

NORMA
BRASILEIRA

ABNT NBR
8800

Terceira edição
DD.MM.2023

Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações

Design of steel and composite steel and concrete structures for buildings

ICS 91.080.10

ISBN XXXXXXXXXXXXXXXX



Número de referência
ABNT NBR 8800:2023
271 páginas

© ABNT 2023

Todos os direitos reservados. A menos que especificado de outro modo, nenhuma parte desta publicação pode ser reproduzida ou utilizada por qualquer meio, eletrônico ou mecânico, incluindo fotocópia e microfilme, sem permissão por escrito da ABNT.

ABNT

Av. Treze de Maio, 13 - 28º andar

20031-901 - Rio de Janeiro - RJ

Tel.: + 55 21 3974-2300

Fax: + 55 21 3974-2346

abnt@abnt.org.br

www.abnt.org.br

Sumário	Página
Prefácio	iv
Introdução	vii
1 Escopo	1

Figuras

Tabelas

Prefácio

Parágrafo 11pt



Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações

APRESENTAÇÃO

1) Este Projeto de Revisão foi elaborado pela Comissão de Estudo de Segurança nas Estruturas Resistentes a Sismos (CE-002:125.003) do Comitê Brasileiro da Construção Civil (ABNT/CB-002), nas reuniões de:

13.05.2021	17.06.2021	15.07.2021
19.08.2021	16.09.2021	14.10.2021
18.11.2021	16.12.2021	17.02.2022
17.03.2022	07.04.2022	19.05.2022
23.06.2022	11.08.2022	15.09.2022
20.10.2022	17.11.2022	

a) é previsto para cancelar e substituir a ABNT NBR 8800:2008, a qual foi tecnicamente revisada, quando aprovado, sendo que, nesse ínterim, a referida norma continua em vigor;

b) não tem valor normativo.

2) Aqueles que tiverem conhecimento de qualquer direito de patente devem apresentar esta informação em seus comentários, com documentação comprobatória.

3) Analista ABNT – Michelly Oliveira.



Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações

Design of steel and composite steel and concrete structures for buildings

Prefácio

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) é o Foro Nacional de Normalização. As Normas Brasileiras, cujo conteúdo é de responsabilidade dos Comitês Brasileiros (ABNT/CB), dos Organismos de Normalização Setorial (ABNT/ONS) e das Comissões de Estudo Especiais (ABNT/CEE), são elaboradas por Comissões de Estudo (CE), formadas pelas partes interessadas no tema objeto da normalização.

Os Documentos Técnicos ABNT são elaborados conforme as regras da ABNT Diretiva 2.

A ABNT chama a atenção para que, apesar de ter sido solicitada manifestação sobre eventuais direitos de patentes durante a Consulta Nacional, estes podem ocorrer e devem ser comunicados à ABNT a qualquer momento (Lei nº 9.279, de 14 de maio de 1996).

Os Documentos Técnicos ABNT, assim como as Normas Internacionais (ISO e IEC), são voluntários e não incluem requisitos contratuais, legais ou estatutários. Os Documentos Técnicos ABNT não substituem Leis, Decretos ou Regulamentos, aos quais os usuários devem atender, tendo precedência sobre qualquer Documento Técnico ABNT.

Ressalta-se que os Documentos Técnicos ABNT podem ser objeto de citação em Regulamentos Técnicos. Nestes casos, os órgãos responsáveis pelos Regulamentos Técnicos podem determinar as datas para exigência dos requisitos de quaisquer Documentos Técnicos ABNT.

A ABNT NBR 8800 foi elaborada no Comitê Brasileiro da Construção Civil (ABNT/CB-002), pela Comissão de Estudo de Segurança nas Estruturas Resistentes a Sismos (CE-002:125.003). O Projeto de Revisão circulou em Consulta Nacional conforme Edital nº XX, de XX.XX.XXXX a XX.XX.XXXX.

A ABNT NBR 8800:2023 cancela e substitui a ABNT NBR 8800:2008, a qual foi tecnicamente revisada.

O Escopo em inglês da ABNT NBR 8800 é o seguinte:

Scope

1.1 *This Standard, based on the limit state method, establishes the basic design requirements, at ambient temperature, of steel structures and mixed steel and concrete structures for buildings, in which:*

- a) *the steel profiles are rolled or welded, or have a tubular section with or without seam;*
- b) *connections are made with screws or welding.*

NOTE 1 *Tubular section profiles can have a circular or rectangular shape (the square shape is considered a particular case of the rectangular shape).*



1.2 *This Standard applies to non-hybrid steel profiles.*

NOTE 2 The composite steel and concrete structures, including composite connections, provided for by this Standard, are those formed by steel and concrete components, reinforced or not, working together. Concrete can be of normal density or low density, except when any restriction is made in a specific part of this Standard.

1.3 *This Standard applies to building structures intended for housing, commercial and industrial buildings and public buildings. They also apply to pedestrian walkway structures and equipment supports.*

NOTE 3 For reinforcement or repair of existing structures, the application of this Standard may require special study and adaptation to take into account the date of construction, the type and quality of the materials that were used.

1.4 *This Standard does not apply to the design of structures in a fire situation, structures subjected to earthquakes or to the design of structural elements made up of cold-formed profiles.*

NOTE 4 These dimensions are covered by ABNT NBR 14323 and ABNT NBR 15421 and ABNT NBR 14762, respectively.



Introdução

Para a elaboração desta Norma foi mantida a filosofia da edição anterior, de modo que a esta Norma cabe definir os princípios gerais que regem o projeto à temperatura ambiente das estruturas de aço e das estruturas mistas de aço e concreto de edificações, incluindo passarelas de pedestres e suportes de equipamentos.



Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações

1 Escopo

1.1 Esta Norma, com base no método dos estados-limite, estabelece os requisitos básicos de projeto, à temperatura ambiente, de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações, nas quais:

- a) os perfis de aço sejam laminados ou soldados, ou de seção tubular com ou sem costura;
- b) as ligações sejam executadas com parafusos ou soldas.

NOTA 1 Os perfis de seção tubular podem ter forma circular ou retangular (a forma quadrada é considerada um caso particular da forma retangular).

1.2 Esta Norma se aplica aos perfis de aço não híbridos.

NOTA 2 As estruturas mistas de aço e concreto, incluindo as ligações mistas, previstas por esta Norma, são aquelas formadas por componentes de aço e de concreto, armado ou não, trabalhando em conjunto. O concreto pode ser de densidade normal ou de baixa densidade, exceto quando alguma restrição for feita em parte específica desta Norma.

1.3 Esta Norma se aplica às estruturas de edificações destinados à habitação, edificações de usos comercial e industrial e de edificações públicas. Aplicam-se também às estruturas de passarelas de pedestres e a suportes de equipamentos.

NOTA 3 Para reforço ou reparo de estruturas existentes, a aplicação desta Norma pode exigir estudo especial e adaptação para levar em conta a data de construção, o tipo e a qualidade dos materiais que foram utilizados.

1.4 Esta Norma não se aplica ao dimensionamento de estruturas em situação de incêndio, estruturas submetidas à ação de sismos nem ao dimensionamento de elementos estruturais constituídos por perfis formados a frio.

NOTA 4 Estes dimensionamentos são abrangidos pelas ABNT NBR 14323 e ABNT NBR 15421 e ABNT NBR 14762, respectivamente.

2 Referências normativas

Os documentos apresentados a seguir são indispensáveis à aplicação deste documento. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (incluindo emendas).

ABNT NBR 5000, *Bobinas e chapas grossas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica – Requisitos e ensaios*

ABNT NBR 5008, *Bobinas e chapas grossas laminadas a quente, de aço de baixa liga e alta resistência, resistentes à corrosão atmosférica, para uso estrutural – Requisitos*

ABNT NBR 5884, *Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico – Requisitos gerais*



ABNT NBR 5920, *Bobinas e chapas finas laminadas a frio, de aço de baixa liga e alta resistência, resistentes à corrosão atmosférica, para uso estrutural – Requisitos e ensaios*

ABNT NBR 5921, *Bobinas e chapas finas laminadas a quente, de aço de baixa liga e alta resistência, resistentes à corrosão atmosférica, para uso estrutural – Requisitos e ensaios*

ABNT NBR 6118, *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*

ABNT NBR 6120, *Ações para o cálculo de estruturas de edificações*

ABNT NBR 6123, *Forças devidas ao vento em edificações*

ABNT NBR 6323, *Galvanização por imersão a quente de produtos de aço e ferro fundido – Especificação*

ABNT NBR 6648, *Bobinas e chapas grossas de aço-carbono para uso estrutural – Especificação*

ABNT NBR 6649, *Bobinas e chapas finas a frio de aço-carbono para uso estrutural – Especificação*

ABNT NBR 6650, *Bobinas e chapas finas a quente de aço-carbono para uso estrutural – Especificação*

ABNT NBR 7007, *Aços-carbono e aço microligados para barras e perfis laminados a quente para uso estrutural – Requisitos*

ABNT NBR 7188, *Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos e outras estruturas*

ABNT NBR 8261, *Tubos de aço, com e sem solda, de seção circular, quadrada e retangular para usos estruturais – Requisitos*

ABNT NBR 8681, *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*

ABNT NBR 14323, *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio*

ABNT NBR 14762, *Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio*

ABNT NBR 14859-1, *Lajes pré-fabricadas de concreto – Parte 1: Vigotas, minipainéis e painéis – Requisitos*

ABNT NBR 14859-2, *Lajes pré-fabricadas de concreto – Parte 2: Elementos inertes para enchimento e fôrma – Requisitos*

ABNT NBR 14861, *Lajes alveolares pré-moldadas de concreto protendido – Requisitos e procedimentos*

ABNT NBR 15421, *Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento*

ABNT NBR 16239, *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares*

ABNT NBR 16775, *Estruturas de aço, estruturas mistas de aço e concreto, coberturas e fechamentos de aço – Gestão dos processos de projeto, fabricação e montagem – Requisitos*

ISO 898-1, *Mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel – Part 1: Bolts, screws and studs with specified property classes – Coarse thread and fine pitch thread*

ISO 1461, *Hot dip galvanized coatings on fabricated iron and steel articles – Specifications and test methods*



ISO 4016:2022, *Fasteners – Hexagon head bolts – Product grade C*

ISO 8501-1, *Preparation of steel substrates before application of paints and related products – Visual assessment of surface cleanliness – Part 1: Rust grades and preparation grades of uncoated steel substrates and of steel substrates after overall removal of previous coatings*

ISO 8501-3, *Preparation of steel substrates before application of paints and related products – Visual assessment of surface cleanliness – Part 3: Preparation grades of welds, edges and other areas with surface imperfections*

ISO 9223, *Corrosion of metals and alloys – Corrosivity of atmospheres – Classification, determination and estimation*

ISO 9226, *Corrosion of metals and alloys – Corrosivity of atmospheres – Determination of corrosion rate of standard specimens for the evaluation of corrosivity*

ISO 12944-1, *Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems – Part 1: General Introduction*

ISO 12944-2, *Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems – Part 2: Classification of environments*

ISO 12944-3, *Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems – Part 3: Design considerations*

ISO 12944-4, *Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems – Part 4: Types of surface and surface preparation*

ISO 12944-5, *Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems – Part 5: Protective paint systems*

ISO 12944-6, *Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems – Part 6: Laboratory performance test methods*

ISO 12944-7, *Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems – Part 7: Execution and supervision of paint work*

ISO 12944-8, *Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems – Part 8: Development of specifications for new work and maintenance*

ISO 14713-2, *Zinc coatings – Guidelines and recommendations for the protection against corrosion of iron and steel in structures – Part 2: Hot dip galvanizing*

ANSI/ASCE 3-91, *Structural design of composite slabs (ANSI/ASCE 3-91) and practice for construction and inspection of composite slabs (ANSI /ASCE 9-91)*

ANSI/AISC 303, *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*

ANSI/AISC 360, *Specification for structural steel buildings*

ASME B18.2.6, *Fasteners for use in structural applications*

ASME B46.1, *Surface texture (surface roughness, waviness and lay)*

ASTM A6/A6M, *Specification for general requirements for rolled structural steel bars, plates, shapes, and sheet piling*



ASTM A36/A36M, *Specification for carbon structural steel*

ASTM A108, *Specification for steel bar, carbon and alloy, cold-finished*

ASTM A123/A123M, *Specification for Zinc (Hot-Dip Galvanized) Coatings on Iron and Steel Products*

ASTM A307-21, *Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60 000 PSI Tensile Strength*

ASTM F3125/F3125M:2022, *Specification for High Strength Structural Bolts and Assemblies, Steel and Alloy Steel, Heat Treated, Inch Dimensions 120 ksi and 150 ksi Minimum Tensile Strength, and Metric Dimensions 830 MPa and 1040 MPa Minimum Tensile Strength*

ASTM A500/A500M, *Specification for cold-formed welded and seamless carbon steel structural tubing in rounds and shapes*

ASTM A572/A572M-21e01, *Specification for high-strength low-alloy columbium-vanadium structural steel*

ASTM A588/A588M-, *Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel, up to 50 ksi [345 MPa] Minimum Yield Point, with Atmospheric Corrosion Resistance*

ASTM A913/A913M, *specification for high-strength low-alloy steel shapes of structural quality, produced by quenching and self-tempering process (QST)*

ASTM A992/A992M, *specification for structural steel shapes*

ASTM F436/F436M-, *Specification for Hardened Steel Washers Inch and Metric Dimensions*

AWS A2.4, *symbols for welding, brazing, and nondestructive examination*

AWS A5.1/A5.1M, *Specification for carbon steel electrodes for shielded metal arc welding*

AWS A5.5/A5.5M, *Specification for low-alloy steel electrodes for shielded metal arc welding*

AWS A5.17/A5.17M, *Specification for carbon steel electrodes and fluxes for submerged arc welding*

AWS A5.18/A5.18M, *Specification for carbon steel electrodes and rods for gas shielded arc welding*

AWS A5.20/A5.20M, *Carbon steel electrodes for flux cored arc welding*

AWS A5.23/A5.23M, *Specification for low-alloy steel electrodes and fluxes for submerged arc welding*

AWS A5.28/A5.28M, *Specification for low-alloy steel electrodes and rods for gas shielded arc welding*

AWS A5.29/A5.29M, *Low-alloy steel electrodes for flux cored arc welding*

AWS D1.1/D1.1M, *Structural welding code - Steel*

AWS WI:2015, *Welding inspection handbook*

CSSBI S2, *Criteria for the testing of composite slabs*

EN 1992-1-1, *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General – Common rules for buildings and civil engineering structures*



EN 1993-1-8, *Eurocode 3. Design of steel structures Design of joints*

EN 1994-1-1, *Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures General rules and rules for buildings*

3 Simbologia e unidades

Para os efeitos deste documento, aplica-se a seguinte simbologia.

NOTA A simbologia geral é estabelecida nesta subseção e a simbologia mais específica de algumas partes desta Norma é apresentada nas seções pertinentes, com o objetivo de simplificar a compreensão e, portanto, a aplicação dos conceitos estabelecidos.

3.1 Letras romanas minúsculas

a	distância
b	largura
b_f	largura da mesa
d	diâmetro; altura total da seção transversal; distância; dimensão
e	distância; excentricidade
f_{cd}	resistência de cálculo do concreto à compressão
f_{ck}	resistência característica do concreto à compressão
f_d	resistência de cálculo de um material
f_0	frequência fundamental
f_u	resistência à ruptura do aço à tração
f_{ub}	resistência à ruptura do material do parafuso ou barra redonda rosqueada à tração
f_{ucs}	resistência à ruptura do aço do conector de cisalhamento
f_y	resistência ao escoamento do aço
f_{yd}	resistência de cálculo ao escoamento do aço
f_{yF}	resistência ao escoamento do aço da fôrma
f_{yFd}	resistência de cálculo ao escoamento do aço da fôrma
f_{ys}	resistência ao escoamento do aço da armadura
f_{sd}	resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura
f_w	resistência à tração do metal da solda
g	gabarito de furação



h	altura
k	rigidez; parâmetro em geral
ℓ	comprimento
n	número (quantidade)
r	raio de giração; raio
t	espessura
t_f	espessura da mesa
t_w	espessura da alma
x	coordenada; distância
y	coordenada; distância

3.2 Letras romanas maiúsculas

A	área
A_b	área bruta da seção transversal; profundidade do bloco de concreto
A_g	área bruta da seção transversal
C	coeficiente; constante de torção
C_b	fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme
C_t	coeficiente de redução usado no cálculo da área líquida efetiva
C_v	coeficiente de força cortante
C_w	constante de empenamento da seção transversal
D	diâmetro externo de elementos tubulares de seção circular
E	módulo de elasticidade do aço
E_{ci}	módulo de elasticidade inicial do concreto
E_c	módulo de elasticidade secante do concreto
E_s	módulo de elasticidade do aço da armadura do concreto
F	força; valor de ação
F_d	valor da combinação última das ações
F_k	valor característico das ações
F_{Gk}	valor característico das ações permanentes



F_{Qk}	valor característico das ações variáveis
$F_{Q,exc}$	valor característico das ações excepcionais
F_r	valor representativo das ações
F_{ser}	valor da combinação de serviço das ações
G	módulo de elasticidade transversal do aço; centro geométrico da seção transversal
I	momento de inércia
J	constante de torção
L	vão; distância; comprimento
M	momento fletor
N	força axial
Q_{Rd}	força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento
R_d	resistência de cálculo; solicitação resistente de cálculo
S	rigidez
S_d	solicitação de cálculo
T	momento de torção
V	força cortante
W	módulo de resistência elástico
Z	módulo de resistência plástico

3.3 Letras gregas minúsculas

α	coeficiente relacionado à curva de dimensionamento à compressão; coeficiente em geral
α_e	parâmetro relacionado à rocha matriz da brita empregada
α_E	relação entre o módulo de elasticidade do aço e o módulo de elasticidade do concreto
β	coeficiente de dilatação térmica; fator em geral; coeficiente em geral, razão de amortecimento
δ	fator de contribuição do aço; deslocamento; flecha
ε	deformação
ϕ	diâmetro de barra de armadura, coeficiente de fluência do concreto
γ	coeficiente de ponderação da resistência ou das ações
λ	índice de esbeltez; parâmetro de esbeltez



λ_0	índice de esbeltez reduzido
λ_p	parâmetro-limite de esbeltez para seções compactas
λ_r	parâmetro-limite de esbeltez limite para seções semicompactas
μ	coeficiente médio de atrito
ν	coeficiente de Poisson
χ	fator de redução associado à resistência à compressão
χ_{dist}	fator de redução para flambagem lateral com distorção da seção transversal
ψ	fator de redução de ações; fator de combinação de ações
ρ	massa específica
ρ_c	massa específica do concreto
σ	tensão normal
σ_{SR}	faixa admissível de variação de tensão
σ_{TH}	limite admissível da faixa de variação de tensões, para um número infinito de ciclos de solicitação
τ	tensão de cisalhamento

3.4 Letras gregas maiúsculas

Σ	somatório
----------	-----------

3.5 Símbolos subscritos

3.5.1 Letras romanas minúsculas

a	aço; apoio
b	parafuso; barra redonda rosqueada; flexão
br	contenção
c	concreto; compressão; conexão ou ligação; elemento conectado; contato
cs	conector de cisalhamento
d	valor de cálculo
e	elástico; excentricidade
ef	efetivo
f	mesa



g	bruta; geométrico; ação permanente
h	furo
i	número de ordem
k	característico; nominal
n	líquida
p	pilar; pino
p _ℓ	plastificação
q	ação variável
red	reduzido
s	armadura
st	enrijecedor
t	tração
u	ruptura
v	cisalhamento; viga
w	alma; solda
x	relativo ao eixo x
y	escoamento; relativo ao eixo y

3.5.2 Letras romanas maiúsculas

F	fôrma de aço
G	ação permanente
Q	ação variável
R _d	resistente de cálculo
R _k	resistente característico; resistente nominal
T	torção, seção T
S _d	solicitante de cálculo

3.6 Símbolos referentes ao momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não esbelta

FLA	flambagem local da alma;
FLM	flambagem local da mesa comprimida;



FLT	flambagem lateral com torção;
C_w	constante do empenamento da seção transversal;
D	diâmetro externo da seção tubular circular;
I_y	momento de inércia da seção em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma;
I_{yTc}	momento de inércia da seção T formada pela mesa comprimida e pela parte comprimida da alma anexa, em regime elástico, em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma;
J	constante de torção da seção transversal;
L_b	distância entre duas seções contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado);
M_{cr}	momento fletor crítico;
M_{pl}	momento fletor de plastificação da seção transversal, igual ao produto do módulo de resistência plástico (Z) pela resistência ao escoamento do aço (f_y);
M_r	momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões residuais em alguns casos;
W	módulo de resistência (mínimo) elástico da seção, relativo ao eixo de flexão;
W_c	módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão;
W_t	módulo de resistência elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo de flexão;
b_t	largura total da mesa (b_{fs} e b_{fi} representam as larguras totais das mesas superior e inferior);
d	altura externa da seção, medida perpendicularmente ao eixo de flexão;
h	altura da alma, tomada igual à distância entre as faces internas das mesas nos perfis soldados; e igual a esse valor menos os dois raios de concordância entre a mesa e a alma nos perfis laminados; e igual ao comprimento da parte plana nas seções tubulares retangulares (ver Tabela 4);
h_c	duas vezes a distância do centro geométrico da seção transversal à face interna da mesa comprimida;
h_p	duas vezes a distância da linha neutra plástica da seção transversal à face interna da mesa comprimida;
r_y	raio de giração da seção em relação ao eixo principal de inércia perpendicular ao eixo de flexão;
r_{yTc}	raio de giração da seção T formada pela mesa comprimida e a parte comprimida da alma anexa, em regime elástico, em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma;
t	espessura em geral;
t_f	espessura da mesa em que e e f representam as espessuras das mesas superior e inferior);



λ_p parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

λ_r parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento.

3.7 Unidades

A maioria das expressões apresentadas nesta Norma possui homogeneidade dimensional. Onde não houver homogeneidade dimensional, as unidades a serem utilizadas estão indicadas.

4 Condições gerais de projeto

4.1 Generalidades

4.1.1 As obras executadas total ou parcialmente com estrutura de aço ou com estrutura mista de aço e concreto devem atender ao projeto elaborado de acordo com esta Norma, sob responsabilidade de profissionais habilitados. Para situações ou soluções construtivas não abrangidas por esta Norma, o responsável técnico pelo projeto deve usar procedimentos reconhecido, inclusive os procedimentos com base em análises numéricas, mantendo-se o nível de segurança previsto por ela. Para situações ou soluções construtivas cobertas de maneira simplificada, o responsável técnico pelo projeto pode usar procedimentos mais precisos, incluindo os procedimentos com base em análises numéricas, com os requisitos mencionados.

4.1.2 Entende-se por projeto o conjunto de especificações, cálculos estruturais, desenhos de projeto, de fabricação e de montagem dos elementos de aço e desenhos de fôrmas e armação referentes às partes de concreto.

4.2 Desenhos de projeto

4.2.1 Os desenhos de projeto devem ser executados em escala adequada para o nível das informações desejadas. Devem conter todos os dados necessários para o detalhamento da estrutura, para a execução dos desenhos de montagem e para o projeto das fundações.

4.2.2 Os desenhos de projeto devem indicar quais as normas complementares que foram usadas e dar as especificações de todos os materiais estruturais empregados. Devem indicar também os dados relativos às ações adotadas e aos esforços solicitantes de cálculo a serem resistidos por barras e ligações, quando necessários para a preparação adequada dos desenhos de fabricação.

4.2.3 Nas ligações com parafusos de alta resistência, os desenhos de projeto devem indicar se o aperto é normal ou com protensão inicial e, neste último caso, se os parafusos trabalharem a cisalhamento, se a ligação é por atrito ou por contato.

4.2.4 As ligações soldadas devem ser caracterizadas por simbologia adequada que contenha informações completas para sua execução, de acordo com a AWS A2.4.

4.2.5 No caso de edifícios industriais, devem ser apresentados nos desenhos de projeto ou memorial de cálculo o esquema de localização das ações decorrentes dos equipamentos mais importantes que são suportados pela estrutura, os valores dessas ações e, quando for o caso, os dados para a consideração de efeitos dinâmicos.

4.2.6 Quando o método construtivo for condicionante, tendo feito parte dos procedimentos do cálculo estrutural, devem ser indicados os pontos de içamento previstos e os pesos das peças da estrutura, além de outras informações similares relevantes. Devem ser considerados os coeficientes de impacto



adequados ao tipo de equipamento que é utilizado na montagem. Além disso, devem ser indicadas as posições que são ocupadas temporariamente por equipamentos principais ou auxiliares de montagem sobre a estrutura, incluindo posição de amarração de cabos ou espinas. Outras situações que possam afetar a segurança da estrutura devem também ser consideradas.

4.2.7 Nos casos em que os comprimentos das peças da estrutura possam ser influenciados por variações de temperatura durante a montagem, devem ser indicadas as faixas de variação consideradas.

4.2.8 Devem ser indicadas nos desenhos de projeto as contraflechas de vigas, inclusive de vigas treliçadas.

4.3 Desenhos de fabricação

4.3.1 Os desenhos de fabricação devem especificar de forma detalhada, para a fábrica, as informações contidas nos desenhos de projeto, fornecendo informações completas para a produção de todos os elementos componentes da estrutura, incluindo materiais utilizados e suas especificações, locação, tipo e dimensão de todos os parafusos e soldas de fábrica e de campo.

4.3.2 Sempre que necessário, deve-se indicar nos desenhos a sequência de execução de ligações importantes, para evitar o aparecimento de empenos ou tensões residuais excessivos.

4.4 Desenhos de montagem

Os desenhos de montagem devem indicar as dimensões principais da estrutura, marcas das peças, dimensões de barras (quando necessárias à aprovação), elevações das faces inferiores de placas de base de pilares, todas as dimensões e detalhes para colocação de chumbadores, locação, tipo e dimensão dos parafusos, soldas de campo, posições de montagem e outras informações necessárias à montagem da estrutura. Devem ser claramente indicados todos os elementos permanentes ou temporários essenciais à integridade da estrutura parcialmente construída (ver 4.3.2).

4.5 Avaliação de conformidade de projeto

A avaliação da conformidade do projeto, se requerida pelo contratante ou órgão público responsável, deve ser realizada por profissional habilitado, independente e diferente do responsável pelo projeto. Deve ser registrada em documento específico, que acompanhe a documentação do projeto. Essa avaliação deve ser providenciada pelo contratante e realizada antes da fase de fabricação e montagem.

4.6 Materiais

4.6.1 Introdução

4.6.1.1 Os aços estruturais e os materiais de ligação para uso conforme esta Norma são citados em 4.6.2 e o concreto e os aços das armaduras, em 4.6.3.

4.6.1.2 Informações completas sobre os materiais relacionados em 4.6.2 e 4.6.3 são encontradas nas normas e especificações correspondentes, e mais informações sobre os aços estruturais e os materiais de ligação encontram-se no Anexo A.

4.6.1.3 Nesta norma, são usados os valores característicos ou nominais das propriedades mecânicas dos materiais, conforme definidos nas normas e especificações correspondentes (ver 4.6.2).

4.6.2 Aços estruturais e materiais de ligação

4.6.2.1 Designação de produtos ASTM

Os produtos especificados pela ASTM, quando suas dimensões e propriedades mecânicas são expressas no Sistema Internacional de Unidades, recebem no final da identificação a letra "M". Nesta Norma, por simplicidade, essa letra é suprimida.

4.6.2.2 Aços para perfis, barras e chapas

4.6.2.2.1 Os aços para uso conforme esta Norma para perfis, barras e chapas são aqueles com qualificação estrutural assegurada por normas técnicas, desde que possuam resistência nominal ao escoamento máxima de 450 Mpa e relação entre resistências nominais à ruptura (f_u) e ao escoamento (f_y) não inferior a 1,15. Além disso, devem atender também aos seguintes requisitos, considerando-se valores efetivamente medidos pelas usinas siderúrgicas:

- a) a relação entre as resistências à ruptura e ao escoamento não pode ser inferior a 1,10;
- b) a relação entre as deformações específicas correspondentes às resistências à ruptura (ϵ_u) e ao escoamento (ϵ_y) não pode ser inferior a 15;
- c) a deformação máxima na ruptura (ϵ_r) não pode ser inferior a 15%, considerando-se a base de medida de 200 mm.

4.6.2.2.2 Permite-se ainda o uso de outros aços estruturais, desde que atendam aos requisitos de 4.6.2.2.1 e que o responsável pelo projeto analise as diferenças entre as especificações desses aços e daqueles mencionados em 4.6.2.2.1 e, principalmente, as diferenças entre os métodos de amostragem usados na determinação de suas propriedades mecânicas.

4.6.2.2.3 Nesta Norma, o valor da resistência do aço é dado por seu valor nominal fornecido por norma ou especificação aplicável. Valores característicos obtidos de ensaios, inclusive os apresentados nos certificados das usinas siderúrgicas, não podem ser utilizados como valores nominais.

4.6.2.3 Aços fundidos e forjados

Quando for necessário o emprego de elementos estruturais fabricados com aço fundido ou forjado, devem ser atendidas as normas ou especificações aplicáveis.

4.6.2.4 Parafusos, porcas e arruelas

Os parafusos de aço de baixo teor de carbono devem atender à ASTM A307 ou à ISO 898-1 Classe 4.6. Os parafusos de alta resistência devem satisfazer a A325 (ASTM F3125/F3125M) ou a ISO 4016 Classe 8.8. Os parafusos de aço-liga temperado e revenido devem satisfazer a A490 (ASTM F3125/F3125M) ou a ISO 4016 Classe 10.9. As porcas e arruelas devem satisfazer as especificações compatíveis, citadas no ANSI/AISC 360.

4.6.2.5 Eletrodos, arames e fluxos para soldagem

4.6.2.5.1 Os eletrodos, arames e fluxos para soldagem devem atender às seguintes especificações:

- a) para eletrodos de aço doce, revestidos, para soldagem por arco elétrico: AWS A5.1;
- b) para eletrodos de aço de baixa liga, revestidos, para soldagem por arco elétrico: AWS A5.5;



- c) para eletrodos nus de aço doce e fluxo, para soldagem por arco submerso: AWS A5.17;
- d) para eletrodos de aço doce, para soldagem por arco elétrico com proteção gasosa: AWS A5.18;
- e) para eletrodos de aço doce, para soldagem por arco com fluxo no núcleo: AWS A5.20;
- f) para eletrodos nus de aço de baixa liga e fluxo, para soldagem por arco submerso: AWS A5.23;
- g) para eletrodos de baixa liga, para soldagem por arco elétrico com proteção gasosa: AWS A5.28;
- h) para eletrodos de baixa liga, para soldagem por arco com fluxo no núcleo: AWS A5.29.

4.6.2.5.2 A aprovação das especificações para eletrodos citadas em 4.6.2.5.1 é feita dos requisitos de ensaios de impacto que, na maior parte dos casos, não são necessários para edificações.

4.6.2.6 Conectores de cisalhamento

4.6.2.6.1 Os conectores de aço tipo pino com cabeça devem atender aos requisitos da AWS D1.1.

4.6.2.6.2 O aço dos conectores de cisalhamento em perfil U laminado deve atender a 4.6.2.

4.6.2.6.3 O aço dos conectores de cisalhamento em perfil U formado a frio deve atender aos requisitos da ABNT NBR 14762.

4.6.2.7 Aço da fôrma da laje mista

O aço da fôrma da laje mista e seu revestimento devem estar de acordo com N.7.

4.6.2.8 Identificação

Os materiais e produtos usados na estrutura devem ser identificados pela sua especificação, incluindo tipo ou grau, se aplicável, usando-se os seguintes métodos:

- a) declarações de qualidade fornecidos por usinas ou produtores, devidamente relacionados aos produtos fornecidos;
- b) marcas legíveis aplicadas ao material pelo produtor, de acordo com as normas aplicáveis.

4.6.2.9 Propriedades mecânicas gerais

Para efeito de cálculo, devem ser adotados, para os aços relacionados nesta Norma, os seguintes valores de propriedades mecânicas:

- a) módulo de elasticidade, $E = E_a = 200\ 000\ \text{MPa}$;
- b) coeficiente de Poisson, $\nu_a = 0,3$;
- c) módulo de elasticidade transversal, $G = 77\ 000\ \text{MPa}$;
- d) coeficiente de dilatação térmica, $\beta_a = 1,2 \times 10^{-5}\ ^\circ\text{C}^{-1}$;
- e) massa específica, $\rho_a = 7\ 850\ \text{kg/m}^3$.

4.6.3 Concreto e aço das armaduras

4.6.3.1 As propriedades do concreto de densidade normal devem atender à ABNT NBR 6118. Além disso, a resistência característica à compressão do concreto, f_{ck} , não pode ser inferior a 20 Mpa nem superior a 50 Mpa. Os seguintes valores, para os efeitos desta Norma, devem ser adotados:

- módulo de elasticidade, considerado como o módulo de deformação tangente inicial, $E_{ci} = \alpha_e 5600 \sqrt{f_{ck}}$, em que E_{ci} e f_{ck} são expressos em megapascals (MPa), para a situação usual em que a verificação da estrutura é feita em data igual ou superior a 28 dias; o parâmetro depende da rocha matriz da brita empregada, sendo igual a: $\alpha_e = 1,2$ para basalto e diabásio; $\alpha_e = 1,0$ para granito e gnaisses; $\alpha_e = 0,9$ para calcário; $\alpha_e = 0,7$ para arenito;
- módulo de elasticidade secante, a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados-limites de serviço, $E_{cs} = 0,85 E_{ci}$;
- coeficiente de Poisson, $\nu_c = 0,20$;
- coeficiente de dilatação térmica, $\beta_c = 1,0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;
- massa específica, ρ_c , igual a 2 400 kg/m³ no concreto sem armadura e a 2 500 kg/m³ no concreto armado.

4.6.3.2 O concreto de baixa densidade deve ter massa específica mínima de 1 500 kg/m³ e máxima de 2 200 kg/m³ sem armadura, e o módulo de elasticidade secante, em megapascals, deve ser tomado igual a:

$$E_{cs} = E_c = 40,5 \left(\frac{\rho_c}{100} \right)^{1,5} \sqrt{f_{ck}}$$

onde

- ρ_c é a massa específica do concreto de baixa densidade, sem armadura, expressa em quilogramas por metros cúbicos (kg/m³);
- f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto de baixa densidade à compressão, expressa em megapascals (MPa).

Para o coeficiente de Poisson, pode ser usado o valor de 0,2 (igual ao do concreto de densidade normal). O coeficiente de dilatação térmica deve ser determinado por meio de ensaios.

4.6.3.3 As propriedades do aço das armaduras devem atender à ABNT NBR 6118.

4.6.3.4 Todos os aspectos relacionados à questão da durabilidade do concreto de densidade normal devem estar de acordo com a ABNT NBR 6118. Para o concreto de baixa densidade, na ausência de Norma Brasileira aplicável, deve ser atendida a EN 1992-1-1.

4.7 Segurança e estados-limite

4.7.1 Critérios de segurança

Os critérios de segurança adotados nesta Norma são baseados na ABNT NBR 8681.

4.7.2 Estados-limite

4.7.2.1 Para os efeitos desta Norma, devem ser considerados os estados-limite últimos (ELU) e os estados-limite de serviço (ELS). Os estados-limite últimos estão relacionados com a segurança da estrutura sujeita às combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda a vida útil, durante a construção ou quando atuar uma ação especial ou excepcional. Os estados-limite de serviço estão relacionados com o desempenho da estrutura sob condições normais de utilização.

4.7.2.2 O método dos estados-limite utilizado para o dimensionamento de uma estrutura exige que nenhum estado-limite aplicável seja excedido quando a estrutura for submetida a todas as combinações apropriadas de ações. Se um ou mais estados-limite forem excedidos, a estrutura não atende mais aos objetivos para os quais foi projetada.

4.7.3 Condições usuais relativas aos estados-limite últimos (ELU)

4.7.3.1 As condições usuais de segurança referentes aos estados-limite últimos são expressas por desigualdades do tipo:

$$\theta(S_d, R_d) \geq 0$$

onde

S_d são os valores de cálculo dos esforços solicitantes (em alguns casos específicos, das tensões atuantes), obtidos com base nas combinações últimas de ações dadas em 4.8.7.2;

R_d são os valores de cálculo dos correspondentes esforços resistentes (em alguns casos específicos, das tensões resistentes), obtidos em diversas partes desta Norma, conforme o tipo de situação.

4.7.3.2 Quando a segurança é verificada isoladamente em relação a cada um dos esforços atuantes, as condições de segurança são reescritas da seguinte forma simplificada:

$$R_d \geq S_d$$

4.7.4 Condições usuais relativas aos estados-limite de serviço (ELS)

4.7.4.1 As condições usuais referentes aos estados-limite de serviço são expressas por desigualdades do tipo a seguir:

$$S_{ser} \leq S_{lim}$$

onde

S_{ser} são os valores dos efeitos estruturais de interesse, obtidos com base nas combinações de serviço das ações dadas em 4.8.7.3;

S_{lim} são os valores-limite adotados para esses efeitos, fornecidos no Anexo B e no Anexo H, para estado-limite de fadiga.

4.8 Ações

4.8.1 Ações a considerar e classificação

4.8.1.1 Na análise estrutural, deve ser considerada a influência das ações que possam produzir efeitos significativos para a estrutura, levando-se em conta os estados-limite últimos e de serviço.

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

4.8.2 Ações permanentes

4.8.2.1 Generalidades

Ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da construção. Também são consideradas permanentes as ações que crescem no tempo, tendendo a um valor-limite constante.

As ações permanentes são subdivididas em diretas e indiretas e devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança.

4.8.2.2 Ações permanentes diretas

As ações permanentes diretas são constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelos pesos próprios dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes. Constituem também ação permanente direta os empuxos permanentes, causados por movimento de terra e de outros materiais granulosos quando forem admitidos não removíveis.

Os pesos específicos do aço e do concreto e os de outros materiais estruturais e dos elementos construtivos fixos correntemente utilizados nas construções, na ausência de informações mais precisas, podem ser avaliados com base nos valores indicados na ABNT NBR 6120.

Os pesos das instalações permanentes usualmente são considerados com os valores indicados pelos respectivos fornecedores.

4.8.2.3 Ações permanentes indiretas

As ações permanentes indiretas são constituídas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio e imperfeições geométricas.

A retração e a fluência do concreto de densidade normal devem ser calculadas conforme a ABNT NBR 6118. Para o concreto de baixa densidade, na ausência de Norma Brasileira aplicável, devem ser calculadas conforme a EN 1992-1-1.

Os deslocamentos de apoio somente precisam ser considerados quando gerarem esforços significativos em relação ao conjunto das outras ações. Esses deslocamentos devem ser calculados com avaliação pessimista da rigidez do material da fundação, correspondente, em princípio, ao quantil de 5 % da respectiva distribuição de probabilidade. O conjunto formado por todos os deslocamentos dos apoios constitui-se em uma única ação.

As imperfeições geométricas são consideradas de acordo com 4.10.

4.8.3 Ações variáveis

Ações variáveis são as que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção.

As ações variáveis comumente existentes são causadas pelo uso e ocupação da edificação, como as ações decorrentes de sobrecargas em pisos e coberturas, de equipamentos e de divisórias móveis, de pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, pela ação do vento e pela variação da temperatura da estrutura.

As ações variáveis causadas pelo uso e ocupação são fornecidas pela ABNT NBR 6120 e, no caso de passarelas de pedestres, pela ABNT NBR 7188.

Os esforços causados pela ação do vento devem ser determinados de acordo com a ABNT NBR 6123.

Os esforços decorrentes da variação uniforme de temperatura da estrutura são causados pela variação da temperatura da atmosfera e pela insolação direta e devem ser considerados ou não na análise estrutural, a critério do responsável técnico pelo projeto estrutural, com base, entre outros parâmetros relevantes, no local, nas dimensões e geometria da edificação e nos sistemas estruturais utilizados. Para efeito desta Subseção 4.8.3, a dimensão da edificação é considerada como a distância entre juntas de dilatação (ver a Bibliografia [1]) Caso a variação uniforme de temperatura não seja considerada na análise estrutural, recomenda-se, para os edifícios industriais, que a distância entre as subestruturas de contraventamento (ver 4.10.5.1 para definição) não seja superior a 60 m, conforme a Bibliografia [2].

Recomenda-se, para variação da temperatura da atmosfera, caso seja considerada na análise estrutural, a adoção de um valor considerando 60 % da diferença entre as temperaturas médias máxima e mínima, no local da obra, com um mínimo de 10 °C. Para a insolação direta, deve ser feito um estudo específico. Nos elementos estruturais em que a temperatura possa ter distribuição significativamente diferente da uniforme, devem ser considerados os efeitos dessa distribuição. Na falta de dados mais precisos, pode ser admitida uma variação linear entre os valores de temperatura adotados, desde que a variação de temperatura considerada entre uma face e outra do elemento estrutural não seja inferior a 5 °C.

Quando a estrutura, pelas suas condições de uso, estiver sujeita a choques ou vibrações, os respectivos efeitos devem ser considerados na determinação das solicitações. A possibilidade de fadiga deve ser considerada no dimensionamento dos elementos estruturais, de acordo com o Anexo H.

4.8.4 Ações excepcionais

Ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e probabilidade muito baixa de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas. São ações excepcionais aquelas decorrentes de eventos como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes e sismos excepcionais.

No projeto de estruturas sujeitas a situações excepcionais de carregamentos, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios, devem ser consideradas ações excepcionais com os valores definidos, em cada caso particular, por Normas técnicas aplicáveis.

4.8.5 Valores das ações

4.8.5.1 Valores característicos

Os valores característicos, F_k , das ações são estabelecidos nesta subseção em função da variabilidade de suas intensidades.

4.8.5.1.1 Ações permanentes

Para as ações permanentes, os valores característicos, F_{Gk} , devem ser adotados iguais aos valores médios das respectivas distribuições de probabilidade. Esses valores estão especificados nesta subseção 4.8.5 ou em Normas técnicas aplicáveis, como a ABNT NBR 6120.

4.8.5.1.2 Ações variáveis

Os valores característicos das ações variáveis, F_{Qk} , são estabelecidos por consenso e indicados em Normas técnicas aplicáveis. Esses valores têm uma probabilidade preestabelecida de serem excedidos, durante um período de 50 anos, e estão especificados nesta subseção 4.8.5 ou em Normas técnicas específicas, como a ABNT NBR 6120 e ABNT NBR 6123.

4.8.5.2 Valores característicos nominais

Para as ações que não tenham sua variabilidade adequadamente expressa por distribuições de probabilidade, os valores característicos são substituídos por valores característicos nominais, escolhidos de modo a assegurar o nível de exigência desta Norma.

4.8.5.3 Valores representativos

As ações são quantificadas por seus valores representativos, S , que podem ser:

- valores característicos ou valores característicos nominais, conforme 4.8.5.1 ou 4.8.5.2, respectivamente, e que são denominados simplesmente valores característicos nesta Norma;
- valores convencionais excepcionais, que são os valores arbitrados para as ações excepcionais;
- valores reduzidos, em função da combinação de ações, como:
 - nas verificações de estados-limite últimos, quando a ação considerada se combina com a ação principal (ver 4.8.7.2), determinados a partir dos valores característicos pela expressão $\psi_0 F_k$, que considera muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes (entende-se por ações variáveis de naturezas diferentes aquelas originadas por agentes distintos; por exemplo, ação do vento, sobrecarga de cobertura, carga accidental de piso e carga de equipamento são de naturezas diferentes);
 - nas verificações de estados-limite de serviço (ver 4.8.7.3), determinados a partir dos valores característicos pelas expressões $\psi_1 F_k$ e $\psi_2 F_k$, que estimam valores frequentes e quase permanentes, respectivamente, de uma ação que acompanha a ação principal (ver 4.8.6.3.2).

4.8.5.4 Valores de cálculo

Os valores de cálculo das ações são obtidos a partir dos valores representativos, F_r , multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação, γ_f , definidos em 4.8.6.

4.8.6 Coeficientes de ponderação das ações

4.8.6.1 Generalidades

As ações devem ser ponderadas pelo coeficiente γ_f , dado por:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \gamma_{f2} \gamma_{f3}$$

onde

- γ_{f1} é o fator do coeficiente de ponderação das ações γ_f , que considera a variabilidade das ações;
- γ_{f2} é o fator do coeficiente de ponderação das ações γ_f , que considera a simultaneidade de atuação das ações;
- γ_{f3} é o fator do coeficiente de ponderação das ações γ_f , que considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos, seja por deficiência do método de cálculo empregado, de valor igual ou superior a 1,10.

Os valores de γ_f encontram-se, respectivamente, para estado-limite último e estado-limite de serviço, estabelecidos em 4.8.6.2 e 4.8.6.3.



4.8.6.2 Coeficientes de ponderação das ações no estado-limite último (ELU)

Os valores-base para verificação dos estados-limite últimos são apresentados nas Tabelas 1 e 2, para o produto $\gamma_{f1} \gamma_{f3}$ e para γ_{f2} , respectivamente. O produto $\gamma_{f1} \gamma_{f3}$ é representado por γ_g ou γ_q . O coeficiente γ_{f2} é igual ao fator de combinação ψ_0 .

O valor do coeficiente de ponderação de cargas permanentes de mesma origem, em um dado carregamento, deve ser o mesmo ao longo de toda a estrutura.

4.8.6.3 Coeficientes de ponderação e fatores de redução das ações no estado-limite de serviço (ELS)

4.8.6.3.1 Em geral, o coeficiente de ponderação das ações para os estados-limites de serviço, γ_f , é igual a 1,0.

4.8.6.3.2 Nas combinações de ações de serviço (ver 4.8.7.3), são usados os fatores de redução ψ_1 e ψ_2 , dados na Tabela 2, para obtenção dos valores frequentes e quase permanentes das ações variáveis, respectivamente.



Tabela 1 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_{f1} \gamma_{f3}$

Combinações	Ações permanentes (γ_g) ^{a, b}					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
Combinações	Ações variáveis (γ_q) ^{a, c}					
	Efeito da temperatura		Ação do vento	Ações truncadas ^d	Demais ações variáveis	
	Devido à variação térmica da atmosfera	Gerada por equipamentos				
Normais	1,20	1,50	1,40	1,20	1,50	
Especiais ou de construção	1,00	1,30	1,20	1,10	1,30	
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
^a Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não podem ser incluídas nas combinações.						
^b Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35. Nas combinações especiais ou de construção, o coeficiente de ponderação é 1,25 e nas combinações excepcionais, 1,15.						
^c Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 (o efeito da temperatura devido à variação térmica da atmosfera pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, o coeficiente de ponderação é 1,30 e nas combinações excepcionais, 1,00.						
^d Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.						

Tabela 2 – Valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para as ações variáveis

Ações		γ_{f2}^a		
		ψ_0	ψ_1^d	ψ_2^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

^a Ver 4.8.5.3-c).
^b Edificações residenciais de acesso restrito.
^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.
^d Para estado-limite de fadiga (ver o Anexo H), usar igual a 1,0.
^e Para combinações excepcionais em que a ação principal for sismo, admite-se adotar para o valor zero.

4.8.7 Combinações de ações

4.8.7.1 Generalidades

Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezáveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação dos estados-limites últimos e dos estados-limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

4.8.7.2 Combinações últimas

Uma combinação última de ações pode ser classificada em normal, especial, de construção ou excepcional.

4.8.7.2.1 Combinações últimas normais

As combinações últimas normais decorrem do uso previsto para a edificação.

Devem ser consideradas tantas combinações de ações quantas forem necessárias para verificação das condições de segurança em relação a todos os estados-limites últimos aplicáveis, que possuam probabilidade não desprezável de ocorrência simultânea durante o período de vida útil da estrutura. Em cada combinação, devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos, e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação.

Para cada combinação, aplica-se a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k})$$

onde

$F_{Gi,k}$ são os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ são os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.

4.8.7.2.2 Combinações últimas especiais

As combinações últimas especiais decorrem da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especial, cujos efeitos superam em intensidade os efeitos produzidos pelas ações consideradas nas combinações normais. Os carregamentos especiais são transitórios, com duração muito pequena em relação ao período de vida útil da estrutura.

A cada carregamento especial corresponde uma única combinação última especial de ações, na qual devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável especial, com seus valores característicos, e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezável de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação.

Aplica-se a seguinte equação:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j,ef} F_{Qj,k})$$

onde

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável especial;

$\psi_{0j,ef}$ são os fatores de combinação efetivos de cada uma das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável especial F_{Q1} .

Os fatores $\psi_{0j,ef}$ são iguais aos fatores ψ_{0j} adotados nas combinações normais, salvo quando a ação variável especial F_{Q1} tiver um tempo de atuação muito pequeno, caso em que $\psi_{0j,ef}$ podem ser tomados como os correspondentes fatores de redução ψ_{2j} .

4.8.7.2.3 Combinações últimas de construção

As combinações últimas de construção devem ser consideradas nas estruturas em que haja riscos de ocorrência de estados-limites últimos. O carregamento de construção é transitório e sua duração deve ser especificada em cada caso particular.

Devem ser consideradas tantas combinações de ações quantas forem necessárias para verificação das condições de segurança em relação a todos os estados-limite últimos que possuam probabilidade não desprezável durante a fase de construção. Em cada combinação, devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos, e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação.

Para cada combinação, aplica-se a mesma expressão dada em 4.8.7.2.2, em que $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável admitida como principal para a situação transitória considerada.

4.8.7.2.4 Combinações últimas excepcionais

As combinações últimas excepcionais decorrem da atuação de ações excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos. As ações excepcionais somente devem ser consideradas no projeto

de estrutura de determinados tipos de construção, nos quais essas ações não possam ser desprezadas e que, além disso, na concepção estrutural, não possam ser tomadas medidas que anulem ou atenuem a gravidade das consequências dos seus efeitos. O carregamento excepcional é transitório, com duração extremamente curta.

A cada carregamento excepcional corresponde uma única combinação última excepcional de ações, na qual devem figurar as ações permanentes e a ação variável excepcional, com seus valores característicos, e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezável de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação, conforme a ABNT NBR 8681. Nos casos de ações sísmicas, deve ser utilizada a ABNT NBR 15421.

Aplica-se a seguinte equação:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + F_{Q,exc} + \sum_{j=1}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j,ef} F_{Qj,k})$$

onde

$F_{Q,exc}$ é o valor da ação transitória excepcional.

4.8.7.3 Combinações de serviço

4.8.7.3.1 Generalidades

As combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura em quase permanentes, frequentes e raras.

As expressões gerais apresentadas em 4.8.7.3.2 a 4.8.7.3.4 incluem as ações permanentes. Em algumas verificações apresentadas no Anexo B, com base nos limites lá informados, as ações permanentes podem ser desconsideradas.

4.8.7.3.2 Combinações quase permanentes de serviço

As combinações quase permanentes são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade desse período. Essas combinações são utilizadas para os efeitos de longa duração e para a aparência (aspecto) da construção.

Nas combinações quase permanentes, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Q,k}$, conforme a seguinte equação.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k})$$

No contexto dos estados-limites de serviço, o termo “aparência (aspecto)” deve ser entendido como relacionado a deslocamento e fissuração excessivos que comprometam a percepção de uma estrutura estável e segura, e não a questões meramente estéticas.

4.8.7.3.3 Combinações frequentes de serviço

As combinações frequentes são aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem da 10^5 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezável desse período, da ordem de 5 %. Essas combinações são utilizadas para os estados-limites reversíveis, isto é, que não causam danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção, incluindo os relacionados ao conforto dos usuários e ao funcionamento

de equipamentos, como vibrações excessivas, movimentos laterais excessivos que comprometam a vedação, empoçamentos em coberturas (ver 9.3 e 11.6) e aberturas de fissuras.

Nas combinações frequentes, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{Q1,k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Qj,k}$, conforme equação a seguir.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_2 F_{Qj,k})$$

4.8.7.3.4 Combinações raras de serviço

As combinações raras são aquelas que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura. Essas combinações são utilizadas para os estados-limite irreversíveis, isto é, que causam danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção, e para aqueles relacionados ao funcionamento adequado da estrutura, tais como formação de fissuras e danos aos fechamentos.

Nas combinações raras, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor característico $F_{Q1,k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{Qj,k}$, conforme equação a seguir.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_1 F_{Qj,k})$$

4.9 Resistências

4.9.1 Valores das resistências

4.9.1.1 Valores característicos e nominais

4.9.1.1.1 As resistências dos materiais são representadas pelos valores característicos especificados como aqueles que, em um lote de material, têm apenas 5 % de probabilidade de não serem atingidos.

4.9.1.1.2 Nesta Norma, o valor característico deve ser substituído pelo valor nominal, quando fornecido por norma ou especificação aplicável ao material. Por simplicidade, o termo “nominal” aplicado a uma resistência pode significar tanto uma resistência característica quanto uma resistência nominal.

4.9.1.2 Valores de cálculo

4.9.1.2.1 A resistência de cálculo f_d de um material é definida conforme a seguinte equação.

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

Nessa expressão, f_k é a resistência característica ou nominal e γ_m é o coeficiente de ponderação da resistência, dado por:

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \gamma_{m2} \gamma_{m3}$$

onde

γ_{m1} é o fator do coeficiente de ponderação que considera a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos;



- γ_{m2} é o fator do coeficiente de ponderação que considera a diferença entre a resistência do material no corpo de prova e na estrutura;
- γ_{m3} é o fator do coeficiente de ponderação que considera os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências.

4.9.1.2.2 Quando uma determinada resistência não depender de medidas feitas convencionalmente em ensaios de corpos de prova padronizados dos materiais empregados, podem ser utilizadas tensões resistentes de cálculo para a determinação das solicitações resistentes de cálculo. Os valores das tensões resistentes de cálculo são estabelecidos, em cada caso particular, a partir das teorias de resistência dos elementos estruturais considerados.

4.9.1.2.3 Para o concreto, a resistência de cálculo dada em 4.6.3.1 refere-se à situação usual em que a verificação da estrutura se faz em data igual ou superior a 28 dias. Para data inferior a 28 dias, deve ser consultada a ABNT NBR 6118, para concreto de densidade normal, e o EN 1992-1-1, na ausência de Norma técnica aplicável, para concreto de baixa densidade.

4.9.2 Coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite último (ELU)

4.9.2.1 Os valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m do aço estrutural, do concreto e do aço das armaduras, representados respectivamente por γ_a , γ_c e γ_s , são dados na Tabela 3, em função da classificação da combinação última de ações. No caso do aço estrutural, são definidos dois coeficientes, γ_{a1} e γ_{a2} , o primeiro para estados-limite últimos relacionados a escoamento e instabilidade, e o segundo à ruptura.

4.9.2.2 Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_a diferentes dos apresentados em 4.9.2.1 são dados nesta Norma, em alguns casos em que a resistência não está ligada diretamente a ensaio do material, mas a de um conjunto estrutural em que a variabilidade das resistências ou o modelo analítico para determinação da resistência assim o exigir.

4.9.2.3 Outros valores de coeficientes de ponderação de resistências, como os relacionados a conectores de cisalhamento e metal de solda, são fornecidos nas seções pertinentes desta Norma.

Tabela 3 – Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m

Combinações últimas	Aço estrutural ^a		Concreto γ_c	Aço das armaduras γ_s
	γ_a			
	Escoamento e Instabilidade γ_{a1}	Ruptura γ_{a2}		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,00	1,15	1,20	1,00

^a Inclui o aço de fôrma incorporada, usado nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.

4.9.3 Coeficientes de ponderação das resistências no estado-limite de serviço (ELS)

Os limites estabelecidos para os estados-limite de serviço não necessitam de ponderação; portanto, deve-se tomar $\gamma_m = 1,00$.

4.10 Estabilidade e análise estrutural

4.10.1 Generalidades

O objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações na estrutura, visando a efetuar verificações de estados-limites últimos e de serviço.

A análise estrutural deve ser feita com um modelo realístico, que permita representar a resposta da estrutura e dos materiais estruturais, considerando as deformações causadas por todos os esforços solicitantes relevantes. Se necessário, a interação solo-estrutura e o comportamento das ligações devem ser contemplados no modelo.

4.10.2 Tipos de análise estrutural

4.10.2.1 O tipo de análise estrutural pode ser classificado de acordo com considerações do material e dos efeitos dos deslocamentos da estrutura.

4.10.2.2 Quanto aos materiais, os esforços internos podem ser determinados por:

- a) análise global elástica (diagrama tensão-deformação elástico-linear);
- b) análise global plástica: diagrama tensão-deformação rígido-plástico, elastoplástico perfeito ou elastoplástico não linear.

Nesta Norma, por simplicidade, o termo “global” pode ser omitido e a análise global plástica com diagrama tensão-deformação rígido-plástico é denominada análise rígido-plástica.

A análise global elástica é sempre permitida, mesmo que os esforços resistentes da seção transversal sejam avaliados considerando-se a plasticidade. Esta Norma trata em princípio desse tipo de análise, exceto nos casos explicitamente citados.

A análise global plástica pode ser usada para seções compactas (ver 5.1.2.1), desde que as seções e as ligações possuam capacidade de rotação suficiente para formação de rótulas plásticas e redistribuição de esforços solicitantes. A estabilidade da estrutura deve ser verificada para essa condição.

Pode-se efetuar redistribuição de momentos em vigas conforme 4.11.2.

A não linearidade do material pode ser considerada em alguns casos, de forma indireta, efetuando-se uma análise elástica reduzindo-se ficticiamente a rigidez das barras.

4.10.2.3 Quanto aos efeitos dos deslocamentos, os esforços internos podem ser determinados por:

- a) análise linear (teoria de primeira ordem), com base na geometria indeformada da estrutura;
- b) análise não linear, com base na geometria deformada da estrutura.

A análise não linear deve ser usada sempre que os deslocamentos afetarem de forma significativa os esforços internos. Essa análise pode ter como base teorias geometricamente exatas, teorias aproximadas ou adaptações a resultados da teoria de primeira ordem. Nesta Norma, por simplicidade, os três tipos de análise são denominados de segunda ordem.

Os efeitos decorrentes dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura são ditos efeitos globais de segunda ordem ($P-\Delta$) e os decorrentes da não retilineidade dos eixos das barras, efeitos locais de segunda ordem ($P-\delta$).

A classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais é dada em 4.10.4.



4.10.2.4 Métodos de análise que considerem direta ou indiretamente a influência da geometria deformada da estrutura (efeitos $P-\delta$ e $P-\Delta$), das imperfeições iniciais, do comportamento das ligações e da redução de rigidez dos elementos componentes, quer pela não linearidade do material, quer pelo efeito das tensões residuais, podem ser utilizados. Os métodos aproximados, apresentados em 4.10.7, atendem a esses requisitos.

4.10.3 Requisitos de projeto para a estabilidade dos elementos componentes da estrutura

4.10.3.1 A estabilidade individual dos componentes da estrutura deve ser assegurada pelo atendimento dos requisitos das Seções 5 e 7. As imperfeições locais desses elementos já estão incorporadas às expressões de dimensionamento.

4.10.3.2 Os elementos projetados para conter lateralmente vigas e pilares em alguns pontos, definindo comprimentos destravados entre esses pontos (ver 4.10.6.1), devem atender aos requisitos de resistência e rigidez de 4.12. Essas exigências podem ser substituídas por uma análise de segunda ordem, de acordo com 4.10.2.3, que inclua as imperfeições geométricas iniciais das vigas e pilares a serem contidos lateralmente.

4.10.3.3 As imperfeições geométricas iniciais, mencionadas em 4.10.3.2, devem ser consideradas na forma de uma imperfeição equivalente global de $L/500$ ou local de $L/1000$, conforme o tipo de contenção adotado, em que L é o comprimento destravado do elemento. Se os elementos mencionados em 4.10.3.2 forem projetados para conter lateralmente mais de um pilar ou viga, devem ser considerados os efeitos das imperfeições de todos esses pilares ou vigas, porém multiplicados pelo fator de redução α_{red} , conforme a seguinte equação.

$$\alpha_{\text{red}} = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

onde

m é o número de pilares ou vigas a serem contidos lateralmente.

Permite-se também que as imperfeições geométricas sejam representadas por forças equivalentes, denominadas forças nocionais, que provoquem, nas vigas e pilares a serem contidos lateralmente, efeitos equivalentes aos das referidas imperfeições, como exemplificado na Figura 1. Esses efeitos devem ser entendidos como valores mínimos para cálculo do sistema de travamento e não precisam ser adicionados aos efeitos das demais forças atuantes nele.

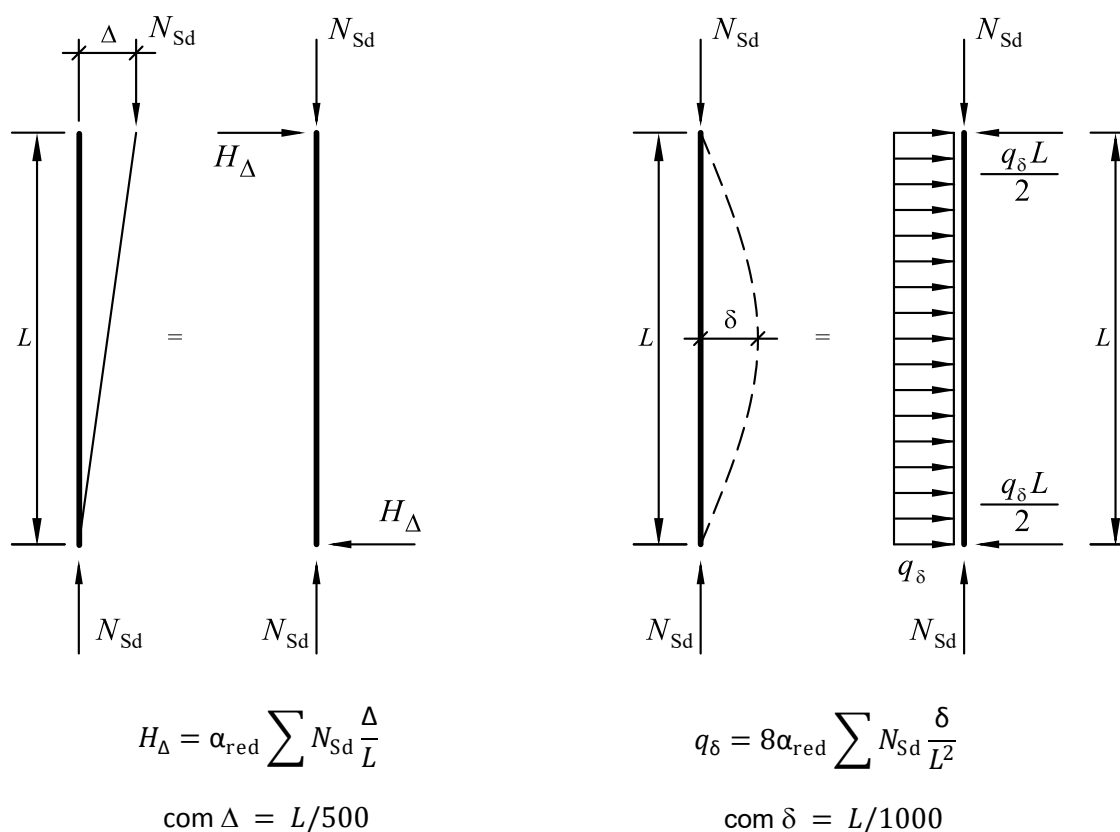


Figura 1 – Forças equivalentes (nacionais)

4.10.3.4 Os diafragmas horizontais dos edifícios (normalmente lajes mistas de aço e concreto, de concreto armado, protendido ou pré-moldado), projetados para transferir as ações horizontais aplicadas e as forças que estabilizam os pilares contraventados para as subestruturas de contraventamento (ver 4.10.4), devem ser capazes de resistir a forças horizontais iguais a 0,5 % do valor das forças axiais solicitantes de cálculo de todos os pilares contraventados do andar em consideração, multiplicados pelo fator de redução α_{red} . Essas forças horizontais, que devem ser consideradas atuando em qualquer direção ou sentido horizontal, devem ser entendidas como valores mínimos para cálculo dos diafragmas e não precisam ser adicionadas às demais forças horizontais atuantes neles.

4.10.4 Classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais

4.10.4.1 Para os efeitos desta Norma, as estruturas são classificadas, quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais, em estruturas de pequena deslocabilidade, média deslocabilidade ou grande deslocabilidade.

4.10.4.2 Uma estrutura é classificada como de pequena deslocabilidade quando, em todos os andares, a relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem, em todas as combinações últimas de ações estipuladas em 4.8.7.2, for igual ou inferior a 1,10 (ver 4.10.4.5).

4.10.4.3 Uma estrutura é classificada como de média deslocabilidade quando a máxima relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem, considerando todos os andares e todas as combinações últimas de ações estipuladas em 4.8.7.2, for superior a 1,10 e igual ou inferior a 1,40 (ver 4.10.4.5).

4.10.4.4 Uma estrutura é classificada como de grande deslocabilidade quando a máxima relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base, obtido na análise de segunda ordem, e aquele obtido na análise de primeira ordem, considerando todos os andares e todas as combinações últimas de ações estipuladas em 4.8.7.2, for superior a 1,40 (ver 4.10.4.5).

4.10.4.5 Os limites iguais a 1,10 e 1,40 são válidos quando os deslocamentos laterais dos andares forem obtidos sem a consideração das imperfeições iniciais de material. Se essas imperfeições forem consideradas de acordo com 4.10.3.3, estes limites devem ser alterados para 1,13 e 1,55, respectivamente.

4.10.4.6 A classificação da estrutura deve ser obtida para as combinações últimas de ações estipuladas em 4.8.7.2 em que os deslocamentos horizontais provenientes das forças horizontais tenham os mesmos sentidos dos deslocamentos horizontais decorrentes das cargas gravitacionais.

4.10.4.7 A classificação da estrutura depende da combinação última de ações considerada. Por simplicidade, essa classificação pode ser feita uma única vez, tomando-se a combinação de ações que fornecer, além de forças horizontais, a maior resultante de carga gravitacional.

4.10.4.8 A relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base, obtido na análise de segunda ordem, e aquele obtido na análise de primeira ordem, mencionada em 4.10.4.2, 4.10.4.3 e 4.10.4.4, pode ser aproximada de maneira aceitável pelo valor do coeficiente B_2 , calculado de acordo com o Anexo C.

4.10.5 Sistemas resistentes a ações horizontais

4.10.5.1 Por conveniência de análise, é possível identificar, dentro da estrutura, subestruturas que, devido à sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à totalidade ou à maior parte dessas ações. Essas subestruturas são chamadas subestruturas de contraventamento e podem ser sistemas em forma de treliça, paredes de cisalhamento, incluindo aquelas que delimitam os núcleos de serviço dos edifícios, e pórticos nos quais a estabilidade é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações.

4.10.5.2 Os elementos que não participam dos sistemas resistentes a ações horizontais são ditos elementos contraventados. As forças que estabilizam esses elementos devem ser transferidas para as subestruturas de contraventamento e ser consideradas no dimensionamento destas últimas.

4.10.5.3 Os elementos que não dependem das subestruturas de contraventamento para sua estabilidade são ditos elementos isolados. São elementos cujo comportamento independe do restante da estrutura.

4.10.6 Considerações para dimensionamento

4.10.6.1 Para os efeitos desta Norma, define-se comprimento destravado de uma barra como a distância entre dois pontos de contenção lateral ou entre um ponto de contenção lateral e uma extremidade. Um ponto de contenção lateral pode ser:

- a) um nó de uma barra de uma subestrutura de contraventamento formada por um sistema em treliça ou por um pórtico no qual a estabilidade é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações;
- b) um ponto qualquer das subestruturas de contraventamentos citadas em 4.10.6.1-a) devidamente ligado a um nó dessas subestruturas (ver 4.10.3);
- c) um nó de um elemento contraventado devidamente ligado a uma subestrutura de contraventamento (ver 4.10.3).

4.10.6.2 A determinação dos esforços solicitantes, para as combinações últimas de ações estipuladas em 4.8.7.2, deve ser realizada por meio de análise elástica de segunda ordem. Para estruturas de pequena deslocabilidade, pode ser feita análise de primeira ordem (ver 4.10.7.1.4). Para vigas contínuas e semicontínuas, ver 4.11.

4.10.6.3 Se a estrutura possuir elementos estruturais mistos de aço e concreto, na análise estrutural, os valores da rigidez à flexão e da rigidez axial desses elementos devem ser adequadamente ajustados, considerando os efeitos de retração e fluência do concreto, se estes forem desfavoráveis. Por exemplo, em pilares mistos, devem ser usadas a rigidez efetiva à flexão, $(EI)_e$, e a rigidez axial efetiva à compressão, $(EA)_e$, dadas em M.3.4. Em vigas mistas de alma cheia, a rigidez efetiva à flexão deve ser tomada igual ao produto do módulo de elasticidade do aço pelo momento de inércia efetivo, I_{ef} , dado em L.1.2.2.1 e a rigidez axial efetiva igual ao produto do módulo de elasticidade do aço pela área da seção mista homogeneizada, conforme L.1.2.1, se a força axial for de compressão, ou a área da seção de aço, se a força axial for de tração. Em treliças mistas, deve ser usado um procedimento similar, observando-se o disposto em L.1.2.2.2.

4.10.6.4 Nas estruturas projetadas a partir de análise elástica, a estabilidade da estrutura como um todo e a de cada um de seus elementos componentes deve ser assegurada:

- a) pela determinação dos esforços solicitantes de cálculo nas barras, ligações e outros elementos usando um dos métodos especificados em 4.10.6, e
- b) pelo atendimento das exigências desta Norma relacionadas aos estados-limite últimos.

4.10.6.5 A segurança de elementos isolados, especificados em 4.10.4.11, projetados a partir de análise elástica, deve ser assegurada:

- a) pela determinação dos esforços solicitantes de cálculo usando um dos métodos especificados em 4.10.6, e
- b) pelo atendimento aos requisitos desta Norma relacionadas aos estados-limites últimos.

4.10.7 Determinação dos esforços solicitantes para estados-limite últimos

4.10.7.1 Estruturas de pequena deslocabilidade e média deslocabilidade

4.10.7.1.1 Nas estruturas de pequena deslocabilidade e média deslocabilidade, os efeitos das imperfeições geométricas iniciais devem ser levados em conta diretamente na análise, por meio da consideração, em cada andar, de um deslocamento horizontal relativo entre os níveis inferior e superior (deslocamento interpavimento) de $h/333$, sendo h a altura do andar (distância entre eixos de vigas). Admite-se também que esses efeitos sejam levados em conta por meio da aplicação, em cada andar, de uma força horizontal equivalente, denominada nesta Norma força nocional, igual a 0,3 % do valor das forças gravitacionais de cálculo aplicadas em todos os pilares e outros elementos resistentes a forças verticais, no andar considerado. Não é necessário somá-las às reações horizontais de apoio. Os efeitos das imperfeições geométricas iniciais devem ser considerados independentemente em duas direções ortogonais em planta da estrutura. Além disso, esses efeitos podem ser entendidos como um carregamento lateral mínimo da estrutura (não precisam ser considerados em combinações últimas de ações em que atuem outras forças horizontais), exceto nas estruturas de pequena deslocabilidade, se for utilizada a condição prevista em 4.10.7.1.4.

4.10.7.1.2 Nas estruturas de média deslocabilidade, os efeitos das imperfeições iniciais de material devem ser levados em conta na análise, reduzindo-se a rigidez à flexão e a rigidez axial das barras para 80 % dos valores originais. No caso de pilares mistos de aço e concreto (ver o Anexo M), a redução da rigidez à flexão deve ser ajustada para 64 % dos valores originais. Nas estruturas de pequena deslocabilidade, esses efeitos não precisam ser considerados na análise.



4.10.7.1.3 Os esforços solicitantes devem ser obtidos considerando-se os efeitos globais e locais de segunda ordem. O método da amplificação dos esforços solicitantes, dado no Anexo C, pode ser considerado uma aproximação aceitável para análise de segunda ordem. Ao aplicar esse método a estruturas de média deslocabilidade, os coeficientes B_1 e B_2 devem ser calculados com as rigidezes reduzidas de acordo com 4.10.6.1.2.

4.10.7.1.4 Nas estruturas de pequena deslocabilidade, os efeitos globais de segunda ordem podem ser desconsiderados, desde que sejam atendidos os seguintes requisitos:

- a) as forças axiais solicitantes de cálculo de todas as barras cuja rigidez à flexão contribua para a estabilidade lateral da estrutura, em cada uma das combinações últimas de ações estipuladas em 4.8.7.2, não sejam superiores a 50 % da força axial correspondente ao escoamento da seção transversal dessas barras;
- b) os efeitos das imperfeições geométricas iniciais sejam adicionados às respectivas combinações de ações, inclusive àquelas em que atuem forças horizontais decorrentes de ações variáveis.

Os efeitos locais de segunda ordem devem ser considerados amplificando-se os momentos fletores pelo coeficiente B_1 , calculado de acordo com o Anexo C, mas com as grandezas que influem no seu valor obtidas da estrutura original, em todas as barras da estrutura.

4.10.7.2 Estruturas de grande deslocabilidade

Nas estruturas de grande deslocabilidade, deve ser feita uma análise rigorosa, considerando-se as não linearidades geométricas e de material, inclusive os efeitos das imperfeições geométricas iniciais e de materiais. Opcionalmente, a critério do responsável técnico pelo projeto estrutural, pode ser utilizado o procedimento de análise apresentado em 4.10.6.1 para as estruturas de média deslocabilidade, desde que os efeitos das imperfeições geométricas iniciais sejam adicionados às combinações últimas de ações em que atuem ações variáveis horizontais.

4.10.8 Determinação de respostas para estados-limites de serviço

4.10.8.1 Para a determinação de respostas para estados-limites de serviço, devem ser utilizadas as combinações de serviço dadas em 4.8.7.3, não sendo necessário considerar as imperfeições iniciais geométricas e de material.

4.10.8.2 Para as estruturas de pequena e média deslocabilidade, pode ser feita análise elástica de primeira ordem. Para as estruturas de grande deslocabilidade, devem ser considerados os efeitos globais e locais de segunda ordem.

4.11 Análise estrutural de vigas contínuas e semicontínuas

4.11.1 Esta subseção se aplica à determinação de esforços solicitantes de cálculo em vigas contínuas e semicontínuas, mistas ou não, apenas nos casos em que se possa considerar que os pilares ou outros elementos de comportamento similar não interfiram na distribuição de momentos fletores nos apoios. Nos demais casos, deve-se utilizar análise racional.

4.11.2 Para a determinação dos esforços solicitantes de cálculo, a análise pode ser rígido-plástica ou elástica, sem redistribuição de momentos. Recomenda-se o primeiro tipo de análise para um melhor aproveitamento do sistema estrutural. Alternativamente, pode-se utilizar análise elástica com redistribuição de momentos com base no ANSI/AISC 360, para vigas de aço, ou no EN 1994-1-1, para vigas mistas, na ausência de Norma brasileira aplicável.

4.11.3 Para a realização da análise rígido-plástica, deve ser cumprido o disposto em 4.11.5 e 4.11.6, devendo-se ainda assegurar que, em cada ponto de formação de rótula plástica:

- a) a seção transversal do perfil de aço seja simétrica em relação ao plano da alma e possua contenção lateral adequada;
- b) a capacidade de rotação seja suficiente para permitir a formação da rótula plástica e, consequentemente, a redistribuição de momentos fletores.

4.11.4 O requisito contido em 4.11.3-b) pode ser considerada atendida se a seção transversal do perfil de aço for compacta e:

- a) em vigas contínuas, as ligações nos pontos de formação de rótula plástica possuírem resistência pelo menos 20 % superior à das vigas (as ligações soldadas em toda a seção transversal do perfil de aço com solda de penetração total podem ser consideradas adequadas), sendo que, nas vigas mistas contínuas, devem também ser atendidas os requisitos dados em 4.11.7;
- b) em vigas semicontínuas, a capacidade de rotação das ligações for comprovadamente superior à capacidade de rotação necessária do sistema (ver o Anexo O para ligações mistas de aço e concreto).

4.11.5 Em vigas contínuas e semicontínuas de aço (não mistas), o comprimento destravado da mesa comprimida nos trechos situados entre dois pontos adjacentes de formação de rótulas plásticas não pode exceder:

- a) em seções I duplamente simétricas ou simétricas em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma, com a área da mesa comprimida igual ou superior à da mesa tracionada, carregadas no plano da alma, conforme a seguinte equação.

$$L_{pd} = \left[0,12 + 0,076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{f_y} \right) r_y$$

- b) em seções sólidas retangulares, seções-caixão e tubulares retangulares duplamente simétricas, todas fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia, conforme a seguinte equação.

$$L_{pd} = \left[0,17 + 0,10 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{f_y} \right) r_y \geq 0,10 \left(\frac{E}{f_y} \right) r_y$$

onde

E é o módulo de elasticidade do aço;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

r_y é o raio de giração em relação ao eixo de menor momento de inércia;

M_1/M_2 é a relação entre o menor e o maior dos momentos fletores solicitantes de cálculo, nas extremidades do comprimento destravado considerado, tomada positiva quando os momentos provocarem curvatura reversa e negativa quando provocarem curvatura simples.

Não existem limites para o comprimento destravado de seções fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia.

4.11.6 Em vigas mistas contínuas, λ_{dist} (ver L.2.5.2) não pode superar 0,4. Para vigas mistas semicontínuas, deve ser cumprido o disposto em L.2.5.1.

4.11.7 Em vigas mistas contínuas, a menos que se comprove que as ligações possuam capacidade de rotação suficiente, devem ser atendidas ainda os seguintes requisitos (além dos requisitos específicos para ligações mistas de aço e concreto – ver o Anexo O):

- a) um vão qualquer não pode ter comprimento 50% superior a um vão adjacente;
- b) um vão de extremidade não pode ter comprimento 15% superior ao vão adjacente.

4.12 Resistência e rigidez das contenções laterais

4.12.1 Generalidades

4.12.1.1 Os requisitos a seguir relacionam-se aos esforços resistentes de cálculo e às rigidezes mínimas de cálculo que as contenções laterais de pilares e vigas devem ter para que sejam efetivas, de modo que esses elementos possam ser calculados considerando o comprimento destravado igual à distância entre os pontos nos quais as contenções estejam presentes. Deve-se procurar colocar as contenções perpendiculares ao elemento a ser travado; os esforços (força ou momento) e a rigidez (força por unidade de deslocamento ou momento por unidade de rotação) de contenções inclinadas ou diagonais devem ser ajustadas para o ângulo de inclinação. A avaliação da rigidez fornecida pelas contenções deve incluir suas dimensões e propriedades geométricas, bem como os efeitos das ligações e os detalhes de ancoragem.

Os requisitos relacionados aos pilares podem ser aplicados a qualquer barra submetida à força axial de compressão e os relacionados às vigas, à qualquer barra submetida a momento fletor.

4.12.2 Pilares

4.12.2.1 A estabilidade lateral de pilares entre apoios pode ser proporcionada por contenções que impeçam o deslocamento lateral da seção transversal (contenção de translação).

4.12.2.2 A força resistente de cálculo e a rigidez necessárias das contenções dos pilares são dadas, respectivamente, pela seguinte equação.

$$F_{br} = 0,01 N_{Sd}$$
$$S_{br} = \frac{2 \left(4 - \frac{2}{n} \right) \gamma_r N_{Sd}}{L_{bc}}$$

onde

- γ_r é um coeficiente de ponderação da rigidez, igual a 1,35;
- N_{Sd} é a força axial de compressão solicitante de cálculo no pilar;
- L_{bc} é a distância entre contenções, observando-se o disposto em 4.12.2.2;
- n é o número de contenções.

4.12.2.3 Quando a distância entre os pontos de contenção for menor que L_{qc} , em que L_{qc} é o comprimento máximo destravado que permite que o pilar resista à força axial de compressão solicitante de cálculo, pode-se tomar L_{bc} igual a L_{qc} .

4.12.3 Vigas

4.12.3.1 As vigas devem ser contidas à rotação em torno de seu eixo longitudinal nos apoios. A estabilidade lateral de vigas entre apoios pode ser proporcionada por contenções que impeçam

o deslocamento lateral (contenção de translação), a torção (contenção de torção) ou uma combinação entre os dois movimentos, isto é, que impeça o deslocamento lateral e o deslocamento relativo das mesas superior e inferior. Em barras sujeitas à flexão com curvatura reversa, o ponto de inflexão não pode ser considerado por si só como uma contenção.

4.12.3.2 As contenções de translação devem ser fixadas próximas da mesa comprimida. Adicionalmente, nas vigas em balanço, uma contenção na extremidade sem apoio deve ser fixada próxima da mesa tracionada. As contenções de translação devem ser fixadas próximas a ambas as mesas, quando situadas nas vizinhanças do ponto de inflexão nas vigas sujeitas a curvatura reversa.

4.12.3.3 A força resistente e a rigidez de cálculo necessárias das contenções de translação são dadas, respectivamente, conforme a seguinte equação:

$$F_{br} = 0,02 \frac{M_{Sd} C_d}{h_o}$$
$$S_{br} = \frac{10 \gamma_r M_{Sd} C_d}{L_{bb} h_o}$$

onde

γ_r é um coeficiente de ponderação da rigidez, igual a 1,35;

M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;

h_o é a distância entre os centros geométricos das mesas;

C_d é um coeficiente igual a 1,00, exceto para a contenção situada nas vizinhanças do ponto de inflexão, em barras sujeitas à flexão com curvatura reversa, quando deve ser tomado igual a 2,00;

L_{bb} é a distância entre contenções (comprimento destravado), observando-se o disposto em 4.12.3.4.

4.12.3.4 Quando a distância entre os pontos de contenção for menor que L_{qb} , em que L_{qb} é o comprimento máximo destravado que permite que a viga resista ao momento fletor solicitante de cálculo, pode-se tomar L_{bb} igual a L_{qb} .

4.12.3.5 As contenções de torção podem ser nodais ou contínuas ao longo do comprimento da viga. Estas contenções podem ser fixadas em qualquer posição da seção transversal, não precisando ficar próximas da mesa comprimida

4.12.3.6 As contenções de torção nodais devem ter uma ligação com a viga que possua um momento fletor resistente de cálculo, M_{br} , e uma rigidez de cálculo mínima de pórtico ou de diafragma, S_{Tb} , cujos valores, respectivamente, são:

$$M_{br} = \frac{0,024 M_{Sd} L}{n C_b L_{bb}}$$
$$S_{Tb} = \frac{S_T}{\left(1 - \frac{S_T}{S_{sec}}\right)}$$

onde

L é o vão da viga;

n é o número de pontos de contenções nodais no interior do vão;

C_b é um fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme, definido em 5.4.2.3, 5.4.2.4 e 5.4.2.5;

S_T é a rigidez da contenção, excluindo a distorção da alma da viga, conforme a seguinte equação:

$$S_T = \frac{2,4\gamma_r L M_{S_d}^2}{n E I_y C_b^2}$$

S_{sec} é a rigidez à distorção da alma da viga, incluindo o efeito dos enrijecedores transversais da alma, se existirem, conforme a seguinte equação:

$$S_{sec} = \frac{3,3 E}{h_o} \left(\frac{1,5 h_o t_w^3}{12} + \frac{t_{st} b_{st}^3}{12} \right)$$

I_y é o momento de inércia da viga em relação ao eixo situado no plano de flexão;

t_w é a espessura da alma da viga;

t_{st} é a espessura do enrijecedor;

b_{st} é a largura do enrijecedor situado de um lado (usar duas vezes a largura do enrijecedor para pares de enrijecedores).

Se S_{sec} for menor que S_T , S_{TB} é negativo, indicando que a contenção de torção da viga não é efetiva devido a uma inadequada rigidez à distorção da alma da viga.

Quando o enrijecedor for necessário, ele deve ser estendido até a altura total da seção contida e deve ser fixado à mesa se a contenção de torção também estiver fixada à mesa. Alternativamente, é permitido interromper o enrijecedor a uma distância igual a $4t_w$ de qualquer mesa da viga que não esteja diretamente fixada à contenção de torção. Quando o espaçamento dos pontos de contenção for menor que L_{qb} , então L_{bb} pode ser tomado igual a L_{qb} .

4.12.3.7 Para as contenções de torção contínuas, devem ser usadas as mesmas expressões dadas em 4.12.3.6, tomando-se L/n igual a 1,00, o momento e a rigidez por unidade de comprimento e a rigidez à distorção da alma da viga, S_{sec} , como:

$$S_{sec} = \frac{3,3 E t_w^3}{12 h_o}$$

4.13 Integridade estrutural

4.13.1 O projeto estrutural, além de prever uma estrutura capaz de atender aos estados-limite últimos e de serviço para a edificação, deve permitir que a fabricação, o transporte, o manuseio e a montagem da estrutura sejam executados de maneira adequada e em boas condições de segurança. Deve ainda considerar a necessidade de manutenção futura, demolição, reciclagem e reutilização de materiais.

4.13.2 A anatomia básica da estrutura pela qual as ações são transmitidas às fundações deve estar claramente definida. Quaisquer características da estrutura com influência em sua estabilidade global devem ser identificadas e devidamente consideradas no projeto. Para efeito desta subseção 4.13, cada parte de um edifício entre juntas de dilatação deve ser tratada como um edifício isolado.

4.13.3 A estrutura deve ser projetada como uma entidade tridimensional, deve ser robusta e estável sob condições normais de carregamento, e não pode, na eventualidade de ocorrer um acidente

ou de ser utilizada inadequadamente, sofrer danos desproporcionais às suas causas. Para atender a estes requisitos, na ausência de estudos específicos, podem ser seguidas as especificações dadas em 4.13.4 a 4.13.8.

4.13.4 Cada pilar de um edifício deve ser efetivamente travado por meio de contenções horizontais em pelo menos duas direções, de preferência ortogonais, em cada nível suportado por esse pilar, inclusive coberturas, conforme a Figura 2.

4.13.5 Linhas contínuas de contenções devem ser colocadas o mais próximo possível das bordas do piso ou cobertura e em cada linha de pilar, e nos cantos reentrantes as escoras devem ser adequadamente ligadas à estrutura, de acordo com a Figura 2.

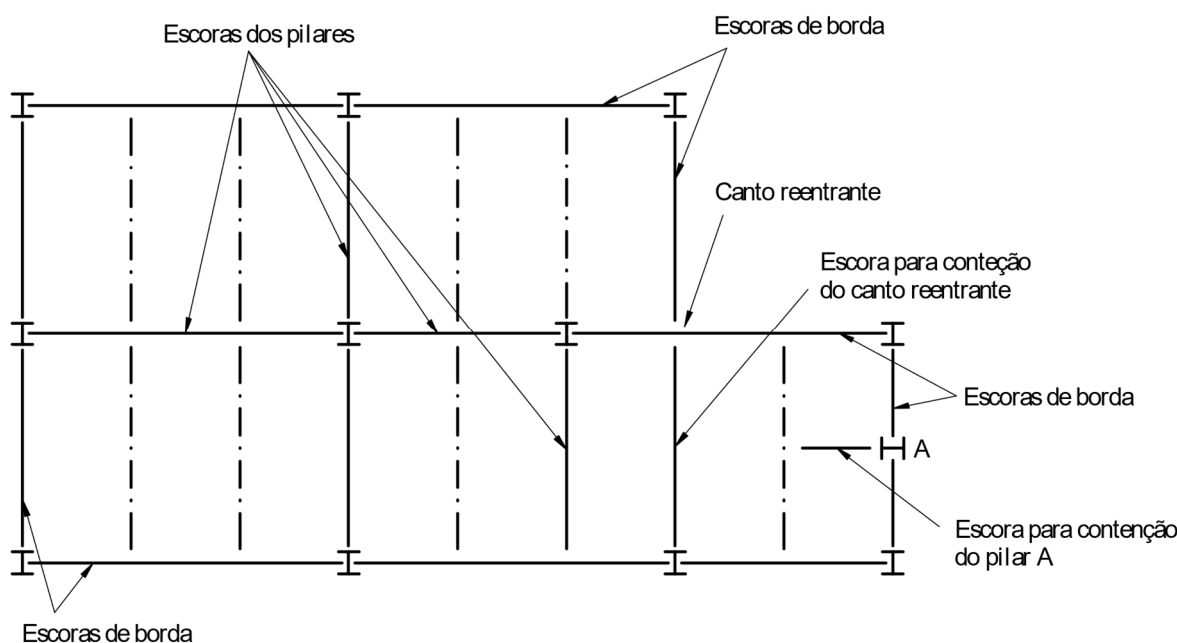


Figura 2 – Exemplo de contenções dos pilares de um edifício

4.13.6 As contenções horizontais podem ser constituídas de perfis de aço, inclusive aquelas utilizadas para outros fins, como vigas de piso e tesouras de cobertura, ou pelas lajes adequadamente ligadas aos pilares e ao restante da estrutura de aço.

4.13.7 As contenções horizontais e suas respectivas ligações devem ser compatíveis com os demais elementos da estrutura da qual fazem parte e ser dimensionadas para as ações de cálculo, e também para suportar uma força de tração de cálculo, que não pode ser adicionada a outras ações, de pelo menos 1 % da força solicitante de cálculo no pilar ou 75 kN, a que for maior. No caso de coberturas ou pisos sem lajes de concreto, as contenções dos pilares de extremidade e suas respectivas ligações devem ser dimensionadas para as ações de cálculo e também para suportar forças de compressão e de tração de cálculo, que não necessitam ser adicionadas a outras ações, de pelo menos 1% da força solicitante de cálculo no pilar ou 45 kN, a que for maior. Além disso, as contenções devem atender a 4.12.

4.13.8 Nos edificações de andares múltiplos, quando a legislação vigente exigir que a falha acidental de um pilar não cause colapso progressivo, as vigas e suas respectivas ligações aos pilares devem ser dimensionadas para resistir à atuação isolada de uma força de tração correspondente à reação vertical de cálculo obtida da combinação última entre ações permanentes diretas e as decorrentes do uso e ocupação da edificação. Permite-se, nesse caso, análise avançada, considerando grandes deslocamentos e grandes deformações. Adicionalmente, as emendas de pilares devem ser capazes

de suportar uma força de tração correspondente à maior reação de cálculo, obtida da combinação entre as ações permanentes diretas e as decorrentes do uso e ocupação da edificação, aplicada no pilar por um pavimento situado entre a emenda em consideração e a emenda posicionada imediatamente abaixo.

5 Condições específicas para o dimensionamento de elementos de aço

5.1 Condições gerais

5.1.1 Aplicabilidade

Esta Seção trata do dimensionamento de elementos estruturais de aço submetidos a ações estáticas. Para elementos estruturais sujeitos à fadiga, ver 9.2.

5.1.2 Relações entre largura e espessura em elementos comprimidos dos perfis de aço

5.1.2.1 Classificação das seções transversais

5.1.2.1.1 Dependendo do valor do parâmetro de esbeltez λ dos componentes comprimidos em relação a λ_p e λ_r (ver 5.1.2.1.2), as seções transversais são classificadas em:

- a) compactas: seções cujos elementos comprimidos possuem λ não superior a λ_p e cujas mesas são ligadas continuamente à(s) alma(s) (ver 5.1.2.1.3);
- b) semicompactas: seções que possuem um ou mais elementos comprimidos com λ excedendo λ_p , mas não λ_r (ver 5.1.2.1.4);
- c) esbeltas: seções que possuem um ou mais elementos comprimidos com λ excedendo λ_r (ver 5.1.2.1.5).

5.1.2.1.2 O parâmetro de esbeltez λ dos elementos comprimidos componentes das seções transversais é definido em 5.1.2.2 e os parâmetros de esbeltez λ_p e λ_r são fornecidos para os diversos tipos de solicitação ao longo desta Norma.

5.1.2.1.3 As seções compactas são capazes de desenvolver uma distribuição de tensões totalmente plástica, com grande rotação antes do início da instabilidade local. Essas seções são adequadas para análise plástica, devendo, no entanto, para esse tipo de análise, ter um eixo de simetria no plano do carregamento quando submetidas à flexão, e ser duplamente simétricas quando submetidas à força axial de compressão.

5.1.2.1.4 Nas seções semicompactas, os elementos comprimidos podem atingir a resistência ao escoamento, considerando as tensões residuais, antes que a instabilidade local ocorra. Estas seções não apresentam grande capacidade de rotação.

5.1.2.1.5 Nas seções esbeltas, um ou mais elementos comprimidos perdem estabilidade em regime elástico, considerando as tensões residuais.

5.1.2.2 Tipos e parâmetro de esbeltez de elementos comprimidos componentes das seções transversais

5.1.2.2.1 Para efeito de instabilidade local, os elementos comprimidos componentes das seções transversais usuais, exceto as seções tubulares circulares, são classificados em AA, quando possuem duas bordas longitudinais vinculadas, e AL, quando possuem uma borda longitudinal apoiada e a outra borda livre.

5.1.2.2.2 O parâmetro de esbeltez, , dos elementos componentes da seção transversal é definido pela relação entre largura e espessura (relação).

5.1.2.2.3 A largura de alguns dos elementos AA mais comuns deve ser medida como a seguir:

- para almas de seções I, H ou U laminadas, a distância livre entre mesas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma;
- para almas de seções I, H, U ou caixão soldadas, a distância livre entre mesas;
- para mesas de seções-caixão soldadas, a distância livre entre as faces internas das almas;
- para almas e mesas de seções tubulares retangulares, o comprimento da parte plana do elemento (se esse comprimento não é conhecido, pode ser tomado como a largura total medida externamente menos quatro vezes a espessura);
- para chapas, a distância entre linhas paralelas de parafusos ou solda.

5.1.2.2.4 A largura de alguns dos elementos AL mais comuns deve ser obtida conforme a seguir:

- para mesas de seções I, H e T, a metade da largura total da mesa;
- para abas de cantoneiras e mesas de seções U, a largura total do elemento;
- para chapas, a distância da borda livre à primeira linha paralela de parafusos ou de solda;
- para almas de seções T, a altura total da seção transversal (altura da alma mais a espessura da mesa).

5.1.3 Espessura mínima das paredes das seções tubulares

As seções tubulares, circulares e retangulares, devem ser fornecidas com espessura não inferior a 95 % de sua espessura nominal, exceto nas regiões de soldas e dobras, onde a espessura pode ser inferior.

5.2 Barras prismáticas submetidas à força axial de tração

5.2.1 Generalidades

5.2.1.1 Esta subseção se aplica a barras prismáticas submetidas à força axial de tração, incluindo barras ligadas por pinos e barras redondas com extremidades rosqueadas.

5.2.1.2 No dimensionamento, deve ser atendida a condição:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

onde

$N_{t,Sd}$ é a força axial de tração solicitante de cálculo;

$N_{t,Rd}$ é a força axial de tração resistente de cálculo, determinada conforme 5.2.2, 5.2.6 ou 5.2.7, o que for aplicável.

Devem ainda ser observadas as considerações estabelecidas em 5.2.8, relacionadas à limitação do índice de esbeltez.

5.2.2 Força axial resistente de cálculo

A força axial de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, a ser usada no dimensionamento, exceto para barras redondas com extremidades rosqueadas e barras ligadas por pinos, é o menor dos valores obtidos, considerando-se os estados-limite últimos de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida, de acordo com as expressões indicadas a seguir:

- a) para escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}}$$

- b) para ruptura da seção líquida:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}}$$

onde

A_g é a área bruta da seção transversal da barra;

A_e é a área líquida efetiva da seção transversal da barra, determinada conforme 5.2.3;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

f_u é a resistência à ruptura do aço à tração.

5.2.3 Área líquida efetiva

A área líquida efetiva de uma barra, A_e , é dada por:

$$A_e = C_t A_n$$

onde

A_n é a área líquida da barra, determinada conforme 5.2.4;

C_t é um coeficiente de redução da área líquida, determinado conforme 5.2.5.

5.2.4 Área líquida

5.2.4.1 Em regiões com furos, feitos para ligação ou para qualquer outra finalidade, a área líquida, A_n , de uma barra é a soma dos produtos da espessura pela largura líquida de cada elemento, calculada conforme a seguir:

- a) em ligações parafusadas, a largura dos furos deve ser considerada 2,0 mm maior que a dimensão máxima desses furos, definida em 6.3.6, perpendicular à direção da força aplicada. Se o furo for feito com broca, a largura dos furos pode ser considerada igual à dimensão máxima desses furos, perpendicular à direção da força aplicada;
- b) no caso de uma série de furos distribuídos transversalmente ao eixo da barra, em diagonal a esse eixo ou em zigue-zague, a largura líquida dessa parte da barra deve ser calculada deduzindo-se da largura bruta a soma das larguras de todos os furos em cadeia, e somando-se para cada linha ligando dois furos a quantidade $s^2/(4g)$, sendo s e g , respectivamente, os espaçamentos longitudinal e transversal (gabarito) entre esses dois furos (ver a Figura 3);

- c) a largura líquida crítica daquela parte da barra é obtida pela cadeia de furos que produza a menor das larguras líquidas, para as diferentes possibilidades de linhas de ruptura;
- d) para cantoneiras, o gabarito g dos furos em abas opostas deve ser considerado igual à soma dos gabaritos, medidos a partir da aresta da cantoneira, subtraída de sua espessura;
- e) na determinação da área líquida de seção que compreenda soldas de tampão ou soldas de filete em furos, a área do metal da solda deve ser desprezada.

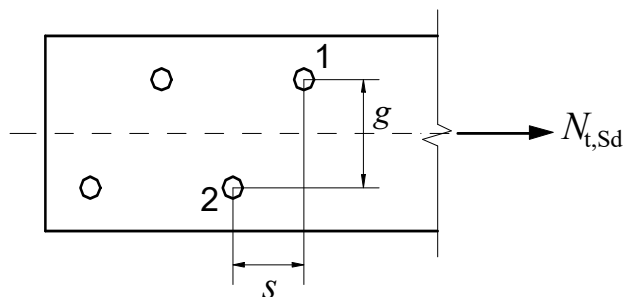


Figura 3 – Ilustração dos espaçamentos s e g entre os furos 1 e 2

5.2.4.2 Em regiões em que não existam furos, a área líquida, A_n , deve ser tomada igual à área bruta da seção transversal, A_g .

5.2.5 Coeficiente de redução

5.2.5.1 O coeficiente de redução da área líquida, C_t , tem os seguintes valores:

- a) quando a força de tração for transmitida diretamente para cada um dos elementos da seção transversal da barra, por soldas ou parafusos:

$$C_t = 1,00$$

- b) quando a força de tração for transmitida somente por soldas transversais:

$$C_t = \frac{A_c}{A_g}$$

onde

A_c é a área da seção transversal dos elementos conectados.

- c) nas barras com seções transversais abertas, quando a força de tração for transmitida somente por parafusos ou somente por soldas longitudinais ou ainda por uma combinação de soldas longitudinais e transversais para alguns (não todos) elementos da seção transversal;

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{\ell_c}$$

onde

e_c é a excentricidade da ligação, igual à distância do centro geométrico da seção da barra, G , ao plano de cisalhamento da ligação (em perfis com um plano de simetria, a ligação deve ser simétrica em relação a ele e são consideradas, para cálculo de C_t , duas barras fictícias e simétricas, cada uma correspondente a um plano de cisalhamento da ligação, por exemplo, duas seções T no caso de perfis I ou H ligados pelas mesas ou duas seções U, no caso desses perfis serem ligados pela alma - ver a Figura 4);

ℓ_c é o comprimento efetivo da ligação (esse comprimento, nas ligações soldadas, é igual ao comprimento da solda na direção da força axial; nas ligações parafusadas é igual a distância do primeiro ao último parafuso da linha de furação com maior número de parafusos, na direção da força axial).

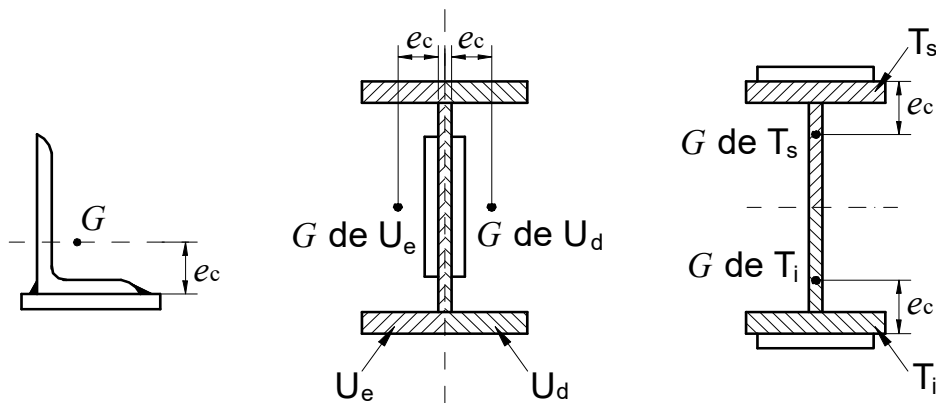


Figura 4 – Ilustração dos valores de ℓ_c em seções abertas

- d) nas chapas planas, quando a força de tração for transmitida somente por soldas longitudinais ao longo de ambas as suas bordas, conforme a Figura 5 (ver 6.2.6.2.3):

$$C_t = \frac{3\ell_c^2}{3\ell_c^2 + b^2} \left(1 - \frac{e_c}{\ell_c} \right)$$

onde

$\ell_c = (\ell_{w1} + \ell_{w2})/2$ é o valor médio dos comprimentos dos cordões de solda;

b é a largura da chapa (distância entre as soldas situadas nas duas bordas).

t é a espessura da chapa.

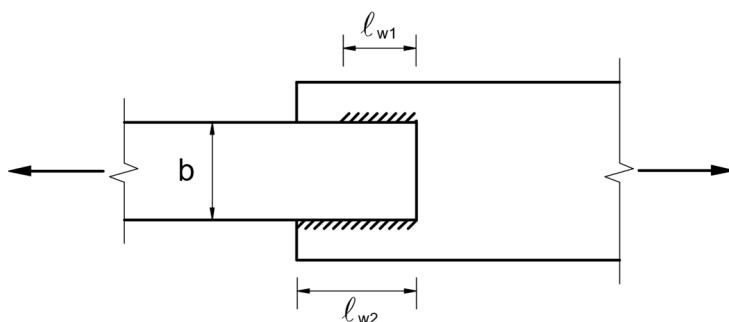


Figura 5 – Chapa plana com força de tração transmitida por soldas longitudinais

- e) para perfis tubulares circulares e retangulares, com e sem costura, em que a força de tração for transmitida por uma chapa de ligação concêntrica, o coeficiente é dado por (ver as Figuras 6 e 7);

$$C_t = \left[1 + \left(\frac{e_c}{\ell_c} \right)^{3,2} \right]^{-10}$$

- f) nas barras com seções tubulares retangulares, quando a força de tração for transmitida por chapas de ligação em dois lados opostos da seção, utilizar o mesmo procedimento dado

na alínea c), desde que o comprimento da ligação, ℓ_c , não seja inferior à dimensão da seção na direção paralela à(s) chapa(s) de ligação (ver a Figura 6);

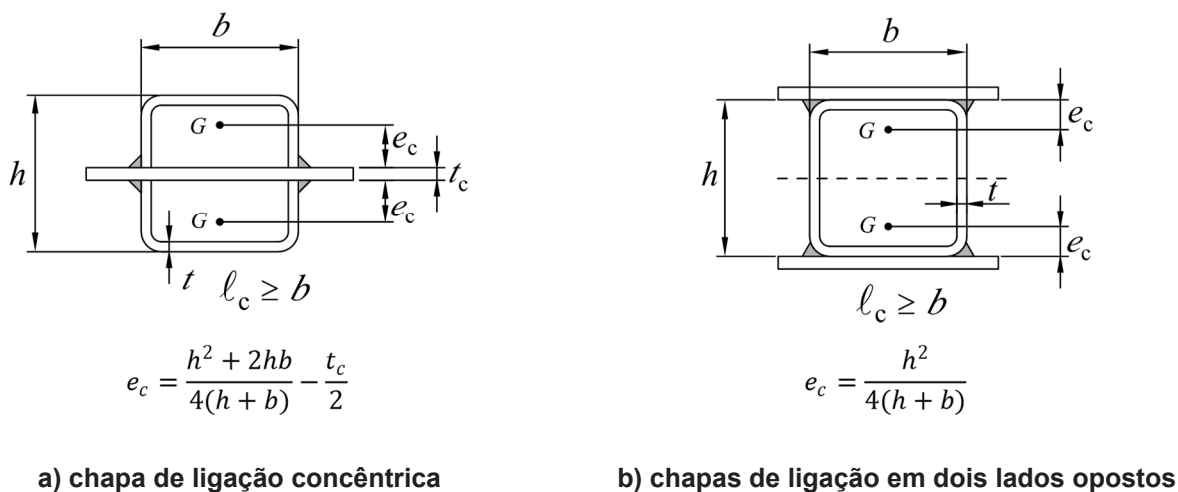


Figura 6 – Ilustração do valor de e_c em seção tubular retangular

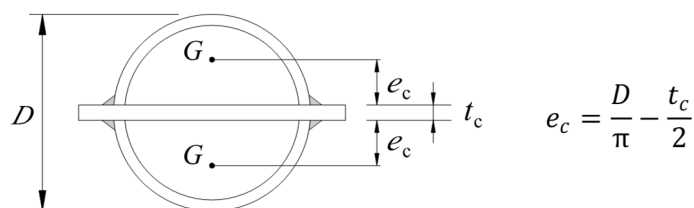


Figura 7 – Ilustração do valor de e_c em seção tubular circular

Exceto para seções tubulares retangulares e circulares e chapas, o coeficiente C_t não precisa ser considerado menor que o valor obtido pela relação entre a área bruta dos elementos conectados A_c e a área bruta da barra, ou seja:

$$C_t \geq \frac{A_c}{A_g}$$

5.2.6 Chapas ligadas por pino

5.2.6.1 A força axial de tração resistente de cálculo de uma barra ligada por pino é o menor valor, considerando os seguintes estados-limite:

- escoamento da seção bruta por tração, conforme 5.2.2-a);
- resistência à pressão de contato na área projetada do pino, conforme 6.6;
- ruptura da seção líquida por tração:

$$N_{t,Rd} = \frac{2t_b e f_u}{\gamma_{a2}}$$

- ruptura da seção líquida por cisalhamento:

$$N_{t,Rd} = \frac{0,60 A_{sf} f_u}{\gamma_{a2}}$$

com:

$$A_{sf} = 2t (a + d_p/2)$$

onde

- t é a espessura da chapa ligada pelo pino;
- b_{ef} é uma largura efetiva, igual a $2t + 16$ mm, mas não maior que a distância real da borda do furo à borda mais próxima da peça medida na direção perpendicular à força axial atuante;
- a é a menor distância da borda do furo à extremidade da barra medida na direção paralela à força axial atuante;
- d_p é o diâmetro do pino.

Devem ser atendidos os seguintes requisitos (ver a Figura 8):

- o furo do pino deve estar situado na meia distância entre as bordas da barra na direção normal à força axial atuante;
- quando o pino tiver por função também permitir rotações relativas entre as partes conectadas, o diâmetro do furo, d_h , pode ser no máximo 1,0 mm maior que o do pino, d_p ;
- a largura da chapa, b , não pode ser menor que $(2b_{ef} + d_p)$ e a distância não pode ser menor que $1,33 b_{ef}$;
- os cantos da barra, além do furo de passagem do pino, podem ser cortados em ângulos de 45° em relação ao eixo longitudinal, desde que a área líquida da seção entre a borda do furo e a borda cortada, em um plano perpendicular ao corte, não seja inferior àquela necessária além da borda do furo, paralelamente ao eixo da peça.

5.2.6.2 O pino deve ser dimensionado como barra submetida a momento fletor e força cortante, conforme 5.4.

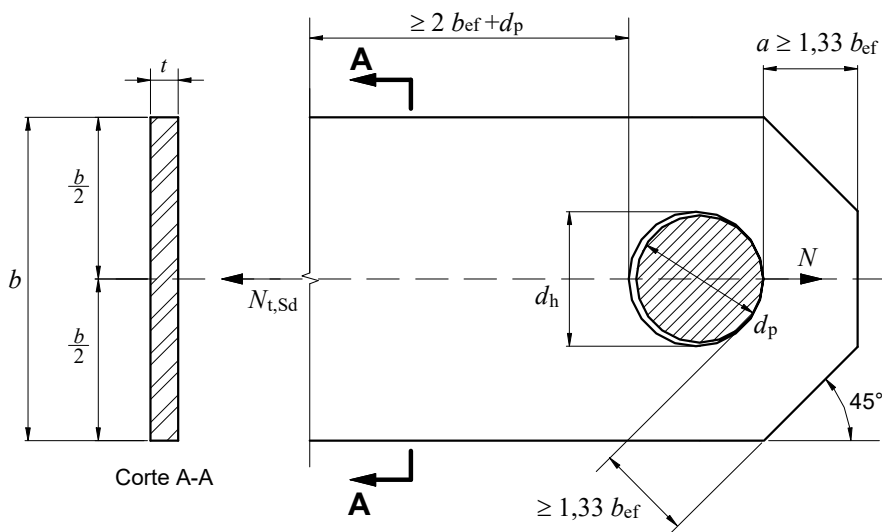


Figura 8 – Chapa ligada por pino

5.2.7 Barras redondas com extremidades rosqueadas

A força axial de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, das barras redondas com extremidades rosqueadas é o menor dos valores, considerando os estados-limites últimos de escoamento da seção bruta e de ruptura da parte rosqueada. Estes valores devem ser obtidos de acordo com 5.2.2-a) e 6.3.3.1, respectivamente.

5.2.8 Limitação do índice de esbeltez e requisito para barras compostas

5.2.8.1 Recomenda-se que o índice de esbeltez das barras tracionadas, considerado como a maior relação entre o comprimento destravado e o raio de giração correspondente, excetuando-se tirantes de barras redondas pré-tensionadas ou outras barras que tenham sido montadas com pré-tensão, não supere 300 (ver 5.2.8.3).

5.2.8.2 Recomenda-se que nas barras compostas formadas por dois ou mais perfis ligados por contato direto ou com afastamento igual à espessura de chapas espaçadoras, o índice de esbeltez ℓ/r_{\min} de qualquer perfil componente, entre duas ligações adjacentes, não seja superior a 300, conforme ilustra a Figura 9. Essas barras, trabalhando como unidade, estão também sujeitas à recomendação de 5.2.8.1.

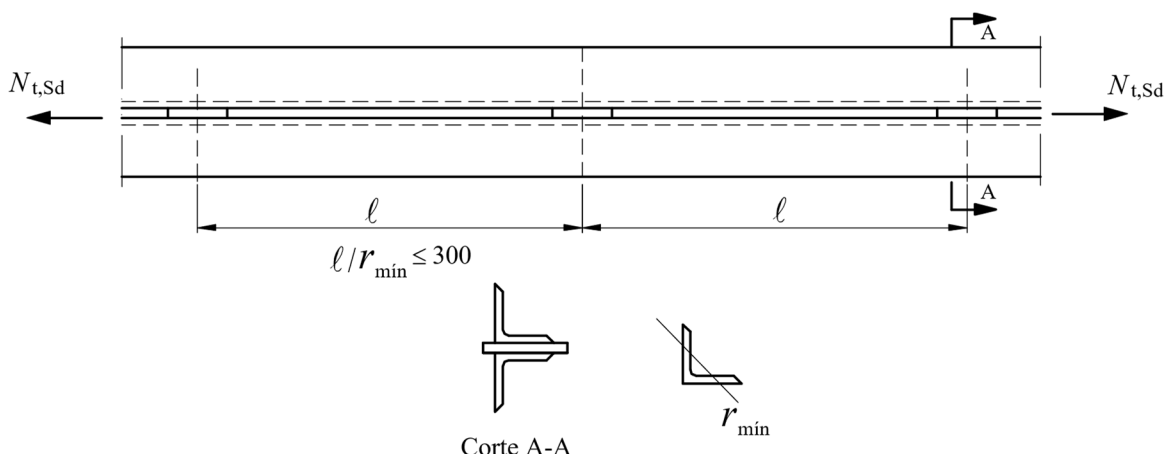


Figura 9 – Barra composta tracionada

5.2.8.3 No caso das recomendações de 5.2.8.1 ou 5.2.8.2 não serem adotadas, o responsável técnico pelo projeto estrutural deve estabelecer novos limites para assegurar que as barras tracionadas tenham um comportamento adequado em condições de serviço.

5.3 Barras prismáticas submetidas à força axial de compressão

5.3.1 Generalidades

Esta subseção se aplica a barras prismáticas submetidas à força axial de compressão. No dimensionamento dessas barras, deve ser atendida a condição:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$$

onde

$N_{c,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo – ver 4.10.5.5 para elementos isolados;

$N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo, determinada conforme 5.3.2.

Devem ainda ser observadas as condições estabelecidas em 5.3.7, relacionadas à limitação do índice de esbeltez.



5.3.2 Força axial resistente de cálculo

A força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$ de uma barra, associada aos estados-limites últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção, e de instabilidade local, deve ser determinada pela equação:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A_{ef} F_y}{\gamma_{a1}}$$

onde

χ é o fator de redução associado à resistência à compressão, dado em 5.3.3;

A_{ef} é a área efetiva da seção transversal da barra, dada em 5.3.4.

5.3.3 Fator de redução

5.3.3.1 O fator de redução associado à resistência à compressão, χ , é calculado pela seguinte equação:

— para $\lambda_0 \leq 1,5$:

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

— para $\lambda_0 > 1,5$:

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

onde

λ_0 é o índice de esbeltez reduzido, dado em 5.3.3.2.

5.3.3.2 O índice de esbeltez reduzido, λ_0 , é dado por:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_g f_y}{N_e}}$$

onde

N_e é a força axial de flambagem, obtida conforme 5.3.5.

5.3.4 Área efetiva da seção transversal

5.3.4.1 Generalidades

Os elementos que fazem parte das seções transversais usuais, exceto seções tubulares circulares, para efeito de flambagem local, são classificados em AA (duas bordas longitudinais apoiadas – grupos 1 e 2 da Tabela 4) e AL (uma borda longitudinal apoiada e outra livre – grupos 3 a 6 da Tabela 4).

A área efetiva da seção transversal, A_{ef} , deve ser considerada igual à área bruta, A_g , se todos os elementos componentes da seção transversal possuírem relação entre largura e espessura (b/t) igual ou inferior ao valor $(b/t)_{lim}$, dado na Tabela 4, conforme apresentado em 5.3.4.2.

Nas barras em que um ou mais elementos componentes da seção transversal possuírem relação (b/t) maior que $(b/t)_{\text{lim}}$, dada na Tabela 4, devem ser calculadas as larguras efetivas de cada elemento e, com elas, a área efetiva da seção, conforme 5.3.4.2.

5.3.4.2 Largura efetiva dos elementos da seção

A largura efetiva dos elementos é calculada conforme a seguir:

- para $\frac{b}{t} \leq \frac{(b/t)_{\text{lim}}}{\sqrt{\chi}}$, $b_{\text{ef}} = b$
- para $\frac{b}{t} > \frac{(b/t)_{\text{lim}}}{\sqrt{\chi}}$, $b_{\text{ef}} = b \left(1 - c_1 \sqrt{\frac{\sigma_{\text{el}}}{\chi f_y}} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{\text{el}}}{\chi f_y}}$

onde

b é a largura do elemento;

b_{ef} é a largura efetiva do elemento;

σ_{el} é a tensão de flambagem local, que pode ser calculada pela equação a seguir ou por análise de estabilidade:

$$\sigma_{\text{el}} = \left(c_2 \frac{(b/t)_{\text{lim}}}{b/t} \right)^2 f_y$$

c_1 e c_2 são fatores dados na Tabela 5.

Tabela 4 – Valores de $(b/t)_{lim}$

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicação de b e t	$(b/t)_{lim}$
AA	1	<ul style="list-style-type: none"> Mesas ou almas de seções tubulares retangulares Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas 		$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	2	<ul style="list-style-type: none"> Almas de seções I, H ou U Mesas ou almas de seção-caixão Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1 		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	3	<ul style="list-style-type: none"> Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas espaçadoras 		$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	4	<ul style="list-style-type: none"> Mesas de seções I, H, T ou U laminadas Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas 		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	5	<ul style="list-style-type: none"> Mesas de seções I, H, T ou U soldadas^a 		$0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$
	6	<ul style="list-style-type: none"> Almas de seções T 		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

^a O coeficiente $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$, sendo $0,35 \leq k_c \leq 0,76$

Tabela 5 – Fatores c_1 e c_2 para cálculo de instabilidade local

Elemento	c_1	c_2
AA (exceto paredes de seções tubulares retangulares)	0,18	1,31
Paredes de seções tubulares retangulares	0,20	1,38
AL	0,22	1,49

5.3.4.3 Área efetiva de seções tubulares circulares

A área efetiva de seções tubulares circulares é calculada conforme a seguir:

- para $\frac{D}{t} \leq 0,11 \frac{E}{f_y}$, $A_{ef} = A_g$ $\frac{D}{t} \leq 0,11 \frac{E}{f_y}$
- para $0,11 \frac{E}{f_y} < \frac{D}{t} \leq 0,45 \frac{E}{f_y}$, $A_{ef} = \left[\frac{0,038 E}{D/t f_y} + \frac{2}{3} \right] A_g$

onde

D é o diâmetro externo da seção tubular circular;

t é a espessura da seção tubular circular.

Não é prevista a utilização de seções tubulares circulares com relação D/t superior a $0,45 E/f_y$.

5.3.5 Força axial de flambagem

5.3.5.1 Seções com dupla simetria ou simétricas em relação a um ponto

A força axial de flambagem, N_e , de uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica em relação a um ponto é o menor dos três valores dados a seguir:

- a) para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(L_x)^2}$$

- b) para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(L_y)^2}$$

- c) para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z (que passa pelo centro de cisalhamento):

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(L_z)^2} + GJ \right]$$

onde

L_x é o comprimento destravado associado à flexão em relação ao eixo x ;

I_x	é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x;
L_y	é o comprimento destravado associado à flexão em relação ao eixo y;
I_y	é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y;
L_z	é o comprimento destravado associado à torção;
E	é o módulo de elasticidade do aço;
C_w	é a constante de empenamento da seção transversal;
G	é o módulo de elasticidade transversal do aço;
J	é a constante de torção da seção transversal;
r_0	é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento, calculado conforme a seguir:

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2}$$

r_x e r_y são os raios de giração em relação aos eixos centrais x e y, respectivamente, e x_0 e y_0 são as coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais x e y, respectivamente, em relação ao centro geométrico da seção. Para seções com dupla simetria ou simétrica em relação a um ponto, $x_0 = y_0 = 0$.

5.3.5.2 Seções monossimétricas, exceto o caso de cantoneiras simples previsto em 5.3.5.4

A força axial de flambagem, N_e , de uma barra com seção transversal monossimétrica, cujo eixo y é o eixo de simetria, é o menor dos dois valores calculados conforme a seguir:

a) para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(L_x)^2}$$

b) para flambagem por flexo-torção:

$$N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2 \left[1 - (y_0/r_0)^2 \right]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 N_{ey} N_{ez} \left[1 - (y_0/r_0)^2 \right]}{(N_{ey} + N_{ez})^2}} \right]$$

onde

r_x e r_y são as forças axiais de flambagem, conforme 5.3.5.1-b) e 5.3.5.1-c), respectivamente.

Caso o eixo x seja o eixo de simetria, substituir os índices subscritos x por y em 5.3.5.2-a) e os índices subscritos y por x e y_0 por x_0 em 5.3.5.2-b).

5.3.5.3 Seções assimétricas, exceto o caso de cantoneiras simples previsto em 5.3.5.4

A força axial de flambagem, N_e , de uma barra com seção transversal assimétrica (sem nenhum eixo de simetria) é dada pela menor das raízes da seguinte equação cúbica:

$$(N_e - N_{ex})(N_e - N_{ey})(N_e - N_{ez}) - N_e^2 (N_e - N_{ey}) \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 - N_e^2 (N_e - N_{ex}) \left(\frac{y_0}{r_0} \right)^2 = 0$$

5.3.5.4 Cantoneiras simples conectadas por uma aba

5.3.5.4.1 Os efeitos da excentricidade da força de compressão atuante em uma cantoneira simples podem ser considerados por meio de um comprimento destravado equivalente, desde que essa cantoneira:

- a) seja carregada nas extremidades através da mesma aba;
- b) seja conectada em cada extremidade por solda ou por pelo menos dois parafusos na direção da solicitação;
- c) não seja solicitada por ações transversais intermediárias;
- d) não tenha relação, $L_{x1,eq}/r_{x1}$ conforme determinada em 5.3.5.4.2 e 5.3.5.4.3, que exceda 200;
- e) não tenha relação entre a largura da aba maior e da aba menor que exceda 1,7;
- f) não tenha relação b/t que exceda $0,71\sqrt{E/f_y}$.

Nesse caso, a força axial de flambagem da cantoneira, N_e , é calculada conforme a seguir:

$$N_{ex} = \frac{n^2 E I_{x1}}{(L_{x1,eq})^2}$$

onde

I_{x1} é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo que passa pelo centro geométrico e é paralelo à aba conectada;

$L_{x1,eq}$ é o comprimento destravado equivalente, dado em 5.3.5.4.2 ou 5.3.5.4.3, o que for aplicável.

5.3.5.4.2 Para cantoneiras de abas iguais ou de abas desiguais conectadas pela aba de maior largura, que são barras individuais ou diagonais ou montantes de treliças planas com as barras adjacentes conectadas do mesmo lado das chapas de nó ou das cordas:

- a) quando $L_{x1}/r_{x1} \leq 80$, $L_{x1,eq} = 72 r_{x1} + 0,75 L_{x1}$
- b) quando $L_{x1}/r_{x1} > 80$, $L_{x1,eq} = 32 r_{x1} + 1,25 L_{x1}$

onde

L_{x1} é o comprimento da cantoneira, tomado entre os pontos de trabalho situados nos eixos longitudinais das cordas da treliça;

r_{x1} é o raio de giração da seção transversal em relação ao eixo que passa pelo centro geométrico e é paralelo à aba conectada.

Nas cantoneiras de abas desiguais com relação entre as larguras das abas de até 1,7 e conectadas na menor aba, $L_{x1,eq}$ não pode ser tomado inferior aos seguintes valores:

- $0,95 L_{x1} r_{x1}/r_{\min}$
- dado nas alíneas 5.3.5.4.2-a) e 5.3.5.4.2-b), aumentado de $4 \left[\left(\frac{b_e}{b_s} \right)^2 - 1 \right] r_{x1}$

onde

r_{\min} é o raio de giração mínimo da cantoneira;

b_e é a largura da maior aba da cantoneira;

b_s é a largura da menor aba da cantoneira.

5.3.5.4.3 Para cantoneiras de abas iguais ou de abas desiguais conectadas pela aba de maior largura, que são diagonais ou montantes de treliças espaciais com as barras adjacentes conectadas do mesmo lado das chapas de nó ou das cordas, os critérios são conforme a seguir.

a) quando $L_{x1}/r_{x1} \leq 75$, $L_{x1,eq} = 60 r_{x1} + 0,80 L_{x1}$

b) quando $L_{x1}/r_{x1} > 75$, $L_{x1,eq} = 45 r_{x1} + L_{x1}$

Nas cantoneiras de abas desiguais com relação entre as larguras das abas de até 1,7 e conectadas na menor aba, $L_{x1,eq}$ não pode ser tomado inferior aos seguintes valores:

— $0,82 L_{x1} r_{x1}/r_{\min}$

— dado em 5.3.5.4.3-a) e 5.3.5.4.3-b), aumentado de $6 \left[\left(\frac{b_e}{b_s} \right)^2 - 1 \right] r_{x1}$

5.3.5.4.4 Para cantoneiras com relação b/t que exceda $0,71\sqrt{E/f_y}$, deve ser considerada a flambagem por flexo-torção conforme 5.3.5.2 ou 5.3.5.3, o que for aplicável.

5.3.5.4.5 Cantoneiras simples com ligações diferentes das descritas em 5.3.5.4.2 e 5.3.5.4.3, com relação entre as larguras das abas maior que 1,7 ou com forças transversais, devem ser tratadas como barras submetidas à combinação de força axial e momentos fletores.

5.3.6 Requisitos específicos para barras compostas

5.3.6.1 Barras compostas, formadas por dois ou mais perfis trabalhando em conjunto, devem possuir ligações entre esses perfis a intervalos tais que o índice de esbeltez l/r_{\min} de qualquer perfil, entre duas ligações adjacentes, não seja superior a 3/4 do maior índice de esbeltez da barra composta, $(L/r)_0$, conforme ilustra a Figura 10. Adicionalmente, pelo menos duas chapas espaçadoras devem ser colocadas ao longo do comprimento, uniformemente espaçadas.

5.3.6.2 A força axial de compressão resistente de cálculo de barras compostas de dois perfis de mesma seção transversal trabalhando em conjunto, em contato direto ou com afastamento igual à espessura de chapas espaçadoras, com ligações intermitentes por meio de parafusos ou soldas, pode ser determinada de acordo com 5.3.2, obedecendo-se às modificações apresentadas em 5.3.6.3 e à condição de que as ligações de extremidade sejam soldadas ou executadas com parafusos instalados com protensão inicial contra superfícies de contato Classe A ou Classe B (ver a Figura 10).

5.3.6.3 Se o modo de flambagem por flexão envolver deformações relativas que produzam forças cortantes nos elementos de ligação entre os perfis, a força axial de flambagem correspondente, N_e , deve ser substituída por $N_{e,m}$, determinada como a seguir:

a) para ligações intermediárias efetuadas com parafusos instalados com aperto normal:

$$\text{— para } N_{e,m} = N_{e,o} \frac{\left(\frac{L}{r}\right)_0^2}{\left(\frac{L}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{\ell}{r_{\min}}\right)^2}$$

b) para ligações intermediárias efetuadas com solda ou parafusos instalados com protensão inicial contra superfícies de contato Classe A ou Classe B:

— para $\frac{\ell}{r_{\min}} \leq 40$, $N_{e,m} = N_{e,o}$

— para $\frac{\ell}{r_{\min}} > 40$, $N_{e,m} = N_{e,o} \frac{\left(\frac{L}{r}\right)_0^2}{\left(\frac{L}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{K_i \ell}{r_{\min}}\right)^2}$

onde

$N_{e,m}$ é a força axial de flambagem por flexão da barra composta na direção da flambagem em consideração;

$N_{e,o}$ é a força axial de flambagem por flexão da barra composta atuando como uma unidade na direção da flambagem em consideração, determinada conforme 5.3.5.1;

$\left(\frac{L}{r}\right)_0$ é o índice de esbeltez da barra composta atuando como uma unidade na direção da flambagem em consideração;

K_i é igual a 0,50 para duas cantoneiras em forma de T, 0,75 para dois perfis U em forma de I e 0,86 para todos os outros casos;

ℓ é a distância entre as ligações;

r_{\min} é o raio de giração mínimo de um perfil componente da barra composta.

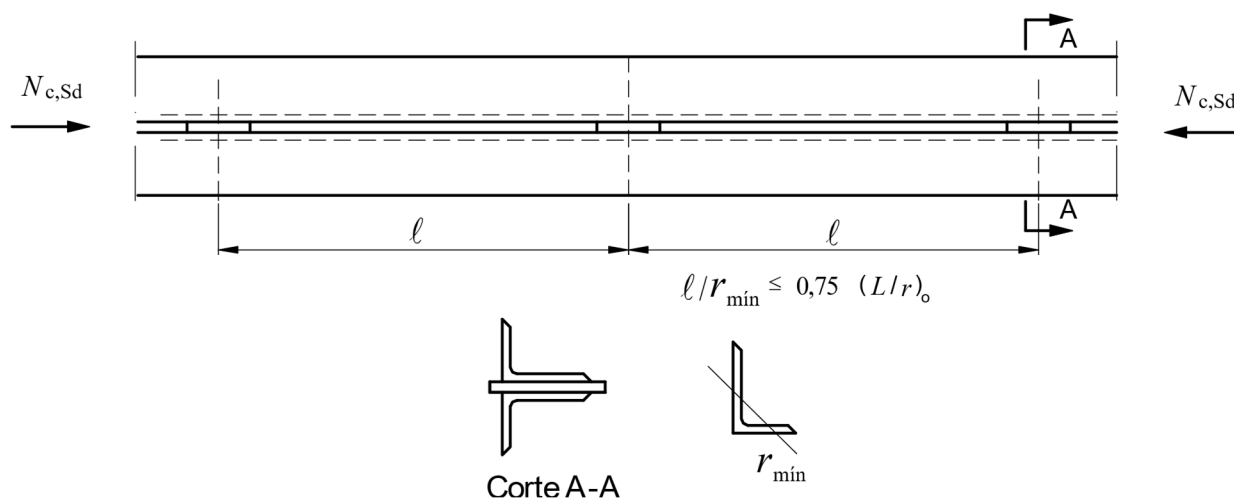


Figura 10 – Barra composta comprimida

5.3.6.4 Para configurações de barras compostas de perfis trabalhando em conjunto, diferentes da mencionada em 5.3.6.2, a força axial de flambagem correspondente, N_e , deve ser obtida por análise de estabilidade elástica ou por um procedimento reconhecido.

5.3.7 Limitação do índice de esbeltez

5.3.7.1 Recomenda-se que o índice de esbeltez das barras comprimidas, incluindo as barras compostas atuando como uma unidade, considerado como a maior relação entre o comprimento destravado associado à flexão e o raio de giração correspondente, não supere 200.

5.3.7.2 No caso da recomendação de 5.3.7.1 não ser atendida, o responsável técnico pelo projeto estrutural estabelece novos limites para assegurar que as barras comprimidas tenham um comportamento adequado em condições de serviço.

5.4 Barras prismáticas submetidas a momento fletor e força cortante

5.4.1 Generalidades

5.4.1.1 A subseção 5.4 é aplicável ao dimensionamento de barras prismáticas submetidas a momento fletor e força cortante, nas seguintes condições:

- a) seções I e H com dois eixos de simetria, fletidas em relação a um desses eixos;
- b) seções I e H com apenas um eixo de simetria, situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma;
- c) seções T fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma;
- d) seções constituídas por duas cantoneiras em forma de T, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao eixo de simetria;
- e) seções U fletidas em relação a um dos eixos centrais de inércia;
- f) seções-caixão e tubulares retangulares com dois eixos de simetria fletidas em relação a um desses eixos;
- g) seções sólidas circulares ou retangulares fletidas em relação a um dos eixos centrais de inércia;
- h) seções tubulares circulares fletidas em relação a qualquer eixo que passe pelo centro geométrico.

5.4.1.2 O carregamento transversal deve sempre estar em um plano de simetria, exceto no caso de perfis U fletidos em relação ao eixo perpendicular à alma, quando a resultante do carregamento transversal deve passar pelo centro de cisalhamento da seção transversal ou a torção deve ser impedida.

5.4.1.3 No dimensionamento das barras submetidas a momento fletor e força cortante, devem ser atendidas as seguintes condições:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

onde

M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo;

M_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo, determinado conforme 5.4.2;

V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo, determinada conforme 5.4.3.

Devem ainda ser verificados todos os estados-limite de serviço aplicáveis, conforme esta Norma.

5.4.1.4 Para vigas com aberturas na alma, ver o Anexo F.

5.4.2 Momento fletor resistente de cálculo

5.4.2.1 O momento fletor resistente de cálculo, M_{Rd} , deve ser determinado de acordo com os Anexos D ou E, o que for aplicável, conforme o disposto em 5.4.2.2 a 5.4.2.6. Devem ser considerados, conforme o caso, os estados-limite últimos de flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM), flambagem local da alma (FLA), flambagem local da aba, flambagem local da parede do tubo e escoamento da mesa tracionada.

5.4.2.2 Para assegurar a validade da análise elástica, o momento fletor resistente de cálculo não pode ser tomado maior que $1,50W f_y/\gamma_{a1}$, sendo W o módulo de resistência elástico mínimo da seção transversal da barra em relação ao eixo de flexão.

5.4.2.3 Para a determinação do momento fletor resistente de cálculo ao estado-limite FLT, pode ser necessário calcular um fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme (C_b), para o comprimento destravado (L_b) analisado. Esse fator, definido nesta Norma para o caso de atuação de forças transversais, caso existam, na semialtura da seção transversal, exceto para as situações previstas em 5.4.2.4, é dado por (ver 5.4.2.5):

a) em todos os casos, excluindo os descritos em 5.4.2.3-b) e 5.4.2.3-c):

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} R_m$$

onde

M_{\max} é o valor do momento fletor máximo solicitante de cálculo, em módulo, no comprimento destravado;

M_A é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a um quarto do comprimento destravado, medido a partir da extremidade esquerda;

M_B é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção central do comprimento destravado;

M_C é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a três quartos do comprimento destravado, medido a partir da extremidade esquerda;

R_m é um parâmetro de monossimetria da seção transversal, igual a:

1,0 para todas as seções duplamente simétricas, para seções com um eixo de simetria, fletidas em relação ao eixo que não é de simetria, submetidas à curvatura simples, e seções U, fletidas em relação ao eixo de simetria;

$0,5 + 2(l_{y,m}/l_y)^2$ para seções I com um eixo de simetria, fletidas em relação ao eixo que não é de simetria, submetidas à curvatura reversa;

$l_{y,m}$ é o momento de inércia, em relação ao eixo de simetria, da mesa de menor momento de inércia;

l_y é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de simetria.

Em seções I com um eixo de simetria, fletidas em relação ao eixo que não é de simetria, sujeitas à curvatura reversa, a verificação à FLT deve ser feita para as duas mesas (cada mesa possui um momento fletor resistente de cálculo, que deve ser igual ou superior ao máximo momento solicitante de cálculo que causa compressão nessa mesa). Nos demais casos, o momento fletor resistente de cálculo é constante ao longo do comprimento destravado e deve ser igual ou superior ao máximo momento solicitante de cálculo (positivo ou negativo) nesse comprimento. Em balanços, exceto nos casos descritos em 5.4.2.3-b), ambas as mesas das duas extremidades do comprimento destravado devem ser impedidas de se deslocar lateralmente.

Para todos os casos em que, no intervalo entre duas contenções laterais, houver forças gravitacionais transversais aplicadas acima da semialtura da seção (forças desestabilizantes), cuja atuação não promova restrição lateral ou de torção à barra, C_b deve ser obtido por análise de estabilidade elástica ou por um procedimento reconhecido – ver 5.4.2.5. Se houver forças transversais gravitacionais aplicadas abaixo da semialtura da seção transversal (forças estabilizantes), C_b pode ser adotado, de modo conservador, como se essas forças estivessem na semialtura ou, de modo mais preciso, por análise de estabilidade elástica ou por um procedimento reconhecido – ver 5.4.2.5. Regras similares devem ser utilizadas para outras situações de aplicação de forças na barra, cabendo ao responsável técnico pelo projeto identificar se essas forças são estabilizantes ou desestabilizantes.

- b) em balanços em que o empenamento for impedido no apoio e a extremidade livre não for impedida de se deslocar lateralmente ou de girar em torno de seu eixo longitudinal:

$$C_b = 1,0$$

Nos demais casos de balanços, em que nenhuma ou somente uma mesa seja impedida de se deslocar lateralmente, em qualquer extremidade, C_b deve ser obtido por análise da estabilidade elástica ou por um procedimento reconhecido (ver 5.4.2.5).

- c) nas demais situações, caso o carregamento seja aplicado na semialtura da seção transversal, para todas as seções duplamente simétricas e para seções I com um eixo de simetria, submetidas à curvatura simples e fletidas em relação ao eixo que não é de simetria:

$$C_b = 1,0$$

5.4.2.4 Nas vigas com seções I, U e H, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma, e seções-caixão e tubulares retangulares fletidas em relação a um eixo central de inércia, simétricas em relação ao eixo de flexão, em um comprimento destravado (L_b) no qual uma das mesas encontra-se livre para se deslocar lateralmente e a outra mesa possui contenção lateral contínua contra esse tipo de deslocamento, o fator de modificação para momento fletor não uniforme é dado por (ver 5.4.2.5):

- a) quando a mesa com contenção lateral contínua estiver tracionada em pelo menos uma extremidade do comprimento destravado e o carregamento for orientado no sentido da mesa livre:

$$C_b = 3,00 - \frac{2}{3} \frac{M_2}{M_1} - \frac{8}{3} \frac{M_{CL}}{(M_1 + M_2)}$$

onde

M_1 é o valor do maior momento fletor solicitante de cálculo que comprime a mesa livre nas extremidades do comprimento destravado, tomado com sinal negativo;

M_2 é o valor do momento fletor solicitante de cálculo na outra extremidade do comprimento destravado. Se esse momento comprimir a mesa livre, deve ser tomado com sinal negativo

nos segundo e terceiro termos da equação. Se tracionar a mesa livre, deve ser tomado com sinal positivo no segundo termo da equação e igual a zero no terceiro termo;

M_{CL} é o momento fletor solicitante de cálculo na seção central do comprimento destravado, com sinal positivo se tracionar a mesa livre e sinal negativo se tracionar a mesa com contenção lateral contínua.

- b) em trechos com momento nulo nas extremidades, submetidos a força transversal uniformemente distribuída, aplicado na mesa com contenção lateral contínua, orientado no sentido oposto à mesa livre:

$$C_b = 2,0$$

- c) em todos os outros casos, desde que as forças transversais sejam aplicadas em qualquer posição entre a mesa com contenção lateral contínua e a semialtura da seção:

$$C_b = 1,0$$

Na verificação à FLT, deve-se considerar como momento fletor solicitante de cálculo o maior momento que comprime a mesa livre. No caso da alínea a), por exemplo, esse momento é M_1 .

5.4.2.5 Procedimentos analíticos para cálculos mais precisos de C_b ou com base em análises numéricas por computador podem ser encontrados na Bibliografia [3] a [5].

5.4.2.6 As barras fletidas, com ou sem chapas de reforço de mesa, mesmo com furos para parafusos nas mesas, podem ser dimensionadas ao momento fletor com base nas propriedades da seção bruta, desde que:

$$f_u A_{fn} \geq Y_t f_y A_{fg}$$

onde

A_{fn} é a área líquida da mesa tracionada, calculada de acordo com 5.2.4;

A_{fg} é a área bruta da mesa tracionada;

Y_t é um coeficiente igual a 1,0 para $f_y/f_u \leq 0,8$ e igual a 1,10, se $f_y/f_u > 0,8$.

Se $f_u A_{fn} < Y_t f_y A_{fg}$, o momento fletor resistente de cálculo deve ser limitado pelo estado-limite último de ruptura por flexão na região dos furos na mesa tracionada, sendo dado por:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{f_u A_{fn}}{A_{fg}} W_t$$

em que W_t é o módulo de resistência elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo de flexão.

5.4.3 Força cortante resistente de cálculo

Em 5.4.3.1 a 5.4.3.6, são fornecidos os valores da força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , das barras fletidas, considerando os estados-limite últimos de escoamento e instabilidade por cisalhamento. Nas seções previstas em 5.4.3.1, 5.4.3.2 e 5.4.3.3, o elemento resistente à força cortante é a alma (ou as almas); nas seções previstas em 5.4.3.4, os elementos resistentes são as abas das cantoneiras

perpendiculares ao eixo de flexão; nas seções previstas em 5.4.3.5, os elementos resistentes são as mesas; e, nas seções previstas em 5.4.3.6, o elemento resistente é a parede do perfil. Adicionalmente, em 5.4.3.1.3, são fornecidos os requisitos para colocação de enrijecedores transversais em seções I, H e U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma.

5.4.3.1 Seções I, H e U fletidas em relação ao eixo perpendicular à alma

5.4.3.1.1 Em seções I, H e U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , é calculada conforme a seguir:

— para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$V_{Rd} = \frac{V_{p\ell}}{\gamma_{a1}}$$

— para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{p\ell}}{\gamma_{a1}}$$

— para $\lambda > \lambda_r$:

$$V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{p\ell}}{\gamma_{a1}}$$

onde

$$\lambda = \frac{h}{t_w};$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}};$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}};$$

$$k_v = \begin{cases} 5,34 & \text{para almas sem enrijecedores transversais, para } \frac{a}{h} > 3 \\ 5,0 + \frac{5}{(a/h)^2}, & \text{para todos os outros casos} \end{cases}$$

$V_{p\ell}$ é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento, dada em 5.4.3.1.2;

a é a distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes (ver 5.4.3.1.3);

h é a altura da alma, tomada igual à distância entre as faces internas das mesas nos perfis soldados e igual a esse valor subtraindo os dois raios de concordância entre mesa e alma nos perfis laminados;

t_w é a espessura da alma.

5.4.3.1.2 A força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento é calculada conforme a seguinte equação:

$$V_{p\ell} = 0,60 A_w f_y$$

Nessa equação, A_w é a área efetiva de cisalhamento, que deve ser considerada igual a:

$$A_w = dt_w$$

onde

d é a altura total da seção transversal;

t_w é a espessura da alma.

5.4.3.1.3 Quando forem necessários enrijecedores transversais, devem ser atendidos os seguintes requisitos:

os enrijecedores transversais devem ser soldados à alma e às mesas do perfil, podendo, entretanto, do lado da mesa tracionada, ser interrompidos de forma que a distância entre os pontos mais próximos das soldas entre mesa e alma e entre enrijecedor e alma fique entre $4t_w$ e $6t_w$;

d) a relação entre largura e espessura dos elementos que formam os enrijecedores não pode ultrapassar $0,56\sqrt{E/f_y}$;

e) o momento de inércia da seção de um enrijecedor singelo ou de um par de enrijecedores (um de cada lado da alma) em relação ao eixo no plano médio da alma não pode ser inferior a $at_w^3 j$, onde:

$$j = [2,5/(a/h)^2] - 2 \geq 0,5$$

5.4.3.2 Seções tubulares retangulares e caixão

Em seções tubulares retangulares e caixão fletidas em relação a um eixo central de inércia, a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , é dada pelo mesmo procedimento apresentado em 5.4.3.1.1, com K_v igual a 5,0, h igual à altura da parte plana das almas nas seções tubulares retangulares e igual à distância entre as faces internas das mesas nas seções-caixão. A força cortante $V_{p\ell}$ é determinada conforme 5.4.3.1.2, com:

$$A_w = 2ht_w$$

onde t_w é igual à espessura de uma das almas para seções caixão (as duas almas devem ter a mesma espessura), e igual a t para seções tubulares retangulares.

5.4.3.3 Seções T fletidas em relação ao eixo perpendicular à alma

Em seções T fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma, a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , é dada pelo mesmo procedimento apresentado em 5.4.3.1.1, com K_v igual a 1,2, h igual à altura total da seção transversal d e t_w igual à espessura da alma, desde que a relação d/t_w não supere 260. A força cortante $V_{p\ell}$ é determinada conforme 5.4.3.1.2, com:

$$A_w = dt_w$$

5.4.3.4 Seções formadas por duas cantoneiras fletidas em relação ao eixo perpendicular ao de simetria

Em seções formadas por duas cantoneiras iguais constituindo uma seção tipo T, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao eixo de simetria, a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , é dada pelo mesmo procedimento apresentado em 5.4.3.1.1, com K_v igual a 1,2, h igual à altura total da seção transversal (b) e t_w igual à espessura da aba perpendicular ao eixo de flexão de uma das cantoneiras (t), desde que a relação b/t não supere 260. A força cortante V_{pl} é determinada conforme 5.4.3.1.2, com:

$$A_w = 2bt$$

5.4.3.5 Seções I, H e U fletidas em relação ao eixo perpendicular às mesas

Em seções I e H duplamente simétricas e seções monossimétricas fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular às mesas (eixo de menor momento de inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , é calculada pelo mesmo procedimento apresentado em 5.4.3.1.1, com K_v igual a 1,2, h igual à metade da largura das mesas nas seções I e H ($b_f/2$) e igual à largura total das mesas nas seções U (b_f) e t_w igual à espessura média das mesas (t_f). A força cortante V_{pl} é determinada conforme 5.4.3.1.2, com:

$$A_w = 2b_f t_f$$

5.4.3.6 Seções tubulares circulares

Em seções tubulares circulares fletidas em relação a um eixo central de inércia, a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , é calculada conforme a seguir:

$$V_{Rd} = \frac{0,5 \tau_{cr} A_g}{\gamma_{a1}}$$

com τ_{cr} igual ao maior dos seguintes valores:

$$\tau_{cr} = \frac{1,60 E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left(\frac{D}{t_d} \right)^{5/4}}} \leq 0,60 f_y$$

$$\tau_{cr} = \frac{0,78 E}{\left(\frac{D}{t_d} \right)^{3/2}} \leq 0,60 f_y$$

onde

D é o diâmetro externo da seção transversal;

L_v é a distância entre as seções de forças cortantes máxima e nula.

5.4.4 Chapas de reforço sobrepostas a mesas (lamelas)

5.4.4.1 Chapas de reforço sobrepostas a mesas, com comprimento inferior ao vão da viga, devem se prolongar além da seção onde teoricamente não seriam mais necessárias, denominada seção de transição. Esse prolongamento deve ser ligado à mesa original por parafusos de alta resistência (com ligação por atrito) ou por soldas de filete, dimensionados para uma força solicitante de cálculo correspondente à resultante das tensões normais na lamela, causadas pelo momento fletor solicitante de cálculo na seção de transição (Figura 11).

5.4.4.2 Adicionalmente, no caso de lamelas soldadas, as soldas longitudinais de suas extremidades, no comprimento a_ℓ , devem ser dimensionadas para uma força solicitante de cálculo correspondente à resultante das tensões normais na lamela, causadas pelo momento fletor solicitante de cálculo na seção distante a_ℓ da extremidade da lamela, com a_ℓ (ver a Figura 11):

- igual à largura da lamela, quando existir solda de filete contínua, de tamanho da perna (ver 6.2.6.2) igual ou superior a 75 % da espessura da lamela, ao longo das bordas longitudinais da lamela no comprimento a_ℓ e ao longo da sua extremidade;
- igual a 1,5 vez a largura da lamela, quando existir solda de filete contínua, de tamanho da perna (ver 6.2.6.2) inferior a 75 % da espessura da lamela, ao longo das bordas longitudinais da lamela no comprimento a_ℓ e ao longo da sua extremidade;
- igual a duas vezes a largura da lamela, quando não existir solda ao longo de sua extremidade, porém, existirem soldas de filete contínuas ao longo de suas bordas longitudinais no comprimento a_ℓ .

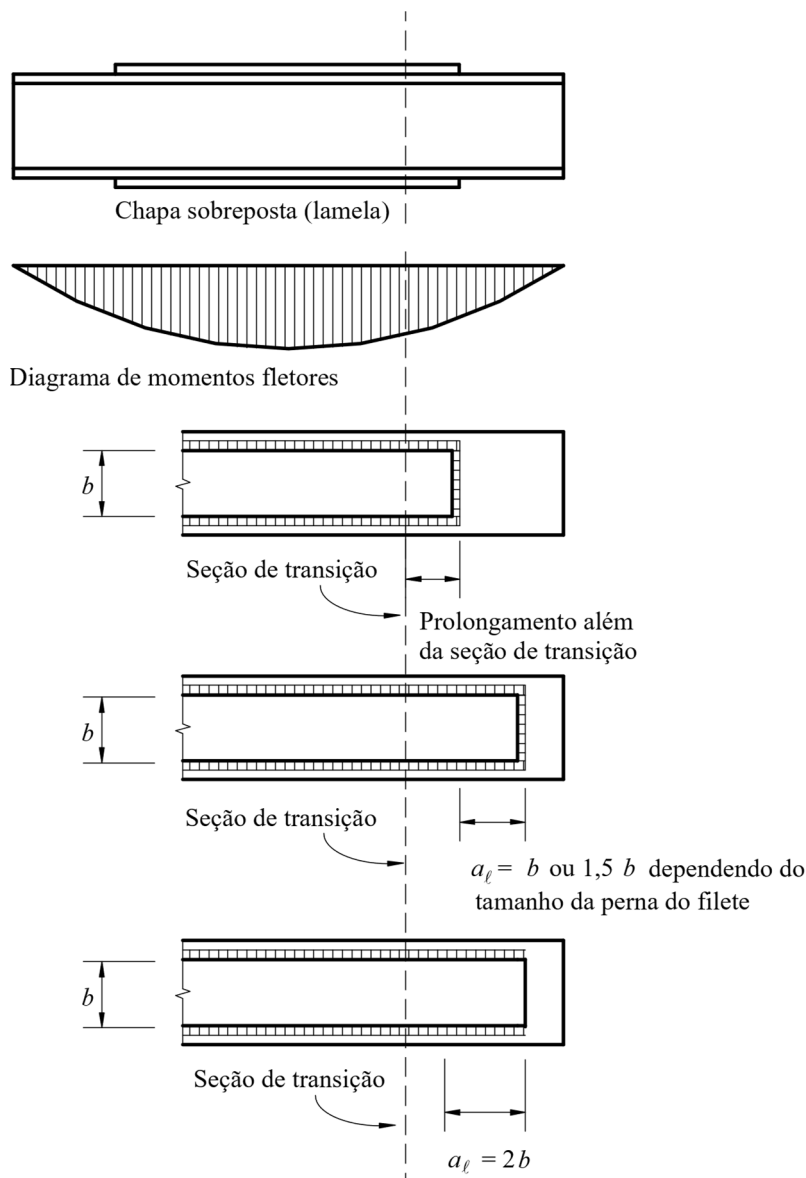


Figura 11 – Chapas de reforço sobrepostas a mesas de vigas

5.4.5 Prescrições adicionais relacionadas a seções soldadas

Nos perfis soldados, a solda unindo mesa e alma deve ser dimensionada para suportar o cisalhamento horizontal total resultante da flexão em conjunto com quaisquer forças aplicadas diretamente na mesa, a menos que se assegure a transmissão destas forças apenas por outros meios.

5.5 Barras prismáticas submetidas à combinação de esforços solicitantes

Esta subseção 5.5 é aplicável à verificação dos estados-limite últimos de barras prismáticas nas condições previstas em 5.4.1.1, sujeitas aos efeitos de momento fletor e força cortante, força axial e momento de torção. Nas seções I e H com apenas um eixo de simetria, situado no plano médio da alma, deve-se ter a razão entre o momento de inércia da seção T formada pela mesa comprimida e a parte comprimida da alma anexa, em regime elástico, em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma e o momento de inércia da seção transversal completa em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma, situada entre 0,1 e 0,9 (fator α_y conforme o Anexo D). Adicionalmente, devem ser verificados todos os estados-limite de serviço aplicáveis, conforme esta Norma.

5.5.1 Barras submetidas a momentos fletores, força axial e forças cortantes

5.5.1.1 Em 5.5.1.2, é apresentada a condição a ser atendida pelas barras submetidas aos efeitos combinados de força axial e momento fletor, carregadas de forma que não ocorra torção. Em 5.5.1.3, é apresentada a condição a ser atendida por essas barras para o efeito das forças cortantes.

5.5.1.2 Para a atuação simultânea da força axial de tração ou de compressão e de momentos fletores, deve ser obedecida a limitação fornecida pelas seguintes expressões de interação:

a) para $N_{Sd}/N_{Rd} \geq 0,2$:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0$$

b) para $N_{Sd}/N_{Rd} < 0,2$:

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0$$

onde

N_{Sd}	é a força axial solicitante de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável;
N_{Rd}	é a força axial resistente de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável, determinada respectivamente de acordo com 5.2 ou 5.3;
$M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$	são os momentos fletores solicitantes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal;
$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$	são os momentos fletores resistentes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal, determinados de acordo com 5.4.

5.5.1.3 Para os casos de força cortante atuante na direção de um dos eixos centrais de inércia, a verificação da barra a esse esforço deve ser feita conforme 5.4.3. Para os casos de forças cortantes que atuam simultaneamente nas direções dos dois eixos centrais de inércia, podem ser utilizadas as especificações de 5.5.2.3- b) e 5.5.2.3-d).

5.5.2 Barras submetidas a momento de torção, força axial, momentos fletores e forças cortantes

5.5.2.1 Seções tubulares circulares e retangulares submetidas exclusivamente à torção

5.5.2.1.1 O momento de torção solicitante de cálculo, , não pode ser superior ao momento de torção resistente de cálculo com relação aos estados-limite de escoamento e instabilidade por torção, T_{Rd} , determinado conforme 5.5.2.1.2 ou 5.5.2.1.3, o que for aplicável.

5.5.2.1.2 Nas seções tubulares circulares de diâmetro D e espessura , o momento de torção resistente de cálculo é igual ao maior dos valores a seguir:

$$T_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{1,23 W_T E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{5/4} \sqrt{\frac{L}{D}}} \leq \frac{0,60 W_T f_y}{\gamma_{a1}}$$

e

$$T_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{0,60 W_T E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{3/2}} \leq \frac{0,60 W_T f_y}{\gamma_{a1}}$$

Nessas expressões, L é o comprimento da barra e W_T , o módulo de resistência à torção, que pode ser calculado conforme a seguir:

$$W_T = \frac{\pi (D - t)^2 t}{2}$$

5.5.2.1.3 Nas seções tubulares retangulares de lados h e b e espessura (ver 5.1.3), o momento de torção resistente de cálculo é dado por:

$$\text{— para } \frac{h}{t} \leq 2,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}, T_{Rd} = \frac{0,60 W_T f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$\text{— para } 2,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t} \leq 3,07 \sqrt{\frac{E}{f_y}}, T_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{0,60 W_T f_y \left(2,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right)}{h/t}$$

$$\text{— para } 3,07 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t} \leq 260, T_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{0,46 \pi^2 W_T E}{\left(\frac{h}{t}\right)^2}$$

Nessas equações, h é o maior comprimento entre as partes planas dos lados da seção transversal e W_T , e o módulo de resistência à torção, que pode ser tomado como:

$$W_T = 2 (b - t) (h - t) t - 4,5 (4 - \pi) t^3$$

5.5.2.2 Seções tubulares circulares e retangulares submetidas a momento de torção, força axial, momento fletor e força cortante em relação a um dos eixos centrais de inércia

Quando o momento de torção solicitante de cálculo, T_{Sd} , for inferior ou igual a 20 % do momento de torção resistente de cálculo, T_{Rd} , o efeito da torção pode ser desprezado. Nesse caso, a interação

entre os efeitos da força axial e do momento fletor e força cortante em relação a um dos eixos centrais de inércia da seção transversal deve ser determinada de acordo com 5.5.1. Quando T_{Sd} for superior a 20% de T_{Rd} , deve ser utilizada a seguinte equação de interação:

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right) + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} + \frac{T_{Sd}}{T_{Rd}} \right)^2 \leq 1,0$$

onde

N_{Sd} é a força axial solicitante de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável;

N_{Rd} é a força axial resistente de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável, determinada respectivamente de acordo com 5.2 ou 5.3;

M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;

M_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo, determinado de acordo com 5.4.2;

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo, determinada de acordo com 5.4.3;

T_{Sd} é o momento de torção solicitante de cálculo;

T_{Rd} é o momento de torção resistente de cálculo, determinado de acordo com 5.5.2.1.

5.5.2.3 Seções quaisquer submetidas a momento de torção, força axial, momentos fletores e forças cortantes

A tensão resistente de cálculo para os estados-limite últimos a seguir deve ser igual ou superior à tensão solicitante de cálculo, expressa em termos de tensão normal, σ_{Sd} , ou de tensão de cisalhamento, τ_{Sd} , determinadas pela Teoria da Elasticidade, utilizando-se as combinações de ações de cálculo. Assim:

a) para os estados-limite de escoamento sob efeito de tensão normal:

$$\sigma_{Sd} \leq \frac{f_y}{\gamma_{a1}}$$

b) para os estados-limite de escoamento sob efeito de tensão de cisalhamento:

$$\tau_{Sd} \leq \frac{0,60 f_y}{\gamma_{a1}}$$

c) para os estados-limite de instabilidade sob efeito de tensão normal:

$$\sigma_{Sd} \leq \frac{\chi f_y}{\gamma_{a1}}$$

d) para os estados-limite de instabilidade sob efeito de tensão de cisalhamento:

$$\tau_{Sd} \leq \frac{0,60 \chi f_y}{\gamma_{a1}}$$

onde

χ é o fator de redução associado à resistência à compressão, determinado de acordo com 5.3.3, considerando-se $\lambda_0 = \sqrt{f_y/\sigma_e}$ para tensões normais e $\lambda_0 = \sqrt{0,60 f_y/\tau_e}$ para tensões de cisalhamento, com σ_e igual à tensão crítica normal e τ_e igual à tensão crítica de cisalhamento,

para o estado-limite de instabilidade em questão, considerando, quando necessário, a interação entre instabilidade global e a instabilidade local.

5.6 Barras de seção variável

O dimensionamento de barras de seção variável deve ser feito de acordo com o Anexo G.

5.7 Mesas e almas de perfis I e H submetidas a forças transversais localizadas

5.7.1 Generalidades

A subseção 5.7 apresenta especificações para a verificação de estados-limite últimos causados por forças transversais localizadas, aplicadas na face externa de pelo menos uma das mesas, perpendicularmente à sua face, em seções I e H. As forças localizadas devem estar centradas em relação à alma.

Se a barra for constituída por um perfil soldado, a solda entre a mesa e a alma deve ser capaz de transmitir a força localizada solicitante de cálculo entre esses dois elementos (ver 5.4.5).

5.7.2 Flexão local da mesa

5.7.2.1 A mesa de uma barra, solicitada por uma força localizada que produza tração na alma, deve ser verificada quanto ao estado-limite último de flexão local. Essa verificação não precisa ser feita se o comprimento de atuação da força, na direção perpendicular ao comprimento da barra, for inferior a $0,15b_f$, em que b_f é a largura da mesa carregada.

5.7.2.2 A menos do disposto em 5.7.2.4, a força localizada solicitante de cálculo não pode superar a força resistente de cálculo da mesa da barra, dada por:

$$F_{Rd} = \frac{6,25 t_f^2 f_y}{\gamma_{a1}}$$

onde

t_f é a espessura da mesa carregada.

5.7.2.3 Quando a força atuar a uma distância da extremidade da barra menor do que 10 vezes a espessura da mesa, a força resistente dada em 5.7.2.2 deve ser reduzida à metade.

5.7.2.4 Se a força localizada solicitante de cálculo superar a força resistente de cálculo, devem ser colocados, na seção de atuação da força, enrijecedores transversais de ambos os lados da alma (ver 5.7.9).

5.7.3 Escoamento local da alma

5.7.3.1 A alma de uma barra, solicitada por tração ou compressão provocada por uma força localizada que atue na mesa, deve ser verificada para o estado-limite último de escoamento local.

5.7.3.2 A menos do disposto em 5.7.3.3, a força solicitante de cálculo não pode superar a força resistente de cálculo da alma da barra, dada por:

a) quando a força estiver a uma distância da extremidade da barra maior que a altura da seção transversal:

$$F_{Rd} = \frac{1,10(5k + \ell_n) f_y t_w}{\gamma_{a1}}$$

- b) quando a força estiver a uma distância da extremidade da barra inferior ou igual à altura da seção transversal:

$$F_{Rd} = \frac{1,10(2,5k + \ell_n)f_y t_w}{\gamma_{a1}}$$

onde

ℓ_n é o comprimento de atuação da força na direção longitudinal da barra;

k é a espessura da mesa carregada somada à raiz do filete de solda paralelo à alma, no caso de perfis soldados, ou a espessura da mesa somada ao raio de concordância com a alma, no caso de perfis laminados;

t_w é a espessura da alma.

5.7.3.3 Se a força solicitante de cálculo superar a força resistente de cálculo, devem ser colocados, na seção de atuação da força, enrijecedores transversais de ambos os lados da alma (ver 5.7.9).

5.7.4 Enrugamento da alma

5.7.4.1 A alma de uma barra, solicitada por compressão provocada por uma força localizada que atue na mesa, deve ser verificada para o estado-limite último de enrugamento.

5.7.4.2 A menos do disposto em 5.7.4.3, a força solicitante de cálculo não pode superar a força resistente de cálculo da alma da barra, calculada conforme a seguir:

- a) quando a força de compressão estiver a uma distância da extremidade da barra maior ou igual à metade da altura da seção transversal:

$$F_{Rd} = \frac{0,66 t_w^2}{\gamma_{a1}} \left[1 + 3 \left(\frac{\ell_n}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E f_y t_f}{t_w}}$$

- b) quando a força de compressão estiver a uma distância da extremidade da barra menor que a metade da altura da seção transversal:

— para $\ell_n/d \leq 0,2$:

$$F_{Rd} = \frac{0,33 t_w^2}{\gamma_{a1}} \left[1 + 3 \left(\frac{\ell_n}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E f_y t_f}{t_w}}$$

— para $\ell_n/d > 0,2$:

$$F_{Rd} = \frac{0,33 t_w^2}{\gamma_{a1}} \left[1 + \left(\frac{4\ell_n}{d} - 0,2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E f_y t_f}{t_w}}$$

onde

d é a altura da seção transversal da barra;

t_f é a espessura da mesa carregada;

ℓ_n é o comprimento de atuação da força na direção longitudinal da barra.

5.7.4.3 Se a força solicitante de cálculo superar a força resistente de cálculo, deve ser colocado, na seção de atuação dessa força, um enrijecedor transversal de um dos lados da alma ou devem ser colocados enrijecedores transversais de ambos os lados da alma (ver 5.7.9).

5.7.5 Flambagem lateral da alma

5.7.5.1 A alma de uma barra, solicitada por compressão provocada por uma força localizada que atue na mesa comprimida, deve ser verificada para o estado-limite último de flambagem lateral, caso o deslocamento lateral relativo entre a mesa comprimida carregada e a mesa tracionada não esteja impedido no ponto de aplicação da força.

5.7.5.2 A menos do disposto em 5.7.5.3, 5.7.5.4 e 5.7.5.5, a força solicitante de cálculo não pode superar a força resistente de cálculo da alma da barra, dada por:

a) se a rotação da mesa carregada for impedida, para $(h/t_w)/(\ell/b_f) \leq 2,30$:

$$F_{Rd} = \frac{C_r t_w^3 t_f}{\gamma_{a1} h^2} \left[0,94 + 0,37 \left(\frac{h/t_w}{\ell/b_f} \right)^3 \right]$$

b) se a rotação da mesa carregada não for impedida, para $(h/t_w)/(\ell/b_f) \leq 1,70$:

$$F_{Rd} = \frac{C_r t_w^3 t_f}{\gamma_{a1} h^2} \left[0,37 \left(\frac{h/t_w}{\ell/b_f} \right)^3 \right]$$

onde

- ℓ é o maior comprimento destravado lateralmente, envolvendo a seção de atuação da força localizada, considerando as duas mesas;
- h é a distância entre as faces internas das mesas menos os raios de concordância no caso de perfis laminados, ou a distância entre as faces internas das mesas no caso de perfis soldados;
- C_r é igual a $32E$ quando $M_{Sd} < M_r$ e a $16E$ quando $M_{Sd} \geq M_r$ na seção da força (M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo e M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento, conforme o Anexo E, sem considerar a influência das tensões residuais).

5.7.5.3 Se $(h/t_w)/(\ell/b_f)$ superar 2,30 ou 1,70, respectivamente, quando a rotação da mesa carregada for ou não impedida, o estado-limite último de flambagem lateral da alma não tem possibilidade de ocorrer.

5.7.5.4 Se a rotação da mesa carregada for impedida e a força solicitante de cálculo superar a força resistente de cálculo dada em 5.7.5.2-a), uma contenção lateral na mesa tracionada da seção de atuação da força deve ser prevista, conforme 4.12. Opcionalmente, podem ser colocados nessa seção enrijecedores transversais de ambos os lados da alma (ver 5.7.9).

5.7.5.5 Se a rotação da mesa carregada não for impedida e a força solicitante de cálculo superar a força resistente de cálculo dada em 5.7.5.2-b), contenções laterais em ambas as mesas da seção de atuação da força devem ser previstas, conforme 4.12.

5.7.6 Instabilidade da alma por compressão

5.7.6.1 A alma de uma barra, solicitada por compressão provocada por um par de forças localizadas em sentidos opostos, atuando em ambas as mesas da mesma seção transversal, deve ser verificada para o estado-limite último de instabilidade por compressão.

5.7.6.2 A menos do disposto em 5.7.6.4, a força solicitante de cálculo (valor de cada força do par) não pode superar a força resistente de cálculo da alma da barra, dada por:

$$F_{Rd} = \frac{24t_w^3}{\gamma_{a1}} \frac{\sqrt{E}f_y}{h}$$

5.7.6.3 Quando o par de forças concentradas se encontra a uma distância da extremidade da barra inferior à metade da altura da seção transversal, a força resistente dada em 5.7.6.2 deve ser reduzida à metade.

5.7.6.4 Se a força solicitante de cálculo superar a força resistente de cálculo, deve ser colocado, na seção de atuação dessa força, pelo menos um enrijecedor transversal de um dos lados da alma (ver 5.7.9) ou devem ser utilizadas chapas de reforço de alma (ver 5.7.7.2).

5.7.7 Cisalhamento do painel de alma

5.7.7.1 Chapas de reforço de alma (ver 5.7.7.2) ou enrijecedores diagonais (ver 5.7.7.3) devem ser providenciados dentro do contorno de uma ligação rígida entre viga e pilar (painel de alma do pilar), ou ligação similar, cujas almas se situem em um mesmo plano, quando a força cortante solicitante de cálculo no painel, F_{Sd} , transmitida (predominantemente) pelas mesas da viga (ou somada algebricamente à força cortante já atuante no pilar), exceder a força cortante resistente de cálculo, F_{Rd} , calculada conforme a seguir:

— para $N_{Sd} \leq 0,4 N_{p\ell}$:

$$F_{Rd} \leq V_{Rd}$$

— para $N_{Sd} > 0,4 N_{p\ell}$:

$$F_{Rd} = V_{Rd} \left(1,4 - \frac{N_{Sd}}{N_{p\ell}} \right)$$

onde

V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo do painel, obtida de acordo com 5.4.3, tomando-se $A_w = d_c t_w$;

t_w é a espessura da alma do pilar;

d_c é a altura da seção transversal do pilar;

N_{Sd} é a força axial solicitante de cálculo no pilar;

$N_{p\ell}$ é a força axial correspondente ao escoamento da seção transversal do pilar, igual a $A_g f_y$.

Enrijecedores transversais no painel (aproximadamente alinhados com as mesas da viga), caso sejam utilizados, podem ser considerados na determinação de k_v .

5.7.7.2 Chapas de reforço da alma são chapas colocadas em paralelo com a alma, o mais próximo possível desta, adequadamente soldadas nas duas mesas (não é necessário que sejam soldadas à alma), se estendendo por todo o comprimento do painel de alma e, adicionalmente, por mais pelo menos 150 mm além das seções de aplicação das forças localizadas. Essas chapas, quando usadas, além de serem dispostas dos dois lados da alma, devem ser dimensionadas de acordo com 5.4.3 para resistir à parcela prevista da força cortante de cálculo total.

5.7.7.3 Enrijecedores diagonais, quando usados, devem ser dispostos dos dois lados da alma e abranger todo o comprimento do painel de alma e toda a altura da alma (ver 5.7.9.5).

5.7.8 Apoios ou extremidades de vigas sem restrição à rotação e com alma livre

Devem ser usados enrijecedores transversais em apoios ou extremidades de vigas que não tenham qualquer tipo de restrição à rotação em relação ao eixo longitudinal e nos quais as almas não sejam ligadas a outras vigas ou pilares. Estes enrijecedores devem ser soldados às mesas e à alma da seção transversal, estendendo-se por toda a altura da alma.

5.7.9 Requisitos adicionais para enrijecedores para forças localizadas

5.7.9.1 Enrijecedores transversais necessários para resistir a forças localizadas que produzam tração na alma devem ser dimensionados de acordo com 5.2, considerando como área bruta a área deles e como área líquida efetiva a área da seção ligada à mesa, descontando-se os recortes que porventura existam. Esses enrijecedores devem ser soldados à mesa carregada e à alma, e se estender pelo menos até a metade da altura da alma. A solda entre o enrijecedor e a mesa carregada deve ser capaz de suportar a diferença entre a força solicitante e a força resistente de cálculo. A solda entre o enrijecedor e a alma deve ser capaz de transferir para a alma essa diferença.

5.7.9.2 Enrijecedores transversais necessários para resistir a forças localizadas que produzam compressão na alma, para os estados-limite últimos de escoamento local da alma (ver 5.7.3) e enrugamento da alma (ver 5.7.4), devem se estender pelo menos até a 3/4 da altura da alma, ter suas extremidades ajustadas para estar em perfeito contato com a mesa carregada ou ser soldados a esta mesa, e ser soldados à alma. A solda entre o enrijecedor e a mesa carregada, caso exista, deve ser capaz de suportar a diferença entre a força solicitante e a força resistente de cálculo. A solda entre o enrijecedor e a alma deve ser capaz de transferir para a alma essa diferença. No caso de enrijecedores com extremidades ajustadas junto à mesa carregada, deve ser verificado o estado-limite de esmagamento local, conforme 6.6.2, utilizando-se uma área de contato igual à área da seção dos enrijecedores ligada à mesa, descontando-se os recortes que porventura existam.

5.7.9.3 Enrijecedores transversais necessários para resistir a forças localizadas que produzam compressão na alma, para os estados-limite últimos de flambagem lateral da alma (ver 5.7.5) e instabilidade da alma por compressão (ver 5.7.6), devem ser dimensionados de acordo com 5.7.9.4. Esses enrijecedores devem se estender por toda a altura da alma, ter suas extremidades ajustadas para estar em perfeito contato com a(s) mesa(s) carregada(s) ou ser soldados a esta(s) mesa(s) e ser soldados à alma e à mesa oposta. A solda entre o enrijecedor e a(s) mesa(s) carregada(s), caso exista, deve ser capaz de suportar a diferença entre a força solicitante e a força resistente de cálculo, para o estado-limite em consideração. A solda entre o enrijecedor e a alma deve ser capaz de transferir para a alma essa diferença. No caso de enrijecedores com extremidades ajustadas junto à(s) mesa(s) carregada(s), deve ser verificado o estado-limite de esmagamento local, conforme 6.6.2, utilizando-se uma área de contato A igual à área da seção dos enrijecedores ligada à mesa, descontando-se os recortes que porventura existam.

5.7.9.4 Os enrijecedores transversais usados para impedir a ocorrência dos estados-limite últimos citados em 5.7.9.3 devem ser dimensionados como barras comprimidas, de acordo com 5.3, para o estado-limite último de instabilidade por flexão em relação a um eixo no plano médio da alma. A seção transversal a ser considerada é formada pelos enrijecedores mais uma faixa de alma de largura igual a $12t_w$, se os enrijecedores forem de extremidade, e igual a $25t_w$, se estiverem em uma seção interna. O comprimento de cálculo deve ser tomado igual a $0,75h$.

5.7.9.5 Os enrijecedores transversais ou diagonais devem também atender aos seguintes requisitos:

- a) a largura de cada enrijecedor somada à metade da espessura da alma da barra não pode ser menor que um terço da largura da mesa ou da chapa de ligação que recebe a força localizada;
- b) a espessura de um enrijecedor não pode ser menor que a metade da espessura da mesa da barra ou da chapa de ligação que recebe a força localizada, nem menor que 1/15 da largura do enrijecedor.

5.7.9.6 Quando os enrijecedores transversais forem utilizados também com o objetivo de aumentar o valor da força cortante resistente de cálculo da viga, devem ser atendidos adicionalmente 5.4.3.1.3-a) a 5.4.3.1.3-c), exceto 5.4.3.1.3-a), se os enrijecedores forem comprimidos.

6 Condições específicas para o dimensionamento de ligações metálicas

6.1 Generalidades

6.1.1 Bases de dimensionamento

6.1.1.1 A Seção 6 trata de ligações puramente metálicas (sem a participação de elementos de concreto armado) submetidas a ações estáticas. Para ligações sujeitas à fadiga, ver 9.2.

6.1.1.2 As ligações metálicas consistem em elementos de ligação, como enrijecedores, chapas de ligação, cantoneiras e consolos, e meios de ligação, como soldas, parafusos, barras redondas rosqueadas e pinos. Esses componentes devem ser dimensionados de forma que sua resistência de cálculo a um determinado estado-limite último seja igual ou superior à solicitação de cálculo, determinada: (1) pela análise da estrutura sujeita às combinações de cálculo das ações, conforme 4.7; (2) como uma porcentagem especificada da resistência da barra ligada. Em algumas situações específicas, o dimensionamento pode também ter como base um estado-limite de serviço.

6.1.1.3 As ligações devem ser dimensionadas com base em uma distribuição realística de esforços solicitantes, admitindo-se as seguintes hipóteses para sua determinação:

- a) os esforços internos assumidos na análise devem estar em equilíbrio com os esforços aplicados à ligação;
- b) cada componente da ligação deve ser capaz de resistir aos esforços internos;
- c) as deformações implícitas na distribuição dos esforços internos não podem exceder a capacidade de deformação dos elementos e meios de ligação;
- d) a distribuição dos esforços internos adotada deve ser compatível com a rigidez de cada componente da ligação;
- e) as deformações assumidas em modelos de análise plástica devem ser baseadas em deslocamentos e deformações cinematicamente possíveis.

6.1.2 Rigidez das ligações entre viga e pilar

6.1.2.1 Na análise estrutural elástica, uma ligação viga-pilar pode ser considerada rotulada se $S_i < 0,5 E I_v / L_v$ e pode ser considerada rígida se $S_i < 25 E I_v / L_v$ (ver 6.1.2.2), em que S_i é a rigidez da ligação, correspondente a 2/3 do momento resistente de cálculo da ligação, simplificadamente

denominada rigidez inicial, e I_V e L_V são o momento de inércia da seção transversal no plano da estrutura e o comprimento da viga conectada à ligação, respectivamente. Para valores intermediários de S_i , a ligação é considerada semirrígida. A rigidez S_i pode ser determinada, na ausência de Norma Brasileira aplicável, de acordo com a EN 1993-1-8, com base em resultados experimentais ou em análises numéricas. Em qualquer caso, para a análise elástica, a ligação pode ser considerada semirrígida, com a rigidez S_i constante durante todo o carregamento.

6.1.2.2 O limite $S_i \geq 25 EI_V / L_V$ pode ser usado somente para estruturas nas quais, em cada andar, é satisfeita a relação $K_V / K_p < 0,1$, em que K_V é o valor médio de I_V / L_V para todas as vigas no topo do andar e K_p é o valor médio de I_p / L_p para todos os pilares do andar (I_V é o momento de inércia de uma viga no plano da estrutura, I_p é o momento de inércia de um pilar no plano da estrutura, L_V é o vão de uma viga considerado de centro a centro de pilares e L_p é a altura do andar para um pilar). Se $S_i \geq 25 EI_V / L_V$, mas $K_V / K_p < 0,1$, a ligação deve ser considerada semirrígida.

6.1.2.3 De forma simplificada, as ligações usuais, tradicionalmente consideradas rotuladas ou rígidas, podem ser simuladas com esses tipos de vinculação na análise estrutural, a critério do responsável técnico pelo projeto.

6.1.3 Barras com ligações flexíveis nos apoios

As ligações flexíveis de vigas e de treliças podem considerar apenas as reações de cálculo compatíveis com a hipótese de flexibilidade. Essas ligações flexíveis devem permitir a rotação de vigas simplesmente apoiadas nas extremidades, sem ocorrência de colapso. As ligações com rigidez inicial igual ou inferior aos limites inferiores das equações apresentadas em 6.1.2 podem ser consideradas ligações flexíveis, desprezando-se os efeitos de sua rigidez na resposta global da estrutura.

6.1.4 Barras com ligações rígidas ou semirrígidas nos apoios

Na determinação da resistência de cálculo das ligações rígidas ou semirrígidas, devem ser considerados os efeitos combinados de todos os esforços solicitantes de cálculo, provenientes da rigidez total ou parcial das ligações, podendo ser consideradas rígidas as ligações cuja rigidez S_i seja igual ou superior aos limites superiores das expressões apresentadas em 6.1.2, onde aplicáveis.

6.1.5 Resistência mínima de ligações

6.1.5.1 Para assegurar a integridade estrutural, devem ser atendidos os requisitos de 4.13. Além disso, para outras situações, aplica-se o descrito em 6.1.5.2 e 6.1.5.3.

6.1.5.2 Ligações sujeitas a uma força solicitante de cálculo, em qualquer direção, inferior a 45 kN, excetuando-se diagonais e montantes de travejamento de barras compostas, tirantes constituídos de barras redondas, travessas de fechamento lateral e terças de cobertura de edifícios, devem ser dimensionadas para uma força solicitante de cálculo igual a 45 kN, com direção e sentido da força atuante.

6.1.5.3 Recomenda-se, a critério do responsável técnico pelo projeto, que as ligações de barras tracionadas ou comprimidas sejam dimensionadas para no mínimo 50 % da força axial resistente de cálculo da barra, referente ao tipo de solicitação que comanda o dimensionamento da respectiva barra (tração ou compressão), exceto se o dimensionamento for comandado pelo critério de esbeltez máxima, conforme 5.2.8 ou 5.3.7. Neste caso, recomenda-se que as ligações sejam dimensionadas para no mínimo 100 % da força axial de compressão resistente de cálculo da barra, conforme 5.3.2, mesmo que ela esteja submetida apenas a forças de tração, respeitando-se o disposto em 4.13 e 6.1.5.2.

6.1.6 Barras comprimidas transmitindo esforços por contato

6.1.6.1 Em pilares cujas extremidades são usinadas, por exemplo, por corte com serra, para transmitir forças de compressão por contato, as ligações das extremidades com as placas de apoio, ou entre segmentos de pilares, devem ser feitas com parafusos ou soldas capazes de manter em suas posições, com segurança, todas as partes ligadas, e assegurar a estabilidade estrutural durante as fases de transporte e montagem.

6.1.6.2 Barras comprimidas que não sejam pilares, com extremidades usinadas por exemplo, por corte com serra, transmitindo esforços por contato, devem ter meios e elementos de ligação posicionados de modo a manter alinhadas todas as partes da ligação e dimensionados para resistir à condição menos severa entre as seguintes:

- a) uma força axial de tração de 50% da força axial de compressão resistente de cálculo da barra conectada;
- b) o momento fletor e a força cortante resultantes de uma força transversal igual a 2% da força axial de compressão resistente de cálculo da barra conectada. Essa força transversal deve ser aplicada na posição da emenda e deve ser entendida como um valor mínimo, isto é, não é necessário que seja somada a outras forças presentes na emenda.

6.1.6.3 Em ambos os casos anteriores, as ligações citadas devem ser dimensionadas para resistir também a 100 % das solicitações de cálculo que não sejam transmitidas por contato, incluindo casos de inversão de esforços.

6.1.7 Impedimento de rotação nos apoios

Nos pontos de apoio, vigas e treliças devem ter rotação impedida em relação a seu eixo longitudinal (ver 5.7.8).

6.1.8 Disposição de soldas e parafusos

6.1.8.1 Grupos de parafusos ou soldas, situados nas extremidades de qualquer barra axialmente solicitada, devem ter seus centros geométricos sobre o eixo que passa pelo centro geométrico da seção da barra, a não ser que seja levado em conta o efeito de excentricidade.

6.1.8.2 Nos casos de cantoneiras simples ou duplas e barras semelhantes solicitadas axialmente, não é exigido que o centro geométrico de grupos de parafusos ou soldas de filete fique sobre o eixo baricêntrico da barra, nas suas extremidades, para os casos de barras não sujeitas à fadiga; a excentricidade entre os eixos da barra e das ligações pode ser desprezada em barras solicitadas estaticamente, mas deve ser considerada em barras sujeitas à fadiga.

6.1.9 Combinação de parafusos e soldas

6.1.9.1 Parafusos não podem ser considerados trabalhando em conjunto com soldas, exceto em ligações a cortante por atrito, conforme 6.3.4, nas quais parafusos instalados em furos-padrão ou furos pouco alongados (ver 6.3.6) com a maior dimensão transversal à direção da força, podem ser considerados trabalhando em conjunto com filetes longitudinais de solda. No projeto dessas ligações, a força resistente de cálculo do grupo de parafusos deve ser igual ou superior a 33% da força solicitante de cálculo da ligação e a força resistente de cálculo das soldas longitudinais deve ser igual ou superior a 70% da força solicitante de cálculo da ligação.

6.1.9.2 Ao se fazerem intervenções em que soldas sejam usadas em estruturas construídas, os rebites e os parafusos de alta resistência (devidamente apertados para atender às exigências

das ligações por atrito) já existentes podem ser considerados para resistir às solicitações de cálculo já atuantes. As solicitações devidas aos novos carregamentos devem ser resistidas pelas soldas de reforço que forem acrescentadas à ligação.

6.1.10 Fratura lamelar

Devem ser evitadas, sempre que possível, juntas soldadas em que a transmissão de tensões de tração, resultantes da retração da solda executada sob condições de restrição de deformação, se faça através de elemento plano em direção não paralela à sua face (por exemplo, em juntas em L ou em T). Se não puder ser evitado esse tipo de ligação, devem ser tomadas precauções para evitar a ocorrência de fratura lamelar.

6.1.11 Limitações de uso para ligações soldadas e parafusadas

6.1.11.1 Devem ser usados soldas ou parafusos de alta resistência com protensão inicial em ligações por contato ou por atrito nos seguintes casos:

- a) ligações de peças sujeitas a ações que produzam impactos ou tensões reversas;
- b) ligações sujeitas a ações que possam causar o afrouxamento dos parafusos;
- c) ligações sujeitas à fadiga sem tensões reversas.

6.1.11.2 Devem ser usados soldas ou parafusos de alta resistência por atrito nos seguintes casos:

- a) ligações sujeitas à fadiga com tensões reversas;
- b) ligações em que o deslizamento é considerado um estado-limite último – ver 6.3.4.2;
- c) nas extremidades de barras compostas, conforme 5.3.6.2;
- d) ligações em que o deslizamento possa ser prejudicial ao comportamento da estrutura.

6.1.12 Emendas de perfis pesados

Emendas de perfis soldados com mesas ou alma de espessura superior a 50 mm e de perfis laminados com mesas de espessura superior a 50 mm, quando executadas por meio de solda de penetração total e sujeitas a tensões de tração, devem atender aos seguintes requisitos:

- a) tenacidade mínima do metal das chapas de acordo com 12.2.1.5.2, para perfis laminados, e 12.2.1.5.3, para perfis soldados; geometria das aberturas de acesso conforme 6.1.13; tenacidade mínima do metal da solda conforme 6.2.4.2-b); preparação da superfície de corte por meios térmicos conforme 12.2.1.2. Esses requisitos não se aplicam quando as chapas das mesas e da alma forem emendadas antes de formar o perfil, devendo ser atendidos os requisitos da AWS D1.1;
- b) as barras dimensionadas predominantemente à compressão, mas que estão sujeitas também a esforços de tração, podem ter suas emendas executadas por meio de detalhes que não induzam grandes deformações de retração, como, por exemplo, a utilização de soldas de penetração parcial nas chapas das mesas e soldas de filete na chapa da alma, de talas parafusadas nas mesas e alma ou uma combinação de ambos.



6.1.13 Aberturas de acesso para soldagem

Todas as aberturas de acesso necessárias para facilitar a operação de soldagem devem ser executadas atendendo aos seguintes requisitos:

- a) se chapas de espera forem utilizadas, as aberturas devem ser detalhadas de modo a permitir sua colocação;
- b) ter comprimento superior a 1,5 vez a espessura da alma do perfil, mas não inferior a 40 mm;
- c) ter altura superior à espessura da alma, mas não inferior a 20 mm;
- d) para perfis laminados e perfis soldados, montados antes do corte da abertura, a extremidade da alma deve ser inclinada ou curva a partir da face interna da mesa do perfil até face reentrante da abertura de acesso;
- e) o raio da abertura de acesso deve ser no mínimo 10 mm;
- f) a extremidade da abertura de acesso pode ser perpendicular à face interna da mesa do perfil, se a solda de composição do perfil soldado for interrompida a uma distância no mínimo igual ao valor da perna da solda, em relação à extremidade da abertura.

Para outros requisitos e algumas alternativas de geometria da abertura de acesso, ver 12.2.1.2 e Figura 25.

6.1.14 Considerações sobre ligações com perfis de seção tubular

Para ligações envolvendo perfis de seção tubular devem ser utilizados os critérios da ABNT NBR 16239.

6.2 Soldas

6.2.1 Generalidades

6.2.1.1 Às estruturas dimensionadas de acordo com esta Norma devem ser conforme a AWS D1.1, exceto as especificações dadas em 6.1.13, 6.1.14, 6.2.2.2, 6.2.6.2 e na Tabela 9 e anexo H que devem ser aplicadas em vez da AWS D1.1 que tratam dos mesmos assuntos.

6.2.1.2 As soldas devem ser indicadas nos desenhos de projeto. Detalhes como comprimento e retornos devem ser indicados nos desenhos de fabricação e montagem, se aplicável.

6.2.2 Áreas efetivas

6.2.2.1 Soldas de penetração total e parcial

As seguintes disposições são aplicáveis:

- a) a área efetiva das soldas de penetração total e parcial deve ser calculada como o produto do comprimento efetivo da solda pela espessura da garganta efetiva;
- b) o comprimento efetivo de uma solda de penetração total e parcial é igual ao seu comprimento real, o qual deve ser igual à largura da parte ligada;
- c) a espessura da garganta efetiva de uma solda de penetração total deve ser tomada igual à menor das espessuras das partes soldadas;



- d) a espessura da garganta efetiva de uma solda de penetração parcial está indicada na Tabela 6;
- e) os valores da espessura da garganta efetiva de uma solda em juntas com uma superfície curva constituída por uma seção circular, uma seção dobrada a 90° ou uma seção tubular retangular, quando a solda é nivelada com essa superfície curva, devem ser obtidos da Tabela 7, a menos que outros valores sejam determinados por meio de ensaios.

Tabela 6 – Espessura da garganta efetiva de soldas de penetração parcial

Processo de soldagem	Posição de soldagem ^e	Tipo de chanfro ^f	Espessura da garganta efetiva
Arco elétrico com eletrodo revestido (SMAW) ^a	Todas	J U V com ângulo de 60º	Profundidade do chanfro
Arco elétrico com proteção gasosa (GMAW) ^b Arco elétrico com fluxo no núcleo (FCAW) ^c	Todas		
Arco submerso (SAW) ^d	P		
Arco elétrico com proteção gasosa (GMAW) ^b Arco elétrico com fluxo no núcleo (FCAW) ^c	P, H	Bisel com ângulo de 45º	
Arco elétrico com eletrodo revestido (SMAW) ^a	Todas	Bisel com ângulo de 45º	
Arco elétrico com proteção gasosa (GMAW) ^b Arco elétrico com fluxo no núcleo (FCAW) ^c	V, S	Bisel com ângulo de 45º	
<div><div>^a SMAW - Shielded Metal Arc Welding.</div><div>^b GMAW - Gas Metal Arc Welding.</div><div>^c FCAW - Flux Cored Arc Welding.</div><div>^d SAW - Submerged Arc Welding.</div><div>^e P – Plana; H – Horizontal; V – Vertical; S – Sobrecabeça.</div><div>^f Ângulo do chanfro é o ângulo entre as faces de fusão.</div></div>			

Tabela 7 – Espessura da garganta efetiva da solda em juntas de superfície curva

Processo de soldagem	Espessura da garganta efetiva	
	Solda em bisel ^{a, b}	Solda em V ^a
Arco elétrico com proteção gasosa (GMAW) e arco elétrico com fluxo no núcleo, no qual uma proteção adicional é fornecida por um gás ou mistura de gases externos (FCAW-G)	5R/8	3R/4
Arco elétrico com eletrodo revestido (SMAW) e arco elétrico com fluxo no núcleo, no qual a proteção é fornecida exclusivamente pelo gás advindo do interior do eletrodo tubular (FCAW-S)	5R/16	5R/8
Arco submerso (SAW)	5R/16	R/2
^a R é o raio da superfície da junta (pode ser assumido como igual a 2t para seção tubular retangular). ^b Para solda em bisel com R menor do que 10 mm, deve ser usado adicionalmente um filete de reforço além da superfície nivelada da solda. Para efeito de cálculo, deve ser considerada apenas a garganta desse filete.		

6.2.2.2 Soldas de filete

As seguintes disposições são aplicáveis:

- a área efetiva de uma solda de filete deve ser calculada como o produto do comprimento efetivo da solda pela espessura da garganta efetiva;
- a garganta efetiva de uma solda de filete é igual à menor distância medida da raiz à face plana teórica da solda, exceto para soldas de filete com pernas ortogonais executadas pelo processo de arco submerso, quando a garganta efetiva pode ser acrescida de 3 mm, para soldas de filete com perna maior que 10 mm, e pode ser considerada igual à perna, para soldas de filete com perna igual ou inferior a 10 mm. Perna do filete é o menor dos dois lados, situados nas faces de fusão, do maior triângulo que pode ser inscrito na seção da solda. Raiz da solda é a interseção das faces de fusão;
- o comprimento efetivo de uma solda de filete, exceto para as situações apresentadas em 6.2.2.2-d) e 6.2.2.2-e), deve ser igual ao comprimento total da solda de dimensão uniforme, incluindo os retornos nas extremidades;
- para soldas de filete longitudinais em ligações em que não se pode considerar distribuição uniforme de tensão, o comprimento efetivo deve ser considerado igual ao comprimento total da solda multiplicado pelo fator de redução, calculado conforme a seguir:

$$\beta = 1,2 - 0,002 \left(\frac{\ell_w}{d_w} \right)$$

onde

ℓ_w é o comprimento total da solda;

d_w é o tamanho da perna do filete de solda.

Exemplos desse tipo de ligação são as de superposição com soldas longitudinais nas extremidades de elementos axialmente solicitados e soldas longitudinais de ligação de enrijecedores de apoio ou sob forças localizadas.



Quando o comprimento da solda for maior que 300 vezes o tamanho de sua perna, o comprimento deve ser tomado igual a 180 vezes o tamanho da perna.

- e) o comprimento efetivo de uma solda de filete em furos ou rasgos deve ser medido ao longo da linha que passa pelos pontos médios das gargantas efetivas uniformes. Se a área de uma solda de filete executada em furo ou rasgo, calculada a partir desse comprimento, for maior que a área dada em 6.2.2.3, então esta última deve ser usada como área efetiva da solda.

6.2.2.3 Soldas de tampão em furos ou rasgos

A área efetiva de cisalhamento de uma solda de tampão, em furo ou rasgo, deve ser igual à área nominal da seção transversal do furo ou rasgo no plano das superfícies em contato.

6.2.3 Combinação de tipos diferentes de solda

Se em uma mesma ligação forem usados dois ou mais tipos de solda (penetração, filete, tampão em furos ou rasgos), a resistência de cálculo de cada um desses tipos deve ser determinada separadamente e referida ao eixo do grupo, a fim de se determinar a resistência de cálculo da combinação. Todavia, esse método de compor resistências individuais de soldas não é aplicável a soldas de filete superpostas a soldas de penetração parcial, situação na qual se deve pesquisar a seção crítica da solda e do metal-base.

6.2.4 Requisitos relativos ao metal da solda e aos procedimentos de soldagem

6.2.4.1 Na Tabela 8 são apresentados alguns metais-base e eletrodos de solda que podem ser usados em procedimentos de soldagem pré-qualificados. Mais informações podem ser obtidas na AWS D1.1.

6.2.4.2 O metal da solda deve ser especificado com tenacidade mínima de Charpy V-notch de 27 J à temperatura máxima de 4 °C nos seguintes casos:

- a) em soldas de penetração total com juntas de canto e em T, com chapa de espera não retirada;
- b) em emendas de perfis laminados com espessura superior a 50 mm e perfis soldados com mesas ou alma de espessura superior a 50 mm, sujeitas a tensões de tração.

6.2.4.3 Para especificações relativas a procedimentos pré-qualificados de soldagem, incluindo temperaturas de preaquecimento e interpases, ver AWS D1.1:2020 – Tabela 5.8.

6.2.4.4 Para qualificação de outros procedimentos de soldagem, ver a AWS D1.1.



ABNT/CB-002
PROJETO DE REVISÃO ABNT NBR 8800
NOV 2023

Tabela 8 – Compatibilidade do metal-base com o metal da solda ^{a, b}

	Metal-base		Metal da solda compatível			
	ABNT NBR	ASTM	Arco elétrico com eletrodo revestido (SMAW)	Arco submerso (SAW)	Arco elétrico com proteção gasosa (GMAW)	Arco elétrico com fluxo no núcleo (FCAW)
Grupo I	ABNT NBR 6648 (CG-26 - $t \leq 20$ mm) ABNT NBR 6649 (CF-26) ABNT NBR 6650 (CF-26) ABNT NBR 7007 (MR 250 - $t \leq 19$ mm)	A36 ($t \leq 19$ mm) A500 Grau A A500 Grau B	AWS A5.1 - E60XX, E70XX AWS A5.5 ^e E70XX-X	AWS A5.17 - F6XX-EXXX, F6XX-ECXXX, F7XX-EXXX, F7XX-ECXXX AWS A5.23 ^e F7XX-EXXX-XX, F7XX-ECXXX-XX	AWS A5.18 - ER70S-X, E70C-XC, E70C-XM (exceto -GS) AWS A5.28 ^e - ER70S-XXX, E70C-XXX	AWS A5.20 - E6XT-X, E6XT-XM, E7XT-X, E7XT-XM (exceto -2, -2M, -3, -10, -13, -14 e -GS e exceto -11 com espessura superior a 12 mm) AWS A5.29 ^e - E6XTX-X, E6XT-XM, E7XTX-X, E7XTX-XM
Grupo II	ABNT NBR 5000 (G-30) ABNT NBR 5000 (G-35) ABNT NBR 5004 (F-32/Q-32) ABNT NBR 5004 (F-35/Q-35) ABNT NBR 5004 (Q-40) ABNT NBR 5008 (CGR 400) ^d ABNT NBR 5008 (CGR 500) ^d ABNT NBR 5008 (CGR 500A) ^d ABNT NBR 5920 (CFR 500) ^d ABNT NBR 5921 (CFR 400) ^d ABNT NBR 5921 (CFR 500) ^d ABNT NBR 6648 (CG-26 - $t > 19$ mm) ABNT NBR 6648 (CG-28) ABNT NBR 6649 (CF-28) ABNT NBR 6650 (CF-28) ABNT NBR 6650 (CF-30) ABNT NBR 7007 (MR 250 - $t > 19$ mm) ABNT NBR 7007 (AR-350) ABNT NBR 7007 (AR-350 COR) ABNT NBR 8261 (Graus B e C)	A36 ($t > 19$ mm) A572 Grau 42 A572 Grau 50 A572 Grau 55 A992 A588 ^d	AWS A5.1 - E7015, E7016, E7018, E7028 AWS A5.5 ^e E7015-X, E7016-X, E7018-X	AWS A5.17 - F7XX-EXXX, F7XX-ECXXX AWS A5.23 ^e F7XX-EXXX-XX, F7XX-ECXXX-XX	AWS A5.18 - ER70S-X, E70C-XC, E70C-XM (exceto -GS) AWS A5.28 ^e ER70S-XXX, E70C-XXX	AWS A5.20 - E7XT-X, E7XT-XM (exceto -2, -2M, -3, -10, -13, -14 e -GS e exceto -11 com espessura superior a 12 mm) AWS A5.29 ^e - E7XTX-X, E7XTX-XM
Grupo III	ABNT NBR 5000 (G-42) ABNT NBR 5000 (G-45) ABNT NBR 5004 (Q-42) ABNT NBR 5004 (Q-45) ABNT NBR 7007 (AR-415)	A572 Grau 60 A572 Grau 65 A913 ^c	AWS A5.5 ^e - E8015-X, E8016-X, E8018-X	AWS A5.23 ^e - F8XX-EXXX-XX, F8XX-ECXXX-XX	AWS A5.28 ^e - ER80S-XXX, E80C-XXX	AWS A5.29 ^e - E8XTX-X, E8XTX-XM
^a Em juntas constituídas de metais-base de grupos diferentes, podem ser usados metais da solda compatíveis com o metal-base de maior resistência ou de menor resistência, devendo-se usar eletrodos de baixo hidrogênio para a segunda opção. O preaquecimento deve ser baseado no grupo de maior resistência.						
^b Quando for feito alívio de tensões nas soldas, o metal da solda não pode conter mais de 0,05% de vanádio.						
^c As limitações da AWS D1.1 relativas à entrada de calor não se aplicam ao ASTM A913, graus 60 e 65.						
^d Podem ser necessários processos e materiais de soldagem especiais (por exemplo: eletrodos de baixa liga E80XX-X) para atender às características de resistência à corrosão atmosférica e de resistência ao choque do metal-base - ver AWS D1.1.						
^e Metais de solda dos grupos B3, B3L, B4, B4L, B5, B5L, B6, B6L, B7, B7L, B8, B8L, B9, ou qualquer grau BXH, na AWS A5.5, A5.23, A5.28 e A5.29, não são pré-qualificados.						

Tabela 9 – Força resistente de cálculo de soldas

Tipo de solda	Tipo de solicitação e orientação	Força resistente de cálculo $F_{w,Rd}^{a, b, d}$	Nível de resistência requerida do metal de solda (relação de compatibilidade)
Penetração total ^g	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda	Não precisa ser considerado	Compatibilidade parcial
	Tração normal à seção efetiva da solda	Metal-base: $A_{MB} f_y / \gamma_{a1}^{e, f, i}$	Compatibilidade total
	Compressão normal à seção efetiva da solda	Metal-base: $A_{MB} f_y / \gamma_{a1}^{e, f, i}$	É permitido o uso de metal de solda com resistência nominal inferior ao metal base em até 10 ksi (70MPa)
	Cisalhamento (soma vetorial) na seção efetiva	Metal-base: $0,6 A_{MB} f_y / \gamma_{a1}^i$	Compatibilidade parcial
Penetração parcial ^g	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda ^c	Não precisa ser considerado	Compatibilidade parcial
	Tração ou compressão normal à seção efetiva da solda	O menor dos dois valores: a) Metal-base: $A_{MB} f_y / \gamma_{a1}^i$ b) Metal da solda: $0,6 A_{MB} f_y / \gamma_{w1}^j$	Compatibilidade parcial
	Cisalhamento paralelo ao eixo da solda, na seção efetiva	Metal-base deve atender a 6.5 Metal da solda: $0,6 A_w f_w / \gamma_{w2}^k$	Compatibilidade parcial
Filete	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda ^c	Não precisa ser considerado	Compatibilidade parcial
	Cisalhamento na seção efetiva (a solicitação de cálculo é igual à resultante vetorial de todas as forças de cálculo na junta que produzam tensões normais ou de cisalhamento na superfície de contato das partes ligadas)	Metal-base deve atender a 6.5 Metal da solda: $0,6 A_w f_w / \gamma_{w2}^{h, k}$	Compatibilidade parcial
Tampão em furos ou rasgos	Cisalhamento paralelo às superfícies em contato, na seção efetiva	Metal-base deve atender a 6.5 Metal da solda: $0,6 A_w f_w / \gamma_{w2}^k$	Compatibilidade parcial

- ^a Para definição de áreas efetivas de soldas, ver 6.2.2.
- ^b O metal da solda a ser usado para cada metal-base é obtido na Tabela 8, respeitando-se a relação de compatibilidade desta tabela.
- ^c Soldas de filete e soldas de penetração parcial, ligando os elementos componentes de perfis soldados (mesas e almas), podem ser calculadas sem considerar as tensões de tração ou de compressão nesses elementos, paralelas ao eixo da solda; devem ser consideradas, entretanto, as tensões de cisalhamento causadas pelas forças cortantes e os efeitos locais.
- ^d Em soldas sujeitas a tensões não uniformes, as forças solicitante e resistente de cálculo são determinadas com base em comprimentos efetivos unitários.
- ^e Nesse caso, quando houver duas classes de resistência de metal da solda na Tabela 8, só pode ser usada a classe de maior resistência.
- ^f Para juntas de canto e em T, com chapa de espera não retirada do local da solda, o metal da solda deve ter uma tenacidade mínima de 27 J a 4°C, no ensaio de Charpy com entalhe em V. Pode-se dispensar essa exigência de tenacidade, desde que a junta seja dimensionada usando-se o coeficiente de ponderação da resistência e a resistência nominal de uma solda de penetração parcial. A mesma exigência de tenacidade é aplicável a emendas soldadas de perfis pesados, conforme item 6.1.12, sem possibilidades de supressão desta exigência.
- ^g Em emendas soldadas de perfil soldado de espessura de mesa ou alma superior a 50 mm e de perfis laminados com mesas de espessura superior a 50 mm, deve ser aplicado um preaquecimento igual ou superior a 175 °C.
- ^h Ver também 6.2.5.2.
- ⁱ O valor de γ_{w1} é dado em 4.9.2.
- ^j O valor de γ_{w1} é igual a 1,25 para combinações normais, especiais ou de construção e igual a 1,05 para combinações excepcionais.
- ^k O valor de γ_{w2} é igual a 1,35 para combinações normais, especiais ou de construção e igual a 1,15 para combinações excepcionais.

6.2.5 Força resistente de cálculo

6.2.5.1 A força resistente de cálculo, $F_{w,Rd}$, dos diversos tipos de solda está indicada na Tabela 9, na qual A_w é a área efetiva da solda, A_{MB} é a área do metal-base (produto do comprimento da solda pela espessura do metal-base menos espesso), f_y é a menor resistência ao escoamento entre os metais-base da junta e f_w a resistência mínima à tração do metal da solda, obtida da Tabela A.4.

6.2.5.2 Em vez da força resistente de cálculo dos filetes de solda dada na Tabela 9, o seguinte procedimento pode ser usado:

- a) para um grupo de filetes de solda, dispostos em linha ou paralelos e sujeito a ações no seu plano, com a resultante das ações passando pelo centro geométrico do grupo de filetes, a força resistente de cálculo é conforme a seguir:

$$F_{w,Rd} = \frac{0,6f_w}{\gamma_{w2}} A_w \left[1 + 0,5(\sin \theta)^{1,5} \right]$$

onde

A_w e f_w são definidos em 6.2.5.1;

θ é o ângulo entre a resultante das ações e o eixo longitudinal do grupo de filetes de solda, em graus;

γ_{w2} dado conforme a Tabela 9, Nota de rodapé k.

- b) para um grupo de filetes de solda situados em um mesmo plano e sujeitos a ações nesse plano, com a resultante das ações não passando pelo centro geométrico do grupo de filetes, analisados pelo método do centro instantâneo de rotação, os componentes da força resistente de cálculo são $F_{wx,Rd}$ e $F_{wy,Rd}$, com:

$$F_{wx,Rd} = \sum F_{wix,Rd}$$

$$F_{wy,Rd} = \sum F_{wiy,Rd}$$

$$F_{wi,Rd} = \frac{0,6f_w}{\gamma_{w2}} \sum_i A_{wi} \left[1 + 0,5(\sin \theta_i)^{1,5} \right] f(p_i)$$

$$f(p_i) = [p_i (1,9 - 0,9 p_i)]^{0,3}$$

onde

$F_{wi,Rd}$ é a força resistente de cálculo do filete de número i;

$F_{wix,Rd}$ é a força resistente de cálculo na direção x;

$F_{wiy,Rd}$ é a força resistente de cálculo na direção y;

$p_i = \Delta_i / \Delta_{mi}$, ou seja, é a relação entre a deformação do elemento i do filete sob nível intermediário de tensão e sua deformação sob tensão máxima;

$\Delta_i = \Delta_{ucr} r_i / r_{cr}$, ou seja, é a deformação do elemento i do filete sob nível intermediário de tensão, linearmente proporcional à deformação crítica baseada na distância ao centro instantâneo de rotação, r_i ;

$\Delta_{mi} = 0,209 (\theta_i + 2)^{-0,32} d_{wi}$, ou seja, é a deformação do elemento i do filete sob tensão máxima;

Δ_{ucr} é a deformação do elemento da solda com a relação mínima Δ_{ui} / r_i na tensão de ruptura, usualmente o elemento mais afastado do centro instantâneo de rotação;

$\Delta_{ui} = 1,087 (\theta_i + 6)^{-0,65} d_{wi} \leq 0,17 d_{wi}$

r_{cr} é a distância do elemento do filete com relação Δ_{ui}/r_i mínima ao centro instantâneo de rotação;

d_{wi} é o tamanho da perna do elemento i do filete.

- c) para um grupo de filetes carregado concetricamente, formado por elementos situados longitudinalmente e transversalmente à direção da força aplicada, a força resistente de cálculo combinada, $F_{w,Rd}$, é o maior valor entre:

$$F_{w1,Rd} = F_{wl,Rd} + F_{wt,Rd}$$

e

$$F_{w2,Rd} = 0,85 F_{wl,Rd} + 1,5 F_{wt,Rd}$$

onde

$F_{wl,Rd}$ é a força resistente de cálculo total dos filetes de solda situados longitudinalmente à direção da força aplicada, obtida da Tabela 9;

$F_{wt,Rd}$ é a força resistente de cálculo total dos filetes de solda situados transversalmente à direção da força aplicada, obtida da Tabela 9, porém sem considerar a Nota de rodapé f.

6.2.6 Limitações

6.2.6.1 Soldas de penetração

As espessuras mínimas de gargantas efetivas de soldas de penetração parcial estão indicadas na Tabela 10. A dimensão da solda deve ser estabelecida em função da parte menos espessa soldada, exceto que essa dimensão não necessita ultrapassar a espessura da parte menos espessa, desde que seja obtida a força resistente de cálculo necessária. Para essa exceção e para que se obtenha uma solda de boa qualidade, devem ser tomados cuidados especiais usando-se preaquecimento. Não podem ser usadas soldas de penetração parcial em emendas de peças fletidas.

Tabela 10 – Espessura mínima da garganta efetiva de uma solda de penetração parcial

Menor espessura do metal-base na junta mm	Espessura mínima da garganta efetiva ^a mm
Abaixo de 6,3 e até 6,3	3
Acima de 6,3 até 12,5	5
Acima de 12,5 até 19	6
Acima de 19 até 37,5	8
Acima de 37,5 até 57	10
Acima de 57 até 150	13
Acima de 150	16
^a Ver 6.2.2 para definição de garganta efetiva.	

6.2.6.2 Soldas de filete

6.2.6.2.1 O tamanho mínimo da perna de uma solda de filete é dado na Tabela 11, em função da parte menos espessa soldada.



Tabela 11 – Tamanho mínimo da perna de uma solda de filete

Menor espessura do metal-base na junta mm	Tamanho mínimo da perna da solda de filete, d_w^a mm
Abaixo de 6,3 e até 6,3	3
Acima de 6,3 até 12,5	5
Acima de 12,5 até 19	6
Acima de 19	8
^a Executadas somente com um passe.	

6.2.6.2.2 O tamanho máximo da perna de uma solda de filete que pode ser usado ao longo de bordas de partes soldadas é o seguinte:

- ao longo de bordas de material com espessura inferior a 6,35 mm, não mais do que a espessura do material;
- ao longo de bordas de material com espessura igual ou superior a 6,3 mm, não mais do que a espessura do material subtraída de 1,5 mm, a não ser que nos desenhos essa solda seja indicada como reforçada durante a execução, de modo a obter a espessura total desejada da garganta.

6.2.6.2.3 O comprimento efetivo de uma solda de filete (ver 6.2.2.2), dimensionada para uma solicitação de cálculo qualquer, não pode ser inferior a quatro vezes seu tamanho da perna e a 40 mm ou, então, para efeito de cálculo, a perna da solda não pode ser considerada maior que 25 % de seu comprimento.

Quando forem usadas somente soldas de filete longitudinais nas ligações extremas de chapas planas tracionadas, o comprimento de cada filete não pode ser menor que a distância transversal entre eles (ver 5.2.5-d).

6.2.6.2.4 Podem ser usadas soldas intermitentes de filete, dimensionadas para transmitir solicitações de cálculo, quando a resistência de cálculo necessária for inferior à de uma solda contínua do menor tamanho de perna permitido, e também para ligar elementos de barras compostas. O comprimento efetivo de qualquer segmento de solda intermitente de filete não pode ser menor que quatro vezes o tamanho da perna, nem menor que 40 mm. O uso de soldas intermitentes requer cuidados especiais com instabilidades locais e com corrosão.

6.2.6.2.5 O cobrimento mínimo, em ligações por superposição, deve ser igual a cinco vezes a espessura da parte ligada menos espessa e não inferior a 25 mm. Chapas ou barras, ligadas por superposição apenas com filetes transversais e sujeitas a solicitação axial, devem ter soldas de filete ao longo das extremidades de ambas as partes, exceto quando a deformação das partes sobrepostas for suficientemente contida, de modo a evitar abertura da ligação por efeito das solicitações de cálculo.

6.2.6.2.6 Terminações de soldas de filete podem se estender até a extremidade ou até as bordas das partes ligadas, ou ser interrompidas próximo desses locais, ou formar um contorno fechado, exceto como limitado a seguir:

- para juntas por superposição nas quais uma das partes se estende além de uma borda sujeita a tensões de tração longitudinais, os filetes devem ser interrompidos a uma distância, d_w , dessa borda não inferior ao tamanho da perna do filete, d_w (ver a Figura 12), que mostra também o sentido sugerido de execução da solda);

- b) para ligações de elementos estruturais com forças cíclicas normais a elementos em projeção, de frequência e magnitude que tenderiam a causar fadiga progressiva a partir de um ponto na extremidade da solda, os filetes de solda devem contornar os cantos, estendendo-se por uma distância não inferior a duas vezes a dimensão da perna da solda e não superior a quatro vezes a dimensão da perna da solda;
- c) para ligações cujo projeto requer flexibilidade de elementos em projeção, se forem usados retornos nas extremidades dos filetes, o comprimento dos retornos não pode exceder quatro vezes a dimensão da perna;
- d) soldas de filete em lados opostos de um plano comum devem ser interrompidas no canto comum a ambas as soldas.

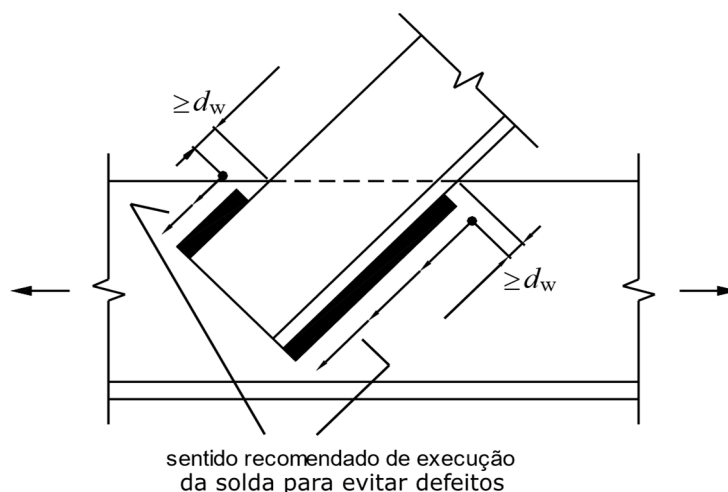


Figura 12 – Filetes de solda próximos de bordas tracionadas

6.2.6.2.7 Podem ser usadas soldas de filete em furos ou rasgos para transmitir forças paralelas às superfícies de contato em ligações por superposição ou para evitar instabilidade (ou separação) das partes sobrepostas, e para ligar componentes de barras de seção composta. Para essas soldas, devem ser atendidas as disposições de 6.2.2.2. As soldas de filete em furos ou rasgos não podem ser consideradas soldas de tampão.

6.2.6.3 Soldas de tampão em furos ou rasgos

Podem ser usadas soldas de tampão em furos ou rasgos para transmitir forças paralelas às superfícies de contato em ligações por superposição ou para evitar instabilidade (ou separação) das partes sobrepostas, e para ligar componentes de barras de seção composta. O diâmetro dos furos para soldas de tampão em furos não pode ser inferior à espessura da parte que os contém acrescida de 8 mm, nem maior que 2,25 vezes a espessura da solda. A distância de centro a centro de soldas de tampão em furos deve ser igual ou superior a quatro vezes o diâmetro do furo.

O comprimento do rasgo para soldas de tampão em rasgos não pode ser maior que dez vezes a espessura da solda. A largura dos rasgos não pode ser inferior à espessura da parte que os contém acrescida de 8 mm, nem maior que 2,25 vezes a espessura da solda. As extremidades desses rasgos devem ter a forma semicircular, ou devem ter cantos arredondados de raio não inferior à espessura da parte que os contém, exceto aquelas extremidades que se estendem até a borda do elemento soldado. O espaçamento entre as linhas de centro de rasgos, medido na direção transversal ao comprimento dos rasgos, deve ser igual ou superior a quatro vezes a largura do rasgo. A distância de centro a centro de rasgos situados na mesma linha longitudinal ao comprimento

deles, medida sobre essa linha, deve ser igual ou superior a duas vezes o comprimento dos rasgos. A espessura de soldas de tampão em furos ou rasgos situados em material de espessura igual ou inferior a 16 mm deve ser igual à espessura desse material. Quando a espessura desse material for maior que 16 mm, a espessura da solda deve ser no mínimo igual à metade da espessura do mesmo material, porém não inferior a 16 mm.

6.3 Parafusos e barras redondas rosqueadas

Os requisitos desta Norma se referem especificamente aos parafusos comuns ASTM A307 e aos parafusos de alta resistência constantes na ASTM F3125/F3125M. Os parafusos constantes na ASTM F3125/F3125M são classificados como:

- a) grau A325/A325M, com cabeça sextavada;
- b) grau F1852, com controle de tração;
- c) grau A490/A490M, com cabeça sextavada;
- d) grau F2280, com controle de tração.

Os parafusos da ASTM F3125/F3125M são produzidos com dois tipos de aço: o tipo 1, de aço-carbono ou aço microligado, e o tipo 3, de aço resistente à corrosão atmosférica. Podem ser fornecidos sem acabamento ou com diversos tipos de acabamento, metálico e não metálico (ver a ASTM F3125/F3125M:2022, Anexo A.1 para mais informações).

Permite-se também o uso de parafusos comuns ISO 898-1 Classe 4.6 e parafusos de alta resistência ISO 4016 Classe 8.8 e ISO 4016 Classe 10.9, desde que sejam atendidas todas as exigências apresentadas para os parafusos ASTM similares, com as devidas adaptações. São também previstas barras redondas rosqueadas, devendo as roscas atender aos requisitos da ASME B18.2.6 com tolerância classe 2A; as porcas das barras redondas rosqueadas devem ser do mesmo material da barra e devem ter dimensões conforme especificado na ASME B18.2.6 para porcas hexagonais.

6.3.1 Parafusos de alta resistência

Em ligações com parafusos de alta resistência, devem ser atendidos os requisitos de 6.8.

Permite-se aperto normal, exceto nas seguintes situações:

- a) casos citados em 6.1.11;
- b) parafusos ASTM F3125/F3125M grau A490/A490M sujeitos à tração ou tração e cisalhamento;
- c) parafusos ASTM F3125/F3125M grau A325/A325M sujeitos à tração ou tração e cisalhamento, quando o afrouxamento ou a fadiga devido à vibração ou flutuações de solicitação precisar ser considerado no projeto.

Considera-se que o aperto normal pode ser obtido por alguns impactos de uma chave de impacto ou pelo esforço máximo de um operário usando uma chave normal, garantindo sempre firme contato entre as partes ligadas. Os desenhos de fabricação e montagem devem indicar claramente quais parafusos devem ser montados com protensão inicial.

Quando o aperto normal não for permitido, os parafusos devem ser montados de forma a desenvolver uma força de protensão mínima, obtida conforme 6.8.4.1.

6.3.2 Áreas de cálculo

6.3.2.1 Área efetiva para pressão de contato

A área efetiva para pressão de contato do parafuso é igual ao diâmetro do parafuso multiplicado pela espessura da chapa considerada. Parafusos com cabeça escareada não são previstos nesta Norma.

6.3.2.2 Área efetiva do parafuso ou barra redonda rosqueada, para tração

A área resistente ou área efetiva de um parafuso ou de uma barra redonda rosqueada (A_{be}), para tração, é um valor compreendido entre a área bruta e a área da raiz da rosca. Nesta Norma, essa área é considerada igual a $0,75A_b$, sendo A_b a área bruta, baseada no diâmetro do parafuso ou da barra redonda rosqueada. Logo, calcula-se conforme a seguir:

$$A_{be} = 0,75A_b$$

onde

$$A_b = 0,25 \pi d_b^2;$$

d_b é o diâmetro do parafuso ou da barra rosqueada (chumbadores, ver 6.7).

6.3.3 Força resistente de cálculo

6.3.3.1 Tração

A força de tração resistente de cálculo de um parafuso tracionado ou de uma barra redonda rosqueada tracionada é calculada conforme a seguir (ver 6.3.5):

$$F_{t,Rd} = \frac{A_{be} f_{ub}}{\gamma_{a2}}$$

onde

f_{ub} é a resistência à ruptura do material do parafuso ou barra redonda rosqueada à tração, especificada no Anexo A;

A_{be} é a área efetiva, definida em 6.3.2.2.

No caso de barras redondas rosqueadas, exceto chumbadores (ver 6.7), a força resistente de cálculo não pode ser superior a $A_b f_y / \gamma_{a1}$.

6.3.3.2 Cisalhamento

A força de cisalhamento resistente de cálculo de um parafuso ou barra redonda rosqueada é, por plano de corte, igual a (deve ser atendido também 6.3.3.3):

- a) para parafusos de alta resistência e barras redondas rosqueadas, quando o plano de corte passa pela rosca e para parafusos comuns em qualquer situação:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,45 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}}$$

- b) para parafusos de alta resistência e barras redondas rosqueadas, quando o plano de corte não passa pela rosca:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,56 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}}$$



onde

A_b é a área bruta, baseada no diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada, d_b , dada em 6.3.2.2.

6.3.3.3 Pressão de contato em furos

A força resistente de cálculo à pressão de contato na parede de um furo, já considerando o rasgamento entre dois furos consecutivos ou entre um furo extremo e a borda, é dada por (deve ser atendido também 6.3.3.2):

a) no caso de furos-padrão, furos alargados, furos pouco alongados em qualquer direção e furos muito alongados na direção da força:

— quando a deformação no furo para forças de serviço for uma limitação de projeto:

$$F_{c,Rd} = \frac{1,2 \ell_f t f_u}{\gamma_{a2}} \leq 2,4 d_b t f_u / \gamma_{a2}$$

— quando a deformação no furo para forças de serviço não for uma limitação de projeto:

$$F_{c,Rd} = \frac{1,5 \ell_f t f_u}{\gamma_{a2}} \leq 3,0 d_b t f_u / \gamma_{a2}$$

b) no caso de furos muitos alongados na direção perpendicular à da força:

$$F_{c,Rd} = \frac{1,0 \ell_f t f_u}{\gamma_{a2}} \leq 2,0 d_b t f_u / \gamma_{a2}$$

onde

ℓ_f é a distância, na direção da força, entre a borda do furo e a borda do furo adjacente ou a borda livre;

d_b é o diâmetro do parafuso;

t é a espessura da parte ligada;

f_u é a resistência à ruptura do aço da parede do furo.

O uso de furos alargados e furos pouco ou muito alongados na direção da força é restrito a ligações por atrito (ver 6.3.4.2 e a Tabela 13).

A força resistente total é igual à soma das forças resistentes à pressão de contato calculadas para todos os furos.

6.3.3.4 Tração e cisalhamento combinados

Quando ocorrer a ação simultânea de tração e cisalhamento, deve ser atendida a seguinte equação de interação:

$$\left(\frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1,0$$

onde

- $F_{t,Sd}$ é a força de tração solicitante de cálculo por parafuso ou barra redonda rosqueada;
- $F_{v,Sd}$ é a força de cisalhamento solicitante de cálculo no plano considerado do parafuso ou barra redonda rosqueada;
- $F_{t,Rd}$ e $F_{v,Rd}$ são dados respectivamente em 6.3.3.1 e 6.3.3.2.

Alternativamente ao uso da equação da interação, a força de tração solicitante de cálculo ($F_{t,Sd}$) por parafuso ou barra redonda rosqueada deve atender às exigências da Tabela 12. Nesse caso, adicionalmente, devem ser feitas verificações para as forças de tração e cisalhamento isoladas, conforme 6.3.3.1, 6.3.3.2 e 6.3.3.3.

Tabela 12 – Forças de tração e cisalhamento combinadas

Meio de ligação	Limitação adicional do valor da força de tração solicitante de cálculo por parafuso ou barra redonda rosqueada ^a
Parafusos ASTM A307	$F_{t,Sd} \leq f_{ub}A_b/\gamma_{a2} - 1,90 F_{v,Sd}$
Parafusos F3125/F3125M graus A325 e F1852	$F_{t,Sd} \leq f_{ub}A_b/\gamma_{a2} - 1,90 F_{v,Sd}^b$ $F_{t,Sd} \leq f_{ub}A_b/\gamma_{a2} - 1,50 F_{v,Sd}^c$
Parafusos F3125/F3125M graus A490 e F2280	$F_{t,Sd} \leq f_{ub}A_b/\gamma_{a2} - 1,90 F_{v,Sd}^b$ $F_{t,Sd} \leq f_{ub}A_b/\gamma_{a2} - 1,50 F_{v,Sd}^c$
Barras redondas rosqueadas em geral	$F_{t,Sd} \leq f_{ub}A_b/\gamma_{a2} - 1,90 F_{v,Sd}$
^a f_{ub} é a resistência à ruptura do material do parafuso ou barra redonda rosqueada especificada no Anexo A; A_b é a área bruta, baseada no diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada, d_b , dada em 6.3.2.2, e $F_{v,Sd}$ é a força de cisalhamento solicitante de cálculo no plano considerado do parafuso ou barra redonda rosqueada. ^b Plano de corte passa pela rosca. ^c Plano de corte não passa pela rosca.	

6.3.4 Força resistente de parafusos de alta resistência em ligações por atrito

6.3.4.1 O projeto de ligações por atrito com parafusos de alta resistência precisa levar em conta se o deslizamento é um estado-limite de serviço ou um estado-limite último (ver 6.3.4.2), e deve ser feito conforme 6.3.4.3 ou 6.3.4.4, o que for aplicável, e ainda atender a 6.3.3.

6.3.4.2 Nas ligações com furos alargados e furos pouco alongados com alongamento paralelo à direção da força aplicada ou muito alongados com alongamento em qualquer direção, o deslizamento deve ser considerado um estado-limite último (ver 6.3.4.3). Nas ligações com furos-padrão e furos pouco alongados com alongamentos transversais à direção da força aplicada, o deslizamento deve ser considerado um estado-limite de serviço (ver 6.3.4.4).

6.3.4.3 Nas situações em que o deslizamento é um estado-limite último (ver 6.3.4.2), a força resistente de cálculo de um parafuso ao deslizamento, $F_{t,Rd}$, deve ser igual ou superior à força cortante solicitante de cálculo no parafuso, calculada com as combinações últimas de ações conforme 4.8.7.2. O valor da força resistente de cálculo é dado por:



$$F_{t,Rd} = \frac{1,13 \mu C_e F_{Tb} n_s}{\gamma_e} \left(1 - \frac{F_{t,Sd}}{1,13 F_{Tb}} \right)$$

onde

- F_{Tb} é a força de protensão mínima por parafuso, conforme 6.8.4.1;
- $F_{t,Sd}$ é a força de tração solicitante de cálculo no parafuso que reduz a força de protensão, calculada com as combinações últimas de ações conforme 4.8.7.2;
- n_s é o número de planos de deslizamento;
- γ_e é o coeficiente de ponderação da resistência, dado na Tabela 13;
- μ é o coeficiente médio de atrito, definido a seguir:
- a) 0,30 para superfícies classe A, isto é, superfícies laminadas, limpas, isentas de óleos ou graxas, sem pintura, e para superfícies classe C, isto é, superfícies galvanizadas a quente com rugosidade aumentada manualmente por meio de escova de aço (não é permitido o uso de máquinas);
 - b) 0,50 para superfícies classe B, isto é, superfícies jateadas sem pintura;
 - c) 0,20 para superfícies galvanizadas a quente;
- C_e é um fator relacionado a chapas de enchimento, igual a 0,85 quando houver duas ou mais chapas entre as partes conectadas e igual a 1,0 nos demais casos.

Tabela 13 – Valores do coeficiente de ponderação da resistência γ_e

Combinações	Furos alargados e furos pouco alongados com alongamento paralelo à direção da força aplicada	Furos muito alongados com alongamento em qualquer direção
Combinações últimas normais, especiais ou de construção	1,20	1,40
Combinações últimas excepcionais	1,00	1,15

A região mínima das superfícies classes A e B em contato que deve ficar sem pintura é mostrada esquematicamente na Figura 13. Superfícies classes A e B podem também ser jateadas e pintadas, desde que o coeficiente médio de atrito seja comprovado por ensaios conforme os requisitos do RCSC (*Research Council on Structural Connections*), outros valores de μ podem ser também estabelecidos com base nestes ensaios.

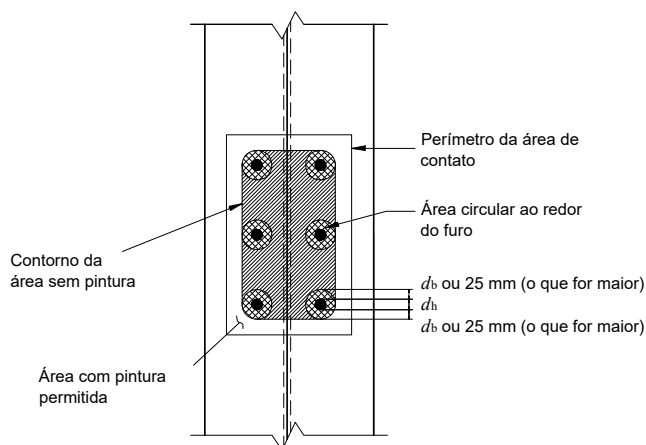


Figura 13 – Superfícies em contato sem pintura

Calços com espessura máxima de 6,3 mm, ainda que contenham furos alongados até uma borda (*finger shims*), conforme a Figura 14, podem ser usados em ligações por atrito com furos-padrão, mantendo-se o coeficiente de ponderação da resistência igual a 1,00.

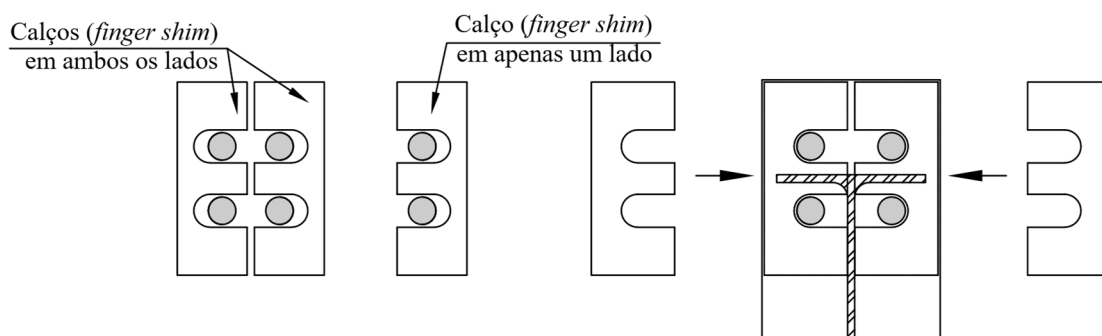


Figura 14 – Calços com furos alongados até uma borda (*finger shims*)

6.3.4.4 Nas situações em que o deslizamento é um estado-limite de serviço (ver 6.3.4.2), a força resistente nominal de um parafuso ao deslizamento, $F_{f,Rk}$, deve ser igual ou superior à força cortante solicitante característica, calculada com as combinações de ações raras de serviço, conforme 4.8.7.3.4, ou, simplificada, tomada igual a 70% da força cortante solicitante de cálculo calculada para combinações últimas normais. O valor da força resistente nominal é calculado conforme a seguir:

$$F_{f,Rk} = 0,80\mu C_e F_{Tb} n_s \left(1 - \frac{F_{t,Sk}}{0,80 F_{Tb}} \right)$$

onde

$F_{t,Sk}$ é a força de tração solicitante característica no parafuso que reduz a força de protensão, calculada com as combinações de ações raras de serviço, conforme 4.8.7.3.4, ou, simplificada, considerada igual a 70% da força de tração solicitante de cálculo calculada para combinações últimas normais.

Todas as considerações feitas em 6.3.4.3 relacionadas a acabamento de superfície e calços permanecem válidas.

6.3.5 Efeito de alavanca

6.3.5.1 Na determinação da força de tração solicitante de cálculo em parafusos e barras redondas rosqueadas, deve-se considerar o efeito de alavanca produzido pelos deslocamentos e deformações

das partes ligadas. Quaisquer métodos que atendam às exigências dadas em 6.1.1.3, considerando-se o efeito de alavanca, podem ser adotados. Os métodos apresentados em 6.3.5.3 (placa rígida) e 6.3.5.4 (placa flexível) atendem a essas exigências. Ver H.3.2 para ligações sujeitas à fadiga.

6.3.5.2 Os métodos apresentados em 6.3.5.3 e 6.3.5.4 têm por base as dimensões e parâmetros mostrados na Figura 15. Definem-se os seguintes parâmetros:

$$p_{\text{ext}} = \min(e_{\text{ext}}; 1,75 b) + \min(0,5 e_{\text{int}}; 1,75 b)$$

$$p_{\text{int}} = \min(e_{\text{int}}; 3,5 b)$$

$$\delta = 1 - \frac{d_f}{p}$$

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{se } \beta \geq 1,0 \\ \min\left[1,0; \frac{1}{\delta} \left(\frac{\beta}{1-\beta}\right)\right] & \text{se } 0 < \beta < 1,0 \end{cases}$$

$$\beta = \left(\frac{a + 0,5 d_b}{b - 0,5 d_b}\right) \left(\frac{F_{t,Rd}}{F_{t,0,Rd}} - 1\right) - \text{ver alínea d)}$$

onde

p_{ext} e p_{int} são as larguras tributárias dos parafusos externos e internos, respectivamente, p é a largura tributária referente ao parafuso em questão (p_{ext} ou p_{int}), p_{ext} e d_b é o diâmetro nominal do parafuso ou da barra rosqueada e d_f é a dimensão do furo na direção da largura tributária; as demais dimensões estão definidas na Figura 15;

para efeito de cálculo, a dimensão a não pode ser tomada maior que $1,25b$;

$F_{t,Rd}$ é a força resistente de cálculo de um parafuso à tração ou à combinação de tração e cisalhamento e $F_{t,0,Sd}$ é a força de tração solicitante de cálculo em um parafuso, obtida na análise da ligação, sem a consideração do efeito alavanca;

o parâmetro β não pode ser menor que zero; caso isso ocorra, o parafuso deve ser alterado.

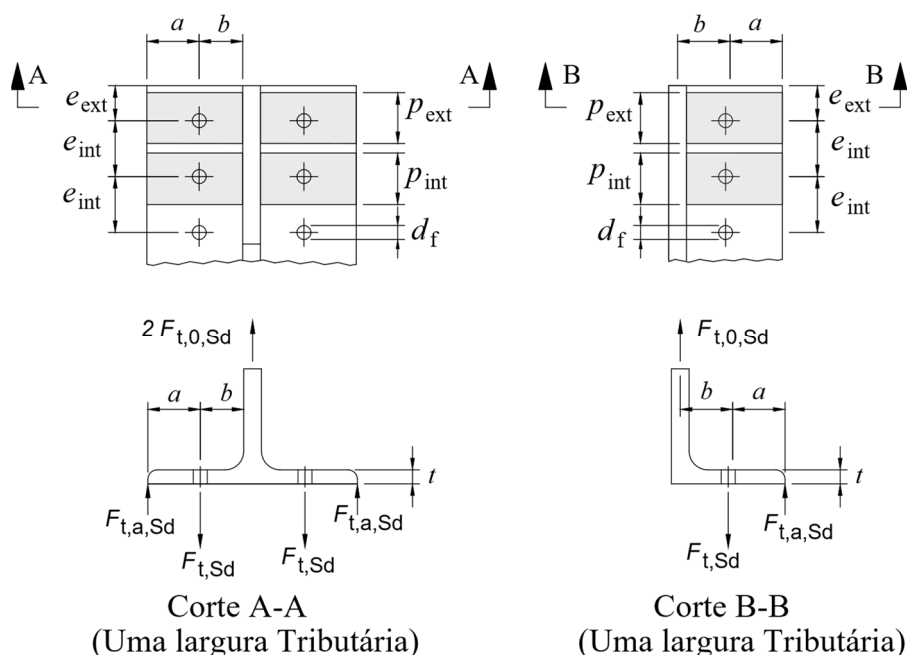


Figura 15 – Geometria para o efeito alavanca

6.3.5.3 Placa rígida

Para que uma placa seja considerada rígida, ou seja, para que o efeito alavanca possa ser considerado nulo, sua espessura deve ser obtida pela seguinte equação:

$$t \geq \sqrt{\frac{4(b - 0,5d_b)F_{t,0,Sd\gamma_{a1}}}{pf_u}}$$

onde

t é a espessura da placa;

f_u é a resistência à ruptura do aço da placa à tração.

6.3.5.4 Placa flexível

A espessura da placa flexível, para que o conjunto placa e parafusos seja considerado adequado para resistir à força de tração solicitante de cálculo, deve ser calculada pela seguinte equação, que contempla, implicitamente, o efeito alavanca:

$$t \geq \sqrt{\frac{4(b - 0,5d_b)F_{t,0,Sd\gamma_{a1}}}{pf_u(1 + \delta\alpha)}}$$

6.3.6 Dimensões e uso de furos e arruelas

6.3.6.1 As dimensões máximas de furos devem atender às indicadas na Tabela 14. No entanto, furos de maiores diâmetros podem ser usados nas placas de apoio de pilares, para considerar as tolerâncias de locação das ancoragens em bases de concreto, usando-se arruelas dimensionadas para esta situação (ver 6.7).

6.3.6.2 Nas ligações com furos alargados ou alongados, devem ser observados os tipos de ligação permitidos e as limitações indicadas na Tabela 15.

Tabela 14 – Dimensões máximas de furos para parafusos e barras redondas rosqueadas

Unidades	Diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada	Diâmetro do furo-padrão	Diâmetro do furo alargado	Dimensões do furo pouco alongado	Dimensões do furo muito alongado
Polegadas	1/2	9/16	5/8	9/16 × 11/16	9/16 × 1 1/4
	5/8	11/16	13/16	11/16 × 7/8	11/16 × 19/16
	3/4	13/16	15/16	13/16 × 1	13/16 × 17/8
	7/8	15/16	1 1/16	15/16 × 1 1/8	15/16 × 23/16
	1	1 1/8	1 1/4	1 1/8 × 15/16	1 1/8 × 2 1/2
	≥ 1 1/8	$d_b + 1/8$	$d_b + 5/16$	$(d_b + 1/8) \times (d_b + 3/8)$	$(d_b + 1/8) \times 2,5 d_b$
Milímetros	16	18	20	18 × 22	18 × 40
	20	22	24	22 × 26	22 × 50
	22	24	28	24 × 30	24 × 55
	24	27	30	27 × 32	27 × 60
	27	30	35	30 × 37	30 × 67
	30	33	38	33 × 40	33 × 75
	≥ 36	+ 3	+ 8	(+ 3) × (+ 10)	(+ 3) × 2,5

Tabela 15 – Limitações relativas ao emprego de furos alargados ou alongados

Tipo de furo	Tipo de ligação permitido	Limitações	
		Posição do furo	Arruelas ^a
Alargado	Por atrito	Em qualquer uma ou em todas as chapas da ligação	Endurecidas, sobre furos alargados em chapas externas da ligação
Pouco alongado	Por atrito	Em qualquer uma ou em todas as chapas de ligação. Qualquer posição, independentemente da direção da solicitação	Sobre furos pouco alongados em chapas externas da ligação, devem ser usadas arruelas, que devem ser endurecidas quando os parafusos forem de alta resistência
	Por contato	Em qualquer uma ou em todas as chapas da ligação. Maior dimensão normal à direção da solicitação	
Muito alongado	Por atrito	Em somente uma das partes da ligação, para a mesma superfície de contato. Qualquer posição, independentemente da direção da solicitação	Arruelas de chapa ou barras chatas contínuas, de aço estrutural, com espessura mínima de 8mm e com furos-padrão, devem ser usadas sobre furos muito alongados em chapas externas. Tais arruelas ou barras devem ter dimensões suficientes para cobrir totalmente os furos alongados após a instalação dos parafusos. Quando for necessário usar arruelas endurecidas (ver 6.8.4.2 e nota a), estas são colocadas sobre aquelas arruelas de chapas ou barras contínuas
	Por contato	Em somente uma das partes da ligação, para a mesma superfície de contato. Maior dimensão normal à direção da solicitação	

^a Quando forem usados parafusos grau A490 de diâmetro superior a 25,4 mm, em furos alongados ou alargados, nas chapas externas da ligação, devem ser usadas arruelas endurecidas de acordo com a ASTM F436, porém de espessura mínima igual a 8 mm, em lugar das arruelas-padrão.

6.3.7 Pega longa

Exceto nos casos dos parafusos de alta resistência montados com protensão inicial, quando o comprimento de pega exceder $5d_b$, a força de cisalhamento resistente de cálculo dos parafusos ou barras redondas rosqueadas deve ser reduzida em 1 % para cada 1,5 mm adicionais de pega (d_b é o diâmetro do parafuso ou da barra redonda rosqueada).

6.3.8 Ligações de grande comprimento

Em ligações por contato usadas em emendas de barras tracionadas, com comprimento superior a 950 mm na direção da força externa, a força de cisalhamento solicitante de cálculo e a força solicitante de cálculo à pressão de contato na parede de um furo nos parafusos, respectivamente $F_{V,Sd}$ e $F_{c,Sd}$, devem ser multiplicadas por 1,20 para levar em conta a distribuição não uniforme da força externa pelos parafusos.

6.3.9 Espaçamento mínimo entre furos

A distância entre centros de furos-padrão, alargados ou alongados não pode ser inferior a $2,7d_b$, de preferência $3d_b$, sendo d_b o diâmetro do parafuso ou da barra redonda rosqueada. Além desse requisito, a distância livre entre as bordas de dois furos consecutivos não pode ser inferior a d_b .

6.3.10 Espaçamento máximo entre parafusos

6.3.10.1 O espaçamento máximo entre parafusos que ligam uma chapa a um perfil ou a outra chapa, em contato contínuo, deve ser determinado conforme a seguir:

- a) em elementos pintados ou elementos não pintados que não estejam sujeitos à corrosão, o espaçamento não pode exceder 24 vezes a espessura da parte ligada menos espessa, nem 300 mm;
- b) em elementos sujeitos à corrosão atmosférica, executados com aços resistentes à corrosão, não pintados, o espaçamento não pode exceder 14 vezes a espessura da parte ligada menos espessa, nem 180 mm.

6.3.11 Distância mínima de um furo às bordas

6.3.11.1 Furos-padrão

A distância do centro de um furo-padrão a qualquer borda de uma parte ligada não pode ser inferior aos valores dados na Tabela 16.

6.3.11.2 Furos alargados ou alongados

A distância do centro de um furo alargado ou alongado a qualquer borda de uma parte ligada não pode ser inferior ao valor indicado para furos-padrão acrescido do valor dado na Tabela 17, o que for aplicável.

6.3.12 Distância máxima de um parafuso ou barra rosqueada às bordas

Para qualquer borda de uma parte ligada, a distância do centro do parafuso, ou barra redonda rosqueada, mais próximo até essa borda não pode exceder a 12 vezes a espessura da parte ligada considerada, nem 150 mm.

Tabela 16 – Distância mínima do centro de um furo-padrão à borda

Diâmetro d_b		Distância mínima mm
pol.	mm	
1/2	-	19
5/8	16	22
3/4	-	25
-	20	26
7/8	22	28
-	24	30
1	-	32
-	27	34
1 1/8	30	38
1 1/4	-	41
> 1 1/4	≥ 36 mm	1,25 d_b

São permitidas distâncias inferiores às desta Tabela, desde que a equação aplicável de 6.3.3.3 seja atendida.
Para furos alargados e alongados, ver a Tabela 17.

Tabela 17 – Valores do incremento à distância mínima da borda

Diâmetro d_b		Furos alargados mm	Furos alongados mm		
			Eixo maior perpendicular à borda		Eixo maior paralelo à borda
			Pouco alongados	Muito alongados	
pol.	mm				
≤ 7/8	≤ 22	2	3	0,75 d_b	0
-	24	3	3		
1	-	3	3		
-	≥ 27	3	5		
≥ 1 1/8	-	3	5		

Quando a dimensão do alongamento for inferior ao valor máximo dado na Tabela 14, o valor do incremento pode ser reduzido proporcionalmente.

6.4 Pinos

6.4.1 Generalidades

Os momentos fletores em um pino devem ser calculados admitindo-se que as tensões de contato entre o pino e as partes conectadas sejam uniformemente distribuídas ao longo da espessura de cada parte.

6.4.2 Esforços e tensão resistente de cálculo

6.4.2.1 Momento fletor resistente de cálculo

O momento fletor resistente de cálculo do pino é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{1,2Wf_y}{\gamma_{a1}}$$

onde

W é o módulo de resistência elástico da seção do pino;

f_y é a resistência ao escoamento do material do pino.

6.4.2.2 Força cortante resistente de cálculo

A força cortante resistente de cálculo do pino é calculada conforme a seguir:

$$F_{V,Rd} = \frac{0,60A_wf_y}{\gamma_{a1}}$$

onde

A_w é a área efetiva de cisalhamento da seção do pino, igual a $0,75A_g$, sendo A_g a área bruta do pino.

6.4.2.3 Força normal resistente de cálculo ao esmagamento

A força normal resistente de cálculo do pino ao esmagamento é dada por:

$$F_{R,d} = \frac{1,5tdf_y}{\gamma_{a1}}$$

onde

f_y é o menor valor da resistência ao escoamento associado ao material do pino e da chapa de ligação (t é a espessura da chapa e d , o diâmetro do pino).

A força normal solicitante de cálculo a ser considerada é a máxima força de contato de cálculo, para distribuição uniforme ou não.

6.5 Elementos de ligação

6.5.1 Generalidades

Esta subseção é aplicável ao dimensionamento de elementos de ligação, como: enrijecedores, chapas de ligação, cantoneiras, consolos e as partes das peças ligadas, afetadas localmente pela ligação.

6.5.2 Ligações excêntricas

Os eixos que passam pelos centros geométricos das seções transversais de barras axialmente solicitadas que formam um nó devem, de preferência, se interceptar em um ponto comum. Caso contrário, deve ser considerada a excentricidade na ligação conforme 6.1.8.2 e, para ligações com perfis tubulares, ver a ABNT NBR 16239.



6.5.3 Elementos tracionados

A força de tração resistente de cálculo de elementos de ligação tracionados deve ser o menor valor obtido, conforme a seguir:

- a) para o estado-limite último de escoamento:

$$F_{Rd} = \frac{f_y A_g}{\gamma_{a1}}$$

- b) para o estado-limite último de ruptura:

$$F_{Rd} = \frac{f_y A_e}{\gamma_{a2}}$$

onde

A_e é a área líquida efetiva definida em 5.2.3, sendo que, para chapas de emendas parafusadas:

$$A_e = A_n \leq 0,85A_g$$

6.5.4 Elementos comprimidos

A força de compressão resistente de cálculo de elementos de ligação comprimidos deve ser o menor valor obtido, conforme a seguir:

- a) para o estado-limite último de escoamento, aplicável quando $L_e/r \leq 25$:

$$F_{Rd} = \frac{f_y A_g}{\gamma_{a1}}$$

- b) para o estado-limite último de instabilidade, aplicável quando $L_e/r > 25$, devem ser conforme 5.3, em que L_e é o comprimento destravado do elemento comprimido, obtido por meio de análise de estabilidade elástica ou por métodos reconhecidos.

6.5.5 Elementos submetidos a cisalhamento

A força cortante resistente de cálculo de elementos de ligação submetidos a cisalhamento deve ser o menor valor obtido, conforme a seguir:

- a) para o estado-limite último de escoamento:

$$F_{Rd} = \frac{0,60f_y A_g}{\gamma_{a1}}$$

- b) para o estado-limite último de ruptura:

$$F_{Rd} = \frac{0,60f_u A_{nv}}{\gamma_{a2}}$$

onde

A_{nv} é a área líquida sujeita a cisalhamento.

6.5.6 Colapso por rasgamento

Para o estado-limite de colapso por rasgamento, a força resistente é determinada pela soma das forças resistentes ao cisalhamento de uma ou mais linhas de falha e à tração em um segmento perpendicular. Esse estado-limite deve ser verificado junto a ligações em extremidades de vigas com a mesa recortada para encaixe e em situações similares, tais como em barras tracionadas e chapas de nó (algumas situações típicas são mostradas na Figura 16-a). A força resistente de cálculo ao colapso por rasgamento é calculada conforme a seguir:

$$F_{r,Rd} = \frac{1}{\gamma_{a2}} (0,60f_u A_{nv} + C_{ts} f_u A_{nt}) \leq \frac{1}{\gamma_{a2}} (0,60f_y A_{gv} + C_{ts} f_u A_{nt})$$

onde

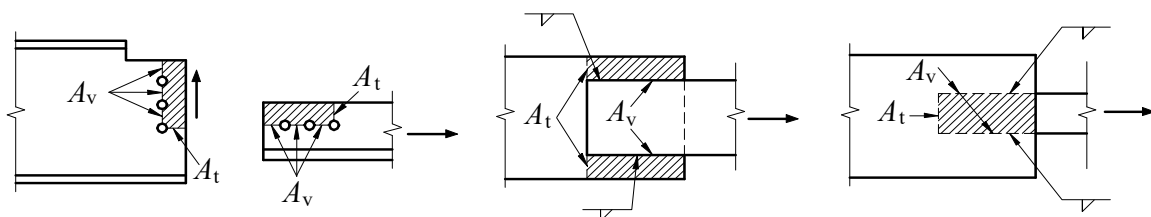
- A_{gv} é a área bruta sujeita a cisalhamento;
- A_{nv} é a área líquida sujeita a cisalhamento;
- A_{nt} é a área líquida sujeita à tração;
- C_{ts} é igual a 1,0 quando a tensão de tração na área líquida for uniforme, e igual a 0,5 quando for não uniforme (as Figuras 16-b) e 16-c) ilustram situações típicas, respectivamente, para $C_{ts} = 1,0$ e $C_{ts} = 0,5$).

6.5.7 Chapas de enchimento

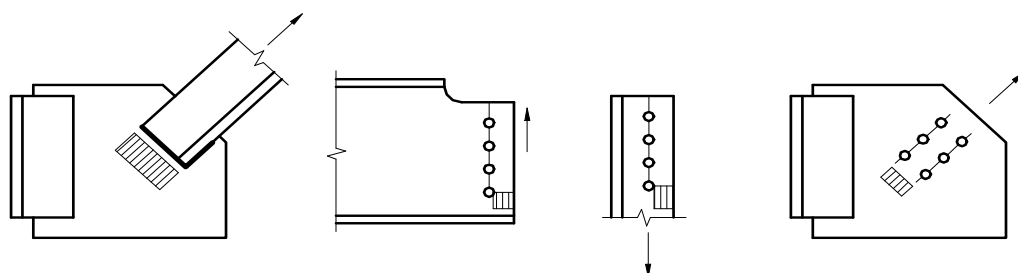
6.5.7.1 Nas ligações soldadas, qualquer chapa de enchimento de espessura igual ou superior a 6,3 mm deve se estender além das bordas da chapa de ligação e ser soldada à parte onde deve ser fixada, com solda suficiente para transmitir a força solicitante de cálculo que age na chapa de ligação, aplicada como carga excêntrica na superfície da chapa de enchimento (ver a Figura 17). As soldas que ligam a chapa de ligação à chapa de enchimento devem ser suficientes para transmitir a força solicitante de cálculo que age na chapa de ligação e ser de comprimento suficiente, de forma que não seja ultrapassada a força resistente de cálculo da chapa de enchimento ao longo da aresta da solda. Quando a espessura da chapa de enchimento for inferior a 6,3 mm, suas bordas devem coincidir com as bordas da chapa de ligação e o tamanho da perna do filete de solda deve ser igual à soma do tamanho da perna necessário para transmitir a força solicitante de cálculo que age na chapa de ligação com a espessura da chapa de enchimento (ver a Figura 18).

6.5.7.2 Quando forem usadas chapas de enchimento com furos-padrão em ligações parafusadas, e essas chapas tiverem uma soma t_s de espessuras igual ou inferior a 6,3 mm, a força resistente de cálculo dos parafusos ao cisalhamento pode ser usada sem redução. Caso t_s ultrapasse 6,3 mm, deve-se atender a um dos requisitos a seguir:

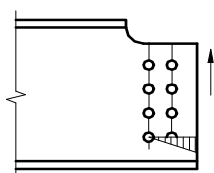
- quando t_s for igual ou inferior a 19 mm, a força resistente de cálculo dos parafusos ao cisalhamento (e ao esmagamento) em ligações por contato deve ser multiplicada pelo fator $[1 - 0,0154(t_s - 6,3)]$, sendo t_s tomada em milímetros;
- as chapas de enchimento devem se estender além do material de ligação e essa extensão deve possuir parafusos em número suficiente para distribuir a força total que atua no elemento de suporte, de maneira uniforme, sobre a seção combinada desse elemento-suporte e do enchimento (ver a Figura 19);
- em vez da extensão, pode ser acrescentado, na ligação, um número de parafusos equivalente ao previsto na alínea anterior (ver Figura 19, na qual as forças indicadas nos grupos de parafusos correspondem às resultantes das forças de contato que os parafusos aplicam nas chapas).



a) Situações típicas nas quais deve ser verificado o estado-limite



b) Situações típicas nas quais



c) Situação típica na qual

Figura 16 – Colapso por rasgamento

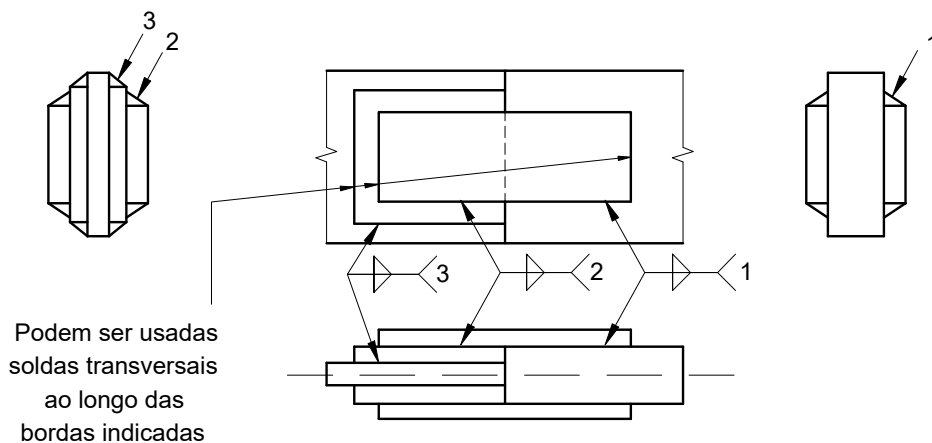


Figura 17 – Chapa de enchimento com espessura igual ou superior a 6,3 mm

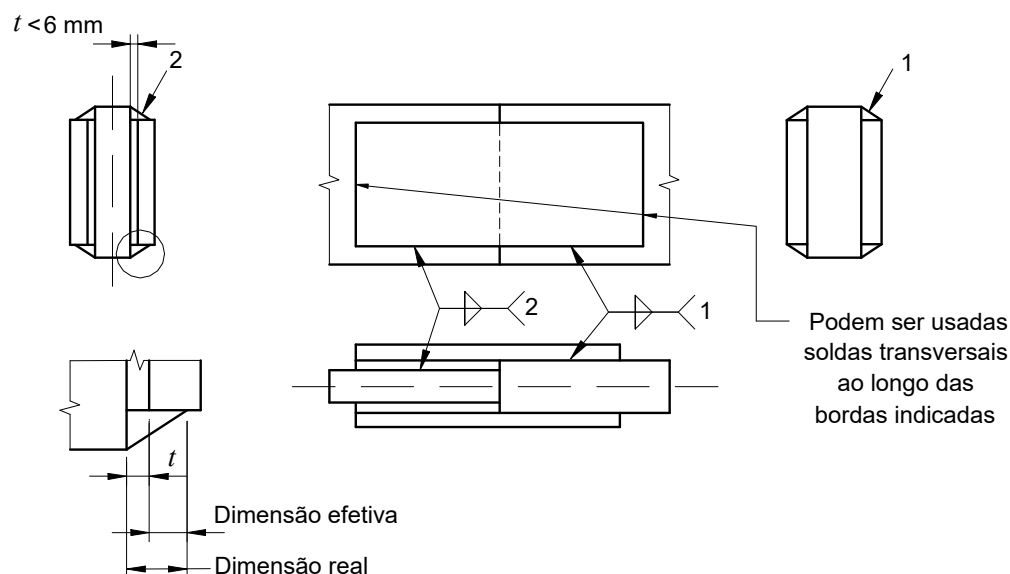


Figura 18 – Chapa de enchimento com espessura inferior a 6,3 mm

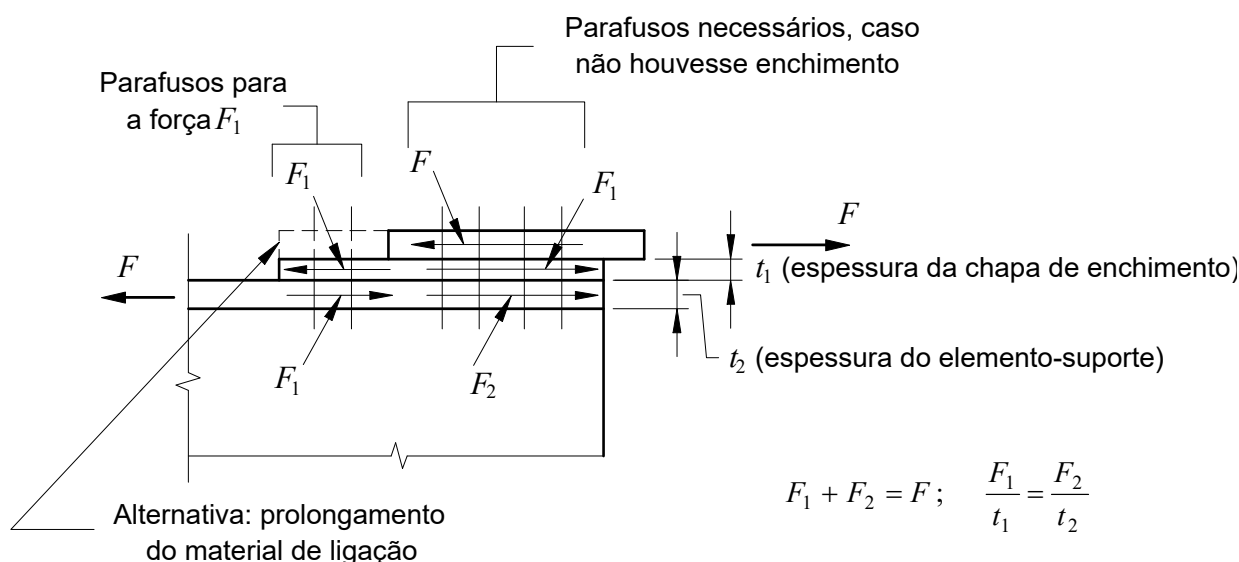


Figura 19 – Chapa de enchimento em ligações parafusadas

6.6 Pressão de contato

6.6.1 Força resistente de cálculo à pressão de contato

A força resistente de cálculo nas superfícies em contato depende das várias formas e condições dessas superfícies, como indicado em 6.6.2 a 6.6.5.

6.6.2 Superfícies usinadas

Em superfícies usinadas, incluindo-se o caso de enrijecedores com extremidades ajustadas para contato com a mesa e o caso de pinos através de furos mandrilados ou broqueados, a força resistente de cálculo ao esmagamento é igual a:

$$F_{c,Rd} = \frac{1,8Af_y}{\gamma_{a2}}$$

onde

A é a área de contato (área projetada no caso dos pinos);

f_y é a menor resistência ao escoamento das partes em contato.

6.6.3 Superfícies não usinadas

Em superfícies não usinadas, a transmissão da pressão deve ser feita por meio de ligação soldada. Para determinação das forças resistentes de cálculo, ver 6.2 e 6.5.

6.6.4 Aparelhos de apoio cilíndricos maciços sobre superfícies planas usinadas

A força resistente de cálculo à pressão de contato de aparelhos de apoio cilíndricos maciços sobre superfícies planas usinadas é calculada conforme a seguir:

a) se $d \leq 635$ mm:

$$F_{c,Rd} = \frac{1}{\gamma_{a2}} \frac{1,2(f_y - \sigma)\ell d}{20}$$

b) se $d > 635$ mm:

$$F_{c,Rd} = \frac{1}{\gamma_{a2}} \frac{6,0(f_y - \sigma)\ell\sqrt{dd_{aux}}}{20}$$

onde

d é o diâmetro do cilindro;

f_y é a menor resistência ao escoamento das partes em contato;

$\sigma = 90$ MPa (com a devida conversão no caso de outra unidade);

ℓ é o comprimento do cilindro;

$d_{aux} = 25,4$ mm (com a devida conversão no caso de outra unidade).

6.6.5 Apoios de concreto

A tensão resistente de cálculo à pressão de contato, na área da região carregada sob placas de apoio, é calculada conforme a seguir (ver a Figura 20):

a) quando a superfície de concreto se estender além da placa de apoio e seu contorno for homotético com relação à região carregada:

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,7 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

onde

A_1 é a área carregada sob a placa de apoio;

A_2 é a área da superfície de concreto.

- b) quando os contornos não forem homotéticos, o valor $\sigma_{c,Rd}$ pode ser determinado pela expressão anterior, porém a área A_2 deve ser calculada conforme indicado na Figura 20.

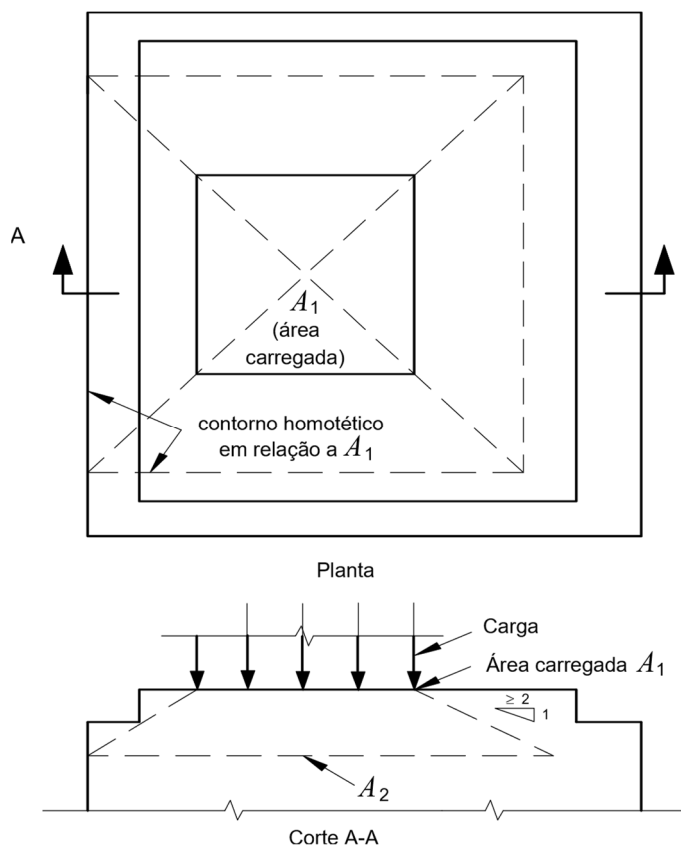


Figura 20 – Pressão de contato sobre apoios de concreto

6.7 Bases de pilares

6.7.1 Considerações gerais

6.7.1.1 A subseção 6.7 trata da ligação de pilares de perfil I ou H de aço à fundação de concreto armado, submetida a ações estáticas. São previstos apenas os tipos de base apresentados na Figura 21. Outros tipos, configurações e métodos de cálculo podem ser adotados, desde que atendam a 6.1.1.3. O método apresentado nesta Seção atende a essas requisitos. Para bases de pilares tubulares, ver a ABNT NBR 16239.

6.7.1.2 A ligação é constituída de uma placa de base retangular soldada ao perfil de aço do pilar e fixada no bloco de fundação por meio de barras redondas rosqueadas (chumbadores), conforme mostrado na Figura 21. Para facilitar a montagem e o nivelamento, deve-se colocar argamassa expansiva de assentamento entre a face inferior da placa de base e a superfície do concreto. Os elementos componentes da ligação devem ser dimensionados de forma que seus esforços resistentes de cálculo aos estados-limites últimos aplicáveis sejam iguais ou superiores aos esforços solicitantes de cálculo, determinados pela análise da estrutura, sujeita às combinações de cálculo das ações, conforme 4.8.7.2.

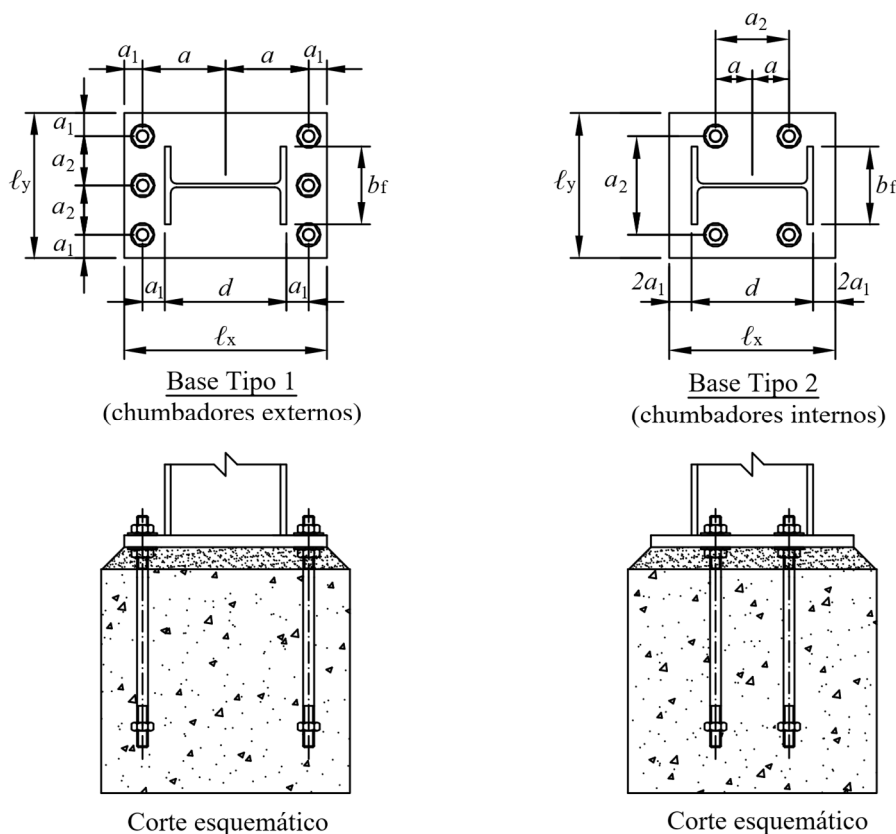


Figura 21 – Tipos de bases de pilares

6.7.1.3 De maneira geral, a ligação está sujeita a força axial, de compressão ou tração, a momento fletor (são previstos apenas os casos de momento fletor atuante em torno do eixo de maior momento de inércia do perfil) e força cortante, que podem induzir os seguintes estados-limites últimos: formação de charneira plástica na placa de base, ruptura por tração do chumbador, arrancamento do chumbador, esmagamento do concreto ou da argamassa expansiva de assentamento na região de contato com a placa de base e deslizamento da ligação. Considera-se que a solda de ligação do pilar à placa de base é dimensionada conforme esta Norma.

6.7.1.4 Simplificadamente, o comportamento e a distribuição de esforços na ligação podem ser considerados conforme se apresenta na Figura 22, se a força axial for de compressão, e na Figura 23, se for de tração. Na Figura 22, o caso C1 corresponde à situação em que não há momento fletor aplicado e a pressão de contato distribui-se uniformemente sob a placa de base; o caso C2, à situação de pequena excentricidade, em que o equilíbrio é possível sem a introdução de forças de tração nos chumbadores; o caso C3, à situação de grande excentricidade, em que é necessário considerar forças de tração nos chumbadores, para se manter o equilíbrio. Na Figura 23, o caso T1 corresponde à situação em que não há momento fletor aplicado e a força axial de tração distribui-se uniformemente entre os chumbadores; o caso T2, à situação de pequena excentricidade, em que o equilíbrio é possível sem que haja pressão de contato do concreto sob a placa de base; o caso T3, à situação de grande excentricidade, em que é necessário considerar a existência de pressão de contato, para se manter o equilíbrio. Para a base tipo 1, são previstos todos os casos apresentados; para a base tipo 2, apenas os casos C1, C2, T1 e T2.

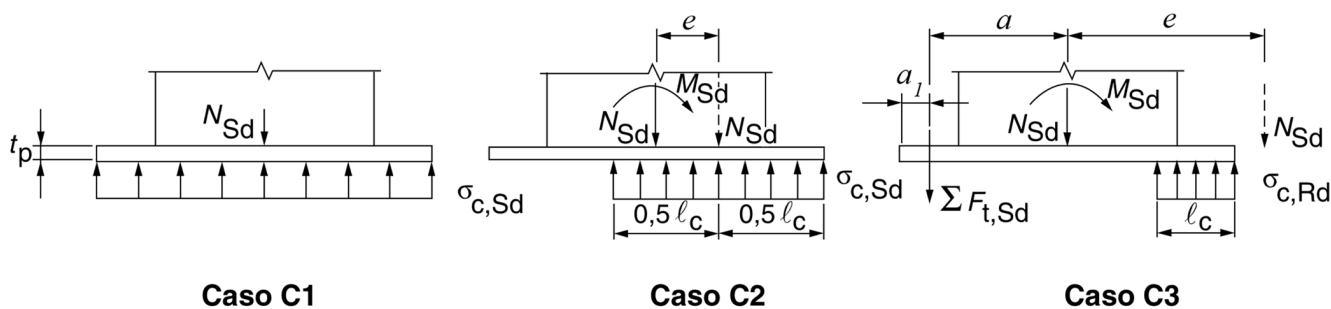


Figura 22 – Força axial de compressão

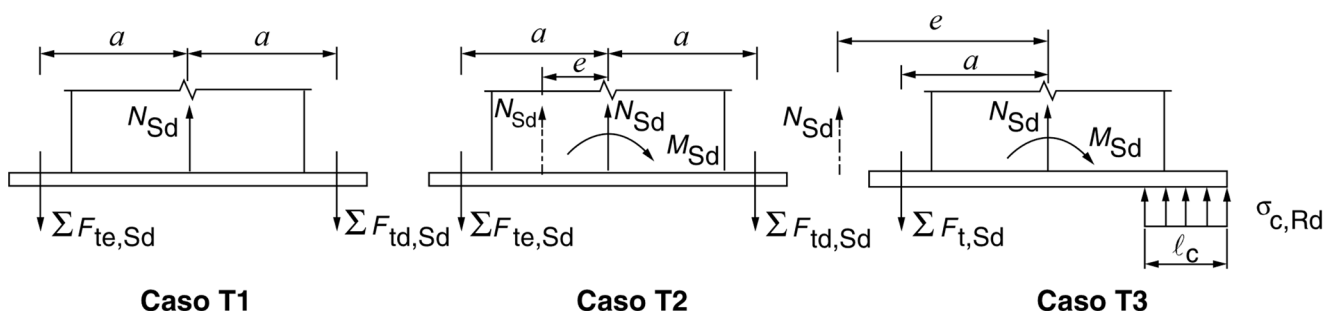


Figura 23 – Força axial de tração

6.7.1.5 Considera-se que os estados-limite mencionados em 6.7.1.3 não tenham sido violados se:

- $t_p \geq t_{p,min}$, em que t_p é a espessura da placa de base e $t_{p,min}$ deve ser obtido de 6.7.2;
- nos casos em que ocorre tração nos chumbadores (casos C3 e T1 a T3), $d_p \geq d_{b,min}$, em que d_b é o diâmetro externo de um chumbador e $d_{b,min}$ deve ser obtido de 6.7.2;
- os chumbadores forem constituídos de barras redondas rosqueadas de aço ASTM A36 ou equivalente com resistência ao escoamento f_y igual a 250 MPa, resistência à ruptura f_u igual a 400 MPa, as porcas utilizadas forem as do tipo hexagonal pesada e, juntamente com a placa de base, forem projetados conforme as exigências e disposições construtivas dadas na Tabela 18;
- a resistência característica à compressão da argamassa expansiva de assentamento for igual ou superior ao dobro da resistência característica à compressão do concreto do bloco de fundação e, nos casos em que ocorre pressão de contato do concreto sob a placa de base, $\sigma_{c,Sd} \leq \sigma_{c,Rd}$, em que $\sigma_{c,Sd}$ é a tensão de compressão solicitante de cálculo e $\sigma_{c,Rd}$ a tensão de compressão resistente de cálculo obtida de 6.6.5;
- $V_{Sd} \leq V_{Rd}$, em que V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo e V_{Rd} a força cortante resistente de cálculo na face superior da placa de base obtida de 6.7.2.

6.7.2 Dimensionamento da ligação

6.7.2.1 Para o dimensionamento da ligação, devem ser calculadas as seguintes grandezas:

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}}$$

$$\ell_x = d + 4a_1$$

$$\ell_y = (0,5n_b - 1)a_2 + 2a_1 \geq b_f + 25 \text{ mm}$$

$$\ell_0 = (0,5n_b - 1)a_2 + 1,75(a_2 - t_w) \leq d \quad (\text{somente para bases tipo 2})$$

$$m = \frac{\ell_x - 0,95d}{2}$$

$$n = \frac{\ell_y - 0,80b_f}{2}$$

$$n_0 = \frac{\sqrt{db_f}}{4}$$

$$X = \left[\frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right] \frac{N_{Sd}}{\ell_x \ell_y \sigma_{c,Rd}}$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1,0$$

$$p = \sqrt{\ell_c (2m - \ell_c)}$$

$$\tau_{c,Rd} = 0,2 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \leq 4 \text{ Mpa}$$

onde

t_w é a espessura da alma do perfil I ou H;

ℓ_c é o comprimento do trecho da placa sujeito à pressão de contato do concreto, calculado pelas expressões dadas adiante;

n_b é o número de chumbadores da ligação ($4 \leq n_b \leq 8$, para bases tipo 1, e $n_b = 4$, para bases tipo 2);

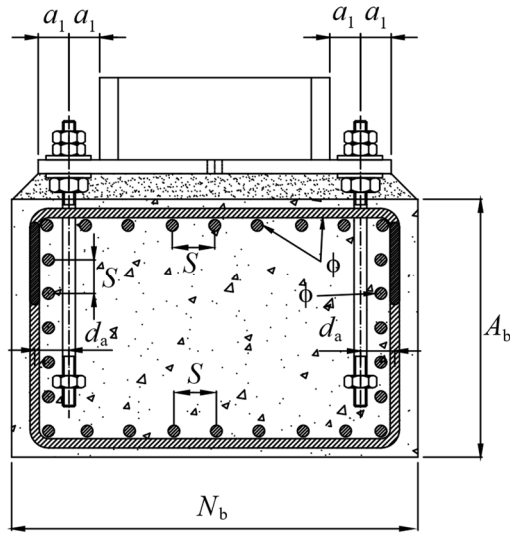
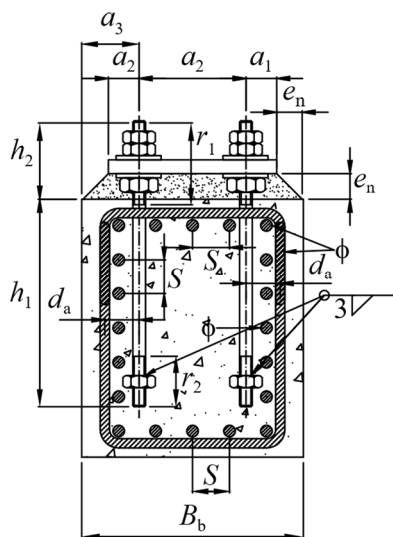
a a é a distância da linha de chumbadores mais externa ao eixo da placa;

$\tau_{c,Rd}$ deve ser obtido de 6.6.5, considerando-se A_2/A_1 igual a 4.

As demais grandezas estão definidas nas Figuras 21 a 23 e na Tabela 18.

Tabela 18 – Disposições construtivas

Dimensões															Armadura mínima do bloco ^h	
d_b^a		a_1^f	a_2	a_3^g	h_1	h_2	r_1	r_2	d_f	Arruelas especiais a,c,d		e_n	$f_{ck,min}^b$	$n_{b,min}^e$	S	\varnothing
pol	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	Espessura mm	Dimensões mm × mm	mm	MPa	mm	mm	mm
3/4	19	40	80	120	450	150	175	50	33	6,3	50 × 50	40	20	900	125	10
7/8	22	45	90	140	465	200	225	50	40	6,3	65 × 65	50	20	900	100	10
1	25	50	100	160	465	200	225	50	45	8	75 × 75	60	25	900	125	12,5
1 1/4	32	65	130	190	525	225	250	60	50	9,5	75 × 75	60	25	1100	100	12,5
1 1/2	38	80	160	230	610	250	275	70	60	9,5	90 × 90	70	25	1300	150	16
1 3/4	44	90	180	270	700	300	325	70	70	12,5	100 × 100	80	25	1600	125	16
2	50	100	200	300	850	350	375	100	80	16	125 × 125	90	30	1800	100	16



- a As disposições construtivas são válidas somente para chumbadores em aço ASTM A36, arruelas especiais de aço com $f_y = 345$ MPa e para um número mínimo de quatro e um número máximo de oito chumbadores.
- b $f_{ck,min}$ é o menor valor de f_{ck} para não ocorrer esmagamento do concreto na região da porca de ancoragem dos chumbadores.
- c O diâmetro do furo das arruelas especiais deve ser igual a $d_b + 1,5$ mm.
- d As arruelas especiais não precisam ser soldadas à placa de base, exceto quando necessário para transmitir a força cortante aos chumbadores (ver 6.7.2.3). Para assegurar melhores condições de montagem, arruelas especiais devem ser colocadas também entre a face inferior da placa de base e a porca imediatamente inferior.
- e O bloco deve ser devidamente dimensionado conforme os critérios da ABNT NBR 6118, porém conforme as seguintes dimensões mínimas:
- $$N_b = \text{maior valor entre } N_{b,min}, \ell_x + 2e_n \text{ e } \ell_x + 2(a_3 - a_1)$$
- $$B_b = \text{maior valor entre } \ell_y + 2e_n \text{ e } \ell_y + 2(a_3 - a_1)$$
- $$A_b = \text{maior valor entre } h_1 + 100 \text{ mm e } N_b.$$
- f Para base tipo 2, a_1 pode assumir qualquer valor conveniente entre 10 mm e o valor dado nesta Tabela.
- g Para base tipo 2, a distância mínima entre a borda da chapa e a face do bloco deve ser igual à diferença entre a_3 e a_1 , dados nesta Tabela.
- h A armadura do bloco deve ser devidamente dimensionada conforme os critérios da ABNT NBR 6118, porém respeitando-se os valores mínimos apresentados nesta Tabela. A distância entre eixos dos chumbadores e da armadura vertical (d_a) não pode ser superior à metade do comprimento efetivo dos chumbadores, que pode ser tomado igual a $h_1 - 0,5(r_2 + d_b)$. Caso seja superior, a armadura mínima deve ser recalculada.

6.7.2.2 Os valores de $t_{p,min}$, $d_{b,min}$ e V_{Rd} devem ser calculados por meio das seguintes equações:

a) para o caso C1, ou seja, $e = 0$:

$$t_{p,min} = \ell_{max} \sqrt{\frac{2\sigma_{c,Sd}}{(f_y/\gamma_{a1})}}$$

$$VRd = \frac{\mu\sigma_{c,Sd}\ell_x\ell_y}{\gamma_{a2}} \leq \tau_{c,Rd}\ell_x\ell_y$$

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{N_{Sd}}{\ell_x\ell_y}$$

onde

f_y e f_{ck} são a resistência ao escoamento da placa de base e a resistência característica à compressão do concreto da base, respectivamente;

ℓ_{max} deve ser considerado como o maior valor entre m , n e λn_0 ;

μ é o coeficiente de atrito entre a placa de base e a argamassa expansiva de assentamento, podendo ser tomado igual a 0,45.

b) para o caso C2:

$$0 < e \leq \frac{1}{2} \left(\ell_x - \frac{N_{Sd}}{\sigma_{c,Rd}\ell_y} \right)$$

$$t_{p,min} = \ell_{max} \sqrt{\frac{2\sigma_{c,Sd}}{(f_y/\gamma_{a1})}}$$

$$VRd = \frac{\mu\sigma_{c,Sd}\ell_x\ell_y}{\gamma_{a2}} \leq \tau_{c,Rd}\ell_x\ell_y$$

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{N_{Sd}}{\ell_c\ell_y}$$

onde

ℓ_{max} deve ser considerado igual a: $\begin{cases} \text{se } \ell_c \geq m, \text{ o maior valor entre } m, n \text{ e } \lambda n_0 \\ \text{se } \ell_c < m, \text{ o maior valor entre } p \text{ e } n \end{cases}$

$$\ell_c = \ell_x - 2e$$

c) para o caso C3:

$$e > \frac{1}{2} \left(\ell_x - \frac{N_{Sd}}{\sigma_{c,Rd}\ell_y} \right)$$

$t_{p,min}$ deve ser considerado como o maior valor entre $t_{p,min1}$ e $t_{p,min2}$;

$$d_{b,min} = \sqrt{\frac{4F_{t,Sd}}{0,75\pi(f_{ub}/\gamma_{a2})}}$$

$$VRd = \frac{\mu\sigma_{c,Rd}\ell_x\ell_y}{\gamma_{a2}} \leq \tau_{c,Rd}\ell_x\ell_y$$

onde

$$t_{p,min1} = \ell_{max} \sqrt{\frac{2\sigma_{c,Rd}}{(f_y/\gamma_{a1})}}$$

$$t_{p,min2} = \sqrt{\frac{2n_b F_{t,Sd}(m - a_1)}{(f_y/\gamma_{a1})}}$$

F_{ub} é a resistência à ruptura do aço do chumbador;

ℓ_{max} deve ser tomado igual a: $\begin{cases} \text{se } \ell_c \geq m, \text{ o maior valor entre } m, n \text{ e } \lambda n_0 \\ \text{se } \ell_c < m, \text{ o maior valor entre } p \text{ e } n \end{cases}$

$$\ell_c = \left(\frac{\ell_x}{2} + a \right) - \sqrt{\left(\frac{\ell_x}{2} + a \right)^2 - \frac{2N_{Sd}(e + a)}{\sigma_{c,Rd}\ell_y}}$$

Deve ser atendida a seguinte condição:

$$\left(\frac{\ell_x}{2} + a \right)^2 \geq \frac{2N_{Sd}(e + a)}{\sigma_{c,Rd}\ell_y}$$

caso contrário, deve-se alterar a ligação;

$$F_{t,Sd} = \frac{2(\sigma_{c,Rd}\ell_c\ell_y - N_{Sd})}{n_b}$$

d) para o caso T1, ou seja, $e = 0$:

— para base tipo 1

$$t_{p,min} = \sqrt{\frac{2n_b F_{t,Sd}(m - a_1)}{\ell_y (f_y/\gamma_{a1})}}$$

— para base tipo 2

$$t_{p,min} = \sqrt{\frac{n_b F_{t,Sd}(a_2 - t_w)}{\ell_0 (f_y/\gamma_{a1})}}$$

$$d_{p,min} = \sqrt{\frac{4F_{t,Sd}}{0,75\pi(f_{ub}/\gamma_{a2})}}$$

onde

$$F_{t,Sd} = \frac{N_{Sd}}{n_b}$$

Para a determinação de V_{Rd} , ver 6.7.2.3.

e) para o caso T2, ou seja, $0 < e \leq a$:

$t_{p,min}$ e $d_{b,min}$ devem ser calculados conforme a 6.7.2.2-d), porém conforme alteração a seguir:

$$F_{t,Sd} = F_{te,Sd} = \frac{N_{Sd}}{n_b} + \frac{M_{Sd}}{an_b}$$

Para a determinação de V_{Rd} , ver 6.7.2.3.

f) caso T3, ou seja, $e > a$:

$t_{p,min}$ deve ser tomado como o maior valor entre $t_{p,min1}$ e $t_{p,min2}$

$$d_{b,min} \sqrt{\frac{4F_{t,Sd}}{0,75\pi(f_{ub}/\gamma_{a2})}}$$

$$V_{Rd} = \frac{\mu_{0c,Rd} \ell_c \ell_y}{\gamma_{a2}} \leq \tau_{c,Rd} \ell_x \ell_y$$

sendo

$$t_{p,min1} = \ell_{max} \sqrt{\frac{2\sigma_{c,Rd}}{(f_y/\gamma_{a1})}}$$

$$t_{p,min2} = \sqrt{\frac{2n_b F_{t,Sd} (m - a_1)}{\ell_y (f_y/\gamma_{a1})}}$$

$$F_{t,Sd} = \frac{2(\sigma_{c,Rd} \ell_c \ell_y + N_{Sd})}{n_b}$$

ℓ_{max} deve ser tomado igual a: $\begin{cases} \text{se } \ell_c \geq m, \text{ o maior valor entre } m \text{ e } n \\ \text{se } \ell_c < m, \text{ o maior valor entre } p \text{ e } n \end{cases}$

$$\ell_c = \left(\frac{\ell_x}{2} + a \right) - \sqrt{\left(\frac{\ell_x}{2} + a \right)^2 - \frac{2N_{Sd}(e - a)}{\sigma_{c,Rd} \ell_y}}$$

Deve ser atendida a seguinte condição:

$$\left(\frac{\ell_x}{2} + a \right)^2 \geq \frac{2N_{Sd}(e - a)}{\sigma_{c,Rd} \ell_y}$$

caso contrário, deve-se alterar a ligação.

6.7.2.3 Para os casos T1 e T2 e nas demais situações previstas em 6.7.2.2 em que V_{Sd} superar V_{Rd} , torna-se necessária a colocação de dispositivos especiais para a transmissão da força cortante solicitante de cálculo à fundação, tais como placa de cisalhamento (ver 6.7.2.4) ou arruelas especiais com furos-padrão soldadas à placa de base (ver Tabela 18 e 6.7.2.5), dentre outros. Nesses casos, a determinação da força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , deve ser feita de acordo com o dispositivo utilizado (ver 6.7.2.4 e 6.7.2.5).

6.7.2.4 A determinação da força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , referente à placa de cisalhamento (Figura 24) deve ser feita de acordo com a seguinte equação:

$$V_{Rd} = \sigma_{c,Rd} (b_v - e_n) b_h$$

onde

b_v e b_h estão definidas na Figura 24.

A espessura da placa de cisalhamento, t_{pv} , deve ser maior ou igual a $t_{pv,min}$, calculada conforme a seguir:

$$t_{pv,min} = \sqrt{\frac{2V_{Sd}(b_v - e_n)}{b_h (f_y/\gamma_{a1})}}$$

Entretanto, a espessura da placa de cisalhamento não pode ser superior à da placa de base. Caso isso seja necessário pela equação da determinação de $t_{pv,min}$, deve-se aumentar a espessura da placa de base.

A menos que seja utilizada solda de penetração total, a solda da placa de cisalhamento com placa de base deve ser capaz de resistir à ação conjunta da força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , com o momento fletor solicitante de cálculo dado por:

$$M_{Sd} = \frac{1}{2} \sigma_{c,Rd} b_h (b_v^2 - e_n^2)$$

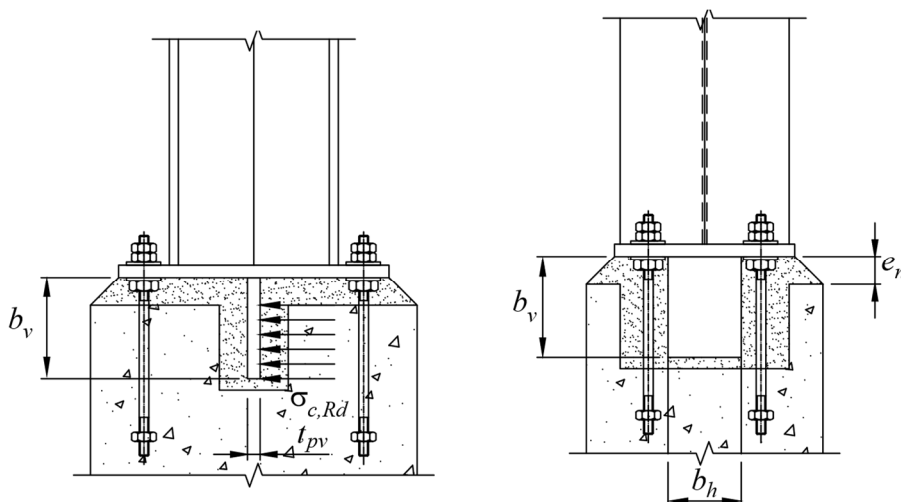


Figura 24 – Placa de cisalhamento

6.7.2.5 Para o caso de arruelas soldadas à placa de base, a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , deve ser determinada de acordo com a seguinte equação:

$$V_{Rd} = \sum_{i=1}^{n_b} V_{Rd,i}$$

$$V_{Rd,i} = \frac{1}{1+a^2} \left[\sqrt{(1+a^2) F_{V,Rd,i}^2 - a(0,533 F_{t,Sd,1})} \right] \leq 5 d_b^2 \sigma_{c,Rd}$$

$$a = 1,45 \frac{(t_p + 0,5 t_a) f_{ub} \gamma_{a1}}{d_b f_y \gamma_{a2}}$$

onde

$F_{t,Sd,i}$ é a força de tração solicitante de cálculo em um chumbador (ver 6.7.2.2);

$F_{V,Rd,i}$ é a força cortante resistente de cálculo de um chumbador ;

t_a é a espessura da arruela especial soldada à placa de base.

Somente as arruelas superiores precisam ser soldadas à placa de base. Essa solda deve ser capaz de resistir à força $F_{V,Rd,i}$.



6.8 Projeto, montagem e inspeção de ligações com parafusos de alta resistência

6.8.1 Generalidades

6.8.1.1 Esta subseção se refere ao projeto, à montagem e à inspeção de ligações feitas com parafusos de alta resistência apresentados na ASTM F3125/3125M e os de alta resistência ISO 4016 Classe 8.8 e ISO 4016 Classe 10.9.

6.8.1.2 As ligações destinadas a transferir forças paralelas à superfície de contato das partes ligadas podem ser por atrito ou por contato. As ligações nas quais o deslizamento seja altamente prejudicial ao funcionamento adequado da estrutura e aquelas que estiverem sujeitas a forças repetitivas, com reversão de sinal, devem ser por atrito.

6.8.2 Parafusos, porcas e arruelas

6.8.2.1 Os parafusos devem estar em conformidade com as atuais especificações ASTM F3125/F3125M e da ISO 4016 Classe 8.8 e ISO 4016 Classe 10.9.

6.8.2.2 O comprimento do parafuso deve ser tal que, após a instalação, sua extremidade coincida com ou ultrapasse a face externa da porca; para isto é necessário dar uma folga no cálculo do comprimento, de modo a compensar as tolerâncias de execução do parafuso e da estrutura.

6.8.2.3 As dimensões das porcas devem estar em conformidade com as especificações da ASME B18.2.6/18.2.6M para porcas hexagonais pesadas.

6.8.2.4 Podem ser usados outros tipos de parafusos, desde que atendam os requisitos relativos a material, processo de fabricação, composição química e requisitos de propriedades mecânicas na ASTM F3125/F3125M, que atendam às comprovações por ensaios em escala natural, e também que tenham diâmetro do fuste e áreas de contato sob a cabeça e porca, ou suas equivalentes, não inferiores aos valores correspondentes aos requisitos de 6.8.2.2 e 6.8.2.3 para um parafuso e porca de mesmas dimensões nominais. Os métodos de instalação e inspeção podem diferir dos indicados respectivamente em 6.8.4.3 a 6.8.4.5 e 6.8.5. Nesse caso, estes métodos devem ser documentados por especificação detalhada, sujeita à aprovação do responsável técnico pelo projeto.

6.8.2.5 As arruelas planas circulares e arruelas biseladas quadradas devem estar em conformidade com as especificações ASTM F436. As dimensões das arruelas são especificadas na ASME B18.2.6.

6.8.2.6 Os parafusos com controle de tração, F1852 e F2280, devem ser fornecidos em conjunto com porca e arruela pelo mesmo fabricante, conforme foram testados para comprovação da força mínima de tração requerida, e instalados dessa forma, isto é, como um conjunto único. Para mais informações, ver a ASTM F3125/3125M.

6.8.2.7 Os parafusos de alta resistência, quando fornecidos com acabamento galvanizado a fogo conforme ASTM F2329 (somente o grau A325/A325M pode receber esse tipo de acabamento) ou com revestimento de liga de zinco e alumínio, conforme ASTM F1136/F1136M (somente os graus A325/A325M e A490/A490M podem receber esse tipo de acabamento), devem ser fornecidos em conjunto com porca (lubrificada) e arruela pelo mesmo fabricante, conforme foram testados para comprovação de capacidade de rotação (ver ASTM F3125/F3125M) e instalados dessa forma, isto é, como um conjunto único.

6.8.3 Partes parafusadas

6.8.3.1 Devem ser usadas arruelas biseladas endurecidas para compensar a falta de paralelismo, quando uma das faces externas das partes parafusadas tiver mais de 1:20 de inclinação em relação

ao plano normal ao eixo do parafuso. As partes parafusadas da estrutura não podem ser separadas por quaisquer materiais que não sejam aços estruturais, devendo ficar totalmente em contato quando montadas. Os furos podem ser puncionados, subpuncionados e alargados posteriormente, ou broqueados.

6.8.3.2 Quando montadas, as superfícies da ligação, incluindo as adjacentes às cabeças dos parafusos, porcas e arruelas, devem estar isentas de escamas de laminação (exceto aquelas firmemente aderidas ao material), rebarbas, sujeiras ou qualquer outra matéria estranha que impeça o perfeito contato entre as partes.

6.8.3.3 As superfícies de contato em ligações por atrito devem atender a 6.3.4.1.

6.8.4 Instalação dos parafusos com protensão inicial

6.8.4.1 Força de protensão mínima de aperto

Os parafusos de alta resistência com protensão inicial devem ser apertados de forma a se obter uma força mínima de protensão (F_{Tb}) adequada a cada diâmetro e tipo de parafuso usado. Essa força de protensão é fornecida na Tabela 19 para os parafusos ASTM e equivale a aproximadamente 70% da força de tração resistente nominal do parafuso, dada em 6.3.3.1. O aperto deve ser aplicado pelo método da rotação da porca, da chave calibrada, ou do indicador direto de tração (ver 6.8.4.3, 6.8.4.4 e 6.8.4.5).

Se necessário, em função das condições de acesso ao parafuso e das folgas para manuseio da ferramenta, o aperto pode ser dado girando-se a cabeça do parafuso e impedindo a porca de girar. Quando forem usadas chaves de impacto, sua capacidade deve ser adequada e seu suprimento de ar deve ser suficiente para obter-se o aperto desejado de cada parafuso em aproximadamente 10 s.

Tabela 19 – Força de protensão mínima em parafusos ASTM F3125/F3125M

Diâmetro d_b		F_{Tb} kN	
pol.	mm	Graus A325 e F1852	Graus A490 e F2280
1/2	-	55	69
5/8	-	86	108
-	16	88	110
3/4	-	124	156
-	20	137	172
-	22	166	208
7/8	-	169	212
-	24	197	247
1	-	221	277
-	27	249	313
1 1/8	-	279	350
-	30	308	386
1 1/4	-	317	453
1 3/8	35	417	523
-	36	444	556
1 1/2	-	497	622



6.8.4.2 Arruelas

Adicionalmente aos requisitos de 6.8.3.1 e da Tabela 15, devem ser usadas arruelas endurecidas nas seguintes situações:

- a) sob o elemento que gira (porca ou cabeça do parafuso) durante o aperto;
- b) sob o elemento que não gira durante o aperto, no caso de parafuso grau A490/A490M, quando esse elemento assenta sobre um aço estrutural com resistência ao escoamento inferior a 280 MPa.

6.8.4.3 Aperto pelo método da rotação da porca

Quando for usado o método de aperto pela rotação da porca para aplicar a força de protensão mínima especificada na Tabela 19, deve haver número suficiente de parafusos na condição de pré-protensão de forma a assegurar que as partes estejam em pleno contato. A condição de pré-protensão é definida como o aperto obtido após poucos impactos aplicados por uma chave de impacto, ou pelo esforço máximo aplicado por um operário usando uma chave normal. Após essa operação inicial, devem ser colocados parafusos nos furos restantes e tais parafusos também levados à condição de pré-protensão. Todos os parafusos da ligação devem então receber um aperto adicional, por meio da rotação aplicável da porca, como indicado na Tabela 20, devendo essa operação começar na parte mais rígida da ligação e prosseguir em direção às bordas livres. Durante essa operação, a parte oposta àquela em que se aplica a rotação não pode girar.

6.8.4.4 Aperto com chave calibrada ou chave manual com torquímetro

6.8.4.4.1 Não existe uma relação geral entre força de protensão em parafusos e torque aplicado durante o aperto da porca, devido a vários fatores, incluindo as condições de atrito nas superfícies com movimento relativo. Não podem ser usadas tabelas de torque baseadas em experiências passadas ou fornecidas em literatura técnica. Assim, as especificações dadas em 6.8.4.4.2 devem ser cumpridas quando forem usados métodos de aperto baseados no torque.

6.8.4.4.2 As chaves calibradas, quando usadas, devem ser reguladas para fornecer uma protensão pelo menos 5 % superior à protensão mínima dada na Tabela 19. As chaves devem ser calibradas pelo menos uma vez por dia de trabalho, para cada diâmetro de parafuso a instalar. Elas devem ser recalibradas quando forem feitas mudanças significativas no equipamento ou quando for notada uma diferença significativa nas condições de superfície dos parafusos, porcas e arruelas. A calibração deve ser feita por meio do aperto de três parafusos típicos de cada diâmetro, retirados do lote de parafusos a serem instalados, em um dispositivo capaz de indicar a tração real no parafuso. Na calibração, deve ser certificado que, durante a instalação dos parafusos na estrutura, a calibragem escolhida não produza uma rotação da porca ou da cabeça do parafuso, a partir da posição de pré-protensão, superior à indicada na Tabela 20. Caso sejam usadas chaves manuais com torquímetro, quando o torque for atingido, as porcas devem estar em movimento de aperto. Durante a instalação de vários parafusos na mesma ligação, aqueles já apertados previamente devem ser conferidos com a chave e reapertados caso tenham “folgado” durante o aperto de parafusos subsequentes, até que todos os parafusos atinjam o aperto desejado.

Tabela 20 – Rotação da porca a partir da posição de pré-protensão ^a

Comprimento do parafuso (medido da parte inferior da cabeça à extremidade)	Disposição das faces externas das partes parafusadas		
	Ambas as faces normais ao eixo do parafuso	Uma das faces normal ao eixo do parafuso e a outra face inclinada não mais que 1:20 (sem arruela biselada)	Ambas as faces inclinadas em relação ao plano normal ao eixo do parafuso não mais que 1:20 (sem arruelas biseladas)
Inferior ou igual a 4 diâmetros	1/3 de volta	1/2 volta	2/3 de volta
Acima de 4 diâmetros até no máximo 8 diâmetros, inclusive	1/2 volta	2/3 de volta	5/6 de volta
Acima de 8 diâmetros até no máximo 12 diâmetros ^b	2/3 de volta	5/6 de volta	1 volta

^a A rotação da porca é considerada em relação ao parafuso, sem levar em conta o elemento que está sendo girado (porca ou parafuso). Para parafusos instalados com 1/2 volta ou menos, a tolerância na rotação é de mais ou menos 30°; para parafusos instalados com 2/3 de volta ou mais, a tolerância na rotação é de mais ou menos 45°.

^b Nenhuma pesquisa foi feita para estabelecer o procedimento a ser usado para aperto pelo método da rotação da porca, para comprimentos de parafusos superiores a 12 diâmetros. Portanto, a rotação necessária deve ser determinada por ensaios em um dispositivo adequado que meça a tração, simulando as condições reais.

6.8.4.5 Aperto pelo uso de um indicador direto de tração

É permitido apertar parafusos pelo uso de um indicador direto de tração, desde que possa ficar demonstrado, por um método preciso de medida direta, que o parafuso ficou sujeito à força mínima de protensão dada na Tabela 19, após o aperto – ver ANSI/AISC 360.

6.8.4.6 Parafusos com controle de tração

Podem ser usados parafusos com controle de tração, conforme especificado na ASTM F3125/F3125M, de acordo com os requisitos da a ANSI/AISC 360.

6.8.4.7 Reutilização de parafusos

Os parafusos F3125/F3125M graus F1852, A490, F2280 e os parafusos grau A325 galvanizados a fogo não podem ser reutilizados.

Os demais parafusos grau A325 podem ser reutilizados uma vez, se houver aprovação do responsável técnico pelo projeto. O reaperto de parafusos previamente apertados que se afrouxarem durante o aperto de parafusos vizinhos não é considerado reutilização.

6.8.5 Inspeção

6.8.5.1 O inspetor deve assegurar que, para toda a obra, sejam atendidos os requisitos de 6.8.2.1 a 6.8.2.7. O inspetor deve ter livre acesso para acompanhar a calibração de chaves, conforme prescrito em 6.8.4.4.2.

6.8.5.2 O inspetor deve observar a instalação dos parafusos para determinar se o procedimento de aperto que foi escolhido está sendo seguido de forma adequada, devendo verificar se todos os parafusos estão apertados. Parafusos apertados pelo método da rotação da porca podem atingir protensões mais altas que as recomendadas na Tabela 19, sem que isso constitua motivo para rejeição.

6.8.5.3 Quando for usado o método do indicador direto de tração, o inspetor deve observar a instalação dos parafusos para determinar se o procedimento de aperto que foi aprovado está sendo usado devidamente e deve verificar se foi atingida a protensão correta conforme Tabela 19.

6.8.5.4 Quando houver diferenças de opinião quanto aos resultados de inspeção da força de protensão obtida pelo método de rotação da porca ou da chave calibrada, a seguinte inspeção de arbitragem deve ser usada, a menos que outro procedimento tenha sido especificado:

- a) o inspetor deve usar uma chave de inspeção com torquímetro – ver 6.8.4.4.1 e 6.8.4.4.2;
- b) três parafusos do mesmo tipo, diâmetro (com um comprimento que seja representativo dos parafusos usados na estrutura) e condições daqueles sob inspeção devem ser colocados individualmente em um dispositivo de calibração capaz de indicar a tração no parafuso. A superfície sob a parte a ser girada durante o aperto de cada parafuso deve ser igual à superfície correspondente da estrutura, isto é, deve existir uma arruela sob a parte que gira, caso sejam usadas arruelas na estrutura, ou, se estas não forem usadas, o material adjacente à parte que gira deve ser da mesma especificação do material correspondente na estrutura;
- c) cada parafuso, especificado em 6.8.5.4-b), deve ser apertado no dispositivo de calibração por qualquer método conveniente, até atingir uma condição inicial com aproximadamente 15 % do valor da protensão exigida para o parafuso na Tabela 19, e a seguir até atingir o valor daquela protensão. O aperto dado após a condição inicial não pode resultar em rotação da porca maior que a permitida na Tabela 20. A chave de inspeção deve então ser aplicada ao parafuso que foi apertado, devendo ser determinado o torque necessário para girar a porca ou a cabeça em 5°, no sentido de aperto. O torque médio obtido nos ensaios de três parafusos deve ser tomado como torque de inspeção da obra a ser usado da maneira especificada em 6.8.5.4-d);
- d) os parafusos representados pela amostra obtida conforme 6.8.5.4-b), e que tenham sido apertados na estrutura, devem ser inspecionados pela aplicação, no sentido do aperto, da chave de inspeção e seu respectivo torque de inspeção da obra; isto deve ser feito em 10 % dos parafusos, porém, em não menos de dois, escolhidos aleatoriamente em cada ligação. Se nenhuma porca ou cabeça de parafuso girar pela aplicação do torque de inspeção da obra, a ligação deve ser aceita como adequadamente apertada. Se alguma porca ou cabeça de parafuso girar pela aplicação do torque de inspeção, esse torque deve ser aplicado a todos os parafusos da ligação, e todos os parafusos cuja porca ou cabeça girarem pela aplicação do torque de inspeção da obra devem ser apertados e novamente inspecionados ou, alternativamente, o fabricante ou montador, a sua escolha, pode reapertar todos os parafusos na ligação, submetendo-a novamente à inspeção especificada.

7 Condições específicas para o dimensionamento de elementos mistos de aço e concreto

7.1 Os elementos estruturais mistos de aço e concreto previstos por esta Norma são vigas, pilares e lajes.

7.2 O dimensionamento das vigas mistas de aço e concreto deve ser feito de acordo com o Anexo L.

7.3 O dimensionamento dos pilares mistos de aço e concreto deve ser feito de acordo com o Anexo M.

7.4 O dimensionamento das lajes mistas de aço e concreto deve ser feito de acordo com o Anexo N.

8 Condições específicas para o dimensionamento de ligações mistas

O dimensionamento das ligações mistas de aço e concreto deve ser feito de acordo com o Anexo O.

9 Considerações adicionais de dimensionamento

9.1 Generalidades

Além dos requisitos das Seções 5, 6, 7 e 8, outros aspectos de resistência devem ser considerados sob certas condições, entre os quais destacam-se fadiga, empoçamento, fratura frágil e temperaturas elevadas.

9.2 Fadiga

9.2.1 Barras e ligações sujeitas aos efeitos de fadiga devem ser dimensionadas para as ações estáticas, de acordo com a seção aplicável e, adicionalmente, devem atender aos requisitos do Anexo H.

9.2.2 Raramente barras ou ligações em edifícios não industriais necessitam ser dimensionadas para fadiga, pois as variações de ação nas estruturas desses edifícios ocorrem somente um pequeno número de vezes durante o período de vida útil ou produzem apenas pequenas flutuações de tensões.

9.2.3 Em edificações, a ocorrência dos efeitos máximos oriundos das ações em edifícios de vento ou terremoto, é de pouca frequência e não necessita considerações de fadiga. Todavia, estruturas suportes de pontes rolantes e de máquinas são frequentemente sujeitas a condições de fadiga.

9.3 Empoçamento progressivo

Recomenda-se que a inclinação de uma cobertura não seja inferior a 3%. Quando a inclinação for inferior a 3%, verificações adicionais devem ser feitas para assegurar que não ocorra colapso estrutural causado pelo peso próprio da água acumulada em virtude das flechas dos materiais de cobertura e dos componentes estruturais, usando combinações últimas de ações.

9.4 Fratura frágil

Em algumas situações de ligações e detalhes sujeitos a estados triplos de tração, causados, por exemplo, por entalhes e tensões residuais, principalmente a baixas temperaturas, pode ocorrer fratura frágil. Para evitar esse tipo de estado-limite, é necessário que sejam evitadas transições bruscas, tensões residuais excessivas e partes soldadas excessivamente espessas.

9.5 Temperaturas elevadas

As estruturas de aço e mistas devem ser, sempre que necessário, dimensionadas para os efeitos de temperaturas elevadas de origem operacional ou acidental (como no caso de incêndios). Neste último caso, deve ser feito o dimensionamento em situação de incêndio de acordo com a ABNT NBR 14323.

10 Condições adicionais de projeto

10.1 Generalidades

Devem ser incluídas no projeto considerações sobre as contraflechas, de proteção contra corrosão nos componentes de aço e de durabilidade.

10.2 Contraflechas

10.2.1 As contraflechas que forem necessárias devem ser indicadas nos desenhos de projeto. Em princípio, para treliças de vão igual ou superior a 24 m, devem ser aplicadas contraflechas aproximadamente iguais à flecha resultante das ações permanentes diretas características. Para vigas de rolamento de vão igual ou superior a 20 m, em princípio deve ser dada contraflecha igual à flecha resultante das ações permanentes diretas características mais 50 % das ações variáveis características. Quaisquer outras contraflechas, por exemplo, as necessárias para compatibilizar deformações da estrutura com os elementos de acabamento da obra, devem ser determinadas para os casos específicos tratados.

10.2.2 As vigas e treliças que forem detalhadas sem indicação de contraflecha devem ser fabricadas de modo que as pequenas deformações, resultantes da laminação ou da fabricação, fiquem voltadas para cima após a montagem. Se a aplicação da contraflecha exigir que o elemento da estrutura seja montado sob deformação imposta por meios externos, isso deve ser indicado nos desenhos de montagem.

10.3 Corrosão nos componentes de aço

10.3.1 Os componentes de aço da estrutura devem ser dimensionados com sobresspessura para tolerar corrosão ou devem ser protegidos contra a corrosão que possa influir na sua resistência ou no seu desempenho na estrutura.

10.3.2 A proteção contra corrosão nos aços não resistentes à corrosão atmosférica pode ser obtida por camadas de proteção ou outros meios eficazes, seja isoladamente ou em combinação. Aços resistentes à corrosão também devem ser protegidos, quando não for assegurada a formação da película protetora ou quando a perda de espessura prevista durante a vida útil não for tolerável. Alternativamente, pode ser usada uma sobresspessura de corrosão adequada para a vida útil prevista para a edificação e a agressividade do ambiente.

10.3.3 A corrosão localizada, passível de ocorrer quando existir, por exemplo, retenção de água ou condensação excessiva, deve ser minimizada por projeto e detalhamento adequados. Onde necessário, deve ser prevista drenagem eficiente da água.

10.3.4 Os ambientes internos de edifícios, fora da zona costeira, isentos de agentes agressivos e condicionados para o conforto humano, podem, em geral, ser considerados como não corrosivos. Todavia, a necessidade de proteção contra a corrosão deve ser avaliada em cada caso e, se necessário, essa proteção deve ser dada.

10.3.5 A proteção contra corrosão nas superfícies internas de peças cujo interior é permanentemente vedado contra a penetração de oxigênio externo é considerada desnecessária.

10.3.6 Outras informações relacionadas às questões da corrosão em estruturas se encontram no Anexo K.

10.4 Diretrizes para durabilidade

10.4.1 As estruturas de aço e mistas devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto, e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem a segurança, a estabilidade e a aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil de projeto.

10.4.2 Por vida útil de projeto entende-se o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo responsável

técnico pelo projeto e pelo construtor, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos ambientais.

10.4.3 O conceito de vida útil de projeto se aplica à estrutura como um todo ou às suas partes. Dessa forma, determinadas partes da estrutura podem merecer consideração especial com valor de vida útil diferente do todo.

10.4.4 Para assegurar que a estrutura mantenha suas características durante o período de vida útil de projeto, os elementos de aço, inclusive os integrantes das estruturas mistas, devem ser devidamente protegidos contra corrosão (ver 10.3), e quaisquer outros fatores de agressividade, quando isto for necessário, sendo que tal proteção deve sofrer um processo de inspeção periódica. As partes de concreto e sua armadura, integrantes das estruturas mistas, devem obedecer aos requisitos relacionados à durabilidade da ABNT NBR 6118, no caso de concreto de densidade normal e, na ausência de Norma técnica aplicável, da EN 1992-1-1, no caso de concreto de baixa densidade.

10.4.5 Dependendo do porte da construção e da agressividade do ambiente e de posse das informações dos projetos, dos materiais e produtos utilizados e da execução da obra, deve ser produzido por profissional habilitado um manual de utilização, inspeção e manutenção. Esse manual deve especificar de forma clara e objetiva os requisitos básicos para a utilização e a manutenção preventiva necessária para assegurar a vida útil prevista para a estrutura.

11 Estados-limite de serviço

11.1 Generalidades

A ocorrência de um estado-limite de serviço pode prejudicar a aparência (aspecto), a possibilidade de manutenção, a durabilidade, a funcionalidade e o conforto dos ocupantes de um edifício, bem como pode causar danos a equipamentos e materiais de acabamento vinculados ao edifício.

11.2 Bases para projeto

11.2.1 Os valores-limite a serem impostos às respostas da estrutura e que assegurem sua plena utilização devem ser escolhidos levando-se em conta as funções previstas para a estrutura e para os materiais a ela vinculados.

11.2.2 Cada estado-limite de serviço deve ser verificado utilizando-se combinações de ações de serviço (ver 4.7.4 e 4.8.7.3) associadas ao tipo de resposta pesquisada.

11.3 Deslocamentos

11.3.1 Para os deslocamentos de barras da estrutura e de conjuntos de elementos estruturais, incluindo, por exemplo, pisos, coberturas, divisórias e paredes externas, devem ser atendidos os requisitos do Anexo B.

11.3.2 Os deslocamentos laterais da estrutura e os movimentos horizontais relativos entre pisos, devidos às combinações de ações de serviço (ver 4.8.7.3), não podem provocar colisão com edificações adjacentes, devendo também ser atendidos os requisitos do Anexo B.

11.4 Vibrações

11.4.1 Sistemas de pisos suscetíveis a vibrações, como os de grandes áreas que não possuem divisórias ou outros elementos de amortecimento, devem ser dimensionados de forma a se evitar



o aparecimento de vibrações inaceitáveis, devidas ao caminhar de pessoas ou a outras fontes, conforme o Anexo I.

11.4.2 Equipamentos mecânicos que possam produzir vibrações contínuas indesejáveis devem ser isolados de forma a reduzir ou eliminar a transmissão de tais vibrações para a estrutura. Vibrações desse tipo devem ser consideradas também na verificação de estados-limite últimos, incluindo fadiga. Outras fontes de vibrações contínuas são veículos e atividades humanas rítmicas como a dança. Ver o Anexo I para estados-limite de serviço e o Anexo H para fadiga.

11.4.3 Para vibrações devidas ao vento, ver o Anexo J. Vibrações desse tipo devem ser consideradas na verificação dos estados-limites de serviço. Em casos específicos (por exemplo, desprendimento cadenciado de vórtices – ver a ABNT NBR 6123), devem ser considerados na verificação de estados-limite últimos, incluindo fadiga.

11.5 Variações dimensionais

Devem ser tomadas medidas para que as variações dimensionais de uma estrutura e de seus elementos, devidas à variação de temperatura e a outros efeitos, como retração e fluência do concreto, não prejudiquem a utilização da estrutura.

11.6 Empoçamento de água em coberturas e pisos

11.6.1 Todas as coberturas e pisos de edifícios sujeitos ao recebimento de água de chuva, com inclinação inferior a 5 % (ver o Anexo B), devem ser verificados para assegurar que a água não venha a se acumular em poças em decorrência dos deslocamentos da estrutura. Nessa verificação, devem ser consideradas possíveis imprecisões construtivas e recalques de fundação, flechas dos materiais de fechamento e dos componentes estruturais, incluindo os efeitos de contraflecha.

11.6.2 Contraflechas em vigas podem contribuir significativamente para evitar empoçamento, assim como a colocação de pontos de saída de água em número e posições adequados.

11.7 Fissuração do concreto

11.7.1 Nos apoios das vigas, principalmente nas vigas biapoiadas, devido à tendência de continuidade, tensões de tração na laje de concreto podem provocar fissuras que prejudiquem a proteção da armadura quanto à corrosão ou afetem negativamente a aparência ou o uso da edificação.

11.7.2 Os requisitos relacionados ao controle das fissuras em vigas mistas que podem ocorrer nas condições citadas em 11.7.1 se encontram no Anexo L e, em lajes mistas, no Anexo N. Para outros casos, como regiões em que há restrições a deformações do concreto ou no funcionamento como laje, deve ser consultada a ABNT NBR 6118, para concreto de densidade normal e, na ausência de Norma Brasileira aplicável, a EN 1992 -1-1, para concreto de baixa densidade.

12 Requisitos básicos de fabricação, montagem e controle de qualidade

12.1 Generalidades

Esta Seção trata de requisitos aplicáveis a estruturas de aço e mistas de aço e concreto. Requisitos específicos para o concreto armado devem atender às especificações da ABNT NBR 6118, no caso de concreto de densidade normal. No caso de concreto de baixa densidade, na ausência de Norma técnica aplicável, deve ser conforme a EN 1992-1-1. Para estruturas sujeitas à fadiga, além dos requisitos desta Seção, devem ser atendidos também os requisitos de H.6.



12.1.1 Documentos de projeto

Os documentos de projeto devem atender no mínimo aos requisitos da Seção 4 e da ABNT NBR 16775.

12.1.2 Símbolos padronizados e nomenclatura

Os símbolos indicativos de soldas usados nos desenhos devem atender a AWS A2.4 e os requisitos de inspeção da estrutura devem de atender à AWS D1.1.

12.1.3 Alterações de projeto

As modificações que se fizerem necessárias no projeto, durante os estágios de fabricação ou montagem da estrutura, devem ser feitas somente com a permissão do responsável pelo projeto, devendo ficar registradas as modificações.

12.2 Fabricação da estrutura e pintura de fábrica

12.2.1 Fabricação

12.2.1.1 Desempeno do material

12.2.1.1.1 Antes do seu uso na fabricação, os materiais laminados devem estar desempenados dentro das tolerâncias de fornecimento. Caso essas tolerâncias não sejam atendidas, é permitido executar trabalho corretivo pelo uso de aquecimento controlado e/ou desempenho mecânico, sujeito à limitação de 12.2.1.1.2. Aquecimento e meios mecânicos são também permitidos para se obter as pré-deformações desejadas.

12.2.1.1.2 A temperatura das áreas aquecidas, medida por métodos aprovados, não pode ser superior a 650 °C para os aços de uso permitido por esta Norma.

12.2.1.2 Corte por meios térmicos

12.2.1.2.1 As bordas cortadas por meios térmicos devem atender à AWS D1.1, com exceção das bordas livres que não estiverem sujeitas à fadiga, que devem estar isentas de depressões com profundidade superior a 5 mm e de entalhes. Depressões maiores que 5 mm e entalhes devem ser removidos por esmerilhamento ou reparados por solda, para evitar o aparecimento e a propagação de trincas.

12.2.1.2.2 Os recortes de mesa e alma de vigas para ligações e as aberturas de acesso para soldagem devem ser livres de entalhes. Se os perfis forem posteriormente galvanizados, as superfícies dos recortes e das aberturas de acesso devem ser esmerilhadas ao metal brilhante. As aberturas de acesso para soldagem devem atender aos requisitos de 6.1.13.

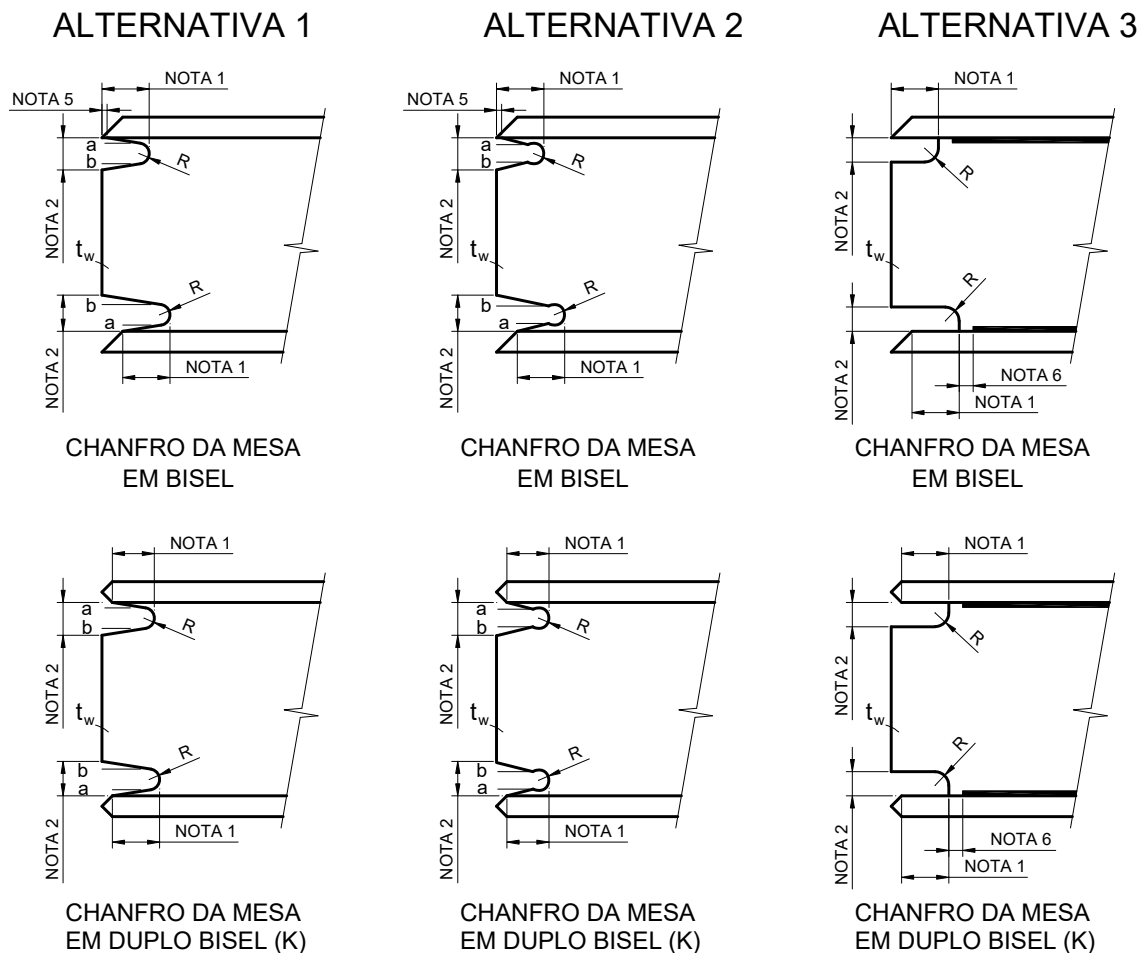
12.2.1.2.3 Os cantos reentrantes devem ser executados com um raio de transição de no mínimo 10 mm.

12.2.1.2.4 Para perfis soldados com mesas ou alma de espessura igual ou inferior a 50 mm e perfis laminados com mesas de espessura igual ou inferior a 50 mm, a rugosidade da superfície dos recortes não pode ser superior a 50 µm, conforme o ASME B46.1. Caso a rugosidade seja superior a 50 µm, a superfície deverá ser esmerilhada.

12.2.1.2.5 Para perfis soldados com mesas ou alma de espessura superior a 50 mm e perfis laminados com mesas de espessura superior a 50 mm, as superfícies de recortes de mesa e alma para ligação e de aberturas de acesso para soldagem devem ser esmerilhadas ao metal brilhante. A região curva de transição não precisa ser esmerilhada se for executada por meio de broca ou serra.

12.2.1.2.6 A execução dos recortes de mesa e alma de vigas para ligações ou aberturas de acesso para soldagem em perfis soldados com mesas ou alma de espessura superior a 50 mm e perfis laminados com mesas de espessura superior a 50 mm, devem ser executados com um preaquecimento com temperatura de pelo menos 66 °C antes do corte.

12.2.1.2.7 A Figura 25 apresenta algumas alternativas de geometria da abertura de acesso para solda de penetração total. Para outros tipos de junta devem ser feitas as adaptações necessárias.



As alternativas 1 e 2 são válidas para perfis laminados e perfis soldados montados antes da execução da abertura de acesso. A alternativa 3 é válida para perfis soldados montados depois da abertura de acesso.

Quando for utilizada chapa de espera, a face inferior da mesa superior deve ser esmerilhada de modo a permitir seu posicionamento.

A solda de composição do perfil soldado deve ser interrompida, em relação à abertura de acesso, a uma distância no mínimo igual à dimensão da perna da solda.

NOTA 1 Comprimento: maior entre e 40 mm.

NOTA 2 Altura: maior entre e 20 mm, mas não necessita exceder 50 mm.

NOTA 3 Raio (R) mínimo igual a 10 mm.

NOTA 4 A inclinação “a” é uma transição entre a alma e a mesa. A inclinação “b” pode ser horizontal.

Figura 25 – Alternativas de geometria das aberturas de acesso para solda de penetração total

12.2.1.3 Aplainamento de bordas

Não é necessário aplainar ou dar acabamento às bordas de chapas ou perfis cortados com serra, tesoura ou maçarico, a menos que haja indicação em contrário em desenhos ou em especificações de preparação de bordas. O uso de bordas cortadas com tesoura deve ser evitado em locais sujeitos à formação de rótulas plásticas; se forem usadas, essas bordas devem ter acabamento liso, obtido por esmeril, goiva ou plaina. As rebarbas devem ser removidas para permitir o ajustamento das partes que são parafusadas ou soldadas ou quando representarem risco durante a construção ou após seu término.

12.2.1.4 Construção parafusada

12.2.1.4.1 Quando a espessura do material for inferior ou no máximo igual ao diâmetro do parafuso acrescido de 3 mm, os furos podem ser puncionados. Para maiores espessuras, os furos devem ser broqueados com seu diâmetro final, podendo também ser subpuncionados ou sub-broqueados com diâmetro menor e posteriormente usinados até o diâmetro final. A matriz para todos os furos subpuncionados ou a broca para todos os furos sub-broqueados deve ter no mínimo 3,5 mm a menos que o diâmetro final do furo. Nos locais sujeitos à formação de rótulas plásticas, os furos nas áreas tracionadas devem ser subpuncionados e usinados até o diâmetro final, ou broqueados com o diâmetro final. Quando aplicável, esse requisito deve constar nos desenhos da estrutura. O uso de maçarico para a abertura de furos somente pode ser aceito mediante autorização do responsável técnico pelo projeto estrutural.

12.2.1.4.2 Durante a parafusagem, devem ser colocados pinos ou parafusos provisórios para manter a posição relativa das peças estruturais antes de sua fixação definitiva. Espinas só podem ser utilizadas para assegurar o posicionamento das peças componentes dos conjuntos durante a montagem, não sendo permitido seu uso para, por meio de deformação, forçar a coincidência de furos, alargá-los ou distorcer o material. Coincidência insuficiente de furos deve ser motivo de rejeição de peças. A montagem e a inspeção de ligações com parafusos de alta resistência devem ser feitas de acordo com 6.8.

12.2.1.5 Construção soldada

A técnica a ser utilizada na soldagem, a execução, a aparência e a qualidade das soldas, bem como os métodos usados na correção de defeitos, devem estar de acordo com a AWS D1.1.

12.2.1.6 Acabamento de superfícies que transmitem esforços de compressão por contato

As ligações que transmitem esforços de compressão por contato devem ter suas superfícies de contato preparadas para se obter perfeito assentamento, usando-se usinagem, corte com serra ou outros meios adequados.

12.2.1.7 Tolerâncias dimensionais

12.2.1.7.1 É permitida uma variação de 1 mm no comprimento total de barras com ambas as extremidades usinadas, com rugosidade média igual ou inferior a 12,5 μm , para ligação por contato.

12.2.1.7.2 Barras sem extremidades usinadas para contato, e que devem ser ligadas a outras partes de aço da estrutura, podem ter uma variação em relação ao comprimento detalhado não superior a 2 mm, para barras de até 9 000 mm, e não superior a 3 mm, para barras com comprimentos acima de 9 000 mm.

12.2.1.7.3 A não ser que seja especificado em contrário, uma barra de perfil laminado pode ter as mesmas tolerâncias permitidas pela ASTM A6 para os perfis W. Para os perfis soldados deve



ser atendida a ABNT NBR 5884. A tolerância de falta de linearidade de barras comprimidas não pode ultrapassar 1/1000 do comprimento do eixo longitudinal entre pontos que são lateralmente contraventados.

12.2.1.7.4 Vigas e treliças detalhadas sem especificação de contraflecha devem ser fabricadas de forma que, após a montagem, qualquer flecha devida à laminação ou à fabricação fique voltada para cima. Caso seja especificada contraflecha e a flecha decorrente da laminação ou da fabricação seja igual ou superior a 75 % desse valor, a contraflecha pode ser dispensada. A contraflecha pode ter:

- a) 13 mm acima do valor estipulado nas vigas de alma cheia com até 15 m de comprimento, mais 3 mm para cada 3 m ou fração que ultrapassar os 15 m;
- b) 1/800 da distância entre apoios acima do valor estipulado nas treliças.

12.2.1.7.5 Qualquer desvio permissível em alturas de seções de vigas pode resultar em mudanças bruscas de altura nos locais de emendas. Qualquer uma dessas diferenças de altura em emendas com talas, dentro das tolerâncias especificadas, deve ser compensada por chapas de enchimento, com o conhecimento do responsável pelo projeto. Nas emendas soldadas de topo, o perfil da solda pode ser adaptado para se ajustar às variações permissíveis de altura, desde que a solda tenha a seção transversal mínima necessária e que a declividade da sua superfície satisfaça os requisitos da AWS D1.1.

12.2.1.8 Acabamento de bases de pilares e placas de base

As bases dos pilares e as placas de base devem ser acabadas de acordo com os seguintes requisitos:

- a) as placas de base de espessura igual ou inferior a 50 mm podem ser usadas sem aplainamento, desde que seja obtido apoio satisfatório por contato; as placas de base de espessura superior a 50 mm, porém igual ou inferior a 100 mm, podem ser aplainadas por pressão ou aplainadas em todas as superfícies de contato, a fim de se obter apoio satisfatório, exceto nos casos indicados em 12.2.1.8-c) e 12.2.1.8-d); as placas de base de espessura superior a 100 mm devem ser aplainadas por usinagem em todas as superfícies de contato, exceto nos casos indicados em 12.2.1.8-c) e 12.2.1.8-d);
- b) as bases de pilares devem ser usinadas, por exemplo, por corte com serra, exceto no caso indicado em 12.2.1.8-d);
- c) a face inferior de placas de base que forem grauteadas para assegurar pleno contato com o concreto da fundação não necessita de aplainamento;
- d) a face superior de placas de base e as bases de pilares não necessitam de aplainamento ou usinagem se forem usadas soldas de penetração total entre a placa e o pilar.

12.2.1.9 Furos para chumbadores

Os furos para chumbadores podem ser executados por broca ou punção. Os furos também podem ser executados por meios térmicos, desde que a rugosidade da superfície não exceda 25 μm ou a superfície seja esmerilhada.

12.2.2 Pintura de fábrica

12.2.2.1 Requisitos gerais

A pintura de fábrica e a preparação das superfícies devem estar de acordo com os requisitos de Norma técnica aplicável.

As partes das peças de aço que transmitem esforços ao concreto por aderência não podem ser pintadas.

12.2.2.2 Superfícies inacessíveis

As superfícies que se tornam inacessíveis após a fabricação, com exceção das superfícies de contato, devem ser limpas e pintadas, de acordo com as especificações de pintura do projeto, antes de tal fato ocorrer.

12.2.2.3 Superfícies de contato

Não há limitações quanto à pintura de superfícies no caso de ligações com parafusos trabalhando por contato. Outras superfícies de contato, incluindo os casos de ligações parafusadas por atrito e as superfícies que transmitem esforços de compressão por contato, devem ser limpas para retirada de ferrugem, carepa de laminação, sujeira e outros materiais estranhos, sem serem pintadas, se o contato for ocorrer durante a fabricação; se o contato for ocorrer só na montagem, estas superfícies devem ser limpas conforme especificações do projeto e, se elas forem usinadas, devem receber uma camada inibidora de corrosão, de um tipo que possa ser facilmente removido antes da montagem, ou de um tipo que não necessite ser removido, observando-se, entretanto, o disposto em 12.2.2.4.

12.2.2.4 Superfícies adjacentes a soldas de campo

A menos que haja outra especificação, as superfícies a serem soldadas no campo, em uma faixa de 50 mm de cada lado da solda, devem estar isentas de materiais que impeçam a soldagem adequada ou que produzam gases tóxicos durante a operação de soldagem. Após a soldagem, estas superfícies devem receber a mesma limpeza e proteção previstas para toda a estrutura.

12.3 Montagem

12.3.1 Alinhamento de bases de pilares

As bases de pilares devem ser niveladas e posicionadas na elevação correta, estando em pleno contato com a superfície de apoio.

12.3.2 Cuidados na montagem

12.3.2.1 As peças da estrutura recebidas na obra devem ser armazenadas e manuseadas de forma que não sejam submetidas a tensões excessivas, nem sofram danos. Deve ser usado contraventamento temporário, sempre que necessário, para absorver todas as forças a que a estrutura possa estar sujeita durante a construção, incluindo as decorrentes de vento e equipamentos. O contraventamento deve permanecer montado, sem ser danificado, o tempo que for necessário para a segurança da estrutura. Toda vez que houver acúmulo de material, forças de equipamento ou de outras naturezas sobre a estrutura, durante a montagem, devem ser tomadas medidas para que sejam absorvidas as solicitações correspondentes.

12.3.2.2 Na montagem, a estrutura deve ser parafusada ou soldada com segurança, de forma que possa absorver toda a ação permanente, o vento e as ações de montagem.

12.3.3 Tolerâncias de montagem

As tolerâncias de montagem são definidas em relação aos pontos de trabalho e linhas de trabalho das barras conforme a seguir:

- a) para barras não horizontais, o ponto de trabalho é o centro real em cada extremidade da barra, como recebida na obra;



- b) para barras horizontais, o ponto de trabalho é a linha de centro real da mesa superior ou plano superior em cada extremidade;
- c) outros pontos de trabalho podem ser utilizados para facilidade de referência, desde que sejam baseados nessas definições;
- d) a linha de trabalho da barra é uma linha reta ligando os seus pontos de trabalho.

12.3.3.1 Posicionamento e alinhamento

As tolerâncias de posicionamento e alinhamento dos pontos de trabalho e linhas de trabalho de barras são as descritas em 12.3.3.1.1 a 12.3.3.1.3.

12.3.3.1.1 Pilares

Pilares constituídos de uma única peça são considerados aprumados se o desvio da linha de trabalho em relação a uma linha de prumo não for superior a 1:500, sujeito às seguintes limitações adicionais:

- a) os pontos de trabalho de pilares adjacentes a poços de elevadores podem ficar deslocados no máximo 25 mm em relação à linha estabelecida para o pilar, nos primeiros 20 andares; acima deste nível, o deslocamento permitido pode ser aumentado em 1 mm para cada andar adicional, até um máximo de 50 mm;
- b) os pontos de trabalho de pilares de fachadas podem ficar deslocados em relação à linha estabelecida para o pilar de no máximo 25 mm da fachada para fora, e de no máximo 50 mm em sentido oposto, nos primeiros 20 andares; acima do vigésimo andar, o deslocamento permitido pode ser aumentado 2 mm para cada andar adicional, porém não pode exceder um total de 50 mm da fachada para fora, e de 75 mm em sentido oposto;
- c) os pontos de trabalho dos pilares de fachada, ao nível de qualquer emenda e ao nível do topo dos pilares, não podem ficar fora da área delimitada por duas linhas horizontais paralelas à fachada considerada, espaçadas em 38 mm para edifícios de até 90 m de comprimento. Esse espaçamento pode ser aumentado em 13 mm para cada 30 m adicionais de comprimento, porém não pode ultrapassar 75 mm;
- d) os pontos de trabalho dos pilares de fachada podem ficar deslocados em relação à linha estabelecida para o pilar, em uma direção paralela à fachada considerada, não mais que 50 mm nos primeiros 20 andares; acima do vigésimo andar, o deslocamento permitido pode ser aumentado em 2 mm para cada andar adicional, porém não pode ultrapassar um deslocamento total de 75 mm paralelo à fachada considerada.

12.3.3.1.2 Outras barras

Com exceção das barras destinadas a pilares, aplica-se o seguinte:

- a) o alinhamento horizontal de barras retas, não destinadas a balanço e que não contenham emendas de campo, é considerado aceitável se qualquer erro for resultante somente da variação de alinhamento dos elementos de apoio dentro dos limites admissíveis para fabricação e montagem desses elementos;
- b) a elevação de barras retas ligadas a pilares é considerada aceitável se a distância entre o ponto de trabalho da barra e o plano da emenda usinada do pilar, imediatamente superior, não variar além de mais 5 mm e de menos 8 mm em relação à distância especificada nos desenhos;

- c) a elevação de barras retas não ligadas a pilares é considerada aceitável se qualquer erro for resultante somente da variação de elevação dos elementos de apoio dentro dos limites admissíveis para fabricação e montagem desses elementos;
- d) para uma barra reta destinada a um segmento de uma unidade contendo emendas de campo entre pontos de apoio, o prumo, a elevação e o alinhamento são considerados aceitáveis se a variação angular da linha de trabalho (linha reta entre centros das seções extremas da barra considerada) com relação à prevista nos desenhos for igual ou inferior a $1/500$ da distância entre os centros das emendas;
- e) para uma barra reta destinada a um balanço, o prumo, a elevação e o alinhamento devem ser considerados aceitáveis se a variação angular da linha de trabalho com relação a uma linha reta na posição prevista no desenho for igual ou inferior a $1/500$ do comprimento do balanço.

12.3.3.1.3 Peças ajustáveis

O alinhamento de vergas, vigas sob paredes, cantoneiras de parapeito, suportes de esquadrias e peças semelhantes de suporte, a serem usadas por outras empreiteiras e que exijam limites mais rigorosos de tolerâncias que os precedentes, não pode ficar garantido se o proprietário não solicitar ligações ajustáveis destas com a estrutura. Quando forem especificadas ligações ajustáveis, os desenhos fornecidos pelo proprietário devem indicar o ajuste total necessário para acomodar as tolerâncias da estrutura de aço, a fim de que seja obtido alinhamento adequado nas peças-suportes a serem usadas por outras empreiteiras. As tolerâncias de posicionamento e alinhamento de peças ajustáveis são as seguintes:

- a) 10 mm para o posicionamento em altura, com relação à distância dada nos desenhos entre o apoio dessas peças e o plano da emenda usinada imediatamente superior do pilar mais próximo;
- b) 10 mm para o posicionamento horizontal, com relação à sua locação dada nos desenhos, referida à linha de acabamento estabelecida, em qualquer piso particular;
- c) 5 mm para posicionamento no alinhamento vertical e horizontal, em relação aos itens de ajuste de extremidades.

12.3.4 Ligações permanentes – alinhamento, nivelamento e prumo

As ligações permanentes soldadas ou parafusadas só devem ser completadas depois que a parte da estrutura, que vai se tornar rígida após a execução de tais ligações, for devidamente alinhada, nivelada e aprumada. Entretanto, a segurança durante a montagem deve ser assegurada a todo momento.

12.3.5 Ajustagem de ligações comprimidas em pilares

Podem ser aceitas frestas não superiores a 1,5 mm em emendas de pilares transmitindo esforços de compressão por contato, independentemente do tipo de emenda usado (parafusada ou soldada com penetração parcial). Se a fresta for maior que 1,5 mm, porém inferior a 6 mm, e se for verificado que não existe suficiente área de contato para transmissão dos esforços solicitantes, a fresta deve ser preenchida com calços de aço de faces paralelas. Esses calços podem ser de aço-carbono comum, mesmo que o aço da estrutura seja de outro tipo.

12.4 Controle de qualidade

12.4.1 Generalidades

O fabricante e o montador devem estabelecer métodos de controle de qualidade e inspeção para assegurar que o trabalho seja executado conforme plano de inspeção e ensaios aprovado e elaborado



de acordo com esta Norma e com a ABNT NBR 16775. Além dos procedimentos de controle de qualidade do fabricante e do montador, o material e a qualidade do serviço devem ficar à disposição para inspeção por parte de profissionais habilitados, representantes do proprietário da obra. Se essa inspeção for requerida pelos representantes do proprietário da obra, esse fato deve constar nos documentos de licitação da estrutura.

12.4.2 Inspeção

A inspeção por parte dos representantes do comprador, quando possível, deve ser feita na fábrica ou no local onde o trabalho está sendo executado. Deve ser permitido o acesso aos locais onde está sendo executado o serviço. O inspetor do comprador deve estabelecer seu cronograma de inspeção de modo que sejam mínimas as interrupções do serviço do fabricante.

12.4.3 Rejeição

O material ou o serviço que não atende aos requisitos desta Norma pode ser rejeitado a qualquer instante durante a execução do serviço. O fabricante deve receber cópias de todos os relatórios de inspeção fornecidos ao comprador pela fiscalização.

12.4.4 Inspeção de soldas

A inspeção das soldas deve ser feita de acordo com os requisitos da AWS D1.1. A inspeção visual que for necessária deve ser especificada nos documentos de licitação e do projeto. Quando forem necessários ensaios não destrutivos, o processo, a extensão, a técnica e os padrões de aceitação devem ser claramente definidos nos documentos de licitação e de projeto.

12.4.5 Identificação do aço

O fabricante deve possuir procedimento escrito e prático de identificação do material, visível pelo menos durante as operações de união dos elementos componentes de um conjunto a ser transportado por inteiro. Pelo procedimento, deve ser possível verificar a correta aplicação do material quanto a:

- a) designação da especificação;
- b) número da corrida do aço, se exigido em contrato;
- c) relatórios de ensaios necessários para atender a requisitos especiais, se exigido em contrato.

Anexo A (normativo)

Aços estruturais e materiais de ligação

A.1 Generalidades

A.1.1 As recomendações deste Anexo se aplicam aos aços estruturais e materiais de ligação normalmente utilizados nas estruturas de aço e mistas de aço e concreto.

A.1.2 A substituição de qualquer material feita durante a fase de fabricação ou de montagem deve ter a aprovação do responsável técnico pelo projeto.

A.2 Aços estruturais

A.2.1 O aço estrutural a ser utilizado na estrutura deve ter especificado para a sua superfície o grau de corrosão aceitável, entre os seguintes:

- Grau A: substrato de aço sem corrosão, com carepa de laminação ainda intacta;
- Grau B: substrato de aço com início de corrosão e destacamento da carepa de laminação;
- Grau C: substrato de aço onde a carepa de laminação foi eliminada pela corrosão ou que possa ser removida por raspagem, com pouca formação de cavidades visíveis (pites);
- Grau D: substrato de aço onde a carepa de laminação foi eliminada pela corrosão e com grande formação de cavidades visíveis (pites).

Aços estruturais com grau de corrosão D devem ser evitados, podendo ser utilizados somente em condições especiais, a critério do responsável técnico, tomando-se as medidas necessárias para eliminar substâncias nocivas que possam estar presentes nos pites.

Para especificações mais detalhadas sobre aparência e acabamento de superfícies, deve ser consultada a ISO 8501-1.

A.2.2 Ensaio de impacto e de resistência à fratura frágil só precisam ser realizados se exigido em contrato.

A.2.3 A Tabela A.1 apresenta os valores nominais mínimos, a menos que uma faixa seja mostrada, da resistência ao escoamento (f_y) e da resistência à ruptura (f_u) de aços especificados por Normas técnicas aplicáveis para uso estrutural em perfis e chapas, que atendem às condições relacionadas às propriedades mecânicas requeridas por esta Norma. Não são relacionados os aços com resistência ao escoamento inferior a 250 MPa, por não estarem sendo utilizados na prática. Nos aços da ABNT NBR 7007, que são aços para perfis, a sigla MR significa média resistência mecânica, a sigla AR alta resistência mecânica e a sigla COR resistência à corrosão atmosférica.



Tabela A.1 – Aços especificados por Normas técnicas para uso estrutural ^a

ABNT NBR 7007			ABNT NBR 6648			ABNT NBR 6649 / ABNT NBR 6650		
Aços-carbono e microligados para uso estrutural e geral			Chapas grossas de aço-carbono para uso estrutural			Chapas finas (a frio/a quente) de aço-carbono para uso estrutural		
Denominação	f_y MPa	f_u MPa	Denominação	f_y MPa	f_u MPa	Denominação	f_y MPa	f_u MPa
MR 250	250	400-560	CG-26 CG-28	255 275	410 440	CF-26	260/260	400/410
AR 350	350	450				CF-28	280/280	440/440
AR 350 COR	350	485				CF-30	---/300	---/490
AR 415	415	520						
ABNT NBR 5000			ABNT NBR 5004			ABNT NBR 5008		
Chapas grossas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica			Chapas finas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica			Chapas grossas e bobinas grossas, de aço de baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, para uso estrutural		
Denominação	f_y MPa	f_u MPa	Denominação	f_y MPa	f_u MPa	Denominação	f_y MPa	f_u MPa
G-30	300	415	F-32/Q-32	310	410	CGR 400 CGR 500 e CGR 500A	250 370	380 490
G-35	345	450	F-35/Q-35	340	450			
G-42	415	520	Q-40	380	480			
G-45	450	550	Q-42	410	520			
			Q-45	450	550			
ABNT NBR 5920 / ABNT NBR 5921			ABNT NBR 8261					
Chapas finas e bobinas finas (a frio/a quente), de aço de baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, para uso estrutural			Perfil tubular, de aço-carbono, formado a frio, com e sem costura, de seção circular ou retangular para usos estruturais					
Denominação	f_y MPa	f_u MPa	Denominação	Seção circular		Seções quadrada e retangular		
				f_y MPa	f_u MPa	f_y MPa	f_u MPa	
CFR 400	---/250	---/380	B	290	400	317	400	
CFR 500	310/370	450/490	C	317	427	345	427	
a Para limitações de espessura, ver a Norma correspondente indicada nesta Tabela.								

A.2.4 Na Tabela A.2, são fornecidos os valores nominais mínimos, a menos que uma faixa seja mostrada, da resistência ao escoamento e da resistência à ruptura de alguns aços estruturais de uso frequente relacionados pela ASTM, conforme as especificações da própria ASTM. Na Tabela A.2, os dados que constam nas colunas “Produtos” e “Grupo de perfil ou faixa de espessura disponível” são meramente indicativos (para informações mais precisas, deve ser consultada a ASTM A6).

Tabela A.2 – Aços de uso frequente especificados pela ASTM para uso estrutural

Classificação	Denominação	Produto	Grupo de perfil ^{a, b} ou faixa de espessura disponível	Grau	f_y MPa	f_u MPa
Aços-carbono	A36	Perfis	1, 2 e 3	-	250	400 a 550
		Chapas e barras ^c	$t \leq 200$ mm			
	A500	Perfis	4	A	230	310
				B	290	400
Aços de baixa liga e alta resistência mecânica	A572	Perfis	1, 2 e 3	42	290	415
				50	345	450
				55	380	485
			1 e 2	60	415	520
				65	450	550
		Chapas e barras ^c	$t \leq 150$ mm	42	290	415
			$t \leq 100$ mm	50	345	450
			$t \leq 50$ mm	55	380	485
			$t \leq 31,5$ mm	60	415	520
				65	450	550
	A992 ^d	Perfis	1, 2 e 3	-	345 a 450	450
Aços de baixa liga e alta resistência mecânica resistentes à corrosão atmosférica	A242	Perfis	1	-	345	485
			2	-	315	460
			3	-	290	435
		Chapas e barras ^c	$t \leq 19$ mm	-	345	480
			$19 < t \leq 37,5$ mm	-	315	460
			$37,5 < t \leq 100$ mm	-	290	435
	A588	Perfis	1 e 2	-	345	485
		Chapas e barras ^c	$t \leq 100$ mm	-	345	480
			$100 < t \leq 125$ mm	-	315	460
Aços de baixa liga temperados e autorrevenidos	A913	Perfis	1 e 2	50	345	450
				60	415	520
				65	450	550

- ^a Grupos de perfis laminados para efeito de propriedades mecânicas:
— Grupo 1: Perfis com espessura de mesa inferior ou igual a 37,5 mm;
— Grupo 2: Perfis com espessura de mesa superior a 37,5 mm e inferior ou igual a 50 mm;
— Grupo 3: Perfis com espessura de mesa superior a 50 mm;
— Grupo 4: Perfis tubulares.
- ^b t corresponde à menor dimensão ou ao diâmetro da seção transversal da barra.
- ^c Barras redondas, quadradas e chatas.
- ^d a relação f_y/f_u não pode ser inferior a 1,15.

A.3 Parafusos

Na Tabela A.3, são fornecidos os valores mínimos da resistência ao escoamento e da resistência à ruptura de parafusos, de acordo com suas respectivas normas ou especificações, bem como os diâmetros nos quais os mesmos podem ser encontrados. Os parafusos fabricados com aço temperado não podem ser soldados nem aquecidos.

Tabela A.3 – Materiais usados em parafusos

Especificação	f_{yb}^b Mpa	f_{ub}^b Mpa	Diâmetro d_b	
			mm	pol
ASTM A307	-	415	-	$\frac{1}{2} \leq d_b \leq 4$
ISO 898-1 Classe 4.6	235	400	$12 \leq d_b \leq 36$	-
ASTM F3125 A325 ^a	635	830	$16 \leq d_b \leq 36$	$\frac{1}{2} \leq d_b \leq 1\frac{1}{2}$
ISO 4016 Classe 8.8	640	800	$12 \leq d_b \leq 36$	-
ASTM F3125 A490	895	1 040	$16 \leq d_b \leq 36$	$\frac{1}{2} \leq d_b \leq 1\frac{1}{2}$
ISO 4016 Classe 10.9	900	1 000	$12 \leq d_b \leq 36$	-

^a Disponíveis também com resistência à corrosão atmosférica comparável à dos aços AR 350 COR ou à dos aços ASTM A588.

^b f_{yb} e f_{ub} são, respectivamente, a resistência ao escoamento e a resistência à tração do aço dos parafusos.

A.4 Metais de soldas

A resistência mínima à tração dos metais de soldas, f_w , mencionados na Tabela 8, conforme as Normas técnicas aplicáveis ou especificações das soldas citadas nessa tabela, é fornecida na Tabela A.4.

Tabela A.4 – Resistência à tração do metal da solda

Metal da solda	f_w Mpa
Todos os eletrodos com classe de resistência 6 ou 60	415
Todos os eletrodos com classe de resistência 7 ou 70	485
Todos os eletrodos com classe de resistência 8 ou 80	550

A.5 Conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça

A.5.1 Os conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, usados na construção mista de aço e concreto, devem ter dimensões e ser soldados aos perfis de aço de acordo com a AWS D1.1.

A.5.2 O aço estrutural utilizado para conectores pino com cabeça de diâmetro até 22,2 mm deve ser o ASTM A108-Grau 1020, devendo ser especificado com resistência ao escoamento de 345 Mpa, resistência à ruptura de 415 Mpa, alongamento mínimo em 50 mm de 20 % e redução mínima de área de 50 %.

Anexo B (normativo)

Deslocamentos máximos

B.1 Generalidades

Neste Anexo, são apresentados os valores dos deslocamentos máximos requeridos para situações usuais nas construções. Esses deslocamentos devem ser entendidos como valores práticos a serem utilizados para verificação do estado-limite de serviço de deslocamentos excessivos da estrutura.

B.2 Considerações de projeto

B.2.1 Os valores máximos requeridos para os deslocamentos verticais e horizontais são dados em B.3. Esses valores são empíricos e servem para comparação com os resultados da análise estrutural, feita conforme B.2.2. Em alguns casos, limites mais rigorosos podem ter que ser adotados, considerando, por exemplo, o uso da edificação, as características dos materiais de acabamento, o funcionamento adequado de equipamentos, questões de ordem econômica e a percepção de desconforto. Caso sejam necessários, esses limites devem estar claramente apresentados nas especificações de projeto.

B.2.2 Os deslocamentos devem ser calculados conforme 4.10.7, considerando a possibilidade de ocorrência de deformações plásticas no estado-limite de serviço. O efeito da rigidez à rotação das ligações, dependendo de avaliação do responsável técnico pelo projeto, pode ter que ser também considerado.

B.2.3 O responsável técnico pelo projeto deve analisar cada situação e decidir se determinado deslocamento pode ser considerado um estado-limite reversível ou não. Na falta de uma melhor avaliação, se um elemento estrutural suportar somente componentes não sujeitos à fissuração e se seu comportamento em serviço for elástico, pode-se considerar o deslocamento excessivo como um estado-limite reversível. Por outro lado, se o elemento estrutural suportar componentes sujeitos à fissuração ou se o seu deslocamento em serviço levar à ocorrência de deformações plásticas, deve-se entender seu deslocamento excessivo como um estado-limite irreversível.

B.2.4 O responsável técnico pelo projeto deve decidir quais combinações de serviço devem ser usadas, conforme o elemento estrutural considerado, as funções previstas para a estrutura, as características dos materiais de acabamento vinculados à estrutura e a sequência de construção. Dependendo dos fatores mencionados, pode ser que se tenha de alterar uma combinação de serviço comumente utilizada. Por exemplo, o deslocamento δ_{\max} (ver B.3.1) está normalmente relacionado à aparência (aspecto) da estrutura, devendo-se usar combinações quase permanentes, conforme 4.8.7.3.2. No entanto, nas situações em que esse deslocamento vier a afetar o funcionamento de equipamentos, a causar empoçamentos na cobertura ou mesmo danos permanentes a elementos não estruturais sujeitos à fissuração, como paredes divisórias e forros, colocados antes que as ações consideradas passem a atuar, deve-se então utilizar, no primeiro e segundo casos, combinação frequente e, no terceiro, rara.

B.3 Valores máximos

B.3.1 Os valores máximos para os deslocamentos verticais (flechas) e horizontais são dados na Tabela B.1 e em B.3.4. No caso dos deslocamentos verticais, tais valores têm como referência uma viga simplesmente apoiada, mostrada na Figura B.1, na qual δ_0 é a contraflecha da viga, δ_1 é o deslocamento devido às ações permanentes, sem efeitos de longa duração, δ_2 é o deslocamento devido aos efeitos de longa duração das ações permanentes (se houver), δ_3 é o deslocamento devido às ações variáveis, incluindo, se houver, os efeitos de longa duração devidos aos valores quase permanentes dessas ações, δ_{\max} é o deslocamento máximo da viga no estágio final de carregamento levando-se em conta a contraflecha e δ_{tot} é a soma de δ_1 , δ_2 e δ_3 . A consideração dos efeitos de longa duração deve ser feita conforme L.1.2.1.

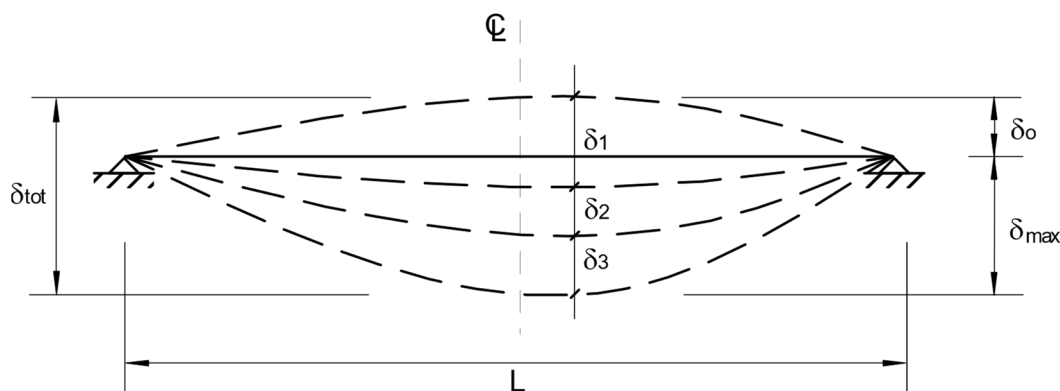


Figura B.1 – Deslocamentos verticais a serem considerados

B.3.2 No cálculo dos deslocamentos verticais a serem comparados com os valores máximos dados na Tabela B.1, pode-se deduzir o valor da contraflecha da viga até o limite do valor da flecha proveniente das ações permanentes (δ_1 da Figura B.1).

B.3.3 Em cada situação, o responsável técnico pelo projeto deve decidir qual(is) deslocamento(s), dado(s) esquematicamente na Figura B.1, deve(m) ser comparado(s) com os valores máximos da Tabela B.1 e quais os carregamentos (ou parte desses) são considerados no cálculo, levando-se em conta a sequência de construção. Na maioria das vezes, apenas a parcela do deslocamento devida às ações variáveis (δ_3), somada à parcela (se houver) dos efeitos de longa duração das ações permanentes (δ_2), é responsável por causar danos aos elementos não estruturais. São comuns, entretanto, situações em que se deve somar também o deslocamento de parte das ações permanentes (aquela que passa a atuar somente após a construção do elemento não estrutural considerado) ou mesmo considerar o deslocamento máximo, δ_{\max} (ver B.2.4). Deve-se também avaliar, em cada situação, a probabilidade de ocorrência simultânea de duas ou mais ações variáveis.

B.3.4 Para galpões em geral e edifícios de um pavimento com paredes de alvenaria, além do disposto em B.3.1, deve ser limitado o deslocamento horizontal (perpendicular à parede) da estrutura, de maneira que a abertura da fissura que possa ocorrer na base da parede não seja superior a 1,5 mm, entendida a parede como painel rígido (ver a Figura B.2).

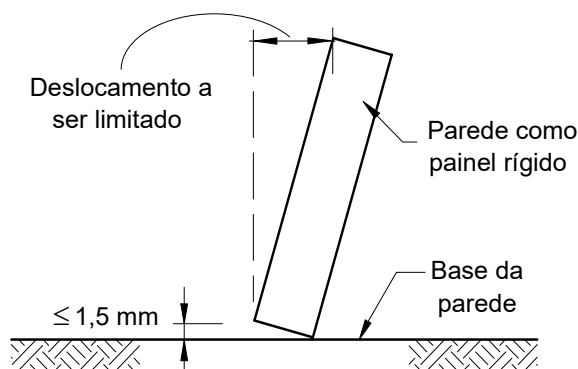


Figura B.2 – Parede como painel rígido

Tabela B.1 – Deslocamentos máximos

Descrição	δ^a
Travessas de fechamento	$L/250^b$
Terças de cobertura ^d	$L/250^c$
Vigas de cobertura ^d	$L/250$
Vigas de piso	$L/350^e$
Vigas que suportam pilares	$L/500^e$
Pilares de fechamento em relação a base	$H/250$
Pilares de fechamento entre os apoios	$L/250$
Vigas de rolamento (para pontes rolantes classificadas conforme o regime de trabalho) ^j :	
— Deslocamento vertical:	$L/750^f$
— Leve ou de uso eventual e moderado	$L/1000^f$
— Pesado	$L/1250^f$
— Severo	
— Deslocamento horizontal	$L/500$
— Todos os regimes de trabalho, exceto o severo	$L/750$
— Severo	
Galpões em geral e edifícios de um pavimento:	
— Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/300$
— Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	$H/500^g, h$
Edifícios de dois ou mais pavimentos:	
— Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/400$
— Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500^i$
Lajes mistas	Ver Anexo N

^a L é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, H é a altura total do pilar (distância do topo à base) ou a distância do nível da viga de rolamento à base, h é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos ou entre centros das vigas e a base no caso do primeiro andar).

^b Considerar separadamente o deslocamento paralelo ao plano do fechamento (L é o vão da travessa ou o espaçamento entre linhas de tirantes, caso existam) e o perpendicular ao plano do fechamento.

^c Considerar separadamente o deslocamento paralelo ao plano da cobertura (L é o vão da terça ou o espaçamento entre linha de tirantes, caso existam) e o perpendicular ao plano da cobertura.

^d Deve-se também evitar a ocorrência de empoçamento, com atenção especial aos telhados de pequena declividade.

^e Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não pode exceder 15 mm.

^f Carregamento não majorado pelo coeficiente de impacto vertical.

^g No caso de pontes rolantes com regime de trabalho severo, o deslocamento também não pode ser superior a 40 mm.

^h O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.

ⁱ Tomar apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes (verticais e horizontais) no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.

^j Conforme a ABNT NBR 8681:2003, Tabela 7.

Anexo C (informativo)

Método da amplificação dos esforços solicitantes

C.1 Generalidades

C.1.1 Neste Anexo, é apresentado o método da amplificação dos esforços solicitantes, para execução de análise elástica aproximada de segunda ordem, levando em conta os efeitos global $P-\Delta$ e local $P-\delta$.

C.1.2 Ao se usar o método deste Anexo, deve-se fazer atuar na estrutura a combinação apropriada de ações de cálculo, determinada de acordo com 4.8.7.2, constituída por ações verticais e horizontais, quando existentes, considerando-se o efeito das imperfeições geométricas iniciais e das imperfeições iniciais de material conforme 4.10.6.

C.2 Uso do método

C.2.1 Em cada andar das estruturas analisadas, o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, M_{Sd} e N_{Sd} , devem ser determinados por (ver a Figura C.1):

$$M_{Sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{\ell t}$$

$$N_{Sd} = N_{nt} + B_2 N_{\ell t}$$

onde

B_1 e B_2 são dados, respectivamente, em C.2.2 e C.2.3;

M_{nt} e N_{nt} são, respectivamente, o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, obtidos por análise elástica de primeira ordem, com os nós da estrutura impedidos de se deslocar horizontalmente (usando-se, na análise, contenções horizontais fictícias em cada andar [ver Estrutura na Figura C.1-b]);

$M_{\ell t}$ e $N_{\ell t}$ são, respectivamente, o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, obtidos por análise elástica de primeira ordem, correspondente apenas ao efeito dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura (efeito das reações das contenções fictícias aplicadas em sentido contrário, nos mesmos pontos onde tais contenções foram colocadas [ver a Estrutura ℓt – Figura C.1-c]).

C.2.2 O coeficiente B_1 é dado por:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{Sd1}}{N_e}} \geq 1,0$$

onde

N_e é a força axial que provoca a flambagem por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor, calculada com o comprimento real da barra, considerando, se for o caso, a imperfeição inicial de material, conforme 4.10.6;

N_{Sd1} é a força axial de compressão solicitante de cálculo na barra considerada, em análise de primeira ordem ($N_{Sd1} = N_{nt} + N_{lt}$);

C_m é um coeficiente igual a:

— se não houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão:

$$C_m = 0,60 - 0,40 \frac{M_1}{M_2}$$

sendo M_1 / M_2 a relação entre o menor e o maior dos momentos fletores solicitantes de cálculo na estrutura no plano de flexão, nas extremidades apoiadas da barra, tomada como positiva quando os momentos provocarem curvatura reversa e negativa quando provocarem curvatura simples ($M_1 = M_{nt1}$; $M_2 = M_{nt2}$)

— se houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão, o valor de C_m deve ser determinado por análise racional ou ser tomado conservadoramente igual a 1,0.

Se a força axial solicitante de cálculo na barra for de tração, deve-se tomar B_1 igual a 1,0.

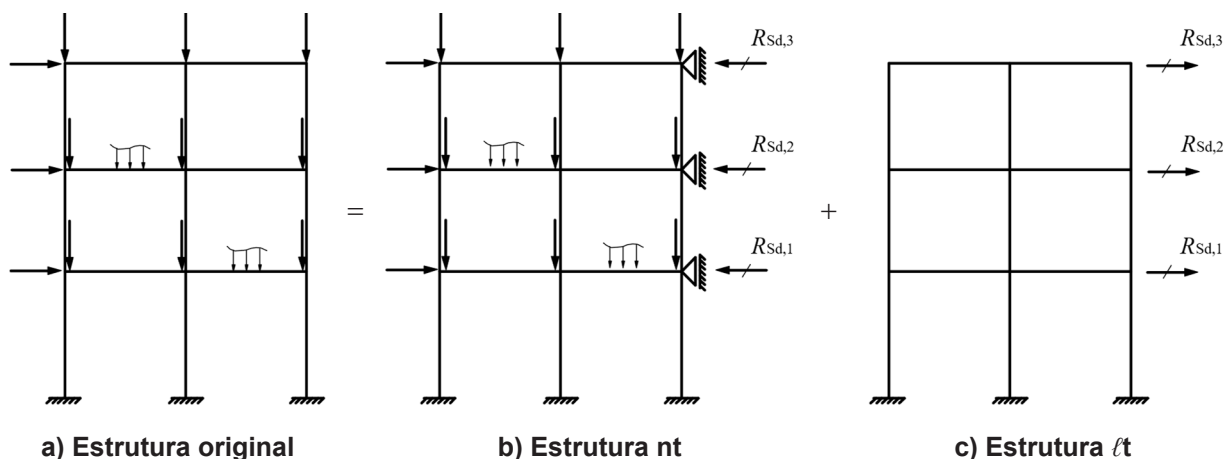


Figura C.1 – Modelo para análise

C.2.3 O coeficiente B_2 é dado por:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \frac{\Delta_h}{h} \frac{\sum N_{Sd}}{\sum H_{Sd}}}$$

onde

$\sum N_{Sd}$ é força gravitacional total, incluindo toda a estrutura acima do andar analisado, englobando as cargas atuantes nas subestruturas de contraventamento e nos elementos que não pertençam a essas subestruturas;

R_s é um coeficiente de ajuste, igual a 0,85 nas estruturas em que o sistema resistente a ações horizontais for constituído apenas por subestruturas de contraventamento formadas por pórticos nos quais a estabilidade lateral é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações, e igual a 1,0 para todas as outras estruturas;



- Δ_h é o deslocamento horizontal relativo entre os níveis superior e inferior (deslocamento interpavimento) do andar considerado, obtido da análise de primeira ordem, na estrutura ℓt (ver a Figura C.1-c). Se Δ_h possuir valores diferentes em um mesmo andar, deve ser tomado um valor ponderado para esse deslocamento, em função da proporção das cargas gravitacionais atuantes ou, de modo conservador, o maior valor;
- ΣH_{Sd} é a força cortante no andar, produzida pelas forças horizontais de cálculo atuantes acima do andar analisado, usadas para determinar Δ_h e obtida na estrutura ℓt (ver a Figura C.1-c);
- h é a altura do andar (distância entre eixos de vigas de dois andares consecutivos ou entre eixos de vigas e a base, no caso do primeiro andar).

C.2.4 A força cortante solicitante de cálculo pode ser considerada igual à da análise elástica de primeira ordem, ou seja, igual à da estrutura original ou igual a:

$$V_{Sd} = V_{nt} + V_{\ell t}$$

onde

V_{nt} e $V_{\ell t}$ são, respectivamente, as forças cortantes de cálculo na estrutura e na estrutura ℓt .

Anexo D (normativo)

Momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não esbelta

D.1 Generalidades

D.1.1 Este Anexo apresenta os procedimentos para determinação do momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não esbelta.

D.1.2 Vigas de alma não esbelta são aquelas constituídas por seções I, H, U, caixão e tubulares retangulares, cujas almas, quando perpendiculares ao eixo de flexão, têm parâmetro de esbeltez inferior ou igual a λ_p (e definidos na Tabela D.1 para o estado-limite FLA), por seções tubulares circulares com relação entre diâmetro e espessura de parede não superior a λ_p e por seções T, seções formadas por duas cantoneiras em T, seções sólidas circulares ou retangulares com quaisquer dimensões.

D.2 Momento fletor resistente de cálculo

D.2.1 Para os tipos de seção e eixos de flexão indicados na Tabela D.1, para o estado-limite FLT, o momento fletor resistente de cálculo é calculado conforme a seguir:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{p\ell} \quad \text{para } \lambda \leq \lambda_p$$
$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \quad \text{para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$
$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{cr}, \quad \text{para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

Os valores do momento fletor resistente de cálculo para este estado-limite são válidos para aplicação das forças transversais externas, caso existam, na semialtura da seção transversal.

Alternativamente, caso o momento crítico, M_{cr} , seja obtido por análise numérica de estabilidade elástica, o momento fletor resistente de cálculo pode ser calculado por:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \chi_{FLT} M_{p\ell}$$

onde

$$\chi_{FLT} = 1,0 \quad \text{para } \lambda_{LT} \leq 0,4$$
$$\chi_{FLT} = 1,0 - 0,49(\lambda_{LT} - 0,4) \quad \text{para } 0,4 < \lambda_{LT} \leq 1,4$$
$$\chi_{FLT} = \frac{1,0}{\lambda_{LT}^2}, \quad \text{para } \lambda_{LT} > 1,4$$

λ_{LT} é calculado pela seguinte equação:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{p\ell}}{M_{cr}}}$$

D.2.2 Para os tipos de seção e eixos de flexão indicados na Tabela D.1, para os estados-limite FLM e FLA, o momento fletor resistente de cálculo é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{p\ell}, \quad \text{para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \quad \text{para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{cr}, \quad \text{para } \lambda > \lambda_r, \quad \text{para (não aplicável à FLA - ver Anexo E)}$$

D.2.3 Para as seções T:

— estado-limite FLA (aplicável apenas quando a extremidade livre da alma estiver comprimida):

$$M_{Rd} = \frac{f_y W_x}{\gamma_{a1}}, \quad \text{para } \lambda \leq \lambda_y$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left(1,43 - 0,515 \lambda \sqrt{\frac{f_y}{E}} \right) f_y W_x, \quad \text{para } \lambda_y < \lambda \leq \lambda_r$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{cr}, \quad \text{para } \lambda > \lambda_r$$

$$M_{cr} = \frac{1,52 E W_x}{\lambda^2}$$

onde

$$\lambda = \frac{d}{t_w}$$

$$\lambda = 0,84 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda = 1,52 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

d é a altura total e t_w é a espessura da alma do perfil T;

— estado-limite FLM (aplicável apenas se a mesa estiver total ou parcialmente comprimida):

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{p\ell}, \quad \text{para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \quad \text{para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{cr}, \quad \text{para } \lambda > \lambda_r$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) W_{xc} \leq f_y W_{xt} - \text{ver a nota 5 adiante;}$$

$$M_{cr} = \frac{0,7 E W_{xc}}{\lambda^2}$$

onde

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}}$$

— estado-limite FLT, aplicável quando a extremidade livre da alma estiver tracionada:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{p\ell}, \quad \text{para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \quad \text{para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{cr}, \quad \text{para } \lambda > \lambda_r$$

$$M_r = f_y W_x$$

$$M_{cr} = \frac{1,95E}{L_b} \sqrt{I_y J} (B + \sqrt{1 + B^2})$$

$$B = 2,3 \frac{d}{L_b} \sqrt{\frac{I_y}{J}}$$

onde

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y}$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = \frac{1,95E}{r_y f_y} \sqrt{\frac{I_y J}{W_x}} \sqrt{2,36 \frac{f_y}{E} \frac{dW_x}{J} + 1}$$

— estado-limite FLT, aplicável quando a extremidade livre da alma estiver comprimida:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{cr} \leq \frac{1}{\gamma_{a1}} f_y W_x$$

$$M_{cr} = \frac{1,95E}{L_b} \sqrt{I_y J} (-B + \sqrt{1 + B^2})$$

D.2.4 Para as seções formadas por duas cantoneiras em T, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma:

— estado-limite FLA (aplicável apenas quando a extremidade livre da alma estiver comprimida):

$$M_{Rd} = 1,5 \frac{f_y W_x}{\gamma_{a1}}, \quad \text{para } \lambda \leq \lambda_y$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left(2,43 - 1,72 \lambda \sqrt{\frac{f_y}{E}} \right) f_y W_x, \quad \text{para } \lambda_y < \lambda \leq \lambda_r$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{cr}, \quad \text{para } \lambda > \lambda_r$$

$$M_{cr} = \frac{0,7 E W_x}{\lambda^2}$$

onde

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

$$\lambda_y = 0,54 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

b é a largura e t é a espessura da aba comprimida das cantoneiras;

— estado-limite FLM (aplicável apenas se a mesa estiver total ou parcialmente comprimida):

$$M_{Rd} = 1,5 \frac{f_y W_{xc}}{\gamma_{a1}} \leq 1,5 \frac{f_y W_x}{\gamma_{a1}}, \quad \text{para } \lambda \leq \lambda_y$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left(2,43 - 1,72 \lambda \sqrt{\frac{f_y}{E}} \right) f_y W_{xc} \leq 1,5 \frac{f_y W_x}{\gamma_{a1}}, \quad \text{para } \lambda_y < \lambda \leq \lambda_r$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{cr}, \quad \text{para } \lambda > \lambda_r$$

$$M_{cr} = \frac{1}{\lambda^2} 0,7 E W_{xc}$$

onde

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

$$\lambda_y = 0,54 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

— estado-limite FLT, aplicável quando a extremidade livre da alma estiver tracionada:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{p\ell}, \quad \text{para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \quad \text{para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{cr}, \quad \text{para } \lambda > \lambda_r$$

$$M_r = f_y W_x$$

$$M_{cr} = \frac{1,95E}{L_b} \sqrt{I_y J} (B + \sqrt{1 + B^2})$$

$$B = 2,3 \frac{b}{L_b} \sqrt{\frac{I_y}{J}}$$

onde

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y}$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = \frac{1,95E}{r_y f_y} \sqrt{\frac{I_y J}{W_x}} \sqrt{2,36 \frac{f_y b W_x}{E J} + 1}$$

— estado-limite FLT, aplicável quando a extremidade livre da alma estiver comprimida:

$$M_{Rd} = \left(1,92 - 1,17 \sqrt{\frac{f_y W_x}{M_{cr}}} \right) \frac{f_y W_x}{\gamma_{a1}} \leq 1,5 \frac{f_y W_x}{\gamma_{a1}}, \quad \text{para } \frac{f_y W_x}{M_{cr}} \leq 1,0$$

$$M_{Rd} = \left(0,92 - 0,17 \frac{M_{cr}}{f_y W_x} \right) \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}}, \quad \text{para } \frac{f_y W_x}{M_{cr}} > 1,0$$

$$M_{cr} = \frac{1,95E}{L_b} \sqrt{I_y J} (-B + \sqrt{1 + B^2})$$

D.2.5 Para as seções sólidas circulares e retangulares, fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia:

$$M_{Rd} = \frac{M_{p\ell}}{\gamma_{a1}}$$

D.2.6 Para as seções tubulares circulares, para o estado-limite de flambagem local da parede do tubo, o único aplicável, com D/t não superior a $0,45 E/f_y$, é calculado conforme a seguir:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{p\ell}, \quad \text{para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left(\frac{0,021}{D/t} E + f_y \right) W, \quad \text{para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{cr}, \quad \text{para } \lambda > \lambda_r$$

$$M_{cr} = \frac{0,33E}{D/t} W$$

onde

$$\lambda = \frac{D}{t}$$

$$\lambda_p = \frac{0,07E}{f_y}$$

$$\lambda_r = \frac{0,31E}{f_y}$$

D.2.7 Para as seções tubulares retangulares e seções-caixão, duplamente simétricas, fletidas em relação a um dos eixos de simetria que seja paralelo a dois lados:

— estado-limite FLM:

$$M_{Rd} = \frac{M_{p\ell}}{\gamma_{a1}}, \quad \text{para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{p\ell} - (M_{p\ell} - f_y W) \left(3,57\lambda \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4,0 \right) \right], \quad \text{para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} f_y W_{ef}, \quad \text{para } \lambda > \lambda_r$$

onde

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}, \quad \text{para seções tubulares retangulares}$$

$$\lambda_r = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}, \quad \text{para seções-caixão}$$

W_{ef} é o módulo de resistência elástico efetivo, obtido com b_{ef} , calculado conforme 5.3.4.2, utilizando λ_r como $(b/t)_{lim}$ e considerando χ igual a 1,0;

b e t são a largura e a espessura da mesa comprimida, respectivamente (ver Tabela 4).

— estado-limite FLA:

$$M_{Rd} = \frac{M_{p\ell}}{\gamma_{a1}}, \quad \text{para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r) \left(0,305\lambda \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 0,738 \right) \right] \leq \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{p\ell}, \quad \text{para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$M_{Rd} = \text{ver Anexo E}, \quad \text{para } \lambda > \lambda_r$$

$$M_r = f_y W$$

onde



$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda_p = 2,42 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

h é a distância entre as faces internas das mesas, para seções-caixão, com a distância entre as faces internas das mesas subtraída dos dois raios de concordância entre a mesa e alma, para perfis tubulares retangulares, e t_w é a espessura da alma.

— estado-limite FLT (ver Tabela D.1).

Tabela D.1 – Parâmetros referentes ao momento fletor resistente

Tipo de seção e eixo de flexão	Estados-limites aplicáveis	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_r
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver D.2.8-a)	$\frac{L_b}{r_y}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 1
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 6	b/t Ver Nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo E)	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com apenas um eixo de simetria situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia (ver Notas 9 e 10)	FLT	$(f_y - \sigma_r)W_c \leq f_y W_t$ Ver Nota 5	Ver Nota 2	$\frac{L_b}{r_{yc}}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 2
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W_c$ Ver Nota 5	Ver Nota 6	b/t Ver Nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo E)	$\frac{h_c}{t_w}$	$\frac{\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{f_y}}}{\left(0,54 \frac{M_{p\ell}}{M_t} - 0,09\right)^2} \leq \lambda_r$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H e seções U fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia	FLM Ver Nota 3	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 6	b/t Ver Nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA Ver Nota 3	$f_y W_{ef}$ Ver Nota 4	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver Nota 4	$\frac{h}{t_w}$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções-caixão e tubulares retangulares duplamente simétricas, fletidas em relação a um dos eixos de simetria que seja paralelo a dois lados	FLT Ver Nota 7	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	$2EC_b \frac{\sqrt{JA}}{\lambda}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$0,13E \frac{\sqrt{JA}}{M_{p\ell}}$	$2EC_b \frac{\sqrt{JA}}{M_t}$
	FLM	Ver D.2.7				
	FLA	Ver D.2.7				
Seções sólidas retangulares fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$f_y W$	$2EC_b \frac{\sqrt{JA}}{\lambda}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$0,13E \frac{\sqrt{JA}}{M_{p\ell}}$	$2EC_b \frac{\sqrt{JA}}{M_t}$

D.2.8 Os critérios relacionados à Tabela D.1 são indicados a seguir:

$$a) \quad \lambda_r = \frac{1,38C_b\sqrt{I_yJ}}{r_yJ\beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27C_w\beta_1^2}{C_b^2I_y}}}$$

$$M_{cr} = \frac{C_b\pi^2EI_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{JL_b^2}{C_w} \right)}$$

onde

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W}{EJ}$$

$$C_w = \frac{I_y(d - t_f)^2}{4}, \quad \text{para seções I}$$

$$C_w = \frac{t_f(b_f - 0,5t_w)^3}{12} \left[\frac{3(b_f - 0,5t_w)t_f + 2(d - t_f)t_w}{6(b_f - 0,5t_w)t_f + (d - t_f)t_w} \right], \quad \text{para seções U}$$

$$b) \quad \lambda_r = \frac{1,38C_b\sqrt{I_yJ}}{r_{yTc}J\beta_1} \sqrt{\beta_2 + \sqrt{\beta_2^2 + \frac{27C_w\beta_1^2}{C_b^2I_y}}}$$

$$M_{cr} = \frac{C_b\pi^2EI_y}{L_b^2} \left[\beta_3 + \sqrt{\beta_3^2 + \frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{JL_b^2}{C_w} \right)} \right]$$

onde

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W_c}{EJ} \leq \frac{f_yW_t}{EJ}$$

$$\beta_2 = \frac{5,2\beta_1\beta_3}{C_b} + 1$$

$$\beta_3 = 0,45 \left(d - \frac{t_{fs} + t_{fi}}{2} \right) (2\alpha_y - 1)$$

$$C_w = \frac{1}{12} \left(d - \frac{t_{fs} + t_{fi}}{2} \right)^2 \left(\frac{t_{fi}b_{fi}^3t_{fs}b_{fs}^3}{t_{fi}b_{fi}^3 + t_{fs}b_{fs}^3} \right)$$

sendo α_y determinado conforme D.2.8-i).

- o estado-limite FLA aplica-se somente à alma da seção U, quando comprimida pelo momento fletor. Para seção U, o estado-limite FLM aplica-se somente quando a extremidade livre das mesas for comprimida pelo momento fletor.
- W_{ef} é o módulo de resistência mínimo elástico, relativo ao eixo de flexão, para uma seção que tenha uma mesa comprimida (ou alma comprimida, no caso de perfil U fletido em relação ao eixo de menor inércia) de largura igual a b_{ef} , obtida em 5.3.4.2, considerando χ igual a 1,0. Em alma comprimida de seção U fletida em relação ao eixo de menor momento de inércia, $b = h$, $t = t_w$ e $b_{ef} = h_{ef}$.
- a tensão residual de compressão nas mesas, σ_r , deve ser considerada igual a 30 % da resistência ao escoamento do aço utilizado.

d) para perfis laminados:

$$M_{cr} = \frac{0,69E}{\lambda^2} W_C, \quad \lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}}$$

Para perfis soldados:

$$M_{cr} = \frac{0,90Ek_C}{\lambda^2} W_C, \quad \lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_C}}$$

com k_C conforme Tabela 4, nota a).

e) o estado-limite FLT somente é aplicável quando o eixo de flexão for o de maior momento de inércia.

f) b/t é a relação entre largura e espessura aplicável à mesa do perfil; no caso de seções I e H com um eixo de simetria, b/t refere-se à mesa comprimida (para mesas de seções I e H, b é a metade da largura total; para mesas de seções U, a largura total; para seções tubulares retangulares, a largura da parte plana; para seções-caixão, a distância livre entre almas).

g) para essas seções, devem ser atendidas as seguintes limitações:

$$0,1 \leq \alpha_y \leq 0,9$$

onde

$$\alpha_y = \frac{I_{yTc}}{I_y}$$

h) se houver inversão de momentos no comprimento destravado (curvatura reversa), a verificação deve ser feita para as duas mesas (cada mesa possui um momento fletor resistente de cálculo, que deve ser igual ou superior ao máximo momento solicitante de cálculo que causa compressão nessa mesa). Nos demais casos, o momento fletor resistente de cálculo é constante ao longo do comprimento destravado e deve ser igual ou superior ao máximo momento solicitante de cálculo (positivo ou negativo) nesse comprimento.

i) alternativamente, M_{cr} pode ser obtido por análise de estabilidade elástica.

Anexo E (normativo)

Momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma esbelta

E.1 Generalidades

E.1.1 Este Anexo apresenta os procedimentos para determinação do momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma esbelta.

E.1.2 Vigas de alma esbelta, para os efeitos deste Anexo, são aquelas com seção I ou H soldada, com dois eixos de simetria ou um eixo de simetria no plano médio da alma carregada nesse plano, e seções-caixão e tubulares retangulares com dois eixos de simetria no plano médio da alma carregada nesse plano, com o parâmetro de esbeltez da alma $\lambda = h/t_w$, em que h é a distância entre as faces internas das mesas e t_w a espessura da alma, superior a $\lambda_r = 5,70\sqrt{E/f_y}$.

E.1.3 As vigas de alma esbelta tratadas neste Anexo devem atender aos seguintes requisitos:

- a) no caso de seções monossimétricas, a soma das áreas da menor mesa e da alma deve ser superior à área da maior mesa, e $0,1 \leq \alpha_y \leq 0,9$, com α_y definido no Anexo D;
- b) a relação entre as áreas da alma e da mesa comprimida não pode exceder 10;
- c) a relação não pode exceder 260, nem:

$$11,7\sqrt{\frac{E}{f_y}}, \text{ para } \alpha/h > 1,5$$

$$0,42\frac{E}{f_y}, \text{ para } \alpha/h > 1,5$$

α e h são definidos em 5.4.3.1.1.

E.2 Momento fletor resistente de cálculo

E.2.1 O valor do momento fletor resistente de cálculo, para o estado-limite último de escoamento da mesa tracionada, é calculado conforme a seguir:

$$M_{Rd} = \frac{W_{xt}f_y}{\gamma_{a1}}$$

onde

W_{xt} é o módulo de resistência elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo de flexão.

E.2.2 O momento fletor resistente de cálculo, para o estado-limite último de flambagem lateral com torção (FLT), é calculado conforme a seguir:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_y, \quad \text{para } \lambda \leq \lambda_y$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_y - (M_y - M_r) \left(\frac{\lambda - \lambda_y}{\lambda_r - \lambda_y} \right) \right], \quad \text{para } \lambda_y < \lambda \leq \lambda_r$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{cr}, \quad \text{para } \lambda > \lambda_r$$

$$M_y = k_{pg} f_y W_{xc}$$

$$M_r = k_{pg} (f_y - \sigma_r) W_{xc}$$

$$M_{cr} = \frac{C_b k_{pg} \pi^2 E W_{xc}}{\lambda^2}$$

onde

$$\lambda = \frac{L_b}{r_{yc}}$$

$$\lambda_y = 1,10 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = \pi \sqrt{\frac{EC_b}{(f_y - \sigma_r)}}$$

$$k_{pg} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300a_r} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq 1,0$$

L_b é a distância entre duas seções contidas lateralmente;

C_b é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme, conforme em 5.4.2.3, 5.4.2.4 e 5.4.2.5, o que for aplicável;

r_{yc} é o raio de giração, em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma, da seção formada pela mesa comprimida mais um terço da altura da alma comprimida;

a_r é igual à relação $h_c t_w / A_{fc}$, para seções I, H e U, e $2h_c t_w / A_{fc}$, para seções-caixão e tubulares retangulares; a_r não pode ser superior a 10;

A_{fc} é a área da mesa comprimida;

h_c é igual a duas vezes a distância do centro geométrico da seção transversal à face interna da mesa comprimida;

W_{xc} é o módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão.

E.2.3 O momento fletor resistente de cálculo, para o estado-limite último de flambagem local da mesa comprimida (FLM) de perfis com seção I ou H, é calculado conforme a seguir:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_y, \quad \text{para } \lambda \leq \lambda_y$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_y - (M_y - M_r) \left(\frac{\lambda - \lambda_y}{\lambda_r - \lambda_y} \right) \right], \quad \text{para } \lambda_y < \lambda \leq \lambda_r$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{cr}, \quad \text{para } \lambda > \lambda_r$$

$$M_y = k_{pg} f_y W_{xc}$$

$$M_r = k_{pg} (f_y - \sigma_r) W_{xc}$$

$$M_{cr} = \frac{0,90 k_{pg} E k_c E W_{xc}}{\lambda^2}$$

onde

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{k_c E}{(f_y - \sigma_r)}}$$

k_c é dado na nota a) da Tabela 4;

b_f e t_f são a largura total e a espessura, respectivamente, da mesa comprimida.

E.2.4 O momento fletor resistente de cálculo, para o estado-limite último de flambagem local da mesa comprimida (FLM) de seções-caixão e tubulares retangulares, é calculado conforme a seguir:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_{cr} \leq \frac{1}{\gamma_{a1}} M_y$$

$$M_{cr} = \frac{0,90 k_{pg} E k_c W_{xc}}{\lambda^2}$$

onde

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

M_y e k_{pg} são dados em E.2.2, considerando-se a_f igual a $2h_c t_w / A_{fc}$, e k_c deve ser considerado igual a 4,0;

b e t são, respectivamente, a largura e a espessura da mesa (ver a Tabela 4 para definições); para seções tubulares, t_w deve ser considerada igual a t .

Anexo F (normativo)

Aberturas em almas de vigas

F.1 Os efeitos das aberturas na alma dos perfis devem ser considerados no dimensionamento de vigas de aço e de vigas mistas de aço e concreto.

F.2 No dimensionamento, devem ser verificados os estados-limite últimos e de serviço aplicáveis, considerando a influência das aberturas nas almas das vigas e de eventuais reforços dessas aberturas. Deve ser usado um método que se baseie em princípios reconhecidos da engenharia de estruturas.

F.3 Admite-se a execução de aberturas circulares e sem reforço nas almas de vigas de aço biapoiadas, prismáticas, com seção em forma de I simétrica em relação ao eixo de menor inércia, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia, cujas almas possuam relação entre altura e espessura, h/t_w , de no máximo $3,76\sqrt{E/f_y}$ e cuja mesa comprimida possua relação entre a largura e a espessura, $b_{fc}/(2t_{fc})$, de no máximo $0,38\sqrt{E/f_y}$, sem a necessidade de cálculos específicos, considerando os efeitos das aberturas, quando (ver Figura F.1):

- o carregamento atuante for uniformemente distribuído;
- as aberturas estiverem situadas dentro do terço médio da altura e nos dois quartos centrais do vão da viga;
- a distância entre os centros de duas aberturas adjacentes, medida paralelamente ao eixo longitudinal da viga, for no mínimo 2,5 vezes o diâmetro da maior dessas duas aberturas;
- a força cortante solicitante de cálculo nos apoios não for maior que 50 % da força cortante resistente de cálculo da viga.

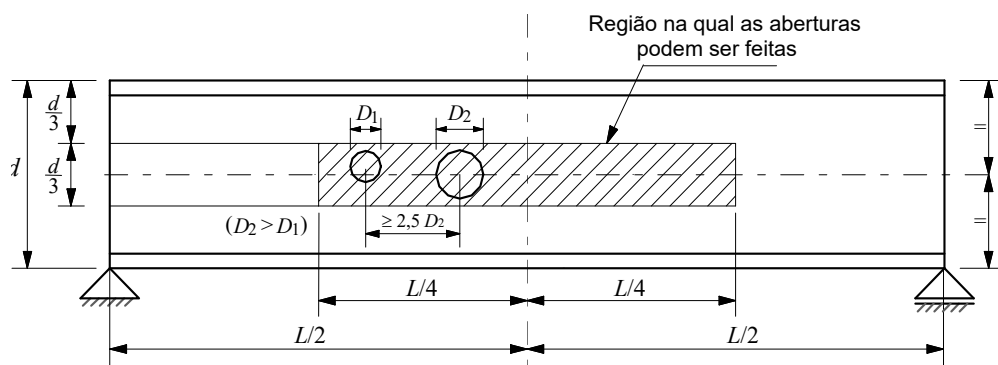


Figura F.1 – Condições para execução de aberturas circulares

F.4 As regras apresentadas em F.3 podem ser também aplicadas a vigas mistas de aço e concreto, desde que o componente de aço atenda aos requisitos apresentados, exceto o referente à relação entre a largura e a espessura da mesa.

F.5 Procedimentos para cálculos mais precisos sobre vigas com aberturas na alma podem ser encontrados em P.4.

Anexo G (normativo)

Requisitos para barras de seção variável

G.1 Generalidades

G.1.1 Este Anexo contempla as barras de seção variável que atendam aos seguintes requisitos:

- a) as seções transversais devem ser do tipo I, H ou caixão, com dois eixos de simetria;
- b) as mesas devem ter seção constante entre seções as contidas contra instabilidade;
- c) a altura da(s) alma(s) deve variar linearmente entre as seções contidas contra instabilidade.

G.1.2 O cálculo e o projeto de barras de seção variável que atendam aos requisitos listados em G.1.1 devem ser efetuados conforme o descrito na Seção 5, exceto nos casos de G.2 a G.4, em que são requeridas algumas adaptações.

G.2 Força axial de tração resistente de cálculo

A força axial de tração resistente de cálculo deve ser determinada de acordo com 5.2, considerando-se a área bruta da seção transversal de menor altura e a área líquida da seção sujeita à ruptura.

G.3 Força axial de compressão resistente de cálculo

A força axial de compressão resistente de cálculo deve ser determinada de acordo com 5.3, considerando-se as dimensões e as propriedades geométricas da seção de menor altura. Além disso, na determinação das forças axiais de flambagem, os coeficientes de flambagem por flexão em relação ao eixo perpendicular à alma e de torção devem ser obtidos por análise racional (o coeficiente de flambagem por flexão em relação ao eixo perpendicular às mesas pode ser determinado como para as barras prismáticas). Procedimentos para cálculos mais precisos da força axial de flambagem podem ser obtidos na Bibliografia [4].

G.4 Momento fletor resistente de cálculo

G.4.1 O momento fletor resistente de cálculo para o estado-limite de flambagem lateral com torção, entre seções contidas lateralmente, não pode ser inferior ao momento fletor solicitante de cálculo da seção em que ocorre a maior tensão de compressão nas mesas. Para esse estado-limite, aplicam-se os requisitos de 5.4, mas determinando-se o fator de modificação para o diagrama de momento fletor não uniforme, C_b , por análise de estabilidade elástica ou, de forma conservadora, considerando-o igual a 1,0. Procedimentos para cálculos mais precisos do momento fletor crítico podem ser obtidos na Bibliografia [4].

G.4.2 Na determinação dos parâmetros de esbeltez λ , λ_p e λ_r , para qualquer estado-limite, devem ser adotadas as propriedades geométricas da seção de maior altura.

Anexo H (normativo)

Fadiga

H.1 Aplicabilidade

H.1.1 Este Anexo aplica-se a elementos estruturais de aço e ligações metálicas sujeitos a ações com grande número de ciclos, com variação de tensões no regime elástico, cuja frequência e magnitude sejam suficientes para iniciar trincas e colapso progressivo por fadiga.

H.1.2 As especificações em H.2 a H.6 podem não se aplicar em parte ou na totalidade às ligações soldadas envolvendo um ou mais perfis tubulares. Recomenda-se, para a verificação dessas ligações à fadiga, a utilização da AWS D1.1, fazendo-se as adaptações necessárias para manter o nível de segurança previsto nesta Norma.

H.2 Generalidades

H.2.1 Para os efeitos deste Anexo, deve-se usar a combinação frequente de fadiga:

$$F_{d,fad} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 \sum_{j=1}^n F_{Qj,k}$$

onde

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Qi,k}$ é o valor característico das ações variáveis;

ψ_1 é o fator de redução para as ações variáveis, igual a 1,0, conforme Tabela 2, Nota de rodapé d.

H.2.2 Os requisitos deste Anexo aplicam-se às tensões no metal-base calculadas usando-se a combinação de ações descrita em H.2.1, cujo valor não ultrapasse $0,66f_y$ ou $0,40f_y$, para tensões normais ou de cisalhamento, respectivamente.

H.2.3 A faixa de variação de tensões é definida como a magnitude da mudança de tensão devida à aplicação ou remoção das ações variáveis da combinação de ações descritas em H.2.1. No caso de inversão do sinal da tensão em um ponto qualquer, a faixa de variação de tensões deve ser determinada pela diferença algébrica dos valores máximo e mínimo da tensão considerada nesse ponto.

H.2.4 No caso de junta de topo com solda de penetração total, o limite admissível para a faixa de variação de tensões (σ_{SR}) é aplicável apenas às soldas com qualidade de acordo com os requisitos da AWS D1.1 e de H.6.

H.2.5 Nenhuma verificação de resistência à fadiga é necessária se a faixa de variação de tensões for inferior ao limite (σ_{TH}) dado na Tabela H.1 (detalhes construtivos relacionados aos casos da Tabela H.1 são dados na Tabela H.2). Também não é necessário verificar a fadiga em pontos em que os valores extremos da faixa de variação de tensões sejam de compressão.



H.2.6 Não é necessária a verificação de resistência à fadiga se o número de ciclos de aplicação das ações variáveis for menor que 20 000.

H.2.7 A resistência a ações cíclicas determinada pelos requisitos deste Anexo contempla apenas as estruturas:

- a) com proteção adequada à corrosão ou sujeitas apenas às atmosferas levemente corrosivas;
- b) sujeitas a temperaturas inferiores a 150 °C.

H.3 Cálculo da tensão máxima e da máxima faixa de variação de tensões

H.3.1 O cálculo de tensões deve ser baseado em análise elástica. As tensões não necessitam ser amplificadas pelos fatores de concentração de tensão devido a descontinuidades geométricas.

H.3.2 Parafusos e barras redondas rosqueadas (ver H.5) sujeitas à tração não podem ser utilizados em ligações sujeitas à fadiga em que o efeito alavanca seja significativo, ou seja, a ligação deve ser calculada para as combinações últimas normais de ações (ver 4.8.7.2.1) conforme 6.3.5.3 (placa rígida). Nesse caso, portanto, a análise elástica das placas interligadas, com a combinação de ações dada em H.2.1, pode ser feita sem a consideração do efeito de alavanca.

H.3.3 No caso de atuação conjunta de força axial e momentos fletores, as máximas tensões normais e de cisalhamento devem ser determinadas considerando todos os esforços solicitantes.

H.3.4 Para barras com seções transversais simétricas, os parafusos e as soldas devem ser distribuídos simetricamente em relação ao eixo da barra, ou as tensões consideradas no cálculo da faixa de variação de tensões devem incluir os efeitos da excentricidade.

H.3.5 Para cantoneiras sujeitas à força axial, em que o centro geométrico das soldas de ligação fica entre as linhas que passam pelo centro geométrico da seção transversal da cantoneira e pelo centro da aba conectada, os efeitos da excentricidade podem ser ignorados. Se o centro geométrico das soldas se situar fora dessa zona, as tensões totais, incluindo aquelas devidas à excentricidade, devem ser incluídas no cálculo da faixa de variação de tensões.

H.4 Faixa admissível de variação de tensões

A faixa de variação de tensões não pode exceder os valores dados a seguir:

- a) para as categorias de detalhes A, B, B', C, D, E e E', a faixa admissível de variação de tensões, σ_{SR} , em megapascals (MPa), deve ser determinada por:

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{329C_f}{N} \right)^{0,333} \geq \sigma_{TH}$$

onde

C_f é a constante dada na Tabela H.1 para a categoria correspondente;

N é o número de ciclos de variação de tensões durante a vida útil da estrutura (ver a Bibliografia [2]);

σ_{TH} é o limite admissível da faixa de variação de tensões, para um número infinito de ciclos de solicitação, dado na Tabela H.1, expresso em megapascals (MPa);

- b) para a categoria de detalhe F, a faixa admissível de variação de tensões, σ_{SR} , deve ser determinada por (C_f e σ_{TH} são dados na Tabela H.1):

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{11 \times 10^4 C_f}{N} \right)^{0,167} \geq \sigma_{TH}$$

- c) para elementos de chapa tracionados, ligados na extremidade por soldas de penetração parcial, com ou sem soldas de filete de reforço ou de contorno, em detalhes em cruz, em T ou de canto, dispostas transversalmente à direção das tensões, ou ligadas somente por soldas de filete, a faixa admissível de variação de tensões na seção transversal da chapa tracionada deve ser determinada como a menor entre as seguintes:

- 1) com base no início de nucleação (formação) da trinca no pé da solda, isto é, a partir da linha de transição entre o metal-base e a solda, para categoria de detalhe C, pela equação a seguir:

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{14,4 \times 10^{11}}{N} \right)^{0,333} \geq 69 \text{ Mpa}$$

- 2) com base no início de nucleação (formação) da trinca a partir da raiz da solda, no caso de soldas de penetração parcial, com ou sem soldas de filete de reforço ou de contorno, para categoria de detalhe C', pela equação a seguir:

$$\sigma_{SR} = R_{PJP} \left(\frac{14,4 \times 10^{11}}{N} \right)^{0,333}$$

onde

R_{PJP} é o fator de redução para soldas de penetração parcial, com ou sem filete de reforço, calculado pela seguinte equação:

$$R_{PJP} = \frac{1}{t_p^{0,167}} \left[1,12 - 1,01 \left(\frac{2a}{t_p} \right) + 1,24 \left(\frac{w}{t_p} \right) \right] \leq 1,0$$

(se $R_{PJP} = 1,0$, usar categoria de detalhe C)

$2a$ é o comprimento da face não soldada da raiz na direção da espessura da chapa tracionada, expresso em milímetros (mm);

w é a dimensão da perna do filete de reforço ou de contorno, se existir, na direção da espessura da chapa tracionada, expressa em milímetros (mm);

t_p é a espessura da chapa tracionada, expressa em milímetros (mm);

- 3) com base no início de nucleação (formação) da trinca a partir das raízes de um par de filetes de solda transversais, em lados opostos da chapa tracionada, para categoria de detalhe C'', pela equação a seguir:

$$\sigma_{SR} = R_{FIL} \left(\frac{14,4 \times 10^{11}}{N} \right)^{0,333}$$

onde

R_{FIL} é o fator de redução para juntas constituídas apenas por um par de filetes de solda transversais, calculado pela seguinte equação:

$$R_{FIL} = \left(\frac{0,103 + 1,24w/t_p}{t_p^{0,167}} \right) \leq 1,0$$

(se $R_{FIL} = 1,0$, usar categoria de detalhe C).

As categorias de detalhes C' e C'' são casos em que a trinca se inicia na raiz da solda. Essas categorias de detalhe não têm uma tensão σ_{TH} e, portanto, não podem ser projetadas para um número infinito de ciclos de sollicitação. Se for necessário que sejam projetadas para um número infinito de ciclos, a dimensão das soldas deve ser aumentada de modo que R_{PJP} ou R_{FIL} , onde aplicáveis, sejam iguais a 1,0. Nesse caso, a nucleação da trinca se iniciaria no pé da solda e a categoria de detalhe passaria a ser C, podendo, portanto, ser projetada para um número infinito de ciclos, desde que a variação de tensões não supere σ_{TH} .

H.5 Parafusos e barras redondas rosqueadas

A faixa de variação de tensões não pode exceder a faixa admissível calculada como a seguir:

- a) para ligações parafusadas sujeitas a corte nos parafusos, a faixa admissível de variação de tensões no material do elemento ligado é dada pela equação a seguir, em que C_f e σ_{TH} são dados na Tabela H.1, casos 2.1 a 2.4:

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{329C_f}{N} \right)^{0,333} \geq \sigma_{TH}$$

- b) para parafusos de alta resistência, parafusos comuns e barras redondas rosqueadas com rosca laminada, cortada ou usinada, a faixa de variação de tensões de tração na área líquida efetiva do parafuso ou da barra redonda rosqueada, proveniente de força axial e momento fletor, incluindo o efeito de alavanca (ver H.3.2), não pode exceder a faixa admissível dada pela seguinte equação:

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{329 f}{f} \right)^{0,333} \geq \sigma_{TH}$$

O fator C_f e o limite σ_{TH} são dados na Tabela H.1, caso 8.5 (categoria G). A área líquida efetiva deve ser determinada conforme a seguir:

$$A_{ef} = \frac{\pi}{4} (d_b - 0,9382p)^2$$

onde

d_b é o diâmetro nominal;

p é o passo da rosca, expresso em milímetros (mm).

Alternativamente, a área líquida efetiva pode ser determinada conforme 6.3.2.2.

Para juntas nas quais o material no interior da pega não seja limitado a aço ou para juntas cujos parafusos não sejam montados com protensão inicial conforme os requisitos da Tabela 19, a força axial e o momento fletor, incluindo o efeito de alavanca (ver H.3.2), devem ser considerados transmitidos exclusivamente pelos parafusos ou barras redondas rosqueadas.

Para juntas nas quais o material no interior da pega seja limitado a aço, cujos parafusos sejam montados com protensão inicial conforme os requisitos da Tabela 19, permite-se uma análise da rigidez relativa das partes conectadas e dos parafusos para determinar a faixa de variação de tensões de tração nos parafusos devida à força axial e ao momento fletor, incluindo o efeito de alavanca (ver H.3.2). Alternativamente, a faixa de variação de tensões nos parafusos pode ser considerada igual à tensão em sua área líquida efetiva oriunda da aplicação de 20 % da força obtida com a combinação de ações dada em H.2.1.

H.6 Requisitos especiais de fabricação e montagem

H.6.1 Chapas de espera longitudinais, se forem usadas, devem ser contínuas. Se forem necessárias emendas nas chapas de espera em juntas longas, tais emendas devem ser feitas com solda de penetração total, e o excesso de solda deve ser esmerilhado longitudinalmente antes do posicionamento da chapa na junta. As soldas de filete para ligar as chapas de espera longitudinais que não forem removidas devem ser contínuas.

H.6.2 Em juntas transversais em T ou de canto, feitas com solda de penetração total, um filete de reforço não menor que 6 mm deve ser adicionado nos cantos reentrantes.

H.6.3 A rugosidade superficial de bordas cortadas termicamente, sujeitas a faixas de variações de tensões, não pode exceder 25 μm , usando-se como referência a ASME B46.1

H.6.4 Cantos reentrantes em regiões de cortes, recortes e em aberturas para acesso de soldagem devem formar um raio não menor que os valores indicados na Tabela H.1, casos 1.3 e 1.4, utilizando um furo com broca ou com punção com diâmetro menor, usinado posteriormente até o raio especificado. O raio da abertura também pode ser obtido por corte térmico e esmerilhado posteriormente.

H.6.5 Para juntas transversais com soldas de penetração total, em regiões com tensão de tração, devem ser usados prolongadores que assegurem que o início e o término da solda ocorram fora da junta acabada. Os prolongadores devem ser removidos e a extremidade da solda deve ser esmerilhada até facear com a borda das peças ligadas. Limitadores nas extremidades da junta não podem ser usados.

H.6.6 Ver 6.2.6.2.6 para requisitos relativos a retornos em determinadas soldas de filete sujeitas a carregamentos cíclicos.

H.6.7 Para soldas de penetração total, as faixas de tensão permitidas, conforme as equações deste Anexo, aplicam-se somente às soldas que forem submetidas a ensaios de ultrassom ou radiográficos, e aprovadas conforme os requisitos de fadiga da AWS D1.1.



Tabela H.1 – Parâmetros de fadiga

Caso	Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} MPa	Ponto de início potencial da trinca
Material-base afastado de qualquer solda					
1.1	Metal-base, exceto de aço resistente à corrosão atmosférica, sem pintura, com superfícies sujeitas ou não à limpeza manual ou mecânica; bordas cortadas termicamente, com rugosidade superficial não superior a 25 μm , sem cantos reentrantes.	A	250×10^8	165	Afastado de qualquer solda ou ligação estrutural.
1.2	Metal-base de aço resistente à corrosão atmosférica, sem pintura, com superfícies sujeitas ou não à limpeza manual ou mecânica; bordas cortadas termicamente, com rugosidade superficial não superior a 25 μm , sem cantos reentrantes.	B	120×10^8	110	Afastado de qualquer solda ou ligação estrutural.
1.3	Elementos com cantos reentrantes em cortes, recortes ou outras descontinuidades geométricas, exceto aberturas para acesso de soldagem: $R \geq 25$ mm, com raio, R , formado por furo com broca, com punção com diâmetro menor, posteriormente alargado por usinagem até o raio de 25 mm, e por corte térmico, esmerilhado posteriormente até a condição superficial de metal brilhante; $R \geq 25$ mm, com raio, R , sem necessidade de ser esmerilhado até a condição de metal brilhante.	C	44×10^8	69	Em qualquer borda externa ou perímetro de abertura.
		E'	$3,9 \times 10^8$	18	
1.4	Elementos com aberturas para acesso de soldagem, conforme H.6: $R \geq 25$ mm, com raio, R , formado por furo com broca, com punção com diâmetro menor, posteriormente alargado por usinagem até o raio de 25 mm, e por corte térmico, esmerilhado posteriormente até a condição superficial de metal brilhante; $R \geq 25$ mm, com raio, R , sem necessidade de ser esmerilhado até a condição de metal brilhante.	C	44×10^8	69	Em cantos reentrantes de aberturas para acesso de soldagem.
		E'	$3,9 \times 10^8$	18	
1.5	Elementos com furos com broca ou com punção com diâmetro menor, posteriormente alargado por usinagem: Furos contendo parafusos com protensão inicial; Furos sem parafusos ou com parafusos com aperto normal.	C	44×10^8	69	Na seção líquida efetiva com origem na borda do furo.
		D	22×10^8	48	



Tabela H.1 (continuação)

Caso	Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} MPa	Ponto de início potencial da trinca
Materiais ligados em ligações parafusadas					
2.1	Seção bruta do metal-base em juntas por sobreposição com parafusos de alta resistência satisfazendo todos os requisitos aplicáveis às ligações por atrito.	B	120×10^8	110	Pela seção bruta próxima ao furo.
2.2	Metal-base na seção líquida em juntas com parafusos de alta resistência calculados com base em resistência por contato, porém, com fabricação e instalação atendendo a todos os requisitos aplicáveis às ligações por atrito.	B	120×10^8	110	Na seção líquida com origem na borda do furo.
2.3	Metal-base na seção líquida de outras ligações parafusadas, exceto chapas ligadas por pino.	C	44×10^8	69	Na seção líquida com origem na borda do furo.
2.4	Metal-base na seção líquida de chapas ligadas por pino.	E	11×10^8	31	Na seção líquida com origem na borda do furo.
Ligações soldadas dos componentes de barras compostas por chapas ou perfis					
3.1	Metal-base e metal da solda em elementos sem acessórios, compostas por chapas ou perfis ligados por soldas longitudinais contínuas de penetração total, com extração de raiz e contrassolda, ou por soldas contínuas de filete.	B	120×10^8	110	A partir da superfície ou de descontinuidades internas da solda, em pontos afastados da extremidade da solda.
3.2	Metal-base e metal da solda em elementos sem acessórios, compostas por chapas ou perfis ligados por soldas longitudinais contínuas de penetração total, com chapas de espera não removidas, ou por soldas contínuas de filete.	B'	61×10^8	83	A partir da superfície ou de descontinuidades internas da solda.
3.3	Metal-base nas extremidades de soldas longitudinais que terminam em aberturas de acesso para soldagem de barras compostas, assim como no pé de soldas de filete que contornam extremidades de aberturas de acesso para soldagem: $R \geq 25$, com raio, R , formado por furo com broca, com punção com diâmetro menor, posteriormente alargado por usinagem até o raio de 25 mm, e por corte térmico, esmerilhado posteriormente até a condição superficial de metal brilhante; $R \geq 25$, com raio, R , sem necessidade de ser esmerilhado até a condição de metal brilhante.	D	22×10^8	48	A partir da extremidade da solda, penetrando na alma ou na mesa.
		E'	$3,9 \times 10^8$	18	
3.4	Metal-base nas extremidades de segmentos longitudinais de soldas intermitentes de filete.	E	11×10^8	31	No material ligado, em locais de começo e fim de deposição de solda.



Tabela H.1 (continuação)

Caso	Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} MPa	Ponto de início potencial da trinca
Ligações soldadas dos componentes de barras compostas por chapas ou perfis					
3.5	Metal-base nas extremidades de lamelas soldadas de comprimento parcial, mais estreitas que a mesa, tendo extremidades esquadrejadas ou com redução gradual de largura, com ou sem soldas transversais nas extremidades. Espessura da mesa ≤ 20 mm; Espessura da mesa > 20 mm.	E E'	11×10^8 $3,9 \times 10^8$	31 18	Na mesa, junto ao pé da solda transversal da extremidade (caso exista), ou na mesa junto ao término da solda longitudinal.
3.6	Metal-base nas extremidades de lamelas soldadas de comprimento parcial (ou outros acessórios), mais largas que a mesa, com soldas transversais nas extremidades: Espessura da mesa ≤ 20 mm; Espessura da mesa > 20 mm.	E E'	11×10^8 $3,9 \times 10^8$	31 18	Na mesa junto ao pé da extremidade da solda transversal ou na mesa junto ao término da solda longitudinal da lamela.
3.7	Metal-base nas extremidades de lamelas soldadas de comprimento parcial, mais largas que a mesa, sem soldas transversais nas extremidades, com espessura de mesa igual ou inferior a 20 mm (não é permitida espessura superior).	E'	$3,9 \times 10^8$	18	Na borda da mesa junto ao término da solda longitudinal da lamela.
Ligações de extremidade com soldas de filete longitudinais					
4.1	Metal-base na junção de barras solicitadas axialmente, com ligações de extremidade soldadas longitudinalmente. As soldas devem ficar de cada lado do eixo da barra, de forma a equilibrar as tensões na solda. Espessura da mesa $\leq 12,7$ mm; Espessura da mesa $> 12,7$ mm.	E E'	11×10^8 $3,9 \times 10^8$	31 18	Iniciando a partir de qualquer extremidade de solda, estendendo para o metal-base.
Ligações soldadas transversais à direção das tensões					
5.1	Metal-base e metal da solda em emendas de chapas, perfis laminados ou soldados de seção transversal constante, feitas com soldas de penetração total, devendo estas soldas ser niveladas com o metal-base por meio de esmerilhamento na direção das tensões aplicadas.	B	120×10^8	110	A partir de descontinuidades internas no metal da solda ou ao longo da face de fusão.
5.2	Metal-base e metal da solda em emendas com soldas de penetração total, havendo transições de largura ou de espessura, com inclinação máxima de 22° ; as soldas devem ser niveladas com o metal-base por meio de esmerilhamento na direção das tensões aplicadas.	B	120×10^8	110	A partir de descontinuidades internas no metal da solda, ao longo da face de fusão ou no início da transição.



Tabela H.1 (continuação)

Caso	Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} MPa	Ponto de início potencial da trinca
Ligações soldadas transversais à direção das tensões					
5.3	Metal-base e metal da solda em emendas com soldas de penetração total, havendo transição de largura feita com raio igual ou superior a 600 mm, com o ponto de tangência na extremidade da solda de penetração; as soldas devem ser niveladas com o metal-base por meio de esmerilhamento na direção das tensões aplicadas.	B	120×10^8	110	A partir de descontinuidades internas no metal da solda ou ao longo da face de fusão.
5.4	Metal-base e metal da solda em emendas, juntas em T ou de canto, com soldas de penetração total, sem transição de espessura ou com transição de espessura, com inclinação máxima de 22 %, quando houver solda de reforço ou quando o excesso de solda não for removido.	C	44×10^8	69	No metal da solda e a partir da solda, estendendo-se para o metal-base.
5.5	Metal-base e metal da solda adjacentes ou pertencentes à solda transversal de penetração total com chapa de espera não removida; Solda de ligação da chapa de espera dentro do entalhe; Solda de ligação da chapa de espera fora do entalhe, afastada pelo menos 13 mm da extremidade da chapa.	D	22×10^8	48	A partir do pé da solda de penetração total ou do pé da solda de ligação da chapa de espera.
		E	11×10^8	31	
5.6	Metal-base e metal da solda em ligações transversais de topo ou em T ou de canto, nas extremidades de elementos de chapa tracionados, feitas com soldas de penetração parcial, complementadas com solda de filete de reforço ou contorno; deve ser a menor faixa admissível de variação de tensões, calculada conforme a seguir: Início de fissura iniciando a partir do pé da solda; Início de fissura iniciando a partir da raiz da solda.	C C'	44×10^8 Ver equação em H.4-c), 2)	69 Não prevista.	Iniciando a partir do pé da solda, estendendo para o metal-base. Iniciando a partir da raiz da solda, estendendo para o metal da solda.
5.7	Metal-base e metal da solda em ligações transversais nas extremidades de elementos de chapa tracionados, feitas com dois filetes de solda em lados opostos da chapa; deve ser a menor faixa admissível de variação de tensões calculada conforme a seguir: Início da nucleação a partir do pé da solda; Início da nucleação a partir da raiz da solda.	C C''	44×10^8 Ver equação em H.4-c), 3)	69 Não prevista.	Iniciando a partir do pé da solda, estendendo para o metal-base. Iniciando a partir da raiz da solda, estendendo para o metal da solda.
5.8	Metal-base em elementos de chapa tracionados e metal-base em almas ou mesas de vigas, no pé de filetes de solda adjacentes a enrijecedores transversais soldados.	C	44×10^8	69	A partir de descontinuidades geométricas no pé do filete de solda, estendendo para o metal-base.



Tabela H.1 (continuação)

Caso	Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} MPa	Ponto de início potencial da trinca
Metal-base em ligações transversais soldadas de barras					
6.1	Metal-base na ligação de um acessório feita com solda longitudinal de penetração total, sujeito à solicitação longitudinal, quando o detalhe de transição do acessório for feito com um raio , com a solda esmerilhada nas extremidades, para obter concordância: $R \geq 600$ mm $600 \text{ mm} > R \geq 150$ mm $150 \text{ mm} > R \geq 50$ mm $R < 50$ mm	B C D E	120×10^8 44×10^8 22×10^8 11×10^8	110 69 48 31	Próximo ao ponto de tangência do raio com a extremidade do elemento.
6.2	Metal-base na ligação de um acessório coplanar com a mesma espessura, feita com solda longitudinal de penetração total, sujeito à solicitação transversal, com ou sem solicitação longitudinal, quando o detalhe de transição do acessório for feito com um raio , com a solda esmerilhada nas extremidades, para obter concordância: Quando o excesso de solda for removido: $R \geq 600$ mm $600 \text{ mm} > R \geq 150$ mm $150 \text{ mm} > R \geq 50$ mm $R < 50$ mm Quando o excesso de solda não for removido: $R \geq 150$ mm $150 \text{ mm} > R \geq 50$ mm $R < 50$ mm	B C D E C D E	120×10^8 44×10^8 22×10^8 11×10^8 44×10^8 22×10^8 11×10^8	110 69 48 31 69 48 31	Próximo ao ponto de tangência do raio com a extremidade do elemento, na face de fusão da extremidade do elemento ou no acessório. No pé da solda, podendo ser na borda do elemento ou no acessório.
6.3	Metal-base na ligação de um acessório coplanar com espessura diferente, feita com solda longitudinal de penetração total sujeita a solicitação transversal, com ou sem solicitação longitudinal, quando o detalhe de transição do acessório for feito com um raio e a solda esmerilhada nas extremidades para obter concordância: Quando o excesso de solda for removido: $R > 50$ mm $R \leq 50$ mm Quando o excesso de solda não for removido: Qualquer raio.	D E E	22×10^8 11×10^8 11×10^8	48 31 31	No pé da solda na borda do material menos espesso. A partir da extremidade da solda. Na transição entre a solda e o metal-base na borda do material menos espesso.



Tabela H.1 (continuação)

Caso	Descrição	Categoria de tensão	Constante C _f	Limite σ _{TH} MPa	Ponto de início potencial da trinca
Metal-base em ligações transversais soldadas de barras					
6.4	Metal-base com espessuras iguais ou diferentes, sujeito a tensões longitudinais junto a ligações de elementos transversais, com ou sem tensões transversais, ligados por soldas longitudinais de filete ou de penetração parcial, quando o detalhe de transição do acessório for feito com um raio <i>R</i> , com a solda esmerilhada nas extremidades para obter concordância: <i>R</i> > 50 mm <i>R</i> ≤ 50 mm	D	22×10 ⁸	48	Iniciando no metal-base nas extremidades da solda ou no pé da solda, estendendo para o metal-base.
		E	11×10 ⁸	31	
Metal-base junto a acessórios curtos					
7.1	Metal-base sujeito a solicitação longitudinal, junto a acessórios ligados por soldas de filete longitudinais ou transversais, quando não houver raio de transição entre o acessório e o metal-base, sendo <i>a</i> o comprimento do acessório na direção longitudinal, e <i>b</i> , sua espessura: Para qualquer espessura de <i>b</i> : <i>a</i> < 50 mm. Quando <i>b</i> ≤ 20 mm: 50 mm ≤ <i>a</i> ≤ menor entre 12 <i>b</i> e 100 mm. <i>a</i> > menor entre 12 <i>b</i> e 100 mm. Quando <i>b</i> > 20 mm: <i>a</i> > 100 mm.	C	44×10 ⁸	69	Iniciando no metal-base nas extremidades da solda ou no pé da solda, estendendo para o metal-base.
		D	22×10 ⁸	48	
		E	11×10 ⁸	31	
		E'	3,9×10 ⁸	18	
7.2	Metal-base sujeito a tensões longitudinais junto a acessórios, com ou sem tensões transversais, ligados por soldas longitudinais de filete ou de penetração parcial, quando o detalhe de transição do acessório for feito com um raio <i>R</i> , com a solda esmerilhada nas extremidades para obter concordância: <i>R</i> > 50 mm <i>R</i> ≤ 50 mm	D	22×10 ⁸	48	Iniciando no metal-base nas extremidades da solda, estendendo para o metal-base.
		E	11×10 ⁸	31	

Tabela H.1 (continuação)

Caso	Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} MPa	Ponto de início potencial da trinca
Miscelâneas					
8.1	Metal-base junto à base de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, ligados por solda de filete ou de eletrofusão.	C	44×10^8	69	No pé da solda no metal-base.
8.2	Cisalhamento na garganta de solda de filete transversal ou longitudinal contínuo ou intermitente.	F	160×10^{10} Ver equação de H.4-b)	55	Iniciando na garganta da solda, estendendo-se para o metal da solda.
8.3	Metal-base junto a soldas de tampão em furos ou rasgos.	E	11×10^8	31	Iniciando no metal-base nas extremidades da solda, estendendo para o metal-base
8.4	Cisalhamento em soldas de tampão em furos ou rasgos.	F	160×10^{10} Ver equação de H.4-b)	55	Iniciando na transição plana entre a solda e o metal-base, estendendo para o metal da solda.
8.5	Parafusos de alta resistência, instalados com e sem protensão inicial, parafusos comuns e barras redondas rosqueadas, com rosca laminada, cortada ou usinada; faixa de variação das tensões de tração calculadas com base na área líquida efetiva, incluindo efeito de alavanca, quando aplicável (ver H.3.2).	G	$3,9 \times 10^8$	48	Iniciando na raiz da rosca, estendendo-se pela seção líquida.

Tabela H.2 – Detalhes construtivos relacionados aos parâmetros de fadiga (continua)

Caso	Detalhe
Material-base afastado de qualquer solda	
1.1 e 1.2	
1.3	
1.4	

Tabela H.2 (continuação)

Caso	Detalhe
Material-base afastado de qualquer solda	
1.5	<p>vista com diagonal removida</p>
Materiais ligados em ligações parafusadas	
2.1	<p>vista com chapa sobreposta removida</p> <p>OBS: As figuras referem-se às ligações parafusadas considerando ligação por atrito</p>
2.2	<p>vista com chapa sobreposta removida</p> <p>OBS: As figuras referem-se a juntas com parafusos de alta resistência calculados com base em resistência por contato, porém com fabricação e instalação atendendo a todos os requisitos aplicáveis a ligações por atrito.</p>
2.3	<p>vista com chapa sobreposta removida</p> <p>OBS: As figuras referem-se às ligações parafusadas calculadas com base em resistência por contato, com ou sem protensão inicial</p>
2.4	
Ligações soldadas dos componentes de barras compostas por chapas ou perfis	
3.1	<p>solda de penetração total</p> <p>solda de penetração total</p>

Tabela H.2 (continuação)

Caso	Detalhe
Ligações soldadas dos componentes de barras compostas por chapas ou perfis	
3.2	<div> <div> <div>solda de penetração total ou penetração parcial</div> </div> <div> <div>solda de penetração total ou penetração parcial</div> </div> </div>
3.3	<div> <div> <div>solda contorna a abertura</div> <div>R</div> </div> </div>
3.4	<div> <div> <div>50-150</div> <div>50-150</div> </div> </div>
3.5	<div> <div> </div> </div>
3.6	<div> <div> </div> </div>
3.7	<div> <div> <div>região não soldada</div> <div>típico</div> </div> </div>
Ligações de extremidade com soldas de filete longitudinais	
4	<div> <div> </div> </div>

Tabela H.2 (continuação)

Caso	Detalhe
Ligações soldadas transversais à direção das tensões	
5.1	<p>solda de penetração total</p> <p>G</p>
5.2	<p>solda de penetração total</p> <p>G</p> <p>solda de penetração total</p> <p>solda de penetração total</p>
5.3	<p>$R \geq 600 \text{ mm}$</p> <p>solda de penetração total</p> <p>G</p>
5.4	<p>solda de penetração total</p> <p>solda de penetração total</p> <p>solda de penetração total</p> <p>Região de potencial início de trincas produzidas por tensões de tração na flexão</p>
5.5	<p>Categoria D</p> <p>Categoria E</p> <p>13 mm</p>

Tabela H.2 (continuação)

Caso	Detalhe
Ligações soldadas transversais à direção das tensões	
5.6	<div> <div> <div> <div> <div>solda de penetração parcial</div> </div> <div> <div>solda de penetração parcial</div> </div> <div> <div>Região de potencial início de trincas produzidas por tensões de tração na flexão</div> </div> </div> <div> <div> <div>Trinca na base da solda</div> <div>Categoria C</div> </div> <div> <div>Trinca na raiz da solda</div> <div>Categoria C'</div> </div> </div> <div> </div> </div> </div>
5.7	<div> <div> <div>Trinca na base da solda</div> <div>Categoria C</div> </div> <div> <div>Trinca na raiz da solda</div> <div>Categoria C''</div> </div> </div> <div> </div>
5.8	<div> </div>
Metal-base em ligações transversais soldadas de barras	
6.1	<div> <div> <div>solda de penetração total</div> </div> <div> <div>solda de penetração total</div> </div> <div> </div> </div>

Tabela H.2 (continuação)

Caso	Detalhe
Metal-base em ligações transversais soldadas de barras	
6.2	<p>soldera de penetração total</p> <p>soldera de penetração total</p> <p>R</p>
6.3	<p>Soldera de penetração total. Esmerilhar as extremidades</p> <p>Soldera de penetração total e reforço com solda de filete. Esmerilhar as extremidades</p> <p>R</p> <p>esmerilhar</p>
6.4	<p>ou soldera de penetração total</p> <p>soldera de penetração total</p> <p>R</p> <p>soldera de penetração total</p> <p>esmerilhar</p>

Tabela H.2 (continuação)

Caso	Detalhe
Metal-base junto a acessórios curtos	
7.1	
7.2	
Miscelâneas	
8.1	
8.2	
8.3	



Tabela H.2 (conclusão)

Caso	Detalhe
8.4	
8.5	



Anexo I (normativo)

Vibrações em pisos

I.1 Generalidades

I.1.1 Estruturas de pisos com pouca massa e amortecimento reduzido podem estar sujeitas a vibrações que causam desconforto durante as atividades humanas normais ou que causam prejuízo ao funcionamento de equipamentos. Este Anexo trata dos princípios básicos necessários para a realização de análise dinâmica de estruturas de pisos que suportam laje de concreto, submetidas a ações induzidas por pessoas cujas respostas possam ser consideradas estados-limite de serviço. Excitações que possam conduzir a estados-limite últimos não são tratadas neste Anexo.

I.1.2 As formulações apresentadas em I.2 referem-se a um método simplificado para avaliação da resposta de pisos com geometria regular e carregamento que possa ser considerado uniformemente distribuído em relação à excitação provocada pelo caminhar de pessoas.

I.1.3 Em pisos com geometria e carregamentos mais complexos ou sujeitos a outros tipos de excitação, como, por exemplo, excitações rítmicas oriundas de atividades aeróbicas, é necessária uma avaliação mais precisa, conforme apresentada em I.3.

I.1.4 Em I.4 são apresentados critérios de aceitabilidade da resposta da estrutura em relação ao conforto dos usuários, em função da ocupação do piso.

I.1.5 Para esse estado-limite de serviço, devem-se utilizar as combinações frequentes de serviço, dadas em 4.8.7.3.3. Porém, no caso específico de análise de vibrações decorrentes do caminhar de pessoas, devem-se considerar os fatores de redução ψ_1 e ψ_2 iguais a 0,1. Em alguns casos, entretanto, esses valores devem ser considerados iguais a zero, como no caso de garagens, escadas, passarelas e áreas de circulação de público de centros comerciais (*mall*), de aeroportos, rodoviárias e assemelhados.

I.1.6 Para evitar que a estrutura de piso entre em ressonância com o primeiro harmônico do caminhar de pessoas, recomenda-se que sua frequência natural não seja inferior a 3 Hz. Em pisos com frequências naturais inferiores a 3 Hz, a critério do responsável técnico pelo projeto, deve-se demonstrar, por meio de uma avaliação precisa (ver I.3), que a resposta da estrutura do piso, mesmo em ressonância com o primeiro harmônico do caminhar de pessoas, não ultrapasse os valores apresentados em I.4.

I.1.7 Para os efeitos deste Anexo, os elementos da estrutura (laje, vigas e pilares) podem ser considerados contínuos nos apoios, mesmo que tenham sido calculados como simplesmente apoiados. Além disso, as vigas que apoiam laje podem ser consideradas mistas de aço e concreto, mesmo que tenham sido calculadas como não mistas, com base no valor dinâmico do módulo de elasticidade do concreto. Simplificadamente, esse valor pode ser considerado igual a 38 GPa, para concreto de densidade normal, e igual a 22 GPa, para concreto de baixa densidade. Vigas de borda conectadas à fachada podem ser consideradas verticalmente apoiadas ao longo de seu comprimento.

I.2 Avaliação simplificada para o caminhar de pessoas

I.2.1 O procedimento simplificado, válido para pisos com frequência fundamental entre 3 Hz e 9 Hz, compreende as seguintes etapas:

- avaliação da frequência fundamental, de acordo com I.2.2;
- avaliação da massa modal do piso, de acordo com I.2.3;
- obtenção da resposta, de acordo com I.2.4, com base na avaliação da razão de amortecimento crítico do piso apresentada na Tabela I.2;
- comparação com os critérios de aceitabilidade, conforme I.4.

I.2.2 Em pisos com geometria regular e carregamento uniformemente distribuído, compreendendo laje sobre vigas secundárias, suportadas por vigas principais, dois modos de vibração devem ser avaliados: o modo das vigas secundárias e o modo das vigas principais, conforme ilustrados na Figura I.1. No primeiro modo, formam-se linhas nodais sobre as vigas principais, de forma que as vigas secundárias vibrem como simplesmente apoiadas. No segundo modo, as vigas principais vibram simplesmente apoiadas nos pilares e as vigas secundárias vibram como se fossem engastadas nos apoios. Para cada modo, a frequência fundamental f_0 (em hertz) pode ser calculada de acordo com a seguinte equação:

$$f_0 = \frac{18}{\sqrt{\delta}}$$

onde

δ é o deslocamento vertical total máximo do piso, expresso em milímetros (mm), calculado conforme Tabela I.1.

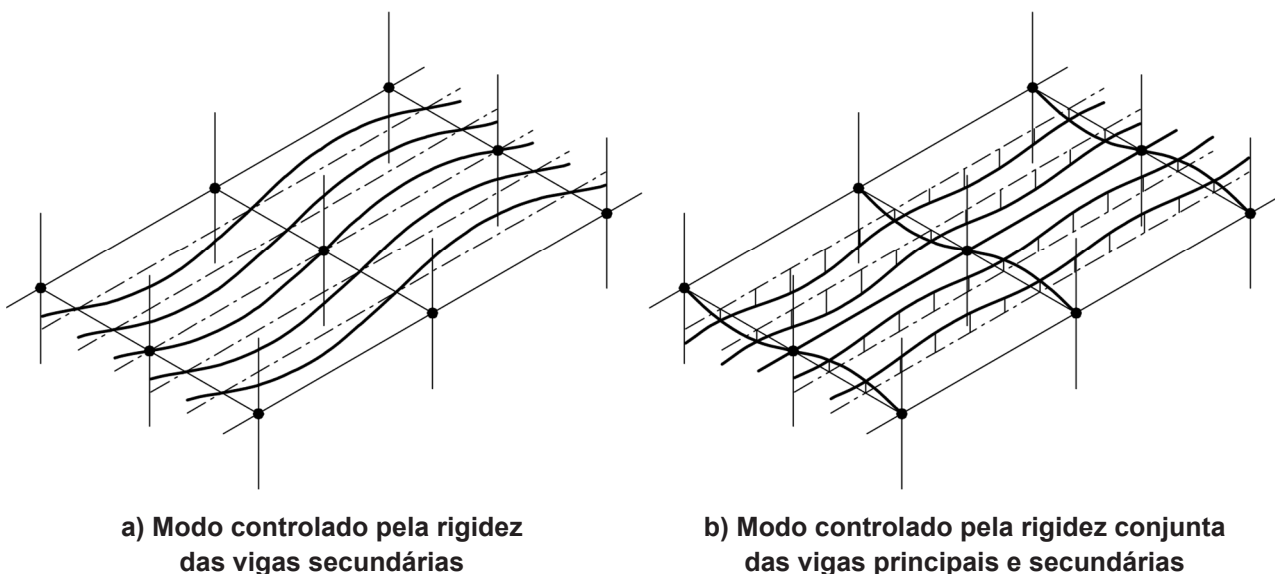


Figura I.1 – Modos de vibração do piso

I.2.3 A massa modal do piso pode ser avaliada a partir de uma área efetiva de participação do piso, de acordo com as seguintes equações:

— para o modo A, controlado pela rigidez das vigas secundárias:



$$M_A = M_b = 0,5mL_bB_b$$

onde

B_b é a largura colaborante do piso relativa à viga secundária, calculada por:

$$B_b = k_b L_b \left(\frac{I_{sb}}{I_b} \right)^{0,25} \leq \frac{2}{3} n_p L_p$$

sendo k_b igual a 1,0, para vigas de borda de laje não conectadas à fachada, e 2,0, nos demais casos.

— para o modo B, controlado pela rigidez conjunta das vigas secundárias e principais:

$$M_B = \frac{\delta_b}{\delta_b + \delta_p} M_b + \frac{\delta_p}{\delta_b + \delta_p} M_p$$

onde

$$\delta_b = \frac{mgbL_b^4}{384El_b}$$

$$\delta_p = \begin{cases} K \frac{mgbL_bL_p^3}{48El_b}, & \text{para } n_e = 2 \\ K \frac{23mgbL_bL_p^3}{648El_b}, & \text{para } n_e = 3 \\ K \frac{5mgbL_bL_p^4}{384El_b}, & \text{para } n_e \geq 4 \end{cases}$$

$$K = \frac{L_p}{B_b}, \quad 0,5 \leq K \leq 1,0$$

$$M_p = 0,5mL_pB_p$$

sendo que B_p é a largura colaborante do piso relativa à viga principal, calculada conforme a seguir:

— se a viga principal for interna:

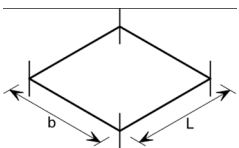
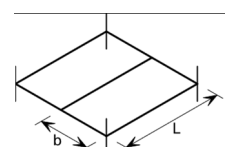
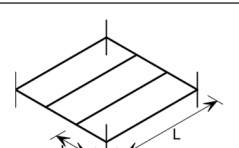
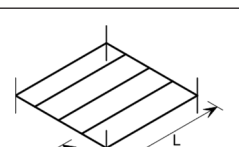
$$B_p = 1,8L_p \left(\frac{I_bL_b}{I_p b} \right)^{0,25} \leq \frac{2}{3} n_b L_b$$

— se a viga principal for de borda não conectada à fachada:

$$B_p = \frac{2}{3} L_b$$

Nas equações, n_p e n_b são a quantidade de vãos das vigas principais e secundárias, respectivamente (ver Figura I.2).

Tabela I.1 – Cálculo dos deslocamentos do piso

Arranjo das lajes de piso	n_e	Modo A	Modo B
	1	$\delta = \frac{mgb}{384E} \left(\frac{5L_b^4}{l_b} + \frac{b^3}{l_s} \right)$	----
	2	$\delta = \frac{mgb}{384E} \left(\frac{5L_b^4}{l_b} + \frac{b^3}{l_s} \right)$	$\delta = \frac{mgb}{384E} \left(\frac{8n_e^3 b^3 L_b}{l_p} + \frac{L_b^4}{l_b} + \frac{b^3}{l_s} \right)$
	3	$\delta = \frac{mgb}{384E} \left(\frac{5L_b^4}{l_b} + \frac{b^3}{l_s} \right)$	$\delta = \frac{mgb}{384E} \left(\frac{368n_e^3 b^3 L_b}{27l_p} + \frac{L_b^4}{l_b} + \frac{b^3}{l_s} \right)$
	4 ou mais	$\delta = \frac{mgb}{384E} \left(\frac{5L_b^4}{l_b} + \frac{b^3}{l_s} \right)$	$\delta = \frac{mgb}{384E} \left(\frac{5n_e^4 b^3 L_b}{l_p} + \frac{L_b^4}{l_b} + \frac{b^3}{l_s} \right)$

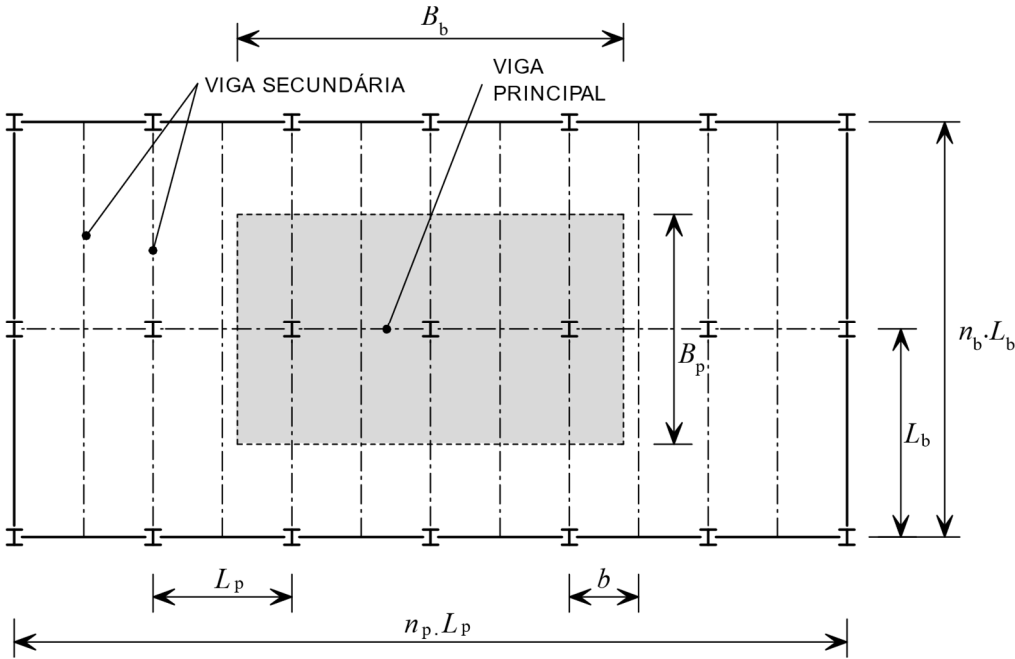


Figura I.2 – Definição das variáveis para o cálculo da massa modal



1.2.4 A resposta da estrutura pode ser avaliada com base na aceleração de pico a_p ou no valor eficaz da aceleração ponderada, isto é, a raiz da média quadrática da aceleração ponderada, $a_{w,rms}$, a critério do responsável técnico pelo projeto.

A aceleração de pico pode ser calculada pela seguinte equação:

$$a_p = 0,55 \frac{P_0 e^{-0,35f_0}}{2M\beta}$$

O valor eficaz da aceleração ponderada pode ser obtido pela seguinte equação:

$$a_{w,rms} = \frac{\zeta P_0}{2\sqrt{2}M\beta} W$$

onde

- P_0 é o peso de uma pessoa, considerado igual a 750 N;
- f_0 é a frequência fundamental do piso, expressa em hertz (Hz);
- M é a massa modal do piso, expressa em quilogramas (kg);
- β é a razão de amortecimento crítico do piso, obtido pela soma dos componentes apropriados apresentados na Tabela I.2;
- ζ é o coeficiente dinâmico que deve ser considerado igual a 0,15 para a frequência fundamental igual ou inferior a 5,0 Hz, e igual a 0,10 nos demais casos;
- W é o fator de ponderação da aceleração (adimensional), em função da frequência fundamental, que deve ser considerado igual a 1,0 para a frequência igual ou superior a 4 Hz, e igual ou inferior a 8 Hz; para frequência inferior a 4 Hz, W deve ser considerado igual a $0,5\sqrt{f_0}$ e, para frequência superior a 8 Hz, igual a $8/f_0$.

Tabela I.2 – Componentes da razão de amortecimento crítico

Componente	Razão de amortecimento crítico
Sistema estrutural	0,010
Forros e instalações suspensos no piso	0,010
Escritórios convencionais e escolas	0,010
Escritórios corporativos ^a	0,005
Área de circulação de público de centros comerciais (<i>mall</i>), de aeroportos, rodoviárias e assemelhados	0,000
Centros comerciais e lojas em geral	0,010
Garagens, passarelas ^d e escadas	0,005
Residências, hotéis e hospitais ^b	0,010
Paredes divisórias de altura do piso ao teto	0,020 a 0,050 ^c
^a Andar corrido, com espaços abertos (poucas divisórias e de baixa altura) e uso reduzido de mobiliário.	
^b Salas de atendimento e de internação.	
^c Depende da quantidade e localização; quanto maior a quantidade de parede e quanto mais próximas estiverem do centro do piso, maior será o amortecimento.	
^d Ver a Bibliografia [9] a [11].	

1.2.5 A aceitação da estrutura é avaliada em função do tipo de resposta obtida. Se a resposta for em termos da aceleração de pico, seu valor deve ser diretamente comparado com os limites de aceleração de pico apresentados em I.4, isto é, a aceleração calculada deve ser igual ou inferior aos limites apresentados na Tabela I.3, conforme a ocupação do piso. Se a resposta for em termos do valor eficaz, deve-se obter inicialmente o fator de resposta, R , que deve ser igual ou inferior aos limites apresentados na Tabela I.3, conforme a ocupação do piso. O fator de resposta é calculado pela equação a seguir:

$$R = \frac{a_{w,rms}}{0,005}$$

1.3 Avaliação precisa

Para os efeitos deste Anexo, uma avaliação considerada precisa para o problema da vibração em pisos deve ser realizada por meio de análises dinâmicas da estrutura, considerando no mínimo o seguinte:

- a) as características e a natureza das excitações dinâmicas, por exemplo, as decorrentes do caminhar das pessoas e de atividades rítmicas;
- b) as condições de contorno do piso;
- c) as frequências naturais da estrutura do piso;
- d) as razões de amortecimento modal crítico;
- e) as massas modais efetivas do piso;
- f) as respostas do piso às excitações dinâmicas;
- g) os critérios de aceitabilidade para o conforto humano em função do uso e ocupação das áreas do piso, por exemplo, os apresentados em I.4, e para o funcionamento de equipamentos.

Procedimentos com base no método dos elementos finitos para uma avaliação considerada precisa do problema, inclusive de pisos submetidos a excitações rítmicas, podem ser encontrados em P.5.

1.4 Critérios de aceitabilidade

A estrutura do piso é considerada adequada ao estado-limite de conforto dos usuários relativamente ao caminhar de pessoas, se a resposta da estrutura, medida em termos da aceleração de pico ou do valor eficaz da aceleração, for igual ou inferior aos limites apresentados na Tabela I.3, conforme a ocupação do piso.



Tabela I.3 – Critérios de aceitabilidade

Ocupação	Aceleração de pico-limite m/s ²	Fator de resposta máxima
Escritórios	0,050	8
Escolas ^a	0,050	8
Área de circulação de público de centros comerciais (“mall”), de aeroportos, rodoviárias e assemelhados	0,150	24
Centros comerciais e lojas em geral	0,050	8
Garagens, passarelas e escadas internas	0,15	24
Passarelas e escadas externas	0,200	32
Residências e hotéis	0,050	8
Hospitais – salas de atendimento, internação e apartamentos	0,025 a 0,050 ^b	4 a 8 ^b
Hospitais – salas de cirurgia e laboratórios ^c	0,006 a 0,012 ^d	1 a 2 ^d
<p>^a Salas de aula e áreas comuns.</p> <p>^b Depende da sensibilidade dos pacientes; para locais onde são internados pacientes cuja condição ou tratamento conduz a uma maior sensibilidade a movimentos, utilizar o menor valor-limite.</p> <p>^c Salas de cirurgia e laboratórios convencionais; para outras situações, como centros cirúrgicos especializados ou com equipamentos eletrônicos sensíveis e laboratórios de alta precisão, ver a Bibliografia [9] a [11].</p> <p>^d Depende do tipo de cirurgia e exames; para salas de cirurgia e laboratórios onde são realizados procedimentos que requerem maior precisão, utilizar o menor valor-limite.</p>		

Anexo J (normativo)

Vibrações devidas ao vento

J.1 O movimento causado pelo vento em estruturas de edifícios de andares múltiplos ou em outras estruturas similares pode gerar desconforto aos usuários, a não ser que sejam tomadas medidas corretivas na fase de projeto. A principal fonte de desconforto é a aceleração lateral, embora o ruído (ranger da estrutura e assobio do vento) e os efeitos visuais possam também causar sensação desagradável.

J.2 Para uma determinada velocidade e direção do vento, o movimento de um edifício, que inclui vibração paralela e perpendicular à direção do vento e torção, pode ser determinado de acordo com a ABNT NBR 6123 ou, quando esta não for aplicável, por análise racional. O movimento pode ainda ser determinado de forma bastante precisa por ensaios em túnel de vento.

J.3 Nos casos em que o movimento causado pelo vento for significativo, conforme constatação durante o projeto, devem ser consideradas as seguintes providências:

- a) esclarecimento aos usuários de que, embora ventos de alta velocidade possam provocar movimentos, o edifício é seguro;
- b) minimização de ruídos, por exemplo, por meio de detalhamento das ligações, de modo a evitar o ranger da estrutura e do projeto das guias de elevadores, assim evitando a “raspagem” devida ao deslocamento lateral;
- c) minimização da torção, usando arranjo simétrico, contraventamento ou paredes externas estruturais (conceito de estrutura tubular);
- d) possível introdução de amortecimento mecânico para reduzir a vibração causada pelo vento.

Anexo K (normativo)

Durabilidade de componentes de aço

K.1 Generalidades

O aço-carbono, quando exposto à atmosfera, água ou solo, sem proteção, fica sujeito à corrosão. Entretanto, uma corrosão significativa do aço acontece somente quando a umidade relativa do ar é superior a 80 % e em temperaturas superiores a 0 °C. Todavia, se agentes poluentes ou sais higroscópicos estiverem presentes, a corrosão pode ocorrer em umidades relativas inferiores.

A localização do elemento constituinte da estrutura também influencia a corrosão. Em estruturas externas (isto é, aquelas expostas diretamente à atmosfera), parâmetros climáticos, como a quantidade de chuva, o nível de insolação e a quantidade de poluentes na forma de gases ou aerossóis, afetam a corrosão. Em ambientes internos, como aqueles encontrados dentro de uma edificação, o efeito dos parâmetros climáticos e dos poluentes é muito reduzido ou mesmo inexistente. Em alguns casos, por exemplo, nos edifícios comerciais e de escritório, o condicionamento ambiental para o conforto humano (por exemplo, ventilação, aquecimento ou refrigeração) faz com que a umidade do ar dificilmente supere 70 % e raramente ocorra condensação. De maneira geral, em ambientes internos com baixa suscetibilidade à corrosão, não é necessária a proteção anticorrosiva das estruturas, especialmente as envolvidas por materiais de acabamento ou em contato com o concreto ou com materiais de proteção contra fogo. Quando o aço é envolvido de maneira hermética, ele fica submetido a um ambiente controlado, e os produtos necessários para que ocorra a corrosão são rapidamente consumidos. Situações similares ocorrem quando o aço recebe proteção contra fogo ou quando entra em contato com o concreto. No entanto, em locais em que seja provável uma velocidade elevada de corrosão devido à presença de alta umidade ou à possibilidade de condensação, deve ser especificado um sistema adequado de proteção anticorrosiva para os elementos estruturais que se encontram nesses locais.

Em função da categoria de corrosividade atmosférica (ver Tabelas K.3 e K.4), as estruturas devem ser protegidas de modo que possam atingir a vida útil de projeto e ultrapassá-la. Diversos tipos de proteção são disponíveis (por exemplo, pintura e galvanização por imersão a quente), e sua escolha depende de fatores técnicos e econômicos.

Entretanto, a proteção de uma estrutura vai além da utilização dos revestimentos superficiais. Certas considerações de projeto (incluindo seu detalhamento) devem ser entendidas como coadjuvantes fundamentais na durabilidade de uma estrutura e devem ser avaliadas antes mesmo da escolha do sistema de proteção. Este Anexo apresenta figuras orientativas com boas práticas de projeto. Informações adicionais sobre durabilidade e proteção de estruturas de aço podem ser obtidas na Bibliografia [12] a [16].

K.2 Considerações gerais de projeto

O objetivo do projeto de uma estrutura é assegurar que essa estrutura seja adequada à sua função, possua estabilidade, resistência e durabilidade, e que seja construída a um custo aceitável e esteticamente agradável.

O projeto deve permitir e facilitar o preparo da superfície, pintura, galvanização por imersão a quente, onde aplicável, inspeção e manutenção ao longo da vida útil de projeto.

A forma geométrica de uma estrutura e de seus componentes pode influenciar sua suscetibilidade frente à corrosão. Assim, a estrutura deve ser concebida de modo que a corrosão não possa facilmente se estabelecer e se alastrar.

K.2.1 Critérios básicos de projeto para proteção frente à corrosão

Os aspectos básicos de projeto para a proteção frente à corrosão de estruturas de aço podem ser consultados na Bibliografia [14].

K.2.1.1 Acessibilidade

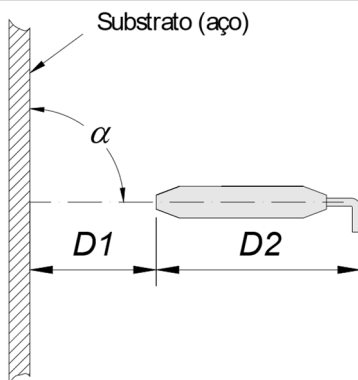
Os componentes de aço devem ser projetados para serem acessíveis, permitindo a aplicação, inspeção e manutenção de sistemas de proteção ao longo da vida útil de projeto da estrutura.

Deve haver espaço suficiente para o operador tratar as superfícies de modo adequado e seguro. O acesso, quando não idealizado pelo projetista, pode dificultar ou mesmo inviabilizar a manutenção futura. Nesses casos, o projetista deve indicar claramente como o acesso pode ser feito no futuro.

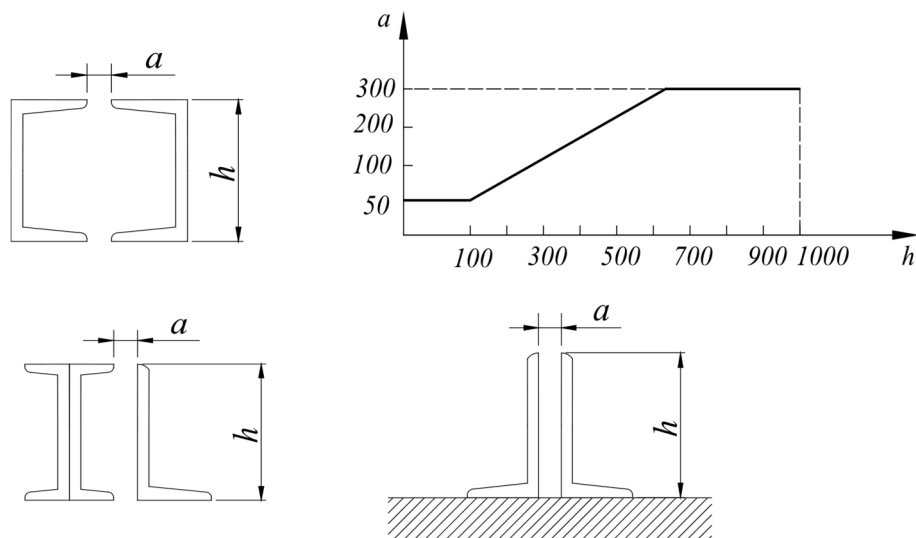
A Tabela K.1 fornece as dimensões mínimas necessárias para as ferramentas utilizadas no tratamento de superfícies.

Tabela K.1 – Distâncias mínimas necessárias para as ferramentas utilizadas no tratamento de superfícies

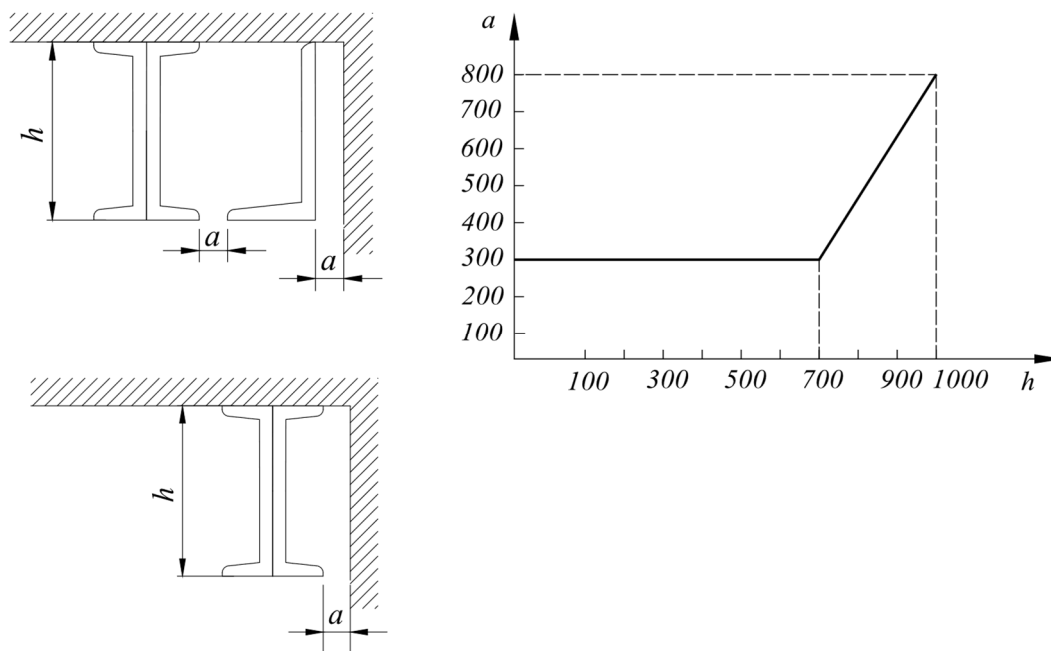
Operação	Distância entre a ferramenta e o substrato (D1) mm	Comprimento da ferramenta (D2) mm	Ângulo de operação (α) °
Jato abrasivo	200 a 400	800	60 a 90
Limpeza motorizada			
– Pistola de pinos	0	250 a 350	30 a 90
– Escovas rotativas	0	100 a 150	-
Ferramentas manuais			
– Lixas e escovas	0	100	0 a 30
Metalização	150 a 200	300	90
Pintura			
– Pistola	200 a 300	200 a 300	90
– Trincha	0	200	45 a 90
– Rolo	0	200	10 a 90



Espaços estreitos entre os elementos devem ser evitados, pois dificultam ou mesmo impedem a manutenção dos revestimentos protetores. Quando não for possível evitar essa situação, por razões estruturais ou práticas, as recomendações fornecidas na Figura K.1 devem ser avaliadas.



a) Distância mínima entre seções não confinadas por superfícies adjacentes



b) Distância mínima entre seções confinadas por superfícies adjacentes

Figura K.1 – Dimensões mínimas para espaços estreitos entre as superfícies

Componentes que estão sob risco de corrosão e são inacessíveis após a montagem devem ser feitos em materiais resistentes à corrosão ou devem possuir um sistema de proteção que seja efetivo por toda a vida útil de projeto da edificação. Adicionalmente, pode-se utilizar uma sobresspessura de sacrifício (isto é, seções mais espessas) em tais situações.

Quando o projetista não puder atender ao apresentado, medidas especiais devem ser consideradas.

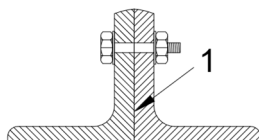
K.2.1.2 Tratamento de frestas

Espaços muito estreitos, frestas e juntas sobrepostas são pontos potenciais para o desenvolvimento da corrosão, pois podem reter umidade e resíduos diversos, inclusive os produtos abrasivos utilizados na preparação da superfície.

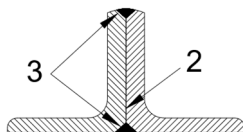
A solução usual é vedar a fresta. O produto utilizado deve ser compatível com o revestimento de proteção contra corrosão utilizado. Nos ambientes mais agressivos, a fresta pode ser preenchida com um calço de aço que se projete do perfil e seja soldado em toda a sua volta. As superfícies de acoplamento podem ser vedadas por solda contínua para evitar o aprisionamento de abrasivos e a entrada de umidade.

Atenção especial deve ser dada aos pontos de transição do concreto para o aço, particularmente no caso de estruturas mistas.

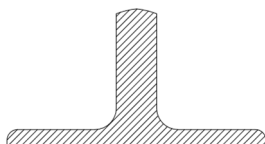
As Figuras K.2 e K.3 mostram como o detalhamento pode ser utilizado para evitar retenção e penetração de umidade e resíduos diversos em frestas e juntas sobrepostas.



a) Solução ruim: fresta estreita, difícil de proteger internamente



b) Solução melhor do que a situação apresentada na Figura K.2-a)

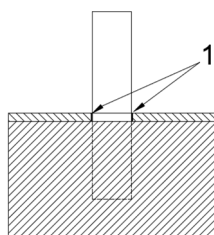


c) A melhor solução é a eliminação da fresta

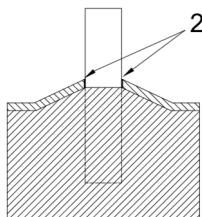
Legenda

- 1 fresta
- 2 fresta enclausurada
- 3 solda contínua

Figura K.2 – Exemplo de tratamento de frestas



a) Propício à corrosão, pois permite a entrada de água



b) Aplicação de sistema de proteção ao componente de aço, estendendo a proteção a pelo menos 5 cm dentro do concreto

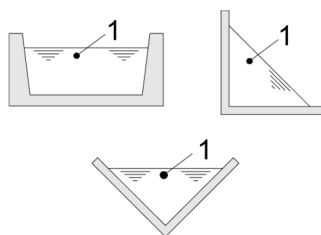
Legenda

- 1 vão
- 2 vão selado por meios adequados

Figura K.3 – Exemplo de boa prática de projeto na interface aço-concreto

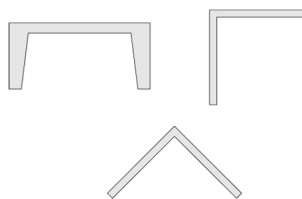
K.2.1.3 Prevenção de depósitos e água

Devem-se evitar configurações geométricas que propiciem a retenção da água e de depósitos diversos. A Figura K.4 apresenta exemplos de como evitar depósitos de água e materiais diversos. Outros meios podem ser obtidos em P.6-a).



Esta é uma condição em que a pintura ou a galvanização por imersão a quente pode não proteger o substrato.

a) Exemplo inadequado, pois a água e os resíduos diversos são acumulados, levando à corrosão do aço



b) Exemplo adequado

Legenda

1 sujeira e água retidas

Figura K.4 – Exemplos de disposição geométrica de acúmulo de água e sujeira sobre os componentes de aço

K.2.1.4 Imperfeições superficiais

Imperfeições superficiais têm sua origem nos processos de laminação, corte térmico, soldagem e furação do aço, podendo se tornar visíveis antes e/ou depois do processo de limpeza superficial empregado. Se não forem tratadas convenientemente, elas reduzem de modo significativo a durabilidade dos revestimentos aplicados sobre o aço.

A ISO 8501-3 trata especificamente das imperfeições superficiais e apresenta os três graus aceitos dessas imperfeições na confecção de estruturas de aço, conforme a seguir:

- a) P1 (preparação leve): não requer preparação ou, então, necessita de preparação mínima antes da aplicação do revestimento;
- b) P2 (preparação cuidadosa): a maior parte das imperfeições é corrigida;
- c) P3 (preparação muito cuidadosa): a superfície se apresenta livre de imperfeições visíveis.

A Tabela K.2 apresenta os requisitos exigidos para os graus de preparação apresentados na ISO 8501-3, para situações costumeiramente encontradas.

Tabela K.2 – Exemplos de imperfeições e graus de preparação (continua)

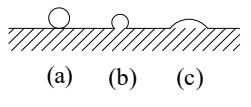
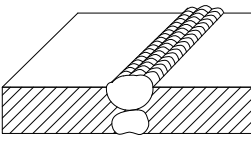
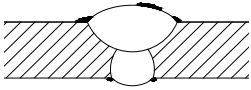
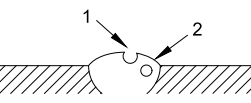
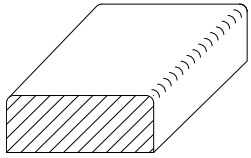

Caso	Tipo de imperfeição		Graus de preparação		
	Descrição	Ilustração	P1	P2	P3
Solda					
1.1	Respingo		A superfície deve estar livre de respingos de solda soltos (a)	A superfície deve estar livre de todos os respingos de solda soltos (a) e aderidos fracamente (b) Aceita-se respingo de solda, como apresentado em (c)	A superfície deve estar livre de todos os respingos de solda
1.2	Perfil do cordão		Sem preparação	A superfície deve ser tratada para a remoção de irregularidades e cantos vivos (por exemplo, por esmerilhamento)	A superfície deve estar totalmente plana
1.3	Escória		A superfície deve estar livre de escória de soldagem	A superfície deve estar livre de escória de soldagem	A superfície deve estar livre de escória de soldagem
1.4	Porosidade	 Legenda 1 Visível a olho nu. 2 Invisível a olho nu, podendo ser aberto durante o jateamento abrasivo.	Sem preparação	Os poros superficiais devem estar suficientemente abertos para permitir a penetração da tinta ou do revestimento	A superfície deve estar isenta de poros visíveis

Tabela K.2 (conclusão)

Caso	Tipo de imperfeição		Graus de preparação		
	Descrição	Ilustração	P1	P2	P3
Arestas					
2	Borda do laminado		Sem preparação	Sem preparação	As arestas devem ser arredondadas, com um raio de curvatura ≥ 2 mm (Ver a Bibliografia [14])
Pites e crateras					
3	Pites e crateras		Pites e crateras devem estar suficientemente abertos para permitir a penetração da tinta	Pites e crateras devem estar suficientemente abertos para permitir a penetração da tinta	A superfície deve estar isenta de pites e crateras

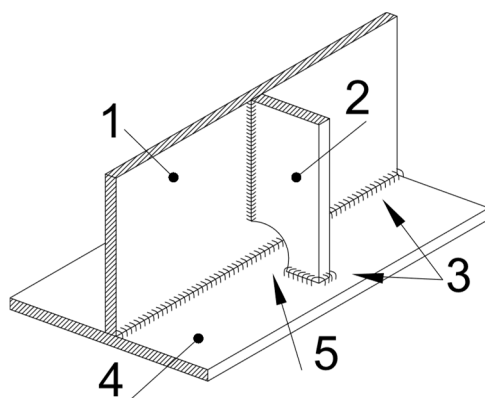
O grau de preparação deve ser acordado entre todas as partes relevantes (projetista, fabricante, proprietário e outros) e depende da aplicação específica da estrutura.

De acordo com a ISO 12944-3, o grau de preparação P3 deve ser sempre escolhido para o caso da aplicação de sistemas de pintura de durabilidade alta e muito alta, especificados para os ambientes de agressividade C4 ou superiores, assim como para as estruturas em condição de imersão permanente, Im1 a Im4. (ver ISO 12944-3).

K.2.1.5 Aberturas

Aberturas em enrijecedores, almas e componentes semelhantes devem apresentar um raio maior e igual a 50 mm, para permitir a preparação adequada da superfície e a aplicação do revestimento de proteção. A Figura K.5 demonstra essa situação.

Orientações adicionais para o detalhamento da estrutura podem ser obtidas na Bibliografia [12].



Legenda

- 1 alma
- 2 enrijecedor
- 3 soldas
- 4 mesa (flange) inferior
- 5 abertura (raio ≥ 50 mm)

Figura K.5 – Exemplo de proteção frente à corrosão no projeto de enrijecedores

K.2.1.6 Corrosão galvânica

O contato entre materiais distintos pode causar corrosão galvânica, o que pode ser evitado pelo uso de isolantes elétricos entre os elementos ou por outras soluções de projeto.

Detalhes podem ser encontrados na Bibliografia [12].

K.3 Classificação dos ambientes

A corrosividade atmosférica é classificada em seis categorias, conforme a Tabela K.3, de acordo com a ISO 9223.

Tabela K.3 – Categorias de corrosividade atmosférica

Categoria	Corrosividade
C1	Muito baixa
C2	Baixa
C3	Média
C4	Alta
C5	Muito alta
CX	Extrema

Para a determinação da categoria, recomenda-se a exposição de corpos de prova padronizados de monitoramento. A Tabela K.4 especifica as categorias de corrosividade em termos de perda de massa ou de espessura para os espécimes-padrão confeccionados em aço-carbono ou zinco, após o primeiro

ano de exposição. Para detalhes sobre a constituição de corpos de prova-padrão e sobre o tratamento destes antes e após a exposição, deve ser observada a ISO 9226.

Usualmente, não é prática nem econômica a alocação de corpos de prova-padrão no ambiente, podendo-se estimar a categoria de corrosividade por meio de analogia com exemplos típicos fornecidos nas ISO 12944-3 e ISO 9223.

A Tabela K.4 fornece exemplos típicos de ambientes internos e externos, e a respectiva categoria de agressividade.

Tabela K.4 – Categorias de corrosividade atmosférica e exemplos de ambientes

Categoria de corrosividade	Perda de massa por unidade de superfície e perda de espessura (após um ano de exposição)				Exemplos de ambientes típicos	
	Aço baixo-carbono		Zinco		Exterior	Interior
	Perda de massa g/m ²	Perda de espessura μm	Perda de massa g/m	Perda de espessura μm		
C1 (Muito baixa)	≤ 10	≤ 1,3	≤ 0,7	≤ 0,1	Regiões muito secas ou frias, ambientes atmosféricos com poluição muito baixa, como certos desertos e a Antártida.	Edificações condicionadas para o conforto humano com poluição insignificante, como residências, escritórios, lojas, escolas, hotéis, museus etc.
C2 (Baixa)	> 10 a 200	> 1,3 a 25	> 0,7 a 5	> 0,1 a 0,7	Regiões temperadas, ambientes atmosféricos com baixa poluição (SO ₂ < 5 mg/m ³), como áreas rurais e cidades pequenas. Atmosferas secas ou frias, com baixo umedecimento, como desertos e regiões subárticas.	Edificações com variação de temperatura e umidade relativa. Baixa frequência de condensação e baixa poluição, como depósitos, ginásios cobertos etc.
C3 (Média)	> 200 a 400	> 25 a 50	> 5 a 15	> 0,7 a 2,1	Regiões temperadas, ambientes atmosféricos com poluição média (SO ₂ > 5 a 30 mg/m ³) ou algum efeito de cloretos, como áreas urbanas, áreas costeiras com baixa deposição de cloretos etc. Zonas subtropicais e tropicais, atmosferas com baixa poluição.	Ambientes industriais com frequência moderada de condensação e poluição moderada, como lavanderias, cervejarias, fábricas de processamento de alimentos, laticínios etc.

Tabela K.4 (continuação)

Categoria de corrosividade	Perda de massa por unidade de superfície e perda de espessura (após um ano de exposição)				Exemplos de ambientes típicos	
	Aço baixo-carbono		Zinco		Exterior	Interior
	Perda de massa g/m ²	Perda de espessura μm	Perda de massa g/m ²	Perda de espessura μm		
C4 (Alta)	> 400 a 650	> 50 a 80	> 15 a 30	> 2,1 a 4,2	Regiões temperadas, ambientes atmosféricos com alta poluição (SO ₂ > 30 a 90 mg/m ³) ou efeitos substanciais de cloretos, como áreas urbanas poluídas, áreas industriais, áreas costeiras sem névoa salina. Zonas subtropicais e tropicais, atmosferas com poluição média.	Ambientes industriais com alta frequência de condensação e alta poluição, como indústrias químicas e coberturas de piscinas.
C5 (Muito alta) Industrial e marinha	> 650 a 1 500	> 80 a 200	> 30 a 60	> 4,2 a 8,4	Zonas temperadas e subtropicais, ambientes atmosféricos com alta poluição (SO ₂ > 90 a 250 mg/m ³) ou efeitos significativos de cloretos, como áreas industriais, áreas costeiras, locais abrigados na costa.	Ambientes com frequência muito alta de condensação ou alta poluição, como minas, ambientes com baixa ventilação em zonas subtropicais e tropicais.
CX (Extremamente alta)	> 1 500 a 5 500	> 200 a 700	> 60 a 180	> 8,4 a 25	Zonas subtropicais e tropicais, ambientes atmosféricos com poluição muito alta por SO ₂ (> 250 mg/m ³) e forte influência de cloretos, como áreas industriais extremas, áreas <i>offshore</i> e costeiras, contato ocasional com névoa salina.	Ambientes com condensação quase permanente ou extensos períodos de exposição à extrema umidade e/ou alta poluição de processos de produção, como galpões não ventilados em zonas tropicais úmidas com penetração de poluição externa, incluindo cloretos e material particulado estimulador da corrosão.

K.4 Escolha do sistema de proteção

A escolha do sistema adequado de proteção anticorrosiva deve considerar a diversidade de sistemas disponíveis e as condições em que vão ser aplicados.



O principal fator determinante nessa escolha é a categoria de agressividade atmosférica em que a estrutura se encontra, devendo-se considerar também a durabilidade requerida, a aparência e a necessidade de se minimizarem manutenções futuras e os custos envolvidos. Orientações adicionais para a escolha do sistema de proteção por pintura podem ser obtidas na Bibliografia [13].

No caso de proteção de estruturas de aço por sistemas de pintura, devem ser atendidas a ISO 12944-1 a ISO 12944-8.

As estruturas de aço galvanizadas por imersão a quente devem ser projetadas de acordo com os requisitos da ABNT NBR 6323 ou, alternativamente, das ASTM A123, ISO 1461 e ISO 14713-2.

Anexo L (normativo)

Vigas mistas de aço e concreto

L.1 Generalidades

L.1.1 Aplicabilidade e definições gerais

L.1.1.1 Este Anexo trata do dimensionamento das vigas mistas de aço e concreto que consistem em um componente de aço simétrico em relação ao plano de flexão, podendo ser um perfil I (outros perfis, como caixão ou tubular retangular, podem ser usados, desde que sejam feitas as devidas adaptações nas indicações apresentadas) ou uma treliça, com uma laje de concreto acima de sua face superior. Os tipos de laje previstos são: maciça moldada no local, mista de aço e concreto (conforme o Anexo N), alveolar pré-moldada e com pré-laje pré-moldada de concreto. Deve haver ligação mecânica por meio de conectores de cisalhamento entre o componente de aço e a laje, de tal forma que ambos funcionem como um conjunto para resistir à flexão. Em qualquer situação, a flexão ocorre no plano que passa pelos centros geométricos das mesas ou dos banzos superior e inferior do componente de aço.

O dimensionamento das lajes mistas deve ser feito de acordo com o Anexo N. Nos demais casos, o dimensionamento deve atender à ABNT NBR 6118 e às normas de lajes específicas (ver ABNT NBR 14859, Partes 1 e 2, ABNT NBR 14861, conforme a aplicabilidade), atendendo aos requisitos deste Anexo.

L.1.1.2 As vigas mistas de aço e concreto devem ser conforme a seguir:

- a) no caso de o componente de aço da viga mista ser um perfil I (ou outros perfis de alma cheia), a viga recebe a denominação de viga mista de aço e concreto de alma cheia, e no caso de ser uma treliça, de treliça mista de aço e concreto;
- b) as vigas mistas de aço e concreto de alma cheia podem ser biapoiadas, contínuas ou semicontínuas. As biapoiadas são aquelas em que as ligações nos apoios podem ser consideradas rótulas. As contínuas são aquelas em que o perfil de aço e a armadura da laje têm continuidade total nos apoios internos. As semicontínuas são aquelas em que o perfil de aço não tem continuidade total nos apoios internos, ou seja, possuem ligação de resistência parcial (ver Anexo O);
- c) as vigas mistas de aço e concreto de alma cheia biapoiadas devem ter relação entre a altura e a espessura da alma (h/t_w) inferior ou igual a $5,7\sqrt{E/f_y}$. Se h/t_w for inferior ou igual a $3,76\sqrt{E/f_y}$, essas vigas são compactas e podem ser dimensionadas usando as propriedades plásticas da seção mista (ver L.2.3.1.1). Se h/t_w superar $3,76\sqrt{E/f_y}$, as vigas devem ser dimensionadas usando as propriedades elásticas da seção mista (ver L.2.3.1.2). Na relação entre a altura e a espessura da alma (h/t_w) citada nesta alínea e em L.2.3, a altura h é definida como a distância entre as faces internas das mesas nos perfis soldados e com esse valor menos os dois raios de concordância entre a mesa e a alma nos perfis laminados;
- d) as vigas mistas de aço e concreto de alma cheia contínuas e semicontínuas devem possuir ligação mista. Se h_p/t_w for inferior ou igual a $3,76\sqrt{E/f_y}$, e b_f/t_f da mesa comprimida for inferior ou igual a $3,76\sqrt{E/f_y}$ (ver 5.1.2.1.1), essas vigas são compactas e os esforços internos podem ser

determinados por análise rígido-plástica (ver 4.10.2 e 4.11). O termo h_p deve ser considerado o dobro da altura da parte comprimida da alma (subtraído de duas vezes o raio de concordância entre a mesa e a alma nos perfis laminados), com a posição da linha neutra plástica determinada para a seção mista sujeita a momento negativo. Permite-se que vigas sujeitas a momento negativo nas extremidades sejam tratadas como mistas apenas na região de momento positivo;

- e) as treliças mistas de aço e concreto devem ser biapoiadas;
- f) a interação entre o aço e o concreto é completa, na região de momento positivo, se os conectores situados nessa região tiverem resistência de cálculo igual ou superior à resistência de cálculo do componente de aço à tração ou da laje de concreto à compressão, o que for menor. A interação é parcial, caso a resistência de cálculo dos conectores seja inferior às duas resistências mencionadas;
- g) as vigas mistas podem ser escoradas ou não escoradas durante a construção. Para os efeitos desta Norma, somente são consideradas escoradas as vigas mistas nas quais o componente de aço permanece praticamente sem solicitação até a retirada do escoramento, que deve ser feita após o concreto atingir 75 % da resistência característica à compressão especificada;
- h) as vigas mistas com laje alveolar pré-moldada de concreto devem ser projetadas com a menor resistência característica à compressão do concreto, f_{ck} , do capeamento, do preenchimento dos alvéolos ou da própria laje alveolar (ver L.2.8);
- i) as treliças mistas de aço e concreto devem atender aos seguintes requisitos:
 - interação completa com a laje de concreto;
 - linha neutra situada na laje de concreto;
 - área do banzo superior desprezada nas determinações do momento fletor resistente de cálculo positivo e da flecha;
 - resistência dos conectores de cisalhamento baseada na resistência do banzo inferior (em consequência dos requisitos anteriores);
- j) todas as barras devem atender aos critérios da Seção 5;

NOTA para vigas mistas de alma cheia com aberturas na alma, ver o Anexo F.

L.1.1.3 Neste Anexo, as equações são apresentadas em termos das resistências de cálculo dos materiais, conforme a seguir:

- para o aço dos perfis:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{a1}}$$

- para o aço da fôrma de aço incorporada:

$$f_{yFd} = \frac{f_{yF}}{\gamma_{a1}}$$

- para o concreto:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

— para o aço das barras de armadura:

$$f_{sd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s}$$

onde

f_y , f_{yF} e f_{ys} são, respectivamente, as resistências ao escoamento do aço dos perfis, da fôrma de aço incorporada e das armaduras;

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto;

γ_{a1} , γ_c e γ_s são os coeficientes de ponderação da resistência dos materiais, dados em 4.9.2.

L.1.1.4 Em L.2.3 e L.2.4, são fornecidos os momentos fletores resistentes de cálculo nas regiões de momentos positivo (M_{Rd}) e negativo (M_{Rd}^-) das vigas mistas, respectivamente. Esses momentos fletores devem ser iguais ou superiores aos momentos fletores solicitantes de cálculo correspondentes, que devem ser determinados conforme um dos métodos especificados em 4.11.

L.1.2 Determinação dos deslocamentos

L.1.2.1 Seção homogeneizada e efeitos de longa duração do concreto

As propriedades geométricas da seção mista devem ser obtidas por meio da homogeneização teórica da seção formada pelo componente de aço e pela laje de concreto com sua largura efetiva, dividindo essa largura pela razão modular $\alpha_E = E/E_c$, sendo E e E_c os módulos de elasticidade do aço e do concreto, respectivamente, ignorando-se a participação do concreto na zona tracionada. A posição da linha neutra deve ser obtida considerando-se distribuição de tensões linear na seção homogeneizada.

Os efeitos de longa duração (fluência e retração do concreto) devem ser considerados, utilizando-se a ABNT NBR 6118 para o concreto de densidade normal ou, na ausência de Norma técnica aplicável, a EN 1992-1-1 para o concreto de baixa densidade. Estes efeitos podem também, simplificada e, ser considerados multiplicando-se a razão modular por 3 para a determinação dos deslocamentos provenientes das ações permanentes e dos valores quase permanentes das ações variáveis.

L.1.2.2 Momento de inércia efetivo

L.1.2.2.1 Nas vigas mistas de alma cheia, nas regiões de momentos positivos, o momento de inércia efetivo é calculado conforme a seguir:

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}} (I_{tr} - I_a)$$

onde

I_a é o momento de inércia da seção do perfil de aço isolado;

I_{tr} é o momento de inércia da seção mista homogeneizada, conforme L.1.2.1;

$\sum Q_{Rd}$ e F_{hd} são determinados, respectivamente, em L.2.3.1.1.1 e L.2.3.1.1.2.

Nas regiões de momentos negativos, nas vigas mistas contínuas e semicontínuas, o momento de inércia efetivo é dado pela seção transversal formada pelo perfil de aço mais a armadura longitudinal contida na largura efetiva da laje de concreto (ver L.2.2.2).

L.1.2.2.2 Nas treliças mistas, caso não seja feita uma análise mais precisa, recomenda-se a adoção das seguintes regras para obtenção do momento de inércia efetivo:

- a) para as ações atuantes antes de o concreto atingir 75 % da resistência característica à compressão especificada, tomar o momento de inércia da seção formada pelas cordas inferior e superior da treliça de aço (I_{trei}), reduzido em 15 % para levar em conta o efeito das deformações por cisalhamento, ou seja:

$$I_{ef} = 0,85 I_{trei}$$

- b) para as ações atuantes após o concreto atingir 75 % da resistência característica à compressão especificada, tomar o momento de inércia da seção mista homogeneizada, conforme L.1.2.1, formada pela corda inferior da treliça de aço e pela laje de concreto com sua largura efetiva (I_{tm}), reduzido em 15 % do momento de inércia da seção formada pelas cordas inferior e superior da treliça de aço (I_{trei}), para considerar o efeito das deformações por cisalhamento, ou seja:

$$I_{ef} = I_{tm} - 0,15 I_{trei}$$

L.1.2.3 Deslocamentos

Para o cálculo dos deslocamentos, deve ser feita análise elástica, considerando-se os momentos de inércia efetivos como descrito em L.1.2.2.

Para aplicação da análise elástica, é necessário comprovar que a tensão máxima causada pelas ações de serviço não ultrapasse a resistência ao escoamento do aço do perfil (ver L.2.3.2). No caso de vigas contínuas ou semicontínuas, também não pode ser ultrapassada a resistência ao escoamento do aço da armadura nas regiões de momentos negativos. A tensão atuante deve ser calculada com base nas propriedades elásticas da seção homogeneizada, conforme L.1.2.1, considerando-se os comportamentos antes e após o endurecimento do concreto, usando-se combinações de serviço (ver L.3.3.2-b)), com exceção do descrito em L.2.3.2-c), em que se deve usar combinações últimas. No caso de interação parcial, na região de momentos positivos, pode-se utilizar o valor de W_{ef} da viga mista, determinado conforme L.2.3.1.2-b).

Para as ligações mistas em vigas semicontínuas, pode ser usada uma mola de rotação de cada lado do apoio, cuja rigidez S_i é dada em O.3.1, ou uma mola equivalente de rotação, representando a ligação de rigidez S_{ij} , inserida no sistema conforme a Figura L.1.

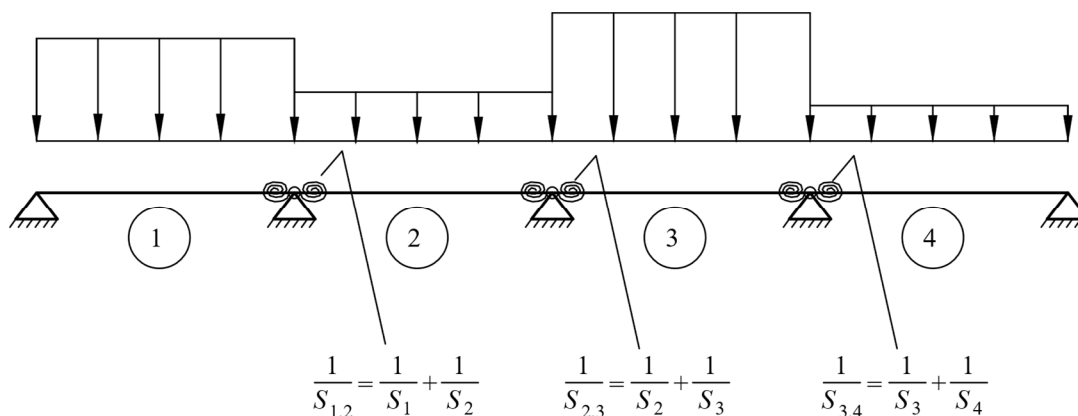


Figura L.1 – Sistema para análise elástica de vigas mistas de alma cheia

L.1.3 Armadura da laje

L.1.3.1 As lajes devem ser adequadamente armadas para resistir a todas as solicitações de cálculo e para trabalhar como parte integrante da viga mista, de acordo com o Anexo N ou considerando-se o comportamento como placa de acordo com a ABNT NBR 6118, o que for aplicável. Caso seja usado concreto de baixa densidade, devem ser feitas as devidas adaptações, atendendo, na ausência de Norma técnica aplicável, à EN 1992-1-1.

L.1.3.2 A armadura das lajes deve ser adequadamente disposta, de forma a atender às especificações do Anexo N ou da ABNT NBR 6118, o que for aplicável. Caso seja usado concreto de baixa densidade, devem ser feitas as devidas adaptações, atendendo, na ausência de Norma Brasileira aplicável, à EN 1992-1-1.

L.1.3.3 A armadura das lajes deve receber consideração especial para controlar fissuração, de acordo com as necessidades de projeto.

L.1.3.4 Armadura transversal à viga mista, denominada armadura de costura, , deve ser disposta na laje para resistir aos esforços oriundos da transmissão do cisalhamento longitudinal, por meio dos conectores, entre o perfil de aço e o concreto, devendo se estender até a seção de cisalhamento em que não seja mais necessária, devidamente ancorada conforme a ABNT NBR 6118. A força de cisalhamento longitudinal solicitante de cálculo da laje, por unidade de comprimento da viga, deve ser inferior ou igual à força de cisalhamento longitudinal resistente de cálculo da laje, por unidade de comprimento da viga, ou seja:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

onde

$$V_{Rd} = 0,6\eta(A_{cv}/s)\frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + (A_s/s)f_{sd} + 2(A_F/s)f_{yFd} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = 0,2\eta(A_{cv}/s)f_{cd} + 1,2(A_F/s)f_{yFd}$$

— na região de momento positivo:

$$V_{Sd} = \frac{n \sum Q_{m,Rd} - 0,85\eta_c f_{cd} A_{blc}}{L_m}$$

— na região de momento negativo:

$$V_{Sd} = \frac{n \sum Q_{m,Rd} - A_{long} f_{sd}}{L_m}$$

onde

$\sum Q_{m,Rd}$ é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento situados no trecho de comprimento L_m (se $\sum Q$ for maior do que a força resistente de cálculo necessária para interação total, usar essa força, em vez de $\sum Q_{m,Rd}$);

$$f_{ctk,inf} = 0,21f_{ck}^{2/3}$$

$$\eta_c = \left(\frac{40}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1,0$$

com $f_{ctk,inf}$ e f_{ck} , expressos em megapascals (MPa);



- A_{blc} é a área da seção transversal da região comprimida da laje, compreendida entre as seções de cisalhamento (ver L.1.3.5, para os valores mínimos dessa área, e Figura L.2);
- L_m é a distância entre as seções de momento máximo positivo e de momento nulo, nas regiões de momento positivo, ou entre as seções de momento máximo negativo (nesse caso, no apoio) e de momento nulo, nas regiões de momento negativo;
- A_{long} é a área da armadura longitudinal tracionada, posicionada entre as seções de cisalhamento;
- $\eta = 0,3 + 0,7 (\rho_c/2\ 400)$, sendo ρ_c a massa específica do concreto, em quilogramas por metro cúbico, não podendo ser tomado valor superior a 2 400 kg/m³;
- $A_{cv/s}$ é a área de concreto da laje das seções de cisalhamento consideradas, por unidade de comprimento da viga, conforme L.1.3.5 (ver Figura L.2);
- A_s/s é a área da armadura de costura, por unidade de comprimento da viga, que pode incluir quaisquer armaduras previstas para flexão da laje, disponíveis transversalmente às seções de cisalhamento da laje (a armadura em laço, exigida em L.1.3.7, também pode ser considerada), devidamente ancoradas conforme a ABNT NBR 6118 (ver L.1.3.5 e Figura L.2);
- A_f/s é a área da fôrma de aço incorporada nas seções de cisalhamento, por unidade de comprimento, caso a fôrma seja contínua ou devidamente ancorada sobre a viga, e as nervuras estejam dispostas perpendicularmente ao perfil de aço; nas demais situações, $A_f = 0$;
- n é o fator de assimetria da largura efetiva da laje, calculado conforme a seguir:

$$n = \frac{2b_1}{b_1 + b_2}$$

sendo b_1 a largura efetiva da laje de um lado do eixo longitudinal da viga e b_2 , a do outro lado, em que $b_1 \geq b_2$.

L.1.3.5 A área de concreto da seção transversal da região comprimida da laje compreendida entre as seções de cisalhamento, A_{blc} , a área de concreto da laje das seções de cisalhamento consideradas, por unidade de comprimento da viga, $A_{cv/s}$, e a área da armadura de costura, por unidade de comprimento da viga, A_s/s , são dadas conforme as superfícies típicas de falha por cisalhamento (ver Figura L.2):

— seções *a-a*:

$$A_{blc,min} = b_{fs} t_c$$

$$(A_{cv/s}) = 2t_c$$

$$(A_s/s)_{min} = 2 (A_b/s) + 2 (A_t/s)$$

— seções *b-b*:

$$A_{blc,min} = (s_t + d_{ch}) h_{sc}$$

$$(A_{cv/s}) = 2h_{sc} + (s_t + d_{ch})$$

$$(A_s/s)_{min} = 2 (A_b/s)$$



— seções c-c:

$$A_{blc,min} = d_{ch} h_{sc}$$

$$(A_{cv}/s) = 2h_{sc} + d_{ch}$$

$$(A_s/s)_{min} = 2 (A_b/s)$$

— seções d-d:

$$A_{blc,min} = b_{fs} t_c$$

$$(A_{cv}/s) = 2h_{ef}$$

$$(A_s/s)_{min} = 2 (A_t/s)$$

— seções e-e: a serem determinadas em cada caso; simplificada, podem ser consideradas iguais a:

$$A_{blc,min} = b_{fs} (t_c + h_f)$$

$$(A_{cv}/s) = 2t_c$$

$$(A_s/s)_{min} = 2 (A_b/s) + 2 (A_t/s)$$

onde

t_c é a espessura da laje, determinada em L.2.3.1.1.1 e na Figura L.2;

h_{ef} é a altura equivalente da laje, determinada em N.3.2.1.3;

s_t é o espaçamento transversal dos conectores;

d_{ch} é o diâmetro da cabeça do conector, que pode ser considerado igual a 1,6 vez o diâmetro do conector;

h_{sc} é o comprimento do conector;

b_{fs} é a largura da mesa superior do perfil de aço.

Para outras disposições de conectores e armaduras ou conectores em perfil U (ou outros tipos de conectores), devem-se fazer as adaptações necessárias nas equações de cálculo (ver Bibliografia [17] a [21]).

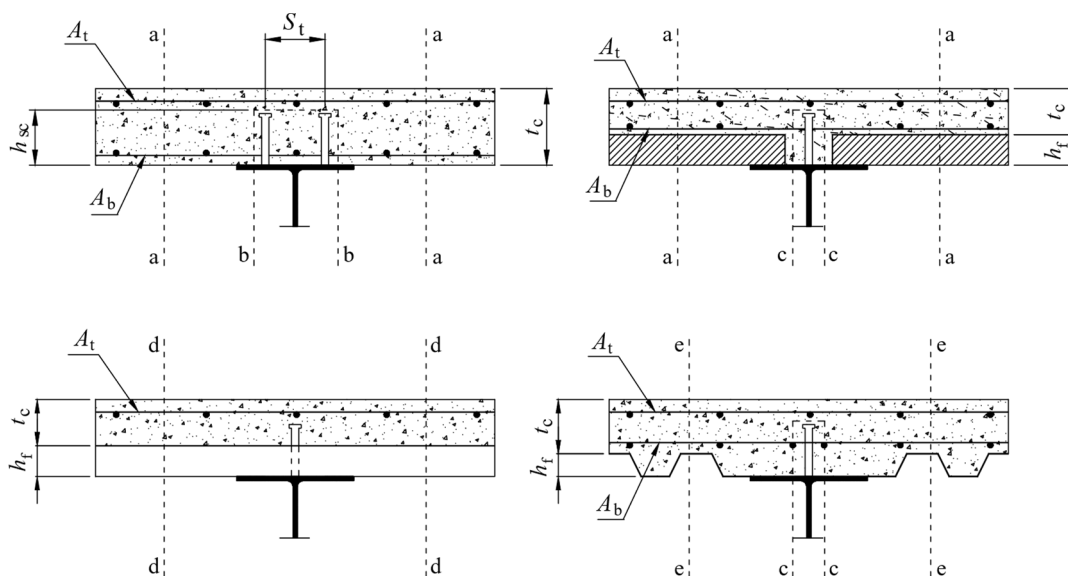


Figura L.2 – Superfícies típicas de falha por cisalhamento

L.1.3.6 A armadura de costura deve ser espaçada ao longo do comprimento L_m , o mais próximo possível da distribuição dos conectores. A área da seção dessa armadura, em cada seção de cisalhamento, não pode ser inferior a 0,2 % da área de cisalhamento do concreto (igual a $t_c L_m$, nas seções *a-a* e *e-e* na Figura L.2), no caso de lajes maciças, lajes com pré-laje de concreto, lajes alveolares pré-moldadas (ver L.2.8) ou de lajes mistas com nervuras longitudinais ao perfil de aço, e 0,1 %, no caso de lajes mistas com nervuras transversais (igual a $t_c L_m$, na seção *d-d* na Figura L.2).

L.1.3.7 Para vigas de borda, além de atender aos requisitos de L.1.3.4 a L.1.3.6, nos casos em que a distância da borda de uma laje em balanço ao eixo do conector mais próximo a ela for inferior a 300 mm (essa distância não pode ser inferior a 6 vezes o diâmetro do conector de cisalhamento tipo pino com cabeça ou a 2 vezes o comprimento do conector em perfil U), deve-se colocar armadura em laço em volta dos conectores de cisalhamento, posicionada a pelo menos 25 mm abaixo do topo do conector, devidamente ancorada, conforme a ABNT NBR 6118 (ou, no caso de se utilizar concreto de baixa densidade, conforme a EN 1992-1-1) (ver Figura L.3). Essa armadura deve ser calculada para uma força de tração igual a 50 % da força resistente de cálculo dos conectores envolvidos pelo laço.

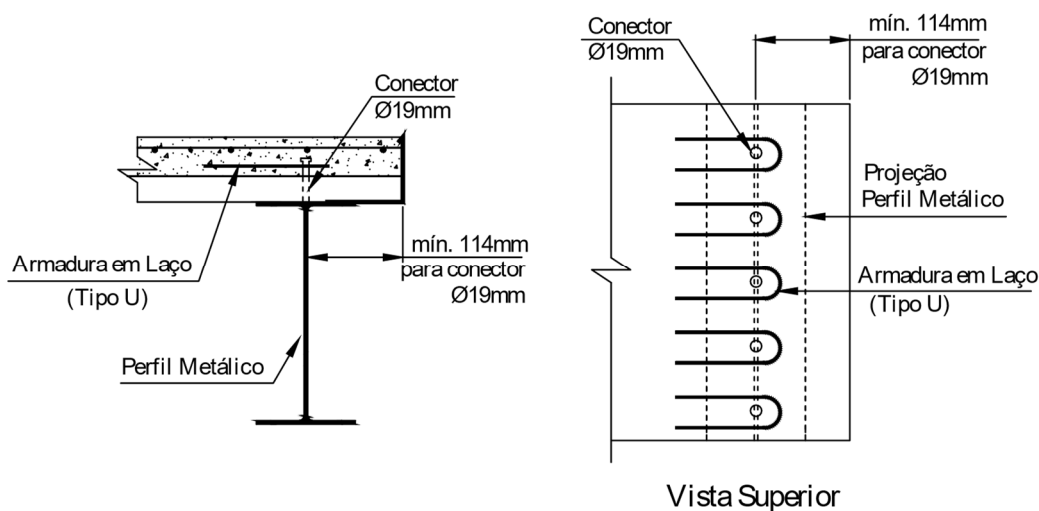


Figura L.3 – Detalhe da colocação da armadura em laço



L.2 Verificação ao momento fletor

L.2.1 Aplicabilidade

Esta seção é aplicável às vigas mistas construídas com ou sem escoramento provisório, em que as larguras efetivas da laje de concreto nas regiões de momento positivo e de momento negativo possam ser consideradas constantes em cada uma delas, respectivamente.

L.2.2 Largura efetiva

L.2.2.1 Vigas mistas biapoiadas

L.2.2.1.1 Para lajes maciças moldadas no local, mistas de aço e concreto e com pré-laje de concreto pré-moldadas, a largura efetiva de cada lado da linha de centro da viga deve ser igual ao menor que os seguintes valores:

- a) $1/8$ do vão da viga mista, considerado entre linhas de centro dos apoios;
- b) metade da distância entre a linha de eixo longitudinal da viga analisada e a linha de eixo longitudinal da viga adjacente;
- c) distância da linha de eixo longitudinal da viga à borda de uma laje em balanço.

L.2.2.1.2 Para lajes alveolares pré-moldadas de concreto, além dos valores apresentados em L.2.2.1.1, a largura efetiva de cada lado da linha de centro da viga deve ser também igual ou inferior à soma do comprimento L_0 com a distância da face da laje ao eixo longitudinal da viga (metade da distância g para vigas internas) (ver L.2.8).

L.2.2.2 Vigas mistas contínuas e semicontínuas

As larguras efetivas podem ser determinadas conforme L.2.2.1, considerando-se, em vez dos vãos da viga, as distâncias entre pontos de momento nulo. Admite-se, simplificadaamente, a adoção dos seguintes valores para tais distâncias (ver Figura L.4):

- a) nas regiões de momento positivo:
 - $4/5$ da distância entre os apoios, para vãos extremos;
 - $7/10$ da distância entre os apoios, para vãos internos;
- b) nas regiões de momento negativo:
 - $1/4$ da soma dos vãos adjacentes.

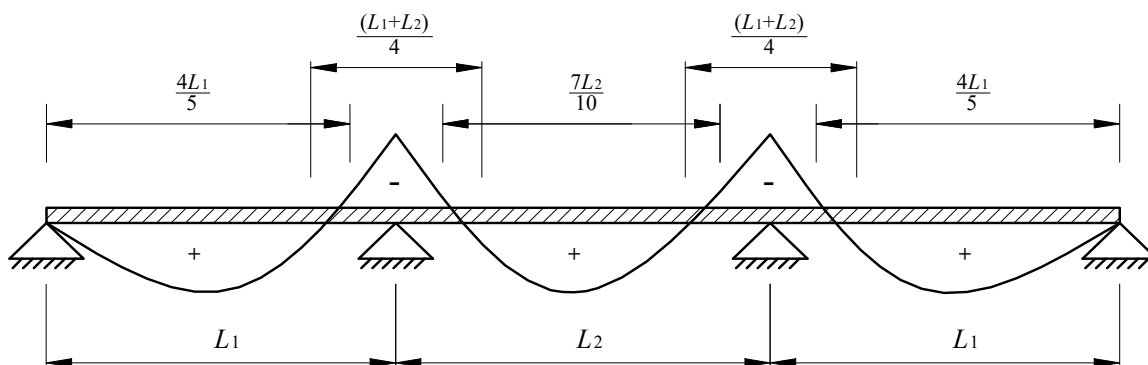


Figura L.4 – Distâncias simplificadas entre os pontos de momento nulo em uma viga contínua ou semicontínua

L.2.2.3 Viga mista em balanço e trecho em balanço de viga mista

L.2.2.3.1 Nas vigas mistas em balanço, a largura efetiva pode ser determinada conforme L.2.2.1, considerando-se como vão da viga mista o comprimento do balanço.

L.2.2.3.2 Nas vigas mistas com trecho em balanço, a largura efetiva da região, envolvendo o balanço e a região de momento negativo adjacente, pode ser determinada conforme L.2.2.1, considerando-se como vão da viga mista o comprimento do balanço somado ao comprimento real da região de momento negativo adjacente.

L.2.3 Momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos positivos

L.2.3.1 Construção escorada

L.2.3.1.1 Vigas mistas de alma cheia com e treliças mistas

L.2.3.1.1.1 O momento fletor resistente de cálculo, M_{Rd} , pode ser determinado de acordo com L.2.3.1.1.1-a) a L.2.3.1.1.1-d) (ver Figuras L.5 a L.7). O coeficiente 0,85, que multiplica a resistência do concreto, corresponde preponderantemente aos efeitos de longa duração (efeito Rüsç). O coeficiente β_{vm} , que aparece na equação de M_{Rd} em L.2.3.1.1.1-a), e L.2.3.1.1.1-c), é igual a 0,85, 0,90 ou a 0,95 para as vigas semicontínuas, conforme a capacidade de rotação necessária para a ligação (ver Anexo O). Para as vigas biapoeadas ou contínuas, β_{vm} é igual a 1,00.

- a) viga mista de alma cheia com interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto (ver Figura L.5), isto é:

$$\sum_e Q_{Rd} \geq A_a f_{yd}$$

$$0,85 \eta_c f_{cd} b t_c \geq A_a f_{yd}$$

Devem ser atendidas as seguintes condições:

$$C_{cd} = 0,85 \eta_c f_{cd} b a$$

$$T_{ad} = A_a f_{yd}$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 \eta_c f_{cd} b} \leq t_c$$

$$M_{Rd} = \beta_{vm} T_{ad} \left(d_1 + h_F + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

- b) viga mista de alma cheia com interação completa e linha neutra da seção plastificada no perfil de aço (ver Figura L.5), isto é:

$$\sum Q_{Rd} \geq 0,85\eta_c f_{cd} b t_c$$

e

$$A_a f_{yd} \geq 0,85\eta_c f_{cd} b t_c$$

Devem ser atendidas as seguintes condições:

$$C_{cd} = 0,85\eta_c f_{cd} b t_c$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2}(A_a f_{yd} - C_{cd})$$

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad}$$

A posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo do perfil de aço pode ser determinada como indicado a seguir:

- para linha neutra na mesa superior ($C_{ad} \leq A_{af} f_{yd}$):

$$y_p = \frac{a_d}{A_{af} f_{yd}} t_f$$

- para linha neutra na alma ($C_{ad} > A_{af} f_{yd}$):

$$y_p = t_f + h_w \left(\frac{C_{ad} - A_{af} f_{yd}}{A_{aw} f_{yd}} \right)$$

O momento fletor resistente de cálculo é igual a:

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \left[\sum Q_{Rd} (d - y_t - y_c) + C_{cd} \left(\frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right) \right]$$

- c) viga mista de alma cheia com interação parcial (ver Figura L.6), isto é:

$$\sum Q_{Rd} < A_a f_{yd}$$

e

$$\sum Q_{Rd} < 0,85\eta_c f_{cd} b t_c$$

Após serem atendidas essas condições e também as de L.2.3.1.1.2, tem-se $C_{cd} = \sum Q_{Rd}$ e, para a determinação de $\sum Q_{Rd}$, T_{ad} e y_p , são válidas as equações dadas em L.2.3.1.1.1-b), com o novo valor de C_{cd} . O momento fletor resistente de cálculo é dado conforme a seguir:

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \left[C_{ad} (d - y_t - y_c) + C_{cd} \left(t_c - \frac{a}{2} + h_F + d - y_t \right) \right]$$

com

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85\eta_c f_{cd} b}$$

- d) treliça mista com interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto, isto é (ver Figura L.7):

$$\sum Q_{Rd} \geq A_{bi,g} f_{yd}$$

e

$$0,85 \eta_c f_{cd} b t_c \geq A_{bi,g} f_{yd}$$

Devem ser atendidas as seguintes condições:

$$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b a$$

$$T_{ad} = A_{bi,g} f_{yb}$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 \eta_c f_{cd} b}$$

$$M_{Rd} = T_{ad} d_2$$

Nas seções mais críticas, deve-se ter $T_{ad} \leq A_{bi,e} f_{ud}$, para assegurar a ductilidade, ou seja, a ruptura da seção líquida efetiva não pode ser o estado-limite que determina o momento fletor resistente de cálculo da treliça mista.

Nas equações em L.2.3.1.1.1-a) e L.2.3.1.1.1-d), tem-se:

C_{cd} é a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

T_{ad} é a força resistente de cálculo em cada seção da região tracionada do perfil de aço;

C_{ad} é a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço;

A_a é a área do perfil de aço;

A_{af} é a área da mesa superior do perfil de aço;

A_{aw} é a área da alma do perfil de aço, igual ao produto $h_w t_w$;

$A_{bi,g}$ é a área do banzo inferior da treliça de aço;

$A_{bi,e}$ é a área líquida efetiva do banzo inferior da treliça de aço;

b é a largura efetiva da laje de concreto;

t_c é a altura da laje, considerada igual à:

- altura total da laje, para laje de concreto moldada no local;
- altura total, para laje alveolar, incluindo o capeamento;
- espessura acima da pré-laje, para pré-laje de concreto pré-moldada;
- espessura acima da fôrma, para lajes mistas de aço e concreto;

a é a espessura da região comprimida da laje ou, para interação parcial, é a espessura considerada efetiva;

- ΣQ_{Rd} é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais Q_{Rd} dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo (ver L.4.3);
- h_f é a espessura da pré-laje pré-moldada de concreto ou a altura da fôrma em lajes mistas de aço e concreto (se não houver pré-laje ou fôrma de aço e para lajes alveolares pré-moldadas, $h_f = 0$);
- d é a altura total do perfil de aço;
- h_w é a altura da alma, considerada a distância entre as faces internas das mesas;
- t_w é a espessura da alma;
- d_1 é a distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil;
- d_2 é a distância entre as forças de tração e compressão na treliça mista;
- y_c é a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil;
- y_t é a distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior desse perfil;
- y_p é a distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior do perfil de aço;
- t_t é a espessura da mesa superior do perfil de aço.

L.2.3.1.1.2 O grau de interação da viga mista de alma cheia, dado por $\eta_i = \Sigma Q_{Rd}/F_{hd}$ (F_{hd} é a força de cisalhamento de cálculo entre o componente de aço e a laje para interação completa, igual ao menor valor entre $A_a f_{yd}$ e $0,85 \eta_c f_{cd} b t_c$), não pode ser inferior a:

$$\eta_i = c_p c_f^2 \eta_0 \geq \eta_{lim}, \quad (\eta_i \leq 1,0)$$

onde

η_0 é o grau de interação básico, calculado conforme a seguir:

$$\eta_0 = 1 - \frac{E}{580 f_y} [0,75 - 0,45\rho - (0,030 - 0,015\rho)L_e]$$

ρ é o parâmetro de assimetria do perfil de aço, calculado por:

$$\rho = \frac{1}{2} \left(\frac{A_{fb}}{A_{ft}} - 1 \right)$$

L_e é o comprimento do trecho de momento positivo (distância entre os pontos de momento nulo), expresso em metros (m), podendo ser considerado como em L.2.2.2 nas vigas contínuas e semicontínuas;

A_{fb} e A_{ft} são as áreas das mesas inferior e superior do perfil de aço, respectivamente; A_{fb} não pode superar três vezes A_{ft} ;

c_p é um coeficiente relativo ao tipo de construção da viga mista, considerado igual a 0,85 para construção não escorada e a 1,0 para construção escorada;

c_r é um coeficiente relativo ao grau de utilização da viga, calculado por:

$$c_r = \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \geq 0,7$$

η_{lim} é o grau de interação limite inferior, calculado por:

$$\eta_{lim} = 0,4c_r (1 + 0,8\rho)$$

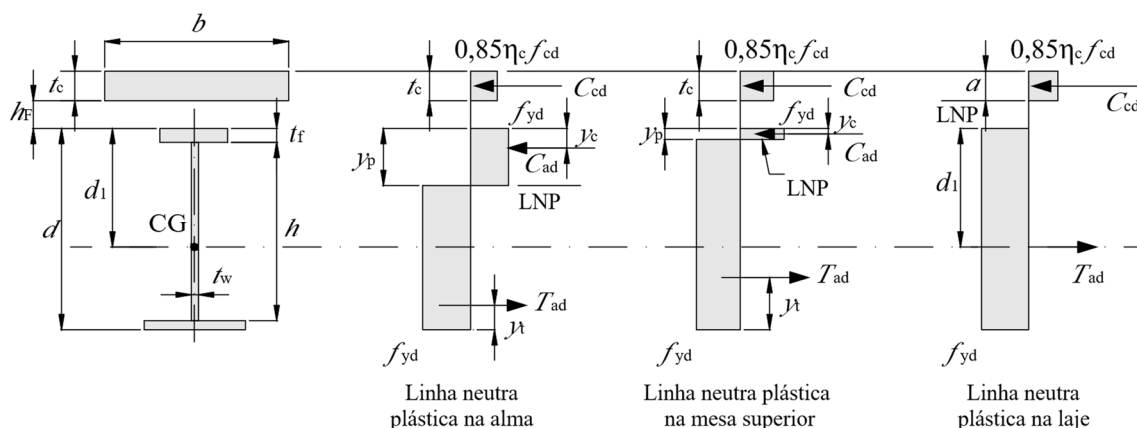


Figura L.5 – Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia sob momento positivo ($h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$ e interação completa)

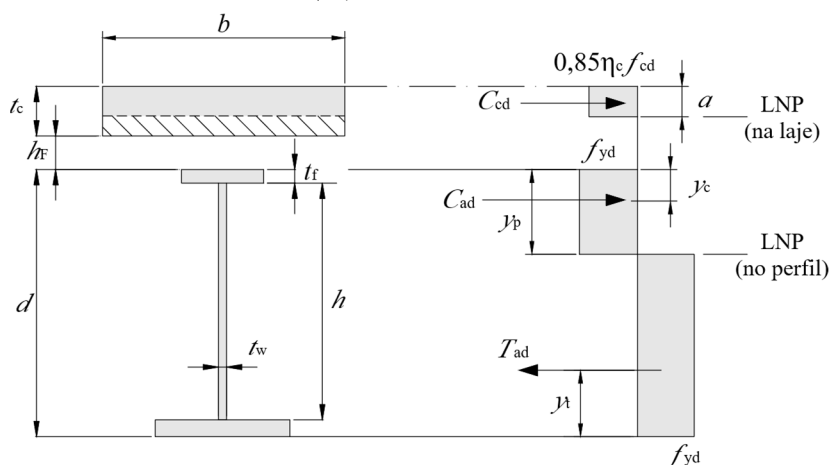


Figura L.6 – Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia sob momento positivo ($h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$ e interação parcial)

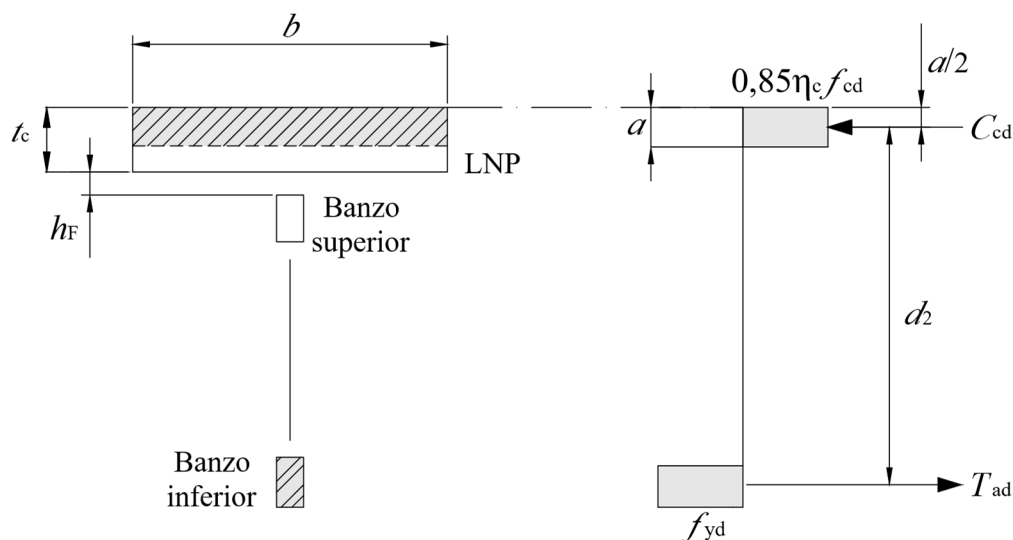


Figura L.7 – Distribuição de tensões em treliças mistas (interação completa)

L.2.3.1.2 Vigas mistas de alma cheia com $3,76\sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5,70\sqrt{E/f_y}$

A tensão de tração de cálculo na face inferior do perfil de aço não pode ultrapassar f_{yd} , e a tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto não pode ultrapassar $0,85 f_{cd}$. Ambas as tensões devem ser determinadas de acordo com o seguinte:

- a) interação completa, isto é, $\sum Q_{Rd}$ igual ou superior ao menor dos dois valores, $A_a f_{yd}$ e $0,85 \eta_c f_{cd} b t_c$:

As tensões correspondentes ao momento fletor solicitante de cálculo M_{Sd} devem ser determinadas pelo processo elástico, com base nas propriedades da seção mista homogeneizada, obtida conforme L.1.2.1. A fluência do concreto deve ser considerada como em L.1.2.1, se for desfavorável. As tensões devem ser calculadas conforme a seguir:

$$\sigma_{td} = \frac{M_{Sd}}{(W_{tr})_i}$$

e

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{Sd}}{[\alpha E (W_{tr})_s]}$$

- b) interação parcial, atendendo ao especificado em L.2.3.1.1.2:

A determinação de tensões é feita como em L.2.3.1.2-a), porém substituindo $(W_{tr})_i$ por:

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}} [(W_{tr})_i - W_a]$$

onde

σ_{td} é a tensão de tração de cálculo na mesa inferior do perfil de aço;

σ_{cd} é a tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto;

$(W_{tr})_i$ é o módulo de resistência elástico inferior da seção mista homogeneizada, conforme L.1.2.1;

$(W_{tr})_s$ é o módulo de resistência elástico superior da seção mista homogeneizada, conforme L.1.2.1;

W_a é o módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço.

L.2.3.2 Construção não escorada

Além da verificação como viga mista, conforme L.2.3.1, devem ser atendidos os seguintes requisitos:

- a) o componente de aço, por si só, deve ter resistência de cálculo adequada para suportar todas as ações de cálculo aplicadas antes de o concreto atingir uma resistência igual a $0,75 f_{ck}$. Esse componente, quando simplesmente apoiado e suportando uma fôrma de aço para execução de laje mista de aço e concreto, devidamente ligada a ele, pode ser considerado contido lateralmente. Os componentes de aço que recebem diretamente outros tipos de laje devem ser dimensionados como destravados lateralmente. Atenção especial deve ser dada à possibilidade de torção e aos estados-limites localizados, como flexão localizada da mesa e da alma (ver Bibliografia [17] a [21]); nas vigas mistas de alma cheia biapoiadas com $h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$, deve-se ter na mesa inferior da seção mais solicitada:

$$\left(\frac{M_{Ga,S}}{W_a}\right) + \left(\frac{M_{L,S}}{W_{ef}}\right) \leq f_y$$

onde

$M_{Ga,S}$ e $M_{L,S}$ são os momentos fletores solicitantes nominais, usando-se as combinações raras de serviço, para ações aplicadas, respectivamente, antes e depois de a resistência do concreto atingir ;

W_a e W_{ef} são calculados conforme L.2.3.1.2;

- b) nas vigas mistas de alma cheia biapoiadas, com $3,76\sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5,70\sqrt{E/f_y}$, deve-se ter na mesa inferior da seção mais solicitada:

$$\left(\frac{M_{Ga,Sd}}{W_a}\right) + \left(\frac{M_{L,Sd}}{W_{ef}}\right) \leq f_{yd}$$

onde

$M_{Ga,Sd}$ e $M_{L,Sd}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo, usando-se combinações últimas normais, para ações aplicadas, respectivamente, antes e depois de a resistência do concreto atingir $0,75f_{ck}$.

L.2.4 Momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos negativos

L.2.4.1 Resistência da seção transversal

L.2.4.1.1 Na região de momento negativo, a seção transversal de vigas mistas contínuas e semicontínuas fica reduzida ao perfil de aço e à seção da armadura longitudinal existente na largura efetiva da laje de concreto. É necessário que haja interação completa a momento negativo, ou seja, que haja um número de conectores de cisalhamento suficiente para resistir aos esforços horizontais entre o perfil de aço e a laje de concreto, de acordo com L.2.4.2.

São previstos apenas os casos em que o perfil de aço seja compacto, ou seja:

- a) a relação entre a largura e a espessura da mesa comprimida, b_f/t_f , seja inferior ou igual a $3,76\sqrt{E/f_y}$;

- b) a relação entre duas vezes a altura da parte comprimida da alma, menos duas vezes o raio de concordância entre a mesa e a alma nos perfis laminados, e a espessura desse elemento, h_p/t_w , seja inferior ou igual a $3,76\sqrt{E/f_y}$, com posição da linha neutra plástica determinada para a seção mista sujeita a momento negativo.

L.2.4.1.2 A força resistente de tração de cálculo (T_{ds}) nas barras da armadura longitudinal deve ser tomada igual a:

$$T_{ds} = A_{s\ell} f_{sd}$$

em que $A_{s\ell}$ é a área da armadura longitudinal dentro da largura efetiva da laje de concreto.

L.2.4.1.3 O momento fletor resistente de cálculo (ver Figura L.8) é dado por:

$$M_{Rd}^- = T_{ds} d_3 + A_{at} f_{yd} d_4 + A_{ac} f_{yd} d_5$$

onde

A_{at} é a área tracionada da seção do perfil de aço;

A_{ac} é a área comprimida da seção do perfil de aço;

d_3 é a distância do centro geométrico da armadura longitudinal à LNP;

d_4 é a distância da LNP força de tração, situada no centro geométrico da área tracionada da seção do perfil de aço;

d_5 é a distância da LNP força de compressão, situada no centro geométrico da área comprimida da seção do perfil de aço.

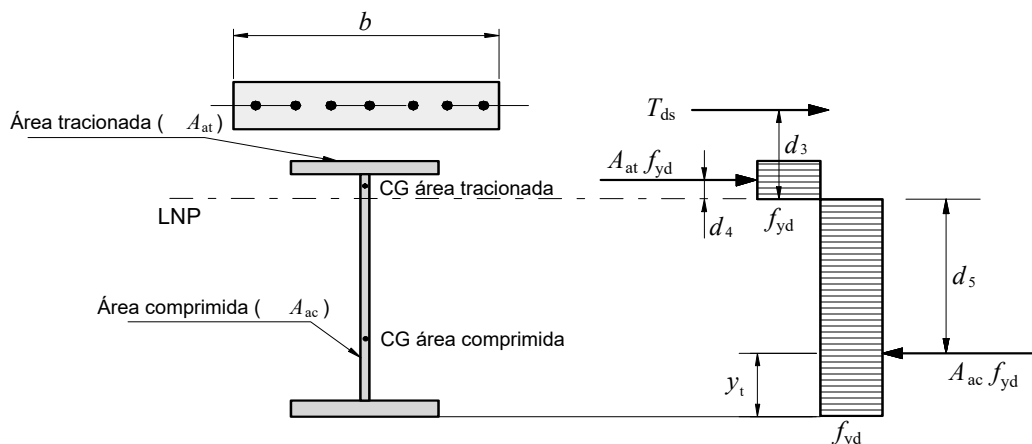


Figura L.8 – Distribuição de tensões para momento fletor negativo

L.2.4.2 Número de conectores

O número de conectores, n , necessário para desenvolver as forças na região de momento negativo deve ser conforme a seguir

$$\sum Q_{Rd} \geq T_{ds}$$

onde

T_{ds} é dado em L.2.4.1.2;

Q_{Rd} é a força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento, conforme L.4.2.

L.2.5 Verificação da flambagem lateral com distorção da seção transversal

L.2.5.1 Deve-se assegurar que não ocorra flambagem lateral com distorção da seção transversal da viga mista em decorrência dos momentos negativos (ver 4.11.6 para vigas contínuas). Para isso, deve ser atendida a seguinte condição:

$$\gamma_n M_{Sd}^- \leq M_{dist,Rd}^-$$

onde

M_{Sd}^- é o momento fletor solicitante de cálculo na região de momentos negativos, cujo valor, para vigas semicontínuas, somente para os efeitos desta subseção L.2.5, deve ser considerado igual ao:

- momento fletor solicitante de cálculo na região de momento negativo, obtido da análise estrutural, conforme 4.11, para análise elástica com ou sem redistribuição de momento;
- momento fletor resistente nominal da ligação mista (ver Anexo O), para análise rígido-plástica;

γ_n é um coeficiente de ajustamento, igual a:

- 1,35, para vigas semicontínuas, calculadas por análise rígido-plástica ou elástica, com redistribuição de momentos, caso a contribuição da ligação da alma da viga apoiada seja desprezada no cálculo da resistência da ligação mista (ver O.2.5.1);
- 1,0, para os demais casos;

$M_{dist,Rd}^-$ é o momento fletor resistente de cálculo na região de momentos negativos, para o estado-limite de flambagem lateral com distorção da seção transversal, determinado conforme L.2.5.2.

L.2.5.2 O momento fletor resistente de cálculo na região de momentos negativos para flambagem lateral com distorção da seção transversal das vigas mistas contínuas e semicontínuas é dado por:

$$M_{dist,Rd}^- = \chi_{dist} M_{Rd}^-$$

onde

M_{Rd}^- é o momento fletor resistente de cálculo da seção transversal, dado em L.2.4.1.3;

χ_{dist} é o fator de redução para flambagem lateral com distorção da seção transversal, obtido da curva de resistência à compressão fornecida em 5.3.3, em função do parâmetro de esbeltez λ_{dist} , calculado por (ver método alternativo simplificado para perfis de aço duplamente simétricos em L.2.5.7):

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{M_{Rk}^-}{M_{cr}}}$$

onde

M_{Rk} é o momento fletor resistente característico na região de momentos negativos, obtido conforme L.2.4.1, mas considerando todos os coeficientes de ponderação da resistência iguais a 1,00;

M_{cr} é o momento crítico na região de momentos negativos, conforme L.2.5.3.

Se γ_{dist} não superar 0,4, pode-se tomar χ_{dist} igual a 1,00.

L.2.5.3 O momento crítico, M_{cr} , pode ser obtido por análise de estabilidade elástica (ver a Bibliografia [17] a [21]) ou, no caso de existirem duas ou mais vigas paralelas ligadas à mesma laje de concreto, pode ser obtido com base no modelo de “mecanismo U invertido contínuo”, que considera o deslocamento lateral da mesa inferior, causado pela flexão (distorção) da alma do perfil de aço, pela flexão da laje e pela deformação da conexão entre o perfil de aço e a laje (ver Figura L.9), de acordo com o procedimento dado em L.2.5.5. Adicionalmente, para esse modelo, o perfil de aço deve possuir:

- mesa inferior contida lateralmente nos apoios;
- relação entre as espessuras da mesa inferior e da alma (t_f/t_w) não superior a 3,5.

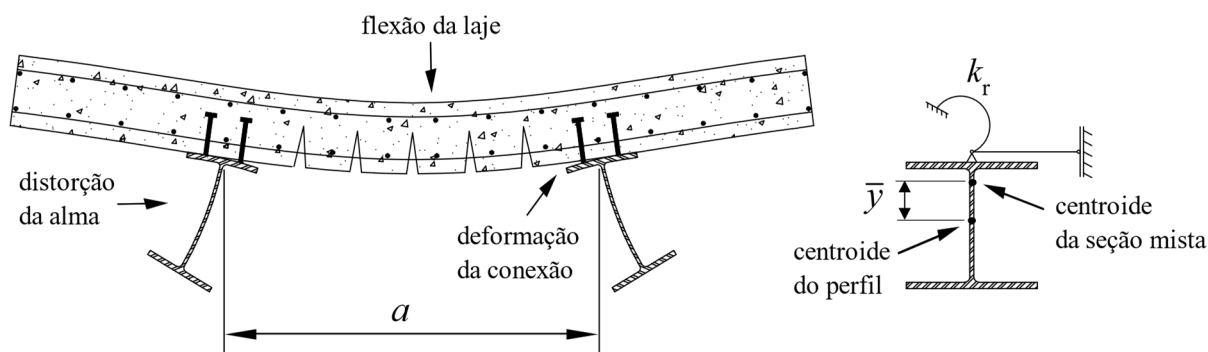


Figura L.9 – Mecanismo U invertido resistente à flambagem lateral com distorção

No nível da mesa superior do perfil de aço, uma rigidez rotacional por unidade de comprimento da viga, pode ser adotada para representar o mecanismo U invertido, permitindo que possa ser considerado somente por uma viga.

L.2.5.4 A rigidez rotacional pode ser determinada nos casos usuais, desprezando-se a deformação da conexão entre o perfil de aço e a laje de concreto, resultando em:

$$k_r = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}$$

onde

k_1 é a rigidez à flexão da laje, por unidade de comprimento da viga, igual a:

$$k_1 = \frac{\alpha(EI)_2}{a}$$

k_2 é a rigidez à flexão da alma do perfil de aço, por unidade de comprimento da viga, igual a:

$$k_2 = \frac{Et_w^3}{4h_0(1 - \nu_a^2)}$$

onde

α é igual a 2 para vigas de borda, com ou sem balanço, e a 3 para vigas internas (para vigas internas com quatro ou mais vigas similares, pode-se adotar igual a 4);

$(EI)_2$ é a rigidez à flexão da seção da laje (desprezando o concreto tracionado), por unidade de comprimento da viga, tomada como o menor valor, considerando o meio do vão da laje, para momento positivo, e um apoio interno da laje, para momento negativo, atendendo-se ainda às seguintes considerações:

- para lajes mistas de aço e concreto, utilizar a altura total da seção (altura da fôrma somada ao capeamento) e proceder à homogeneização da seção mista, por meio da relação modular $\alpha_E = E/E_c$ (ver L.1.2.1);
- para lajes alveolares pré-moldadas, utilizar a altura total da seção (altura da laje somada ao capeamento);
- para lajes com pré-laje de concreto, utilizar somente a altura do capeamento;

a é a distância entre as vigas;

t_w é a espessura da alma do perfil de aço;

h_0 é a distância entre os centros geométricos das mesas do perfil do aço;

ν_a é o coeficiente de Poisson do aço.

L.2.5.5 O momento crítico pode ser calculado pela seguinte equação:

$$M_{cr} = C_{dist} \frac{K_g}{h_0} \left\{ GJ + \frac{E I_{af,y} h_0^2}{L^2} \left[(n\pi)^2 + \left(\frac{\eta b}{n\pi} \right)^2 \right] \right\}$$

onde

G é o módulo de elasticidade transversal do aço;

L é o comprimento da viga entre apoios verticais (exige-se que ambas as mesas do perfil de aço possuam contenção lateral nesses apoios);

J é a constante de torção do perfil de aço;

$I_{af,y}$ é o momento de inércia da mesa inferior do perfil de aço com relação ao eixo y (ver Figura L.10);

n é o número de semiondas do modo de flambagem, dado em L.2.5.6;

η_b é um fator associado à rigidez rotacional do mecanismo U e à viga de aço, calculado conforme a seguir:

$$\eta_b = \sqrt{\frac{k_r L^4}{E I_{af,y} h_0^2}}$$

C_{dist} é um coeficiente que depende da distribuição de momentos fletores no comprimento L , dado nas Tabelas L.1 a L.3 para alguns carregamentos (para obtenção de C_{dist} nessas Tabelas, pode ser feita interpolação linear);

K_g é um fator relacionado à geometria da seção mista, calculado conforme a seguir por:

$$K_g = \left(0,31 + 0,69 \times 0,05 \frac{\bar{y}}{h_0} \right) \frac{I_x}{I_{ax}}$$

\bar{y} é a distância entre o centroide da seção mista e o centroide do perfil de aço;

I_x é o momento de inércia da seção mista na região de momento negativo (perfil de aço mais armadura da laje) em relação ao eixo x (ver Figura L.10);

I_{ax} é o momento de inércia da seção de aço em relação ao seu eixo principal de maior inércia.

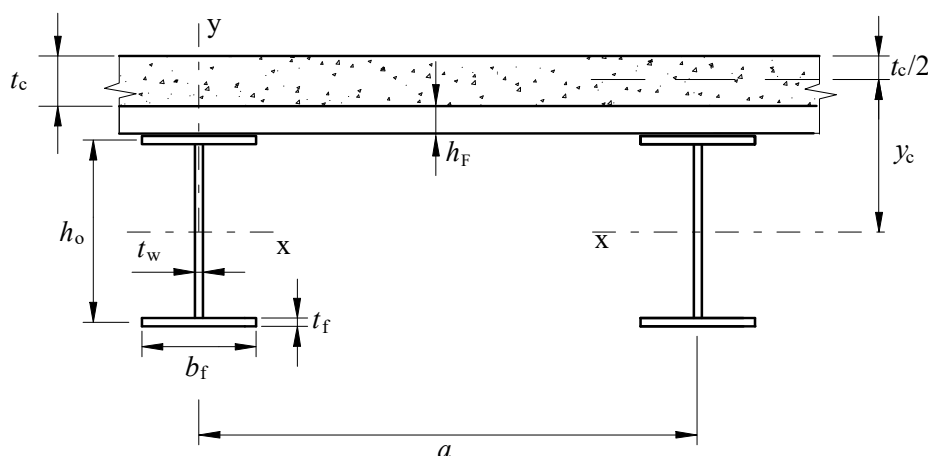


Figura L.10 – Vigas paralelas

L.2.5.6 O número de semiondas do modo de flambagem é dado por:

$$n = \begin{cases} n_1, & \text{se } n_{id} \leq \sqrt{n_1 n_2} \\ n_2, & \text{se } n_{id} > \sqrt{n_1 n_2} \end{cases}$$

onde

n_1 é o número inteiro imediatamente abaixo de n_{id} ;

n_2 é o número inteiro imediatamente acima de n_{id} , com:

$$n_{id} = \frac{\sqrt{\eta b}}{\pi}$$

Tabela L.1 – Coeficiente C_{dist} para vigas contínuas com carregamento no comprimento L

Condições de carregamento e apoio	Diagrama de momento fletor ^a	Ψ								
		0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50
		2,00	1,78	1,65	1,56	1,50	1,47	1,43	1,36	1,35
		1,96	1,73	1,59	1,50	1,44	1,40	1,37	1,34	1,32
		1,94	1,70	1,56	1,47	1,41	1,37	1,34	1,31	1,29
		1,92	1,67	1,53	1,44	1,38	1,33	1,30	1,27	1,24

^a M_o é o momento máximo solicitante de cálculo, considerando o tramo analisado como biapoiado.

Tabela L.2 – Coeficiente C_{dist} para vigas contínuas e semicontínuas sem carregamento no comprimento L

Condições de carregamento e apoio	Diagrama de momento fletor ^a	Ψ				
		0,00	0,25	0,50	0,75	1,00
		1,19	1,15	1,11	1,06	1,00
		1,19	1,23	1,26	1,30	1,33

^a M é o maior momento negativo solicitante de cálculo, em módulo, no trecho analisado, sendo que valores de Ψ maiores que 1,00 devem ser considerados iguais a 1,00.

Tabela L.3 – Coeficiente C_{dist} para vigas semicontínuas submetidas a carregamento uniformemente distribuído no comprimento L

$\Psi = M_{pd,b}/M_{pp,d}$ ^a	1,0	0,8	0,6	0,4	0,2 ^b
C_{dist}	1,88	2,45	3,46	5,59	8,30
Definições gráficas					
^a	$M_{pp,d}$ é o momento plástico positivo resistente de cálculo da viga mista, determinado conforme L.2.3 (igual a M_{Rd}), mas com o coeficiente β_{vm} igual a 1,00; $M_{pd,a}$ é o menor momento plástico resistente de cálculo, em módulo, nas extremidades do tramo considerado; $M_{pd,b}$ é o maior momento plástico resistente de cálculo, em módulo, nas extremidades do tramo considerado.				
^b	Para valores inferiores, não é necessário verificar a viga semicontínua à flambagem lateral com distorção da seção transversal.				

L.2.5.7 Os cálculos podem ser simplificados para seções duplamente simétricas, determinando-se, conservadoramente, pela seguinte equação:

$$\lambda_{dist} = 2,0 \left(1 + \frac{t_w h_0}{4 b_f t_f} \right)^{0,5} \left[\left(\frac{f_y}{E C_{dist}} \right)^2 \left(\frac{h_0}{t_w} \right)^3 \left(\frac{t_f}{b_f} \right) \right]^{-0,25}$$

L.2.6 Disposições para lajes de concreto com fôrma de aço incorporada

L.2.6.1 Limitações

Para uma viga mista com laje de concreto com fôrma de aço incorporada, os requisitos desta Norma aplicam-se, caso sejam atendidas as seguintes limitações (ver Figura L.11):

- altura h_F das nervuras da fôrma de aço igual ou inferior a 75 mm;
- largura média b_F da mísula ou da nervura situada sobre o perfil de aço igual, ou superior a 50 mm. Para efeito de cálculo, essa largura não pode ser considerada maior que a largura livre mínima no nível do topo da fôrma [ver L.2.6.3-b) e L.2.6.3-c) para outras limitações];
- laje de concreto ligada ao perfil de aço por conectores tipo pino com cabeça, com diâmetro igual ou inferior a 19 mm. Os conectores podem ser soldados ao perfil de aço por meio da fôrma ou diretamente, fazendo-se furos na fôrma (ver L.4.1);

- d) projeção dos conectores acima do topo da fôrma, depois de instalados, igual ou superior a 40 mm;
- e) cobrimento de concreto acima do topo da fôrma de aço, igual ou superior a 50 mm.

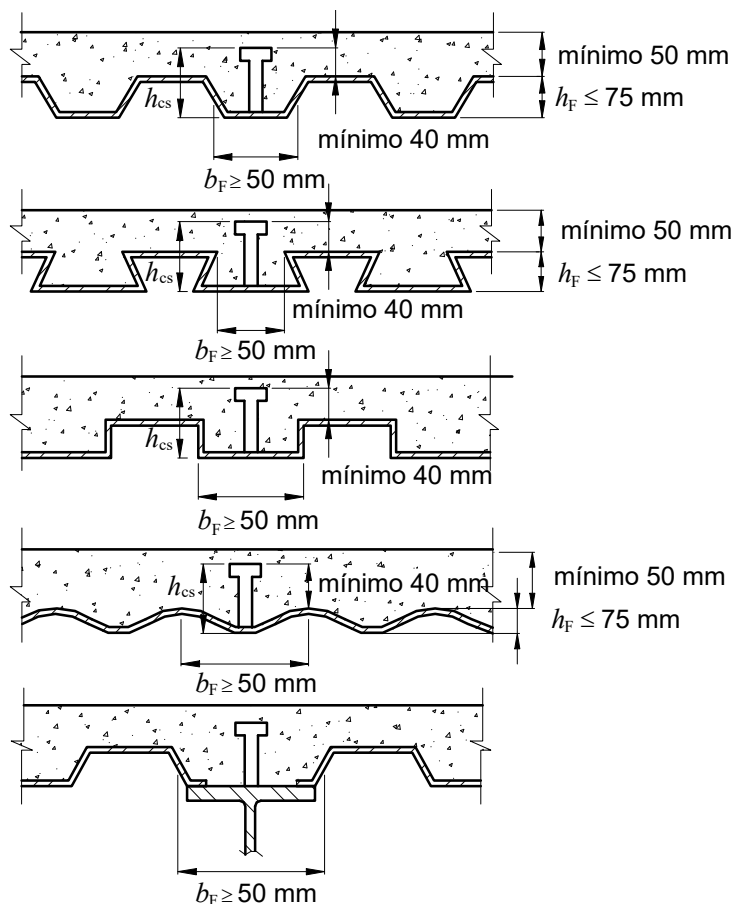


Figura L.11 – Lajes de concreto com fôrma de aço incorporada

L.2.6.2 Fôrmas com nervuras perpendiculares ao perfil de aço

Nas fôrmas com nervuras perpendiculares ao perfil de aço, aplica-se o seguinte:

- a) nos cálculos necessários para determinar a capacidade resistente da seção, o concreto situado abaixo do topo da fôrma de aço deve ser desprezado;
- b) para evitar o arrancamento, as fôrmas de aço devem ser ancoradas no perfil de aço das vigas dimensionadas como mistas, a intervalos não superiores a 450 mm, utilizando-se apenas os conectores tipo pino com cabeça, combinação destes com soldas tipo tampão ou outros meios equivalentes.

L.2.6.3 Fôrmas com nervuras paralelas ao perfil de aço

Nas fôrmas com nervuras paralelas ao perfil de aço, aplica-se o seguinte:

- a) o concreto situado abaixo do topo da fôrma de aço pode ser incluído na determinação das propriedades da seção mista, desde que totalmente situado na zona comprimida e que as equações em L.2.3 sejam corrigidas adequadamente para se considerar a nova geometria da laje;
- b) as fôrmas de aço podem ser interrompidas sobre a mesa superior do perfil de aço, de modo a se obter uma mísula de concreto sobre a mesa. Nesse caso, as fôrmas devem ser adequadamente ligadas ao perfil por meio de conectores, soldas tipo tampão ou outros meios equivalentes;

- c) quando a altura nominal da nervura h_F for igual ou superior a 40 mm, a largura média da nervura b_F ou mísula sobre o perfil de aço não pode ser inferior a 50 mm, quando houver apenas um pino na seção transversal. Para cada pino adicional, essa largura deve ser acrescida de 4 vezes o diâmetro do pino.

L.2.7 Disposições para lajes com pré-laje de concreto

Para uma viga mista com laje de concreto moldada no local sobre pré-laje de concreto pré-moldada, os requisitos desta Norma aplicam-se, caso:

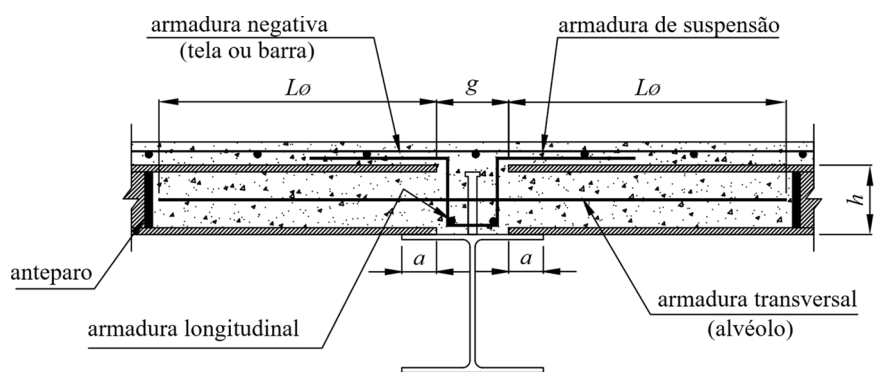
- a) a pré-laje tenha espessura máxima de 75 mm, medida a partir da face superior do perfil de aço;
- b) os conectores de cisalhamento tenham:
- uma altura que ultrapasse a face superior da pré-laje e que permita que sua cabeça fique toda acima da armadura de costura da laje;
 - em toda a altura, cobrimento lateral de concreto moldado no local de pelo menos 20 mm; com isso, a largura da viga deve ser no mínimo igual ao valor da espessura da pré-laje somada ao diâmetro do conector mais 40 mm, ou igual a 140 mm, o que for maior.

L.2.8 Disposições para lajes alveolares pré-moldadas de concreto

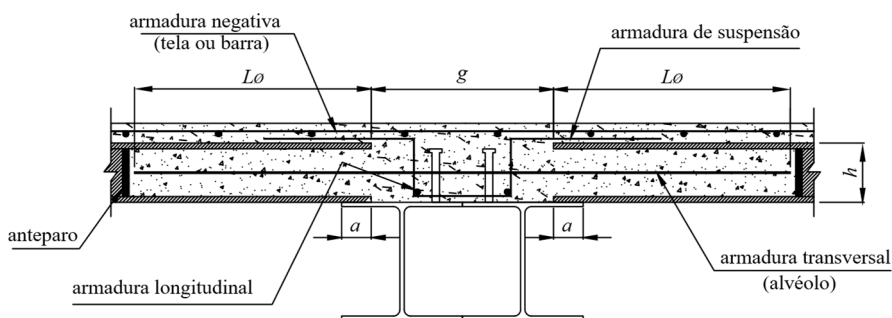
Para uma viga mista com laje alveolar pré-moldada de concreto, os requisitos desta Norma aplicam-se, caso (ver Figura L.12):

- a) a laje alveolar tenha altura máxima (h) de 265 mm e capeamento mínimo de 50 mm;
- b) o apoio mínimo da laje na viga de aço (a) seja de 60 mm ou a metade da altura da laje alveolar, o que for maior;
- c) a garganta mínima de concretagem (g) seja de 80 mm para laje alveolar com altura inferior a 200 mm ou de 100 mm para laje alveolar com altura igual ou superior a 200 mm; no caso de perfis compostos (seção dupla), deve-se considerar garganta mínima de 160 mm para qualquer altura de laje;
- d) todos os alvéolos sejam preenchidos com concreto em um comprimento mínimo de 650 mm, a partir da face da laje alveolar;
- e) haja armaduras transversais posicionadas dentro de todos os alvéolos, com comprimento, L_{\varnothing} , mínimo de 600 mm dentro dos alvéolos, posicionadas abaixo da cabeça do conector de cisalhamento;
- f) haja armadura de suspensão calculada para desenvolver, juntamente com as armaduras transversais, conforme L.2.8-e), as forças dos conectores de cisalhamento, porém com área mínima de 200 mm²/m, devidamente ancorada no capeamento da laje;
- g) sejam utilizados conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, com diâmetro de 19 mm e comprimento mínimo de 127 mm, com espaçamento mínimo de 120 mm e máximo de 300 mm; no caso de perfis compostos (seção dupla), esses conectores sejam dispostos em duas filas, com espaçamento transversal de no mínimo 80 mm.

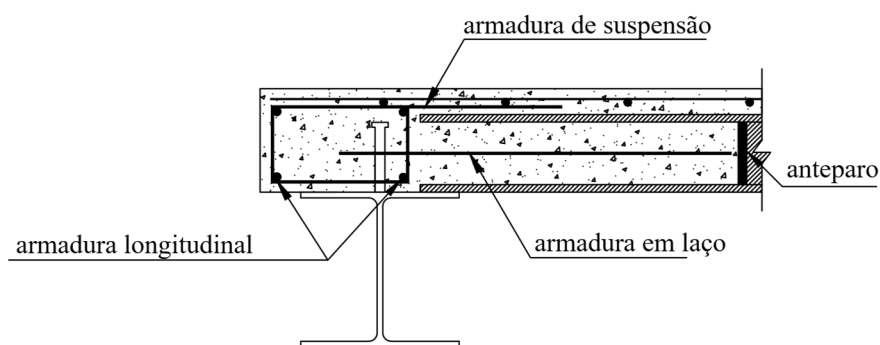
Informações adicionais sobre disposições construtivas para lajes alveolares pré-moldadas de concreto podem ser obtidas na Bibliografia [17] a [21].



a) Perfil simples – Viga interna



b) Perfis compostos (seção dupla) – Viga interna



c) Viga de borda

Figura L.12 – Lajes alveolares pré-moldadas de concreto

L.3 Verificação à força cortante

L.3.1 A força cortante resistente de cálculo de vigas mistas de alma cheia deve ser determinada considerando-se apenas a resistência do perfil de aço, de acordo com 5.4.3. Deve-se ter:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

L.3.2 Nas treliças mistas, a força cortante deve ser resistida por diagonais e montantes, que devem ser dimensionados de acordo com 5.2 ou 5.3, o que for aplicável.

L.4 Conectores de cisalhamento

L.4.1 Generalidades

Esta Seção é aplicável aos conectores de cisalhamento dos tipos pino com cabeça e perfil U laminado ou formado a frio, conforme a ABNT NBR14762. Esses conectores devem ficar completamente embutidos no concreto da laje, com cobrimento superior mínimo de 10 mm (ver L.4.4.3).

Os conectores do tipo pino com cabeça devem ter, após a instalação, comprimento mínimo igual a quatro vezes o diâmetro, e devem atender rigorosamente ao estipulado na AWS D1.1, no que se refere às suas dimensões e à sua ligação com o elemento de aço da viga mista. No caso de laje mista, a solda pela fôrma dos conectores tipo pino com a cabeça não é pré-qualificada pela AWS D1.1, sendo necessário fazer sua qualificação para cada obra, para assegurar a fusão completa do conector com o perfil e, consequentemente, a força resistente de cálculo considerada em projeto (para mais informações, ver AWS D1.1).

Os conectores em perfil U laminado ou formado a frio devem ser soldados à mesa superior do perfil de aço com solda contínua pelo menos nas duas extremidades de sua mesa, com resistência mínima igual a 1,25 veza força resistente de cálculo do conector, dada em L.4.2.2. Essa solda deve atender aos requisitos desta Norma ou da ABNT NBR14762, conforme aplicabilidade.

L.4.2 Força resistente de cálculo de conectores

L.4.2.1 Pinos com cabeça

L.4.2.1.1 A força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça é o menor valor entre os valores calculados conforme a seguir:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}}$$

e

$$Q_{Rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}}$$

onde

γ_{cs} é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção, e igual a 1,10 para combinações excepcionais;

A_{cs} é a área da seção transversal do conector;

f_{ucs} é a resistência à ruptura do aço do conector;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

R_g é um coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores, dado em L.4.2.1.2;

R_p é um coeficiente para consideração da posição do conector, dado em L.4.2.1.3.

L.4.2.1.2 Devem-se considerar para o coeficiente R_g os seguintes valores:

- 1,00, (a1) para um conector soldado em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço; (a2) para qualquer número de conectores em uma linha, soldados diretamente no perfil de aço; (a3) para qualquer número de conectores em uma linha, soldados por uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação b_F/h_F igual ou superior a 1,5 (b_F e h_F são conforme L.2.6.1 e a Figura L.11);
- 0,90, para conectores em lajes alveolares pré-moldadas de concreto;
- 0,85, (c1) para dois conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço; (c2) para um conector soldado por uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação b_F/h_F inferior a 1,5 (b_F e h_F são conforme L.2.6.1 e a Figura L.11);
- 0,70, para três ou mais conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço.

L.4.2.1.3 Devem-se considerar para o coeficiente R_p os seguintes valores:

- 0,75, para conectores soldados diretamente no perfil de aço e, no caso de haver nervuras paralelas a esse perfil, pelo menos 50 % da largura da mesa deve estar em contato direto com o concreto;
- 0,75, (b1) para conectores soldados em uma laje mista com as nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} igual ou superior a 50 mm; (b2) para conectores soldados por uma fôrma de aço e embutidos em uma laje mista com nervuras paralelas ao perfil de aço;
- 0,60, para conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} inferior a 50 mm.

Em L.4.2.1.3-b) e L.4.2.1.3-c), e_{mh} é a distância da borda do fuste do conector à alma da nervura da fôrma de aço, medida à meia altura da nervura e no sentido da força cortante que atua no conector, conforme a Figura L.13 (exemplificando, para uma viga simplesmente apoiada, no sentido do momento máximo, que se encontra à direita da figura).

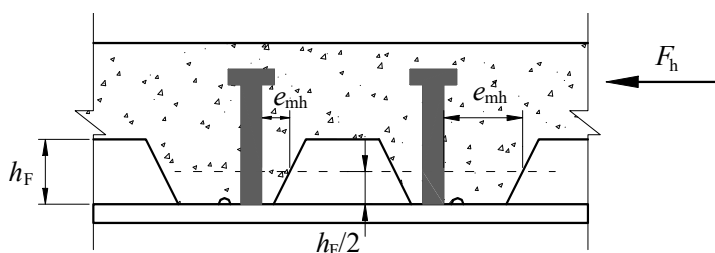


Figura L.13 – Ilustração do valor a ser tomado para e_{mh}

L.4.2.2 Perfil U laminado ou formado a frio

L.4.2.2.1 A força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento em perfil U laminado, com altura da seção transversal igual ou superior a 75 mm, totalmente embutido em laje maciça de concreto, com face inferior plana e diretamente apoiada sobre a viga de aço, é calculada conforme a seguir:

$$Q_{Rd} = \frac{0,3(t_{fcs} + 0,5t_{wcs})L_{cs}\sqrt{f_{ck}E_c}}{\gamma_{cs}}$$

onde

t_{fcs} é a espessura da mesa do conector, tomada a meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma;

t_{wcs} é a espessura da alma do conector;

L_{cs} é o comprimento do perfil U.

L.4.2.2.2 A força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento de perfil U formado a frio deve ser determinada como em L.4.2.2.1, considerando-se as espessuras da mesa e da alma iguais à espessura da chapa do conector. Cuidados devem ser considerados para se evitar o aparecimento de trincas na região das dobras da chapa para formação do conector. Recomenda-se que:

- a espessura da chapa do conector não seja inferior a 4,75 mm;
- o raio interno de dobra não seja inferior a duas vezes a espessura da chapa;
- a altura da seção transversal não seja inferior a 75 mm ou 12,5 vezes a espessura da chapa, a que for maior, e a largura da mesa não seja inferior a 40 mm ou 6 vezes a espessura da chapa, a que for maior.

L.4.2.2.3 Os perfis U devem ser instalados com uma das mesas assentando sobre o perfil de aço e com o plano da alma perpendicular ao eixo longitudinal desse perfil.

L.4.3 Localização e espaçamento de conectores de cisalhamento

L.4.3.1 Na região de momento positivo, os conectores de cisalhamento, colocados de cada lado da seção de momento fletor máximo, cuja quantidade é especificada em L.2.3, podem ser uniformemente espaçados entre essa seção e as seções adjacentes de momento fletor nulo, exceto nas regiões entre qualquer seção crítica e a seção de momento fletor nulo mais próxima, onde o número de conectores necessários não pode ser inferior a , calculado conforme a seguir:

$$n_p = n \left(\frac{M_{p,Sd} - M_{a,Rd}}{M_{Sd} - M_{a,Rd}} \right)$$

onde

$M_{p,Sd}$ é o momento fletor solicitante de cálculo na seção crítica;

$M_{a,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo do perfil de aço, para o estado-limite FLA, conforme 5.4;

M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo máximo;

n é o número de conectores de cisalhamento a serem colocados entre a seção de momento fletor positivo solicitante de cálculo máximo e as seções adjacentes de momento fletor nulo.

Uma seção crítica, para os efeitos desta subseção, é determinada como:

- uma seção com carga concentrada;
- uma seção com mudança da seção transversal do perfil de aço.

A equação de deve ser ajustada adequadamente quando a resistência do conector não for constante (ver os valores de R_g e R_p , respectivamente em L.4.2.1.2 e L.4.2.1.3).

L.4.3.2 Na região de momento negativo, os conectores, cuja quantidade é especificada em L.2.4.2, devem ser colocados entre a seção de momento fletor negativo máximo (nesse caso, no apoio) e a seção de momento fletor nulo, e podem ser distribuídos uniformemente. Entretanto, caso os conectores não possam ser colocados apenas na região de momento negativo, podem ser posicionados também em parte da região de momento positivo adjacente, desde que o momento fletor resistente de cálculo do perfil de aço seja de pelo menos 40 % do momento fletor resistente positivo de cálculo da viga mista. A armadura a momento negativo deve ser ancorada, conforme a ABNT NBR 6118, a partir do conector mais distante da seção de momento negativo. Caso seja usado concreto de baixa densidade, na ausência de Norma Brasileira aplicável, a armadura deve ser ancorada conforme a EN 1992-1-1.

L.4.3.3 O espaçamento máximo entre as linhas de centro de conectores deve ser igual a oito vezes a espessura total da laje. Esse espaçamento também não pode ser superior a 915 mm, no caso de lajes com fôrmas de aço incorporadas, com nervuras perpendiculares ao perfil de aço.

L.4.3.4 O espaçamento mínimo entre as linhas de centro de conectores tipo pino com cabeça deve ser igual a seis diâmetros ao longo do vão da viga, e a quatro diâmetros na direção transversal ao vão da viga. No caso da laje com fôrma de aço incorporada, o espaçamento mínimo ao longo do vão da viga pode ser reduzido para quatro diâmetros. Para conectores em perfil U, o espaçamento mínimo deve ser igual à maior dimensão entre a altura e o comprimento (L_{cs}).

L.4.4 Limitações complementares

L.4.4.1 Os conectores tipo pino com cabeça não podem ter diâmetro maior que 2,5 vezes a espessura da mesa à qual forem soldados, a menos que sejam colocados diretamente na posição correspondente à alma do perfil de aço.

L.4.4.2 O cobrimento lateral de concreto para qualquer tipo de conector deve ser de no mínimo 25 mm, excetuando-se o caso de conectores colocados em nervuras de fôrmas de aço.

L.4.4.3 Em ambientes de agressividades alta e muito alta (ver Tabelas K.3 e K.4), o cobrimento de concreto acima da face superior de qualquer tipo de conector, para se evitar corrosão, não pode ser inferior ao cobrimento especificado na ABNT NBR 6118 para a armadura da laje, no caso de concreto de densidade normal, ou, na ausência de Norma Brasileira aplicável, ao especificado na EN 1992-1-1, para o concreto de baixa densidade.

L.5 Controle de fissuras do concreto em vigas mistas

L.5.1 Requisitos

L.5.1.1 Quando houver prejuízo à durabilidade ou à aparência (aspecto) da estrutura, os estados-limite de serviço relacionados à fissuração do concreto devem ser verificados. Nas vigas mistas, isso ocorre nas regiões de momento negativo ou com tendência de continuidade, como, por exemplo, junto aos apoios de vigas biapoiadas. Para esse estado-limite de serviço, devem-se usar combinações frequentes de ações.

L.5.1.2 Quando for necessário ou recomendado controlar a abertura das fissuras na laje de concreto, nas regiões citadas em L.5.1.1, a armadura mínima longitudinal de tração a ser colocada deve ser obtida de acordo com o procedimento dado em L.5.2.

NOTA Este procedimento foi adaptado das ABNT NBR 6118 e EN 1992-1-1.

L.5.1.3 Nas vigas mistas contínuas ou semicontínuas, quando a área de armadura necessária para resistir ao momento negativo for superior ao valor obtido em L.5.2, é necessário verificar se a abertura de fissuras atende aos limites estabelecidos ou determinar o diâmetro e o espaçamento máximo das barras da armadura, conforme o procedimento dado em L.5.3.

NOTA Este procedimento foi adaptado das ABNT NBR 6118 e EN 1992-1-1.

L.5.1.4 Para informações complementares e definição do cobrimento, deve ser consultada a ABNT NBR 6118 para concreto de densidade normal e, na ausência de Norma Brasileira aplicável, a EN 1992-1-1, para concreto de baixa densidade.

L.5.2 Armadura mínima de tração sob deformações impostas

L.5.2.1 Se não houver um método mais rigoroso de avaliação dos esforços gerados pela restrição das deformações impostas nas regiões de momento negativo ou com tendência de continuidade das vigas, a área mínima da armadura longitudinal de tração para controle de fissuração pode ser calculada pela seguinte equação:

$$A_s = \frac{k k_c k_s f_{ct,ef} A_{ct}}{\sigma_{st}}$$

onde

A_{ct} é a área efetiva da laje de concreto, igual ao produto da largura efetiva, pela espessura, t_c , (ver L.5.2.2);

k é um coeficiente de correção que leva em conta os mecanismos de geração de tensões de tração, podendo ser tomado como 0,8;

k_s é um coeficiente que leva em conta o efeito da redução da força normal na laje de concreto devido à fissuração inicial e ao deslizamento local da ligação entre a laje e o perfil de aço, podendo ser tomado como 0,9;

k_c é determinado em L.5.2.2;

$f_{ct,ef}$ é determinado em L.5.2.3;

σ_{st} é determinado em L.5.2.4.

L.5.2.2 Define-se k_c como um coeficiente que considera o equilíbrio e a distribuição das tensões na laje de concreto imediatamente antes da ocorrência das fissuras. Esse coeficiente pode, de forma conservadora, ser tomado como 1,0 ou ser obtido de forma mais precisa, usando-se a seguinte equação:

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{t_c}{2\gamma_0}} + 0,3 \leq 1,0$$

onde (ver Figura L.14)

t_c é a altura da laje de concreto;

NOTA No caso de laje com fôrma de aço incorporada, considerar a altura acima do topo da fôrma e, no caso de laje com pré-laje de concreto pré-moldada, considerar a altura acima da pré-laje;

γ_0 é a distância entre os centros geométricos da laje de concreto e da seção mista homogeneizada na região de momentos negativos, calculada conforme L.1.2.1, porém considerando o concreto não fissurado, sem armadura, e sem considerar os efeitos de longa duração.

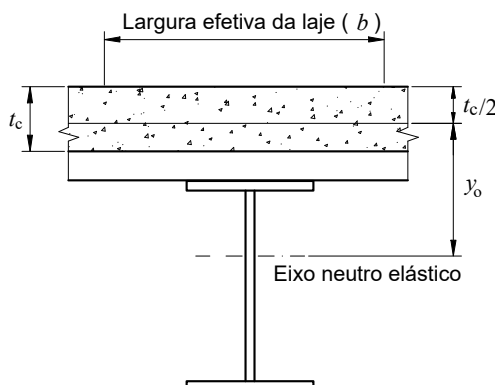


Figura L.14 – Definição dos termos para cálculo do coeficiente

L.5.2.3 A grandeza $f_{ct,ef}$ é a resistência média à tração efetiva do concreto no instante em que se formam as primeiras fissuras, dependentemente das condições ambientais, da natureza das fôrmas e do cimento utilizado, entre outros fatores. Valores de $f_{ct,ef}$ para concreto de densidade normal podem ser obtidos de acordo com as equações da ABNT NBR 6118, adotando a resistência do concreto à compressão na idade em que se supõe a ocorrência da fissuração. Quando essa idade não puder ser especificada com valor confiável, recomenda-se adotar, para efeito de cálculo, um valor mínimo de $f_{ct,ef}$ igual a 3 MPa. Para concreto de baixa densidade, na ausência de Norma Brasileira aplicável, deve ser usada a EN 1992-1-1, podendo-se também adotar $f_{ct,ef}$ igual a 3 MPa.

L.5.2.4 A grandeza σ_{st} é a máxima tensão de tração permitida na armadura, imediatamente após a ocorrência da fissuração. Seu valor, em megapascals, não pode exceder:

$$\sigma_{st} = 810 w_k^{0,5} \sqrt{\frac{f_{ck}^{2/3}}{\varnothing}} \leq f_{ys}$$

onde

w_k é a abertura máxima característica das fissuras dada na Tabela L.4, em função da agressividade ambiental, expressa em milímetros (mm);

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, expressa em megapascals (MPa);

\varnothing é o diâmetro das barras da armadura, em milímetros (mm), que não pode ser superior a 20 mm;

f_{ys} é a resistência ao escoamento do aço da armadura, expressa em megapascals (MPa).

Tabela L.4 – Valores-limite de w_k

Agressividade ambiental ^a	Ambiente	w_k mm
I (fraca)	Rural ou submerso	0,4
II (moderada)	Urbano	0,3
III (forte)	Marinho e industrial	0,3
IV (muito forte)	Industrial químico agressivo e respingos de maré	0,2

^a Pode-se admitir uma agressividade ambiental em um nível mais brando em ambiente interno seco ou se o concreto for revestido com argamassa e pintura.

L.5.3 Armadura mínima de tração sob ações impostas

A armadura mínima de tração sob ações impostas, para controle de fissuração, pode ser determinada impondo-se que a abertura estimada das fissuras w seja menor que os limites dados na Tabela L.4, conforme L.5.3.1. Pode-se também dispensar a verificação da abertura de fissuras, conforme L.5.3.2.

L.5.3.1 Controle de fissuração pela limitação da abertura estimada das fissuras

Para cada barra de armadura que controla a fissuração, deve ser considerada uma área A_{cr} do concreto de envolvimento, constituída por um retângulo cujos lados não distem mais de 7,5 diâmetros do eixo da barra da armadura (ver Figura L.15). Quando a barra estiver a uma distância inferior a 7,5 diâmetros da extremidade da largura efetiva ou de uma face (superior ou inferior) da laje, esta distância deve prevalecer.

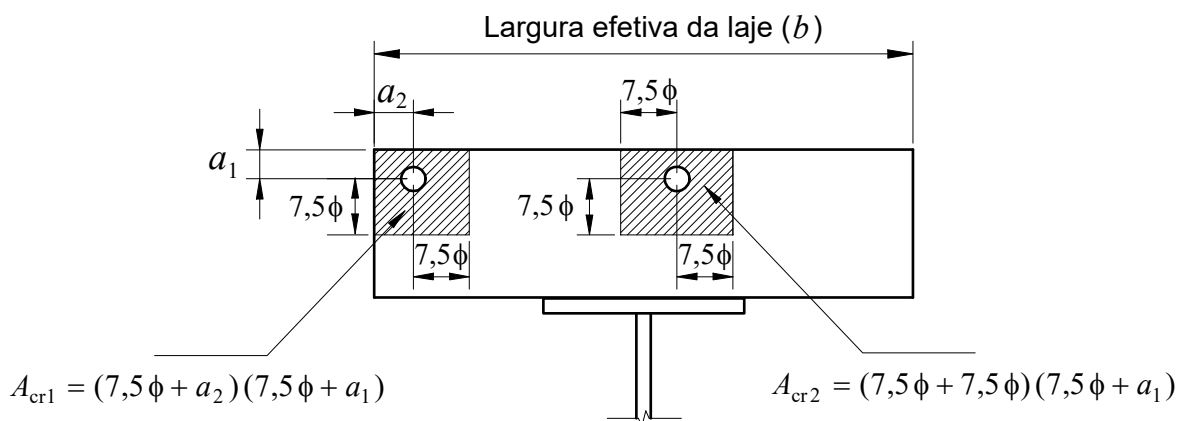


Figura L.15 – Ilustração do cálculo da área A_{cr} do concreto de envolvimento da armadura

A grandeza da abertura das fissuras, w , determinada para cada área de envolvimento da armadura, é a menor entre os valores obtidos pelas seguintes equações (ϕ_i , σ_{si} e ρ_{ri} são definidos para cada área de envolvimento em exame):

$$w = \frac{\phi_i}{12,5\eta_i} \frac{\sigma_{si}}{E_s} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w = \frac{\phi_i}{12,5\eta_i} \frac{\sigma_{si}}{E_s} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

onde

- ϕ_i é o diâmetro da barra de armadura;
- σ_{si} é a tensão de tração no centro geométrico da armadura considerada, calculada usando as combinações frequentes, na região de momento negativo analisada, desprezando a resistência à tração do concreto;
- ρ_{ri} é a taxa de armadura em relação à área do concreto de envolvimento (A_{cr});
- η_i é o coeficiente de conformação superficial da armadura, igual a 1,0 para barras lisas (CA-25), a 1,4 para barras entalhadas (CA-60) e a 2,25 para barras nervuradas de alta resistência (CA-50);
- E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura;
- f_{ctm} é a resistência média à tração do concreto, podendo ser considerada igual a $0,3\eta(f_{ck})^{2/3}$, com η dado em L.1.3.4.



L.5.3.2 Controle de fissuração sem a verificação da abertura de fissuras

Para dispensar a avaliação da grandeza da abertura de fissuras e atender ao estado-limite de fissuração, devem ser atendidos os limites da Tabela L.5 quanto ao diâmetro máximo (\varnothing_{\max}) e ao espaçamento máximo entre eixos das barras da armadura (S_{\max}). A tensão deve ser calculada conforme L.5.3.1.

Tabela L.5 – Diâmetro e espaçamento máximo das barras da armadura em função da tensão de tração

Tensão σ_{si} MPa	\varnothing_{\max} mm	S_{\max} mm
280	16	150
320	12,5	100
360	10	50
400	8	50

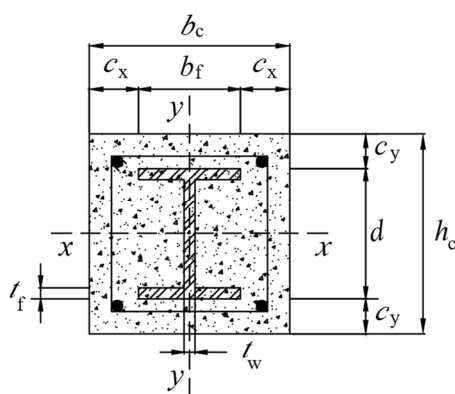
Anexo M (normativo)

Pilares mistos de aço e concreto

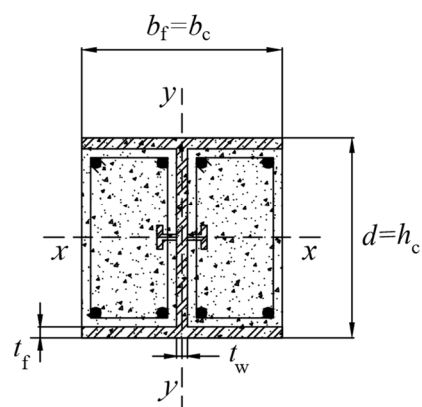
M.1 Generalidades

M.1.1 Aplicabilidade e definições gerais

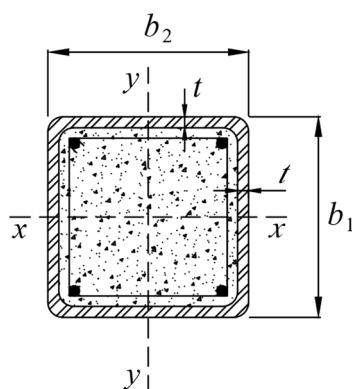
M.1.1.1 Este Anexo trata do dimensionamento de pilares mistos com seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto (ver Figuras M.1-a e M.1-b) e com seções preenchidas com concreto (ver Figuras M.1-c e M.1-d), submetidos à compressão axial ou à flexo-compressão.



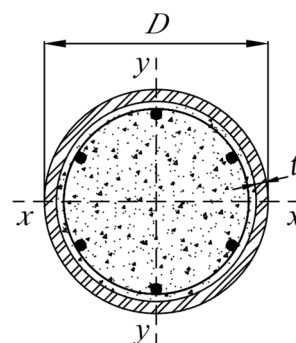
a) Seção totalmente revestida



b) Seção parcialmente revestida



c) Seção retangular preenchida



d) Seção circular preenchida

Figura M.1 – Tipos de seções transversais de pilares mistos

M.1.1.2 Os pilares mistos com seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto devem possuir perfil de aço I ou H soldado ou laminado (ver as Figuras M.1-a) e M.1-b). Os pilares com seções transversais preenchidas com concreto devem possuir perfil de aço tubular retangular, incluindo também as seções-caixão, com espessuras de mesa e alma diferentes, ou circular (ver Figura M.1-c) e Figura M.1-d). Simplificadamente, para os efeitos deste Anexo, exceto quando informado, os termos 'perfil' ou 'seção tubular retangular' incluem também a seção-caixão.

M.1.1.3 A formulação para o dimensionamento de pilares mistos apresentada neste Anexo refere-se a um método simplificado de cálculo.

M.1.1.4 Alternativamente ao método simplificado de cálculo, podem ser utilizados, para o dimensionamento de pilares mistos, métodos mais avançados, como o método de distribuição plástica de tensões (válido somente para seções compactas – ver M.1.4) ou o método de compatibilidade de deformação (válido para quaisquer seções), cujas formulações não são apresentadas neste Anexo. Exemplos de uso desses métodos podem ser encontrados em P.8.

No método de distribuição plástica de tensões, assume-se que o perfil de aço da seção mista e o aço da armadura estejam submetidos às suas resistências de cálculo ao escoamento, f_{yd} e f_{sd} , respectivamente, e o concreto à resistência de cálculo à compressão, f_{cd1} (ver M.4). Os momentos fletores resistentes de cálculo, M_{Rd} , devem ser limitados a 90 % dos momentos fletores resistentes de plastificação de cálculo na presença da força axial resistente de cálculo, para perfis de aço com resistência ao escoamento, f_y , inferior ou igual a 350 MPa, e a 80 % para f_y , maior que 350 MPa e inferior ou igual a 450 MPa.

No método de compatibilidade de deformação, assume-se distribuição linear de deformação na seção mista, com a máxima deformação à compressão do concreto e a do aço da armadura de acordo com a ABNT NBR 6118; e a do aço do perfil conforme seu diagrama tensão-deformação, que pode ser considerado elástico perfeitamente plástico, considerando-se os efeitos de flambagem local, caso a seção do perfil de aço não seja compacta (ver M.1.4).

Em ambos os métodos, a resistência à tração do concreto deve ser desprezada e os momentos fletores resistentes de cálculo devem ser limitados a 80 % do momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo, $M_{max,pl,Rd}$, ou ao momento fletor resistente de plastificação de cálculo, $M_{pl,Rd}$, o que for maior (ver M.5.5.1 e M.5.5.2). Os efeitos das imperfeições iniciais, geométrica e de material, e da geometria deformada da estrutura (efeito $P-\delta$), caso não seja feita análise mais rigorosa, podem ser calculados conforme M.5.3.2. As propriedades da seção e os efeitos de retração e fluência do concreto podem ser calculados conforme descrito neste Anexo.

M.1.1.5 Neste Anexo, as equações são apresentadas em termos das resistências de cálculo dos materiais, conforme L.1.1.3.

M.1.1.6 Neste Anexo são apresentadas forças axiais resistentes de cálculo (N_{Rd}) e momentos fletores resistentes de cálculo (M_{Rd}), que devem ser iguais ou superiores às forças axiais solicitantes de cálculo (N_{Sd}) e aos momentos fletores solicitantes de cálculo (M_{Sd}). As forças axiais solicitantes de cálculo e os momentos fletores solicitantes de cálculo devem ser determinados por um dos métodos especificados em 4.10.7 (ver 4.10.6.3).

M.1.2 Hipóteses básicas

O método simplificado apresentado neste Anexo tem as seguintes hipóteses básicas:

- há interação completa entre o concreto e o aço;
- as imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas para a determinação da força axial de compressão resistente de cálculo de barras de aço.

M.1.3 Limites de aplicabilidade

O método simplificado apresentado neste Anexo possui os seguintes limites de aplicabilidade:

- os pilares mistos devem ter dupla simetria e seção transversal constante;

- b) a área do perfil de aço deve corresponder a no mínimo 1 % da área total da seção mista;
- c) o concreto utilizado deve possuir densidade normal;
- d) o fator de contribuição do aço deve ser igual a:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{p\ell, Rd}}$$

com as grandezas que aparecem nessa equação determinadas em M.4. Esse fator não pode ser inferior a 0,1 nem superior a 0,9. Se for inferior a 0,1, o pilar deve ser dimensionado como pilar de concreto, de acordo com a ABNT NBR 6118, e, se for superior a 0,9, o pilar deve ser dimensionado como pilar de aço conforme esta Norma;

- e) a esbeltez reduzida do pilar, de acordo com M.3.2, não pode ser maior que 2,0;
- f) seções transversais preenchidas com concreto podem ser projetadas sem qualquer armadura, exceto para algumas condições em situação de incêndio, quando deve ser usada a ABNT NBR 14323. Para as seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto, a área da seção transversal da armadura longitudinal não pode ser inferior a 0,4 % da área do concreto. A máxima porcentagem de armadura na seção de concreto deve atender aos requisitos da ABNT NBR 6118;
- g) a relação entre a altura e a largura das seções transversais mistas retangulares deve estar entre 0,2 e 5,0;
- h) para as seções totalmente revestidas com concreto, os cobrimentos do perfil de aço devem estar de acordo com os seguintes limites (ver Figura M.1-a):

$$c_y \geq \begin{cases} b_f / 6 \\ 40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$c_x \geq \begin{cases} b_f / 6 \\ 40 \text{ mm} \end{cases}$$

- i) quando a concretagem for feita com o pilar já montado, deve-se comprovar se o perfil de aço resiste isoladamente às ações aplicadas antes de o concreto atingir 75 % da resistência característica à compressão especificada;
- j) para as seções total ou parcialmente revestida com concreto, devem existir armaduras longitudinal e transversal que assegurem a integridade do concreto. Nas seções parcialmente revestidas, a armadura transversal deve ser ancorada no perfil de aço por meio de furos na alma, soldada na alma ou por meio de conectores de cisalhamento. Nas seções totalmente revestidas com concreto, devem ser colocados conectores de cisalhamento ou outros meios similares adequados ao longo de todo o seu comprimento. Para ambos os tipos de seção, o espaçamento longitudinal desses conectores não pode exceder 600 mm e, caso sejam usados conectores tipo pino com cabeça, também não pode exceder 32 vezes seu diâmetro;
- k) o projeto das armaduras deve atender aos requisitos da ABNT NBR 6118.

M.1.4 Flambagem local dos perfis de aço da seção mista

M.1.4.1 Seções totalmente revestidas com concreto

Com os cobrimentos c_x e c_y (ver Figura M.1-a) requeridos em M.1.3-h), pode-se considerar que as seções totalmente revestidas com concreto como compactas, ou seja, flambagem local não precisa ser considerada.

M.1.4.2 Seções parcialmente revestidas com concreto

As seções parcialmente revestidas com concreto não podem estar sujeitas à flambagem local. Para isso, devem ser compactas, ou seja, possuir (ver Figura M.1-b):

$$\lambda = b_f/t_f \leq \lambda_p = 1,49\sqrt{E/f_y}$$

M.1.4.3 Seções tubulares preenchidas com concreto

M.1.4.3.1 As seções tubulares, retangulares e circulares, preenchidas com concreto (ver Figura M.1-c) e M.1.d) podem ser compactas, semicompactas ou esbeltas. Essas seções são classificadas como:

- compactas, quando $\lambda \leq \lambda_p$;
- semicompactas, quando $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$;
- esbeltas, quando $\lambda > \lambda_r$.

Os valores de λ , λ_p e λ_r são dados na Tabela M.1 para as seções tubulares retangulares e para as seções tubulares circulares. O parâmetro de esbetez não pode exceder o limite superior apresentado na Tabela M.1.

Tabela M.1 – Valores limite de esbeltez para seções tubulares preenchidas com concreto

Descrição	Elemento	Esforço	λ	λ_p	λ_r	Limite superior
Seções tubulares retangulares preenchidas com concreto	Mesa e Alma	Força axial	b_i/t_i^a	$2,26\sqrt{E/f_y}$	$3,00\sqrt{E/f_y}$	$5,00\sqrt{E/f_y}$
	Mesa	Momento fletor	b_i/t_i^b	$2,26\sqrt{E/f_y}$	$3,00\sqrt{E/f_y}$	$5,00\sqrt{E/f_y}$
	Alma	Momento fletor	b_i/t_i^c	$3,00\sqrt{E/f_y}$	$5,70\sqrt{E/f_y}$	$5,70\sqrt{E/f_y}$
Seções tubulares circulares preenchidas com concreto	Parede	Força axial	D/t	$0,15 E/f_y$	$0,19 E/f_y$	$0,31 E/f_y$
	Parede	Momento fletor	D/t	$0,09 E/f_y$	$0,31 E/f_y$	$0,31 E/f_y$

^a b_i é a maior das dimensões entre b_1 e b_2 e t_i é a espessura correspondente.

^b b_i é a dimensão paralela ao eixo de flexão da seção tubular retangular e t_i é a espessura correspondente.

^c b_i é a dimensão perpendicular ao eixo de flexão da seção tubular retangular e t_i é a espessura correspondente.

M.2 Cisalhamento nas superfícies de contato entre o perfil de aço e o concreto

A tensão de cisalhamento resistente de cálculo nas superfícies de contato entre o perfil de aço e o concreto, τ_{Rd} , é dada na Tabela M.2 (para seções tubulares esbeltas, τ_{Rd} deve ser considerada igual a zero).

M.2.1 Regiões de introdução de cargas

M.2.1.1 Regiões de introdução de cargas são aquelas onde ocorrem variações localizadas dos esforços solicitantes devido a ligações do pilar com vigas, onde ocorre mudança da seção de aço

ou pode haver interrupção da armadura longitudinal, como nas emendas do pilar ou em bases. Nessas regiões, deve-se evitar que ocorra escorregamento significativo na interface entre o concreto e o perfil de aço. Para isso, considera-se o comprimento de introdução de carga igual a duas vezes a menor dimensão da seção do pilar, acima e abaixo da região da ligação (ver Figura M.2, que ilustra o comprimento de introdução de carga para um pilar totalmente revestido de concreto).

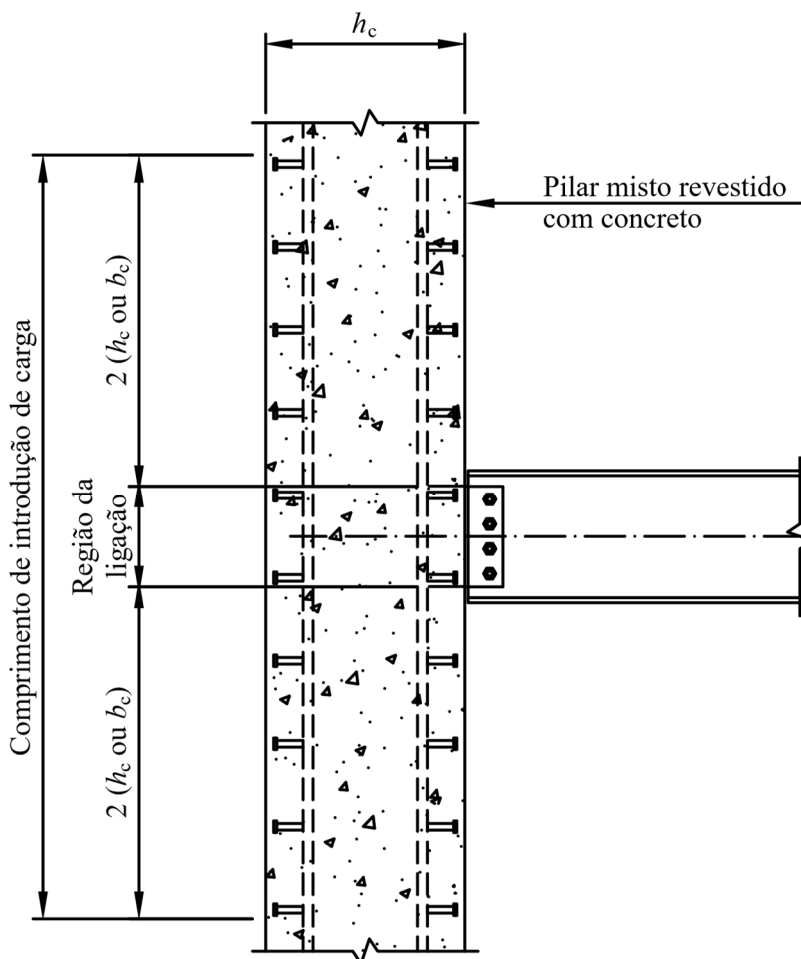


Figura M.2 – Comprimento de introdução de carga

M.2.1.2 Nas regiões de ligação do pilar com as vigas, a tensão de cisalhamento solicitante de cálculo nas superfícies de contato entre o aço e o concreto não pode superar a tensão de cisalhamento resistente de cálculo, τ_{Rd} , conforme a Tabela M.2. A tensão de cisalhamento solicitante de cálculo pode ser obtida, no comprimento de introdução de carga, considerando as propriedades elásticas da seção e o concreto não fissurado. Os esforços solicitantes de cálculo, $V_{\ell,Sd}$ e $M_{\ell,Sd}$, são calculados conforme a seguir:

a) quando a viga estiver ligada apenas ao perfil de aço do pilar:

$$V_{\ell,Sd} = V_{Sd} \left(1 - \frac{N_{p\ell,a,Rd}}{N_{p\ell,Rd}} \right)$$

$$M_{\ell,Sd} = M_{Sd} \left(1 - \frac{M_{p\ell,a,Rd}}{M_{p\ell,Rd}} \right)$$

b) quando a viga estiver ligada apenas ao concreto do pilar:

$$V_{\ell,Sd} = V_{Sd} \frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}}$$

$$M_{\ell,Sd} = M_{Sd} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}}$$

onde

V_{Sd}	é a força cortante solicitante de cálculo na ligação;
$N_{pl,a,Rd}$	é a força axial resistente de cálculo somente do perfil de aço do pilar à plastificação total, determinada em M.4;
$N_{pl,Rd}$	é a força axial resistente de cálculo da seção transversal do pilar misto à plastificação total, conforme M.4;
M_{Sd}	é o momento fletor solicitante de cálculo na ligação;
$M_{pl,a,Rd}$	é a contribuição do perfil de aço para $M_{pl,Rd}$, igual a $f_{yd}(Z_a - Z_{an})$, com Z_a e Z_{an} especificados em M.5.5.3 e M.5.5.4;
$M_{pl,Rd}$	é o momento fletor resistente de plastificação de cálculo do pilar misto, conforme M.5.5.1.

Tabela M.2 – Tensão de cisalhamento resistente de cálculo τ_{Rd}

Tipo de seção transversal do pilar misto	τ_{Rd}^c MPa
Seção total ou parcialmente revestida com concreto	$\tau_{Rd} = 0$ (ver M.2.1.5)
Seção tubular circular preenchida com concreto ^d	$\tau_{Rd} \leq 2650 \frac{t}{D^2} \leq 0,7 \text{ MPa}$ b, c
Seção tubular retangular preenchida com concreto ^d	$\tau_{Rd} \leq 1050 \frac{t_i}{b_1^2} \leq 0,35 \text{ MPa}$ a, c
^a t_i e b_i são expressos em milímetros (ver 5.1.3); b_i é a maior das dimensões b_1 e b_2 (ver a Figura M.1-c)). ^b D e t_d são expressos em milímetros (ver a Figura M.1-d)). ^c Para seções esbeltas, deve ser considerado igual a zero. ^d Ver M.2.1.8.	

M.2.1.3 Caso as tensões obtidas em M.2.1.2 excedam os valores de τ_{Rd} , devem ser usados conectores de cisalhamento ou outros meios adequados (ver ABNT NBR 16239) para resistir à totalidade dos efeitos de $V_{\ell,Sd}$ e $M_{pl,Sd}$. A força resistente de cálculo de um conector pino com cabeça, Q_{Rd} , deve ser obtida de acordo com L.4.2.1, não podendo ter diâmetro superior a 2,5 vezes a espessura da chapa à qual for soldado, a menos que seja soldado na mesa de um perfil I ou H, diretamente na posição correspondente à alma desse perfil.

M.2.1.4 Quando as forças externas forem aplicadas concomitantemente no perfil de aço e na seção de concreto, os esforços solicitantes de cálculo, $V_{\ell,Sd}$ e $M_{pl,Sd}$, devem ser determinados por equilíbrio da seção mista. Admite-se que possam ser obtidos pela diferença entre os esforços solicitantes aplicados diretamente no perfil de aço e os esforços obtidos pelas equações apresentadas em M.2.1.2-a),

ou pela diferença entre os esforços solicitantes aplicados diretamente na seção de concreto e os obtidos pelas equações apresentadas em M.2.1.2-b).

M.2.1.5 Para as seções total ou parcialmente revestidas com concreto, a transmissão dos esforços solicitantes, obtidos em M.2.1.2, entre o aço e o concreto, deve ser feita por conectores de cisalhamento por ou outros meios adequados.

M.2.1.6 Nas emendas e na base do pilar, a capacidade resistente do pilar misto pode ser reduzida quando houver interrupção das barras de armadura longitudinais, admitindo-se que o perfil de aço tenha continuidade estrutural. Nesses casos, devem ser instalados conectores de cisalhamento ou outros meios adequados, capazes de transmitir os esforços solicitantes de cálculo das barras da armadura para os elementos de aço adicionais que restaurem, caso necessário, a resistência de cálculo total do pilar misto. O comprimento em que devem ser instalados os conectores deve ser igual ao comprimento de introdução de cargas dado em M.2.1.1, respeitando-se o comprimento de ancoragem das barras da armadura, determinado conforme a ABNT NBR 6118.

M.2.1.7 No caso de pilares mistos com a seção totalmente revestida com concreto (ver Figura M.1-a), deve-se considerar a introdução de carga nas regiões de concreto externas ao perfil de aço.

M.2.1.8 Alternativamente aos valores dados na Tabela M.2, para perfis tubulares preenchidos por concreto, podem-se adotar os seguintes valores de τ_{Rd} :

— para seções retangulares:

$$\frac{b_i}{t_i} \leq 1,78 \sqrt{E/f_y}, \quad \tau_{Rd} = 0,20 \text{ Mpa}$$

— para seções circulares:

$$\frac{D}{t} \leq 0,10 E/f_y, \quad \tau_{Rd} = 0,27 \text{ Mpa}$$

M.2.2 Trechos entre regiões de introdução de cargas

M.2.2.1 Trechos entre regiões de introdução de cargas são aqueles fora das regiões afetadas pela base, por emendas ou por ligações com vigas.

M.2.2.2 Devem ser usados conectores de cisalhamento ou outros meios adequados nos trechos entre as regiões de introdução de cargas, para assegurar o fluxo de cisalhamento longitudinal entre o perfil de aço e o concreto, determinado com base nas forças cortantes solicitantes de cálculo, sempre que as tensões nas superfícies de contato entre o aço e o concreto ultrapassem os valores da tensão de cisalhamento resistente de cálculo, τ_{Rd} . O fluxo de cisalhamento pode ser determinado considerando as propriedades elásticas da seção e o concreto não fissurado.

M.2.2.3 Para as seções totalmente revestidas com concreto, devem ser colocados conectores de cisalhamento em pelo menos duas faces opostas do perfil de aço nos trechos entre regiões de introdução de cargas, mesmo que o fluxo de cisalhamento obtido em M.2.2.2 seja nulo. O espaçamento desses conectores não pode ser superior a 600 mm. Para seções parcialmente revestidas, ver M.1.3-j).

M.2.3 Forças de atrito adicionais devidas aos conectores

Quando conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça forem ligados à alma de uma seção total ou parcialmente revestida com concreto, podem ser consideradas as forças de atrito decorrentes do impedimento da expansão lateral do concreto pelas mesas adjacentes do perfil de aço. Essas

forças proporcionam uma capacidade resistente adicional que pode ser somada à força resistente original dos conectores. A capacidade adicional pode ser considerada igual a $\mu Q_{Rd}/2$ em cada mesa e em cada linha horizontal de pinos, como mostrado na Figura M.3, em que μ é o coeficiente de atrito. Para seções de aço sem pintura, μ deve ser considerado igual a 0,5. Se não houver resultados de ensaios, a distância livre entre as mesas não pode superar os valores dados na Figura M.3.

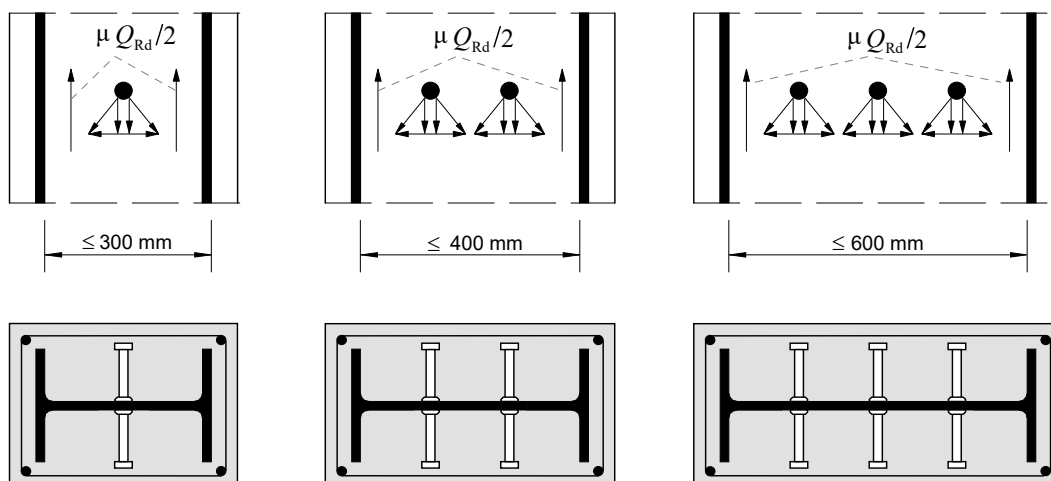


Figura M.3 – Forças de atrito adicionais devidas a conectores tipo pino com cabeça

M.3 Pilares submetidos à compressão axial

M.3.1 A força axial resistente de cálculo de pilares mistos axialmente comprimidos sujeitos à instabilidade por flexão é dada por:

$$N_{Rd} = \chi N_{p,Rd}$$

onde

$N_{p,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal, calculada de acordo com M.4;

χ é o fator de redução dado em 5.3.3, em função do índice de esbeltez reduzido $\lambda_{0,m}$, dado em M.3.2.

M.3.2 O índice de esbeltez reduzido $\lambda_{0,m}$ para o plano de flexão considerado é igual a:

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{p,R}}{N_e}}$$

onde

$N_{p,R}$ é o valor de $N_{p,Rd}$, considerando-se, respectivamente, f_y , f_{ck} e f_{ys} no lugar de f_{yd} , f_{cd} e f_{sd} , na equação de M.4;

N_e é a força axial de flambagem, dada por:

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(L)^2}$$



L é o comprimento destravado do pilar, determinado de acordo com esta Norma;

$(EI)_e$ é a rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista, dada em M.3.4.

M.3.3 Os efeitos de retração e fluência do concreto devem ser considerados para pilares com índice de esbelteza reduzido, $\lambda_{0,m}$, superior a $\lambda_{0,lim}$, calculado conforme a seguir:

$$\lambda_{0,lim} = \frac{90}{\pi} \sqrt{\frac{N_{p,R}}{(EA)_e}}$$

Esses efeitos podem ser calculados, conforme a ABNT NBR 6118, pela consideração, no dimensionamento dos pilares, de um momento adicional igual a:

$$M_{cc} = N_{Sd} e_{cc}$$

onde

$$e_{cc} = \left(\frac{M_{Sg}}{N_{Sg}} + \frac{L}{300} \right) (e^m - 1)$$

$$m = \frac{\phi N_{Sg}}{N_e - N_{Sg}}$$

onde

M_{Sg} e N_{Sg} são o momento fletor solicitante máximo e a força axial de compressão solicitante, respectivamente, referentes à combinação quase permanente (ver 4.8.7.3.2);

L é o comprimento destravado do pilar;

ϕ é o coeficiente de fluência, obtido de acordo com a ABNT NBR 6118.

Simplificadamente, admite-se que a relação M_{Sg}/N_{Sg} seja aproximada por M_{Sd}/N_{Sd} , modificando na equação de e_{cc} para:

$$e_{cc} = \left(\frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} + \frac{L}{300} \right) (e^m - 1)$$

onde

M_{Sd} e N_{Sd} são o momento fletor solicitante máximo de cálculo e a força axial de compressão solicitante de cálculo, respectivamente.

Admite-se, simplificadamente que ϕ seja considerado igual a 2,4 nas seções total ou parcialmente revestidas e igual a 0,6 nas seções tubulares preenchidas com concreto, bem como que a relação N_{Sg}/N_{Sd} seja considerada igual a 0,45. Com isso, os valores de m são calculados conforme a seguir:

— para seções total ou parcialmente revestidas com concreto:

$$m = \frac{1,08}{\frac{N_e}{N_{Sd}} - 0,45}$$

- para seções tubulares preenchidas com concreto:

$$m = \frac{0,27}{\frac{N_e}{N_{Sd}} - 0,45}$$

M.3.4 A rigidez efetiva à flexão e a rigidez axial efetiva à compressão são dadas, respectivamente, por:

$$(EI)_e = E_a I_a + \alpha_c E_c I_c + E_s I_s$$

$$(EA)_e = E_a A_a + E_c A_c + E_s A_s$$

em que α_c é calculado conforme a seguir:

- para seções tubulares preenchidas com concreto:

$$\alpha_c = 0,45 + 3 \left(\frac{A_a + A_s}{A_c + A_a + A_s} \right) \leq 0,9$$

- seções parcialmente revestidas com concreto:

$$\alpha_c = 0,60$$

- seções totalmente revestidas com concreto:

$$\alpha_c = 0,25 + 3 \left(\frac{A_a + A_s}{A_c + A_a + A_s} \right) \leq 0,7$$

onde

I_a é o momento de inércia da seção transversal do perfil de aço;

A_a é a área da seção transversal do perfil de aço;

I_s é o momento de inércia da seção transversal da armadura do concreto;

A_s é a área da seção transversal da armadura do concreto;

I_c é o momento de inércia da seção transversal do concreto não fissurado;

A_c é a área da seção transversal do concreto não fissurado;

Na determinação dos esforços solicitantes para estados-limite últimos, a rigidez efetiva à flexão deve ser reduzida para $0,8(EI)_e$, adicionalmente à redução exigida em 4.10.7.1.2, para considerar as imperfeições de material. Ou seja, a rigidez efetiva à flexão deve ser considerada, para os efeitos de 4.10.7.1.2, igual a $0,64(EI)_e$.

M.4 Força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal

A força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total, $N_{pl,Rd}$, é dada pela soma das forças axiais resistentes de cálculo de seus componentes, perfil de aço, concreto e armadura longitudinal, conforme a seguir:

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd}$$

com:

$$N_{p\ell,a,Rd} + A_a f_{yd}$$

$$N_{p\ell,c,Rd} + A_c f_{cd1}$$

$$N_{p\ell,s,Rd} = \begin{cases} A_s f_{sd} & \text{para seções total ou parcialmente revestidas com concreto} \\ A_s f_{cd1} \frac{E_s}{E_c} & \text{para seções tubulares preenchidas com concreto} \end{cases}$$

onde

A_a é a área da seção transversal do perfil de aço;

A_s é a área da seção transversal da armadura longitudinal;

A_c é a área da seção transversal do concreto;

f_{cd1} é igual ao produto $\alpha \eta_c f_{cd}$;

α é um coeficiente igual a 0,95 para seções tubulares circulares preenchidas com concreto e igual a 0,85 para as demais seções;

$$\eta_c = \left(\frac{40}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1,0 \quad \text{para seções total ou parcialmente revestidas com concreto;}$$

$$\eta_c = 1,0 \quad \text{para seções tubulares preenchidas com concreto}$$

A força axial resistente de cálculo da seção transversal, $N_{p,Rd}$, é calculada conforme a seguir:

— para seções compactas:

$$N_{p,Rd} = N_{p\ell,Rd}$$

— para seções semicompactas, somente para seções tubulares preenchidas com concreto (ver M.1.4):

$$N_{p,Rd} = N_{p\ell,Rd} - \frac{N_{p\ell,Rd} - N_{y,Rd}}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2$$

— para seções esbeltas, somente para seções tubulares preenchidas com concreto (ver M.1.4):

$$N_{p,Rd} = \sigma_{cr,Rd} A_a + f_{cd2} \left(A_c + A_s \frac{E_s}{E_c} \right)$$

com:

$$N_{y,Rd} = f_{yd} A_a + f_{cd2} \left(A_c + A_s \frac{E_s}{E_c} \right)$$

$$\sigma_{cr,Rd} = \begin{cases} \frac{0,72 f_{yd}}{[(D/t)(f_y/E_a)]^{0,2}}, & \text{para seções circulares} \\ \frac{9 E_a}{(b_i/t_i)^2 \gamma_{a1}}, & \text{para seções retangulares} \end{cases}$$

sendo que f_{cd2} é igual ao produto αf_{cd} , e α é um coeficiente igual a 0,7.

M.5 Pilares submetidos à flexo-compressão

M.5.1 Generalidades

M.5.1.1 Esta Seção é aplicável aos pilares mistos sujeitos aos efeitos combinados de força axial solicitante de cálculo de compressão e momento fletor solicitante de cálculo em relação a um ou aos dois eixos de simetria da seção transversal. Os elementos componentes da seção transversal devem atender aos requisitos de M.1.2 e M.1.3.

M.5.1.2 As forças cortantes solicitantes de cálculo (V_{Sd}) que agem de acordo com os eixos de simetria da seção mista devem ser iguais ou inferiores às forças cortantes resistentes de cálculo (V_{Rd}) do pilar misto, que podem ser calculadas por uma das seguintes opções:

- força cortante resistente de cálculo do pilar de aço, conforme esta Norma;
- força cortante resistente de cálculo do concreto armado, conforme a ABNT NBR 6118;
- soma das forças cortantes resistentes de cálculo do pilar de aço e do concreto armado, sem considerar a parcela da força cortante resistida por mecanismos complementares ao de treliça (V_c) conforme a ABNT NBR 6118).

M.5.1.3 Para a verificação dos efeitos combinados da força axial solicitante de cálculo de compressão e dos momentos fletores solicitantes de cálculo, pode ser utilizado um modelo de cálculo mais simplificado, denominado, nesta Norma, modelo de cálculo I, dado em M.5.2, válido para qualquer seção, ou um modelo mais avançado, denominado modelo de cálculo II, dado em M.5.3, válido somente para seções compactas. Para pilares tubulares preenchidos com concreto, com seção semicompacta ou esbelta, além do modelo de cálculo I, pode ser utilizado também o modelo de cálculo III, dado em M.5.4. Para os pilares com seção totalmente revestida com concreto, é permitido também o cálculo conforme a ABNT NBR 6118, desprezando-se o perfil de aço, com a devida atenção à introdução de cargas.

M.5.2 Modelo de cálculo I

Verificar os efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores conforme 5.5.1, com as seguintes considerações:

N_{Rd} é a força axial de compressão resistente de cálculo, de acordo com M.3;

$M_{x,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo x da seção mista, conforme M.5.5.1;

$M_{y,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo y da seção mista, conforme M.5.5.1.

M.5.3 Modelo de cálculo II

M.5.3.1 Verificar os efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores pode ser feita pelas seguintes equações:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

$$\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y M_{c,y}} \leq 1,0$$

onde

μ_x é um coeficiente igual a:

a) para $N_{Sd} \geq N_{pl,c,Rd}$

$$\mu_x = 1 - \frac{N_{Sd} - N_{pl,c,Rd}}{N_{pl,Rd} - N_{pl,c,Rd}}$$

b) para $\frac{1}{2}N_{pl,c,Rd} \leq N_{Sd} < N_{pl,c,Rd}$

$$\mu_x = \left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}}\right) \left(\frac{2N_{Sd}}{N_{pl,c,Rd}} - 1\right) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}}$$

c) para $0 \leq N_{Sd} < \frac{1}{2}N_{pl,c,Rd}$

$$\mu_x = 1 + \frac{2N_{Sd}}{N_{pl,c,Rd}} \left(\frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} - 1\right)$$

μ_y é um coeficiente calculado da mesma forma que , trocando-se as grandezas referentes a x por y;

$N_{pl,c,Rd}$ é determinado em M.4;

$N_{pl,Rd}$ é a força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total, dada em M.4;

N_{Sd} é a força axial solicitante de cálculo, de acordo com 4.10.6;

$M_{c,x}$ e $M_{c,y}$ são dados, respectivamente, por $0,9M_{pl,x,Rd}$ e $0,9M_{pl,y,Rd}$, para f_y menor ou igual a 350 MPa, e por $0,8M_{pl,x,Rd}$ e $0,8M_{pl,y,Rd}$, para f_y maior que 350 MPa e menor ou igual a 450 MPa, sendo que os momentos fletores resistentes de plastificação de cálculo em relação aos eixos x e y (respectivamente, $M_{pl,x,Rd}$ e $M_{pl,y,Rd}$) devem ser obtidos conforme M.5.5.1;

$M_{d,x}$ e $M_{d,y}$ são dados, respectivamente, por $0,8M_{max,pl,x,Rd}$ e $0,8M_{max,pl,y,Rd}$, sendo que os momentos fletores máximos resistentes de plastificação de cálculo em relação aos eixos x e y (respectivamente, $M_{max,pl,x,Rd}$ e $M_{max,pl,y,Rd}$) devem ser obtidos de acordo com M.5.5.2. Caso $M_{d,x}$ seja menor que $M_{c,x}$, então $M_{d,x}$ deve ser considerado igual a $M_{c,x}$. Deve ser feito o mesmo em relação a $M_{d,y}$ e $M_{c,y}$;

$M_{x,tot,Sd}$ e $M_{y,tot,Sd}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo totais, respectivamente, em relação aos eixos x e y, dados em M.5.3.2.

M.5.3.2 Os momentos fletores solicitantes de cálculo totais, caso não seja feita uma análise mais rigorosa, podem ser considerados iguais a:

$$M_{x,tot,Sd} = M_{x,Sd} + M_{x,i,Sd}$$

$$M_{y,tot,Sd} = M_{y,Sd} + M_{y,i,Sd}$$

onde

$M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo, determinados conforme 4.10.6;

$M_{x,i,Sd}$ e $M_{y,i,Sd}$ são os momentos devidos às imperfeições ao longo do pilar, respectivamente em relação aos eixos x e y, dados por:

$$M_{x,i,Sd} = \frac{N_{Sd}L_x}{300 \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,x}} \right)}$$

e

$$M_{y,i,Sd} = \frac{N_{Sd}L_y}{300 \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,y}} \right)}$$

onde

L_x e L_y

são os comprimentos destravados do pilar entre contenções laterais;

$N_{e2,x} = \pi^2 (EI)_{e,x} / L_x^2$ e $N_{e2,y} = \pi^2 (EI)_{e,y} / L_y^2$ são as forças axiais de flambagem relativas à flexão em torno dos eixos x e y, com $(EI)_{e,x}$ e $(EI)_{e,y}$ determinados conforme M.3.4.

Para obter os valores de $M_{x,tot,Sd}$ e $M_{y,tot,Sd}$ na equação de interação dada em M.5.3.1, deve-se considerar o momento fletor devido às imperfeições ao longo do pilar em relação apenas a um dos eixos, o que levar ao resultado mais desfavorável. Isso implica que se $M_{x,i,Sd}$ for considerado com seu valor diferente de zero, $M_{y,i,Sd}$ deve ser tomado considerado igual a zero, e vice-versa.

M.5.4 Modelo de cálculo III

Verificar os efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores conforme as seguintes equações:

— para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq c_p$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \left(\frac{1 - c_p}{c_m} \right) \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0$$

— para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < c_p$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \left(\frac{1 - c_m}{c_p} \right) \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0$$

onde

N_{Rd} é a força axial de compressão resistente de cálculo, de acordo com M.3.1;

$M_{x,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo x da seção mista, conforme M.5.5.1;

$M_{y,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo y da seção mista, conforme M.5.5.1;

c_p e c_m são coeficientes dados por:

— para seções tubulares retangulares:

$$c_p = \frac{0,17}{c_{sr}^{0,4}}$$

$$c_m = \begin{cases} \frac{1,06}{c_{sr}^{0,11}} \geq 1,00, & \text{para } c_{sr} \geq 0,5 \\ \frac{0,90}{c_{sr}^{0,36}} \geq 1,67, & \text{para } c_{sr} < 0,5 \end{cases}$$

— para seções tubulares circulares:

$$c_p = \frac{0,27}{c_{sr}^{0,4}}$$

$$c_m = \begin{cases} \frac{1,10}{c_{sr}^{0,08}} \geq 1,00, & \text{para } c_{sr} \geq 0,5 \\ \frac{0,95}{c_{sr}^{0,32}} \leq 1,67, & \text{para } c_{sr} < 0,5 \end{cases}$$

$$c_{sr} = \frac{A_a f_y + A_s f_{ys}}{A_c f_{ck}}$$

M.5.5 Momentos fletores resistentes de cálculo

M.5.5.1 Calcular o momento fletor resistente de plastificação de cálculo, $M_{pl,Rd}$, em relação ao eixo x ou ao eixo y (respectivamente, $M_{pl,x,Rd}$ e $M_{pl,y,Rd}$) de seções mistas duplamente simétricas, pela seguinte equação:

$$M_{pl,Rd} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) = 0,5f_{cd1}(Z_c - Z_{cn}) + f_{sd}(Z_s - Z_{sn})$$

onde

Z_a é o módulo de resistência plástico da seção do perfil de aço;

Z_c é o módulo de resistência plástico da seção de concreto, considerado não fissurado;

Z_s é o módulo de resistência plástico da seção da armadura do concreto;

Z_{an} , Z_{cn} e Z_{sn} são módulos de resistência plásticos determinados em M.5.5.3, para perfis I ou H, e em M.5.5.4, para seções tubulares retangulares e circulares; para seções-caixão, fazer as adaptações necessárias;

f_{cd1} é determinado em M.4.

O momento fletor resistente de cálculo, M_{Rd} , em relação ao eixo x ou ao eixo y (respectivamente, $M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$) é dado por:

— para seções compactas:

$$M_{Rd} = M_{pl,Rd}$$

- para seções semicompactas (válida somente para seções tubulares preenchidas com concreto (ver M.1.4):

$$M_{Rd} = M_{p\ell,Rd} - (M_{p\ell,Rd} - M_{e,Rd}) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right)$$

onde

$M_{e,Rd}$ ($M_{e,x,Rd}$ e $M_{e,y,Rd}$, para os eixos x e y, respectivamente) é o momento fletor correspondente ao início da plastificação à compressão da seção mista.

Admite-se que a parte da seção de aço sob compressão mais afastada do eixo neutro da seção mista (distância a_y na Figura M.4) esteja com tensão de compressão igual a f_{yd} , assumindo-se distribuição elástica linear até a tensão de tração atingir f_{yd} (distância $2a_y$ na Figura M.4). No restante do perfil de aço sob tração, a tensão permanece constante e igual a f_{yd} . Admite-se ainda que a parte da seção de concreto sob compressão mais afastada do eixo neutro da seção mista esteja com tensão igual a f_{cd2} , determinada em M.4, assumindo-se distribuição elástica linear na parte comprimida e desprezando-se a resistência à tração do concreto. A tensão da armadura deve ser considerada igual a f_{sd} no trecho demarcado pela distância $b_1 - 2a_y$ (ver Figura M.4), na região tracionada da seção mista, assumindo-se distribuição elástica linear no restante da seção (ver Figura M.4).

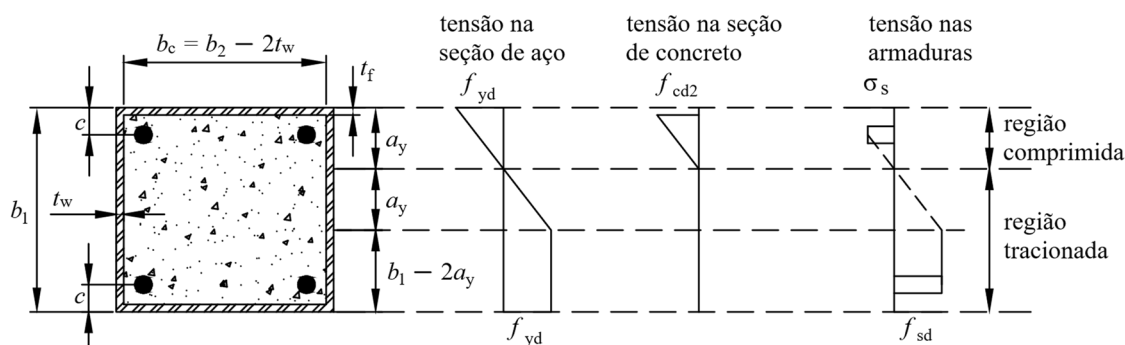


Figura M.4 – Exemplo da distribuição utilizada para calcular $M_{e,Rd}$

- para seções esbeltas, somente para seções tubulares preenchidas com concreto (ver M.1.4):

$$M_{Rd} = M_{cr,Rd}$$

onde

$M_{cr,Rd}$ é o momento correspondente ao início do escoamento da mesa tracionada do perfil de aço, considerando-se que a mesa comprimida do perfil de aço esteja submetida à tensão crítica, $\sigma_{cr,Rd}$, determinada conforme M.4.

Admite-se que a parte da seção de concreto sob compressão mais afastada do eixo neutro da seção mista (distância a_{cr} na Figura M.5) esteja com tensão igual a f_{cd2} , determinada em M.4, assumindo-se distribuição elástica linear na parte comprimida e desprezando-se a resistência à tração do concreto. A tensão da armadura tracionada mais afastada do eixo neutro da seção mista deve ser considerada igual a f_{sd} , assumindo-se distribuição elástica linear no restante da seção (ver Figura M.5).

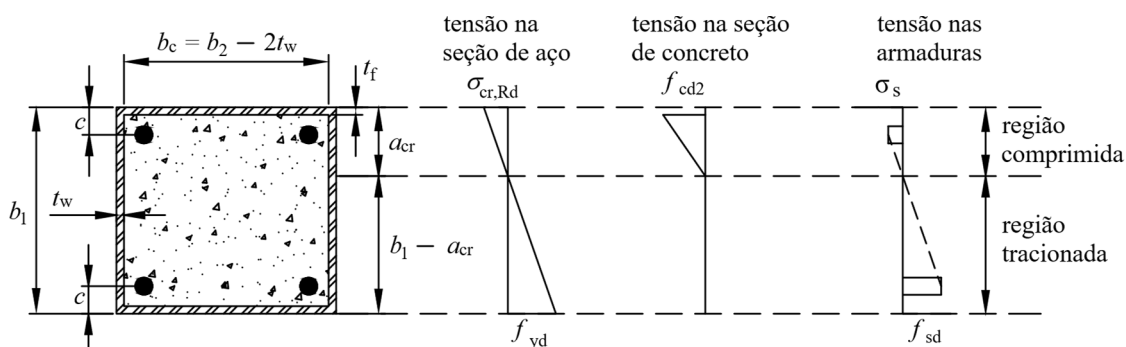


Figura M.5 – Exemplo da distribuição utilizada para calcular $M_{cr,Rd}$

M.5.5.2 Calcular o momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo, $M_{max,pl,Rd}$, em relação ao eixo x ou ao eixo y (respectivamente, $M_{max,pl,x,Rd}$ e $M_{max,pl,y,Rd}$) de seções mistas duplamente pela seguinte equação:

$$M_{max,pl,Rd} = f_{yd}Z_a + 0,5f_{cd1}Z_c + f_{sd}Z_s$$

sendo as grandezas determinadas conforme M.5.5.1.

M.5.5.3 Para seções I ou H revestidas total ou parcialmente com concreto, tem-se:

$$Z_s = \sum_{i=1}^n |A_{si}e_i|$$

onde

e_i é a distância do eixo da barra da armadura de área A_{si} ao eixo de simetria relevante da seção.

a) eixo x (ver Figura M.6):

$$Z_c = \frac{b_c h_c^2}{4} - Z_a - Z_s$$

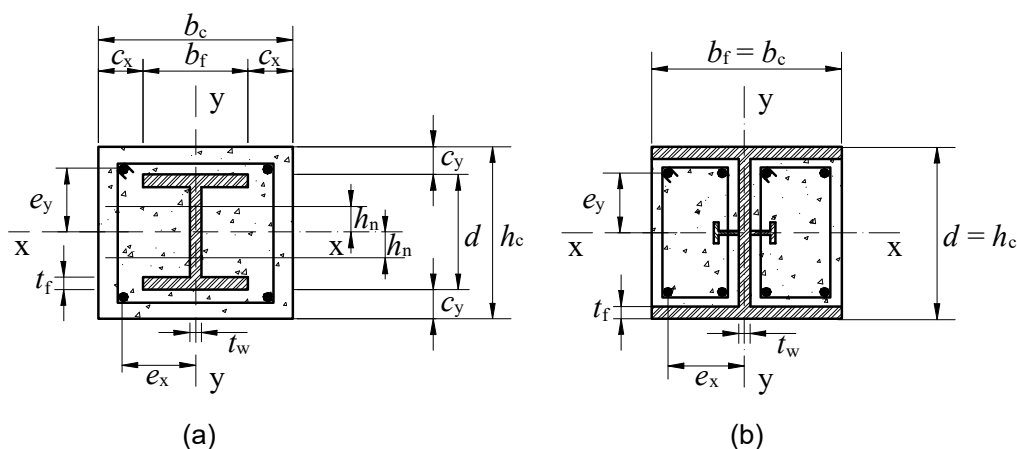


Figura M.6 – Seção revestida com concreto, fletida em relação ao eixo x

- 1) linha neutra plástica na alma do perfil de aço ($h_n \leq d/2 - t_f$):

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd1})}{2b_c f_{cd1} + 2t_w (2f_{yd} - f_{cd1})}$$

$$Z_{an} = t_w h_n^2$$

$$Z_{sn} = \sum_{i=1}^n |A_{sni} e_{yi}|$$

$$Z_{cn} = b_c h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn}$$

onde

A_{sn} é a soma das áreas das barras da armadura na região de altura $2h_n$;

A_{sni} é a área de cada barra da armadura na região de altura $2h_n$;

e_{yi} é a distância do eixo da barra da armadura ao eixo x;

- 2) linha neutra plástica na mesa do perfil de aço ($d/2 - t_f < h_n \leq d/2$):

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd1}) + (b_f - t_w)(d - 2t_f)(2f_{yd} - f_{cd1})}{2b_c f_{cd1} + 2b_f (2f_{yd} - f_{cd1})}$$

$$Z_{an} = b_f h_n^2 - \frac{(b_f - t_w)(d - 2t_f) 2}{4}$$

onde

Z_{sn} e Z_{cn} são determinados em M.5.5.3-a,1);

- 3) linha neutra plástica fora do perfil de aço ($d/2 < h_n \leq h_c/2$) - apenas para a Figura M.6-a):

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd1}) - A_a (2f_{yd} - f_{cd1})}{2b_c f_{cd1}}$$

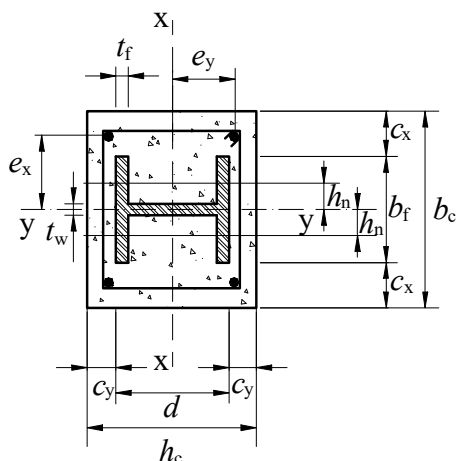
$$Z_{an} = Z_a$$

onde

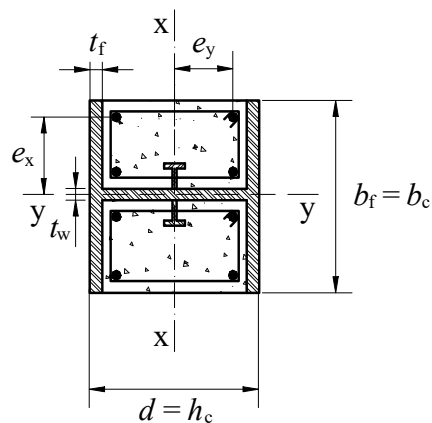
Z_{sn} e Z_{cn} são determinados em M.5.5.3-a,1);

- b) eixo y (ver Figura M.7):

$$Z_c = \frac{h_c b_c^2}{4} - Z_a - Z_s$$



a) Seção totalmente revestida



b) Seção parcialmente revestida

Figura M.7 – Seção revestida com concreto, fletida em relação ao eixo y

- 1) linha neutra plástica na alma do perfil de aço ($h_n \leq t_w/2$):

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd1})}{2h_c f_{cd1} + 2d (2f_{yd} - f_{cd1})}$$

$$Z_{an} = dh_n^2$$

$$Z_{sn} = \sum_{i=1}^n |A_{sni} e_{xi}|$$

$$Z_{cn} = h_c h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn}$$

onde

A_{sn} é a soma das áreas das barras da armadura na região de altura $2h_n$;

A_{sni} é a área da barra da armadura na região de altura $2h_n$;

e_{xi} é a distância do eixo da barra da armadura ao eixo y;

- 2) linha neutra plástica na mesa do perfil de aço ($t_w/2 < h_n \leq b_f/2$):

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd1}) + t_w (2t_f - d) (2f_{yd} - f_{cd1})}{2h_c f_{cd1} + 4t_f (2f_{yd} - f_{cd1})}$$

$$Z_{an} = 2t_f h_n^2 + \frac{(d - 2t_f) t_w^2}{4}$$

onde

Z_{sn} e Z_{cn} são determinados em M.5.5.3-b), 1);

- 3) linha neutra fora do perfil de aço ($b_f/2 < h_n \leq b_c/2$) - apenas para a Figura M.7-a):

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd1}) + A_a (2f_{yd} - f_{cd1})}{2h_c f_{cd1}}$$

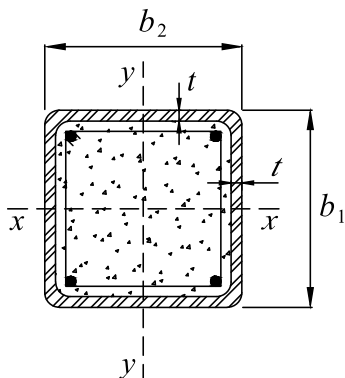
$$Z_{an} = Z_a$$

onde

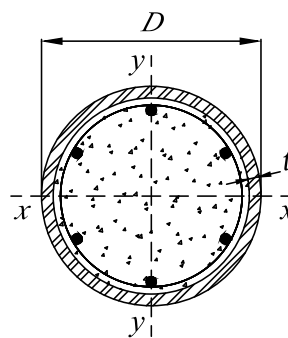
Z_{sn} e Z_{cn} são determinados em M.5.5.3-b)<1).

M.5.5.4 Para seções tubulares retangulares ou circulares preenchidas com concreto, tem-se:

a) seção tubular retangular (ver Figura M.8-a):



a) Seção retangular preenchida



b) Seção circular preenchida

Figura M.8 – Seção tubular preenchida com concreto

1) eixo x:

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd1})}{2b_2 f_{cd1} - 4t (2f_{yd} - f_{cd1})}$$

$$Z_c = \frac{(b_2 - 2t)(b_1 - 2t)^2}{4} - \frac{2}{3}r^3 - r^2(4 - \pi)\left(\frac{b_1}{2} - t - r\right) - Z_s$$

$$Z_{cn} = (b_2 - 2t)h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{an} = b_2 h_n^2 - Z_{cn} - Z_{sn}$$

onde

Z_s é determinado em M.5.5.3 e em M.5.5.3-a),1);

2) eixo y:

Devem ser utilizadas as equações relativas ao eixo x, permutando-se entre si as dimensões b_1 e b_2 , bem como os índices subscritos x e y.

b) seção tubular circular (ver Figura M.8-b):

Podem ser utilizadas as equações relativas às seções tubulares retangulares, com boa aproximação, substituindo-se b_1 e b_2 por D , e r por $(D/2 - b)$.

Anexo N (normativo)

Lajes mistas de aço e concreto

N.1 Generalidades

N.1.1 Aplicabilidade e definições gerais

N.1.1.1 Este Anexo trata do projeto e do dimensionamento de lajes mistas de aço e concreto, apoiadas na direção perpendicular às nervuras. Aplica-se às situações em que as ações são consideradas predominantemente estáticas, inclusive em edifícios industriais cujos pisos podem ser submetidos a ações móveis.

N.1.1.2 Neste Anexo, as equações são apresentadas em termos das resistências de cálculo dos materiais, conforme L.1.1.3.

N.1.1.3 Neste Anexo são apresentados momentos fletores resistentes de cálculo (M_{Sd}) e forças cortantes resistentes de cálculo ($V_{t,Rd}$, $V_{v,Rd}$ e $V_{p,Rd}$) que devem ser iguais ou superiores aos momentos fletores solicitantes de cálculo (M_{Sd}) e às forças cortantes solicitantes de cálculo ($V_{t,Sd}$, $V_{v,Sd}$ e $V_{p,Sd}$), respectivamente.

N.1.2 Comportamento

N.1.2.1 Para os efeitos deste Anexo, laje mista de aço e concreto, também chamada de laje com fôrma de aço incorporada, é aquela em que, na fase final, o concreto atua estruturalmente em conjunto com a fôrma de aço, funcionando como parte ou como toda a armadura de tração da laje. Na fase inicial, ou seja, antes de o concreto atingir 75 % da resistência à compressão especificada, a fôrma de aço suporta isoladamente as ações permanentes e a sobrecarga de construção.

N.1.2.2 Nas lajes mistas, a fôrma de aço deve ser capaz de transmitir o cisalhamento longitudinal na interface entre o aço e o concreto. A aderência natural entre o aço e o concreto não é considerada efetiva para o comportamento misto, o qual deve ser assegurado por (ver Figura N.1):

- a) ligação mecânica por meio de mossas nas fôrmas de aço trapezoidais;
- b) ligação por meio do atrito devido ao confinamento do concreto nas fôrmas de aço reentrantes.

N.1.2.3 Outros meios para assegurar o comportamento misto, além dos descritos em N.1.2.2, podem ser usados, mas estão fora do escopo desta Norma.

N.2 Verificação da fôrma de aço na fase inicial

N.2.1 Estados-limites últimos

N.2.1.1 A verificação da fôrma de aço na fase inicial deve ser feita de acordo com a ABNT NBR 14762, considerando-se o efeito das mossas nas resistências de cálculo.

N.2.1.2 Na verificação da fôrma de aço, deve ser utilizada análise elástica. Quando a fôrma for calculada como contínua, mesmo que ocorra flambagem local em partes comprimidas da seção, os esforços solicitantes podem ser determinados sem consideração de variação de rigidez.

N.2.2 Estado-limite de serviço

O deslocamento máximo da fôrma de aço sob seu peso próprio e o peso do concreto fresco (excluindo-se a sobrecarga de construção) não pode exceder $L_F/180$ ou 20 mm, o que for menor, sendo L_F o vão teórico da fôrma na direção das nervuras. As propriedades geométricas da seção transversal devem ser determinadas de acordo com a ABNT NBR 14762, em que as partes relativas às mossas não sejam consideradas no cálculo.

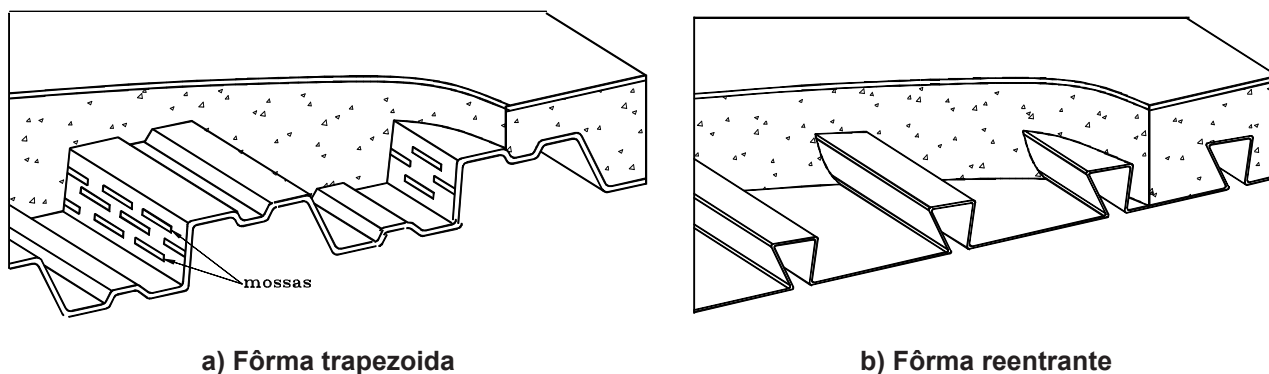


Figura N.1 – Lajes mistas de aço e concreto

N.3 Verificação da laje na fase final

N.3.1 Estados-limites últimos

A resistência de cálculo das lajes com fôrma de aço incorporada deve suportar as solicitações de cálculo descritas em N.3.1.1 a N.3.1.4.

N.3.1.1 Momento fletor

N.3.1.1.1 Na determinação do momento fletor positivo resistente de cálculo, a fôrma de aço deve resistir aos esforços de tração em conjunto com uma armadura adicional, caso exista, colocada na face inferior da laje. Na determinação do momento fletor negativo resistente de cálculo sobre os apoios em lajes contínuas, a contribuição da fôrma de aço aos esforços de compressão somente pode ser levada em conta se for contínua ou devidamente ancorada à viga suporte.

N.3.1.1.2 Caso não haja armadura adicional, o momento fletor positivo resistente de cálculo deve ser calculado, para linha neutra acima e abaixo da face superior da fôrma de aço, respectivamente (ver Figuras N.2 e N.3), pelas seguintes equações:

$$M_{Rd} = N_{pa}(d_F - 0,5a)$$

$$M_{Rd} = N_{cf}y + M_{pr}$$

onde

$$N_{pa} = A_{F,ef}f_yF_d$$

$A_{F,ef}$ é a área da seção efetiva da fôrma (correspondente a 1 000 mm), determinada desprezando-se a largura das mossas na seção transversal, a menos que se demonstre por meio de ensaios que uma área maior possa ser utilizada;

d_F é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma;

a é a altura do bloco de compressão do concreto, dada por:

$$a = \frac{N_{pa}}{0,85\eta_c f_{cd} b}$$

b é a largura unitária da laje, considerada igual a 1 000 mm;

η_c é o coeficiente de fragilidade do concreto, dado em L.1.3.4;

y é calculado conforme a seguir:

$$y = h_t - 0,5t_c - e_p + (e_p - e) \frac{N_{cf}}{N_{pa}}$$

M_{pr} é o momento de plastificação da fôrma de aço, reduzido pela presença da força axial, calculado conforme a seguir:

$$M_{pr} = 1,25M_{pa} \left(1 - \frac{N_{cf}}{N_{pa}} \right) \leq M_{pa}$$

M_{pa} é o momento de plastificação da fôrma de aço, considerando sua seção efetiva, dividido pelo coeficiente de ponderação da resistência γ_{a1} ;

N_{cf} é calculado conforme a seguir:

$$N_{cf} = 0,85bt_c\eta_c f_{cd};$$

t_c é a altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço;

h_t é a altura total da laje, incluindo a fôrma e o concreto;

e é a distância do centro geométrico da área efetiva da fôrma à sua face inferior;

e_p é a distância da linha neutra plástica da seção efetiva da fôrma à sua face inferior.

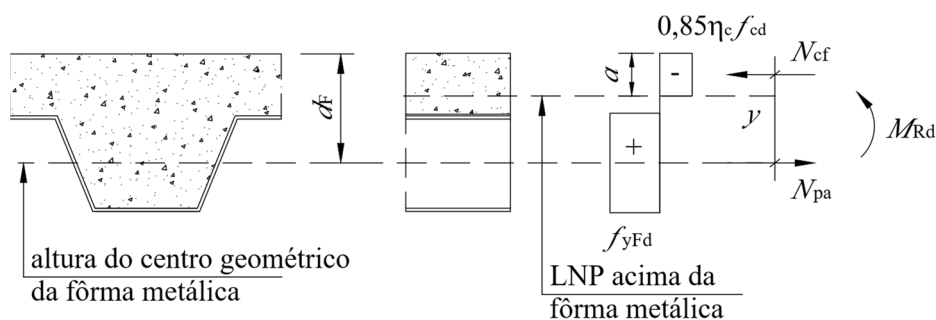


Figura N.2 – Diagrama de tensões para o momento positivo – Linha neutra plástica acima da fôrma de aço

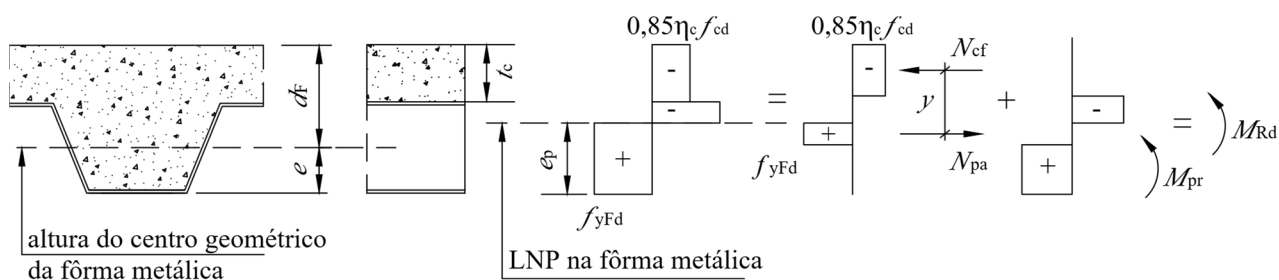


Figura N.3 – Diagrama de tensões para momento positivo – Linha neutra plástica na fôrma de aço

N.3.1.1.3 Caso haja armadura adicional para resistir ao momento fletor positivo, as equações apresentadas em N.3.1.1.2 devem ser ajustadas adequadamente.

N.3.1.1.4 Deve-se assegurar que não haja flambagem local da fôrma de aço preenchida com concreto. Para tanto, a largura plana de todos os elementos da fôrma (ver Figura N.4), havendo ou não mossa no elemento considerado, deve atender ao seguinte:

- para $\alpha \geq 0,5$, $b_F \leq \frac{26,49\sqrt{E/f_{yF}}}{(13\alpha - 1)} t_F$
- para $\alpha < 0,5$, $b_F \leq \frac{2,40\sqrt{E/f_{yF}}}{\alpha} t_F$

onde

α é a relação entre a largura da parte comprimida e a largura plana do elemento;

t_F é a espessura da fôrma de aço.

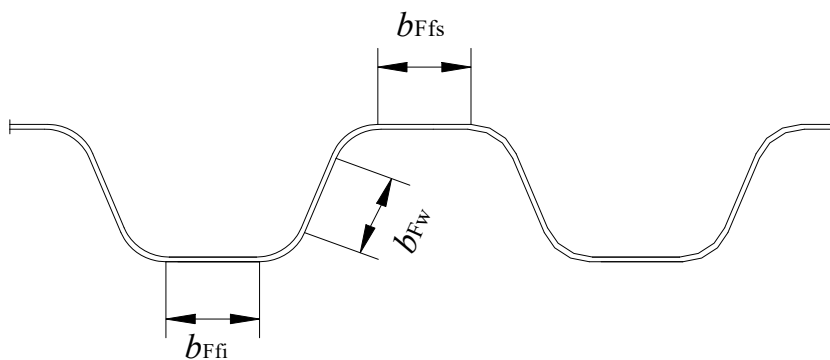


Figura N.4 – Largura plana dos elementos da fôrma

N.3.1.2 Força cortante associada ao cisalhamento longitudinal

N.3.1.2.1 A força cortante resistente de cálculo associada ao cisalhamento longitudinal de lajes com fôrma de aço incorporada $V_{\ell,Rd}$, em newtons, relativa a 1 000 mm de largura, pode ser calculada pelo método semiempírico $m-k$, usando-se a equação a seguir:

$$V_{\ell,Rd} = \frac{bd_F}{\gamma_{sl}} \left[\left(\frac{mA_{F,ef}}{bL_s} \right) + k \right]$$

onde

- d_F é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma (ver Figura N.5), expressa em milímetros (mm);
- b é a largura unitária da laje, considerada igual a 1 000 mm;
- L_S é o vão de cisalhamento, expresso em milímetros (mm), conforme N.3.1.2.2;
- m e k são constantes empíricas, em newtons por milímetro quadrado (N/mm²), obtidas por meio de ensaios realizados conforme a EN 1994-1-1, CSSBI S2 ou ANSI/ASCE 3, adaptadas adequadamente para assegurar o nível de segurança indicado nesta Norma (no caso das duas últimas normas citadas, são necessárias ainda adaptações para que as constantes m e k tenham como dimensão força por unidade de área, em newtons por milímetro quadrado);
- $\gamma_{S\ell}$ é o coeficiente de ponderação da resistência, igual ao determinado pela norma ou especificação utilizada nos ensaios;
- $A_{F,ef}$ é área da seção efetiva da fôrma, correspondente a 1 000 mm.

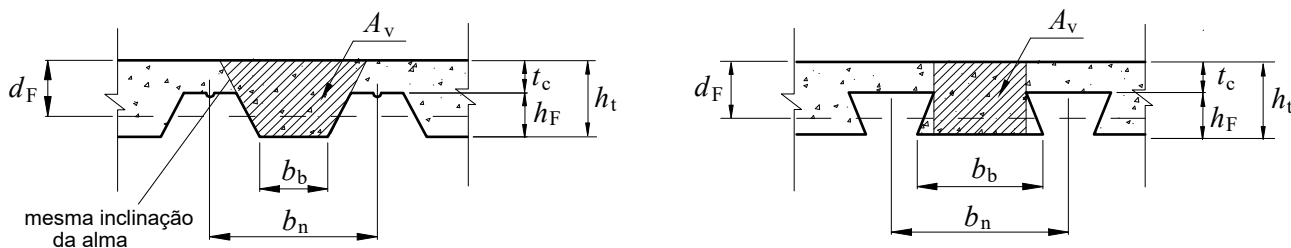


Figura N.5 – Dimensões da fôrma de aço e da laje de concreto

N.3.1.2.2 O vão de cisalhamento L_S deve ser considerado igual a:

- $L_F/4$, para cargas uniformemente distribuídas, em que L_F é o vão teórico da laje na direção das nervuras;
- distância entre uma carga aplicada e o apoio mais próximo para duas cargas concentradas simétricas;
- relação entre o máximo momento e a maior reação de apoio, para outras condições de carregamento, incluindo combinação de carga distribuída ou cargas concentradas assimétricas, podendo também ser efetuada uma avaliação com base em resultados de ensaios.

N.3.1.2.3 Quando a laje mista for projetada como contínua, é permitido o uso de um vão, equivalente simplesmente apoiado para determinação da resistência. O comprimento desse vão pode ser considerado igual a 0,8 vez o vão real para os vãos internos e a 0,9 vez para os vãos de extremidade.

N.3.1.2.4 Outros métodos para se calcular a resistência ao cisalhamento longitudinal podem ser utilizados, como, por exemplo, o método da interação parcial dado pela EN 1994-1-1. A resistência ao cisalhamento longitudinal pode ainda ser aumentada pela presença de conectores de cisalhamento nas vigas de apoio das lajes ou por outros meios que restrinjam o movimento relativo entre a fôrma de aço e o concreto, conforme a EN 1994-1-1. Informações sobre esses métodos podem ser obtidos na Bibliografia [25] e [26].

N.3.1.3 Força cortante associada ao cisalhamento vertical

N.3.1.3.1 A força cortante vertical resistente de cálculo de lajes com fôrma de aço incorporada, $V_{V,Rd}$, em newtons (N), relativa a 1 000 mm de largura, deve ser determinada pela seguinte equação:

$$V_{V,Rd} = V_{V,F,Rd} + V_{V,c,Rd} \leq V_{\max}$$

onde

$V_{V,F,Rd}$ é a força cortante vertical resistente de cálculo da fôrma de aço incorporada, expressa em newtons (N), relativa a 1 000 mm de largura, determinada conforme a ABNT NBR 14762;

$V_{V,c,Rd}$ é a força cortante vertical resistente de cálculo do concreto, expressa em newtons (N), relativa a 1 000 mm de largura, determinada conforme N.3.1.3.2;

V_{\max} é um limite da força cortante, expresso em newtons (N), relativo a 1 000 mm de largura, determinado conforme N.3.1.3.3.

N.3.1.3.2 A força cortante vertical resistente de cálculo do concreto, expressa em newtons (N), relativa a 1 000 mm de largura, é calculada conforme a seguir:

$$V_{V,c,Rd} = \frac{1000 \tau_{Rd} k_V (1,2 + 40\rho) A_V}{b_n}$$

com:

$$\rho = \frac{A_s}{A_V} \leq 0,02$$

$$k_V = \begin{cases} \left(1,6 - \frac{D}{1000}\right) \geq 1,0, & \text{caso haja armadura longitudinal de tração que se estenda} \\ & \text{a não menos que } d + \ell_{b,nec} \text{ além da seção considerada;} \\ 1,0 & \text{no outros caso} \end{cases}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \frac{\eta f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

onde

A_V é a área resistente do concreto (área hachurada na Figura N.5), expressa em milímetros quadrados (mm²);

A_s é a área da armadura longitudinal de tração, referente à área A_V , expressa em milímetros quadrados (mm²);

d é a distância da face superior da laje de concreto ao centro da armadura longitudinal de tração, expressa em milímetros (mm);

b_n é a largura entre duas nervuras consecutivas, expressa em milímetros (mm) (ver Figura N.5);

$\ell_{b,nec}$ é o comprimento de ancoragem necessário, dado na ABNT NBR 6118, para o concreto de densidade normal, ou, na ausência de Norma Brasileira aplicável, na EN 1992-1-1, para o concreto de baixa densidade;

η é dado em L.1.3.4;

$f_{\text{ctk,inf}}$ é a resistência à tração direta característica inferior do concreto, de acordo com a ABNT NBR 6118, igual a $0,21f_{\text{ck}}^{2/3}$, com $f_{\text{ctk,inf}}$ e f_{ck} expressas em megapascals (MPa).

N.3.1.3.3 O limite da força cortante, expresso em newtons (N), relativo a 1 000 mm de largura, é calculado por:

$$V_{\text{max}} = \frac{1000 \times 0,285 (f_{\text{ck}})^{1/2} A_v}{b_h}$$

N.3.1.4 Punção

A força cortante resistente de cálculo à punção provocada por uma carga concentrada, $V_{p,Rd}$, expressa em newtons (N), pode ser determinada pela seguinte equação (ver Figura N.6):

$$V_{p,Rd} = u_{cr} d_1 \tau_{Rd}$$

com:

$$d_1 = \frac{d_F + t_c}{2}$$

$$\tau_{Rd} = 0,13k_p (100\rho f_{ck})^{1/3} \geq 0,30 f_{ctd}, \tau_{Rd} \text{ e } f_{ck} \text{ expressas em megapascals (MPa)}$$

$$k_p = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} \leq 2,0$$

$$\rho = \sqrt{\rho_F \rho_s} \leq 0,02$$

onde

u_{cr} é o perímetro crítico, expresso em milímetros (mm), conforme a Figura N.6;

d_F é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma, expressa em milímetros (mm);

t_c é a altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço, expressa em milímetros (mm);

ρ_F e ρ_s são as taxas de armadura nas direções longitudinal e transversal à fôrma, dadas por:

$$\rho_F = \frac{A_F + A_{s\ell}}{d_F (b_p + 2h_r + 3d_F)}$$

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{t_c (b_l + 2h_r + 3d_F)}$$

A_F é a área da seção da fôrma de aço, referente à largura $(b_p + 2h_r + 3d_F)$, expressa em milímetros quadrados (mm²);

$A_{s\ell}$ é a área da armadura longitudinal, referente à largura $(b_p + 2h_r + 3d_F)$, expressa em milímetros quadrados (mm²);

A_{st} é a área da armadura transversal, referente à largura $(b_p + 2h_r + 3d_F)$, expressa em milímetros quadrados (mm²);

b_1 é b_p são conforme a Figura N.6, expressas em milímetros (mm);

h_r é a altura do revestimento da laje, expressa em milímetros (mm), se houver.

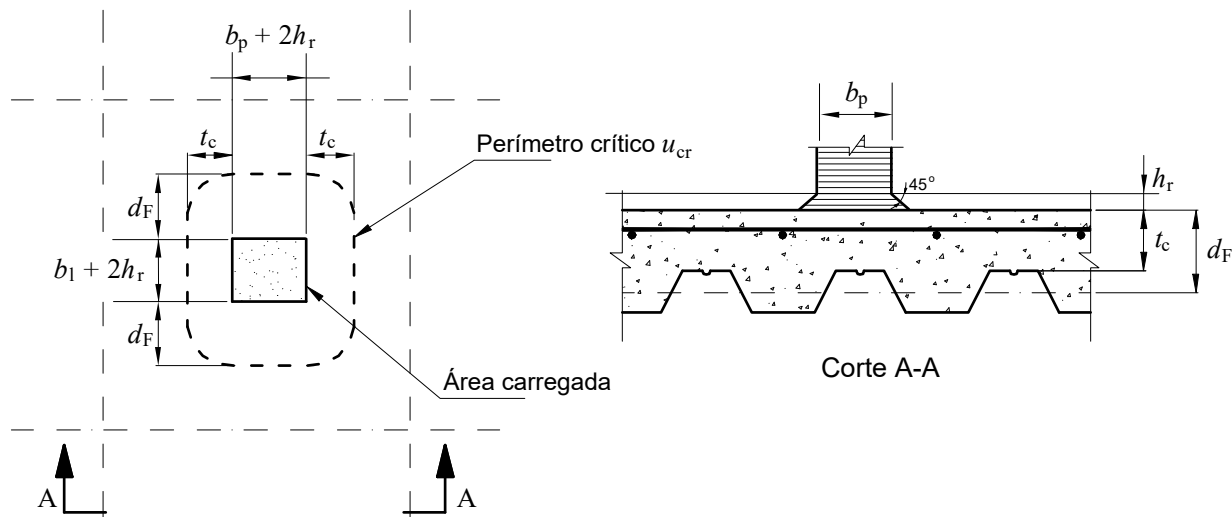


Figura N.6 – Perímetro crítico para punção

N.3.2 Estado-limite de serviço

N.3.2.1 Fissuração do concreto

N.3.2.1.1 O estado-limite de fissuração do concreto em regiões de momento negativo de lajes contínuas deve ser verificado de acordo com a ABNT NBR 6118 para o concreto de densidade normal ou, na ausência de Norma Brasileira aplicável, de acordo com a EN 1992-1-1 para o concreto de baixa densidade. Opcionalmente, para o concreto de densidade normal, pode ser utilizado o método apresentado em L.5.3.

N.3.2.1.2 Para lajes calculadas como simplesmente apoiadas, deve-se colocar armadura para combater os efeitos de retração e temperatura com área não menor que 0,1 % da área de concreto acima da face superior da fôrma. Essa armadura deve ser colocada preferencialmente 20 mm abaixo do topo da laje.

N.3.2.1.3 Para o controle de abertura de fissuras em lajes calculadas como simplesmente apoiadas, uma armadura mínima deve ser posicionada sobre seus apoios. Essa armadura, relativa a 1 000 mm de largura da laje, pode ser calculada considerando simplificadamente a laje mista como um retângulo de largura igual a 1 000 mm e a uma altura equivalente igual a h_{ef} , dada por (ver Figura N.7):

$$h_{ef} = t_c + \frac{h_F}{2} \left(\frac{b_1 + b_b}{b_1 + b_2} \right)$$

Na falta de um método mais rigoroso, a área dessa armadura pode ser obtida em L.5.2, modificando-se, porém, os valores das seguintes grandezas:

A_{ct} , que deve ser considerada igual ao produto da metade da altura efetiva da laje, h_{ef} , pela largura de 1 000 mm;

k e k_s , que devem ser considerados iguais a 1,0;

k_c , que deve ser considerado igual a 0,4.

As demais grandezas devem ser consideradas iguais às indicadas em L.5.2. Essa armadura deve ser colocada preferencialmente 20 mm abaixo do topo da laje.

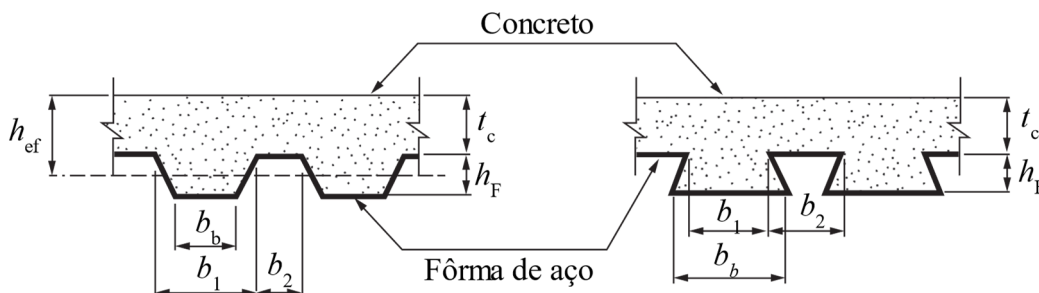


Figura N.7 – Dimensões da seção transversal da laje

N.3.2.1.4 Atenção deve ser dada à possibilidade de fissuração da laje nos locais onde possa haver tendência de continuidade dos elementos estruturais, por exemplo, nas ligações de vigas secundárias com vigas principais e em relação a pilares (ver L.5.2).

N.3.2.2 Deslocamento vertical

O deslocamento vertical de lajes mistas de aço e concreto não pode ser maior que $L_F/350$, considerando apenas o efeito das ações variáveis, em que L_F é o vão teórico da laje na direção das nervuras.

N.4 Ações a serem consideradas

N.4.1 Fase inicial

N.4.1.1 As seguintes ações devem ser consideradas na determinação da resistência da fôrma de aço na fase inicial:

- pesos próprios do concreto fresco, da fôrma de aço e da armadura;
- sobrecarga de construção;
- efeito de empoçamento, caso o deslocamento ultrapasse o valor dado em N.4.1.4.

N.4.1.2 A determinação dos esforços solicitantes deve levar em conta a sequência de concretagem.

N.4.1.3 A sobrecarga característica de construção deve ser considerada o mais nocivo dos seguintes valores:

- carga uniforme distribuída de $1,0 \text{ kN/m}^2$;
- carga linear de $2,2 \text{ kN/m}$ perpendicular à direção das nervuras da fôrma, na posição mais desfavorável, somente para verificação do momento fletor.

N.4.1.4 Se o deslocamento no centro do vão da fôrma, calculado com o seu peso próprio somado ao do concreto fresco, ultrapassar o valor de $L_F/250$, em que L_F é o vão teórico da laje na direção das nervuras, o efeito de empoçamento deve ser levado em conta, considerando-se um acréscimo na espessura nominal do concreto de 70 % do valor do deslocamento.

N.4.2 Fase final

Para os estados-limites últimos de lajes mistas de aço e concreto, deve-se considerar que todo o carregamento é sustentado pelo sistema misto de aço e concreto.

N.4.3 Combinações de ações

As combinações de ações devem ser feitas de acordo com 4.8.7, considerando-se a combinação de ações durante a construção para o dimensionamento da fôrma de aço na fase inicial. Nesse caso, o peso próprio do concreto fresco deve ser considerado uma ação variável.

N.5 Disposições construtivas

Considerar as seguintes disposições construtivas:

- a) a espessura de concreto sobre a fôrma não pode ser inferior a 50 mm;
- b) a dimensão máxima característica do agregado graúdo não pode exceder os seguintes valores:
 - $0,40t_c$, em que t_c é a altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço (ver Figura N.5);
 - $b_b/3$, em que b_b é a largura média das nervuras para fôrmas trapezoidais e a largura mínima das nervuras para fôrmas reentrantes (ver Figura N.5);
 - 30 mm;
- c) a armadura adicional necessária para a resistência da laje ao momento positivo e a armadura necessária para o momento negativo devem obedecer ao indicado na ABNT NBR 6118 para o concreto de densidade normal ou, na ausência de Norma Brasileira aplicável, ao indicado na EN 1992-1-1 para o concreto de baixa densidade;
- d) o comprimento mínimo de apoio deve ser o necessário para evitar que se atinjam os estados-limite correspondentes, como enrugamento da alma da fôrma de aço ou esmagamento do apoio; entretanto, ele não pode ser inferior a 75 mm para apoio em aço ou concreto e 100 mm para apoio em outros materiais. Nas extremidades da fôrma, esses valores podem ser reduzidos para 50 mm e 70 mm, respectivamente.

N.6 Verificação da laje para cargas concentradas ou lineares

N.6.1 Distribuição

N.6.1.1 Quando cargas concentradas ou lineares paralelas às nervuras da fôrma de aço forem suportadas pela laje, pode-se considerar que elas foram distribuídas em uma largura b_m , medida imediatamente acima do topo da fôrma, de acordo com a Figura N.8, calculada conforme a seguir:

$$b_m = b_p + 2(t_c + h_r)$$

onde

b_p é a largura da carga concentrada perpendicular ao vão da laje;

t_c é a altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço;

h_r é a altura do revestimento da laje, se houver.

N.6.1.2 Para cargas lineares perpendiculares às nervuras, a equação de N.6.1.1 pode ser utilizada, desde que a largura b_p seja considerada o comprimento da carga linear.

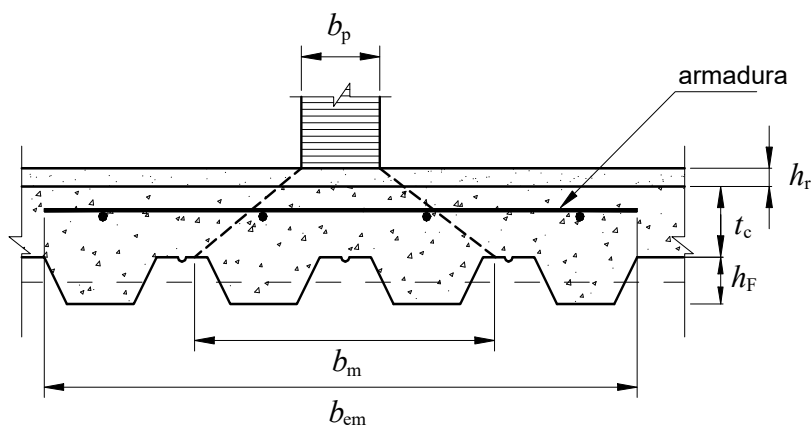


Figura N.8 – Distribuição das cargas concentradas ou lineares

N.6.2 Largura efetiva

N.6.2.1 Para a determinação da resistência, deve-se considerar uma largura efetiva que não supere os seguintes valores:

a) para momento fletor e cisalhamento longitudinal:

— nos casos de vãos simples e tramos extremos de lajes contínuas:

$$b_{em} = b_m + 2L_p \left(1 - \frac{L_p}{L_F} \right)$$

— no caso de tramos internos de lajes contínuas:

$$b_{em} = b_m + 1,33L_p \left(1 - \frac{L_p}{L_F} \right)$$

b) para cisalhamento vertical:

$$b_{ev} = b_m + L_p \left(1 - \frac{L_p}{L_F} \right)$$

onde

L_p é a distância do centro da carga ao apoio mais próximo;

L_F é o vão teórico da laje na direção das nervuras.

N.6.2.2 Não podem ser considerados valores para b_{em} e b_{ev} superiores a $2\,700 [t_c/(h_F + t_c)]$, em milímetros (mm), em que h_F é a altura da fôrma de aço e t_c é a altura da laje de concreto acima do topo da fôrma (ver Figura N.8). Esse limite não se aplica às cargas lineares perpendiculares às nervuras e a qualquer situação quando a armadura de distribuição for igual ou superior a 0,2 % da área de concreto acima da fôrma de aço.

N.6.3 Armadura de distribuição

N.6.3.1 Para assegurar a distribuição das cargas concentradas ou lineares, deve-se colocar armadura transversal de distribuição em toda a largura efetiva considerada, devidamente ancorada, de acordo com a ABNT NBR 6118 para o concreto de densidade normal ou, na ausência de Norma

Brasileira aplicável, de acordo com a EN 1992-1-1 para o concreto de baixa densidade. Essa armadura pode ser calculada para o momento transversal dado por (ver Figura N.9):

$$M_{d,Sd} = \frac{F_d b_{em}}{15w} \quad \text{ou} \quad M_{d,Sd} = \frac{F_d b_{ev}}{15w}, \text{ o que for aplicável}$$

com:

$$w = \frac{L_F}{2} + b_1 \leq L_F$$

onde

F_d é a carga concentrada de cálculo;

b_1 é a largura da carga concentrada na direção paralela ao vão da laje;

L_F , b_{em} e b_{ev} são dados em N.6.2.

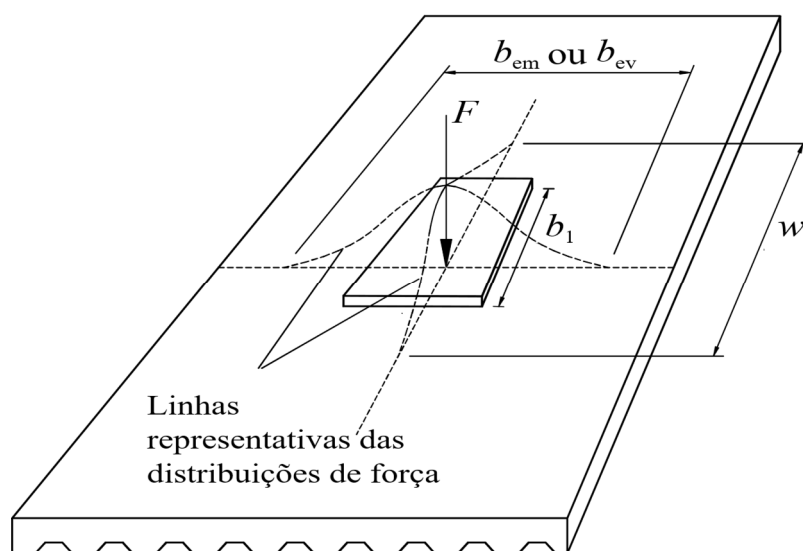


Figura N.9 – Armadura de distribuição

N.6.3.2 Para carga linear paralela ao vão, pode-se adotar o mesmo processo descrito em N.6.3.1, considerando-se para F_d o valor da carga no comprimento b_1 ou L_F , o que for menor.

N.6.3.3 Na ausência de armadura de distribuição, a largura efetiva deve ser considerada b_m , exceto no caso de carga linear perpendicular ao vão, onde se pode adotar somente a armadura nominal de 0,1 % da área de concreto acima da face superior da fôrma, conforme N.3.2.1.

N.7 Aços utilizados para fôrma e revestimento

N.7.1 As fôrmas de aço devem ser fabricadas com chapas de aço estrutural que atendam aos requisitos da ABNT NBR 14762.

N.7.2 Uma galvanização, com massa total de 275 g/m² de zinco, considerando-se ambas as faces, normalmente é suficiente em ambientes pouco agressivos. Em ambientes de maior agressividade, pode-se aumentar adequadamente a massa de zinco ou usar, adicionalmente à galvanização, pintura apropriada para manter a integridade da fôrma.

N.7.3 Proteções diferentes das citadas em N.7.2 somente podem ser usadas caso seja demonstrado por estudos apropriados que a integridade da fôrma será mantida durante a vida útil de projeto.

Anexo O (normativo)

Ligações mistas de aço e concreto

O.1 Generalidades

O.1.1 Uma ligação é denominada mista quando a laje de concreto participa da transmissão de momento fletor de uma viga mista para um pilar ou para outra viga mista no vão adjacente (quando o apoio das duas vigas mistas for um pilar, este pode participar da distribuição de momentos no nó). Quando o momento na viga for negativo, a armadura da laje é tracionada, e quando for positivo, a laje é comprimida (por exemplo, devido ao efeito do vento em pórticos).

O.1.2 As ligações mistas são usadas em vigas mistas contínuas e semicontínuas. Nas vigas mistas contínuas, a ligação deve assegurar a continuidade total do componente de aço e da laje de concreto nos apoios. Nas vigas mistas semicontínuas, a ligação mista é obtida a partir de uma ligação metálica flexível ou semirrígida, aumentando substancialmente sua rigidez e sua resistência ao momento.

O.1.3 Neste Anexo somente são abordadas ligações mistas de vigas mistas semicontínuas sujeitas a momento negativo, que não participam do sistema de estabilidade lateral da edificação, com aço cuja resistência ao escoamento seja igual ou inferior a 350 MPa. É apresentado um procedimento com base no comportamento dos componentes, válido exclusivamente para as ligações mostradas nas Figuras O.1 a O.4, com os tipos de lajes mencionados em L.1.1.1, sendo que o elemento de apoio pode ser um pilar ou uma viga. As cantoneiras de ligação da mesa inferior podem ser substituídas por chapas soldadas na alma da viga-suporte, fazendo-se as adaptações necessárias. Informações para utilização do procedimento de cálculo que tem por base a relação momento-rotação de ligações mistas pré-qualificadas podem ser encontradas na Bibliografia [27] e [28].

O.1.4 Não estão previstos neste Anexo procedimentos para cálculo da força cortante resistente de cálculo dessas ligações, que devem ser verificadas conforme as condições apresentadas na Seção 6. Informações sobre esses procedimentos podem ser obtidas na Bibliografia [27] e [28].

O.1.5 De maneira geral, uma ligação mista tem grande rigidez inicial; não tem, todavia, a mesma resistência à flexão da viga mista suportada por ela, sendo, portanto, uma ligação de resistência parcial. Ligações de resistência parcial devem ter capacidade de rotação suficiente para não sofrerem colapso antes que a viga atinja uma determinada situação, caracterizada como estado-limite último (por exemplo, formação de rótulas plásticas nas ligações mistas e desenvolvimento de momento próximo ao de plastificação total no vão da viga mista).

O.1.6 Neste Anexo, as equações são apresentadas em termos das resistências de cálculo dos materiais, conforme L.1.1.3.

O.1.7 Neste Anexo são apresentados momentos fletores resistentes de cálculo da ligação mista, M_{Rd} , que, juntamente com os momentos fletores resistentes da viga mista na região de momento positivo, $\beta_{vm}M_{Rd}$ (ver L.2.3), devem ser iguais ou superiores aos momentos fletores solicitantes de cálculo, conforme um dos métodos de análise apresentados em 4.11.

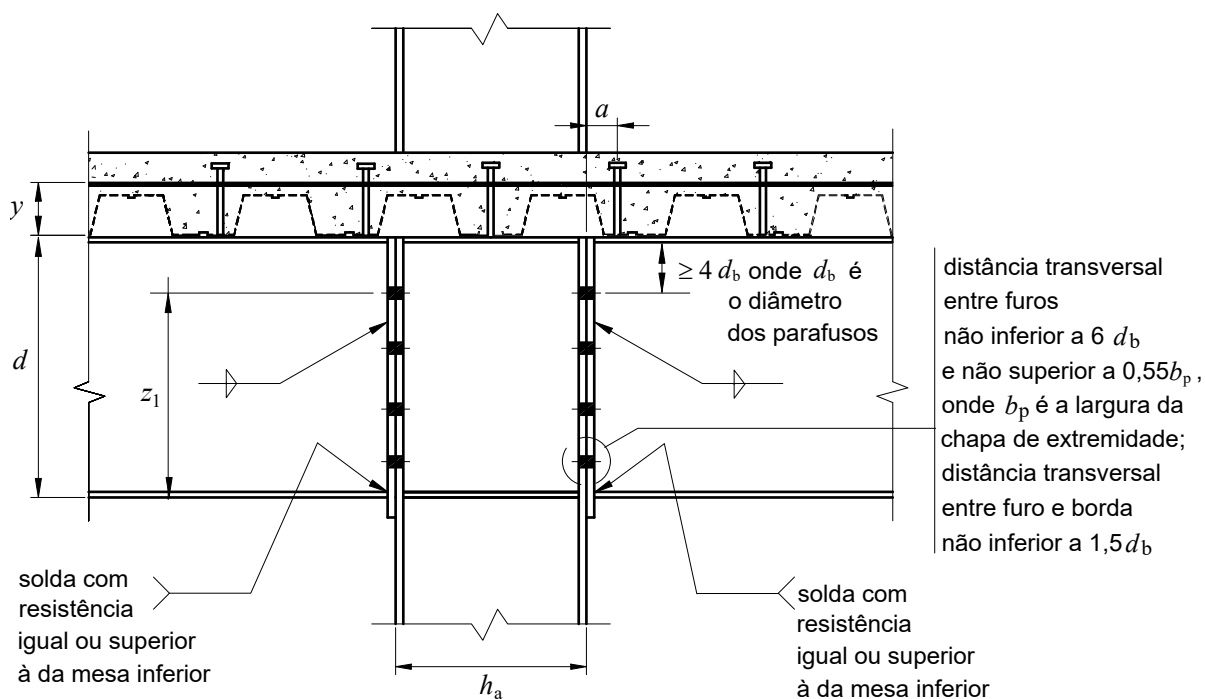


Figura O.1 – Ligação mista com chapa de extremidade com altura total

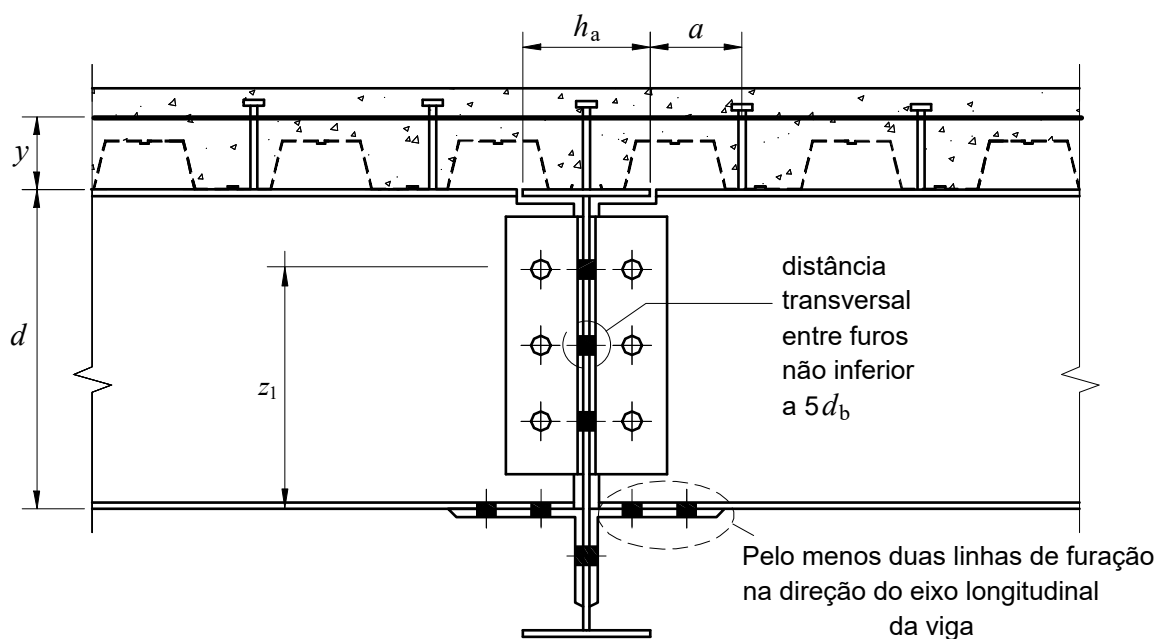


Figura O.2 – Ligação mista com cantoneiras parafusadas na alma (duas por viga) e na mesa inferior da viga apoiada

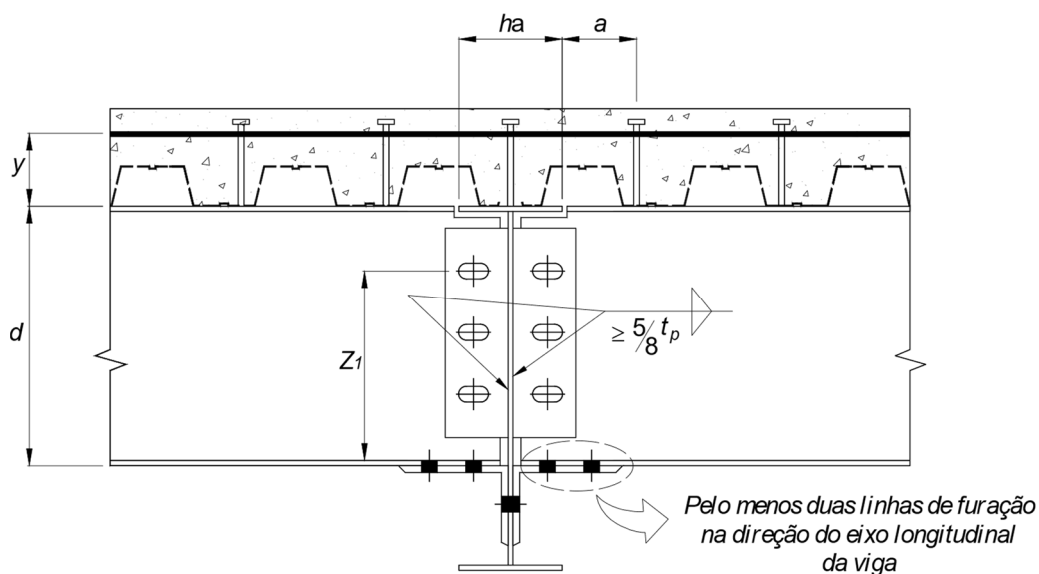


Figura O.3 – Ligação mista com chapa simples parafusada na alma e cantoneira parafusada na mesa inferior da viga apoiada

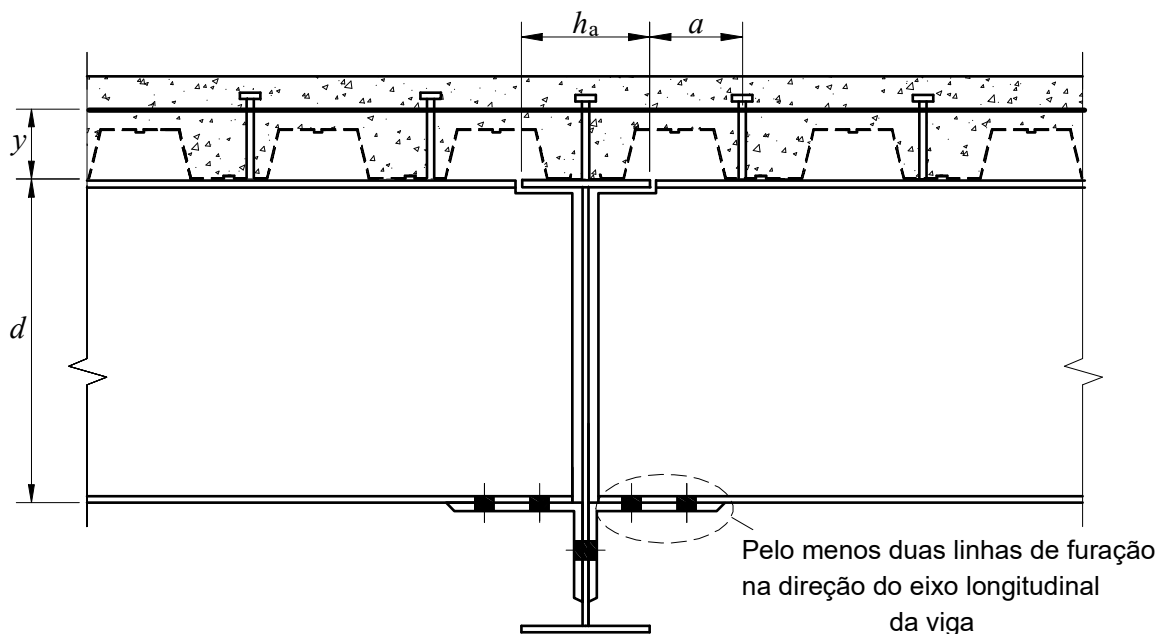


Figura O.4 – Ligação mista com cantoneira parafusada na mesa inferior da viga apoiada

O.2 Comportamento dos componentes das ligações mistas

O.2.1 Componentes

Em uma ligação mista, podem ser considerados três componentes: a armadura da laje de concreto, os conectores de cisalhamento e a ligação metálica (do perfil de aço). No caso da armadura, apenas as barras situadas na largura efetiva da laje de concreto na região de momento negativo, dada em L.2.2 e L.2.4, participam da ligação mista.

O.2.2 Largura efetiva e exigências adicionais

A largura efetiva é determinada como em L.2.2 e L.2.4 para os trechos de momento negativo. Além de respeitar a largura efetiva, quando o apoio for um pilar, as barras da armadura longitudinal devem estar situadas de cada lado da linha de centro do pilar, a uma distância máxima de $2,5b_c$ dessa linha, sendo b_c a largura do pilar na direção transversal às vigas. Adicionalmente, deve-se prever uma armadura transversal ao eixo das vigas, situada de cada lado do pilar, também a uma distância máxima de $2,5b_c$, com área mínima de 50 % da área de armadura longitudinal.

O.2.3 Comportamento das barras da armadura tracionada

O.2.3.1 Rigidez inicial

A rigidez inicial proporcionada pelas barras da armadura da laje de concreto é calculada conforme a seguir:

$$k_s = \frac{A_{s\ell} E_s}{h_a/2}$$

onde

$A_{s\ell}$ é a área da seção transversal da armadura longitudinal dentro da largura efetiva da mesa de concreto;

h_a é a largura do elemento de apoio, paralelamente à armadura (ver Figuras O.1 a O.4);

E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura.

O.2.3.2 Força resistente de cálculo

A força resistente de cálculo das barras da armadura relaciona-se com o escoamento delas e é calculada conforme a seguir:

$$F_{s,Rd} = f_{sd} A_{s\ell}$$

O.2.3.3 Capacidade de deformação

A capacidade de deformação das barras da armadura, que devem ser de aço CA-50, com diâmetro mínimo de 12,5 mm, é calculada conforme a seguir:

$$\Delta_{us} = L \varepsilon_{smu}$$

onde

L é o comprimento de referência para considerar o efeito do concreto que envolve a armadura, podendo ser considerado igual a 200 mm, sendo que as distâncias do primeiro conector até a face (dimensão a nas Figuras O.1 a O.4) e até o centro do elemento de apoio (dimensão $a + h/2$) não podem ser inferiores a 100 mm e 200 mm, respectivamente;

ε_{smu} é a deformação da armadura envolvida pelo concreto, correspondente ao limite de resistência (ver Figura O.5), igual a:

$$\varepsilon_{smu} = \varepsilon_{sy} - \beta_t \Delta \varepsilon_{sr} + \delta_0 \left(1 - \frac{\sigma_{sr\ell}}{f_{ys}} \right) (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy})$$

com:

β_t igual a 0,4;

δ_0 igual a 0,8;

$$\Delta \varepsilon_{sr} = \frac{f_{ctm} k_c}{\delta_s E_s}$$

$$\sigma_{sr\ell} = \frac{f_{ctm} k_c}{\delta_s} \left(1 + \frac{\delta_s E_s}{E_c} \right)$$

onde

f_{ctm} é igual à resistência média do concreto à tração, dada em L.5.3.1;

k_c é determinado em L.5.2.2;

δ_s é igual à taxa de armadura (relação $A_{s\ell}/A_c$);

A_c é igual à área da mesa de concreto;

ε_{sy} e ε_{su} são iguais às deformações correspondentes à resistência ao escoamento e à resistência máxima à tração da armadura isolada, respectivamente.

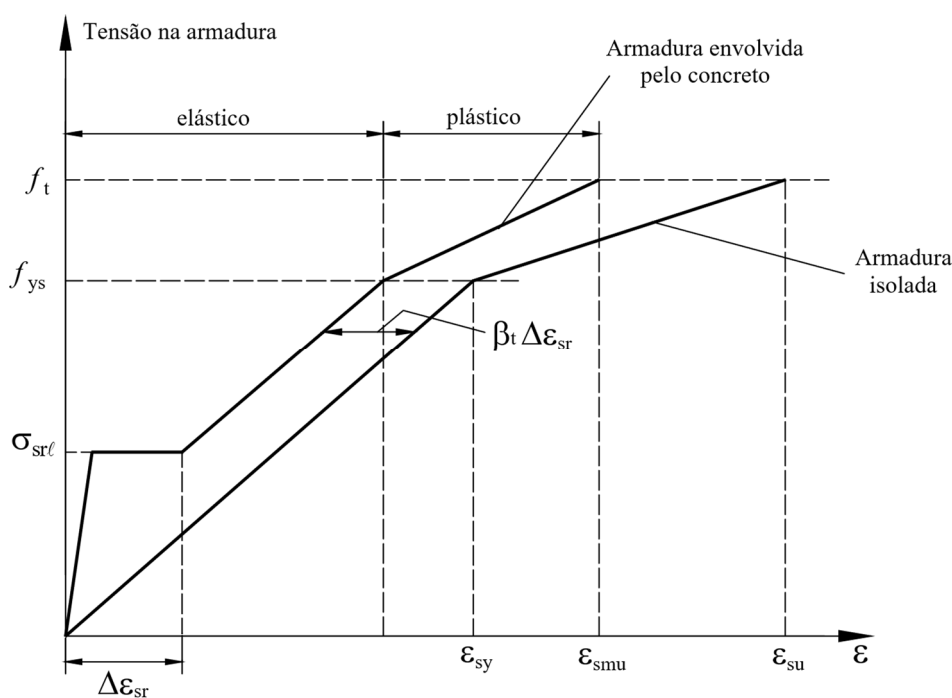


Figura O.5 – Diagrama dos comportamentos idealizados tensão-deformação da armadura isolada e da armadura envolvida pelo concreto

O.2.4 Comportamento dos conectores de cisalhamento na região de momento negativo

O.2.4.1 Rigidez inicial

A rigidez inicial proporcionada pelos conectores de cisalhamento na região de momento negativo é calculada conforme a seguir:

$$k_{cs} = \frac{nk_r}{a}$$

onde

n é o número de conectores na região de momento negativo, entre a seção de momento máximo negativo e a de momento nulo;

k_r é a rigidez de um conector, podendo ser considerada igual a:

- 120 kN/mm, para conectores com diâmetro de 22 mm em lajes maciças;
- 100 kN/mm, para conectores com diâmetro de 19 mm em lajes maciças e em lajes mistas de aço e concreto com nervuras paralelas ao perfil de aço;
- 70 kN/mm e 50 kN/mm, para conectores com diâmetro de 19 mm em lajes mistas de aço e concreto, com nervuras perpendiculares ao perfil de aço, correspondentes aos casos de um e dois conectores por nervura, respectivamente;

$$a = v - \frac{(v - 1)(d + y)}{d_s(\xi + 1)}$$

$$\xi = \frac{I_a}{d_s^2 A_{s\ell}}$$

$$v = \sqrt{\frac{(\xi + 1)nk_r L_1 d_s^2}{E_a I_a}}$$

d e y são grandezas geométricas, mostradas nas Figuras O.1 a O.4;

E_a é o módulo de elasticidade do aço;

L_1 é o comprimento da viga adjacente ao nó, na região de momento negativo, podendo ser considerado 15 % do vão;

d_s é a distância do centro geométrico do perfil de aço ao centro geométrico da armadura;

I_a é o momento de inércia do perfil de aço.

O.2.4.2 Força resistente de cálculo

A força resistente de cálculo dos conectores de cisalhamento na região de momento negativo deve ser igual ou superior à da armadura, logo:

$$F_{cs,Rd} = \sum Q_{Rd} \geq F_{s,Rd}$$

onde

Q_{Rd} é a resistência de cálculo de um conector, conforme L.4.2.

O.2.4.3 Capacidade de deformação

A capacidade de deformação dos conectores de cisalhamento na região de momento negativo é calculada conforme a seguir:

$$s^{(B)} = 2s^{(A)} \frac{F_s^{(B)}}{F_s^{(A)}}$$

onde

$$s^{(A)} = \frac{0,7Q_{Rk}}{k_r^{(A)}}$$

$$F_s^{(A)} = k_{cs}s^{(A)}$$

$$F_s^{(B)} = A_{st}f_{ys}$$

Q_{Rk} é a força resistente nominal de um conector, igual a $\gamma_{cs}Q_{Rk}$ (ver L.4.2.1.1).

O.2.5 Comportamento das partes metálicas da ligação mista

O.2.5.1 Ligação da alma da viga apoiada

Nesta Norma, permite-se desprezar a contribuição da ligação da alma da viga apoiada para a rigidez e a resistência a momento da ligação mista, nos casos das Figuras O.1 a O.3, considerando-se essa ligação apenas para a transmissão da força cortante. Para essa simplificação, é necessário que as espessuras das cantoneiras da alma na Figura O.2 e da chapa de extremidade na Figura O.1 não superem 0,5 vez o diâmetro dos parafusos e que, para a ligação da Figura O.2, a posição da LNP dada pela equação de γ_{LNP} de O.3.3 respeite a limitação dada na Figura O.6. Para o caso da Figura O.3, os furos da chapa de ligação da alma devem ser pouco alongados na direção paralela ao eixo da viga (ver a Tabela 14); a distância entre o centro do furo e a extremidade da chapa não pode ser inferior a 2 vezes o diâmetro dos parafusos na direção paralela ao eixo da viga, e estes parafusos devem ser montados em condição de pré-protensão, ou seja, eles não podem ser montados com protensão inicial. Além disso, a espessura da chapa de ligação da alma ou da alma da viga, a que for menor, não pode ser superior a 0,5 vez o diâmetro do parafuso. A dimensão da perna da solda de filete da chapa de ligação da alma no elemento suporte deve ser igual ou superior a 5/8 da espessura da chapa (ver a Figura O.3). Nos casos das Figuras O.1 a O.3, a resistência ao escoamento dos elementos de ligação da alma deve ser inferior ou igual a 350 MPa.

Para considerar a contribuição da ligação da alma da viga apoiada para a rigidez e a resistência a momento da ligação mista, devem-se efetuar as adaptações necessárias e superpor os efeitos de momento e força cortante nessa ligação. Nesse caso, quando as ligações são feitas com as mesas de um pilar, deve ser verificada a alma do pilar para as solicitações introduzidas pelas cantoneiras ou pelas chapas de extremidade na região da ligação das almas das vigas apoiadas.

Quanto à capacidade de rotação, considera-se que, após serem atendidas as limitações dadas nesta subseção, as ligações da alma não reduzem a capacidade de rotação da ligação mista completa.

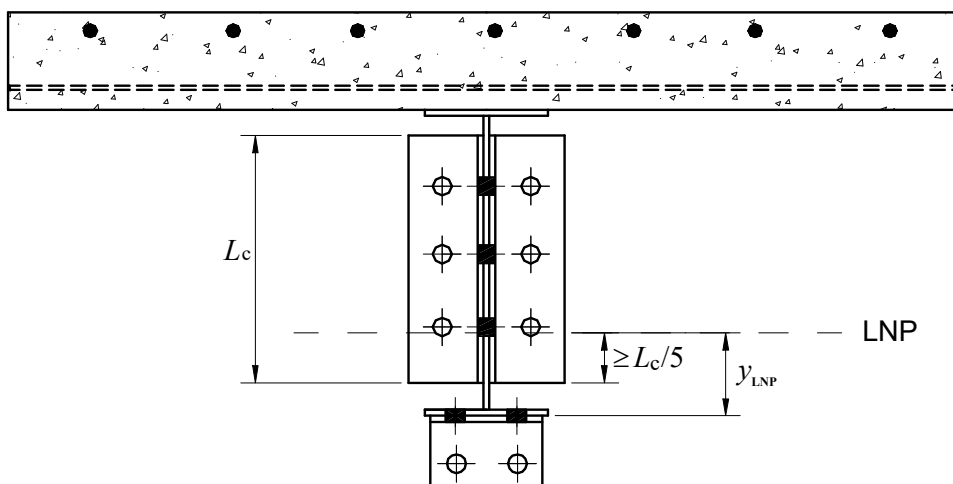


Figura O.6 – Limitação da posição da LNP para a ligação da Figura O.2

O.2.5.2 Ligação da mesa inferior da viga apoiada

O.2.5.2.1 Enrijecedores da alma do pilar

Na rigidez, na resistência e na capacidade de deformação dadas em O.2.5.2.2 e O.2.5.2.3, quando as ligações são feitas com as mesas de um pilar, considera-se que haja um par de enrijecedores na alma do pilar, como mostrado na Figura O.1, com área superior ou igual à da mesa inferior da viga apoiada (nas Figuras O.2 a O.4, caso as ligações sejam com as mesas de um pilar, deve haver o par de enrijecedores com a área citada, no mesmo nível da aba horizontal da cantoneira). O dimensionamento desses enrijecedores deve ser feito conforme 5.7.9. Caso se deseje não usar tais enrijecedores, devem-se alterar adequadamente a rigidez, a resistência e a capacidade de deformação da ligação da mesa inferior.

O.2.5.2.2 Ligação mista com chapa de extremidade com altura total (ver Figura O.1)

O.2.5.2.2.1 Rigidez inicial

Considera-se que a rigidez inicial da ligação da mesa inferior com solda de penetração total, ou com filete duplo de resistência de cálculo pelo menos 20 % superior à da mesa ao escoamento, seja infinita:

$$k_i = \infty$$

O.2.5.2.2.2 Força resistente de cálculo

A força resistente de cálculo é baseada na resistência ao esmagamento da mesa inferior (com a solda atendendo a O.2.5.2.2.1) e deve ser igual ou superior à da armadura. Logo:

$$F_{i,Rd} = 1,25 f_{yd} A_{fi} \geq F_{s,Rd}$$

onde

A_{fi} é a área da mesa inferior do perfil de aço.

O.2.5.2.2.3 Capacidade de deformação

Considera-se que a capacidade de deformação da ligação (com a solda atendendo a O.2.5.2.2.1) seja nula:

$$\Delta_{ui} = 0$$

O.2.5.2.3 Ligações com cantoneiras ou chapa simples parafusadas na alma e na mesa inferior, ou apenas com cantoneira parafusada na mesa inferior da viga apoiada (ver Figuras O.2 a O.4)

O.2.5.2.3.1 Rigidez inicial

A rigidez inicial da ligação parafusada da mesa inferior do perfil de aço, considerando-se que a folga entre os parafusos e os furos tenha desaparecido na fase de montagem e concretagem, sem escoramento, é calculada conforme a seguir

$$k_i = \frac{n_\ell}{\frac{1}{k_{p1}} + \frac{1}{k_{p2}} + \frac{1}{k_b}}$$

onde

n_ℓ é o número de linhas de parafusos na aba horizontal da cantoneira, transversais à direção da força de compressão na mesa inferior apoiada do perfil de aço, com dois parafusos por linha;

$$k_{p1} = 24k_s k_{t1} d_b f_{u1}$$

$$k_{p2} = 24k_s k_{t2} d_b f_{u2}$$

$$k_b = \frac{16f_{ub}d_b^2}{d_m}$$

$$k_s = \frac{s}{4d_h} + 0,375 \leq 1,25 \quad (k_s \text{ é um parâmetro associado ao rasgamento entre furos; não existe rasgamento entre furo e borda em juntas comprimidas});$$

$$k_{t1} = \frac{1,5t_{p1}}{d_m} \leq 2,5$$

$$k_{t2} = \frac{1,5t_{p2}}{d_m} \leq 2,5$$

d_b é o diâmetro dos parafusos;

f_{u1} e f_{u2} são as resistências à ruptura dos aços estruturais da cantoneira e da mesa inferior do perfil de aço, respectivamente;

f_{ub} é a resistência à ruptura do aço dos parafusos à tração;

d_m é um diâmetro de referência, considerado igual a 16 mm;

s é o espaçamento entre parafusos na direção da força;

t_{p1} e t_{p2} são as espessuras da cantoneira e da mesa inferior do perfil de aço, respectivamente.

O.2.5.2.3.2 Força resistente de cálculo

A força resistente de cálculo da ligação parafusada é a menor entre as forças resistentes de cálculo dos parafusos, da mesa inferior e da cantoneira inferior, e deve ser igual ou superior à da armadura. Logo:

$$F_{i,Rd} = \text{menor entre} \left\{ \begin{array}{l} n_b F_{b,Rd} \\ 1,25 f_{yd} A_{fi} \\ f_{l,yd} A_L \end{array} \right\} \geq F_{s,Rd}$$

onde

n_b é o número de parafusos;

$F_{b,Rd}$ é a força resistente de cálculo de um parafuso, considerando o cisalhamento do parafuso ($F_{v,Rd}$) e a pressão de contato nos furos ($F_{c,Rd}$), conforme 6.3.3.2 e 6.3.3.3, respectivamente;

$f_{l,yd}$ é a resistência de cálculo ao escoamento do aço da cantoneira inferior;

A_L é a área da aba da cantoneira inferior ligada ao perfil de aço, medida no plano perpendicular à força.

Na ligação apenas com cantoneiras na mesa inferior (ver Figura O.4), a ligação dessa mesa é responsável também pela transmissão da força cortante, cujo efeito deve ser superposto ao da força de compressão.

O.2.5.2.3.3 Capacidade de deformação

O limite para o deslocamento horizontal da extremidade da mesa inferior da viga é considerado igual a 3 mm:

$$\Delta_{ui} = 3 \text{ mm}$$

O.3 Propriedades fundamentais da ligação mista completa

O.3.1 Rigidez inicial

A rigidez inicial da ligação, S_i , definida como a relação entre o momento solicitante e a rotação da ligação, é dada pela expressão seguinte, desprezando-se a contribuição da ligação da alma e admitindo-se que as extremidades da viga e da laje sofram a mesma rotação, apesar do escorregamento (ver Figura O.7):

$$S_i = \frac{M}{\theta} = \frac{(d + y)^2}{\frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_{cs}} + \frac{1}{k_i}}$$

onde

d e y são a altura do perfil de aço e a distância do topo do perfil ao centro da armadura, respectivamente, conforme as Figuras O.1 a O.4;

k_s é a rigidez inicial das barras da armadura, determinada conforme O.2.3.1;

k_{CS} é a rigidez inicial dos conectores, determinada conforme O.2.4.1;

k_i é a rigidez inicial da ligação inferior dada em O.2.5.2.2 ou O.2.5.2.3, o que for aplicável.

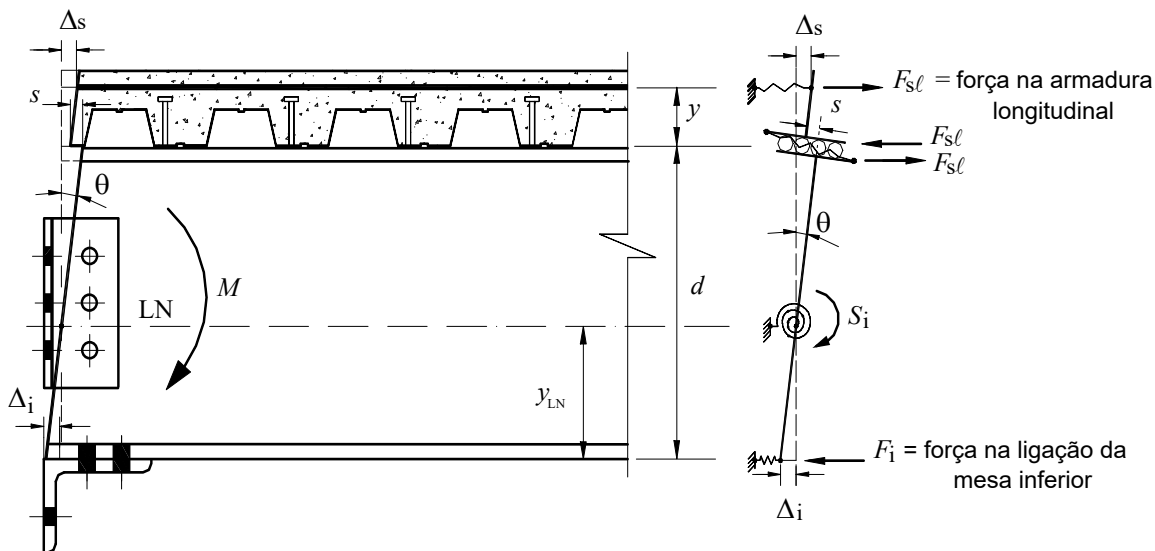


Figura O.7 – Modelo para a rigidez do conjunto da ligação mista

O.3.2 Momento fletor resistente

O momento fletor resistente da ligação mista, dado a seguir, é baseado nas seguintes condições:

- os conectores na região de momento negativo e os elementos envolvidos na ligação da mesa inferior devem ter resistências de cálculo superiores às das barras de armadura (ver O.2.3.2);
- a solda inferior de composição do perfil, na região próxima à ligação, em um comprimento igual à altura do perfil, deve ter força resistente de cálculo a cisalhamento igual ou superior à da alma;
- o perfil de aço deve ter seção transversal com:
 - relação entre a largura e a espessura da mesa inferior não superior a $0,38\sqrt{E/f_y}$;
 - relação entre duas vezes a altura da parte comprimida da alma, menos duas vezes o raio de concordância entre a mesa e a alma no caso de perfis laminados, e a espessura desse elemento não superior a $3,76\sqrt{E/f}$, com posição da linha neutra plástica determinada para a seção mista sujeita a momento negativo;
- não pode ser reduzido pela flambagem por distorção da viga mista junto à ligação (ver O.2.5);
- a força axial na viga apoiada deve ser desprezável.

Após serem atendidas as condições de O.3.2-a) a O.3.2-e), o momento fletor resistente de cálculo deve ser igual a:

$$M_{Rd}^- = f_{sd} A_{sl} (d + y)$$

onde

A_{sl} é a área da armadura longitudinal dentro da largura efetiva da laje de concreto.

O.3.3 Capacidade de rotação

A capacidade de rotação da ligação é determinada atribuindo-se aos deslocamentos dos componentes os seus valores-limite:

$$\theta_u = \frac{\Delta_{us} + \Delta_{ui} + s^{(B)}}{d + y}$$

com Δ_{us} , Δ_{ui} e $s^{(B)}$ determinados de acordo com O.2.3.3, O.2.5.2.2.3 ou O.2.5.2.3.3 (conforme o caso abordado) e O.2.4.3, respectivamente.

A posição da linha neutra plástica, a partir da face inferior do perfil de aço, deve ser obtida pela seguinte equação:

$$y_{LNP} = \frac{(d + y) \Delta_{ui}}{\Delta_{us} + \Delta_{ui} + s^{(B)}}$$

O.4 Capacidade de rotação necessária

Como a resistência última da ligação mista é menor que o momento plástico negativo da viga mista, a própria ligação deve assegurar a rotação necessária para o desenvolvimento do máximo momento positivo da viga (inferior ao momento plástico), quando é feita uma análise plástica. A capacidade de rotação disponível é dada em O.3.3 e pode ser aumentada em 10 % para construção não escorada.

As Tabelas O.1 a O.3, obtidas a partir das relações momento-curvatura nos regimes elástico e elastoplástico, apresentam as rotações necessárias para as construções não escoradas, em milirradianos, considerando:

- os coeficientes β_{vm} para a determinação do momento fletor positivo resistente de cálculo M_{Rd} , iguais a 0,95, 0,90 e 0,85, respectivamente (ver L.2.3.1.1.1);
- os aços estruturais com resistências ao escoamento, f_y , de 350 MPa e 250 MPa;
- três tipos de carregamento e diferentes relações entre o vão e a altura da seção mista.

Para que as Tabelas O.1 a O.3 sejam aplicáveis, é necessário que:

- o momento fletor resistente de cálculo da ligação seja igual ou superior a 30 % de M_{Rd} , determinado em L.2.3;
- cada tramo da viga tenha ligações mistas em ambas as extremidades ou tenha uma extremidade perfeitamente rotulada e outra com ligação mista.

No caso de construções escoradas, as rotações necessárias são inferiores aos valores apresentados nas Tabelas O.1 a O.3, podendo ser consideradas iguais a 70 % destes valores.

No caso de construções escoradas, as rotações necessárias são inferiores aos valores apresentados nas tabelas O.1 a O.3, podendo ser consideradas iguais a 70 % destes valores.

Tabela O.1 – Capacidade de rotação necessária (mrad) – $\beta_{vm} = 0,95$

L/d_t	$f_y = 350 \text{ MPa}$		$f_y = 250 \text{ MPa}$	
	DL e 1CL	2CL	DL e 1CL	2CL
15	29	43	28	38
20	46	64	35	48
25	57	80	42	57
30	67	95	50	67

Tabela O.2 – Capacidade de rotação necessária (mrad) – $\beta_{vm} = 0,90$

L/d_t	$f_y = 350 \text{ MPa}$		$f_y = 250 \text{ MPa}$	
	DL e 1CL	2CL	DL e 1CL	2CL
15	22	32	21	28
20	35	48	27	36
25	43	60	32	43
30	50	71	38	51

Tabela O.3 – Capacidade de rotação necessária (mrad) – $\beta_{vm} = 0,85$

L/d_t	$f_y = 350 \text{ MPa}$		$f_y = 250 \text{ MPa}$	
	DL e 1CL	2CL	DL e 1CL	2CL
15	15	22	14	19
20	23	32	18	24
25	29	40	21	29
30	34	48	25	33

NOTA 1 Os parâmetros mostrados nas Tabelas O.1 a O.3 são descritos a seguir:

- L/d_t é a relação entre o comprimento do tramo e a altura total da viga mista;
- DL significa carga uniformemente distribuída;
- 1CL significa uma carga concentrada no centro do vão da viga;
- 2CL significa duas cargas concentradas nos terços do vão da viga.

NOTA 2 As Tabelas O.1, O.2 e O.3 podem ser usadas para outras situações, fazendo-se os seguintes ajustes:

- para aços estruturais com resistência ao escoamento, f_y , entre 250 MPa e 350 MPa, pode-se interpolar linearmente os valores das Tabelas O.1 a O.3; não são previstos aços com resistência ao escoamento maior que 350 MPa;
- para valores intermediários de L/d_t , pode-se interpolar linearmente os valores das Tabelas O.1 a O.3;
- para valores intermediários de β_{vm} , pode-se interpolar linearmente os valores das Tabelas O.1 a O.3.



O.5 Análise de vigas mistas semicontínuas

O.5.1 Fase inicial (antes de o concreto atingir 75 % da resistência característica à compressão especificada) – Construção não escorada

A determinação de flechas e de momentos fletores (característicos e de cálculo) apenas no perfil de aço pode ser feita considerando-se as ligações como flexíveis (momento nulo), no caso da ligação da Figura O.4. Nos casos das ligações das Figuras O.1 a O.3, pode-se considerar que as ligações metálicas sejam semirrígidas ou, conservadoramente, flexíveis. O momento fletor resistente de cálculo do perfil de aço deve ser igual ou superior ao momento fletor solicitante de cálculo.

O.5.2 Fase final (após o concreto atingir 75 % da resistência característica à compressão especificada) – Construção não escorada

Os procedimentos de análise para sistemas contínuos e semicontínuos são dados em 4.11 e em L.2.2.2.

Bibliografia

- [1] AISC (2017), *Steel Construction Manual*, 15th Ed., Part 2, General Design Considerations, pp. 2-36 – 2-38, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA.
- [2] AIST Technical Report No. 13 (2021), *Guide for the Design and Construction of Mill Buildings*, Association to Iron and Steel Technology, Warrendale, Pennsylvania, USA.2
- [3] Ziemian, R.D. (ed.) (2010), *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, N. Jersey, USA.
- [4] Beyer, A., Galéa, Y., Bureau, A., Boissonnade, N. (2015). Elastic Stability of uniform and non-uniform members with arbitrary boundary conditions and intermediate lateral restraints, *Proceedings of the Annual Stability Conference, Structural Stability Research Council*, Nashville, Tennessee, USA.
- [5] Bebiano, R., Camotim, D., Gonçalves, R. (2018). GBTUL 2.0 – A second-generation code for the GBT-based buckling and vibration analysis of thin-walled members, *Thin-Walled Structures*, 124, (2018), pp. 235-257, Elsevier, <https://doi.org/10.1016/j.tws.2017.12.002>.
- [6] Darwin, David (1990, Revision: March 2015). *Steel and Composite Beams with Web Openings*, Steel Design Guide Series 2, American Institute of Steel Construction, Chicago, USA.
- [7] Lawson, R. M., Hicks, S.J. (2011). *Design of Composite Beams with Large Web Openings*, SCI P-355, The Steel Construction Institute, Ascot, Berkshire, UK.
- [8] Veríssimo, G. S; Fakury, R. H.; Ribeiro, J. C. L. (2006). Design Aids for Unreinforced Web Openings in Steel and Composite Beams with W-Shapes, *AISC Engineering Journal*, Third Quarter 2006, pp.163-172, American Institute for Steel Construction. Chicago. [Versão em espanhol: Veríssimo, G. S; Fakury, R. H. ; Ribeiro, J. C. L. (2007). *Ayudas para el diseño de perforaciones de almas no reforzadas en vigas de acero y vigas compuestas con perfiles W*, *Acero Latinoamericano*, #502, pp.36-44, ISSN 0034-9798, Instituto Latinoamericano del Ferro y el Acero (ILAFA), Santiago, Chile].
- [9] Smith, A.L., Hicks, S.J., Devine, P.J. (2009). *Design of Floors for Vibration*, SCI P-354, The Steel Construction Institute, Ascot, Berkshire, UK.
- [10] Murray, T. M., Allen D. E. & Ungar, E. E., Davis, D.B. (2016). *Floor Vibrations Due to Human Activity*, Steel Design Guide Series 11 (2nd ed.), American Institute of Steel Construction, Chicago, USA; Canadian Institute of Steel Construction, Toronto, Canada.
- [11] Charles, P., Hoopah, W. (2006). *Footbridges - Assessment of Vibrational Behaviour of Footbridges under Pedestrian Loading – Practical Guidelines*, Sétra - Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes, Paris, France.
- [12] Pannoni, F.D. (2017). *Projeto e Durabilidade*, 2ª edição, Série “Manual de Construção em Aço”, Centro Brasileiro da Construção em Aço, Rio de Janeiro, Brasil.
- [13] Gnecco, C., Mariano, R. e Fernandes, F. (2006). *Tratamento de Superfície e Pintura*, Série “Manual de Construção em Aço”, 2ª edição, Centro Brasileiro da Construção em Aço, Rio de Janeiro, Brasil.



- [14] ISO 12944-3:2017, Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems – Part 3: Design Considerations.
- [15] Keane, J. (1982). Steel Structures Painting Manual, vol. 1 & 2, Steel Structures Painting Council (SSPC), USA.
- [16] Guia de Galvanização por Imersão a Quente (2010), ICZ – Instituto da Cadeia do Zinco, São Paulo, SP, Brasil.
- [17] Araujo, H. F., Andrade, C.M., Basaglia, C., Camotim, D. (2022). Lateral-distortional buckling of steel-concrete composite beams: Kinematics, constrained-mode GBT and analytical formulae, *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 192, 2022, Elsevier, <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2022.107210>.
- [18] Dias, J.V.F., Oliveira, J.P.S., Calenzani, A.F.G., Fakury, R.H. (2019). Elastic Critical Moment of Lateral-Distortional Buckling of Steel-Concrete Composite Beams under Uniform Hogging Moment, *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, Volume 19, No.7, 2019, World Scientific Publishing Company, <https://doi.org/10.1142/S0219455419500792>.
- [19] Queiroz, G., Rocha, F.C.S., Baião Filho, O. (2017). Viga Mista com Laje Alveolar, 1ª edição, Manual Técnico publicado pela Gerdau, São Paulo, Brasil.
- [20] Couchman, G.H. (2014). Design of Composite Beams Using Precast Concrete Slabs in Accordance with Eurocode 4, SCI P-401, The Steel Construction Institute, Ascot, Berkshire, UK.
- [21] Way, A. G. J., Cosgrove, T.C., Brettle, T.C. (2007). Precast Concrete Floors in Steel Framed Buildings, SCI P-351, The Steel Construction Institute, Ascot, Berkshire, UK.
- [22] Behnam, A., Denavit, M.D. (2021). Behavior and Design of Steel-Concrete Composite Columns Subjected to Combined Axial Compression and Biaxial Moment, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Volume 147, Issue 8, Reston, VA, USA.
- [23] Chaves, L.E.A., Caldas, R.B., Fakury, R.H., Pimenta, R.J. (2015). Application of general method for design of concrete columns and encased composite steel and concrete columns, *IBRACON Structures and Materials Journal*, Volume 6, Number 6, São Paulo, Brasil.
- [24] Rocha, P.A.S., Silva, K.I., (2015). Construction of the interaction curve of concrete–encased composite columns based on the deformation domains of reinforced concrete sections, *IBRACON Structures and Materials Journal*, Volume 8, Number 4, São Paulo, Brasil.
- [25] Calixto, J.M., Brendolan, G., Pimenta, R.J. (2009). Comparative Study of Longitudinal Shear Design Criteria for Composite Slabs, *IBRACON Structures and Materials Journal*, Volume 2, Number 2, São Paulo, Brasil.
- [26] Bode, H., Minas, F. (1997). Composite Slabs with and without End Anchorage under Static and Dynamic Loading, IABSE Conference Report: Composite Construction - Conventional and Innovative, Innsbruck, Austria, <http://doi.org/10.5169/seals-979>.
- [27] Leon, R. T., Hoffman, J. J. & Staeger, T. (1996). Partially Restrained Composite Connections, Steel Design Guide Series 8, American Institute of Steel Construction, Chicago.



- [28] Couchman, G. H., Way, A. (1998). Joints in Steel Construction: composite connections, SCI P-213, The Steel Construction Institute, SCI & BSCA, Ascot, Berkshire, UK.
- [29] Construction Institute, SCI & BSCA, Ascot, Berkshire, UK.
- [30] ASTM A242/A242M, Specification for high-strength low-alloy structural steel
- [31] AWS WI:2015, Welding inspection handbook