem das armaduras de cada uma dessas faixas, sobre as estacas, medida a partir da face das estacas. Pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da compressão das bielas (ver seção 9).

No caso de estacas tracionadas, a armadura da estaca deve ser ancorada no topo do bloco, conforme ilustra a Figura 22.7. Alternativamente, poderão ser utilizados estribos que garantam a transferência da força de tração até o topo do bloco.

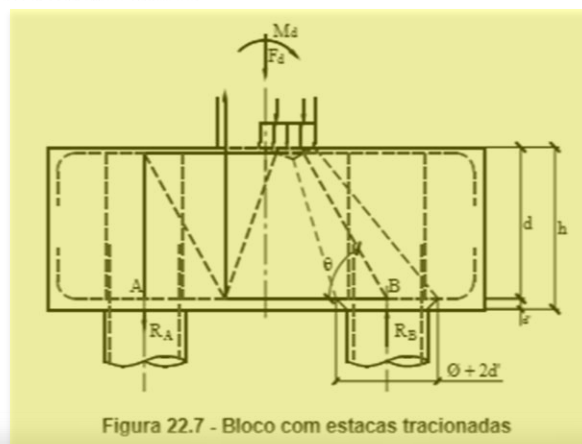


Figura 22.7 - Bloco com estacas tracionadas

22.7.4.1.5 Armadura lateral e superior

Em blocos com duas ou mais estacas em linha, é obrigatória a colocação de armaduras laterais e superior.

Em blocos de fundação de grandes volumes, é conveniente a análise da necessidade de armaduras complementares.



Dinâmica

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 processo de aceleração da mesma, 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, pode-se adotar os valores indicados na Tabela 23.1 para f_{crit} .

Tabela 23.1 - Frequência crítica para alguns casos especiais de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas

Caso	f_{crit} Hz
Ginásio de esportes e academias de ginástica	8,0
Salas de dança ou de concerto sem cadeiras fixas	7,0
Passarelas de pedestres ou ciclistas	4,5
Escritórios	4,0
Salas de concerto com cadeiras fixas	3,5



Existência de não-conformidades

25.3 Existência de não-conformidades em obras executadas

25.3.1 Ações corretivas

No caso de existência de não-conformidades, devem ser adotadas as seguintes ações corretivas:

- revisão do projeto para determinar se a estrutura, no todo ou em parte, pode ser considerada aceita, considerando os valores obtidos nos ensaios;
- no caso negativo, devem ser extraídos e ensaiados testemunhos conforme disposto na ABNT NBR 7680, se houver também deficiência de resistência do concreto cujos resultados devem ser avaliados de acordo com a ABNT NBR 12655, procedendo-se a seguir a nova verificação da estrutura visando sua aceitação, podendo ser utilizado o disposto em 12.4.1;
- não sendo finalmente eliminada a não-conformidade, aplica-se o disposto em 25.3.3. Há casos em que pode também ser recomendada a prova de carga, desde que não haja risco de ruptura frágil.

25.3.2 Ensaio de prova de carga da estrutura

A prova de carga deve ser planejada procurando representar a combinação de carregamentos que determinou na verificação analítica a não-conformidade. No caso de não-conformidade que indique a possibilidade de ruptura frágil, a prova de carga não é um recurso recomendável. Nesse ensaio deve ser feito um monitoramento continuado do carregamento e da resposta da estrutura, de modo que esta não seja desnecessariamente danificada durante a execução do ensaio.

Deve-se fazer a distinção entre o ensaio de aceitação e o ensaio de resistência:

- o ensaio de aceitação visa confirmar que o desempenho global da estrutura está em conformidade com as prescrições do projeto. A carga é aplicada até valores entre o valor característico e o valor de projeto para o ELU. Podem ser estabelecidos requisitos para os deslocamentos, o grau de não linearidade e as deformações residuais, após o ensaio;
- o ensaio de resistência tem por objetivo mostrar que a estrutura ou o elemento estrutural tem pelo menos a resistência adotada para o projeto. Quando se deseja uma avaliação somente de um elemento, é suficiente levar o carregamento até o valor de projeto para o ELU. Obviamente, como já salientado, deve-se tomar cuidado para não danificar a estrutura desnecessariamente.

25.3.3 Não-conformidade final

Constatada a não-conformidade final de parte ou do todo da estrutura, deve ser escolhida uma das seguintes alternativas:

- determinar as restrições de uso da estrutura;

PROJETO

Diversas outras melhorias de texto e figura

Para cálculo nos estados-limite de serviço e último pode-se utilizar o diagrama simplificado mostrado na Figura 8.5.

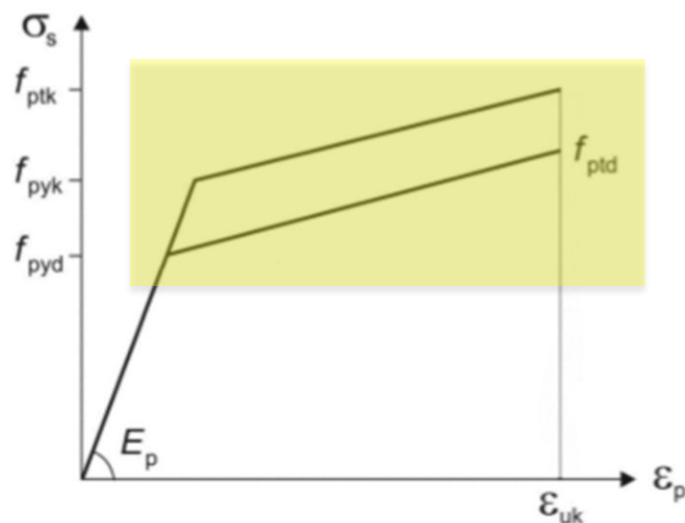


Figura 8.5 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas

Este diagrama é válido para intervalos de temperatura entre 20°C e 150°C.



PASSADO

Histórico

NB-1/40 até 2013



PRESENTE

Projeto de 2013

Consulta Nacional



FUTURO

Próximos Passos

Temas Futuros

Consulta Nacional



Voltar

Consulta Nacional

Projeto ABNT NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto - Procedimento

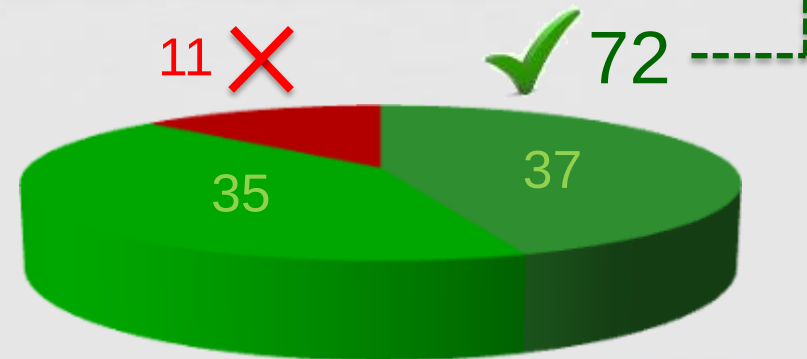
- Listagem Detalhada
- Relatório Tabulado

Votação		
Aprovados sem restrições :	37	44,58 %
Aprovados c/ obs. de forma :	35	42,17 %
Não aprovados c/ objeções :	11	13,25 %
Total Geral :	83	100,00 %

José Samuel Giongo
Ana Elisabete Jacinto
Flávio Barbosa de Lima
Rodrigo G. Delalibera
Rodrigo Barros

Prazo: **60 dias**, entre
15/08/2013 e 15/10/2013

Divulgação: ABECE, Ibracon,
Comunidades na Internet, etc.



Consulta Nacional



Convite a todos que votaram

*Reunião prevista:
nov./dez. de 2013*



Modificações de forma → publicação
Alterações conceituais → + 1 mês de CN



*Importante parceria
Reconhece a importância da NBR 6118
Texto com a formatação revisada já pronto
(figuras, textos, referências)*



PRÓXIMOS PASSOS

- *Reunião para análise de votos.*
- *Publicação do texto em 2013, SEM carência.*
- *Estamos atrasados → Objetividade.*
- *Preparação e encaminhamento p/ ISO (tradução).*
- *Reuniões continuarão (ABECE/Ibracon CT-301).*
- *Atualização e publicação dos comentários do Ibracon.*
- *Preparação do texto-base para 2018.*
- *Revisar, no máximo, a cada 5 anos (exigência da ISO).*





NORMA DE SEGURANÇA

*Sensorial
Complexo
Avaliação
Riscos*

Por que existem várias normas?

Norma / Indivíduo?

Engenharia: ciência exata?

Longe da perfeição.

Nível de segurança varia: experiência prática, avanço nas pesquisas (teóricas e ensaios)



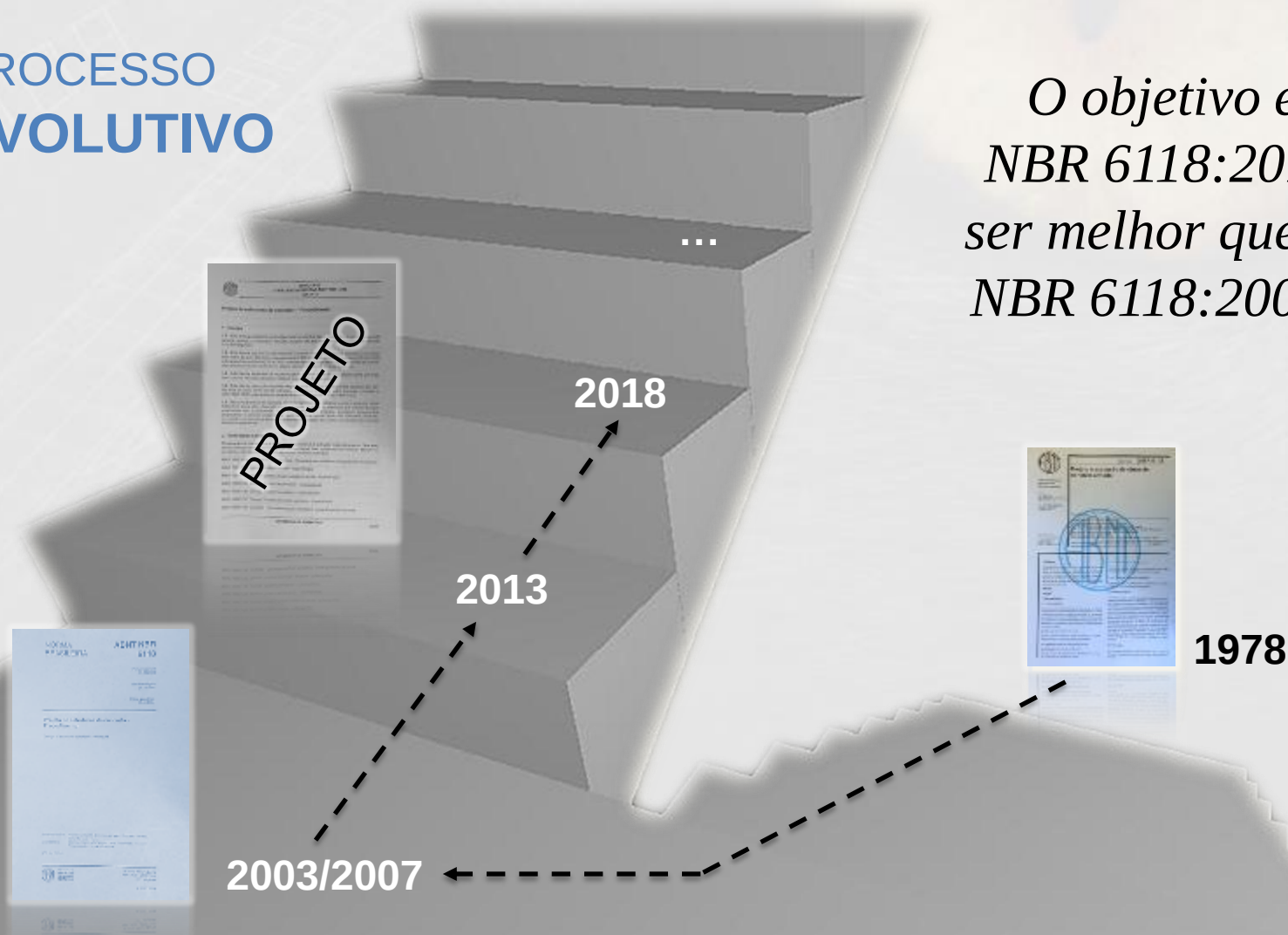
A black and white photograph of a large crowd of people, likely at a conference or event. A banner is held up in the upper left, reading "SEGURANÇA na NB-1". The crowd is dense and fills the frame.

SEGURANÇA na NB-1

Somos meros
representantes da
sociedade!

PROCESSO EVOLUTIVO

*O objetivo é a
NBR 6118:2013
ser melhor que a
NBR 6118:2003.*



DESAFIOS



Como otimizar o andamento dos trabalhos?

Como ampliar a divulgação dos resultados?

Como acompanhar as evoluções tecnológicas?

Como controlar as divergências?

Como aumentar a participação das pessoas?

UM PEDIDO

JMJ 2013



Protestos 2013



Precisamos de mais colaboradores!



*A participação é aberta a todos!
Todos, absolutamente todos, estão
convidados a participar.*

Necessário objetividade.

Obrigado