

Manual de Construção em Aço



Estruturas Mistas - Vol. 1

ESTRUTURAS MISTAS
VOL. 1

Série “Manual de Construção em Aço”

- Galpões para Usos Gerais
- Ligações em Estruturas Metálicas
- Edifícios de Pequeno Porte Estruturados em Aço
- Alvenarias
- Painéis de Vedação
- Resistência ao Fogo das Estruturas de Aço
- Tratamento de Superfície e Pintura
- Transporte e Montagem
- Steel Framing: Arquitetura
- Interfaces Aço-Concreto
- Steel Framing: Engenharia
- Pontes e viadutos em vigas mistas
- Treliças tipo Steel Joist
- Viabilidade Econômica
- Dimensionamento de Perfis Formados a Frio conforme NBR 14762 e NBR 6355 (CD)
- Projeto e Durabilidade
- Estruturas Mistas Vol. 1 e 2

GILSON QUEIROZ
ROBERVAL JOSÉ PIMENTA
ALEXANDER GALVÃO MARTINS

ESTRUTURAS MISTAS

VOL.1
2ª.Edição

INSTITUTO AÇO BRASIL
CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO

RIO DE JANEIRO
2012

SUMÁRIO

Capítulo 1

Introdução	9
1.1 Generalidades – conceitos e vantagens	10
1.2 Aplicações de estruturas mistas	10
1.3 Escopo deste manual	12

Capítulo 2

Conectores de cisalhamento	13
2.1 Comportamento da ligação ao cisalhamento	14
2.2 Campo de aplicação e requisitos	15
2.3 Propriedades principais dos conectores	16
2.3.1 Determinação da resistência de cálculo	16
2.3.1.1 Módulo de elasticidade do concreto	16
2.3.1.2 Propriedades mecânicas do aço dos conectores	16
2.3.1.3 Resistência de cálculo	16
2.3.2 Ductilidade dos conectores	17
2.4 Disposições construtivas	17
2.5 Conectores de cisalhamento – exemplos	19

Capítulo 3

Pilares mistos	25
3.1 Campo de aplicação	26
3.2 Propriedades principais do pilar misto	27
3.2.1 Módulo de elasticidade do concreto	27
3.2.2 Rigidez efetiva da seção mista	27
3.2.3 Resistência de cálculo da seção à plastificação total por força axial de compressão	28
3.2.4 Fator de contribuição do aço δ	28
3.2.5 Esbeltez relativa do pilar $\lambda_{0,m}$	28
3.2.6 Resistência de cálculo da seção à plastificação total por momento fletor	28
3.2.6.1 Posição da linha neutra plástica(LNP)	28
3.3 Dimensionamento de pilares mistos que atendam as exigências do item 3.1	29
3.3.1 Falha do perfil de aço sujeito às ações de cálculo aplicadas antes da cura do concreto	29
3.3.2 Falha do pilar misto sujeito a todas as ações de cálculo(aplicadas antes e depois da cura do concreto)	29
3.4 Pilares mistos – exemplo 1	31
3.5 Pilares mistos – exemplo 2	36
3.6 Pilares mistos – exemplo 3	40

Capítulo 4	
Lajes mistas	49
4.1 Campo de aplicação	50
4.2 Propriedades principais da laje mista	51
4.2.1 Determinação de propriedades elásticas	51
4.2.1.1 Momento de inércia da seção fissurada	51
4.2.1.2 Momento de inércia da seção não-fissurada	51
4.2.2 Determinação da resistência de cálculo à plastificação pelo momento Fletor	52
4.2.2.1 Relação largura/espessura da fôrma para que possa ser atingido o momento de plastificação total da seção	52
4.2.2.2 Posição da linha neutra plástica(LNP)	52
4.2.2.3 Resistência de cálculo da seção à plastificação pelo momento fletor(MRd)	52
4.2.3 Determinação da resistência de cálculo ao cisalhamento longitudinal	53
4.2.4 Determinação da resistência de cálculo ao cisalhamento vertical	54
4.2.5 Determinação da resistência de cálculo à punção	55
4.2.6 Determinação da largura efetiva da laje sob cargas concentradas e Lineares	57
4.3 Dimensionamento de lajes mistas	57
4.3.1 Estados limites últimos(ELU)	57
4.3.1.1 Falha da fôrma de aço sujeito às ações de cálculo aplicadas antes da cura do concreto	57
4.3.1.2 Falha da laje mista sujeita a todas as ações de cálculo(aplicadas antes e depois da cura do concreto)	58
4.3.2 Estados limites de serviço (ELS)	59
4.3.2.1 Flecha excessiva	59
4.3.2.2 Fissuração do concreto sobre apoios intermediários de lajes mistas	59
4.4. Lajes mistas – exemplo 1	60
4.5. Lajes mistas – exemplo 2	60
Referências Bibliográficas	67

Apresentação

O CBCA – Centro Brasileiro da Construção em Aço tem a satisfação de oferecer aos profissionais envolvidos com o emprego do aço na construção civil o décimo sétimo manual de uma série cujo objetivo é a disseminação de informações técnicas e melhores práticas.

Este manual visa facilitar a difusão do uso de sistemas mistos em projetos de edificações por meio de uma linguagem acessível, resumos teóricos simplificados, tabelas e exemplos práticos de aplicação.

Totalmente baseado na edição de 2008 da norma ABNT NBR 8800, que passou a incorporar, além das vigas mistas (já contempladas na edição de 1986) os pilares mistos, as lajes mistas e as ligações mistas, este manual constitui complemento de grande valia para a utilização dessa norma, contendo seus pontos principais.

Evidentemente que, como qualquer bibliografia técnica, o seu uso não dispensa o julgamento profissional do engenheiro responsável pelo projeto.

O manual está dividido em dois volumes, conforme a seguir:

Volume I:

- Capítulo 1 – Introdução
- Capítulo 2 – Conectores de cisalhamento
- Capítulo 3 – Pilares mistos
- Capítulo 4 – Lajes mistas

Volume II:

- Capítulo 5 – Vigas mistas
- Capítulo 6 – Ligações mistas

Centro dinâmico de serviços, capacitado para conduzir e fomentar uma política de promoção do uso do aço na construção com foco exclusivamente técnico, o CBCA está seguro de que este manual enquadra-se no objetivo de contribuir para a difusão de competência técnica e empresarial no país.

Capítulo 1

Introdução

1.1 - Generalidades – conceitos e vantagens

As estruturas de aço e de concreto vêm sendo intensivamente utilizadas na construção civil em todo o mundo há cerca de 150 e 100 anos, respectivamente. A partir da década de 60, os sistemas mistos aço-concreto ganham corpo, com o desenvolvimento de métodos e disposições construtivas que garantem o funcionamento conjunto desses dois materiais, ampliando de forma considerável as opções de projeto e construção.

Denomina-se sistema misto aço-concreto àquele no qual um perfil de aço (laminado, soldado ou formado a frio) trabalha em conjunto com o concreto (geralmente armado), formando um pilar misto, uma viga mista, uma laje mista ou uma ligação mista. A interação entre o concreto e o perfil de aço pode se dar por meios mecânicos (conectores, mossas, ressaltos etc), por atrito (no caso de fôrmas de aço com cantos reentrantes) ou, em alguns casos, por simples aderência e repartição de cargas (como em pilares mistos sujeitos apenas a força normal de compressão). Uma estrutura mista é formada por um conjunto de sistemas mistos e é normalmente empregada na construção de edifícios e pontes.

A utilização de sistemas mistos amplia consideravelmente a gama de soluções em concreto armado e em aço. Para exemplificar, nos pilares mistos, a contribuição do aço na resistência pode chegar a 90% (NBR 8800), com a possibilidade de se usarem diferentes tipos de perfil e de aço estrutural, bem como diferentes disposições construtivas, em comparação com as estruturas de concreto armado, onde essa contribuição normalmente não chega a 40%. Outro exemplo é o das vigas mistas, onde perfis metálicos de alma cheia podem ser interligados a uma laje apoiada sobre eles, aumentando consideravelmente sua resistência e rigidez. Também nesse caso, diferentes tipos de perfil

de aço e de aço estrutural podem ser usados. Com a utilização de ligações mistas, tira-se partido de armaduras já existentes na laje – para controle de fissuração, por exemplo – alterando, se for o caso, a quantidade e o comprimento das barras. Nas lajes mistas, dispensa-se a etapa de desfôrma e reduz-se a quantidade de armadura.

Além da variedade de opções disponíveis e a possibilidade de obtenção de benefícios arquitetônicos e econômicos, os sistemas mistos apresentam outras vantagens, listadas a seguir.

Com relação às contrapartidas em concreto armado:

- possibilidade de dispensa de fôrmas e escoramentos;
- redução do prazo de execução da obra;
- redução do peso próprio e do volume da estrutura, com conseqüente redução dos custos de fundação;
- aumento da precisão dimensional da construção.

Com relação às contrapartidas em aço:

- redução considerável do consumo de aço estrutural;
- redução das proteções contra incêndio e corrosão;
- aumento da rigidez da estrutura.

1.2 - Aplicações de estruturas mistas

O uso de estruturas mistas vem ganhando corpo no mercado da construção civil no Brasil. Mesmo em edifícios cuja estrutura seja construída primordialmente com aço, pode-se afirmar que, em sua quase totalidade, as vigas são projetadas e executadas como vigas mistas. As vigas mistas já são previstas em normas brasileiras desde 1986, na primeira edição em estados limites da NBR 8800.

Dada sua grande resistência ao fogo, os sistemas pilar misto e laje mista de aço e concreto, tanto em temperatura elevada como em temperatura ambiente, foram contemplados na NBR 14323:1999 – “Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio”. Posteriormente, esses sistemas, em temperatura ambiente, foram incorporados à presente edição da NBR 8800, que passou a incorporar também, pela primeira vez em nosso país, as ligações mistas.

Nas Figuras 1.1 a 1.6 apresentam-se fotos de algumas construções nas quais foram utilizadas estruturas mistas; os aspectos de interesse das estruturas são descritos a seguir.

Figura 1.1 – Vigas mistas com perfis I soldados interligados no topo, por meio de conectores em U.

Figura 1.2 – Laje mista com forma metálica incorporada (a forma possui moedas que propiciam a interligação com o concreto), antes da concretagem; a laje mista é interligada, por meio de conectores, com o perfil de aço da viga, formando uma viga também mista.

Figuras 1.3 e 1.4 – Pilar misto formado por um perfil I soldado, preenchido com concreto entre as mesas; o concreto tem armaduras longitudinal e transversal, que contribuem para a resistência do pilar. Há conectores de cisalhamento ao longo do comprimento do pilar para manter a integridade entre o concreto armado e o perfil de aço. Há um acréscimo de conectores nas regiões de ligação para garantir a distribuição das reações das vigas entre o perfil de aço e o concreto armado.

Figura 1.5 – Ligação mista entre uma viga mista e um pilar de aço, onde a ligação metálica da viga com o pilar e a armadura paralela à viga respondem, em conjunto, pelo momento negativo que a viga aplica no pilar. Na foto da direita vê-se a parte superior da ligação (armadura adici-

onal da laje) e na foto da esquerda a parte inferior (ligação metálica).

Figura 1.6 – Pilar misto totalmente revestido com concreto armado, com conectores de cisalhamento apenas na região de introdução de cargas. No fundo, pode-se observar alguns pilares antes da concretagem, com a armadura já posicionada. A laje, as vigas e suas ligações também são mistas neste edifício.

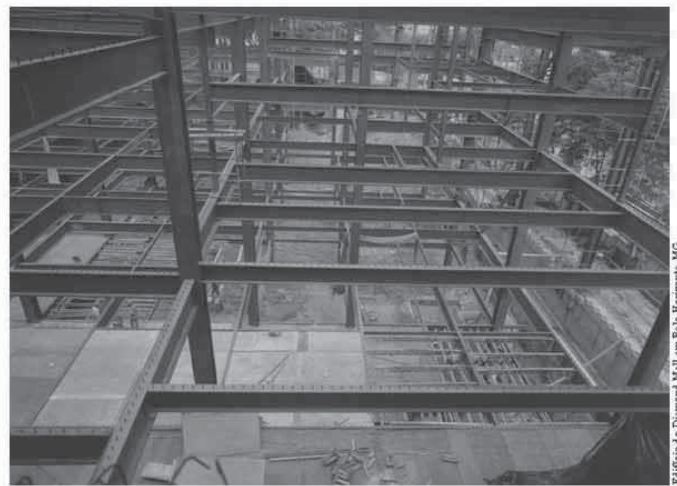


Figura 1.1 – Vigas mistas

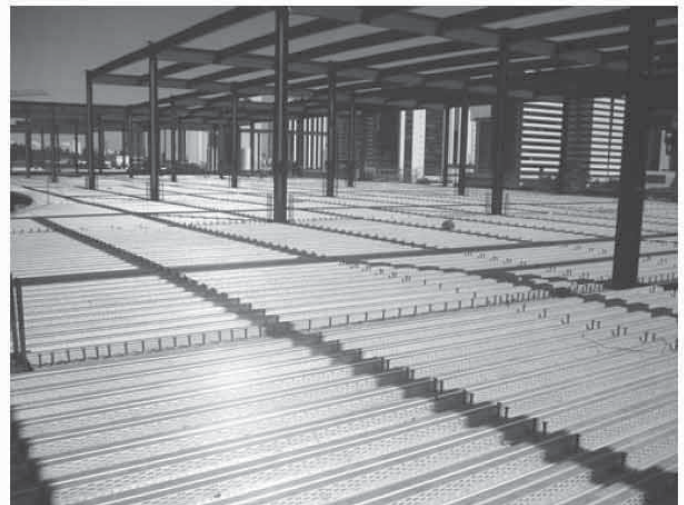


Figura 1.2 – Laje mista (steel deck)



Figura 1.3 – Edifício com pilares mistos parcialmente revestidos.



Figura 1.4 – Detalhe de um pilar misto parcialmente revestido.

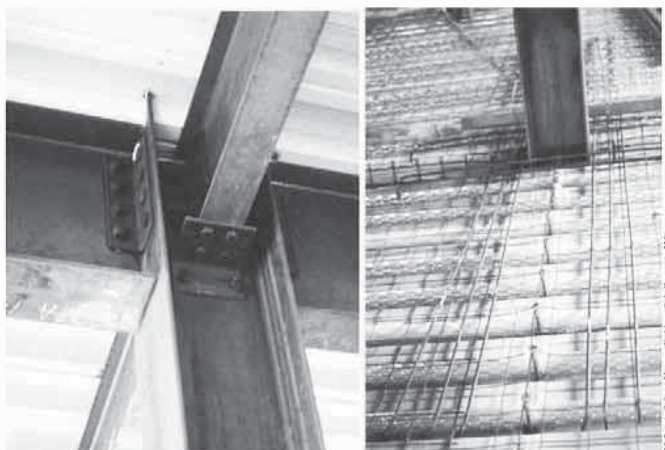


Figura 1.5 – Ligação mista viga/pilar



Figura 1.6 – Pilar misto totalmente revestido

1.3 - Escopo deste Manual

Este manual é composto de dois volumes, a saber:

Volume I: Capítulo 1 – Introdução
Capítulo 2 – Conectores de Cisalhamento
Capítulo 3 – Pilares Mistos
Capítulo 4 – Lajes Mistas
Volume II: Capítulo 5 – Vigas Mistas
Capítulo 6 – Ligações Mistas

São apresentadas ainda tabelas de dimensionamento de cada sistema misto estudado. Acredita-se que, com essas tabelas, seja possível aos projetistas utilizar os sistemas mistos de maneira racional, prática e econômica.

Considera-se que o usuário deste manual já esteja familiarizado com o projeto e a execução de estruturas de aço e de concreto armado, incluindo as ligações inerentes aos dois tipos de estruturas. São utilizadas, no texto, as recomendações das seguintes normas brasileiras:

NBR 8800:2008 – “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios”;

NBR 6118: 2007 – “Projeto de estruturas de concreto armado – Procedimento”.

Capítulo 2

Conectores de cisalhamento

2.1 - Comportamento da ligação ao cisalhamento

O comportamento de estruturas mistas é baseado na ação conjunta entre o perfil de aço e o concreto armado. Para que isso ocorra, é necessário que na interface aço-concreto desenvolvam-se forças longitudinais de cisalhamento. A aderência natural entre os dois materiais, embora possa atingir valores bastante elevados, não é normalmente levada em conta no cálculo, devido à baixa ductilidade e à pouca confiabilidade desse tipo de conexão. Portanto, exceto em alguns casos, como de pilares mistos sujeitos apenas a força normal de compressão nas regiões entre trechos de introdução de carga, torna-se necessário o uso de conectores de cisalhamento, conforme disposto na NBR 8800.

O comportamento misto é desenvolvido quando dois elementos estruturais são interconectados de tal forma a se deformarem como um único elemento. Tome-se, por exemplo, o sistema da Figura 2.1, formado por uma viga de aço biapojada, suportando uma laje de concreto em sua face superior.

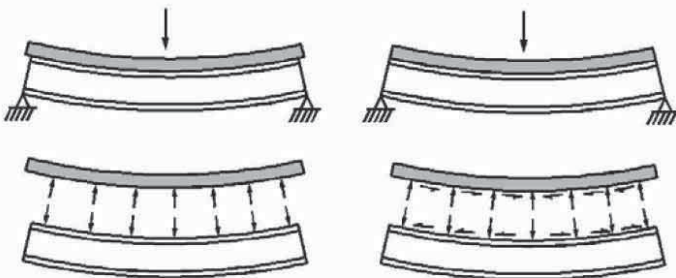


Figura 2.1 – Comparação de vigas fletidas sem e com ação mista

Não existindo qualquer ligação ou atrito na interface, os dois elementos se deformarão independentemente, cada qual suportando um quinhão da carga imposta. Ao se deformar, cada superfície da interface estará submetida a diferentes tensões: enquanto a superfície superior da viga apresenta tensões de compressão e portanto se encurta, a superfície

inferior da laje, por outro lado, está sujeita a tensões de tração e se alonga; haverá desta forma um deslizamento relativo entre as superfícies na região de contato. Nota-se a formação de dois eixos neutros independentes, um no centro de gravidade do perfil de aço e outro no centro de gravidade da laje de concreto, como se depreende da Figura 2.2.(a) O momento total resistente é dado pela soma das resistências individuais:

$$\sum M_{isol} = M_{laje} + M_{viga}$$

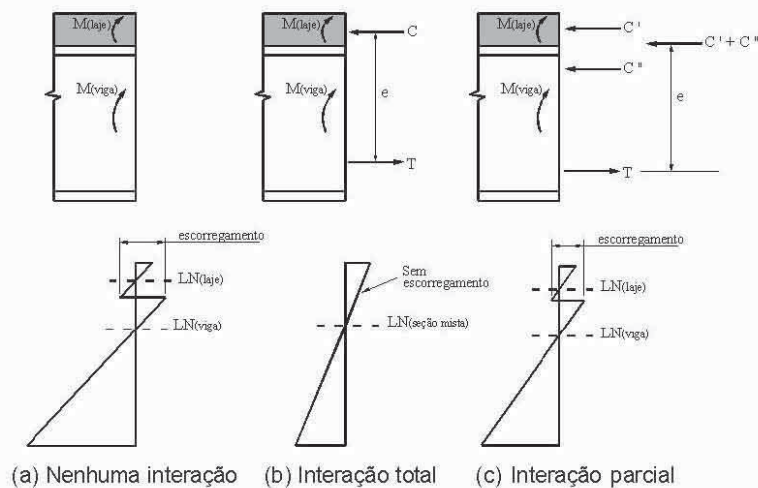


Figura 2.2 – Sistema misto – variação de deformação na viga

Considere-se agora que os dois elementos estejam interligados por conectores de rigidez e resistência infinitas para que possam deformar-se como um único elemento. Desenvolvem-se forças horizontais que tendem a encurtar a face inferior da laje e simultaneamente a alongar a face superior da viga, de tal forma que não haja deslizamento relativo significativo entre o aço e o concreto. Pode-se assumir que as seções planas permanecem planas e o diagrama de deformações apresenta apenas uma linha neutra. O momento resistente torna-se Figura 2.2 (b):

$$\sum M_{mis} = Te = Ce > \sum M_{isol}$$

Esta situação é conhecida como interação completa ou ação mista total.

Quando a interligação não for suficientemente rígida ou resistente, ter-se-á um caso intermediário onde haverá ainda duas linhas neutras, porém não independentes; sua posição dependerá do grau de interação entre os dois sistemas, Figura 2.2(c). Haverá um deslizamento relativo entre as superfícies, menor que o ocorrido na situação não-mista. Esse caso é denominado interação parcial ou ação mista parcial e é o mais utilizado na prática em vigas mistas, por razões de ordem econômica.

Os tipos usuais de conectores previstos na NBR 8800 são os pinos com cabeça (Figura 2.4) e os perfis U laminados ou formados a frio (Figura 2.3).

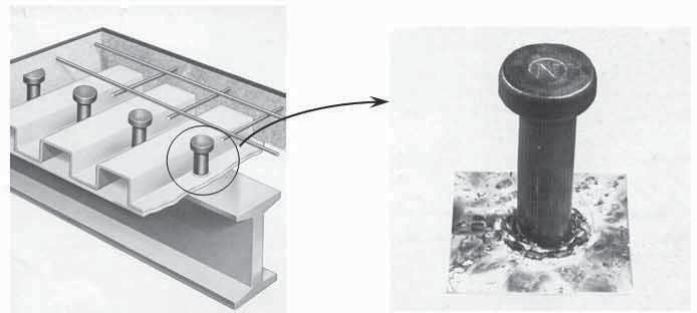


Figura 2.4. Conector tipo pino com cabeça

Tabela 2.1. Dimensões e tolerâncias de conectores pino com cabeça

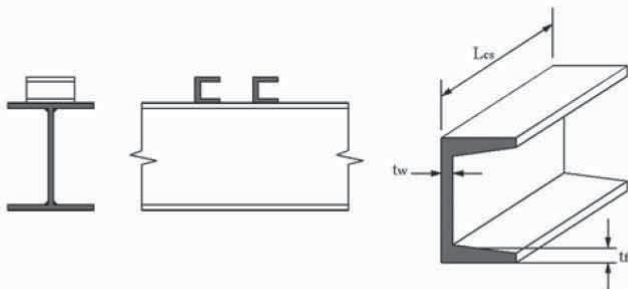
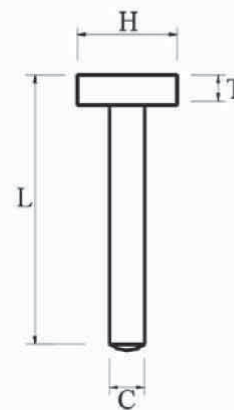


Figura 2.3 – Conectores tipo U

2.2 - Campo de aplicação e requisitos

Este capítulo aplica-se a conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, conforme definido na NBR 8800. Esse tipo de conector, o mais utilizado na prática, foi desenvolvido na década de 40 pela Nelson Stud Welding. Consiste de um pino especialmente projetado para funcionar como um eletrodo de solda por arco elétrico e ao mesmo tempo, após a soldagem, como conector de cisalhamento (Figura 2.4), possuindo uma cabeça com dimensões padronizadas para cada diâmetro, conforme mostra a Tabela 2.1.

Diâmetro (C)			Tolerâncias de comprimento (L)	Diâmetro da cabeça do conector (H)	Altura mínima da cabeça do conector (T)
[pol]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
5/8"	15,9	+0,00 -0,25	±1,6	31,7 ± 0,4	7,1
3/4"	19,1	+0,00 -0,38	±1,6	31,7 ± 0,4	9,5
7/8"	22,2	+0,00 -0,38	±1,6	34,9 ± 0,4	9,5

Na prática, apenas o diâmetro de 19 mm é utilizado em estruturas de edificações, tanto para aplicações diretamente sobre o perfil metálico, quanto para aplicações através da fôrma ("through deck"), como no caso de lajes mistas. Por isso, somente conectores com esse diâmetro serão considerados neste Manual.

Serão abordadas apenas as situações em que a espessura da chapa onde serão soldados os pinos seja superior a 0,4 vezes o diâmetro dos pinos, ou seja, igual ou superior a 8,0 mm. No caso de vigas, serão abordadas também as situações onde se possa prescindir dessa exigência, ou seja, onde os pinos sejam soldados na mesa superior na posição correspondente à projeção da alma, conforme as prescrições da NBR 8800.

Serão considerados apenas os conectores dúcteis, ou seja, aqueles cujo comprimento seja superior a quatro vezes o diâmetro, portanto igual ou superior a 76 mm.

Considera-se que todas as disposições construtivas exigidas pela NBR 8800 sejam atendidas (ver item 2.4 adiante).

2.3 - Propriedades principais dos conectores

2.3.1 Determinação da resistência de cálculo

2.3.1.1 Módulo de elasticidade do concreto

Densidade normal:

$$E_{cs} = 0,85 \times 5600 \sqrt{f_{ck}} = 4760 \sqrt{f_{ck}}$$

Baixa densidade:

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

(E_{cs} e f_{ck} em megapascal e ρ_c , massa específica do concreto, em quilograma por metro cúbico)

Doravante neste Manual, por simplicidade, o módulo de elasticidade secante do concreto é referido apenas por módulo de elasticidade do concreto e representado por E_c .

2.3.1.2 - Propriedades mecânicas do aço dos conectores

O aço utilizado na fabricação dos pinos é o ASTM A-108 grau 1020. Deve-se especificá-lo para ser produzido com resistência à tração mínima de 415 MPa e limite de escoamento não inferior a 345 MPa (ver Tabela 2.2).

Tabela 2.2. Propriedades mecânicas dos aços de conectores

Resistência à tração	415 MPa
Limite de escoamento (0,2% offset)	345 MPa
Alongamento (% em 50mm)	mínimo de 20 %
Redução de área	mínimo de 50 %

2.3.1.3 Resistência de cálculo

A força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça, totalmente embutido em laje de concreto (maciça ou mista) com face inferior diretamente apoiada sobre a viga de aço, é dada pelo menor dos dois valores seguintes:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}}$$

$$Q_{Rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}}$$

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;

R_g é um coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores;

R_p é um coeficiente para consideração da posição do conector.

Conforme a NBR 8800, deve-se tomar para o coeficiente R_g os seguintes valores:

a) 1,00, para um conector soldado em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço; para qualquer número de conectores em uma linha soldados diretamente no perfil de aço; para qualquer número de conectores em uma linha soldados através de 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 conforme figura O.9 da NBR 8800);

b) 0,85, para dois conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço; para um conector soldado através de uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação b_F / h_F inferior a 1,5;

c) 0,70, para três ou mais conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço.

Para o coeficiente R_p , a norma brasileira determina que se tomem os seguintes valores:

d) 1,00, para conectores soldados diretamente no perfil de aço e nos casos de haver nervuras paralelas a esse perfil se pelo menos 50% da largura da mesa superior estiver em contato direto com o concreto;

e) 0,75, para conectores soldados em uma laje mista com as nervuras perpendiculares ao perfil

de aço e e_{mh} igual ou superior a 50 mm; para conectores soldados através de uma fôrma de aço e embutidos em uma laje mista com nervuras paralelas ao perfil de aço;

f) 0,60, para conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} inferior a 50 mm, onde 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 figura 2.5. Ou, melhor explicando, no sentido do momento máximo para uma viga simplesmente apoiada.

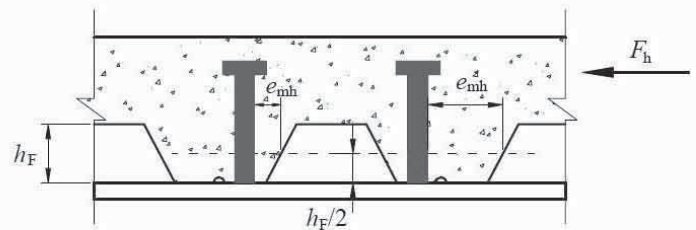


Figura 2.5 – Definição de e_{mh}

2.3.2 Ductilidade dos conectores

A NBR 8800 prevê somente o uso de conectores de cisalhamento dúcteis. Como já comentado, exige-se que a altura do conector tipo pino com cabeça seja de no mínimo quatro vezes o seu diâmetro. Para o conector de 19 mm, a altura mínima é portanto de 76 mm. Todavia, a ductilidade dos conectores depende ainda de outros fatores, como as disposições construtivas adotadas e o grau de interação da viga. No caso de interação parcial, a NBR 8800 exige, em função do vão de referência, valores mínimos do grau de interação (veja-se o item 5.2 do capítulo 5 para definições e valores mínimos).

2.4 - Disposições construtivas

Os detalhes construtivos dados a seguir são exigidos pela NBR 8800 e necessários para que os conectores possam desempenhar adequadamente sua função e para que sejam válidas as expressões de cálculo das

Conectores de cisalhamento

resistências dos conectores e dos elementos estruturais mistos que dependem de sua ação (ver capítulos 3, 5 e 6).

a) A colocação dos conectores em fôrmas de aço deve obedecer às prescrições dadas na Figura 2.6.

b) A face inferior da cabeça dos pinos, que resiste às forças verticais que tendem a separar o concreto do perfil de aço, deve estar acima da armadura do concreto.

c) Deve-se ter pelo menos 10 mm de concreto acima da superfície superior da cabeça do conector.

d) A espessura da chapa de aço onde serão instalados os conectores deve ser suficiente para propiciar a soldagem e a transferência da resistência total dos conectores; no caso de pinos com cabeça, a espessura deve ser de no mínimo 0,4 vezes o diâmetro do pino, exceto se este for soldado na posição correspondente à projeção da alma do perfil.

e) A distância entre a face do conector e a borda do concreto não deve ser inferior a 25 mm, exceto no caso de conectores colocados em nervuras de fôrma de aço.

f) A espessura de concreto acima da fôrma de aço deve ser de no mínimo 50 mm.

g) O comprimento do pino acima da fôrma deve ser de no mínimo 40 mm.

h) O espaçamento mínimo entre os conectores deve ser de 6 vezes o diâmetro do pino na direção do eixo do perfil e de 4 vezes na direção perpendicular; no caso de lajes mistas o espaçamento pode ser reduzido para 4 vezes em qualquer direção.

i) O espaçamento máximo é de 8 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 à viga. Também nesse caso, para evitar o arrancamento, as fôrmas de aço devem ser ancoradas a intervalos não superiores a 450 mm, utilizando-se apenas os conectores tipo pino com cabeça, combinação destes com soldas tipo bujão ou outros meios equivalentes.

j) Em ambientes de agressividades forte e muito forte (ver tabela O.4 no anexo O da NBR 8800), o cobrimento de concreto acima da face superior do conector, para se evitar corrosão, não poderá ser inferior ao cobrimento especificado pela ABNT NBR 6118 para a armadura da laje.

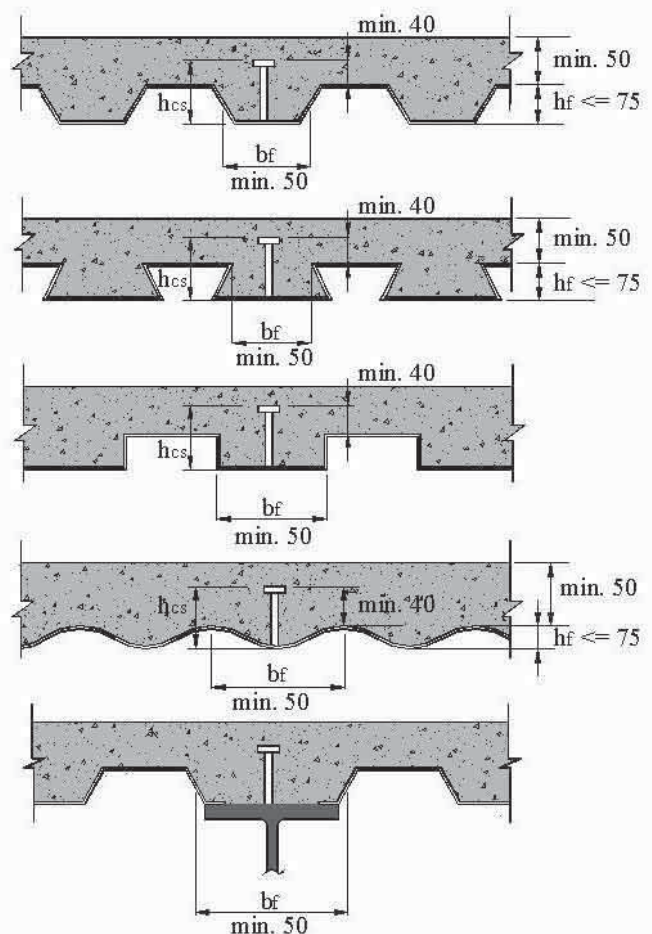


Figura 2.6 – Conectores em lajes mistas

2.5 - Conectores de cisalhamento – exemplos

Calcular a resistência de cálculo Q_{Rd} do conector tipo pino com cabeça (“stud bolt”) $\phi = 19 \text{ mm}$ ($3/4''$) para concretos de densidade normal e leve ($\rho_c = 1800 \text{ kg/m}^3$) e $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ pela norma NBR 8800. Considerar as diferentes situações mostradas nas Figuras 2.7, 2.8 e 2.9.

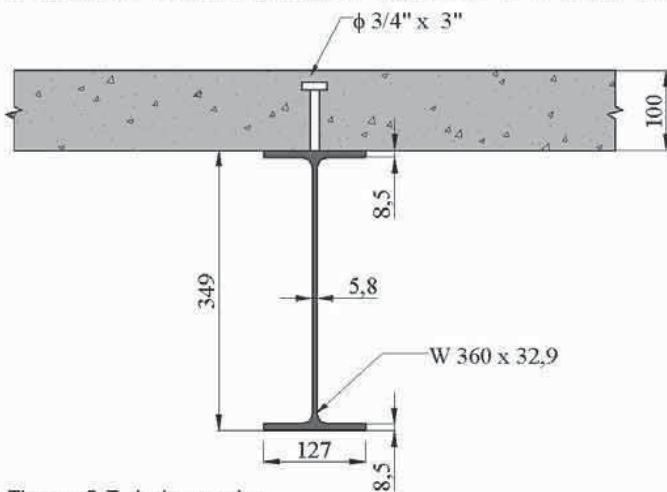


Figura 2.7. Laje maciça

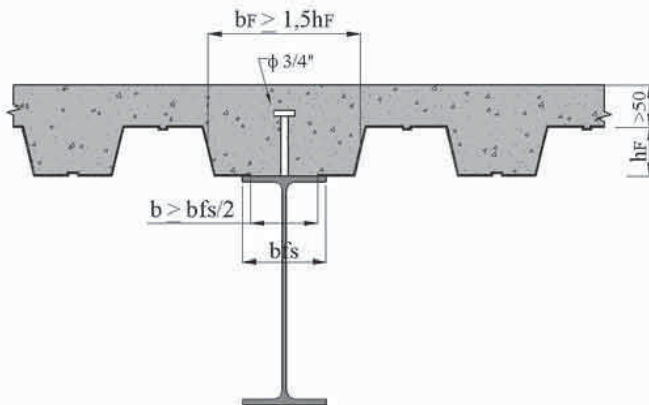


Figura 2.8. Laje mista com nervuras longitudinais à viga

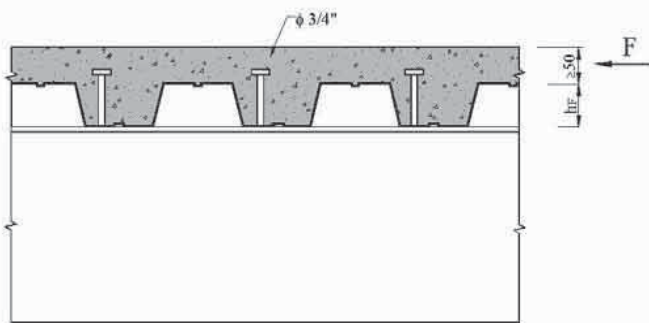


Figura 2.9. Laje mista com nervuras transversais à viga

Solução:

a) Laje maciça (ver Figura 2.7)

- Para concreto de densidade normal

$$A_{cs} = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{3,14(1,9)^2}{4} = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$E_c = 0,85 \times 5600 \sqrt{20} = 21287 \text{ MPa} = 2129 \text{ kN/cm}^2$$

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} = \frac{1}{2} \frac{2,84 \sqrt{2 \times 2129}}{1,25} = 74,1 \text{ kN} \cong 74 \text{ kN} \\ \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} = \frac{1 \times 1 \times 2,84 \times 41,5}{1,25} = 94,3 \text{ kN} \cong 94 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\therefore Q_{Rd} = 74 \text{ kN}$$

- Para concreto de densidade leve ($\rho_c = 1800 \text{ kg/m}^3$)

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} = \frac{1}{2} \frac{2,84 \sqrt{2 \times 1383}}{1,25} = 59,7 \text{ kN} \cong 60 \text{ kN} \\ \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} = \frac{1 \times 1 \times 2,84 \times 41,5}{1,25} = 94,3 \text{ kN} \cong 94 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\therefore Q_{Rd} = 60 \text{ kN}$$

b) Laje mista com Steel Deck MF-75, Steel Deck MF-50 ou Polydeck 59 – (ver Figuras – 2.8 e 2.9)

- Nervuras longitudinais à viga (ver Figura 2.8)

$$\frac{b_f}{h_f} > 1,5 \Rightarrow R_g = 1,0 \quad (\text{condição adotada})$$

Considerando que pelo menos 50% da largura da mesa superior está em contato direto com o concreto (ver Figura 2.8), tem-se que $R_p = 1,0$. Logo, a resistência de cálculo dos conectores para essa situação é a mesma para a situação de uma laje maciça.

- Nervuras transversais à viga (ver Figura 2.9)

Conectores de cisalhamento

Serão consideradas três situações:

- a existência de 1 conector por nervura posicionado na região de maior resistência ($e_{mh} \geq 50 \text{ mm}$);
- a existência de 2 conectores por nervura alinhados segundo o eixo longitudinal da viga: um na posição de maior resistência e outro na de menor resistência;
- a existência de 3 conectores por nervuras posicionados da seguinte maneira: 2 conectores posicionados na região de maior resistência ($e_{mh} \geq 50 \text{ mm}$) e 1 conector posicionado na região de menor resistência, conforme se vê na Figura 2.10.

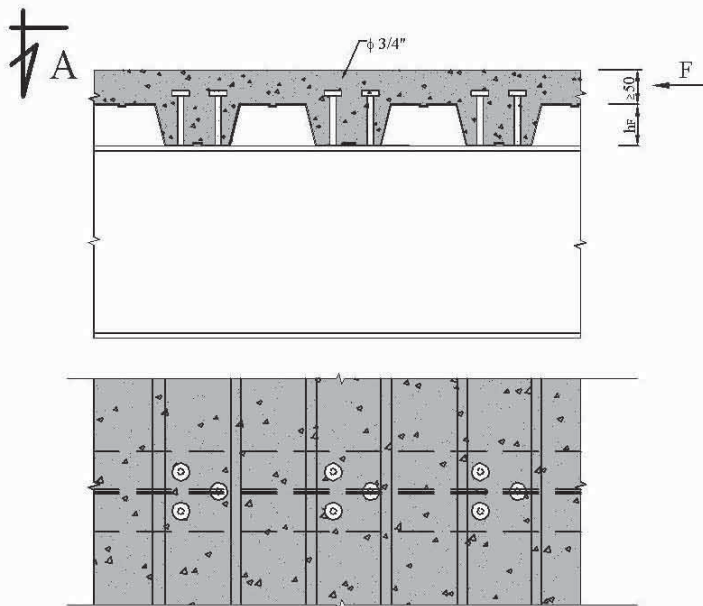


Figura.2.10 – Situação considerada para 3 conectores por nervura

- 1 conector por nervura e considerando concreto de densidade normal

$$R_g = 1,0 \quad e \quad R_p = 0,75$$

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} = \frac{1}{2} \frac{2,84 \sqrt{2 \times 2129}}{1,25} = 74,1 \text{ kN} \cong 74 \text{ kN} \\ \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} = \frac{1 \times 0,75 \times 2,84 \times 41,5}{1,25} = 70,7 \text{ kN} \cong 71 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\therefore Q_{Rd} = 71 \text{ kN}$$

Logo a resistência de cálculo do conector por nervura é de 71 kN.

- 1 conector por nervura e considerando concreto de densidade leve ($\rho_c = 1800 \text{ kg/m}^3$)

$$R_g = 1,0 \quad e \quad R_p = 0,75$$

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} = \frac{1}{2} \frac{2,84 \sqrt{2 \times 1383}}{1,25} = 59,7 \text{ kN} / \text{cm}^2 \cong 60 \text{ kN} \\ \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} = \frac{1 \times 0,75 \times 2,84 \times 41,5}{1,25} = 70,7 \text{ kN} \cong 71 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\therefore Q_{Rd} = 60 \text{ kN}$$

Logo a resistência de cálculo do conector por nervura é de 60 kN.

- 2 conectores por nervura e considerando concreto de densidade normal

Para o conector posicionado na região de maior resistência ($e_{mh} \geq 50 \text{ mm}$), tem-se

$$R_g = 0,85 \quad e \quad R_p = 0,75$$

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} = \frac{1}{2} \frac{2,84 \sqrt{2 \times 2129}}{1,25} = 74,1 \text{ kN} \cong 74 \text{ kN} \\ \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} = \frac{0,85 \times 0,75 \times 2,84 \times 41,5}{1,25} = 60,1 \text{ kN} \cong 60 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\therefore Q_{Rd} = 60 \text{ kN}$$

Para o conector posicionado na região de menor resistência ($e_{mh} < 50 \text{ mm}$), tem-se

$$R_g = 0,85 \quad e \quad R_p = 0,6$$

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} = \frac{1}{2} \frac{2,84 \sqrt{2 \times 2129}}{1,25} = 74,1 \text{ kN} \cong 74 \text{ kN} \\ \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} = \frac{0,85 \times 0,6 \times 2,84 \times 41,5}{1,25} = 48,1 \text{ kN} \cong 48 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\therefore Q_{Rd} = 48 \text{ kN}$$

Logo a resistência total de cálculo por nervura é de $60 + 48 = 108 \text{ kN}$.

- 2 conectores por nervura e com concreto de densidade leve ($\rho_c = 1800 \text{ kg/m}^3$)

Utilizando o mesmo procedimento de cálculo anterior, tem-se:

para o conector posicionado na região de maior resistência: $Q_{Rd} = 60 \text{ kN}$;

para o conector posicionado na região de menor resistência: $Q_{Rd} = 48 \text{ kN}$.

Logo a resistência total de cálculo por nervura é de $60 + 48 = 108 \text{ kN}$.

- 3 conectores por nervura e considerando concreto de densidade normal

Para os conectores posicionados na região de maior resistência ($e_{mh} \geq 50 \text{ mm}$)

$$R_g = 0,70 \quad e \quad R_p = 0,75$$

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ct} E_c}}{\gamma_{cs}} = \frac{1}{2} \frac{2,84 \sqrt{2 \times 2129}}{1,25} = 74,1 \text{ kN} \cong 74 \text{ kN} \\ \frac{R_g R_p A_{cs} f_{cs}}{\gamma_{cs}} = \frac{0,7 \times 0,75 \times 2,84 \times 41,5}{1,25} = 49,4 \text{ kN} \cong 49 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\therefore Q_{Rd} = 49 \text{ kN}$$

Para o conector posicionado na região de menor resistência ($e_{mh} < 50 \text{ mm}$)

$$R_g = 0,70 \quad e \quad R_p = 0,60$$

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ct} E_c}}{\gamma_{cs}} = \frac{1}{2} \frac{2,84 \sqrt{2 \times 2129}}{1,25} = 74,1 \text{ kN} \cong 74 \text{ kN} \\ \frac{R_g R_p A_{cs} f_{cs}}{\gamma_{cs}} = \frac{0,7 \times 0,6 \times 2,84 \times 41,5}{1,25} = 39,6 \text{ kN} \cong 40 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\therefore Q_{Rd} = 40 \text{ kN}$$

Logo a resistência total de cálculo de 3 conectores por nervura, posicionados conforme indicado na Figura 2.10, é de $2 \times 49 + 40 = 138 \text{ kN}$.

- 3 conectores por nervura e com concreto de densidade leve ($\rho_c = 1800 \text{ kg/m}^3$)

Utilizando o mesmo procedimento de cálculo anterior, temos:

para os conectores na região de maior resistência: $Q_{Rd} = 2 \times 49 \text{ kN}$;

para o conector posicionado na região de menor resistência: $Q_{Rd} = 40 \text{ kN}$.

Logo a resistência total de cálculo por nervura é de 138 kN .

A Tabela 2.3 apresenta a resistência de cálculo dos conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça ($\phi=19\text{mm}$) para alguns tipos de Laje e a Tabela 2.4 a equivalência de conectores de cisalhamento para laje maciça

Tabela 2.3. Resistência de Cálculo dos Conectores de Cisalhamento Tipo Pino com Cabeça para Alguns Tipos de Laje

Tipo de concreto	f_{ck} [MPa]	Resistência de Cálculo dos Conectores $\phi = 19\text{mm}$			
		Laje Maciça ⁽¹⁾ 1 conector [kN]	1 conector por nervura ⁽²⁾ [kN]	2 conectores por nervura ⁽³⁾ [kN]	3 conectores por nervura ⁽⁴⁾ [kN]
Concreto de Densidade Normal	20	74	71	108	138
	25	87	71	108	138
	30	94	71	108	138
Concreto de Densidade Leve ($\rho_c = 1600 \text{ kg/m}^3$)	20	55	55	103	138
	25	65	65	108	138
	30	74	71	108	138
Concreto de Densidade Leve ($\rho_c = 1800 \text{ kg/m}^3$)	20	60	60	108	138
	25	71	71	108	138
	30	81	71	108	138

(1) Válido também para a laje mista com nervuras paralelas ao eixo longitudinal da viga tendo a relação $b_p/h_F \geq 1,5$ e pelo menos 50% da largura da mesa superior em contato direto com o concreto, conforme indicado na Figura 2.8;

(2) Posicionado na região de maior resistência ($e_{mh} \geq 50 \text{ mm}$);

(3) Alinhados segundo o eixo longitudinal da viga: um na posição de maior resistência e outro na de menor resistência;

(4) Posicionados conforme indicado na Figura 2.10.

Tabela 2.4. Tabela de Equivalência de Conectores de Cisalhamento para Laje Maciça

Tipo de concreto	f_{ck} [MPa]	Resistência de cálculo do Conector Tipo Pino com Cabeça ($\phi = 19$ mm) [kN]	Comprimento mínimo do Perfil U Laminado de 3" (1ª. alma) [mm] (2)(3)	Comprimento mínimo do Perfil U Formado a Frio com espessura de 6,3 mm [mm] ⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾
Concreto de Densidade Normal	20	74	53	51
	25	87	52	51
	30	94	50	50
Concreto de Densidade Leve ($\rho_c = 1600$ kg/m ³)	20	55	53	51
	25	65	53	51
	30	74	53	50
Concreto de Densidade Leve ($\rho_c = 1800$ kg/m ³)	20	60	53	51
	25	71	53	51
	30	81	53	51

(1) A altura da seção transversal do perfil U deve ser igual ou superior a 75 mm;

(2) Os conectores com perfil U laminado e formado a frio não podem ser utilizados em ligações mistas;

(3) Devido a pouca informação sobre o comportamento dos conectores U laminados e dobrados a frio, sugere-se que não sejam utilizados em vigas mistas com interação parcial com vão superior a 15 m;

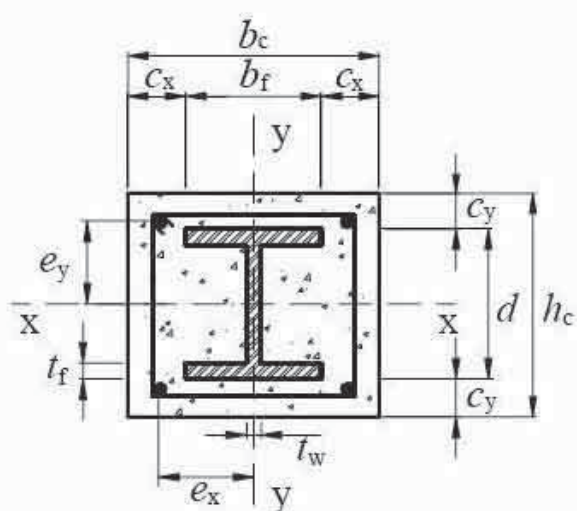
(4) Nesta tabela, considerou-se comprimento mínimo de 50 mm para os conectores com perfil U. Ver comentários sobre a solda desses conectores na mesa superior do perfil de aço no item O.4.1 da ABNT NBR 8800: 2008.

Capítulo 3

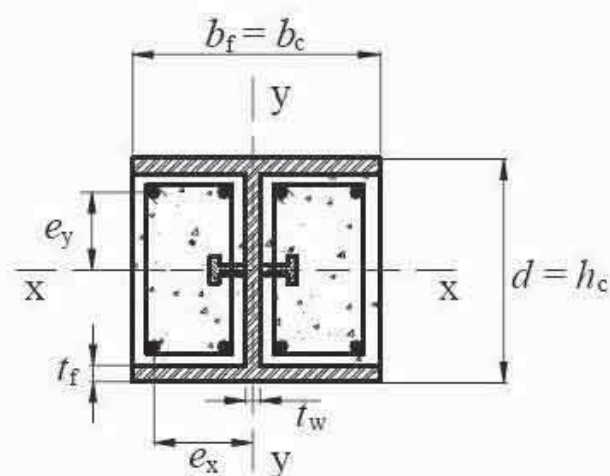
Pilares mistos

3.1 - Campo de aplicação

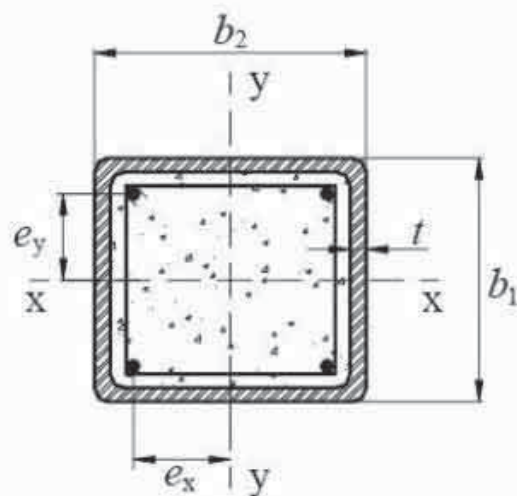
Este capítulo aplica-se a pilares mistos de edificações, sujeitos à flexo-compressão, formados por um perfil I de aço envolvido total (Figura 3.1-a) ou parcialmente (Figura 3.1-b) por concreto ou por um perfil tubular preenchido com concreto (Figuras 3.1-c e 3.1-d).



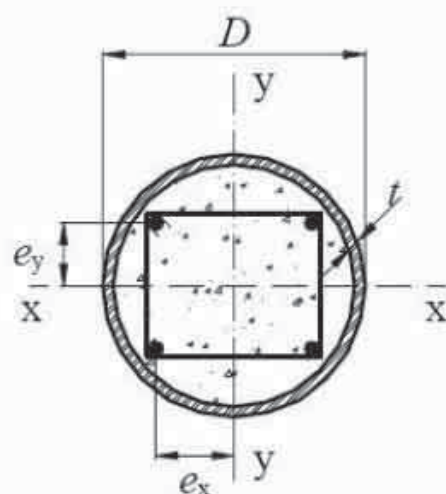
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.1 – Tipos de seção de pilares mistos

Não constituem escopo deste capítulo pilares sujeitos à fadiga ou em situação de incêndio.

Para que os procedimentos aqui indicados sejam válidos é necessário que as hipóteses e limitações a seguir sejam atendidas:

a) a interação entre o concreto e o perfil deve ser completa (itens 3.3.2-d e 3.3.2-e);

b) o concreto deve ter densidade normal;

c) todas as seções devem ser duplamente simétricas;

d) a relação entre a maior e a menor dimensões externas da seção deve ser inferior a 5;

e) o fator de contribuição do aço δ (item 3.2.4) deve ficar entre 0,2 e 0,9;

f) a maior esbeltez relativa do pilar $\lambda_{0,m}$ (item 3.2.5) não deve ser maior que 2;

g) nos casos das Figuras 3.1-a e 3.1-b, devem existir armaduras longitudinais e transversais para garantir a integridade do concreto;

h) no caso da Figura 3.1-b, para garantir essa integridade, é necessário que as armaduras transversais atravessem a alma do perfil ou, alternativamente, devem ser usados conectores como mostrado na figura, com espaçamento longitudinal igual ou inferior a 500 mm;

i) para que uma armadura longitudinal seja considerada na resistência da seção, sua área deve ficar entre 0,3% e 4% da área de concreto (telas soldadas não podem ser usadas para esta finalidade);

j) o projeto das armaduras, incluindo espaçamento, cobrimento de concreto, distância livre entre as barras e o perfil, contenção contra flambagem das barras etc., deve atender às prescrições da NBR 6118;

k) no caso da Figura 3.1-a os cobrimentos do perfil devem atender aos limites:

$0,3d \geq c_y \geq b_f/6$ ou 40 mm (o que for maior)

$0,4b_f \geq c_x \geq b_f/6$ ou 40 mm (o que for maior)

l) a instabilidade local de elementos da seção do perfil de aço, devida a força normal ou momento fletor, não pode ser motivo de falha do pilar, devendo ser atendidas as condições:

$b_f/t_f \leq 1,49(E/f_y)^{0,5}$ - no caso da Figura 3.1-b

b_f/t_e e $b_w/t_w \leq 2,26(E/f_y)^{0,5}$ - no caso da Figura 3.1-c

$D/t \leq 0,15E/f_y$ - no caso da Figura 3.1-d

3.2 - Propriedades principais do pilar misto

3.2.1 Módulo de elasticidade do concreto

Para levar em conta os efeitos da retração e da fluência do concreto, o módulo de elasticidade E_c deve ser reduzido para o cálculo de propriedades de pilares mistos, como a seguir:

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{(1 + 0,6\varphi)}$$

onde φ é o coeficiente de fluência do concreto, podendo ser tomado igual a 2,5 para seções envolvidas total (Figura 3.1-a) ou parcialmente (Figura 3.1-b) por concreto e igual a zero para seções tubulares preenchidas com concreto (Figuras 3.1-c e 3.1-d).

3.2.2 Rigidez efetiva da seção mista

a) Rigidez efetiva à compressão axial

$$(EA)_e = E_a A_a + E_{c,red} A_c + E_s A_s$$

(para utilização em análise elástica)

b) Rigidez efetiva à flexão

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,6E_{c,red} I_c + E_s I_s$$

(para utilização em análise elástica e determinação da força axial de instabilidade elástica – item 3.2.5)

Nessas expressões:

E_a , $E_{c,red}$ e E_s são os módulos de elasticidade do aço do perfil, do concreto (reduzido conforme item 3.2.1) e do aço da armadura, respectivamente;

A_a , A_c e A_s são as áreas das seções do perfil, do concreto não fissurado e da armadura, respectivamente;

I_a , I_c e I_s são os momentos de inércia das seções do perfil, do concreto não fissurado e da armadura, respectivamente, em relação ao eixo de simetria considerado;

3.2.3 Resistência de cálculo da seção à plastificação total por força axial de compressão

$$N_{pl,Rd} = A_a \left(\frac{f_y}{1,1} \right) + A_c \left(\alpha \frac{f_{ck}}{1,4} \right) + A_s \left(\frac{f_{ys}}{1,15} \right)$$

onde

α é um coeficiente igual a 0,95 para seções tubulares preenchidas com concreto e 0,85 para os demais casos;

A_a , A_c e A_s têm os significados dados no item 3.2.2;

os demais termos têm os significados usuais.

3.2.4 - Fator de contribuição do aço δ

$$\delta = \frac{A_a \left(\frac{f_y}{1,1} \right)}{N_{pl,Rd}}$$

(todos os termos têm os significados dados no item 3.2.3)

3.2.5 - Esbeltez relativa do pilar $\lambda_{0,m}$

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}}$$

onde

$N_{pl,R}$ é a resistência à plastificação total por força axial de compressão, calculada de forma análoga a $N_{pl,Rd}$ (item 3.2.3), sem coeficientes de segurança:

$$N_{pl,R} = A_a f_y + A_c (\alpha f_{ck}) + A_s f_{ys}$$

N_e é a força de instabilidade elástica, dada por:

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(KL)^2}$$

$(EI)_e$ é a rigidez efetiva à flexão em relação ao eixo de simetria perpendicular ao plano de flambagem considerado (item 3.2.2-b);

(KL) é o comprimento de flambagem do pilar no plano de flambagem considerado, determinado conforme a NBR 8800.

3.2.6 - Resistência de cálculo da seção à plastificação total por momento fletor

3.2.6.1 - Posição da linha neutra plástica (LNP)

Pode ser determinada por equilíbrio entre as forças resistentes de cálculo de compressão e de tração (de maneira análoga à apresentada para vigas mistas – capítulo 5), considerando-se as tensões de cálculo:

$f_y/1,1$ para áreas tracionadas e comprimidas do perfil

$f_{ys}/1,15$ para áreas tracionadas e comprimidas da armadura (por simplicidade, a seção de cada barra da armadura pode ser considerada concentrada no próprio centro)

$\alpha f_{ck}/1,4$ para áreas comprimidas do con-

creto, sendo α o coeficiente definido no item 3.2.3, 0 (zero) para áreas tracionadas do concreto

Observação: para estabelecer o equilíbrio das forças, é necessário estabelecer hipóteses sobre a posição da LNP (cortando a alma do perfil, cortando a mesa, fora do perfil, etc.).

3.2.6.2 - Determinação da resistência de cálculo da seção à plastificação pelo momento fletor ($M_{pl,Rd}$)

Uma vez locada a linha neutra plástica, tem-se $M_{pl,Rd} = \Sigma (F_{id} y_i)$ ou $\Sigma (F_{id} x_i)$, sendo:

F_{id} = força de cálculo no centro de gravidade do elemento i (armadura longitudinal, elemento de concreto subtraído de eventual área de armadura, elemento de aço), igual à área do elemento multiplicada pela tensão de cálculo aplicável ($f_y/1,1$ para o perfil de aço, $f_{ys}/1,15$ para a armadura longitudinal e $\alpha f_{ck}/1,4$ para o concreto comprimido);

y_i, x_i = distância de F_{id} até o eixo de simetria considerado, isto é, eixo x-x para momento relativo ao eixo x-x e eixo y-y para momento relativo ao eixo y-y, respectivamente (devida atenção deve ser dada aos sentidos dos momentos das forças em relação ao eixo de simetria considerado).

No Anexo P da NBR 8800 (item P.5.4) encontram-se expressões prontas para a determinação da resistência de cálculo da seção à plastificação pelo momento fletor, para todas as seções mostradas na Figura 3.1.

3.3 - Dimensionamento de pilares mistos que atendam as exigências do item 3.1

As solicitações de cálculo devem ser determinadas por meio de análise elástica de segunda ordem (global e local) com a devida consideração das imperfeições da estrutura (item 4.9.7 da NBR 8800). Devem ser considerados os estados limites últimos dados nos itens 3.3.1 e 3.3.2 a seguir.

3.3.1 - Falha do perfil de aço sujeito às ações de cálculo aplicadas antes da cura do concreto.

Caso a concretagem do pilar misto seja feita após a montagem do perfil de aço, este deve resistir a todas as ações de cálculo aplicadas antes da cura do concreto. A verificação deve ser feita de acordo com o item 5.5.1 da NBR 8800.

3.3.2 - Falha do pilar misto sujeito a todas as ações de cálculo (aplicadas antes e depois da cura do concreto)

a) Falha por instabilidade devida à força axial de compressão

Quando o pilar for sujeito apenas a força axial de compressão, deve-se ter

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

onde

N_{Sd} é a força axial de compressão solicitante de cálculo;

N_{Rd} é a força axial de compressão resistente de cálculo, dada por:

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd}$$

$N_{pl,Rd}$ é determinada como no item 3.2.3;

χ é determinado em função de $\lambda_{0,m}$ (item 3.2.5), conforme item 5.3.3 da NBR 8800.

b) Falha devida à ação conjunta de força axial de compressão e momento fletor

A verificação deve ser feita pelas equações de interação a seguir.

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad - \quad \text{para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2$$

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad - \quad \text{para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2$$

$M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo em relação aos eixos x e y da seção transversal, respectivamente

$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ são os momentos fletores resistentes de cálculo em relação aos eixos x e y da seção transversal, respectivamente, determinados conforme o item 3.2.6

Observação: na NBR 8800 há outro método de verificação de falha, além do apresentado.

c) Falha devida à flambagem ou plastificação de elementos do perfil de aço pela força cortante

A verificação é feita da mesma forma aplicável a vigas de aço (item 5.4.3 da NBR 8800) e painéis de alma de pilares (item 5.7.7 da NBR 8800)

d) Cisalhamento das superfícies de contato entre o concreto e o perfil de aço nas regiões de introdução de cargas

A base do pilar, as regiões de emenda do pilar e as regiões onde o pilar é ligado a vigas são denominadas regiões de introdução de cargas. Em tais regiões deve-se evitar a ocorrência de escorregamento relativo entre o concreto e o perfil de aço, que prejudique a ação conjunta entre os dois componentes. Considera-se o comprimento de introdução de carga igual a duas vezes a menor dimensão da seção do pilar ou um terço da distância entre as seções onde ocorre a introdução, o que for menor.

Na base e nas regiões de emenda pode haver descontinuidade de algum componente do pilar, por exemplo, a armadura longitudinal. Assim, quando essa armadura for considerada na resistência do pilar, deve haver outro mecanismo de transmissão dos esforços que compense a referida descontinuidade. Uma solução possível é a instalação de conectores capazes de transmitir os esforços solicitantes de cálculo das barras da armadura para elementos de aço adicionais que restaurem a resistência de cálculo total do pilar misto. O comprimento dentro do qual devem ser instalados os conectores é igual ao comprimento de introdução de carga, já definido, respeitando-se o comprimento de ancoragem das barras da armadura, determinado conforme as prescrições da NBR 6118.

Nas regiões de ligação do pilar com vigas, as tensões de cisalhamento na interface entre o aço e o concreto, no comprimento de introdução de carga, obtidas com base nos esforços solicitantes de cálculo $V_{l,Sd}$ e $M_{l,Sd}$ não podem superar os valores de τ_{Rd} dados na Tabela 3.1. Caso essas tensões sejam excedidas, devem ser usados conectores de cisalhamento para resistir à totalidade dos efeitos de $V_{l,Sd}$ e $M_{l,Sd}$

Determinação dos valores de $V_{l,Sd}$ e $M_{l,Sd}$:

- quando a viga estiver ligada apenas ao perfil de aço do pilar

$$V_{l,Sd} = V_{Sd}(1 - \delta)$$

$$M_{l,Sd} = M_{Sd} \left(1 - \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right)$$

- quando a viga estiver ligada apenas ao concreto do pilar

$$V_{l,Sd} = V_{Sd}(\delta)$$

$$M_{l,Sd} = M_{Sd} \left(\frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right)$$

onde:

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

δ é o fator de contribuição do aço (item 3.2.4);

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

$M_{pl,a,Rd}$ é a contribuição do perfil de aço para $M_{pl,Rd}$ em relação ao eixo de simetria considerado, levando em conta a posição da linha neutra plástica. Utilizando-se o item P.5.4.1 da NBR 8800, o valor de $M_{pl,a,Rd}$ é igual a

$$\left(\frac{f_y}{1,1} \right) (Z_a - Z_{an})$$

$M_{pl,Rd}$ é o momento fletor resistente de plastificação de cálculo do pilar misto, conforme o item 3.2.6.

Tabela 3.1 – Tensão de cisalhamento resistente de cálculo τ_{Rd}

Tipo de seção transversal do pilar misto	τ_{Rd} (MPa)
Seção totalmente revestida com concreto	0,30
Seção tubular circular preenchida com concreto	0,55
Seção tubular retangular preenchida com concreto	0,40
Mesas de seção parcialmente revestida com concreto	0,20
Almas de seção parcialmente revestida com concreto	0,00

e) Cisalhamento das superfícies de contato entre o concreto e o perfil de aço entre regiões de introdução de cargas

Devem ser usados conectores nos trechos entre regiões de introdução de cargas para garantir o fluxo de cisalhamento longitudinal entre o perfil de aço e o concreto, sempre que as tensões na interface ultrapassem os valores de τ_{Rd} da

Tabela 3.1. Os conectores, quando necessários, devem ser dimensionados para a totalidade do fluxo. As tensões na interface devem ser determinadas com base nas forças cortantes solicitantes de cálculo, considerando-se o concreto não fissurado e comportamento elástico, levando em conta os efeitos de retração e fluência.

Não é necessário prever conectores nos trechos entre regiões de introdução de cargas para pilares com as seções dadas nas Figuras 3.1-a, 3.1-c e 3.1-d, quando a relação entre a força axial de compressão solicitante de cálculo e a força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação total da seção for superior a 0,3.

3.4 - Pilares mistos - exemplo 1

Para a seção da figura 3.2:

1) Determinar todas as propriedades principais dadas no item 3.2, considerando comprimento de flambagem KL igual a 4 m, nos planos xz e yz;

2) Verificar se são atendidas as hipóteses e limitações aplicáveis dadas no item 3.1, de a até l .

Dados:

Perfil de aço: I 300x250x16x8, $f_y = 350$ MPa

Concreto: $\rho_c = 2400$ kg/m³, $f_{ck} = 30$ MPa

Armadura longitudinal: 4 ϕ 12,5 mm CA 50

Estribos: ϕ 6.3 mm

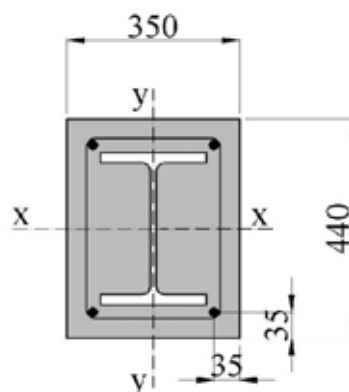


Figura 3.2 – Seção do pilar misto

Solução

1) Propriedades principais (item 3.2)

- Módulo de elasticidade do concreto

$$E_c = 4760\sqrt{f_{ck}} = 4760\sqrt{30} = 26070 \text{ MPa}$$

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{(1+0,6\phi)} = \frac{E_c}{(1+0,6 \times 2,5)} = 10430 \text{ MPa}$$

- Rigidez efetiva da seção mista à compressão axial

$$(EA)_e = E_a A_a + E_{c,red} A_c + E_s A_s$$

$$A_a = 25 \times 30 - 24,2 \times 26,8 = 101,4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{4\pi \cdot 2,5^2}{4} = 4,91 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 35 \times 44 - 101,4 - 4,91 = 1434 \text{ cm}^2$$

$$\therefore (EA)_e = 20000 \times 101,4 + 10430 \times 1434 + 21000 \times 4,91 = 3626772 \text{ kN}$$

- Rigidez efetiva da seção mista à flexão

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,6 E_{c,red} I_c + E_s I_s$$

eixo x

$$I_{ax} = \frac{25 \times 30^3 - 24,2 \times 26,8^3}{12} = 17430 \text{ cm}^4$$

$$I_{sx} = 4,91(22 - 3,5)^2 = 1680 \text{ cm}^4$$

$$I_{cx} = \frac{35 \times 44^3}{12} - 17430 - 1680 = 229340 \text{ cm}^4$$

$$\therefore (EI)_{ex} = 20000 \times 17430 + 0,6 \times 10430 \times 229340 + 21000 \times 1680 = 527,4 \times 10^6 \text{ kNcm}^2$$

eixo y

$$I_{ay} = \frac{2 \times 1,6 \times 25^3 + 26,8 \times 0,8^3}{12} = 4170 \text{ cm}^4$$

$$I_{sy} = 4,91(17,5 - 3,5)^2 = 962 \text{ cm}^4$$

$$I_{cy} = \frac{44 \times 35^3}{12} - 4170 - 962 = 152080 \text{ cm}^4$$

$$\therefore (EI)_{ey} = 20000 \times 4170 + 0,6 \times 10430 \times 152080 + 21000 \times 962 = 198,8 \times 10^6 \text{ kNcm}^2$$

- Resistência de cálculo da seção à plastificação total por força axial de compressão

$$N_{pl,Rd} = A_a \left(\frac{f_y}{1,1} \right) + A_c \left(\alpha \frac{f_{ck}}{1,4} \right) + A_s \left(\frac{f_{yk}}{1,15} \right)$$

$$\therefore N_{pl,Rd} = 101,4 \left(\frac{35}{1,1} \right) + 1434 \left(\frac{0,85 \times 3}{1,4} \right) + 4,91 \left(\frac{50}{1,15} \right) = 6050 \text{ kN}$$

- Fator de contribuição do aço δ

$$\delta = \frac{A_a \left(\frac{f_y}{1,1} \right)}{N_{pl,Rd}} \quad \therefore \delta = \frac{101,4 \left(\frac{35}{1,1} \right)}{6050} = 0,533$$

- Índice de esbeltez reduzido do pilar $\lambda_{0,m}$

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}}$$

$$N_{pl,R} = A_a (f_y) + A_c (\alpha f_{ck}) + A_s (f_{yk})$$

$$N_{pl,R} = 101,4(35) + 1434(0,85 \times 3) + 4,91(50) = 7450 \text{ kN}$$

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(KL)^2}$$

eixo x

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 527,4 \times 10^6}{400^2} = 32533 \text{ kN}$$

$$\lambda_{0,mx} = \sqrt{\frac{7450}{32533}} = 0,479$$

eixo y

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 198,8 \times 10^6}{400^2} = 12263 \text{ kN}$$

$$\lambda_{0,my} = \sqrt{\frac{7450}{12263}} = 0,779$$

- Resistência de cálculo da seção à plastificação total por momento fletor

eixo x

Supondo que a linha neutra plástica LNP corte a alma do perfil de aço, pode-se construir a tabela 3.2, com base na figura 3.3; estabelecendo-se a igualdade entre as resultantes das tensões de cálculo de compressão e de tração, obtém-se a posição h_n da LNP:

$$441,4 + 29,1 + 62,2(13,4 - h_n) + 25,4(13,4 - h_n) = 25,4h_n + 340,9$$

$\therefore h_n = 11,53 \text{ cm} < 13,4 \text{ cm}$ (confirmando que a LNP corta a alma do perfil de aço).

Com o valor de h_n completa-se a tabela 3.2, observando-se que o momento correspondente à área tracionada acima do eixo x (área 8) tem sinal contrário ao dos outros momentos:

$$M_{pl,x,Rd} = \Sigma(F_{id}y_i) = (8166 + 413 + 1450) + (2 \times 1976) + (2 \times 18062 + 592 - 1690 + 2284) = 10029 + 3952 + 37310 = 51291 \text{ kNcm}$$

(as três parcelas são as contribuições do concreto, da armadura e do perfil, respectivamente, para o momento de plastificação, usando o eixo x como referência).

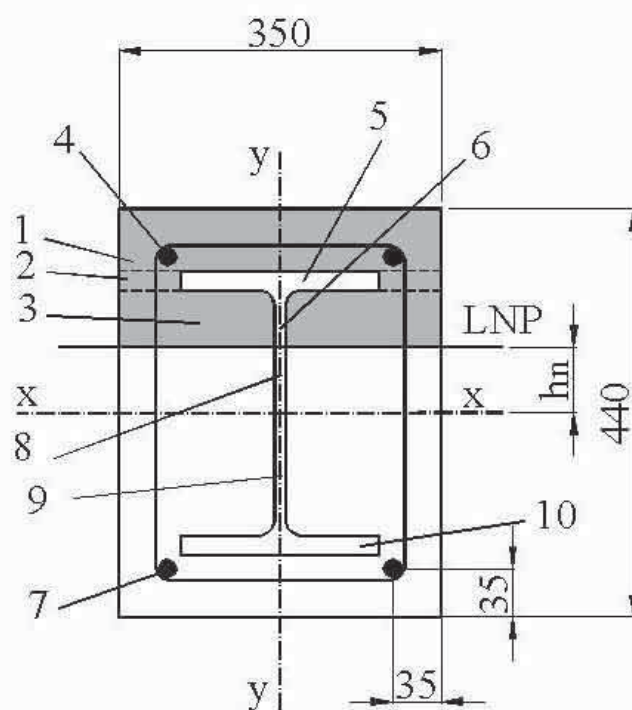


Figura 3.3 – Momento de plastificação em relação ao eixo x

Tabela 3.2 – Momento de plastificação em relação ao eixo x (unidades: kN e cm)

Região		A_i	Tensão de cálculo	F_{id}	F_{id} Num.	y_i	$F_{id}y_i$	
Comp.	Conc.	1	1,82	441,4	441,4	18,5	8166	
		2	1,82	29,1	29,1	14,2	413	
		3	1,82	62,2(13,4- h_n)	116,3	12,47	1450	
	Armad.	4	43,5	106,8	106,8	18,5	1976	
		Perfil	5	31,8	1272	1272	14,2	18062
			6	31,8	25,4(13,4- h_n)	47,5	12,47	592
Tração	Armad.	7	43,5	106,8	106,8	18,5	1976	
		8	31,8	25,4 h_n	292,9	5,77	-1690	
	Perfil	9	31,8	340,9	340,9	6,7	2284	
		10	31,8	1272	1272	14,2	18062	

Ⓞ A área 1 é igual à área do retângulo de concreto menos a área 4 da armadura, que tem o mesmo centro de gravidade

Cálculos utilizando as expressões do Anexo P da NBR 8800

$$M_{pl,x,Rd} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0,5f_{cd}(Z_c - Z_{cn}) + f_{sd}(Z_s - Z_{sn})$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{1,1} = 31,8 \text{ kN/cm}^2 \quad f_{cd} = \frac{0,85f_{ck}}{1,4} = 1,82 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{sd} = \frac{f_s}{1,15} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$Z_a = 2 \left(40 \times 14,2 + \frac{10,72 \times 13,4}{2} \right) = 1280 \text{ cm}^3 \quad Z_s = 4,91 \times 18,5 = 91 \text{ cm}^3$$

$$Z_c = \frac{35 \times 44^2}{4} - 1280 - 91 = 15570 \text{ cm}^3$$

$Z_{an} = t_w h_n^2$ (supondo que a linha neutra plástica LNP corte a alma do perfil de aço)

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} + 2t_w (2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$A_c = 1434 \text{ cm}^2 \quad A_{sn} = 0$$

$$b_c = 35 \text{ cm} \quad t_w = 0,8 \text{ cm}$$

$$\therefore h_n = \frac{1434 \times 1,82}{2 \times 35 \times 1,82 + 2 \times 0,8 (2 \times 31,8 - 1,82)} = 11,54 \text{ cm} < 13,4 \text{ cm}$$

(confirmando que a LNP corta a alma do perfil de aço)

Obs.: a pequena diferença entre esse valor de h_n e o calculado via tabela 3.2 é devida a aproximações nos cálculos.

$$\therefore Z_{an} = 0,8 \times 11,54^2 = 106,5 \text{ cm}^3$$

$$Z_{sn} = \sum A_{sni} e_{yi} = 0 \text{ (porque } A_{sni} = 0 \text{ neste caso)}$$

$$Z_{cn} = b_c h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn} = 35 \times 11,54^2 - 106,5 = 4555 \text{ cm}^3$$

$$\therefore M_{pl,x,Rd} = 31,8(1280 - 106,5) + 0,5 \times 1,82(15570 - 4555) + 43,5(91) = 37317 + 10024 + 3959 = 51300 \text{ kNcm}$$

(as três parcelas são as contribuições do perfil, do concreto e da armadura, respectivamente, para o momento de plastificação, usando o eixo x como referência, e praticamente coincidem com os valores obtidos via tabela 3.2).

eixo y

Supondo que a linha neutra plástica LNP corte as mesas do perfil de aço, pode-se construir a tabela 3.3, com base na figura 3.4; estabelecendo-se a igualdade entre as resultantes das tensões de cálculo de compressão e de tração, obtém-se a posição h_n da LNP:

$$160,2 + 235,7 + 74,3(12,5 - h_n) + 101,8(12,5 - h_n) = 101,8h_n + 1272 + 681,8$$

$\therefore h_n = 2,32 \text{ cm}$ ($0,4 \text{ cm} < h_n < 12,5 \text{ cm}$, confirmando que a LNP corta as mesas do perfil de aço);

Com o valor de h_n completa-se a tabela 3.3, observando-se que o momento correspondente à área tracionada à direita do eixo y (área 7) tem sinal contrário ao dos outros momentos:

$$M_{pl,y,Rd} = \sum (F_{id} x_i) = (2643 + 3300 + 5605) + (2 \times 1495) + (7677 - 274 + 7950) = 11548 + 2990 + 15353 = 29891 \text{ kNcm}$$

(as três parcelas são as contribuições do concreto, da armadura e do perfil, respectivamente, para o momento de plastificação, usando o eixo y como referência).

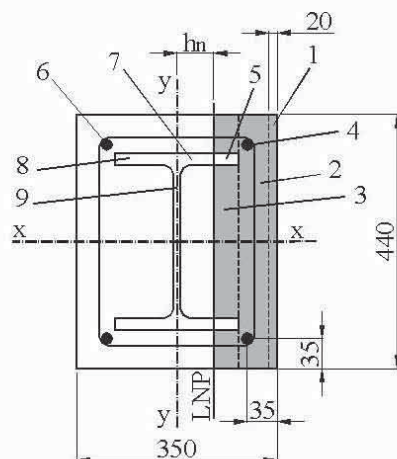


Figura 3.4 – Momento de plastificação em relação ao eixo y

Tabela 3.3 – Momento de plastificação em relação ao eixo y (unidades: kN e cm)

Região			A_i	Tensão de cálculo	F_{id}	$\frac{F_{id}}{\text{Num.}}$	y_i	$F_{id}y_i$
Comp.	Conc.	1	88	1,82	160,2	160,2	16,5	2643
		2	129,5 ^(*)	1,82	235,7	235,7	14	3300
		3	40,8(12,5- h_n)	1,82	74,3(12,5- h_n)	756,4	7,41	5605
	Armad.	4	2,455	43,5	106,8	106,8	14	1495
	Perfil	5	3,2(12,5- h_n)	31,8	101,8(12,5- h_n)	1036	7,41	7677
Tração	Armad.	6	2,455	43,5	106,8	106,8	14	1495
	Perfil	7	3,2 h_n	31,8	101,8 h_n	236,2	1,16	-274
		8	40	31,8	1272	1272	6,25	7950
		9	21,44	31,8	681,8	681,8	0	0

(*) A área 2 é igual à área do retângulo de concreto menos a área 4 da armadura, que tem o mesmo centro de gravidade

Cálculos utilizando as expressões do Anexo P da NBR 8800

$$M_{pl,y,Rd} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0,5f_{cd}(Z_c - Z_{cn}) + f_{sd}(Z_s - Z_{sn})$$

$$f_{yd} = \frac{fy}{1,1} = 31,8 \text{ kN/cm}^2 \quad f_{cd} = \frac{0,85f_{ck}}{1,4} = 1,82 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{sd} = \frac{fs}{1,15} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$Z_a = 2 \left(\frac{1,6 \times 25^2}{4} \right) + \frac{26,8 \times 0,8^2}{4} = 504 \text{ cm}^3$$

$$Z_s = 4,91 \times 14,0 = 69 \text{ cm}^3$$

$$Z_c = \frac{44 \times 35^2}{4} - 504 - 69 = 12900 \text{ cm}^3$$

$$Z_{an} = 2t_f h_n^2 + \frac{(d - 2t_f)t_w^2}{4}$$

(supondo que a linha neutra plástica LNP corte as mesas do perfil de aço)

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) + t_w(2t_f - d)(2f_{yd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd} + 4t_f(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$A_c = 1434 \text{ cm}^2 \quad A_{sn} = 0$$

$$h_c = 44 \text{ cm} \quad t_w = 0,8 \text{ cm} \quad t_f = 1,6 \text{ cm} \quad d = 30 \text{ cm}$$

$$\therefore h_n = \frac{1434 \times 1,82 + 0,8(2 \times 1,6 - 30)(2 \times 31,8 - 1,82)}{2 \times 44 \times 1,82 + 4 \times 1,6(2 \times 31,8 - 1,82)} = 2,31 \text{ cm}$$

(0,4 cm < h_n < 12,5 cm, confirmando que a LNP corta as mesas do perfil de aço);

Obs.: a pequena diferença entre esse valor de h_n e o calculado via tabela 3.3 é devida a aproximações nos cálculos.

$$\therefore Z_{an} = 2 \times 1,6 \times 2,31^2 + \frac{(30 - 2 \times 1,6)0,8^2}{4} = 21,4 \text{ cm}^3$$

$$Z_{sn} = \sum A_{sni} e_{xi} = 0 \text{ (porque } A_{sni} = 0 \text{ neste caso)}$$

$$Z_{cn} = h_c h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn} = 44 \times 2,31^2 - 21,4 = 213 \text{ cm}^3$$

$$\therefore M_{pl,y,Rd} = 31,8(504 - 21,4) + 0,5 \times 1,82(12900 - 213) + 43,5(69) = 15347 + 11545 + 3002 = 29894 \text{ kNcm}$$

(as três parcelas são as contribuições do perfil, do concreto e da armadura, respectivamente, para o momento de plastificação, usando o eixo y como referência, e praticamente coincidem com os valores obtidos via tabela 3.3).

2) Hipóteses e limitações aplicáveis dadas no item 3.1, de a até l.

a) a interação entre o concreto e o perfil deve ser completa – **sem dados para verificação**;

- b) o concreto deve ter densidade normal - **OK**;
- c) todas as seções devem ser duplamente simétricas - **OK**;
- d) a relação entre a maior e a menor dimensões externas da seção deve ser inferior a 5: $440/350 = 1,26 < 5$ - **OK**;
- e) o fator de contribuição do aço δ deve ficar entre 0,2 e 0,9: $\delta = 0,533$ - **OK**;
- f) o maior índice de esbeltez reduzido do pilar $\lambda_{0,m}$ não deve ser maior que 2:
 $\lambda_{0,m,x} = 0,479$ $\lambda_{0,m,y} = 0,779$ - **OK**;
- g) nos casos das Figuras 3.1-a e 3.1-b, devem existir armaduras longitudinais e transversais para garantir a integridade do concreto - **sem dados para verificação**;
- h) no caso da figura 3.1-b, para garantir essa integridade, é necessário que as armaduras transversais atravessem a alma do perfil ou, alternativamente, devem ser usados conectores como mostrado na figura, com espaçamento longitudinal igual ou inferior a 500 mm - **não aplicável**;
- i) para que uma armadura longitudinal seja considerada na resistência da seção, sua área deve ficar entre 0,3% e 4% da área de concreto (telas soldadas não podem ser usadas para esta finalidade) - $A_s = 4,91 \text{ cm}^2$ $A_c = 1434 \text{ cm}^2$ $\therefore A_s = 0,34\%$ de A_c - **OK**;
- j) o projeto das armaduras, incluindo espaçamento, cobrimento de concreto, distância livre entre as barras e o perfil, contenção contra flambagem das barras etc., deve atender às prescrições da NBR 6118 - **sem dados para verificação**;
- k) no caso da figura 3.1-a os cobrimentos do perfil devem atender aos limites:

$$0,3d \geq c_y \geq b_f/6 \text{ ou } 40 \text{ mm (o que for maior)}$$
$$0,4b_f \geq c_x \geq b_f/6 \text{ ou } 40 \text{ mm (o que for maior)}$$

Tem-se:

$$c_y = (440 - 300)/2 = 70 \text{ mm} \quad 0,3d = 0,3 \times 300 = 90 \text{ mm} \quad b_f/6 = 250/6 = 41,7 \text{ mm}$$

$$90 > 70 > 41,7 - \text{OK}$$

$$c_x = (350 - 250)/2 = 50 \text{ mm} \quad 0,4b_f = 0,4 \times 250 = 100 \text{ mm} \quad b_f/6 = 250/6 = 41,7 \text{ mm}$$

$$100 > 50 > 41,7 - \text{OK};$$

l) a instabilidade local de elementos da seção do perfil de aço, devida a força normal ou momento fletor, não pode ser motivo de falha do pilar - **não aplicável**.

3.5 - Pilares mistos - exemplo 2

Verificar o pilar misto AB da estrutura mostrada na figura 3.5 à flexo-compressão e à força cortante. Verificar também se é necessário utilizar conectores na região B de ligação com as vigas e ao longo do trecho AB; caso seja necessário, dimensionar os conectores e indicar seu posicionamento. As solicitações indicadas são de cálculo e já incorporam os efeitos globais de segunda ordem. A seção transversal do pilar é a mesma do exemplo 1, havendo correspondência entre os eixos x e y dos dois exemplos. Pode-se considerar $K = 1$ (coeficiente de flambagem) em ambos os planos principais. A figura 3.6 mostra a construção do nó B, havendo continuidade de todos os elementos do pilar.

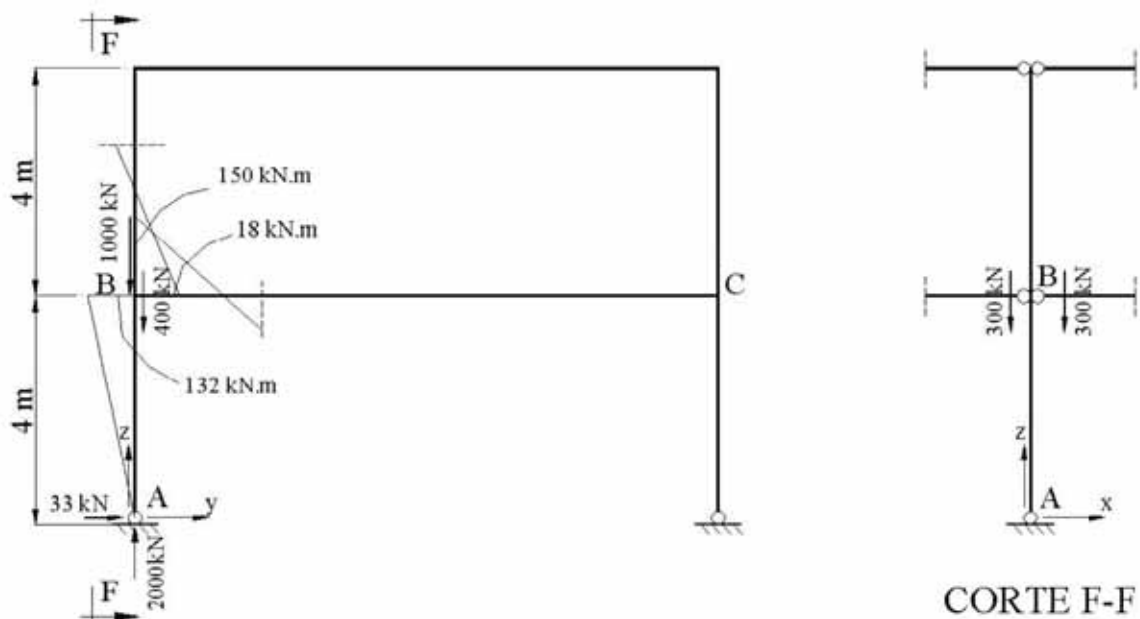


Figura 3.5 – Pilar misto - solicitações de cálculo

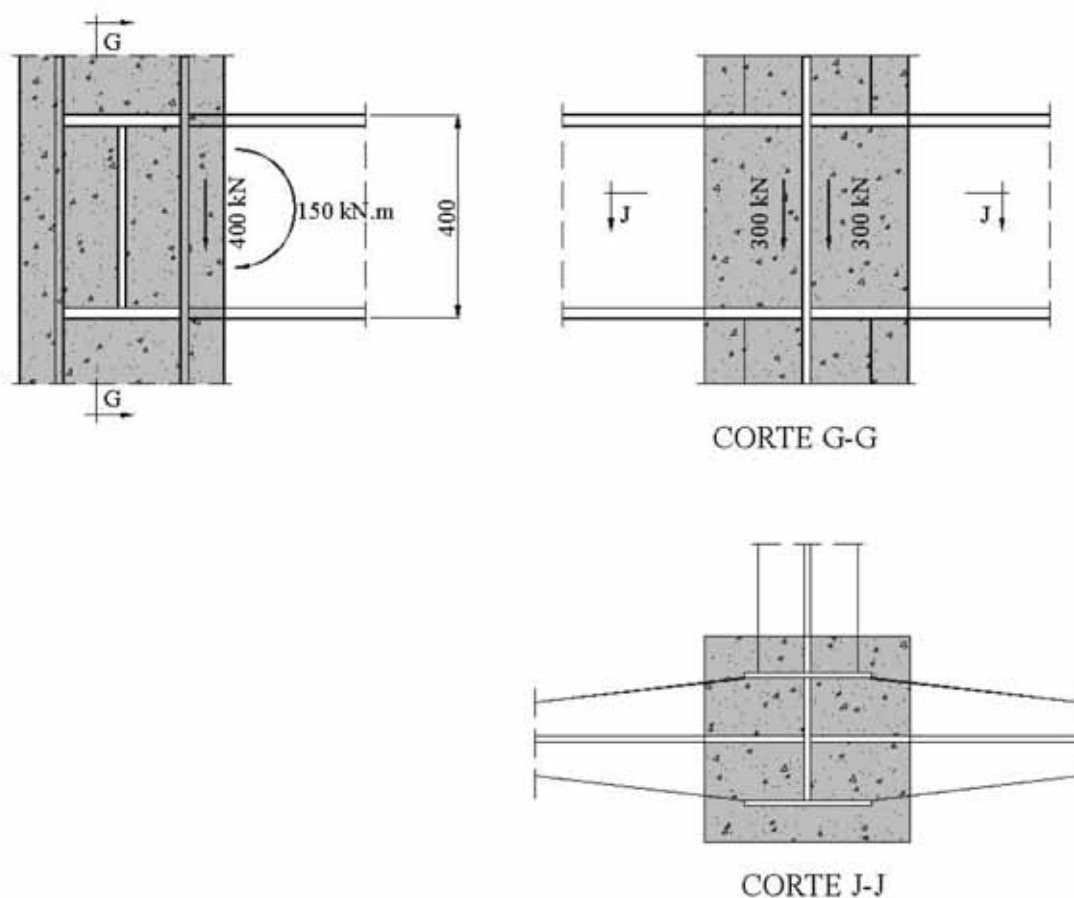


Figura 3.6 – Construção do nó B (as chapas verticais ligadas ao pilar devem ter furos para permitir a passagem da armadura transversal)

Solução

a) Falha devida à ação conjunta de força axial de compressão e momento fletor

Usando os resultados do exemplo anterior:

$$\lambda_{0,m,x} = 0,479 \rightarrow \chi = 0,908 \text{ (NBR 8800)}$$

$$\lambda_{0,m,y} = 0,779 \rightarrow \chi = 0,775 \text{ (NBR 8800)}$$

$$\therefore N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd} = 0,775 \times 6050 = 4689 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 1000 + 400 + 2 \times 300 = 2000 \text{ kN}$$

$$M_{y,Sd} = 0$$

$M_{x,Sd}$ deve ser corrigido devido ao efeito local de 2ª ordem (NBR 8800 – Anexo D):

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{Sd1}}{N_{ex}}} \geq 1,0$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \frac{M_1}{M_2} = 0,6 \quad (M_1 = 0)$$

$N_{1,Sd} \cong 2000 \text{ kN}$ (deveria ser obtido por análise de primeira ordem)

$$N_{ex} = 32533 \text{ kN}$$

$$\therefore B_1 = \frac{0,6}{1 - \frac{2000}{32533}} = 0,639$$

– usar $B_1 = 1,0$ (portanto, não há correção de $M_{x,Sd}$ devido ao efeito local de segunda ordem)

$$M_{x,Sd} = 132 \text{ kNm} = 13200 \text{ kNcm}$$

$$M_{x,Rd} = M_{pl,x,Rd} = 51291 \text{ kNcm (exemplo anterior)}$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{2000}{4689} = 0,427 > 0,2$$

A equação de interação aplicável é:

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

$$0,427 + \frac{8}{9} \left(\frac{13200}{51291} + 0 \right) = 0,656 < 1,0 \quad OK$$

b) Falha devida à flambagem ou plastificação de elementos do perfil de aço pela força cortante

$$\frac{h}{t_w} = \frac{26,8}{0,8} = 33,5 < 2,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,5 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 59,8$$

$$\therefore V_{Rd} = \frac{1}{1,1} \times 0,6 \times 35 \times 26,8 \times 0,8 = 409 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = \frac{132}{4} = 33 \text{ kN} < V_{Rd} \quad OK$$

Para painel de alma do pilar ver item 5.7.7 da NBR 8800.

c) Cisalhamento das superfícies de contato entre o concreto e o perfil de aço na região de ligação com as vigas

– Comprimento de introdução de carga – menor de:

$$2 \times 350 = 700 \text{ mm ou } (1/3)(4000) = 1333 \text{ mm}$$

Prevalece o comprimento de 700 mm.

– Determinação dos valores de $V_{l,Sd}$ e $M_{l,Sd}$
Como as vigas estão ligadas apenas ao perfil de aço do pilar:

$$V_{l,Sd} = V_{Sd} (1 - \delta) = (400 + 300 + 300)(1 - 0,533) = 467 \text{ kN}$$

$$M_{l,Sd} = M_{Sd} \left(1 - \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) = 15000 \left(1 - \frac{37310}{51291} \right) = 4089 \text{ kNcm}$$

($M_{pl,a,Rd}$ é a contribuição do perfil de aço para o momento de plastificação, usando o eixo x como referência)

– Área de cisalhamento da superfície de contato entre o perfil de aço e o concreto

No perímetro de uma mesa do perfil:

$$70[2(1,6 + 25) - 0,8] = 3668 \text{ cm}^2$$

No perímetro completo do perfil:

$$2 \times 3668 + 70 \times 2 \times 26,8 = 11088 \text{ cm}^2$$

– Utilizando apenas as mesas para transferência do momento $M_{l,Sd}$, obtém-se a tensão de cisalhamento solicitante de cálculo τ_{Sd} :

$$\left(\frac{4089}{30-1,6} \right) + \frac{467}{11088} = 0,039 + 0,042 =$$

$$0,081 \text{ kN/cm}^2 = 0,81 \text{ MPa}$$

$$0,81 \text{ MPa} > 0,30 \text{ MPa (Tabela 3.1)}$$

∴ a introdução de cargas tem que ser feita por meio de conectores.

Prevendo conectores na alma do pilar conforme figura 3.7, tem-se a seguinte força de cálculo em um conector: ($t_w = 8 > \frac{19}{2,5} = 7,6$)

$$Q_{sd} = \frac{467}{16} + \left(\frac{4089}{15} \right) = 29,2 + 34,1 =$$

$$63,3 \text{ kN} < Q_{rd} = 94 \text{ kN} \quad (\text{capítulo 2})$$

Deve ser prevista armadura transversal adicional no comprimento de introdução de carga, para garantir a entrada de carga no concreto armado externo ao perfil. A força solicitante de cálculo (F_{sd}) no concreto armado externo a uma mesa é determinada a seguir.

- Resistência de cálculo total do concreto e da armadura à compressão axial:

$$6050(1 - \delta) = 6050(1 - 0,533) = 2825 \text{ kN}$$

- Resistência de cálculo total do concreto e da armadura à flexão (eixo x):

$$10029 + 3952 = 13980 \text{ kNcm (exemplo anterior)}$$

- Participação do concreto armado externo a uma mesa na resistência de cálculo (Tabela 3.2):

$$441,4 + 106,8 = 548 \text{ kN (os centros das áreas de concreto e armadura coincidem)}$$

$$\therefore F_{sd} = \frac{467}{2825} \times 548 + \frac{4089}{13980} \times 548 =$$

$$91 + 160 = 251 \text{ kN}$$

(atuante na área de cisalhamento de $2 \times 5 \times 70 = 700 \text{ cm}^2$)

O dimensionamento da armadura para essa força deve ser feito conforme a NBR 6118.

Solução alternativa - ao invés de utilizar a armadura adicional no comprimento de introdução de carga, pode-se manter a armadura transversal mínima, prevendo conectores na face externa das mesas do perfil, como a seguir.

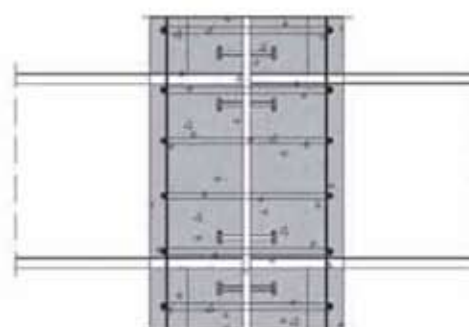
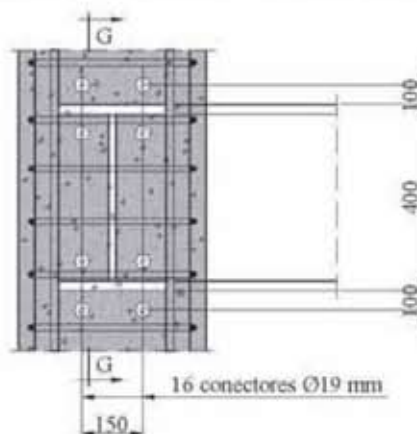
O diâmetro dos conectores deve ser de 16 mm, porque o comprimento mínimo de $4 \times 16 = 64 \text{ mm}$ é inferior à espessura de concreto externa às mesas (70 mm).

Os conectores instalados em cada mesa são sujeitos à força $F_{sd} = 251 \text{ kN}$.

Os conectores instalados na alma ficam sujeitos às parcelas restantes $V'_{l,Sd}$ e $M'_{l,Sd}$ de $V_{l,Sd}$ e $M_{l,Sd}$ respectivamente:

$$V'_{l,Sd} = 467 - 2 \times 91 = 285 \text{ kN}$$

$$M'_{l,Sd} = 4089 - 160 \times 18,5 = 1129 \text{ kNcm}$$



CORTE G-G

Figura 3.7 - Conectores na região de ligação com as vigas e armadura transversal

d) Cisalhamento das superfícies de contato entre o concreto e o perfil de aço entre regiões de introdução de cargas

Relação entre a força axial de compressão solicitante de cálculo e a força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação total da seção:

$$\frac{2000}{6050} = 0,331 > 0,3$$

∴ não é necessário prever conectores nos trechos entre regiões de introdução de cargas.

3.6 – Pilares mistos – exemplo 3

Para a força normal e momento fletor solicitantes de cálculo do exemplo anterior e utilizando as tabelas de resistência de pilares mistos apresentadas adiante, dimensionar o pilar misto do trecho AB da estrutura mostrada na figura 3.5, considerando:

- perfil I parcialmente revestido com concreto;
- seção tubular retangular preenchida com concreto;
- seção tubular circular preenchida com concreto.

Dados:

$$N_{Sd} = 2000 \text{ kN};$$

$$M_{x,Sd} = 13200 \text{ kNcm};$$

$$K_x l_x = K_y l_y = 4000 \text{ mm}.$$

Solução:

- perfil I parcialmente revestido com concreto

Para um pilar soldado de 300x300x9,5x8,0, com $f_y = 345 \text{ MPa}$, preenchido parcialmente com concreto cujo $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, tendo em sua seção transversal 4 barras de armadura com diâmetro de 12,5 mm e $f_{ys} = 500 \text{ MPa}$, a tabela de resistência apresenta os seguintes valores para o comprimento de flambagem de 4000 mm:

$$N_{Rd} = 3269 \text{ kN}$$

$$M_{pl,x,Rd} = 35704 \text{ kNcm}$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{2000}{3269} = 0,612 > 0,2$$

A equação de interação aplicável é:

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

$$0,612 + \frac{8}{9} \left(\frac{13200}{35704} + 0 \right) = 0,941 < 1,0 \quad \text{OK}$$

- seção tubular retangular preenchida com concreto;

Utilizando uma seção tubular retangular de 290x290x9,5, com $f_y = 250 \text{ MPa}$, preenchida com concreto cujo $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, tendo 4 barras de armadura com diâmetro de 12,5 mm e $f_{ys} = 500 \text{ MPa}$ em sua seção transversal, a tabela de resistência apresenta os seguintes valores para o comprimento de flambagem de 4000 mm:

$$N_{Rd} = 3623 \text{ kN}$$

$$M_{pl,x,Rd} = 30219 \text{ kNcm}$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{2000}{3623} = 0,552 > 0,2$$

A equação de interação aplicável é:

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

$$0,552 + \frac{8}{9} \left(\frac{13200}{30219} + 0 \right) = 0,940 < 1,0 \quad \text{OK}$$

- seção tubular circular preenchida com concreto.

Utilizando uma seção tubular circular de 323,8 mm de diâmetro e 10,3 mm de espessura da chapa, com $f_y = 250 \text{ MPa}$, preenchida com concreto cujo $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, tendo 4 barras de armadura com diâmetro de 12,5 mm e $f_{ys} = 500 \text{ MPa}$ em sua seção transversal, a tabela de

resistência apresenta os seguintes valores para o comprimento de flambagem de 4000 mm:

$$N_{Rd} = 3592 \text{ kN}$$

$$M_{pl,x,Rd} = 27729 \text{ kNcm}$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{2000}{3592} = 0,557 > 0,2$$

A equação de interação aplicável é:

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

$$0,557 + \frac{8}{9} \left(\frac{13200}{27729} + 0 \right) = 0,980 < 1,0 \quad OK$$

Observação: notar que o pilar do exemplo 2 ficou super dimensionado para esses esforços solicitantes de cálculo (65,6% de aproveitamento).

Pode-se usar, apenas para atender a esses esforços, um pilar soldado de 250x250x8,0x8,0, com $f_y = 345 \text{ MPa}$, preenchido com concreto cujo $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, com dimensões externas de 400x400, tendo em sua seção transversal 4 barras de armadura com diâmetro de 12,5 mm e $f_{ys} = 500 \text{ MPa}$.

A tabela de resistência apresenta os seguintes valores para o comprimento de flambagem de 4000 mm:

$$N_{Rd} = 3939 \text{ kN}$$

$$M_{pl,x,Rd} = 28041 \text{ kNcm}$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{2000}{3939} = 0,508 > 0,2$$

A equação de interação aplicável é:

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

$$0,508 + \frac{8}{9} \left(\frac{13200}{28041} + 0 \right) = 0,926 < 1,0 \quad OK$$

TABELA DE RESISTÊNCIA PARA PILARES MISTOS

Para a criação das tabelas a seguir, foram considerados os seguintes materiais:

- perfis laminados e soldados com $f_y = 345 \text{ MPa}$;
- tubos quadrados e circulares com $f_y = 250 \text{ MPa}$;
- barras de armadura $\phi = 12,5 \text{ mm}$ aço CA 50;
- concreto estrutural $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$.

Foram adotadas as seguintes distâncias entre o eixo da barra de armadura e a face externa do concreto:

- pilares totalmente e parcialmente revestidos de concreto = 35 mm;
- tubos circulares e quadrados preenchidos de concreto = 35 mm.

As resistências de cálculo à força normal de compressão e ao momento fletor em relação aos eixos X e Y foram determinadas conforme o modelo de cálculo I do anexo P da NBR 8800.

Alguns pilares totalmente revestidos apresentados nas tabelas não atendem integralmente à alínea g da subseção P.1.3 da NBR 8800 alguns valores de c_x e c_y são ligeiramente superiores aos limites exigidos.

PILAR TOTALMENTE REVESTIDO									
SEÇÃO DO CONCRETO 400 X 400									
ARMADURA: 4 ϕ 12.5 mm									
Perfil Metálico	$M_{pl,x,Rd}$ [kNcm]	$M_{pl,y,Rd}$ [kNcm]	N_{Rd} [kN]						
			Comprimento destravado [mm]						
			3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
HP 250 x 62	34705	27613	4824	4622	4398	4158	3905	3643	3377
W 250 x 73	40063	30726	5177	4963	4727	4473	4205	3927	3644
W 250 x 80	43639	32485	5417	5192	4943	4676	4395	4103	3806
HP 250 x 85	45179	32568	5568	5328	5064	4781	4483	4176	3863
PS 250x250x8,0x8,0	28041	23613	4316	4136	3939	3726	3502	3270	3034
PS 250x250x9,5x8,0	30687	25233	4506	4319	4113	3891	3657	3415	3168
PS 250x250x12,5x8,0	35879	28379	4888	4685	4461	4221	3967	3704	3437
HP 310 x 79	47317	33242	5392	5186	4957	4710	4449	4177	3898
HP 310 x 93	55344	36814	5901	5675	5425	5155	4870	4572	4267
PS 300x300x9,5x8,0	40205	29753	4910	4723	4517	4293	4057	3811	3558
PS 300x300x12,5x8,0	47801	34077	5388	5188	4966	4726	4472	4206	3934

PILAR TOTALMENTE REVESTIDO									
SEÇÃO DO CONCRETO 400 X 400									
ARMADURA: 8 ϕ 12.5 mm									
Perfil Metálico	$M_{pl,x,Rd}$ [kNcm]	$M_{pl,y,Rd}$ [kNcm]	N_{Rd} [kN]						
			Comprimento destravado [mm]						
			3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
HP 250 x 62	37304	29609	5022	4816	4589	4345	4087	3820	3548
W 250 x 73	42735	32718	5374	5157	4918	4659	4387	4104	3815
W 250 x 80	46269	34437	5614	5386	5134	4863	4577	4280	3977
HP 250 x 85	47634	34408	5766	5524	5257	4970	4668	4355	4037
PS 250x250x8,0x8,0	30763	25749	4512	4330	4129	3912	3683	3446	3204
PS 250x250x9,5x8,0	33404	27329	4703	4513	4303	4077	3839	3591	3338
PS 250x250x12,5x8,0	38586	30416	5085	4879	4652	4407	4149	3881	3607
HP 310 x 79	49886	35135	5587	5378	5145	4894	4628	4350	4065
HP 310 x 93	57831	38614	6096	5867	5613	5339	5049	4746	4435
PS 300x300x9,5x8,0	42913	31786	5105	4915	4704	4476	4235	3983	3724
PS 300x300x12,5x8,0	50497	36058	5583	5379	5153	4909	4649	4378	4099

PILAR TOTALMENTE REVESTIDO									
SEÇÃO DO CONCRETO 400 X 400									
ARMADURA: 12 ϕ 12.5 mm									
Perfil Metálico	$M_{pl,x,Rd}$ [kNcm]	$M_{pl,y,Rd}$ [kNcm]	N_{Rd} [kN]						
			Comprimento destravado [mm]						
			3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
HP 250 x 62	39844	32238	5226	5019	4791	4545	4285	4015	3738
W 250 x 73	45341	35350	5578	5360	5119	4859	4584	4298	4005
W 250 x 80	48837	37104	5818	5589	5336	5063	4775	4475	4168
HP 250 x 85	50038	37177	5971	5729	5461	5173	4869	4553	4231
PS 250x250x8,0x8,0	33418	28252	4715	4532	4329	4111	3879	3639	3392
PS 250x250x9,5x8,0	36054	29868	4906	4715	4504	4276	4035	3784	3527
PS 250x250x12,5x8,0	41227	33008	5288	5082	4853	4607	4346	4075	3797
HP 310 x 79	52397	37857	5789	5577	5343	5089	4820	4539	4250
HP 310 x 93	60266	41419	6298	6067	5811	5535	5241	4935	4620
PS 300x300x9,5x8,0	45554	34382	5306	5114	4901	4671	4426	4170	3907
PS 300x300x12,5x8,0	53127	38700	5784	5578	5350	5102	4840	4565	4282

PILAR TOTALMENTE REVESTIDO									
SEÇÃO DO CONCRETO 500 X 500									
ARMADURA: 8 ϕ 12.5 mm									
Perfil Metálico	$M_{pl,x,Rd}$ [kNcm]	$M_{pl,y,Rd}$ [kNcm]	N_{Rd} [kN]						
			Comprimento destravado [mm]						
			3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
HP 310 x 79	57279	47861	7273	7075	6853	6610	6348	6071	5781
HP 310 x 93	65844	52235	7788	7572	7330	7066	6782	6481	6167
W 310 x 97	68658	54267	7921	7705	7464	7200	6916	6615	6301
W 310 x 107	74657	57251	8267	8041	7788	7510	7211	6895	6565
PS 300x300x9,5x8,0	49361	43301	6783	6602	6399	6177	5938	5684	5418
PS 300x300x12,5x8,0	57045	48158	7261	7066	6848	6609	6352	6079	5794
PS 350x350x12,5x8,0	71132	55106	7751	7557	7339	7099	6841	6566	6277
PS 350x350x16,0x8,0	83174	62164	8417	8208	7974	7717	7439	7143	6833
PS 350x350x19,0x9,5	95371	68650	9109	8882	8628	8348	8046	7725	7388

PILAR TOTALMENTE REVESTIDO									
SEÇÃO DO CONCRETO 500 X 500									
ARMADURA: 12 ϕ 12.5 mm									
Perfil Metálico	$M_{pl,x,Rd}$ [kNcm]	$M_{pl,y,Rd}$ [kNcm]	N_{Rd} [kN]						
			Comprimento destravado [mm]						
			3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
HP 310 x 79	60686	51172	7481	7283	7062	6819	6557	6280	5990
HP 310 x 93	69155	55652	7996	7781	7540	7277	6993	6692	6377
W 310 x 97	72104	57640	8128	7914	7674	7410	7126	6825	6509
W 310 x 107	78050	60675	8476	8250	7997	7720	7422	7106	6775
PS 300x300x9,5x8,0	52871	47642	6990	6809	6607	6384	6145	5891	5624
PS 300x300x12,5x8,0	60529	51415	7468	7274	7056	6817	6560	6287	6001
PS 350x350x12,5x8,0	74681	58409	7956	7762	7544	7304	7045	6769	6479
PS 350x350x16,0x8,0	86709	65533	8622	8413	8179	7921	7642	7346	7034
PS 350x350x19,0x9,5	98814	72100	9314	9088	8833	8553	8251	7929	7591

PILAR TOTALMENTE REVESTIDO									
SEÇÃO DO CONCRETO 500 X 500									
ARMADURA: 16 ϕ 12.5 mm									
Perfil Metálico	$M_{pl,x,Rd}$ [kNcm]	$M_{pl,y,Rd}$ [kNcm]	N_{Rd} [kN]						
			Comprimento destravado [mm]						
			3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
HP 310 x 79	64042	54644	7688	7492	7271	7029	6768	6490	6199
HP 310 x 93	72419	59006	8205	7991	7751	7488	7205	6904	6589
W 310 x 97	75496	61044	8336	8123	7883	7620	7337	7036	6720
W 310 x 107	81392	64023	8684	8460	8208	7932	7634	7318	6986
PS 300x300x9,5x8,0	56372	50099	7197	7017	6815	6593	6353	6099	5831
PS 300x300x12,5x8,0	64008	54947	7675	7482	7265	7026	6769	6496	6209
PS 350x350x12,5x8,0	78174	61891	8162	7968	7750	7510	7250	6974	6683
PS 350x350x16,0x8,0	90188	68941	8828	8619	8385	8127	7848	7551	7238
PS 350x350x19,0x9,5	102203	75418	9520	9294	9039	8759	8457	8134	7795

PILAR TOTALMENTE REVESTIDO SEÇÃO DO CONCRETO 600 X 600 ARMADURA: 12 ϕ 12.5 mm									
Perfil Metálico	$M_{pl,x,Rd}$ [kNcm]	$M_{pl,y,Rd}$ [kNcm]	N_{Rd} [kN]						
			Comprimento destravado [mm]						
			3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
PS 400x400x12,5x8,0	99784	83016	10480	10294	10084	9851	9597	9324	9034
PS 400x400x16,0x8,0	115780	92937	11253	11055	10830	10581	10309	10017	9707
PS 400x400x19,0x9,5	132312	102229	12063	11848	11606	11337	11043	10728	10393
PS 450x450x12,5x8,0	118443	92237	10975	10792	10584	10353	10102	9831	9542
PS 450x450x16,0x8,0	138825	104283	11857	11662	11441	11196	10929	10641	10334
PS 450x450x19,0x9,5	159530	115483	12780	12570	12333	12069	11781	11470	11140

PILAR TOTALMENTE REVESTIDO SEÇÃO DO CONCRETO 600 X 600 ARMADURA: 16 ϕ 12.5 mm									
Perfil Metálico	$M_{pl,x,Rd}$ [kNcm]	$M_{pl,y,Rd}$ [kNcm]	N_{Rd} [kN]						
			Comprimento destravado [mm]						
			3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
PS 400x400x12,5x8,0	104214	87456	10687	10502	10293	10061	9807	9535	9245
PS 400x400x16,0x8,0	120191	97270	11461	11263	11039	10791	10520	10228	9918
PS 400x400x19,0x9,5	136625	106446	12270	12057	11815	11547	11255	10940	10605
PS 450x450x12,5x8,0	122865	96631	11181	10998	10791	10561	10309	10038	9750
PS 450x450x16,0x8,0	143231	108575	12062	11868	11648	11403	11136	10848	10540
PS 450x450x19,0x9,5	163830	119657	12986	12777	12539	12276	11988	11678	11347

PILAR TOTALMENTE REVESTIDO SEÇÃO DO CONCRETO 600 X 600 ARMADURA: 20 ϕ 12.5 mm									
Perfil Metálico	$M_{pl,x,Rd}$ [kN.cm]	$M_{pl,y,Rd}$ [kN.cm]	N_{Rd} [kN]						
			Comprimento destravado [mm]						
			3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
PS 400x400x12,5x8,0	108594	91497	10894	10710	10501	10270	10017	9745	9456
PS 400x400x16,0x8,0	124556	101208	11668	11471	11248	11000	10730	10439	10129
PS 400x400x19,0x9,5	140889	110272	12478	12265	12024	11757	11466	11152	10818
PS 450x450x12,5x8,0	127235	100625	11387	11204	10998	10768	10517	10246	9957
PS 450x450x16,0x8,0	147587	112471	12268	12074	11854	11610	11343	11055	10747
PS 450x450x19,0x9,5	168083	124545	13192	12983	12746	12483	12195	11885	11554

PILAR PARCIALMENTE REVESTIDO									
ARMADURA: 4 ϕ 12.5 mm									
Perfil Metálico	$M_{pl,x,Rd}$ [kNcm]	$M_{pl,y,Rd}$ [kNcm]	N_{Rd} [kN]						
			Comprimento destravado [mm]						
			3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
HP 310 x 79	42108	24631	4157	3959	3742	3510	3268	3020	2770
HP 310 x 93	49850	28170	4698	4480	4241	3985	3718	3443	3165
W 310 x 97	54029	30856	4861	4648	4414	4163	3900	3628	3352
W 310 x 107	59600	33443	5226	5002	4754	4488	4209	3920	3627
PS 300x300x9,5x8,0	35704	21558	3645	3465	3269	3060	2843	2620	2396
PS 300x300x12,5x8,0	43171	25673	4133	3942	3734	3510	3277	3036	2793
PS 350x350x12,5x8,0	59309	35894	5246	5063	4860	4639	4405	4159	3906
PS 350x350x16,0x8,0	71148	42444	5922	5727	5510	5274	5023	4759	4485
PS 400x400x12,5x8,0	78003	48078	6443	6266	6068	5851	5617	5370	5112
PS 400x400x16,0x8,0	93723	56680	7226	7039	6829	6599	6351	6088	5812
PS 400x400x19,0x9,5	108983	64215	8035	7833	7605	7355	7085	6798	6498
PS 400x400x25,0x12,5	138269	79038	9640	9405	9142	8852	8539	8206	7857



PILAR PARCIALMENTE REVESTIDO									
ARMADURA: 8 ϕ 12.5 mm									
Perfil Metálico	$M_{pl,x,Rd}$ [kNcm]	$M_{pl,y,Rd}$ [kNcm]	N_{Rd} [kN]						
			Comprimento destravado [mm]						
			3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
HP 310 x 79	44296	25455	4318	4105	3874	3626	3369	3105	2841
HP 310 x 93	52034	29000	4860	4628	4374	4103	3820	3530	3238
W 310 x 97	56221	31675	5024	4798	4550	4285	4006	3720	3429
W 310 x 107	61789	34266	5390	5152	4891	4611	4316	4013	3705
PS 300x300x9,5x8,0	37939	22361	3804	3610	3399	3174	2941	2703	2464
PS 300x300x12,5x8,0	45343	26475	4294	4090	3867	3628	3379	3124	2866
PS 350x350x12,5x8,0	62012	36873	5418	5225	5010	4777	4529	4270	4004
PS 350x350x16,0x8,0	73777	43422	6095	5890	5662	5414	5150	4873	4587
PS 400x400x12,5x8,0	81237	49235	6622	6436	6229	6002	5758	5499	5230
PS 400x400x16,0x8,0	96884	57835	7406	7211	6992	6752	6494	6220	5933
PS 400x400x19,0x9,5	112076	65368	8216	8005	7768	7509	7229	6931	6619
PS 400x400x25,0x12,5	141230	80190	9821	9578	9306	9007	8684	8341	7980
PS 450x450x16,0x8,0	123101	74597	8800	8613	8402	8169	7917	7646	7361
PS 450x450x19,0x9,5	142725	84297	9725	9524	9297	9046	8773	8482	8173
PS 450x450x25,0x12,5	180527	103154	11561	11331	11071	10784	10473	10138	9785
PS 500x500x16,0x8,0	152434	93783	10279	10098	9894	9667	9420	9154	8872
PS 500x500x19,0x9,5	177065	105974	11319	11125	10906	10663	10398	10112	9808
PS 500x500x25,0x12,5	224654	129518	13383	13164	12915	12639	12337	12012	11666
PS 600x600x25,0x12,5	327440	192745	17284	17081	16850	16591	16307	15999	15667




PILAR PARCIALMENTE REVESTIDO									
ARMADURA: 12 ϕ 12.5 mm									
Perfil Metálico	$M_{pl,x,Rd}$ [kNcm]	$M_{pl,y,Rd}$ [kNcm]	N_{Rd} [kN]						
			Comprimento destravado [mm]						
			3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
PS 400x400x12,5x8,0	83023	52690	6830	6645	6438	6212	5968	5710	5439
PS 400x400x16,0x8,0	98633	61289	7612	7418	7199	6959	6701	6426	6138
PS 400x400x19,0x9,5	113669	68818	8422	8211	7974	7714	7434	7136	6823
PS 400x400x25,0x12,5	142566	83638	10026	9783	9511	9211	8888	8543	8181
PS 450x450x16,0x8,0	125222	78577	9007	8821	8611	8379	8127	7857	7572
PS 450x450x19,0x9,5	144671	88273	9932	9732	9505	9255	8983	8691	8383
PS 450x450x25,0x12,5	182182	107126	11767	11537	11278	10992	10680	10346	9992
PS 500x500x16,0x8,0	154934	98290	10487	10307	10104	9879	9633	9368	9087
PS 500x500x19,0x9,5	179374	110476	11526	11334	11116	10874	10609	10324	10021
PS 500x500x25,0x12,5	226640	134012	13590	13371	13124	12848	12547	12223	11877
PS 600x600x25,0x12,5	330122	198291	17492	17290	17059	16802	16519	16212	15882


PILAR PARCIALMENTE REVESTIDO									
ARMADURA: 14 ϕ 12.5 mm									
Perfil Metálico	$M_{pl,x,Rd}$ [kNcm]	$M_{pl,y,Rd}$ [kNcm]	N_{Rd} [kN]						
			Comprimento destravado [mm]						
			3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
PS 400x400x12,5x8,0	83822	54417	6933	6749	6543	6316	6072	5814	5543
PS 400x400x16,0x8,0	99414	63016	7715	7521	7302	7062	6803	6528	6239
PS 400x400x19,0x9,5	114377	70543	8524	8314	8077	7817	7536	7237	6923
PS 400x400x25,0x12,5	144619	85363	10128	9885	9613	9313	8989	8644	8281
PS 450x450x16,0x8,0	126195	80567	9111	8925	8715	8484	8232	7962	7677
PS 450x450x19,0x9,5	145561	90260	10036	9835	9609	9359	9087	8795	8487
PS 450x450x25,0x12,5	182937	109112	11870	11641	11382	11095	10783	10449	10095
PS 500x500x16,0x8,0	156103	100543	10591	10412	10209	9984	9739	9475	9193
PS 500x500x19,0x9,5	180451	112726	11630	11438	11220	10979	10715	10430	10127
PS 500x500x25,0x12,5	227566	136259	13693	13475	13228	12952	12652	12328	11982
PS 600x600x25,0x12,5	331402	201063	17596	17394	17164	16907	16625	16318	15988

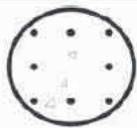
PILAR PREENCHIDO QUADRADO SEM ARMADURA									
Seção do Tubo	$M_{pl,x,Rd}$ [kNcm]	$M_{pl,y,Rd}$ [kNcm]	N_{Rd} [kN]						
			Comprimento destravado [mm]						
			3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
200x200x8,2	11134	11134	1848	1782	1708	1629	1545	1456	1366
200x200x9,5	12568	12568	2030	1959	1879	1793	1702	1606	1508
200x200x12,7	15856	15856	2466	2381	2286	2184	2074	1960	1842
240x240x8,2	16518	16518	2456	2393	2323	2245	2162	2073	1980
240x240x9,5	18685	18685	2685	2617	2542	2459	2369	2274	2174
240x240x12,7	23704	23704	3235	3156	3067	2970	2865	2753	2636
290x290x8,2	24812	24812	3293	3233	3166	3091	3009	2922	2829
290x290x9,5	28123	28123	3579	3515	3444	3364	3278	3184	3085
290x290x12,7	35843	35843	4269	4196	4114	4022	3923	3815	3701

PILAR PREENCHIDO QUADRADO ARMADURA: 4 ϕ 12.5 mm									
Seção do Tubo	$M_{pl,x,Rd}$ [kNcm]	$M_{pl,y,Rd}$ [kNcm]	N_{Rd} [kN]						
			Comprimento destravado [mm]						
			3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
200x200x8,2	12307	12307	2020	1943	1859	1767	1670	1569	1465
200x200x9,5	13712	13712	2202	2120	2030	1931	1827	1719	1607
200x200x12,7	16931	16931	2638	2542	2436	2321	2199	2072	1940
240x240x8,2	18114	18114	2639	2568	2490	2404	2311	2212	2109
240x240x9,5	20252	20252	2867	2793	2709	2617	2518	2413	2303
240x240x12,7	25201	25201	3417	3331	3234	3128	3014	2892	2764
290x290x8,2	26938	26938	3483	3418	3345	3264	3176	3081	2981
290x290x9,5	30219	30219	3769	3700	3623	3537	3444	3344	3237
290x290x12,7	37868	37868	4459	4381	4293	4196	4089	3975	3853

PILAR PREENCHIDO QUADRADO ARMADURA: 8 ϕ 12.5 mm									
Seção do Tubo	$M_{pl,x,Rd}$ [kNcm]	$M_{pl,y,Rd}$ [kNcm]	N_{Rd} [kN]						
			Comprimento destravado [mm]						
			3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
200x200x8,2	13101	13101	2187	2098	2000	1895	1784	1668	1551
200x200x9,5	14466	14466	2370	2276	2172	2060	1942	1819	1693
200x200x12,7	17604	17604	2806	2698	2579	2450	2314	2172	2027
240x240x8,2	19219	19219	2817	2739	2650	2554	2450	2340	2226
240x240x9,5	21308	21308	3047	2963	2870	2768	2658	2542	2421
240x240x12,7	26158	26158	3597	3502	3396	3280	3155	3022	2883
290x290x8,2	28444	28444	3670	3599	3519	3431	3335	3232	3122
290x290x9,5	31665	31665	3956	3882	3798	3705	3604	3495	3380
290x290x12,7	39194	39194	4646	4563	4468	4364	4249	4127	3996

		PILAR PREENCHIDO CIRCULAR SEM ARMADURA								
Seção do Tubo	$M_{pl,x,Rd}$ [kNcm]	$M_{pl,y,Rd}$ [kNcm]	N_{Rd} [kN]							
			Comprimento destravado [mm]							
			3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000	
219,1 x 8,2	9240	9240	1681	1610	1533	1449	1362	1271	1178	
219,1 x 12,7	13254	13254	2210	2122	2026	1921	1811	1697	1580	
273,0 x 9,3	16515	16515	2578	2507	2427	2340	2246	2147	2043	
273,0 x 15,1	24685	24685	3463	3374	3273	3163	3045	2919	2787	
323,8 x 9,5	24280	24280	3418	3349	3271	3184	3091	2990	2884	
323,8 x 10,3	26006	26006	3571	3499	3419	3330	3234	3130	3021	
355,6 x 9,5	29691	29691	3965	3897	3820	3734	3641	3541	3434	
355,6 x 11,1	33898	33898	4303	4232	4151	4061	3962	3857	3744	

		PILAR PREENCHIDO CIRCULAR ARMADURA: 4 ϕ 12.5 mm								
Seção do Tubo	$M_{pl,x,Rd}$ [kNcm]	$M_{pl,y,Rd}$ [kNcm]	N_{Rd} [kN]							
			Comprimento destravado [mm]							
			3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000	
219,1 x 8,2	10214	10214	1845	1763	1672	1575	1473	1368	1261	
219,1 x 12,7	14157	14157	2375	2276	2166	2048	1923	1794	1663	
273,0 x 9,3	17875	17875	2757	2677	2589	2492	2388	2277	2163	
273,0 x 15,1	25953	25953	3642	3545	3436	3316	3187	3050	2907	
323,8 x 9,5	26017	26017	3604	3529	3444	3350	3249	3140	3025	
323,8 x 10,3	27729	27729	3757	3680	3592	3496	3392	3280	3162	
355,6 x 9,5	31666	31666	4154	4081	3998	3907	3807	3699	3585	
355,6 x 11,1	35846	35846	4492	4416	4329	4233	4128	4015	3895	

		PILAR PREENCHIDO CIRCULAR ARMADURA: 8 ϕ 12.5 mm								
Seção do Tubo	$M_{pl,x,Rd}$ [kNcm]	$M_{pl,y,Rd}$ [kNcm]	N_{Rd} [kN]							
			Comprimento destravado [mm]							
			3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000	
219,1 x 8,2	10910	10910	2005	1908	1802	1689	1572	1451	1330	
219,1 x 12,7	14749	14749	2536	2423	2299	2165	2026	1882	1736	
273,0 x 9,3	18853	18853	2932	2843	2744	2636	2520	2398	2271	
273,0 x 15,1	26783	26783	3819	3712	3593	3463	3322	3174	3019	
323,8 x 9,5	27293	27293	3787	3705	3613	3511	3400	3282	3157	
323,8 x 10,3	28976	28976	3940	3856	3762	3657	3544	3423	3295	
355,6 x 9,5	33136	33136	4340	4261	4172	4074	3966	3851	3728	
355,6 x 11,1	37255	37255	4679	4597	4504	4401	4289	4168	4039	

Capítulo 4

Lajes mistas

4.1 - Campo de aplicação

Este capítulo aplica-se a lajes mistas de aço e concreto de edificações, constituídas por uma fôrma de aço e pelo concreto moldado no local. O concreto pode ser de densidade normal ou leve. Lajes mistas de aço e concreto, também chamadas de lajes com fôrma de aço incorporada, são aquelas em que a fôrma de aço é incorporada ao sistema de sustentação das cargas, funcionando, antes da cura do concreto, como suporte das ações permanentes e sobrecargas de construção e, depois da cura, como parte ou toda a armadura de tração da laje. A fôrma de aço deve ser capaz de transmitir o cisalhamento longitudinal na interface aço-concreto por meio de (Figura 4.1):

- ligação mecânica por mossas nas fôrmas de aço trapezoidais;

- ligação por atrito devido ao confinamento do concreto nas fôrmas de aço com cantos reentrantes.

Não é permitido que a aderência química natural entre o aço e o concreto seja considerada na transmissão do cisalhamento longitudinal. Outros meios para garantir o comportamento misto, além dos descritos acima, podem ser usados, mas não serão aqui abordados. Dentre esses meios, pode-se citar a utilização de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, compartilhados com a viga mista suporte da laje.

Constitui escopo deste capítulo situações onde as cargas atuantes são consideradas predominantemente estáticas, incluindo edifícios industriais cujos pisos podem ser submetidos a cargas móveis que não provoquem fadiga. Não constituem escopo lajes sujeitas à fadiga e em situação de incêndio.

São previstas lajes biapoiadas ou contínuas. No caso de sistemas contínuos, o

dimensionamento da laje ao momento negativo deve ser realizado conforme os procedimentos usuais de concreto armado e não serão abordados explicitamente neste Manual. Neste manual, por simplicidade, as lajes mistas de aço e concreto serão denominadas simplesmente lajes mistas.

O cálculo de lajes mistas envolve a análise do sistema tanto na fase de construção, que nesse caso significa a verificação da fôrma trabalhando isoladamente para sustentar o peso do concreto fresco e a sobrecarga de construção, quanto na fase final ou mista, após a resistência do concreto ter atingido $0,75f_{ck}$. O cálculo da fôrma de aço na fase de construção não envolve considerações de seções mistas e não constituirá escopo deste Manual. Envolve basicamente o dimensionamento de seções de aço formadas a frio e deve obedecer às prescrições da Norma Brasileira NBR 14762. Usualmente, os fabricantes fornecem, sob a forma de tabelas, a capacidade de carga da fôrma para um dado vão ou, o que é mais comum, o vão máximo admissível da fôrma para um dado carregamento.

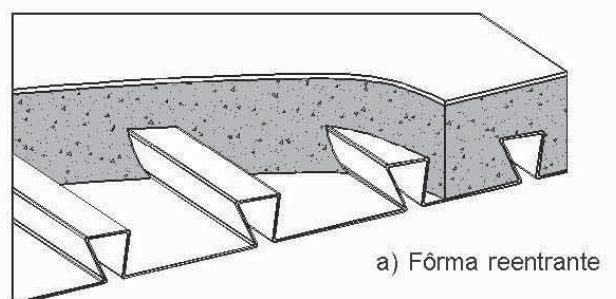
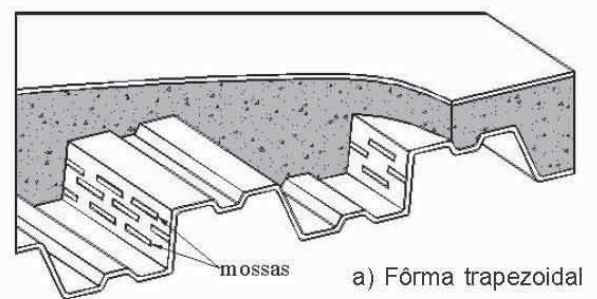


Figura 4.1. Lajes com fôrma de aço incorporada

4.2 - Propriedades principais da laje mista

4.2.1 Determinação de propriedades elásticas

4.2.1.1 Momento de inércia da seção fissurada

Razão modular:

- $n = E/E_c$ (para ações de curta duração)
- $n = 3E/E_c$ (para ações de longa duração)

Largura transformada:

- $b_{tr} = b/n$, onde b é a largura da laje mista, tomada igual a 1000 mm.

Neste caso, o momento de inércia é calculado desprezando-se o concreto tracionado. Supondo que a linha neutra elástica (LNE) esteja acima da fôrma de aço, determina-se a espessura comprimida da laje (a), na Figura 4.2, igualando-se os momentos estáticos das áreas acima (concreto) e abaixo (fôrma de aço) da LNE.



Figura 4.2 – LNE acima da fôrma

Sendo d_F a distância do centro geométrico da fôrma à face superior da laje (Figura 4.3) e $A_{F,ef}$ a área da seção efetiva da fôrma (correspondente a 1000 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 (a área da seção efetiva é usualmente fornecida pelo fabricante), tem-se:

$$b_{tr} a \frac{a}{2} = A_{F,ef} (d_F - a)$$

$$\frac{b_{tr}}{2} a^2 + A_{F,ef} a - A_{F,ef} d_F = 0$$

$$\Rightarrow a = \frac{-A_{F,ef} + \sqrt{A_{F,ef}^2 + 2b_{tr} A_{F,ef} d_F}}{b_{tr}}$$

Por ser pouco usual, não se prevê o caso da LNE cortar a fôrma de aço.

Tabela 4.1 – Cálculo das propriedades elásticas

Elemento	A_i	y_i	$A_i y_i$	$A_i y_i^2$	I_o
Concreto	ab_{tr}	$d_F - a/2$	calcular	calcular	$(b_{tr})(a^3/12)$
Fôrma	$A_{F,ef}$	0	0	0	I_c
Σ	calcular	-	calcular	calcular	calcular

Nota: y_i é a distância do c.g. do elemento ao eixo x-x da fôrma

Posição da linha neutra elástica LNE (em relação ao eixo x-x da fôrma)

$$y_0 = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = d_F - a$$

Momento de inércia da seção transformada

$$I_{tr} = \sum A_i y_i^2 + \sum I_o - (\sum A_i) y_0^2$$

4.2.1.2 - Momento de inércia da seção não-fissurada

Neste caso, todo o concreto, fissurado ou não, é levado em conta na determinação do momento de inércia. Proceda-se como na seção 4.2.1.1, fazendo $b_{tr} = b$, substituindo $A_{F,ef}$ por A_{tr} , dada por:

$$A_{tr} = n A_{F,ef} + A_c$$

onde A_c é a área de concreto dentro das nervuras da fôrma – d_F , nesse caso, deve ser tomado igual à distância do centro geométrico de A_{tr} à face superior da laje. O momento de inércia da seção não fissurada é dado por:

$$I_{tr} = \frac{\sum A_i y_i^2 + \sum I_o - (\sum A_i) y_0^2}{n}$$

4.2.2 - Determinação da resistência de cálculo à plastificação pelo momento fletor

4.2.2.1 - Relação largura/espessura da fôrma para que possa ser atingido o momento de plastificação total da seção:

$$\frac{b_F}{t_F} \leq \frac{26,49 \sqrt{\frac{E}{f_{yF}}}}{(13\alpha - 1)} \quad \text{quando } \alpha \geq 0,5$$

$$\frac{b_F}{t_F} \leq \frac{2,40 \sqrt{\frac{E}{f_{yF}}}}{\alpha} \quad \text{quando } \alpha < 0,5$$

onde:

E é o módulo de elasticidade do aço;
 f_{yF} é a resistência ao escoamento do aço da fôrma;
 b_F é a largura plana do elemento;
 t_F é a espessura da fôrma de aço;
 α é a relação entre a parte comprimida e a largura plana do elemento.
 Para esclarecimentos, consultar a subseção Q.3.1.1.4 da NBR 8800.

4.2.2.2 - Posição da linha neutra plástica (LNP)

Considerando os valores de N_{cf} e N_{pa} calculados abaixo:

$$N_{cf} = \left(\frac{0,85 f_{ck}}{1,4} \right) b t_c$$

$$N_{pa} = A_{F,ef} \left(\frac{f_{yF}}{1,1} \right)$$

Se $N_{cf} \geq N_{pa} \Rightarrow$ LNP está acima da fôrma (Figura 4.3).

Por equilíbrio:

$$\frac{0,85 f_{ck}}{1,4} b a = A_{F,ef} \frac{f_{yF}}{1,1} \Rightarrow a = \frac{A_{F,ef} \frac{f_{yF}}{1,1}}{\frac{0,85 f_{ck}}{1,4} b}$$

4.2.2.3 - Resistência de cálculo da seção à plastificação pelo momento fletor (M_{Rd})

Uma vez locada a LNP, tem-se (ver figuras 4.3 e 4.4):

$M_{Rd} = N_{pa} (d_F - 0,5a)$ para LNP acima da fôrma de aço e

$M_{Rd} = N_{cf} y + M_{pr}$ para LNP cortando a fôrma de aço.

onde:

$$y = h_t - 0,5t_c - e_p + (e_p - e) \frac{N_{cf}}{N_{pa}}$$

M_{pr} = momento de plastificação da fôrma de aço, reduzida pela presença da força normal, dada por:

$$M_{pr} = 1,25 M_{pa} \left(1 - \frac{N_{cf}}{N_{pa}} \right) \leq M_{pa}$$

M_{pa} = momento de plastificação da fôrma de aço (considerando a seção efetiva, usualmente fornecida pelo fabricante), dividida pelo coeficiente de resistência igual a 1,1;

t_c = altura da laje sobre a fôrma de aço;

h_t = altura total da laje, incluindo a fôrma e o concreto;

e = distância do centro geométrico da área efetiva da fôrma à sua face inferior;

e_p = distância da linha neutra plástica da seção efetiva da fôrma à sua face inferior.

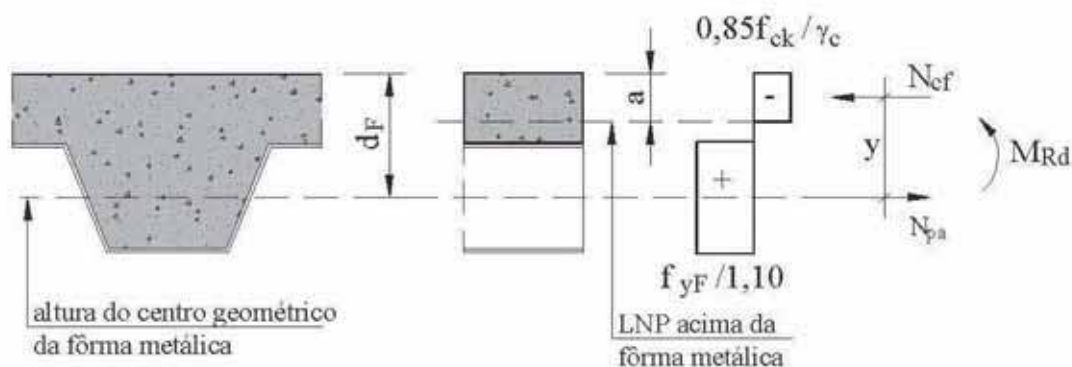


Figura 4.3 – Distribuição de tensões para momento positivo - linha neutra acima da fôrma de aço

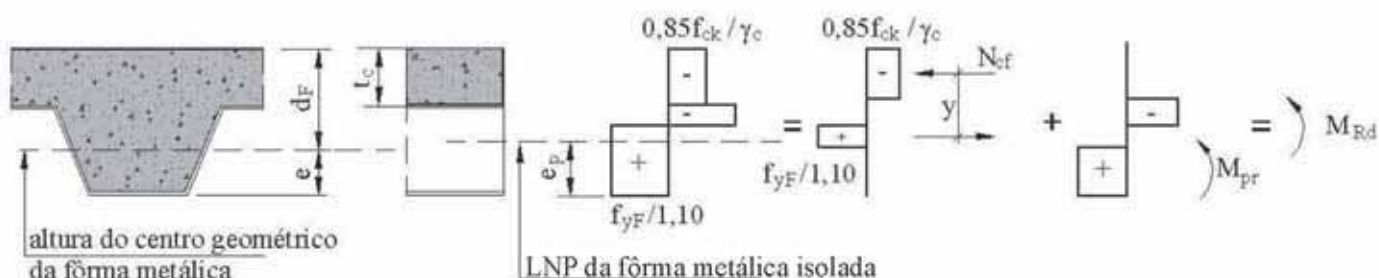


Figura 4.4 – Distribuição de tensões para momento positivo - linha neutra cortando a fôrma de aço

4.2.3 Determinação da resistência de cálculo ao cisalhamento longitudinal

Considere a disposição mostrada na figura 4.5 de uma laje biapoiada sustentando duas cargas concentradas de igual valor, a uma distância L_s do apoio. O momento fletor máximo é dado por $M = VL_s$. É evidente na figura que o momento resistente é $M = Ty$ e que a força de tração T é limitada pela resistência ao cisalhamento longitudinal na superfície formada pelo semiperímetro superior da seção transversal da fôrma e o vão de cisalhamento L_s , e pelo atrito nos apoios. Pode-se assumir, sem introduzir erro significativo, que o braço de alavanca seja substituído por d_F e que a superfície seja aproximada por bL_s , onde atua uma tensão média de cisalhamento longitudinal.

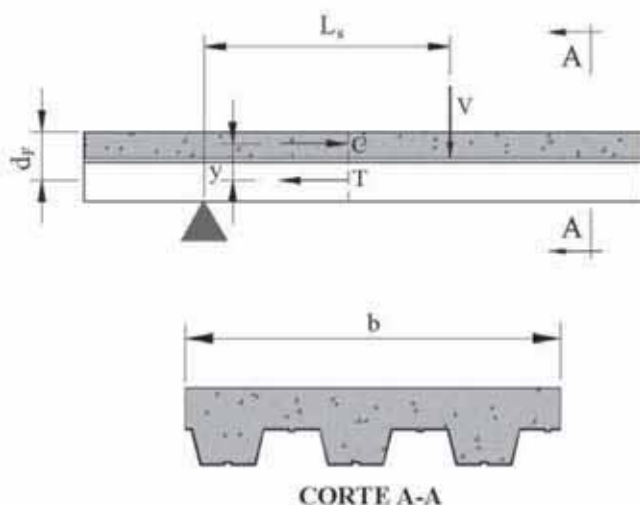


Figura 4.5 – Momento resistente aproximado

Com as considerações acima, pode-se dizer que o momento resistente é proporcional a d_F e à área bL_s , somado a uma parcela relacionada ao atrito nos apoios. Tem-se então que:

$$M = VL_s = (k_1 + k_2 bL_s) d_F$$

onde k_1 representa o atrito nos apoios e k_2 é uma constante de proporcionalidade.

Rearranjando-se, vem:

$$VL_s = \frac{k_1 b d_F A_{F,ef}}{A_{F,ef} b} + k_2 b d_F L_s$$

Introduzindo-se as constantes empíricas m e k , obtidas por meio de ensaios, e dividindo-se por L_s , vem:

$$V = b d_F \left[\left(\frac{m A_{F,ef}}{b L_s} \right) + k \right]$$

Introduzindo o coeficiente de resistência, tem-se finalmente:

$$V_{l,Rd} = b d_F \frac{\left[\left(\frac{m A_{F,ef}}{b L_s} \right) + k \right]}{\gamma_{sl}}$$

onde:

$V_{l,Rd}$ é a força cortante longitudinal resistente de cálculo, relativa a 1000 mm de largura da laje, em newton;

b é a largura unitária da laje, tomada igual a 1000 mm;

L_s é o vão de cisalhamento, em milímetro, conforme explicado adiante;

m e k são constantes empíricas, em newton por milímetro quadrado, obtidas por meio de ensaios realizados conforme uma das seguintes normas ou especificações, devidamente adaptadas para assegurar o nível de segurança da norma NBR 8800: Eurocode 4 - Part 1-1, CSSBI S2 e ANSI/ASCE 3 (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 newton por milímetro quadrado);

γ_{sl} é o coeficiente de ponderação da resistência, igual ao determinado pela norma ou especificação utilizada nos ensaios.

O vão de cisalhamento L_s deverá ser tomado como:

- $L_F / 4$ para cargas uniformemente distribuídas, onde L_F é o vão teórico da laje na direção das nervuras;

- a distância entre uma carga aplicada e o apoio mais próximo para duas cargas concentradas simétricas;

- a 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 (pode-se também efetuar uma avaliação com base em resultados de ensaios).

Quando a laje mista for projetada como contínua, é permitido o uso de um vão simplesmente apoiado equivalente para determinação da resistência. O comprimento desse vão pode ser tomado igual a 0,8 vezes o vão real para vãos internos e a 0,9 vezes para vãos de extremidade.

4.2.4 Determinação da resistência de cálculo ao cisalhamento vertical

A força cortante vertical resistente de cálculo $V_{v,Rd}$, em newton, relativa a 1000 mm de largura, pode ser determinada pela soma das parcelas relativas à fôrma de aço e ao concreto:

$$V_{v,Rd} = V_{v,F,Rd} + V_{v,c,Rd} \leq V_{\max}$$

onde:

$V_{v,F,Rd}$ é a força cortante vertical resistente de cálculo da fôrma de aço incorporada, em newton, relativa a 1000 mm de largura, determinada conforme a ABNT NBR 14762;

$V_{v,c,Rd}$ é a força cortante vertical resistente de cálculo do concreto, em newton, relativa a 1000mm de largura, determinada conforme se segue;

V_{max} é um limite da força cortante, em newton, relativa a 1000 mm de largura, que não pode ser excedido, determinado conforme se segue.

A força cortante vertical resistente de cálculo do concreto é dada por:

$$V_{v,c,Rd} = \frac{1000 \tau_{Rd} k_v (1,2 + 40\rho) A_v}{b_n}$$

com

$$\rho = \frac{A_s}{A_v} \leq 0,02$$

$$k_v = \begin{cases} 1,6 - d/1000 \geq 1,0 & \text{caso haja armadura de tração} \\ & \text{que se estenda pelo menos} \\ & d + I_{b,nec} \text{ além da seção;} \\ 1,0 & \text{nos demais casos.} \end{cases}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \frac{\eta f_{ctk,inf}}{1,4}$$

onde:

A_v é a área resistente do concreto (área hachurada da figura 4.6), em milímetro quadrado;

A_s é a armadura longitudinal de tração, referente à área A_v , em milímetro quadrado;

d é a distância da face superior da laje de concreto ao centro da armadura longitudinal de tração, em milímetro;

b_n é a largura entre duas nervuras consecutivas, em milímetro (figura 4.6);

$I_{b,nec}$ conforme definido na ABNT NBR 6118, em milímetro;

$\eta = 0,3 + 0,7(\rho_c/2400)$, sendo ρ_c a massa específica do concreto, em quilograma por metro cúbico;

$f_{ctk,inf}$ é a resistência à tração direta característica inferior do concreto, segundo a ABNT NBR 6118, dada por ($f_{ctk,inf}$ e f_{ck} em megapascal):

$$f_{ctk,inf} = 0,21 f_{ck}^{2/3}$$

O limite da força cortante que não pode ser excedido é dado por:

$$V_{max} = \frac{1000 \times 0,285 (f_{ck})^{1/2} A_v}{b_n} \quad (f_{ck} \text{ em MPa})$$

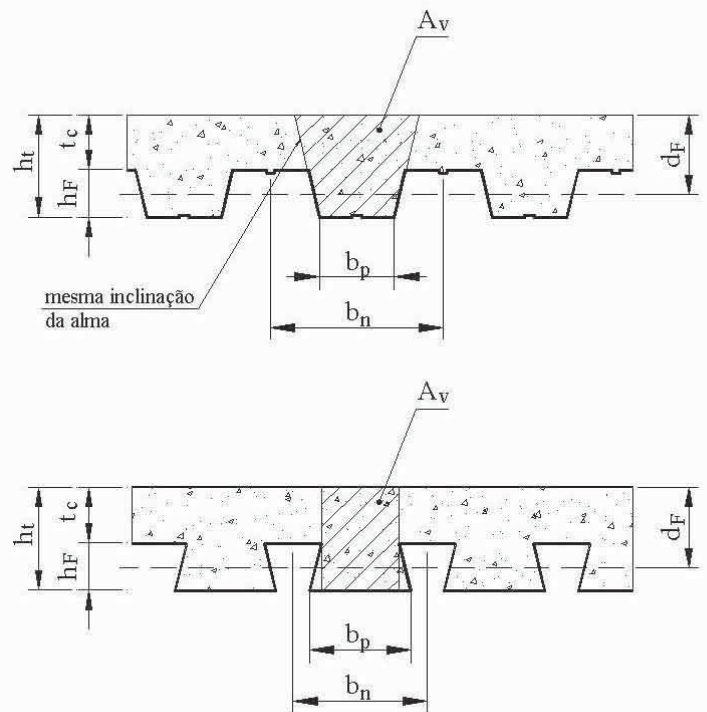


Figura 4.6 – Área resistente de concreto ao cisalhamento vertical

4.2.5 Determinação da resistência de cálculo à punção

A força cortante resistente de cálculo à punção provocada por uma carga concentrada, $V_{p,Rd}$ em newton, poderá ser determinada pela seguinte expressão:

$$V_{p,Rd} = u_{cr} d_1 \tau_{Rd}$$

com

$$d_1 = \frac{d_F + t_c}{2}$$

$$\tau_{Rd} = 0,13 k_p (100 \rho f_{ck})^{1/3} \geq 0,30 f_{ctd} \quad (\tau_{Rd} \text{ e } f_{ck} \text{ em MPa})$$

$$k_p = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} \leq 2,0$$

$$\rho = \sqrt{\rho_F \rho_s} \leq 0,02$$

onde:

u_{cr} é o perímetro crítico em milímetro, conforme a figura 4.7;

ρ_F e ρ_s são as taxas de armadura nas direções longitudinal e transversal à fôrma, dadas por:

$$\rho_F = \frac{A_F + A_{sl}}{d_F (b_p + 2h_r + 3d_F)}$$

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{t_c (b_1 + 2h_r + 3d_F)}$$

A_F é a área da seção da fôrma de aço, referente à largura $(b_p + 2h_r + 3d_F)$, em milímetro quadrado;

A_{sl} é a área da armadura longitudinal, referente à largura $(b_p + 2h_r + 3d_F)$, em milímetro quadrado;

A_{st} é a área da armadura transversal, referente à largura $(b_1 + 2h_r + 3d_F)$, em milímetro quadrado;

b_p é a largura da carga concentrada na direção perpendicular ao vão da laje, em milímetro;

b_1 é a largura da carga concentrada na direção paralela ao vão da laje, em milímetro;

h_r é a altura do revestimento da laje, se houver, em milímetro (veja-se figura 4.8).

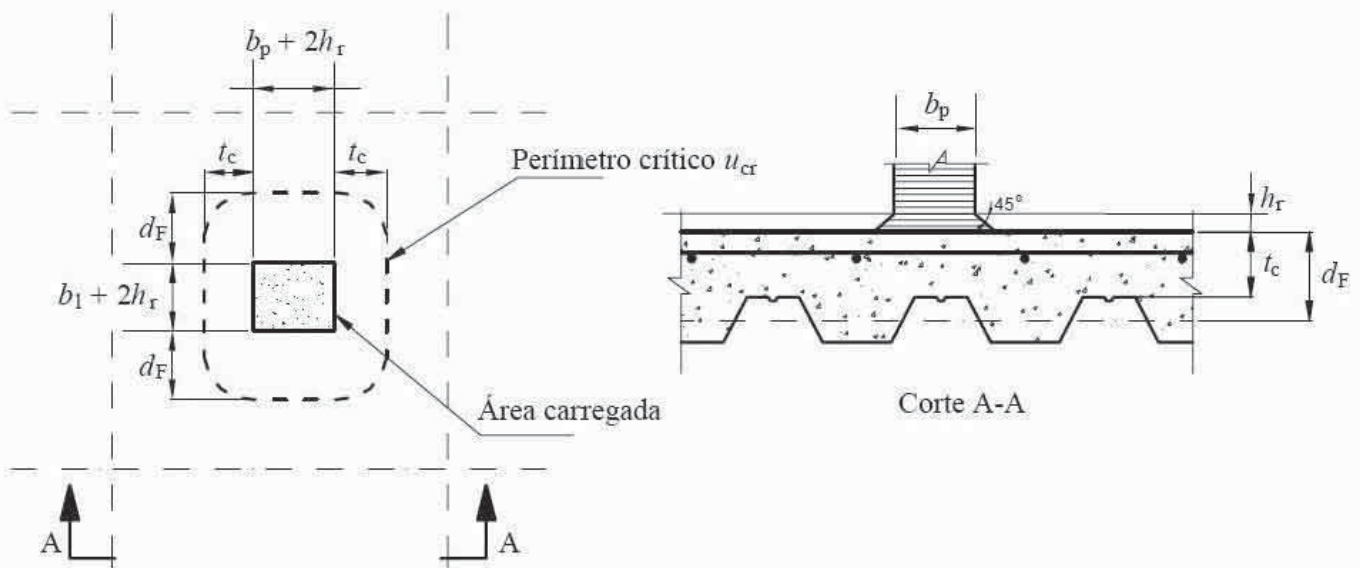


Figura 4.7 – Perímetro crítico para punção

4.2.6 Determinação da largura efetiva da laje sob cargas concentradas e lineares

Quando cargas concentradas ou lineares paralelas às nervuras da fôrma de aço forem suportadas pela laje, pode-se considerá-las como distribuídas em uma largura b_m , medida imediatamente acima do topo da fôrma, de acordo com a figura 4.8, dada por:

$$b_m = b_p + 2(t_c + h_r)$$

onde t_c é a altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço.

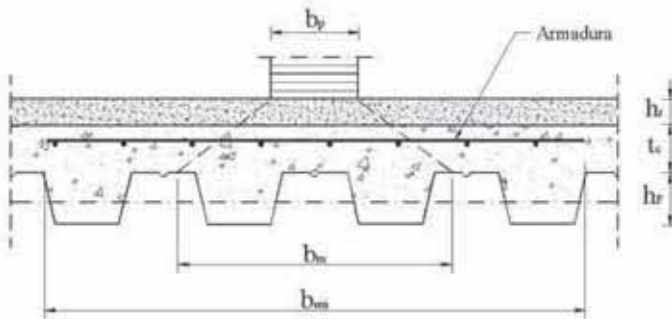


Figura 4.8 – Distribuição das cargas concentradas e lineares

Para cargas lineares perpendiculares às nervuras, a mesma fórmula acima pode ser utilizada desde que a largura b_p seja tomada como o comprimento da carga linear. Para 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:

$$b_{ev} = b_m + L_p \left(1 - \frac{L_p}{L_F} \right)$$

Nas expressões acima, L_p é a distância do centro da carga ao apoio mais próximo.

Não podem ser considerados valores de b_{em} e b_{ev} superiores a $2700[t_c/(h_F + t_c)]$, em milímetros, onde h_F é a altura da fôrma. Esse limite, entretanto, não se aplica a 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.

4.3 - Dimensionamento de lajes mistas

4.3.1 Estados limites últimos (ELU)

As solicitações de cálculo não podem superar as resistências de cálculo correspondentes, considerando-se os estados limites últimos dados nos itens 4.3.1.1 e 4.3.1.2. As ações de cálculo a serem consideradas (antes e depois da cura) estão discriminadas na seção Q4 da NBR 8800.

4.3.1.1 Falha da fôrma de aço sujeito às ações de cálculo aplicadas antes da cura do concreto

Devem ser verificados os estados limites aplicáveis conforme NBR 14762. Deve ser considerado adequadamente o efeito das mossas na resistência de cálculo. Na verificação da fôrma de aço, deve ser utilizada análise elástica. Conforme o anexo Q da NBR 8800, quando a fôrma for calculada como contínua, mesmo que ocorra flambagem local em partes comprimidas da seção, os esforços solicitantes

poderão ser determinados sem consideração de variação de rigidez.

4.3.1.2 Falha da laje mista sujeita a todas as ações de cálculo (aplicadas antes e depois da cura do concreto)

A resistência de lajes mistas deve ser suficiente para que estas possam suportar as cargas de cálculo aplicadas, assegurando-se que nenhum estado limite último seja atingido. Os estados limites que devem ser verificados são baseados nos seguintes modos de colapso, ilustrados na Figura 4.9:

- Seção crítica I – flexão: resistência ao momento fletor. Esse estado limite pressupõe interação completa entre a fôrma e o concreto e pode ser crítico se o vão de cisalhamento (ver definição adiante) for suficientemente grande.

- Seção crítica II – cisalhamento longitudinal. A carga máxima na laje é determinada pela resistência ao cisalhamento longitudinal, não sendo possível atingir-se a resistência última ao momento fletor. Caracteriza-se como ação mista de interação parcial, sendo usualmente o estado limite crítico de lajes mistas.

- Seção crítica III – cisalhamento vertical. Esse estado limite pode ser crítico somente em casos especiais, por exemplo, em lajes espessas de vão curto, sujeitas a cargas elevadas.

- Punção – ver Figura 4.7. Esse estado limite pode ser crítico se o perímetro da área carregada e a espessura da laje forem pequenos e se a carga concentrada for muito elevada.

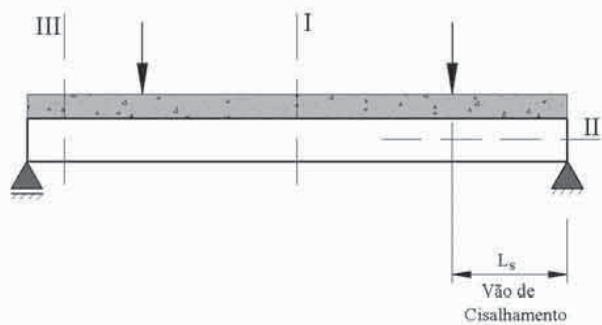


Figura 4.9 – Seções Críticas

Devem ser verificados, portanto, os estados limites a seguir.

a) Plastificação da seção pelo momento fletor
O momento fletor solicitante de cálculo M_{Sd} deve ser igual ou inferior a M_{Rd} , sendo este o momento fletor resistente de cálculo determinado no item 4.2.2.

b) Cisalhamento longitudinal
A força cortante solicitante de cálculo $V_{l,Sd}$ para uma largura de laje igual a 1000 mm deve ser igual ou inferior a $V_{l,Rd}$ determinada no item 4.2.3.

c) Cisalhamento vertical
A força cortante solicitante de cálculo $V_{v,Sd}$ para uma largura de 1000 mm deve ser igual ou inferior a $V_{v,Rd}$ determinada no item 4.2.4.

d) Punção sob cargas concentradas
A força concentrada solicitante de cálculo $V_{p,Sd}$ deve ser igual ou inferior a $V_{p,Rd}$ determinada no item 4.2.5.

No cálculo da força cortante solicitante de cálculo, deve-se levar em consideração a largura efetiva da laje sob cargas concentradas e lineares, se houver, determinada conforme item 4.2.6. Deve-se ainda prever a colocação de armadura de distribuição, conforme item Q.6.3 da NBR 8800. Para outras recomendações, ver NBR 8800, anexo S.

4.3.2 Estados limites de serviço (ELS)

4.3.2.1 Flecha excessiva

A flecha não pode ser maior que $L_F / 350$, considerando-se apenas o efeito das ações variáveis. Deve ser calculada no regime elástico, utilizando-se a média entre os momentos de inércia da seção fissurada e não fissurada. Na fase de construção, a flecha da fôrma sob seu peso próprio e o peso do concreto fresco (excluindo-se a sobrecarga de construção) não deve exceder a $L_F / 180$ ou 20 mm , o que for menor. As propriedades geométricas da seção transversal deverão ser determinadas de acordo com a NBR 14762.

4.3.2.2 Fissuração do concreto sobre apoios intermediários de lajes mistas

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 deverá ser colocada preferencialmente a 20 mm abaixo do topo da laje. Ressalta-se que essa armadura pode não ser suficiente para controlar a fissuração nos apoios intermediários da laje, devido à tendência de continuidade estrutural. Para isso e nos casos de lajes contínuas, deve-se consultar a NBR 6118.

Atenção especial deve ser dada à possibilidade de fissuração da laje nos locais onde possa haver tendência de continuidade dos elementos estruturais, como por exemplo, nas ligações de vigas secundárias com vigas principais e em torno de pilares (ver anexo O da NBR 8800).

4.4 - Lajes mistas – Exemplo 1

Verificar uma laje mista com Steel Deck MF-75 de espessura $0,8 \text{ mm}$, aço ZAR 280 ($f_y = 280 \text{ MPa}$), com altura total igual a 140 mm , concreto $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$, vão isostático de 2500 mm e sujeita ao seguinte carregamento:

- Revestimento: $1,0 \text{ kN/m}^2$;
- Sobrecarga: $6,0 \text{ kN/m}^2$.

A Figura 4.10 apresenta a seção transversal da laje mista.

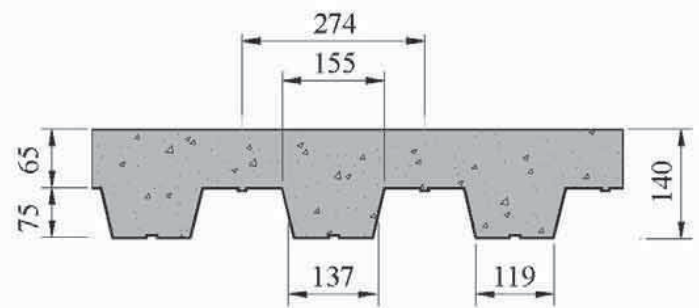


Figura 4.10 – Seção transversal da laje mista

Solução:

De acordo com a Tabela de Cargas do fabricante do Steel Deck MF-75, para a laje mista especificada, a sobrecarga nominal admissível para o vão de 2500 mm é de $7,54 \text{ kN/m}^2$ que é maior do que a carga total nominal atuante de $1,0 + 6,0 = 7,0 \text{ kN/m}^2$. **OK!**

Considerar-se-á, agora, uma nova situação onde a laje mista especificada anteriormente pode ser calculada como contínua (ver Figura 4.11), porém sujeita ao seguinte carregamento:

- Revestimento + impermeabilização: $1,0 \text{ kN/m}^2$;
- Jardim ($h = 400 \text{ mm}$ e $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$): $7,2 \text{ kN/m}^2$.

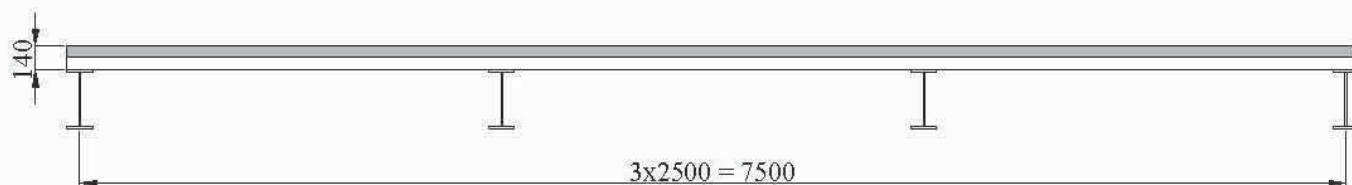


Figura 4.11 – Laje mista contínua

Solução:

Conforme determinado anteriormente, a laje mista calculada como simplesmente apoiada permite uma carga de $7,54 \text{ kN/m}^2$ e, portanto, não resiste a esse novo carregamento de $8,2 \text{ kN/m}^2$. Para se resolver esse problema, duas soluções podem ser adotadas:

- Calcular a laje mista como contínua; utilizando uma armadura na região de momento fletor negativo e, com isso, adotar um vão simplesmente apoiado equivalente igual a 0,9 vezes o vão real para o vão de extremidade e 0,8 vezes o vão real para o vão interno;
- Aumentar a altura total da laje mista; observando a Tabela de Cargas do fabricante, verifica-se que a laje mista com altura de 150 mm permite uma carga admissível de $8,28 \text{ kN/m}^2$.

Será adotada a primeira alternativa de cálculo para esse exemplo. A armadura que será posicionada na região de momento fletor negativa deve ser calculada conforme os procedimentos estabelecidos pela NBR 6118 e não será aqui determinada.

Para o vão de extremidade tem-se $\ell_{eq} = 0,9 \times 2500 = 2250 \text{ mm}$, de acordo com a Tabela de cargas do fabricante a carga admissível para esse vão é de $9,9 \text{ kN/m}^2 > 8,2 \text{ kN/m}^2$. **OK!**

Para o vão interno tem-se $\ell_{eq} = 0,8 \times 2500 = 2000 \text{ mm}$, de acordo com a Tabela de cargas

do fabricante carga admissível para esse vão é de $13,6 \text{ kN/m}^2 > 8,2 \text{ kN/m}^2$. **OK!**

4.5 - Lajes mistas – Exemplo 2

Será utilizado em um piso de estacionamento uma laje mista com Steel Deck MF-75 de espessura 0,8 mm, aço ZAR-280 ($f_y = 280 \text{ MPa}$), com altura total de 140 mm, concreto $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ e vão isostático de 2500 mm. Considerar que a carga do veículo por roda é de 10 kN com uma área de contato de 20 cm x 20 cm e que existe um revestimento na laje cuja carga é de $0,5 \text{ kN/m}^2$ ($h_r = 50 \text{ mm}$).

Solução:

a) Verificação ao momento fletor e ao cisalhamento longitudinal

Para verificação ao momento fletor e ao cisalhamento longitudinal, a carga concentrada será posicionada no meio do vão da laje, logo $L_p = 1250 \text{ mm}$. A largura efetiva para a resistência ao momento fletor e cisalhamento longitudinal é dada por:

$$b_m = b_p + 2(t_c + h_r) = 200 + 2(65 + 50) = 430 \text{ mm}$$

$$b_{em} = \text{menor} \begin{cases} b_m + 2xL_p \left(1 - \frac{L_p}{L_F}\right) = \\ 430 + 2x1250 \left(1 - \frac{1250}{2500}\right) = 1680 \text{ mm} \\ 2700 \frac{tc}{h_F + tc} = 2700 \frac{65}{75 + 65} = 1254 \text{ mm} \quad \Leftarrow \end{cases}$$

Para a utilização da altura de revestimento nos procedimentos de cálculo, deve-se garantir que o mesmo resista à ação da carga aplicada no Estado Limite Último.

A parcela de carga nominal de serviço relativa à carga distribuída atuante (revestimento) é:

$$q_{rev} = 0,5 \text{ kN/m}^2.$$

A parcela de carga distribuída equivalente (q_{eq}) relativa à carga concentrada aplicada (F), pode ser obtida igualando-se os momentos fletores relativos à q_{eq} e à carga F aplicada no meio do vão. Salienta-se que a carga F atua ao longo da largura efetiva b_{em} :

$$\frac{FL_F}{4} x \frac{1}{b_{em}} = \frac{q_{eq} L_F^2}{8} \quad \therefore \quad q_{eq} = \frac{2F}{L_F} \left(\frac{1}{b_{em}} \right)$$

$$q_{eq} = \frac{2x10}{2,5} \left(\frac{1}{1,254} \right) = 6,38 \text{ kN/m}^2$$

Somando-se as parcelas de carga distribuída e carga concentrada, têm-se:

$$q_{total} = q_{rev} + q_{eq} = 0,5 + 6,38 = 6,88 \text{ kN/m}^2.$$

Conforme calculado no exemplo anterior, a carga admissível para a laje mista é de $7,54 \text{ kN/m}^2 > 6,88 \text{ kN/m}^2$. **OK!**

b) Verificação ao cisalhamento vertical

Na verificação ao cisalhamento vertical, será admitido que a carga concentrada encontra-se próxima a um dos apoios, com um afastamento igual a altura total da laje, $L_p = 140 \text{ mm}$. A largura efetiva para a resistência ao cisalhamento transversal é dada por:

$$b_{ev} = \begin{cases} b_m + L_p \left(1 - \frac{L_p}{L_F}\right) = \\ 430 + 140 \left(1 - \frac{140}{2500}\right) = 562 \text{ mm} \quad \Leftarrow \\ 2700 \frac{tc}{h_F + tc} = 2700 \frac{65}{75 + 65} = 1254 \text{ mm} \end{cases}$$

Nos apoios, a força cortante solicitante de cálculo oriunda das cargas distribuídas (incluindo-se o peso próprio da laje) é:

$$V_{v,Sd,1} = 1,4x(2,5 + 0,5)x \frac{2,5}{2} = 5,25 \text{ kN/m}$$

No apoio mais solicitado, a força cortante de cálculo relativa à carga concentrada, ao longo da largura efetiva b_{ev} , é dada por:

$$V_{v,Sd,2} = 1,5F \left(\frac{L_F - L_p}{L_F} \right) \left(\frac{1}{b_{ev}} \right) =$$

$$1,5x10 \left(\frac{2,5 - 0,14}{2,5} \right) \left(\frac{1}{0,562} \right) = 25,20 \text{ kN/m}$$

Somando-se as parcelas de carga distribuída e carga concentrada, tem-se:

$$V_{v,Sd} = V_{v,Sd,1} + V_{v,Sd,2} = 5,25 + 25,20 = 30,45 \text{ kN/m}$$

A resistência da laje mista ao cisalhamento vertical é a soma das resistências ao cisalhamento do concreto e da fôrma de aço. Têm-se, a seguir, a determinação de cada uma dessas parcelas:

- Força cortante vertical resistente de cálculo do concreto

$$V_{v,c,Rd} = \frac{1000 \tau_{Rd} k_v (1,2 + 40 \rho) A_v}{b_n}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \frac{0,21 \sqrt{f_{ck}^2}}{1,4} = 0,25 \frac{0,21 \sqrt{20^2}}{1,4} = 0,28 \text{ N/mm}^2$$

$K_v = 1,0$ (não há armadura de tração no interior da nervura).

A área de concreto resistente, determinada conforme Figura 4.6 é dada por:

$$A_v = \frac{(187 + 119)140}{2} = 21420 \text{ mm}^2$$

$$V_{v,c,Rd} = \frac{1000 \times 0,28 \times 1,0 (1,2 + 40 \times 0) 21420}{274} =$$

$$26267 \text{ N/m} = 26,27 \text{ kN/m}$$

- Força cortante vertical resistente de cálculo da fôrma de aço

De acordo com o Manual Técnico do fabricante, a força cortante vertical resistente de cálculo da fôrma de aço é de 40,2 kN/m.

A força cortante vertical resistente de cálculo da laje mista é, portanto:

$$V_{v,Rd} = V_{v,F,Rd} + V_{v,c,Rd} \leq V_{\max}$$

$$V_{\max} = \frac{1000 \times 0,285 \sqrt{f_{ck}} A_v}{b_n} = \frac{1000 \times 0,285 \sqrt{20} \times 21420}{274} =$$

$$99639 \text{ N} = 99,64 \text{ kN}$$

$$V_{v,Rd} = 40,2 + 26,27 = 66,47 \text{ kN/m} > 30,45 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

c) Armadura de Distribuição

A armadura de distribuição posicionada transversalmente às nervuras da fôrma de aço, deve prolongar-se ao longo da maior largura efetiva ($b_{em} = 1254 \text{ mm}$). O momento fletor transversal solicitante de cálculo é dado por:

$$w = \frac{L_F}{2} + b_l = \frac{2500}{2} + 200 = 1450 \text{ mm}$$

$$M_{d,sl} = \text{maior} \begin{cases} \frac{F_d b_{em}}{15 w} = \frac{1,5 \times 10 \times 1,254}{15 \times 1,45} = 0,86 \text{ kN.m/m} \leftarrow \\ \frac{F_d b_{cv}}{15 w} = \frac{1,5 \times 10 \times 0,562}{15 \times 1,45} = 0,39 \text{ kN.m/m} \end{cases}$$

A armadura de distribuição para uma largura correspondente a 1000 mm deve ser determinada conforme os procedimentos de cálculo estabelecidos pela NBR 6118.

d) Punção

A força cortante resistente de cálculo à punção é dada por:

$$V_{p,Rd} = u_{cr} d_1 \tau_{Rd}$$

tem-se que:

$$u_{cr} = 2[(b_l + b_t + 4h_r) + 2d_F + (\pi - 2)t_c]$$

$$u_{cr} = 2[(200 + 200 + 4 \times 50) + 2 \times 103 + (\pi - 2)65] = 1760 \text{ mm}$$

$$d_1 = \frac{d_F + t_c}{2} = \frac{103 + 65}{2} = 84 \text{ mm}$$

$$k_p = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{84}} = 2,54 > 2,0 \Rightarrow k_p = 2,0$$

De acordo com a Tabela de Cargas do fabricante, a área da fôrma de aço referente a 1000 mm é de 1112 mm², logo a área da fôrma de aço referente à largura ($b_p + 2h_r + 3d_p$), pode ser determinada da seguinte maneira:

$$A_F = 1112 \times (0,2 + 2 \times 0,05 + 3 \times 0,103) = 677 \text{ mm}^2$$

Supondo a utilização de uma tela Q-92 ($A_s = 92 \text{ mm}^2/\text{m}$), têm-se as seguintes taxas de armadura nas direções longitudinal e transversal à fôrma, referentes às larguras ($b_p + 2h_r + 3d_p$) e ($b_l + 2h_r + 3d_p$), respectivamente:

$$\rho_F = \frac{A_F + A_{sl}}{d_F(b_p + 2h_r + 3d_F)} = \frac{677 + 92x(0,2 + 2x0,05 + 3x0,103)}{103x(200 + 2x50 + 3x103)} = 0,0117$$

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{t_c(b_l + 2h_r + 3d_F)} = \frac{92x(0,2 + 2x0,05 + 3x0,103)}{65x(200 + 2x50 + 3x103)} = 0,0014 \therefore$$

$$\rho = \sqrt{\rho_F \rho_s} = \sqrt{0,0117x0,0014} = 0,0040 < 0,02$$

Tem-se, portanto:

$$\tau_{Rd} = 0,13k_p (100\rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} \geq 0,30 f_{ctd}$$

$$\tau_{Rd} = 0,13x2,0(100x0,004x20)^{\frac{1}{3}} = 0,52 \text{ N/mm}^2 \geq 0,3 \frac{0,21^{\frac{2}{3}} \sqrt{20^2}}{1,4} =$$

$$0,33 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{p,Rd} = 1760x84x0,52 = 76877 \text{ N} = 76,88 \text{ kN} > 1,5x10 = 15 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

STEEL DECK MF-50
Tabela de Cargas Sobrepostas Máximas (kN/m²)

Aço ZAR-280 - $f_y = 280$ MPa

Espes- sura (mm)	Vãos Máximos Sem Escoramento			Peso Próprio (kN/m ²)	Momento Inércia (10 ⁶ mm ⁴)	Vãos da Laje Mista com Steel Deck MF-50 (mm)																	
	Simplex (mm)	Duplo (mm)	Triplo (mm)			Balanco (mm)	1.800	1.900	2.000	2.100	2.200	2.300	2.400	2.500	2.600	2.650	2.700	2.700	2.800	2.900	3.000	3.100	3.200
100																							
0,80	2.050	2.800	2.900	900	1,85	5,25	9,31	8,14	7,14	6,28	5,54	4,89	4,32	3,82	3,38	3,18	2,99	2,63	2,32	2,03	1,78	1,54	
0,95	2.550	3.150	3.250	1.100	1,86	5,61	11,68	10,24	9,01	7,96	7,04	6,25	5,55	4,94	4,40	4,15	3,92	3,49	3,10	2,75	2,44	2,16	
1,25	3.200	3.800	3.800	1.450	1,89	6,26	16,43	14,45	12,76	11,31	10,06	8,97	8,02	7,18	6,44	6,10	5,78	5,19	4,67	4,19	3,77	3,38	
110																							
0,80	1.800	2.700	2.800	900	2,08	6,89	10,56	9,23	8,10	7,13	6,29	5,55	4,91	4,34	3,84	3,61	3,39	3,00	2,64	2,32	2,02	1,76	
0,95	2.400	3.050	3.150	1.050	2,10	7,35	13,25	11,62	10,23	9,03	8,00	7,10	6,31	5,61	5,00	4,72	4,45	3,96	3,53	3,13	2,78	2,46	
1,25	3.050	3.650	3.650	1.400	2,13	8,19	18,64	16,39	14,48	12,84	11,42	10,18	9,10	8,15	7,31	6,93	6,57	5,90	5,31	4,77	4,29	3,85	
120																							
0,80	1.650	2.600	2.700	850	2,32	8,85	11,81	10,33	9,06	7,98	7,03	6,21	5,50	4,86	4,30	4,05	3,80	3,36	2,96	2,60	2,27	1,98	
0,95	2.250	2.900	3.000	1.050	2,33	9,43	14,82	13,00	11,44	10,10	8,95	7,94	7,06	6,28	5,60	5,28	4,99	4,44	3,95	3,51	3,12	2,76	
1,25	2.950	3.550	3.550	1.350	2,36	10,49	20,00	18,33	16,20	14,36	12,77	11,40	10,19	9,13	8,19	7,76	7,36	6,61	5,95	5,35	4,81	4,32	
130																							
0,80	1.490	2.500	2.600	850	2,55	11,16	13,06	11,42	10,02	8,82	7,78	6,88	6,08	5,38	4,76	4,48	4,21	3,72	3,28	2,88	2,52	2,19	
0,95	2.050	2.800	2.900	1.000	2,57	11,87	16,39	14,37	12,65	11,18	9,90	8,79	7,81	6,96	6,20	5,85	5,52	4,92	4,38	3,89	3,46	3,06	
1,25	2.800	3.400	3.400	1.350	2,60	13,19	20,00	20,00	17,91	15,89	14,13	12,61	11,28	10,10	9,06	8,59	8,14	7,32	6,59	5,92	5,33	4,79	
140																							
0,80	1.350	2.450	2.500	800	2,79	13,85	14,31	12,52	10,99	9,67	8,53	7,54	6,67	5,90	5,23	4,91	4,62	4,08	3,60	3,16	2,77	2,41	
0,95	1.850	2.750	2.800	1.000	2,80	14,72	17,96	15,75	13,87	12,25	10,85	9,63	8,57	7,63	6,80	6,42	6,06	5,40	4,81	4,27	3,79	3,36	
1,25	2.700	3.300	3.300	1.300	2,83	16,32	20,00	20,00	19,63	17,41	15,49	13,82	12,36	11,08	9,94	9,42	8,93	8,03	7,23	6,50	5,85	5,26	
150																							
0,80	1.250	2.300	2.450	800	3,02	16,93	15,57	13,61	11,95	10,52	9,28	8,20	7,26	6,42	5,69	5,35	5,03	4,44	3,92	3,44	3,02	2,63	
0,95	1.700	2.650	2.750	950	3,04	17,98	19,54	17,13	15,08	13,33	11,80	10,48	9,32	8,30	7,40	6,98	6,59	5,88	5,23	4,66	4,13	3,66	
1,25	2.600	3.200	3.250	1.250	3,07	19,90	20,00	20,00	20,00	18,94	16,85	15,04	13,45	12,05	10,82	10,25	9,72	8,74	7,86	7,08	6,37	5,72	
160																							
0,80	1.150	2.200	2.300	800	3,26	20,45	16,82	14,71	12,91	11,37	10,03	8,87	7,84	6,95	6,15	5,78	5,44	4,81	4,24	3,73	3,26	2,84	
0,95	1.600	2.550	2.650	950	3,27	21,69	20,00	18,51	16,30	14,40	12,76	11,33	10,07	8,97	8,00	7,55	7,13	6,35	5,66	5,04	4,47	3,96	
1,25	2.550	3.100	3.150	1.250	3,30	23,97	20,00	20,00	20,00	20,00	18,21	16,25	14,53	13,03	11,69	11,08	10,51	9,45	8,50	7,65	6,89	6,19	
170																							
0,80	1.050	2.050	2.150	750	3,49	24,43	18,07	15,81	13,88	12,22	10,78	9,53	8,43	7,47	6,61	6,22	5,85	5,17	4,56	4,01	3,51	3,06	
0,95	1.500	2.500	2.600	900	3,51	25,87	20,00	19,89	17,51	15,47	13,71	12,17	10,83	9,64	8,60	8,12	7,66	6,83	6,09	5,42	4,81	4,26	
1,25	2.450	3.050	3.050	1.200	3,54	28,55	20,00	20,00	20,00	20,00	19,57	17,46	15,62	14,00	12,57	11,91	11,29	10,16	9,14	8,23	7,41	6,66	

STEEL DECK MF-75 Tabela de Cargas Sobrepostas Máximas (kN/m²)

Aço ZAR-280 - f_y = 280 MPa

Espes- sura (mm)	Vãos Máximos Sem Escoramento			Peso Momento		Vãos da Laje Mista com Steel Deck MF-75 (mm)																
	Simples (mm)	Duplo (mm)	Triplô (mm)	Balço (mm)	Próprio (kN/m ²)	Inércia (10 ⁶ mm ⁴)	Carga Sobreposta Máxima (kN / m ²)															
							2.000	2.100	2.300	2.400	2.500	2.600	2.700	2.800	2.900	3.000	3.150	3.300	3.500	3.750	4.000	4.250
130																						
0,80	2.350	3.200	3.300	1.150	2,27	10,66	11,87	10,56	8,43	7,56	6,79	6,11	5,51	4,96	4,47	4,03	3,45	2,94	2,37	1,77	1,29	0,88
0,95	3.000	3.650	3.750	1.350	2,28	11,34	14,19	12,69	10,25	9,25	8,36	7,58	6,88	6,25	5,69	5,18	4,51	3,92	3,26	2,56	2,00	1,53
1,25	3.650	4.300	4.400	1.650	2,32	12,74	18,83	16,94	13,88	12,62	11,50	10,51	9,63	8,84	8,13	7,48	6,63	5,88	5,03	4,15	3,42	2,82
140																						
0,80	2.200	3.100	3.200	1.150	2,50	13,17	13,16	11,71	9,35	8,39	7,54	6,78	6,11	5,51	4,97	4,48	3,83	3,27	2,63	1,98	1,44	0,99
0,95	2.850	3.500	3.600	1.350	2,52	13,99	15,74	14,07	11,37	10,26	9,28	8,41	7,64	6,94	6,32	5,76	5,01	4,36	3,62	2,85	2,23	1,70
1,25	3.500	4.150	4.250	1.600	2,55	15,68	20,00	18,79	15,39	14,00	12,76	11,67	10,69	9,81	9,02	8,31	7,36	6,53	5,59	4,61	3,81	3,14
150																						
0,80	2.000	3.000	3.100	1.100	2,74	16,06	14,46	12,86	10,28	9,22	8,28	7,45	6,72	6,06	5,46	4,93	4,22	3,60	2,90	2,18	1,59	1,09
0,95	2.650	3.400	3.500	1.300	2,75	17,04	17,28	15,45	12,49	11,27	10,20	9,24	8,39	7,63	6,95	6,33	5,51	4,80	3,98	3,14	2,45	1,88
1,25	3.400	4.000	4.100	1.550	2,79	19,05	20,00	20,00	16,91	15,38	14,02	12,82	11,75	10,78	9,91	9,13	8,09	7,18	6,15	5,07	4,19	3,46
160																						
0,80	1.850	2.900	3.000	1.100	2,97	19,35	15,75	14,02	11,20	10,04	9,03	8,12	7,32	6,60	5,95	5,37	4,60	3,93	3,17	2,38	1,73	1,20
0,95	2.500	3.300	3.400	1.250	2,99	20,51	18,83	16,84	13,61	12,28	11,11	10,07	9,15	8,32	7,57	6,90	6,01	5,23	4,35	3,43	2,68	2,06
1,25	3.250	3.900	4.000	1.500	3,02	22,90	20,00	20,00	18,42	16,76	15,28	13,97	12,80	11,75	10,81	9,95	8,82	7,83	6,71	5,54	4,58	3,78
170																						
0,80	1.700	2.800	2.900	1.050	3,21	23,07	17,04	15,17	12,12	10,87	9,77	8,80	7,93	7,15	6,45	5,82	4,98	4,26	3,43	2,58	1,88	1,30
0,95	2.350	3.200	3.300	1.250	3,23	24,44	20,00	18,22	14,72	13,29	12,03	10,91	9,90	9,01	8,20	7,47	6,51	5,67	4,71	3,72	2,91	2,23
1,25	3.150	3.800	3.900	1.450	3,26	27,24	20,00	20,00	19,94	18,14	16,54	15,12	13,86	12,72	11,70	10,78	9,55	8,49	7,27	6,00	4,96	4,09
180																						
0,80	1.550	2.750	2.850	1.050	3,44	27,25	18,34	16,32	13,04	11,70	10,52	9,47	8,53	7,69	6,94	6,26	5,37	4,59	3,70	2,78	2,03	1,41
0,95	2.200	3.100	3.200	1.200	3,46	28,84	20,00	19,61	15,84	14,30	12,94	11,74	10,66	9,69	8,83	8,04	7,00	6,10	5,07	4,01	3,14	2,41
1,25	3.050	3.700	3.800	1.450	3,50	32,10	20,00	20,00	20,00	19,51	17,80	16,28	14,92	13,70	12,60	11,60	10,28	9,14	7,83	6,47	5,35	4,41
190																						
0,80	1.450	2.650	2.750	1.000	3,68	31,92	19,63	17,47	13,96	12,53	11,26	10,14	9,14	8,24	7,44	6,71	5,75	4,91	3,96	2,98	2,18	1,52
0,95	2.100	3.050	3.150	1.200	3,70	33,75	20,00	20,00	16,96	15,32	13,86	12,57	11,41	10,38	9,45	8,62	7,50	6,54	5,44	4,30	3,36	2,59
1,25	3.000	3.600	3.700	1.400	3,73	37,52	20,00	20,00	20,00	20,00	19,06	17,43	15,97	14,67	13,49	12,43	11,02	9,79	8,39	6,93	5,73	4,73
200																						
0,80	1.400	2.600	2.650	1.000	3,91	37,10	20,00	18,62	14,88	13,35	12,00	10,81	9,74	8,79	7,93	7,16	6,13	5,24	4,23	3,19	2,33	1,62
0,95	1.950	2.950	3.050	1.150	3,93	39,19	20,00	20,00	18,08	16,33	14,78	13,40	12,17	11,07	10,08	9,19	8,00	6,97	5,80	4,59	3,59	2,77
1,25	2.900	3.500	3.650	1.400	3,97	43,51	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	18,58	17,03	15,64	14,38	13,25	11,75	10,44	8,94	7,39	6,12	5,05

Referências Bibliográficas

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERES, **ASCE 3**: Standard for the structural design of composite slabs. Nova York, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS . **NBR 6118** : Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS . **NBR 8800** : Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS . **NBR 14323** : Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS . **NBR 14762** : Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2001.

CANADIAN SHEET STEEL BUILDING INSTITUTE, **S2**: Criteria for the testing of composite slabs. Cambridge, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, **EN 1994-1-1** : Eurocode 4- Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Bruxelas, 2004.

Johnson R.P. **Composite structures of steel and concrete** . 3a.ed. Oxford: Backweel Publishing, 2004.

Queiroz G.; Pimente R.J e Da Mata L.A.C. **Elementos das estruturas mistas aço-concreto**. 1ª.ed. Belo Horizonte: Ed. O Lutador, 2001.

Viest , Et al. **Composite construction design for buildings**. USA: McGraw Hill/co-published by ASCE, 1997.