

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS
MISTAS DE AÇO E CONCRETO CONFORME
A ABNT NBR 8800:2008**

AUTOR: FLAVIO TORRES DA FONSECA
PROF. ORIENTADOR: RODRIGO BARRETO CALDAS

Índice

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Objetivos	4
1.2	Organização do Texto	4
1.3	Estrutura a ser dimensionada	5
2	LAJE MISTA	8
2.1	Determinação da geometria ótima e da laje a ser utilizada	11
2.1.1	Procedimento de dimensionamento da laje mista	12
2.1.2	Geometria ótima	13
2.2	Cálculo das armaduras de reforço da laje	19
2.2.1	Disposições construtivas	20
2.2.2	Cálculo da armadura de retração	20
2.2.3	Cálculo da armadura de continuidade	21
2.2.4	Cálculo das armaduras para situação de incêndio	27
3	VIGAS MISTAS	33
3.1	Componentes da viga mista	34
3.1.1	Perfil de aço	34
3.1.2	Laje de concreto	35
3.1.3	Conectores de cisalhamento	37
3.2	Dimensionamento das vigas mistas - Teoria	44
3.2.1	Verificação das vigas mistas ao momento fletor	45
3.2.2	Verificação da limitação de tensões na viga de aço	54
3.2.3	Verificação das vigas mistas à força cortante	55
3.2.4	Verificação das vigas mistas ao ELS	55
3.2.5	Armadura de costura	56
3.3	Dimensionamento das vigas mistas	62
3.3.1	Obtenção dos esforços solicitantes de cálculo	62
3.3.2	Vigas VMS e VMP1 - Interação completa	67
3.3.3	Vigas VMS e VMP1 - Interação parcial	78
3.3.4	Vigas VMP2 - Interação completa	86
3.3.5	Vigas VMP2 - Interação parcial	99
3.4	Validação da planilha eletrônica	108

4	PILARES MISTOS	112
4.1	Dimensionamento dos pilares mistos - Teoria	113
4.1.1	Limites de aplicabilidade	114
4.1.2	Força axial de compressão resistente de cálculo	115
4.1.3	Pilares submetidos à flexo-compressão	117
4.1.4	Regiões de introdução de carga	118
4.2	Dimensionamento dos pilares mistos	119
4.2.1	Obtenção dos esforços solicitantes de cálculo	119
4.2.2	Propriedades dos materiais	120
4.2.3	Propriedades geométricas da seção transversal	121
4.2.4	Verificação da relação largura/espessura da mesa para não ocorrência de flambagem local	122
4.2.5	Verificação dos limites de aplicabilidade	123
4.2.6	Força axial de compressão resistente de cálculo	123
4.2.7	Introdução de carga devido às vigas ligadas ao pilar	124
4.2.8	Introdução de carga nas emendas e bases dos pilares	125
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	126
A	TABELAS LAJES MISTAS METFORM	127
B	PLANILHAS ELETRÔNICAS PARA CÁLCULO DAS VIGAS MIS- TAS	134
B.1	Vigas VMS e VMP1 - Interação completa	135
B.2	Vigas VMS e VMP1 - Interação parcial	144
B.3	Vigas VMP2 - Interação completa	153
B.4	Vigas VMP2 - Interação parcial	162
C	DESENHOS DE PROJETO	171

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

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 ganharam corpo, com o desenvolvimento de métodos e disposições construtivas que garantem o funcionamento conjunto desse dois materiais, ampliando de forma considerável as opções de projeto e construção.

Denomina-se sistema misto aço-concreto aquele 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 ou uma laje 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 de fôrmas de aço com cantos reentrantes) ou, em alguns casos, por simples aderência e repartição de cargas (como em pilares mistos sujeitos apenas à 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% (ABNT NBR 8800:2008), com a possibilidade de se usarem diferentes disposições construtivas. Em estruturas de concreto armado, essa contribuição não chega a 40%.

Outro exemplo são as vigas mistas em que 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 perfis de aço e de aço estrutural podem ser utilizados.

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:

- Com relação às estruturas de 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 estrutura.
- Com relação às estruturas de aço:
 - Redução considerável do consumo de aço estrutural.
 - Redução das proteções contra incêndio e corrosão.
 - Aumento da rigidez da estrutura.

O uso de estruturas mistas vem ganhando corpo no mercado da construção civil no Brasil. Mesmo em edifícios cuja estrutura seja construída primordialmente em 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 ABNT 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 edição de 1999 da ABNT NBR 14323 (Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio - Procedimento). Posteriormente, esses sistemas, em temperatura ambiente, foram incorporados à presente edição da ABNT NBR 8800:2008 (Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios), que passou a incorporar também, pela primeira vez no Brasil, as ligações mistas.

Nas figuras 1.1 a 1.6 são apresentadas fotos de algumas construções nas quais foram utilizadas estruturas mistas.



Figura 1.1: Laje mista



Figura 1.2: Conectores de cisalhamento

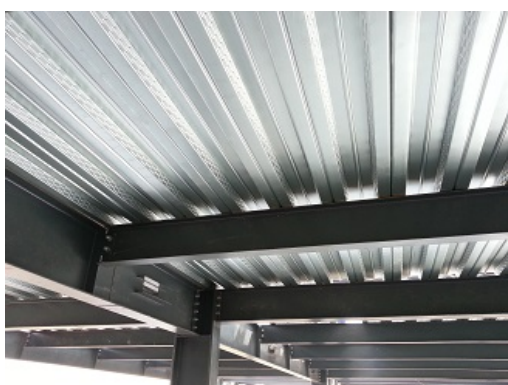


Figura 1.3: Vigas mistas e laje mista

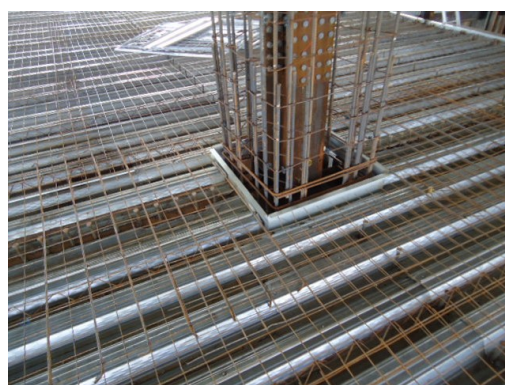


Figura 1.4: Laje mista e pilar misto



Figura 1.5: Pilar misto



Figura 1.6: Pilar misto concretado

1.1 Objetivos

O objetivo deste trabalho é fazer uma revisão bibliográfica dos procedimentos de dimensionamento de estruturas mistas de aço e concreto e contextualizá-los com um exemplo prático de dimensionamento de um módulo típico de um edifício.

O desenvolvimento de uma planilha eletrônica de dimensionamento de vigas mistas e sua validação através da comparação dos resultados obtidos por ela com os resultados obtidos manualmente é um objetivo secundário.

1.2 Organização do Texto

Este trabalho está organizado em 4 capítulos.

Este capítulo apresenta uma introdução às estruturas mistas de aço e concreto, os objetivos do trabalho, sua organização e os dados da estrutura a ser dimensionada como exemplo para os conceitos que serão abordados.

No capítulo 2 são apresentadas as características da laje mista de aço e concreto,

assim como as metodologias de escolha da geometria ótima a ser utilizada (geometria mais econômica) e de cálculo das armaduras de reforço da laje. É escolhida a geometria ótima e a laje a ser utilizada na estrutura em estudo.

Em seguida, é apresentada no capítulo 3 a viga mista de aço e concreto, seus componentes e seu procedimento de dimensionamento. São então dimensionadas as vigas VMS, VMP1 e VMP2 através de cálculos manuais e de uma planilha eletrônica desenvolvida para este fim. Os resultados obtidos são comparados.

Os requisitos dos pilares mistos são apresentados no capítulo 4, assim como a metodologia simplificada de dimensionamento. Os pilares mistos da estrutura em estudo são dimensionados.

Os anexos A, B e C apresentam tabelas de dimensionamento das lajes mistas, as planilhas eletrônicas de dimensionamento das vigas mistas e os desenhos de projeto representativos dos dimensionamentos feitos ao longo deste trabalho.

1.3 Estrutura a ser dimensionada

Neste trabalho serão dimensionados as lajes, vigas e pilares mistos de aço e concreto de uma estrutura de edifício comercial, considerando apenas as ações gravitacionais. O edifício é constituído de 10 pavimentos típicos acima do térreo (10 lajes) com pé direito de 3,5 *m* (distância entre faces das lajes).

Não será considerada a ação do vento e nenhuma outra força horizontal. Portanto, não será analisada a estabilidade da edificação.

Cada pavimento é constituído por módulos típicos de 8 metros por 9 metros, com vigas mistas secundárias apoiando em vigas mistas principais e estas apoiando em pilares mistos parcialmente envolvidos por concreto (figura 1.7).

A construção será considerada não escorada.

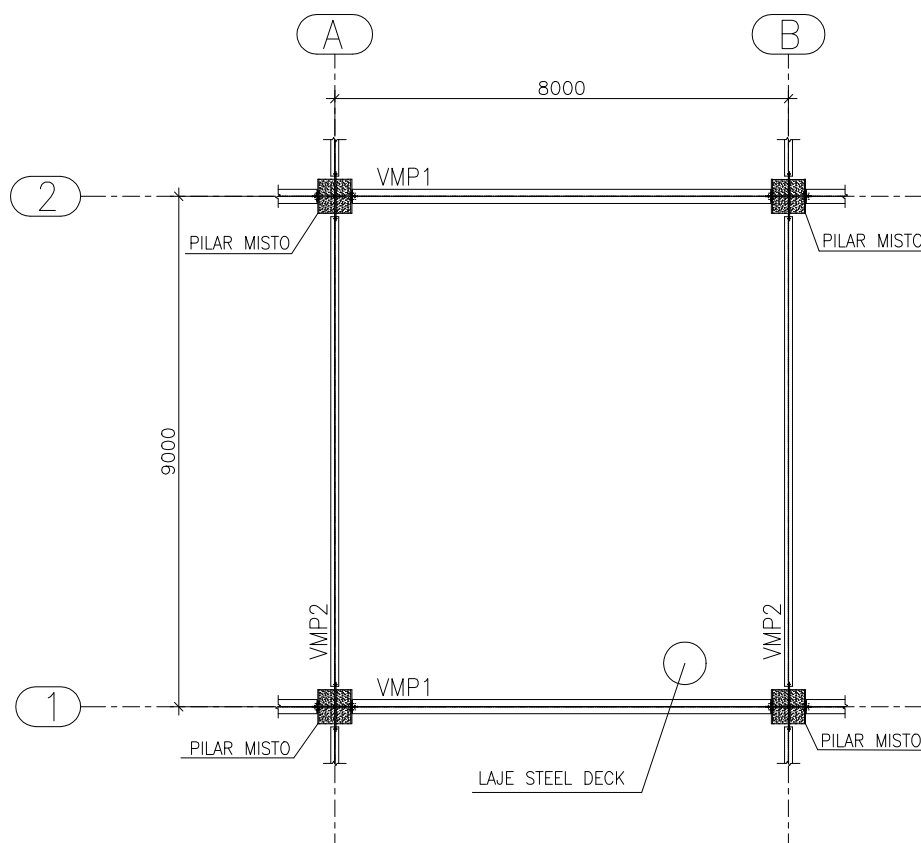


Figura 1.7: Módulo típico a ser dimensionado (vigas secundárias não representadas).

Os carregamentos em cada piso são:

- Peso próprio da laje (a ser determinado)
- Peso próprio da estrutura das vigas de aço = $0,30 \text{ kN/m}^2$ (estimado)
- Peso próprio de divisórias = $1,00 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio do revestimento do piso = $0,50 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga = $3,00 \text{ kN/m}^2$

Considerar:

- Perfis I soldados:
 - Aço estrutural USI CIVIL 350 ($f_y = 350 \text{ MPa}$, $f_u = 500 \text{ MPa}$)

- Vigas em perfil VS, conforme ABNT NBR 5884:2005, com altura próxima ao vão dividido por 20 ($d = L/20$)
- Pilares em perfil CS, conforme ABNT NBR 5884:2005, com dimensões mínimas $600 \times 600 \text{ mm}^2$
- Concreto:
 - $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ para lajes e vigas mistas
 - $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ para pilares mistos
 - Peso específico do concreto armado = 25 kN/m^3
- TRRF = 60 minutos

Capítulo 2

LAJE MISTA

Laje mista de aço e concreto, também chamada de laje com fôrma de aço incorporada, é aquela em que, na fase final, o concreto atua estruturalmente em conjunto com a fôrma de aço, usualmente com espessuras variando entre 0,80 e 1,25 *mm*, funcionando como parte ou como toda a armadura de tração da laje. Na fase inicial, ou seja, antes de o concreto atingir 75% da resistência à compressão especificada, a fôrma de aço suporta isoladamente as ações permanentes e a sobrecarga de construção.

Essas lajes com fôrma de aço incorporada, juntamente com as vigas mistas, constituem o sistema de piso mais utilizados nos países desenvolvidos e sua aplicação vem aumentando gradativamente no Brasil. Esses sistemas são competitivos para estruturas de vãos médios a elevados, caracterizando-se pela rapidez de execução e pela redução do peso total da estrutura.

Atualmente, existem no Brasil poucos fabricantes de fôrma de aço, levando a uma pequena variedade de perfis, obtendo-se lajes com alturas médias variando entre 100 e 200 *mm*. Os principais fabricantes brasileiros são Metform (MF 50 e MF 75), ArcelorMittal Perfilor (Polydeck 59S) e Medabil.

As fôrmas de aço devem ser fabricadas com chapas de aço estrutural que atendam aos requisitos da ABNT NBR 14762 (Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio) e normalmente apresentam a geometria mostrada na figura 2.1. Geralmente são galvanizadas em ambas as faces para uso em ambientes

não agressivos. Em outros ambientes, pode-se usar, adicionalmente à galvanização, pintura apropriada para manter a integridade da fôrma. Proteções diferentes dessas somente podem ser usadas caso seja demonstrado por estudos apropriados que a integridade da fôrma será mantida pelo período de tempo desejado.



Figura 2.1: Geometria da fôrma trapezoidal.

Basicamente, são três os materiais utilizados na confecção das lajes mistas com fôrma de aço incorporada, figura 2.2:

- A fôrma de aço incorporada, figura 2.1.
- O concreto, com resistência à compressão $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$.
- Uma armadura em tela soldada, para controle de fissuração, tendo área mínima de 0,1% da área de concreto acima do topo da fôrma.

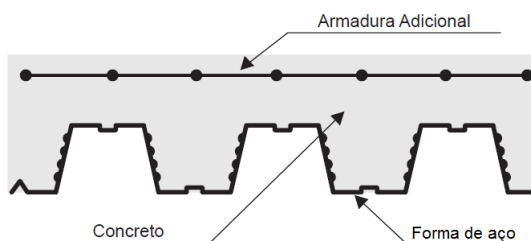


Figura 2.2: Composição da laje mista.

Dentre as vantagens do sistema com lajes mistas, tem-se:

- Facilidade de instalação e maior rapidez construtiva.
- Facilidade de adaptação para colocação de tubulações.
- Dispensa de escoramento, reduzindo o tempo de construção.
- Maior segurança no trabalho.
- Praticidade de execução, dispensando o processo de desforma.

Dentre as desvantagens, tem-se:

- Maior quantidade de vigas secundárias.
- Em alguns casos, por questões estéticas, a necessidade de utilização de forros suspensos.

Quanto ao aspecto do comportamento estrutural, diversas funções das fôrmas de aço empregadas nas lajes mistas podem ser citadas:

- Suportam os carregamentos durante a construção.
- Funcionam como plataforma de trabalho.
- Substituem a armadura positiva na laje, na direção da nervura, após o concreto atingir sua resistência.
- Contraventam a estrutura, desempenhando papel de diafragma horizontal.
- Distribuem as deformações por retração.
- Evitam a fissuração excessiva do concreto.

Na fase inicial da construção, ou seja, antes de o concreto atingir 75% da resistência à compressão especificada, a fôrma de aço suporta isoladamente as ações permanentes e a sobrecarga de construção. Na fase final, a fôrma de aço e o concreto combinam-se para formar um único elemento estrutural misto, com a fôrma de aço substituindo a armadura positiva da laje. Adicionalmente, a fôrma de aço deve ser capaz de transmitir o cisalhamento longitudinal na interface entre o aço e o concreto.

Entretanto, apenas a aderência natural entre o aço e o concreto não é considerada suficiente para assegurar o comportamento misto. Esse comportamento deve ser garantido por uma ligação mecânica, com saliências ou mossas nas fôrmas de aço, figura 2.3(a), ou uma ligação por atrito, com o confinamento do concreto nas fôrmas de aço reentrantes, figura 2.3(b). Neste trabalho consideraremos apenas as fôrmas trapezoidais com mossas ou saliências, por serem as existentes no mercado atual.

Mais critérios de projeto de lajes mistas podem ser encontrados na ABNT NBR 8800, em Fakury et al. (2014) e nos manuais de projeto das fabricantes.

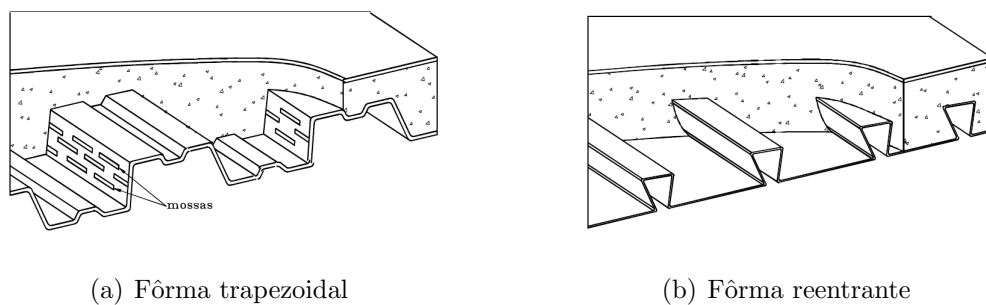


Figura 2.3: Tipos de fôrma.

2.1 Determinação da geometria ótima e da laje a ser utilizada

O dimensionamento das lajes mistas envolve a consideração simultânea de diversos parâmetros que influenciam na escolha da melhor solução. Tais parâmetros correspondem, entre outros, ao peso da fôrma de aço, peso do concreto, números de vigas secundárias, com os comprimentos em cada direção e correspondentes perfis a serem utilizados nessas vigas, refletindo em viabilidade e otimização econômica, e disponibilidade no mercado dos elementos escolhidos.

Portanto, não existe um critério único para escolha da melhor solução de laje mista em um piso.

Na prática, a melhor solução seria determinada pelo levantamento dos custos, escolhendo-se a mais econômica. Como é inviável neste trabalho realizar a verificação completa das vigas ao momento fletor e cortante para cada solução possível, serão adotados os seguintes critérios de determinação da geometria ótima:

1. Menor peso de chapa de aço, definido em função da espessura da chapa.
2. Menor comprimento total de vigas secundárias, independentemente dos perfis a serem utilizados nessas vigas.
3. Menor peso próprio do sistema, valor apresentado nas tabelas de dimensionamento fornecidas pelos fabricantes, que praticamente corresponde ao peso do concreto da laje.

2.1.1 Procedimento de dimensionamento da laje mista

O dimensionamento da laje mista deverá ser sempre realizado em duas fases, correspondentes às funções de fôrma para concretagem (durante a construção) e de armadura positiva das lajes (após a cura do concreto)¹.

A primeira fase corresponde à verificação do vão máximo sem escoramento que poderá ser adotado para a fôrma de aço de maneira a eliminar a necessidade de escoramentos durante a etapa de construção da laje (montagem e concretagem).

Os fabricantes de fôrma de aço devem disponibilizar tabelas de cargas com “vãos máximos sem escoramento” para seus produtos. Estes vãos podem ser simples, duplos ou triplos. As tabelas para as fôrmas de aço MF 50 e MF 75 da Metform são apresentadas no anexo A.

A segunda fase envolve a verificação do sistema misto para suportar as cargas da edificação. Nessa etapa, admite-se que o concreto já tenha atingido uma resistência à compressão maior ou igual a 75% do f_{ck} de projeto. Para verificação das lajes às cargas de serviço, deverão ser comparados valores de “carga sobreposta máxima”, indicados nas tabelas fornecidas pelos fabricantes, com a soma das cargas sobrepostas atuantes após a cura do concreto. Para a soma das cargas sobrepostas (revestimentos e sobrecargas) deverão ser consideradas todas as cargas, exceto o peso próprio da laje. Não é necessária a utilização dos coeficientes de majoração, devendo-se portanto trabalhar com valores de cargas nominais.

Neste trabalho serão consideradas apenas lajes mistas isostáticas, sem continuidade estrutural na região do apoio. Para os casos em que seja necessário o dimensionamento de lajes mistas com continuidade estrutural sobre os apoios (balanços, por exemplo), consultar os manuais técnicos dos fabricantes.

¹O procedimento apresentado é coerente com as informações fornecidas pela Metform em seu manual técnico (Metform, 2007) e pode ser diferente para outros fabricantes.

2.1.2 Geometria ótima

A carga sobreposta atuante nas lajes é igual a $4,50 \text{ kN/m}^2$. Esse valor corresponde ao somatório do peso próprio das divisórias, peso próprio do revestimento do piso e sobrecarga, cujos valores são apresentados na seção 1.3.

2.1.2.1 Vigas secundárias na direção do menor vão

Considerando-se a colocação de vigas secundárias na direção do menor vão, os critérios estabelecidos, a condição de construção sem escoramento e consultando-se as tabelas de dimensionamento para as lajes MF 50 e MF 75 fornecidas pelo fabricante, tem-se:

- 1 viga secundária: vão da laje = $9/2 = 4,5 \text{ m}$
 - Não existe nas tabelas de dimensionamento.
- 2 vigas secundárias: vão da laje = $9/3 = 3,0 \text{ m}$
 - Considerando-se as lajes de piso que oferecem resistência suficiente à carga sobreposta aplicada, a condição de contorno de construção sem escoramento e espessura de chapa de $0,80 \text{ mm}$:

Steel deck	Espessura da laje [mm]	Espessura da chapa [mm]	Comprimento total das vigas secundárias [m]	Carga sobreposta máxima [kN/m^2]	Peso próprio [kN/m^2]
MF 75	150	0,80	$2 \times 8 = 16$	4,93	2,74

- 3 vigas secundárias: vão da laje = $9/4 = 2,25 \text{ m}$
 - Considerando-se as lajes de piso que oferecem resistência suficiente à carga sobreposta aplicada (interpolando os valores apresentados nas tabelas), a condição de contorno de construção sem escoramento e espessura de chapa de 0,80 mm:

Steel deck	Espessura da laje [mm]	Espessura da chapa [mm]	Comprimento total das vigas secundárias [m]	Carga sobreposta máxima [kN/m^2]	Peso próprio [kN/m^2]
MF 50	110	0,80	$3 \times 8 = 24$	5,92	2,08
MF 50	120	0,80	$3 \times 8 = 24$	6,62	2,32
MF 50	130	0,80	$3 \times 8 = 24$	7,33	2,55
MF 50	140	0,80	$3 \times 8 = 24$	8,03	2,79
MF 50	150	0,80	$3 \times 8 = 24$	8,74	3,02
MF 75	140	0,80	$3 \times 8 = 24$	9,90	2,50
MF 75	150	0,80	$3 \times 8 = 24$	10,88	2,74
MF 75	160	0,80	$3 \times 8 = 24$	11,85	2,97
MF 75	170	0,80	$3 \times 8 = 24$	12,83	3,21
MF 75	180	0,80	$3 \times 8 = 24$	13,80	3,44
MF 75	190	0,80	$3 \times 8 = 24$	14,78	3,68
MF 75	200	0,80	$3 \times 8 = 24$	15,75	3,91

- 4 vigas secundárias: vão da laje = $9/5 = 1,80 \text{ m}$
 - Como já se obteve para a situação com 3 vigas secundárias soluções com fôrma de menor espessura, o que satisfaz o 1º critério, aumentar o número de vigas secundárias seria contra o 2º critério. Portanto, não faz sentido analisar as situações com 4 ou mais vigas secundárias.

Separando apenas as soluções mais econômicas para cada caso:

Steel deck	Espessura da laje [mm]	Espessura da chapa [mm]	Comprimento total das vigas secundárias [m]	Carga sobreposta máxima [kN/m^2]	Peso próprio [kN/m^2]
MF 75	150	0,80	$2 \times 8 = 16$	4,93	2,74
MF 50	110	0,80	$3 \times 8 = 24$	5,92	2,08
MF 75	140	0,80	$3 \times 8 = 24$	9,90	2,50

Segundo os critérios estabelecidos:

1. Menor peso de chapa de aço: espessura da chapa = 0,80 mm
2. Menor comprimento total de vigas secundárias = 16 m
3. Menor peso próprio do sistema: 2,74 kN/m^2

Portanto, para colocação das vigas secundárias na direção do menor vão, a melhor solução é a laje MF 75 com altura total de 150 mm (75 mm de altura da fôrma e 75 mm de altura de concreto acima da nervura) e espessura da fôrma de 0,80 mm, com peso próprio de 2,74 kN/m^2 , cujo valor da carga sobreposta máxima é de 4,93 kN/m^2 , superior à carga sobreposta considerada de 4,50 kN/m^2 . Vãos de 3,0 m, no mínimo duplos ou triplos, sem escoramento.

2.1.2.2 Vigas secundárias na direção do maior vão

Considerando-se a colocação de vigas secundárias na direção do maior vão, os critérios estabelecidos, a condição de construção sem escoramento e consultando-se as tabelas de dimensionamento para as lajes MF 50 e MF 75 fornecidas pelo fabricante, tem-se:

- 1 viga secundária: vão da laje = $8/2 = 4,0$ m
 - Apenas as lajes com espessura de fôrma maiores que 0,80 mm apresentam resistência suficiente. De forma a atender ao 1º critério, estas lajes serão desprezadas.

- 2 vigas secundárias: vão da laje = $8/3 = 2,667$ m
 - Considerando-se as lajes de piso que oferecem resistência suficiente à carga sobreposta aplicada (interpolando os valores apresentados nas tabelas), a condição de contorno de construção sem escoramento e espessura de chapa de 0,80 mm:

Steel deck	Espessura da laje [mm]	Espessura da chapa [mm]	Comprimento total das vigas secundárias [m]	Carga sobreposta máxima [kN/m^2]	Peso próprio [kN/m^2]
MF 50	140	0,80	$2 \times 9 = 18$	4,81	2,79
MF 50	150	0,80	$2 \times 9 = 18$	5,24	3,02
MF 50	160	0,80	$2 \times 9 = 18$	5,66	3,26
MF 50	170	0,80	$2 \times 9 = 18$	6,09	3,49
MF 75	140	0,80	$2 \times 9 = 18$	6,33	2,50
MF 75	150	0,80	$2 \times 9 = 18$	6,96	2,74
MF 75	160	0,80	$2 \times 9 = 18$	7,58	2,97
MF 75	170	0,80	$2 \times 9 = 18$	8,22	3,21
MF 75	180	0,80	$2 \times 9 = 18$	8,84	3,44

- 3 vigas secundárias: vão da laje = $8/4 = 2,0$ m
 - Considerando-se as lajes de piso que oferecem resistência suficiente à carga sobreposta aplicada, a condição de contorno de construção sem escoramento e espessura de chapa de 0,80 mm:

Steel deck	Espessura da laje [mm]	Espessura da chapa [mm]	Comprimento total das vigas secundárias [m]	Carga sobreposta máxima [kN/m ²]	Peso próprio [kN/m ²]
MF 50	110	0,80	$3 \times 9 = 27$	8,10	2,08
MF 50	120	0,80	$3 \times 9 = 27$	9,06	2,32
MF 50	130	0,80	$3 \times 9 = 27$	10,02	2,55
MF 50	140	0,80	$3 \times 9 = 27$	10,99	2,79
MF 50	150	0,80	$3 \times 9 = 27$	11,95	3,02
MF 50	160	0,80	$3 \times 9 = 27$	12,91	3,26
MF 50	170	0,80	$3 \times 9 = 27$	13,88	3,49
MF 75	140	0,80	$3 \times 9 = 27$	13,16	2,50
MF 75	150	0,80	$3 \times 9 = 27$	14,46	2,74
MF 75	160	0,80	$3 \times 9 = 27$	15,75	2,97
MF 75	170	0,80	$3 \times 9 = 27$	17,04	3,21
MF 75	180	0,80	$3 \times 9 = 27$	18,34	3,44
MF 75	190	0,80	$3 \times 9 = 27$	19,63	3,68
MF 75	200	0,80	$3 \times 9 = 27$	20,00	3,91

- 4 vigas secundárias: vão da laje = $8/5 = 1,60 m$
 - Como já se obteve para a situação com 3 vigas secundárias soluções com fôrma de menor espessura, o que satisfaz o 1º critério, aumentar o número de vigas secundárias seria contra o 2º critério. Portanto, não faz sentido analisar as situações com 4 ou mais vigas secundárias.

Separando apenas as soluções mais econômicas para cada caso:

Steel deck	Espessura da laje [mm]	Espessura da chapa [mm]	Comprimento total das vigas secundárias [m]	Carga sobreposta máxima [kN/m ²]	Peso próprio [kN/m ²]
MF 50	140	0,80	$2 \times 9 = 18$	4,81	2,79
MF 75	140	0,80	$2 \times 9 = 18$	6,33	2,50
MF 50	110	0,80	$3 \times 9 = 27$	8,10	2,08
MF 75	140	0,80	$3 \times 9 = 27$	13,16	2,50

Segundo os critérios estabelecidos:

1. Menor peso de chapa de aço: espessura da chapa = 0,80 mm
2. Menor comprimento total de vigas secundárias = 18 m
3. Menor peso próprio do sistema: 2,50 kN/m²

Portanto, para colocação das vigas secundárias na direção do maior vão, a melhor solução é a laje MF 75 com altura total de 140 mm (75 mm de altura da fôrma e 65 mm de altura de concreto acima da nervura) e espessura da fôrma de 0,80 mm, com peso próprio de 2,50 kN/m², cujo valor da carga sobreposta máxima é de 6,33 kN/m², superior à carga sobreposta considerada de 4,50 kN/m². Vãos de 2,667 m, no mínimo duplos ou triplos, sem escoramento.

2.1.2.3 Solução final

Apresentando apenas as soluções mais econômicas para cada caso:

Steel deck	Espessura da laje [mm]	Espessura da chapa [mm]	Comprimento total das vigas secundárias [m]	Carga sobreposta máxima [kN/m ²]	Peso próprio [kN/m ²]
MF 75	150	0,80	2 × 8 = 16	4,93	2,74
MF 75	140	0,80	2 × 9 = 18	6,33	2,50

Segundo os critérios estabelecidos:

1. Menor peso de chapa de aço: espessura da chapa = 0,80 mm
2. Menor comprimento total de vigas secundárias = 16 m
3. Menor peso próprio do sistema: 2,50 kN/m²

Portanto, deve-se colocar duas vigas secundárias na direção do menor vão e utilizar a laje MF 75 com altura total de 150 mm (75 mm de altura da fôrma e 75 mm de altura de concreto acima da nervura) e espessura da fôrma de 0,80 mm,

com peso próprio de $2,74 \text{ kN/m}^2$, cujo valor da carga sobreposta máxima é de $4,93 \text{ kN/m}^2$, superior à carga sobreposta considerada de $4,50 \text{ kN/m}^2$. Vãos de $3,0 \text{ m}$, no mínimo duplos ou triplos, sem escoramento.

A figura 2.4 apresenta a representação esquemática desta estrutura.

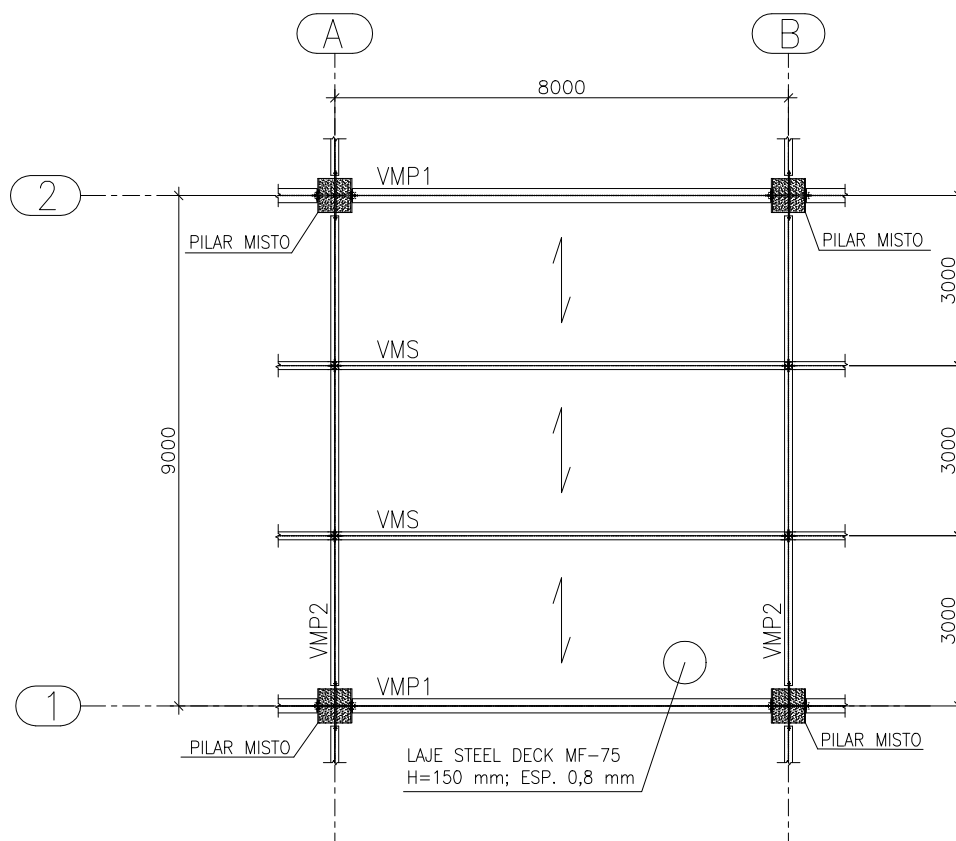


Figura 2.4: Representação esquemática da estrutura com geometria ótima.

2.2 Cálculo das armaduras de reforço da laje

Nesta seção seção calculadas as armaduras de reforço da laje mista. Os desenhos indicativos destas armações são apresentados no anexo C.

2.2.1 Disposições construtivas

As barras das armaduras de reforço da laje devem ter diâmetro máximo de $1/8$ da altura t_c da laje (nas lajes maciças, a altura total, nas lajes com fôrma incorporada, a altura acima das nervuras e nas lajes com pré-laje de concreto pré-moldada, a altura acima da pré-laje), ter espaçamento máximo entre eixos de 400 mm , e ser dispostas com espaçamento livre entre as faces igual ou superior ao maior dos seguinte valores:

- 20 mm
- diâmetro das barras
- 1,2 vezes a dimensão máxima do agregado graúdo (nas lajes, normalmente se usa brita 01, cuja maior dimensão atinge 25 mm)

Esses mesmos valores de espaçamentos livres devem ser obedecidos entre a face de uma barra da armadura e a face superior do perfil de aço ou a face superior da nervura de uma fôrma de aço, ou a face superior de uma pré-laje de concreto.

Com relação ao posicionamento, as barras das armaduras de reforço devem ter, nas construções usuais, cobrimento mínimo de concreto igual ao seu diâmetro e igual ao valor estipulado na tabela 2.1 em função da classe de agressividade ambiental, o que for maior, e ser espaçadas uniformemente. Adicionalmente, a dimensão máxima do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20% o valor do cobrimento estipulado.

Todas as armaduras devem ser devidamente ancoradas, conforme prescrições da ABNT NBR 6118.

2.2.2 Cálculo da armadura de retração

Para lajes mistas 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

Tabela 2.1: Valores de cobrimento mínimo das armaduras de reforço

Agressividade ambiental ¹	Ambiente	Cobrimento [mm]
I (fraca)	Rural ou submersa	20
II (moderada)	Urbano	25
III (forte)	Marinho e industrial	35
IV (muito forte)	Industrial químico agressivo e respingos de maré	45

1) Pode-se admitir uma agressividade ambiental um nível mais brando em ambiente interno seco ou se o concreto for revestido com argamassa e pintura.

deve ser colocada preferencialmente a 20 *mm* abaixo do topo da laje. (ABNT NBR 8800:2008, item Q.3.2.1).

Para a laje definida no item 2.1.2, tem-se:

- Altura de concreto acima da face superior da fôrma = $150 - 75 = 75 \text{ mm}$

Portanto:

$$A_{s,ret} = 0,10\% A_c = 0,10\% \times (7,5 \times 100) = 0,75 \text{ cm}^2/m \quad (2.1)$$

Será adotada tela nervurada soldada mínima Q75 ($\phi 3,8 \times \phi 3,8 - 150 \times 150$), que apresenta área de aço $A_s = 0,75 \times 0,75 \text{ cm}^2/m$, em toda a extensão da laje. Ressalta-se que esta tela poderá ser alterada segundo os critérios de proteção contra incêndio, conforme será visto na seção 2.2.4.

2.2.3 Cálculo da armadura de continuidade

Geralmente, as vigas da estrutura de sustentação da laje são calculadas como simplesmente apoiadas, adotando-se condições de rótulas em suas extremidades. Porém, existe uma tendência de continuidade das vigas secundárias nas regiões de

ligação destas com as vigas principais. Este efeito pode provocar a abertura de fissuras paralelas ao eixo das vigas principais (figura 2.5).

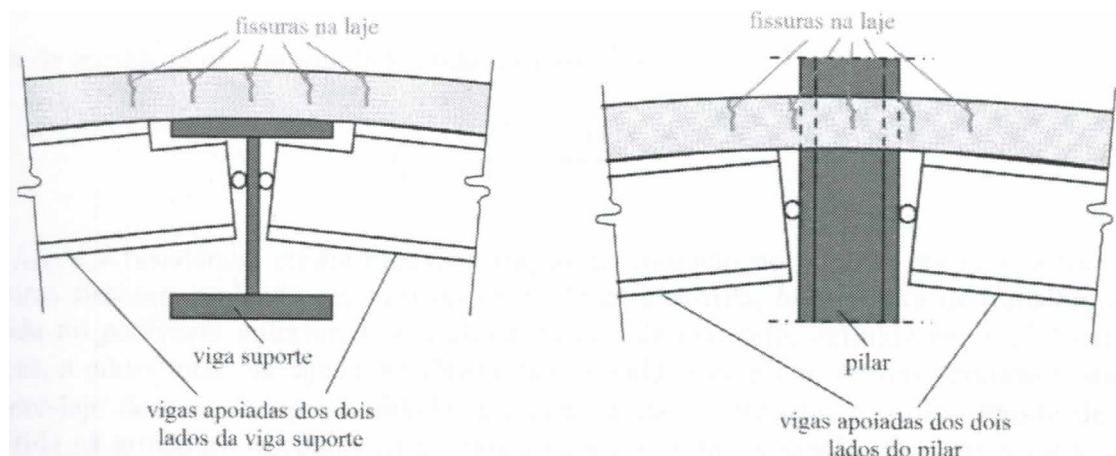


Figura 2.5: Fissuras em laje em decorrência da tendência de continuidade.

Visando-se a evitar a ocorrência destas fissuras, deverá ser utilizada uma armadura adicional sobre as vigas principais, além da armadura de retração. Esta armadura adicional deverá ser executada em barras redondas, colocadas na região das ligações entre as vigas secundárias e principais, com cobrimento de cerca de 20 *mm*.

São encontrados na literatura técnica duas maneiras de se calcular esta armadura, uma fornecida por Fakury et al. (2014), baseada nas prescrições da ABNT NBR 8800:2008 e da ABNT NBR 6118:2014, e outra por Metform (2007). Estas duas metodologias serão apresentadas a seguir e os resultados obtidos por elas serão comparados.

2.2.3.1 Cálculo conforme Fakury et al. (2014)

Segundo Fakury et al. (2014), a área da armadura de continuidade é dada por:

$$A_{s,c} = \frac{0,72 f_{ct,ef} b_t t_c}{\sigma_{st}} \quad (2.2)$$

em que:

$f_{ct,ef}$ = resistência média efetiva à tração do concreto no instante em que se formam as primeiras fissuras, podendo ser tomada igual a 3 MPa .

b_t = largura de trabalho da laje, tomada simplificadamente como $1/32$ da soma dos vãos das vigas que chegam de ambos os lados do apoio.

t_c = altura da laje de concreto (nas lajes maciças, a altura total, nas lajes com fôrma incorporada, a altura acima das nervuras e nas lajes com pré-laje de concreto pré-moldada, a altura acima da pré-laje).

σ_{st} = tensão de tração permitida na armadura imediatamente após a ocorrência da fissuração. O valor desta grandeza, em MPa , pode ser dado por:

$$\sigma_{st} = 810 \sqrt{\frac{w_k f_{ck}^{2/3}}{\phi}} \leq f_{ys} \quad (2.3)$$

em que w_k é a abertura máxima característica das fissuras, em milímetros, fornecida na tabela 2.2 em função da agressividade ambiental, f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão em MPa , ϕ é o diâmetro das barras da armadura em milímetros (não podem ser usadas barras com diâmetros superior a 20 mm) e f_{ys} é a resistência ao escoamento do aço da armadura em MPa (para o aço CA-50, normalmente utilizado, $f_{ys} = 500 \text{ MPa}$).

Destaca-se que, obviamente, a armadura de continuidade não é necessária se não houver continuidade da laje, por exemplo, se a viga chegar a um pilar extremo do piso ou a uma viga de extremidade.

As barras da armadura de continuidade devem ter comprimento mínimo de $1/8$ do vão da viga sob a laje com tendência de continuidade, de cada lado do eixo de apoio, e devem se situar no interior de uma largura de trabalho da laje b_t , tomada simplificadamente como $1/32$ da soma dos vãos das vigas que chegam de ambos os lados do apoio. Quando o apoio é um pilar contínuo, podem passar ao lado

Tabela 2.2: Valores de w_k

Agressividade ambiental ¹	Ambiente	w_k [mm]
I (fraca)	Rural ou submersa	0,4
II (moderada)	Urbano	0,3
III (forte)	Marinho e industrial	0,3
IV (muito forte)	Industrial químico agressivo e respingos de maré	0,2

1) Pode-se admitir uma agressividade ambiental um nível mais brando em ambiente interno seco ou se o concreto for revestido com argamassa e pintura.

do pilar. No entanto, caso algumas barras caiam fora da largura de trabalho b_t , devem ser feitos furos nas mesas ou na alma do pilar para sua passagem. As barras são colocadas usualmente em camada única, obedecendo às disposições construtivas indicadas na seção 2.2.1.

Para a estrutura em estudo, tem-se:

$$\phi_{m\acute{a}x} = t_c/8 = (150 - 75)/8 = 9,4 \text{ mm} \rightarrow \phi_{adotado} = 8 \text{ mm} \quad (2.4)$$

$$\sigma_{st} = 810 \sqrt{\frac{0,3 \times 20^{2/3}}{8,0}} = 425,77 \text{ MPa} \leq 500 \text{ MPa} \quad (2.5)$$

Para as vigas VMS e VMP1, tem-se:

$$b_t = (800 + 800)/32 = 50,0 \text{ cm} \quad (2.6)$$

$$A_{s,c} = \frac{0,72 \times 3,0 \times 50,0 \times 7,5}{425,77} = 1,90 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 8,0 \text{ mm} \quad (2.7)$$

$$L_{armadura} = L_{viga}/8 = 800/8 = 100 \text{ cm} \text{ (para cada lado)} \quad (2.8)$$

Para as vigas VMP2, tem-se:

$$b_t = (900 + 900)/32 = 56,25 \text{ cm} \quad (2.9)$$

$$A_{s,c} = \frac{0,72 \times 3,0 \times 56,25 \times 7,5}{425,77} = 2,14 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \phi 8,0 \text{ mm} \quad (2.10)$$

$$L_{armadura} = L_{viga}/8 = 900/8 = 112,5 \text{ cm (para cada lado)} \quad (2.11)$$

2.2.3.2 Cálculo conforme Metform (2007)

Segundo Metform (2007), a área da armadura de continuidade é dada por:

$$A_{s,c} = 0,5\% \left(\frac{L_{sm}}{8} \times t_c \right) \quad (\text{vigas secundárias}) \quad (2.12)$$

$$A_{s,c} = 0,6\% \left(\frac{L_{pm}}{8} \times t_c \right) \quad (\text{vigas principais}) \quad (2.13)$$

em que:

L_{sm} = vão médio da viga secundária.

L_{pm} = vão médio da viga principal.

t_c = altura da laje de concreto (nas lajes maciças, a altura total, nas lajes com fôrma incorporada, a altura acima das nervuras e nas lajes com pré-laje de concreto pré-moldada, a altura acima da pré-laje).

O Manual Técnico da Metform estabelece que as barras da armadura de continuidade devem ter comprimento mínimo de 1/8 do vão da viga sob a laje com tendência de continuidade, de cada lado do eixo de apoio, mas não determina a largura dentro da qual esta armadura deve ser distribuída. Este manual também recomenda o uso de barras de diâmetro de 12,5 mm para todos os casos, mas isto contraria as disposições construtivas apresentadas em 2.2.1 e na ABNT NBR 6118:2014 para algumas alturas de laje, incluindo a altura em estudo neste trabalho.

Para a estrutura em estudo, tem-se:

$$\phi_{máx} = t_c/8 = (150 - 75)/8 = 9,4 \text{ mm} \rightarrow \phi_{adotado} = 8 \text{ mm} \quad (2.14)$$

Portanto, tem-se para as vigas VMS e VMP1:

$$A_{s,c} = 0,5\% \left[\frac{(800 + 800/2)}{8} \times 7,5 \right] = 3,75 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \phi 8,0 \text{ mm} \quad (2.15)$$

$$L_{armadura} = L_{viga}/8 = 800/8 = 100,0 \text{ cm (para cada lado)} \quad (2.16)$$

E para as vigas VMP2:

$$A_{s,c} = 0,6\% \left[\frac{(900 + 900/2)}{8} \times 7,5 \right] = 5,06 \text{ cm}^2 \rightarrow 12 \phi 8,0 \text{ mm} \quad (2.17)$$

$$L_{armadura} = L_{viga}/8 = 900/8 = 112,5 \text{ cm (para cada lado)} \quad (2.18)$$

2.2.3.3 Comparação entre os valores obtidos

A tabela 2.3 apresenta os valores obtidos pelas duas metodologias.

Tabela 2.3: Comparação entre os valores obtidos

Vigas	Fakury et al. (2014)		Metform (2007)	
	$A_{s,c}$ [cm ²]	$L_{armadura}$ [cm]	$A_{s,c}$ [cm ²]	$L_{armadura}$ [cm]
VMS e VMP1	1,90	100	3,75	100
VMP2	2,14	112,5	5,06	112,5

Nota-se que os comprimentos das armaduras são iguais para as duas metodologias. Porém, as áreas de armadura calculadas segundo o Manual Técnico da Metform (Metform, 2007), são bem superiores aos valores calculados segundo Fakury et al. (2014), sendo que no caso da VMP2, obteve-se mais que o dobro de área de aço.

Portanto, neste trabalho adotaremos os valores obtidos conforme Fakury et al. (2014), não só por serem mais econômicos, mas também por serem baseados nas normas técnicas brasileiras.

2.2.4 Cálculo das armaduras para situação de incêndio

A verificação das lajes mistas em situação de incêndio deve seguir as prescrições da ABNT NBR 14323:2013, item C.3 do anexo C.

Para TRRF (tempo requerido de resistência ao fogo) de até 30 minutos, seguindo as especificações da ABNT NBR 14323:2013, todas as lajes com steel deck Metform atendem aos requisitos exigidos e não são necessárias verificações adicionais.

Para TRRF superiores a 30 minutos (60, 90 ou 120 minutos) deverão ser realizadas verificações adicionais em situação de incêndio. Nestas verificações todo o carregamento aplicado (durante o incêndio) deverá ser suportado por armaduras adicionais (positivas e/ou negativas) com os elementos (concreto e aço de armaduras) com resistência minorada devido ao efeito da temperatura.

A consideração de resistência da laje em incêndio garantida exclusivamente pelo concreto e armaduras utilizadas é econômica pois dispensa o gasto com material para proteção e isolamento térmico do steel deck.

Para possibilitar a verificação especial em situação de incêndio, conforme o TRRF necessário, será exigido que as lajes mistas atendam aos critérios de isolamento térmico (lâmina média de concreto - h_{ef}) tal com descrito na tabela 2.4.

Tabela 2.4: Valores mínimos de h_{ef}

TRRF [min]	$h_{ef,min}$ [mm]
30	60
60	80
90	100
120	120

Para a verificação de lajes em situação de incêndio (sem aplicação de materiais

para proteção passiva), além do critério de isolamento térmico acima descrito, também deverão ser atendidos os critérios de resistência da seção aos carregamentos. Deverá ser verificada a resistência das lajes mistas ao momento positivo e/ou negativo de acordo com o modelo estático (simplesmente apoiado ou contínuo) adotado no tramo analisado. Toda seção analisada (momentos positivos e/ou negativos) deverá ter resistência garantida exclusivamente pelas armaduras adicionais e pelo concreto (com resistências minoradas devido ao efeito de temperatura elevada).

De acordo com a ABNT NBR 14323:2013 as combinações para cargas de cálculo em situação de incêndio deverão atender à seguinte formulação:

$$Q_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{gi} + F_{Q,exc} + \alpha F_Q \quad (2.19)$$

em que:

F_g = valor nominal da ação permanente.

$F_{Q,exc}$ = valor nominal das ações térmicas.

F_Q = valor nominal das ações variáveis devidas às cargas acidentais.

γ_g = coeficiente de ponderação para as ações permanentes:

1,1 → para ação permanente desfavorável de pequena variabilidade;

1,2 → para ação permanente desfavorável de grande variabilidade;

1,0 → para ação permanente favorável de pequena variabilidade;

0,9 → para ação permanente favorável de grande variabilidade;

α = coeficiente de minoração para as ações variáveis:

0,2 → para locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas;

0,4 → para locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas;

0,6 → para bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens.

O momento fletor total atuante em um tramo poderá ser fornecido por:

$$M_d = \frac{Q_d L^2}{8} \quad (2.20)$$

em que L é o vão da laje mista.

São apresentadas no anexo A tabelas com as resistências nominais das lajes MF 50 e MF 75.

A resistência ao momento fletor positivo deverá ser considerada em tramos externos de lajes contínuas e, também, em lajes biapoiadas. Para a elaboração das tabelas de capacidade em situação de incêndio foram considerados aços com tensão de escoamento igual a 500 MPa e concreto com resistência característica à compressão igual a 20 MPa .

A resistência a momentos negativos deverá ser considerada em tramos internos, sobre os apoios. Para o cálculo da resistência a momento nos tramos internos de lajes contínuas, dois sistemas estáticos podem ser considerados no dimensionamento. O primeiro sistema (mais econômico) considera a participação de armadura positiva e negativa para a determinação do momento total resistente (por exemplo, através do uso de tela soldada em forma de uma catenária, figura 2.6). O segundo sistema admite a formação de rótulas no centro do vão e considera a participação apenas de armadura negativa na resistência à flexão (por exemplo, através do uso de tela soldada posicionada a uma distância constante do topo da laje, figura 2.7). Nas duas situações, procura-se utilizar como armadura em verificação de incêndio a tela soldada (com ou sem reforços) que foi adotada, em temperatura ambiente, para controle da fissuração devida à retração do concreto.

Para o sistema estático sem armadura positiva a resistência à flexão é garantida apenas pelas armaduras negativas sobre os apoios:

$$M_n = M_n^- \quad (2.21)$$

Para o sistema estático que considera a participação de armadura positiva e negativa são determinados dois valores de resistência ao momento fletor: um positivo

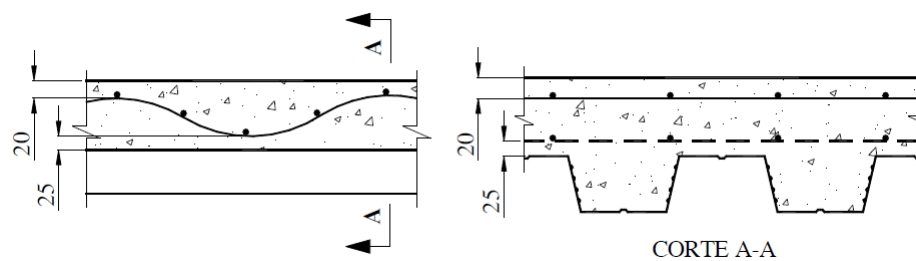


Figura 2.6: Sistema estático com armadura positiva e negativa.

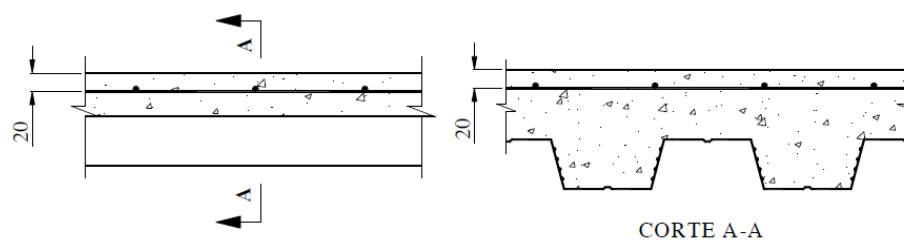


Figura 2.7: Sistema estático sem armadura positiva.

M_n^+ e um negativo M_n^- . O momento final é obtido a partir da soma dos dois valores:

$$M_n = M_n^+ + M_n^- \quad (2.22)$$

As resistências nominais ao momento fletor de lajes contínuas podem ser resumidas pelas tabelas apresentadas no anexo A.

2.2.4.1 Verificação da lâmina mínima de concreto

A verificação das lajes mistas para situação de incêndio inicia-se pelo critério de isolamento térmico. De acordo com os requisitos da ABNT NBR 14323:2013 reproduzidos na tabela 2.4, para o TRRF de 60 minutos adotado para a estrutura em estudo, a altura efetiva (h_{ef}) da laje deverá ser superior a 80 mm.

A laje adotada, MF 75 com altura total de 150 mm, apresenta lâmina média de concreto igual a 112,5 mm, maior que a lâmina média mínima necessária. Portanto, esta laje atende aos requisitos de isolamento térmico.

2.2.4.2 Verificação dos tramos externos (lajes isostáticas)

Conforme seção 1.3, as cargas permanentes nominais atuantes na lajes, desconsiderando o peso próprio desta, valem $1,80 \text{ kN/m}^2$, enquanto a sobrecarga nominal é de $3,00 \text{ kN/m}^2$. O peso próprio da laje, conforme determinado na seção 2.1, vale $2,74 \text{ kN/m}^2$.

Portanto, considerando $\gamma_g = 1,1$ (ação permanente desfavorável de pequena variabilidade) e $\alpha = 0,4$ (edifício comercial - local em que há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas), o carregamento majorado é dado por:

$$Q_d = 1,2(2,74 + 1,80) + 0,4 \times 3,00 = 6,65 \text{ kN/m}^2 \quad (2.23)$$

O momento fletor atuante é dado por:

$$M_d = \frac{6,65 \times 3,00^2}{8} = 7,48 \text{ kN.m/m} \quad (2.24)$$

Para a determinação da armadura recorre-se aos valores da tabela A.2 (MF 75, TRRF = 120 min, $h_t = 160 \text{ mm}$):

$$M_n^+(2 \phi 5,0) = 7,91 \text{ kN.m/m} \quad (2.25)$$

$$M_n^+ > M_d \rightarrow \text{OK!} \quad (2.26)$$

Portanto, deverão ser posicionadas 2 barras com diâmetro igual a $5,0 \text{ mm}$ no interior das nervuras da laje mista, a cerca de 25 mm da face inferior da fôrma.

2.2.4.3 Verificação dos tramos internos (lajes contínuas)

No caso dos tramos internos das lajes, podem ser considerados dois sistemas estáticos: o primeiro que considera a participação apenas de armadura negativa e uma segunda opção (mais econômica) que admite, também, a contribuição de armadura positiva na resistência à flexão. No primeiro sistema, o valor do momento

negativo dado pela tabela A.8 (MF 75, TRRF = 120 *min*, $h_t = 160$ *mm*) deverá ser superior ao momento de solicitação M_d calculado anteriormente:

$$M_n^-(X159) = 8,05 \text{ kN.m/m} \quad (2.27)$$

$$M_n^- > M_d \rightarrow \text{OK!} \quad (2.28)$$

No segundo sistema, a soma dos valores de momento positivo e negativo dados pela tabela A.8 (MF 75, TRRF = 120 *min*, $h_t = 160$ *mm*) deverá ser superior ao momento de solicitação M_d :

$$M_n^+(X113) = 2,74 \text{ kN.m/m} \quad (2.29)$$

$$M_n^-(X113) = 5,86 \text{ kN.m/m} \quad (2.30)$$

$$M_n = M_n^- + M_n^+ = 8,60 \text{ kN.m/m} \quad (2.31)$$

$$M_n > M_d \rightarrow \text{OK!} \quad (2.32)$$

Portanto, a simples opção pelo uso da tela em forma de uma catenária (sistema estático com armadura positiva e negativa) poderia resultar em uma redução de 30% na taxa de armadura da laje (substituição de uma tela Q159, $1,59 \text{ cm}^2/\text{m}$ de aço, $2,52 \text{ kg/m}^2$, por uma tela Q113, $1,13 \text{ cm}^2/\text{m}$, $1,80 \text{ kg/m}^2$).

Entretanto, conforme visto na seção 2.2.2, também é necessária a utilização de armadura para controle de retração ($0,10\% A_c$). Desta forma, utilizar uma única tela para controlar a retração e para garantir a resistência da laje em situação de incêndio mostra-se mais econômico.

Portanto, será adotado para os tramos internos o sistema estático sem armadura positiva, ou seja, será utilizada tela Q159 ($\phi 4,5 \times \phi 4,5 - 100 \times 100$) posicionada a 2 cm do topo da laje.

Capítulo 3

VIGAS MISTAS

Quando se tem vigas de aço sobrepostas por laje de concreto, o cálculo estrutural pode ser feito supondo que a laje comporta-se independentemente das vigas na resistência à flexão para as ações aplicadas e não se considera a atuação conjunta do concreto e das vigas de aço. Uma segunda opção consiste em impor que cada viga de aço trabalhe em conjunto com uma faixa da laje de concreto, caracterizando a denominada viga mista. Para que exista essa interação, deve-se ter ligação mecânica entre as vigas de aço e a laje de concreto, proporcionada por elementos apropriados denominados conectores de cisalhamento (figura 3.1).

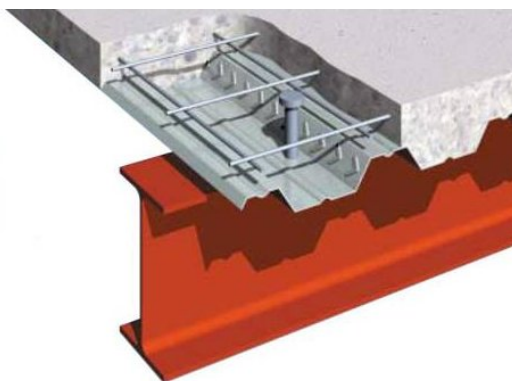


Figura 3.1: Viga mista.

Neste trabalho, serão consideradas as vigas mistas de aço e concreto biapoiadas, fletidas em relação a um eixo perpendicular ao plano médio da alma, com a borda superior da laje de concreto comprimida e a extremidade inferior do perfil de aço tracionada.

3.1 Componentes da viga mista

3.1.1 Perfil de aço

A ABNT NBR 8800:2008 prevê para as vigas mistas de aço e concreto o uso de perfil I de aço, laminado ou soldado, simétrico em relação ao eixo de flexão. O emprego de vigas mistas ao invés de vigas de aço convencionais permite uma redução no consumo de aço entre 20% e 30 % (Fakury et al., 2014). Consegue-se ainda menor consumo de aço utilizando perfis metálicos assimétricos em relação ao eixo perpendicular à alma, com a mesa superior com área menor que a inferior, uma vez que a mesa superior recebe ajuda da laje de concreto na resistência aos esforços de compressão e praticamente não trabalha.

Essas vigas devem ter relação entre a altura e a espessura da alma (h/t_w) inferior ou igual a $5,7 \sqrt{E/f_y}$. Além disso, nas vigas mistas biapoiadas de edifícios, a altura do perfil de aço utilizado costuma se situar entre 1/15 e 1/30 do vão (Fakury et al., 2014).

O módulo de elasticidade do aço, E , é igual a 200000 MPa e para o dimensionamento das vigas mistas, deve-se considerar a resistência de cálculo ao escoamento do aço determinada por:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \quad (3.1)$$

em que γ_{a1} é o coeficiente de ponderação da resistência do aço ao escoamento, igual a 1,10.

Na fase de construção, a viga de aço deve ser verificada segundo os procedimentos da ABNT NBR 8800 e sua contribuição na resistência da viga mista será apresentada na seção 3.2.

3.1.2 Laje de concreto

A laje de concreto acima da face superior da viga de aço pode ser:

- Laje maciça moldada no local (figura 3.2(a)). A fôrma empregada na execução da laje é removida após a cura do concreto.
- Laje mista de aço e concreto (figuras 3.2(b) e 3.2(c)).
- Laje pré-moldada com pré-laje.

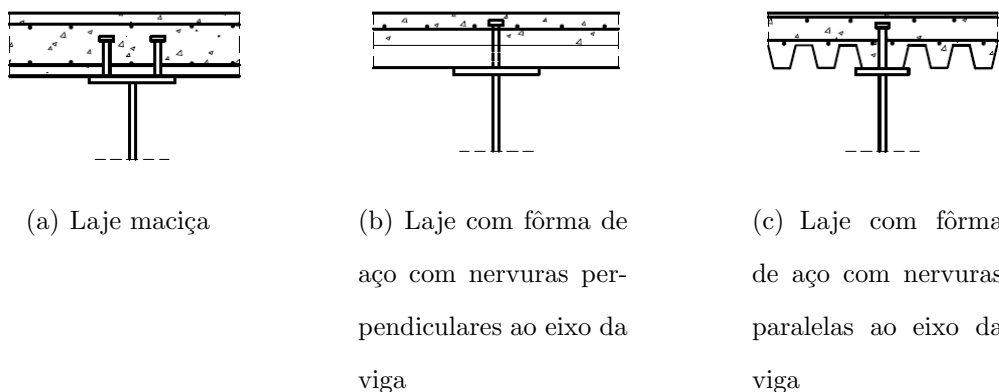


Figura 3.2: Tipos de lajes.

Neste trabalho, estudaremos apenas o uso de lajes mistas de aço e concreto.

O módulo de elasticidade secante do concreto, E_c , em MPa , é determinado por:

$$E_c = 0,85 \times \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (3.2)$$

em que:

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão, em MPa .

α_E = coeficiente que leva em consideração o tipo de agregado graúdo utilizado.

A resistência de cálculo do concreto à compressão, nas expressões de dimensionamento das vigas mistas, deve ser considerada como:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.3)$$

em que γ_c é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto, igual a 1,40.

Para a contribuição da laje de concreto na resistência da viga mista são adotados os procedimentos da ABNT NBR 8800:2008, apresentado na seção 3.2.

3.1.2.1 Largura efetiva da laje

A largura da faixa de laje que trabalha em conjunto com uma viga de aço recebe o nome de largura efetiva. Sua determinação teórica é complexa. Entretanto, para fins práticos, a norma permite que sejam adotados valores empíricos.

A largura efetiva da mesa de concreto, de cada lado da linha de centro da viga (figura 3.3), deve ser igual ao menor dos seguinte valores:

- 1/8 do vão da viga mista, considerado entre linhas de centro dos apoios ($L_e/8$).
- Metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente ($e_1/2$).
- Distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço (e_2).

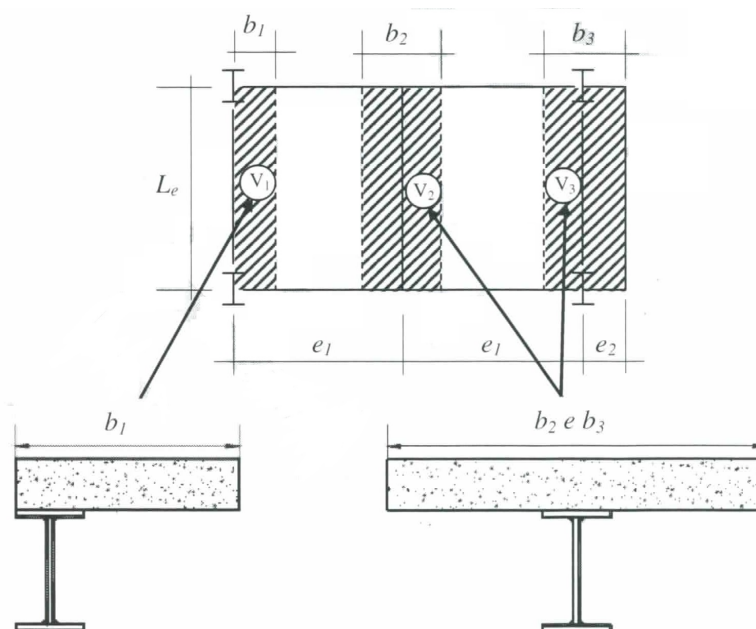


Figura 3.3: Larguras efetivas.

3.1.3 Conectores de cisalhamento

A ABNT NBR 8800:2008 prevê o uso de conectores de cisalhamento dos tipos pino com cabeça, também chamados de *stud bolts*, e perfil U laminado ou formado a frio com espessura de chapa igual ou superior a 3 mm. Neste trabalho, serão estudados apenas os conectores do tipo pino com cabeça (figuras 3.4 e 3.5).

Estes conectores devem ter, após a instalação, comprimento mínimo igual a 4 vezes o diâmetro, e atender rigorosamente ao estipulado na AWS D1.1 no que refere às suas dimensões e sua ligação com o elemento de aço da viga mista. A ligação do conector pino com cabeça com a viga metálica é feita mediante um processo automático de soldagem, bastante econômico e que apresenta um elevado rendimento.

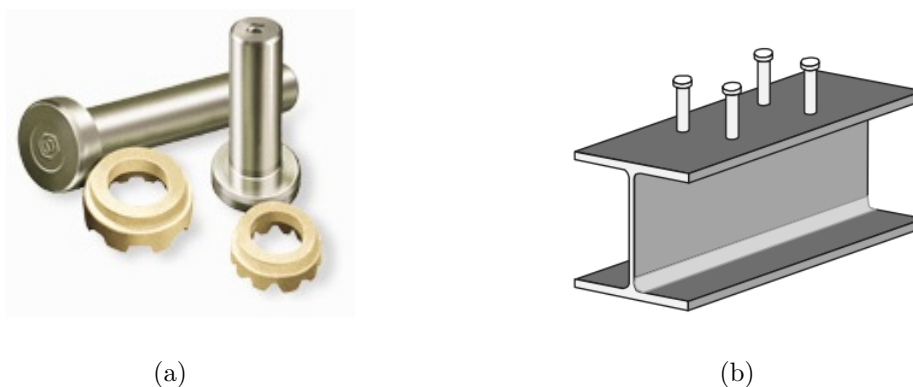


Figura 3.4: Conectores do tipo pino com cabeça.

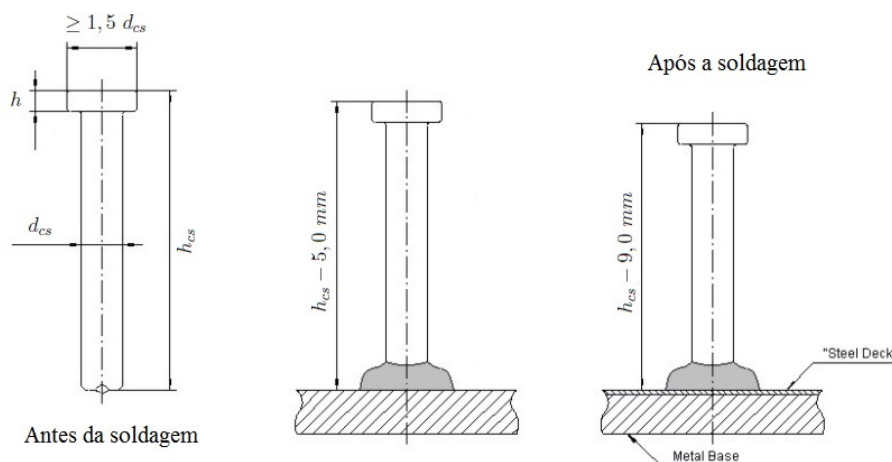


Figura 3.5: Conector do tipo pino com cabeça.

A tabela 3.1 apresenta as dimensões dos conectores pino com cabeça atualmente encontrados no mercado brasileiro. As alturas apresentadas correspondem aos valores antes do processo de soldagem.

Tabela 3.1: Diâmetros e alturas dos conectores pino com cabeça.

Bitola d_{cs} [$pol(mm)$]	Comprimento total h_{cs} [$pol(mm)$]	Cabeça		Tipo de cerâmica
		Diâmetro [mm]	Altura [mm]	
3/4" (19)	3.1/8" (80)	32 Nominal	9.5 Mínima	MB
	4.1/8" (105)			SD
	4.3/4" (120)			SD
	5.3/8" (135)			MB
	5.3/8" (135)			SD
7/8" (22)	3.11/16" (93)	35 Nominal	9.5 Mínima	MB
	4.3/16" (106)			
	5.3/16" (132)			
	6.3/16" (157)			
	7.3/16" (182)			
	8.3/16" (208)			

Os estados-limites últimos que podem ocorrer em um conector pino com cabeça embutido no concreto e submetido a esforço horizontal são:

- A ruína do concreto por esmagamento ou fendilhamento.
- A ruptura do conector por tração.

A força resistente de cálculo de um conector é dada pelo menor valor do seguinte:

$$Q_{Rd} = \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck}} E_c}{\gamma_{cs}} \\ \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \end{cases} \quad (3.4)$$

em que:

γ_{cs} = coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações última de ações normais, especiais ou de construção.

$F_{Q,exc}$ = valor nominal das ações térmicas.

A_{cs} = área da seção transversal do conector.

f_{ucs} = resistência à ruptura do aço do conector.

E_c = módulo de elasticidade do concreto, determinado segundo a eq. 3.2.

R_g = coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores, ver tabela 3.2.

R_p = coeficiente para consideração da posição do conector, ver tabela 3.3.

O aço comumente utilizado para fabricação dos conectores pino com cabeça é um aço baixo carbono com limite de ruptura f_{ucs} igual a 415 MPa.

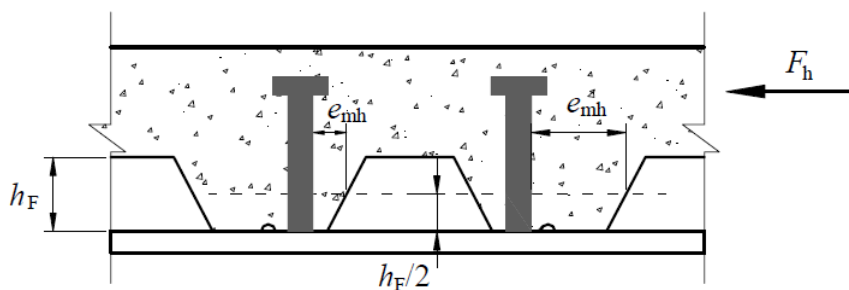


Figura 3.6: Dimensão e_{mh} .

Tabela 3.2: Valores adotados para R_g .

R_g	Situação de aplicação
1,00	<ul style="list-style-type: none"> - Para um conector soldado em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço. - Para qualquer número de conectores em uma linha longitudinal 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.
0,85	<ul style="list-style-type: none"> - 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 com relação b_f/h_f inferior a 1,5.
0,70	<ul style="list-style-type: none"> - Para três ou mais conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço.

Tabela 3.3: Valores adotados para R_p .

R_p	Situação de aplicação
1,00	<ul style="list-style-type: none"> - Para conectores soldados diretamente no perfil de aço e, no caso de haver nervuras paralelas a esse perfil, pelo menos 50% da largura da mesa deve estar em contato direto com o concreto.
0,75	<ul style="list-style-type: none"> - Para conectores soldados em uma laje mista com as nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} igual ou superior a 50 <i>mm</i>, em que 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 3.6. - Para conectores soldados através de uma fôrma de aço e embutidos em uma laje mista com nervuras paralelas ao perfil de aço.
0,60	<ul style="list-style-type: none"> - Para conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} inferior a 50 <i>mm</i>.

3.1.3.1 Força atuante nos conectores

Os elementos que asseguram o funcionamento da viga mista são os conectores de cisalhamento. Não se usando conectores, não haverá qualquer ligação mecânica entre a laje de concreto e o perfil metálico. Quando a laje é carregada, ela e o perfil de aço fletam independentemente, ocorrendo um deslizamento relativo na superfície de contato entre ambos, e assim todas as ações atuantes, inclusive o peso próprio, deverão ser resistidas pela viga de aço.

Entretanto, se forem previsto conectores de cisalhamento, estes proporcionarão ligação mecânica entre a laje e o perfil de aço. Na superfície de contato entre os dois materiais se desenvolve um esforço horizontal F_{hd} , que impede o deslizamento relativo e garante o trabalho conjunto da viga metálica e da laje de concreto, caracterizando plenamente a viga mista. Deve-se notar que F_{hd} é o esforço que atua entre a seção de momento máximo (onde o deslizamento relativo é nulo) e cada seção adjacente de momento nulo (onde o deslizamento relativo é máximo).

Pode-se notar que o valor do esforço cortante longitudinal F_{hd} nunca será superior ao menor dos esforços normais resistidos pelo aço ou concreto. Desta forma:

$$F_{hd} \leq \begin{cases} 0,85 f_{cd} b t_c \\ A_a f_{yd} \end{cases} \quad (3.5)$$

3.1.3.2 Grau de interação

Quando todo o esforço cortante longitudinal é transferido entre a laje e o perfil por meio de um número adequado de conectores, a viga mista possui interação completa. Caso o número de conectores não seja suficiente, a interação será parcial, ou até mesmo inexistente, e, neste caso, a viga deve ser verificada como viga de aço.

O grau de interação é dado por:

$$\alpha = \frac{n Q_{Rd}}{F_{hd}} \quad (3.6)$$

em que n é o número de conectores de cada lado da seção de momento fletor solicitante de cálculo máximo.

No dimensionamento da viga, considera-se que:

- Para $\alpha \geq 1,0$: verificar como viga mista com interação completa.
- Para $\alpha_{mín} \leq \alpha \leq 1,0$: verificar como viga mista com interação parcial.
- Para $\alpha \leq \alpha_{mín}$: verificar como viga de aço.

O grau de interação $\alpha_{mín}$ é dado por:

- Quando os perfis de aço componentes da viga mista têm mesas de áreas iguais:

$$\alpha_{mín} \geq \begin{cases} 1 - \frac{E}{578 f_y} (0,75 - 0,03 L_e) & \text{para } L_e \leq 25 \text{ m} \\ 0,40 & \end{cases} \quad (3.7)$$

- Quando os perfis de aço componentes da viga mista têm mesas de áreas diferentes, com a área da mesa inferior igual a três vezes a área da mesa superior:

$$\alpha_{mín} \geq \begin{cases} 1 - \frac{E}{578 f_y} (0,30 - 0,015 L_e) & \text{para } L_e \leq 20 \text{ m} \\ 0,40 & \end{cases} \quad (3.8)$$

em que L_e é o comprimento do vão da viga biapoiada, em metros.

- Para situação intermediárias entre as anteriores, pode-se efetuar interpolação linear.

Para os perfis de aço com mesas de áreas iguais e $L_e > 25 \text{ m}$ e para os perfis de aço com área da mesa inferior igual a três vezes a área da mesa superior e $L_e > 20 \text{ m}$, tem-se $\alpha_{mín} = 1,0$.

3.1.3.3 Disposições para colocação dos conectores

Os conectores de cisalhamento devem ficar completamente embutidos no concreto da laje, com cobrimento superior mínimo de 10 mm e cobrimento lateral mínimo de 25 mm , excetuando-se o caso de conectores colocados em nervuras de fôrmas de aço. Em ambientes de agressividades forte e muito forte, o cobrimento de concreto acima da face superior de qualquer tipo de conector, para se evitar corrosão, não pode

ser inferior ao cobrimento especificado na ABNT NBR 6118:2014 para armadura da laje, no caso de concreto com densidade normal.

Os conectores pino com cabeça devem ter diâmetro da cabeça, no mínimo, igual a 1,5 vezes o diâmetro do fuste e, após a instalação, comprimento mínimo igual a 4 vezes o diâmetro.

Os conectores devem ser fixados nas mesas, diretamente sobre a alma do perfil de aço. Caso contrário, a mesa ou chapa de aço deve ter espessura mínima de $d_{cs}/2,5$.

Os conectores de cisalhamento colocados de cada lado da seção de momento fletor máximo devem ser uniformemente espaçados entre essa seção e as seções adjacentes de momento nulo, exceto que, o número de conectores necessários entre qualquer seção com carga concentrada e a seção adjacente de momento nulo (ambas situadas do mesmo lado, relativamente à seção de momento máximo) não pode ser inferior a n_p , dado por:

$$n_p = n \left(\frac{M_{P,Sd} - M_{a,Rd}}{M_{Sd} - M_{a,Rd}} \right) \quad (3.9)$$

em que:

$M_{P,Sd}$ = momento fletor solicitante de cálculo da seção da carga concentrada (inferior ao momento resistente de cálculo máximo).

$M_{a,Rd}$ = momento fletor resistente de cálculo da viga de aço isolada, para o estado limite FLA.

M_{Sd} = momento fletor solicitante de cálculo máximo.

A expressão de n_p deve ser ajustada adequadamente quando a resistência dos conectores não for constante (valores de R_g e R_p variáveis). Além disso, esta verificação é obviamente desnecessária se $M_{a,Rd} \geq M_{P,Sd}$.

O espaçamento máximo entre conectores na direção do eixo longitudinal da viga deve ser igual a 8 vezes a espessura total da laje (t_c para laje maciça e $t_c + h_f$ para laje com fôrma de aço incorporada). Esse espaçamento também não pode ser

superior a 915 *mm* no caso de lajes com fôrma de aço incorporadas com nervuras perpendiculares ao perfil de aço.

O espaçamento mínimo entre duas linhas de conectores deve ser igual a 6 diâmetros ao longo do vão da viga, podendo ser reduzido para 4 diâmetros no caso de laje com fôrma de aço incorporada, e 4 diâmetros na direção transversal ao vão da viga.

3.2 Dimensionamento das vigas mistas - Teoria

Primeiramente, deve-se determinar se a construção será escorada ou não durante a concretagem e a cura do concreto. Cura esta que se supõe atingida quando o concreto atinge 75% de sua resistência característica à compressão, f_{ck} .

Se a construção for escorada, o escoramento deve ser adequado para que as vigas de aço permaneçam praticamente sem solicitação até sua retirada, o que se dá após a cura do concreto. Todas as ações atuantes, inclusive as que aparecem antes da cura do concreto, solicitam a viga mista.

Os estados-limites últimos possíveis no sistema misto são devidos à atuação do momento fletor e da força cortante. Porém, como a mesa superior do perfil de aço encontra-se continuamente unida à laje pelos conectores, não pode ocorrer a flambagem lateral com torção (FLT). Além disso, mesmo que a mesa superior esteja comprimida, sua flambagem local (FLM) não representa um estado-limite último. Portanto, nas vigas mistas, o estado-limite último para o momento fletor está associado apenas à flambagem local da alma (FLA).

Se a construção for não escorada, como o sistema misto só se manifesta após a cura do concreto, as vigas de aço isoladas devem possuir resistência adequada para suportar todas as ações que aparecem antes da cura. As vigas de aço, neste caso, devem ser verificadas quanto aos estados-limites últimos flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM) e flambagem local da alma (FLA).

Para FLT, por razões econômicas, é interessante que o comprimento destravado L_b seja o menor possível. Geralmente, nas vigas internas, as fôrmas proporcionam contenção lateral contínua, mas nas vigas de extremidade devem ser tomados cuidados especiais como, por exemplo, fixá-las à fôrma ou à viga adjacente. Na construção não escorada, as vigas de aço serão utilizadas como apoio para as fôrmas das lajes de concreto.

Nessa situação, deve-se portanto verificar:

- A viga de aço isolada para todas as ações de cálculo aplicadas antes de o concreto atingir resistência igual a $0,75 f_{ck}$.
- A viga mista para todas as ações de cálculo atuantes durante sua vida útil.
- A tensão de tração na face inferior da viga de aço deve ser limitada à tensão limite do material.

Para o cálculo da resistência das vigas mistas com laje com fôrma de aço incorporada, nas fôrmas com nervuras paralelas ao perfil de aço (figura 3.7(a)) e nas fôrmas com nervuras perpendiculares ao perfil de aço (figura 3.7(b)) apenas o concreto situado acima do topo das nervuras é considerado.

3.2.1 Verificação das vigas mistas ao momento fletor

Considerando-se, portanto, o estado-limite último de flambagem local da alma, tem-se:

- Para a relação de esbeltez da alma $h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$, as vigas devem ser dimensionadas considerando as propriedades plásticas da seção mista.
- Para $3,76\sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5,70\sqrt{E/f_y}$, as vigas devem ser dimensionadas usando as propriedades elásticas da seção mista.

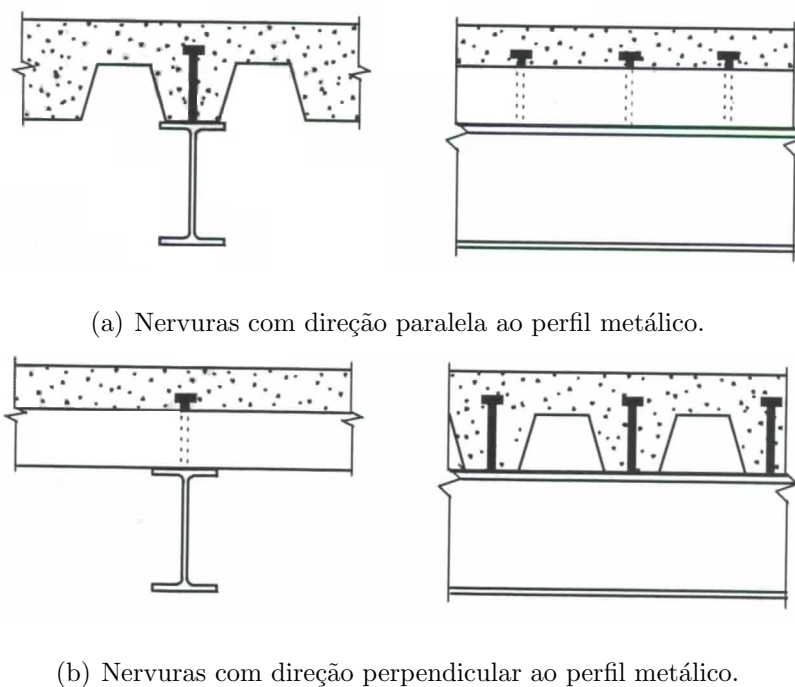


Figura 3.7: Posição relativa das nervuras da fôrma com a viga de aço.

3.2.1.1 Vigas mistas com $h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$ e interação completa

Para o grau de interação $\alpha \geq 1,0$, as vigas devem ser dimensionadas considerando interação completa. Para a relação de esbeltez da alma $h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$, as vigas devem ser dimensionadas considerando as propriedades plásticas da seção mista e a linha neutra plástica (LNP) pode estar na laje, se $0,85 f_{cd} b t_c \geq A_a f_{yd}$, ou no perfil se $A_a f_{yd} > 0,85 f_{cd} b t_c$.

a) Viga mista com interação completa e linha neutra plástica na laje

Do equilíbrio de forças resultantes, obtém-se a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto:

$$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b a \quad (3.10)$$

e a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço:

$$T_{ad} = A_a f_{yd} \quad (3.11)$$

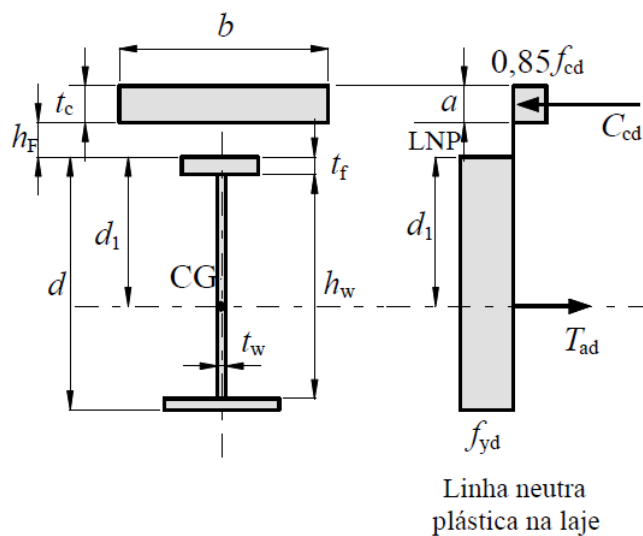


Figura 3.8: Distribuições das tensões na viga mista com LNP na laje de concreto.

sendo b a largura efetiva da laje de concreto e A_a a área do perfil de aço.

Pela igualdade de resultantes, determina-se a espessura da região comprimida da laje:

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 f_{cd} b} \quad (3.12)$$

Do binário de forças, chega-se, portanto, ao momento fletor resistente de cálculo:

$$M_{Rd} = T_{ad} \left(d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2} \right) \quad (3.13)$$

em que:

d_1 = distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil.

h_f = altura das nervuras da laje com fôrma de aço incorporada (se não houver fôrma de aço incorporada, $h_f = 0$).

t_c = altura da laje de concreto (se houver laje com fôrma de aço incorporada, é a espessura acima das nervuras).

b) Viga mista com interação completa e linha neutra plástica no perfil

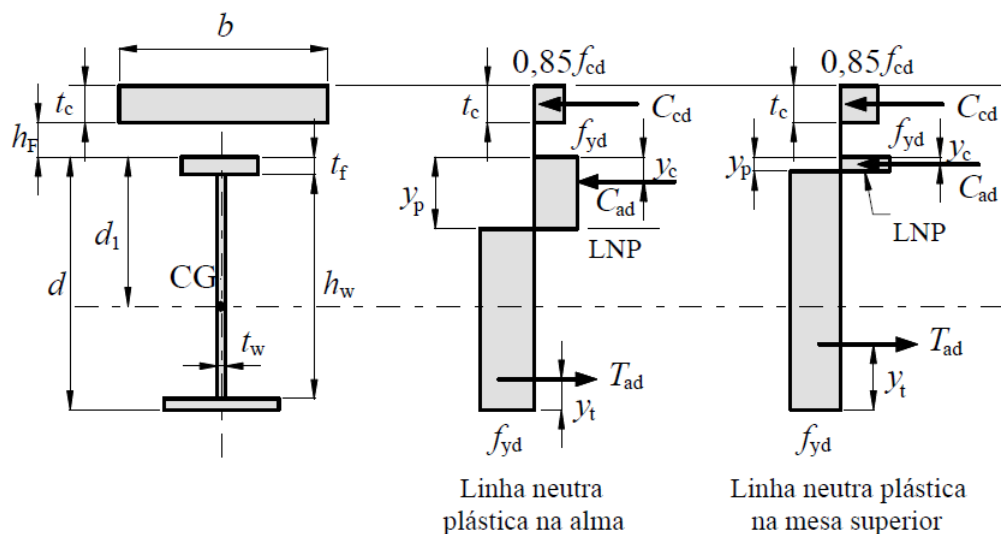


Figura 3.9: Distribuições das tensões na viga mista com LNP na viga de aço.

Do equilíbrio das forças resultantes, obtém-se a força resistente de cálculo da espessura comprimida do perfil da laje de concreto:

$$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b t_c \quad (3.14)$$

a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço:

$$C_{ad} = \frac{1}{2}(A_a f_{yd} - C_{cd}) \quad (3.15)$$

e a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço:

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} \quad (3.16)$$

em que:

b = largura efetiva da laje de concreto.

t_c = altura da laje de concreto (se houver laje com fôrma de aço incorporada, é a espessura acima das nervuras).

A_a = área do perfil de aço.

A posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo do perfil de aço pode ser determinada como indicado a seguir:

- Para $C_{ad} \leq A_{fs} f_{yd} \rightarrow$ linha neutra plástica (LNP) na mesa superior, distante da face superior da viga de aço de:

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{fs} f_{yd}} t_{fs} \quad (3.17)$$

em que:

A_{fs} = área da mesa superior do perfil de aço.

t_{fs} = espessura da mesa superior do perfil de aço.

- Para $C_{ad} > A_{fs} f_{yd} \rightarrow$ linha neutra plástica (LNP) na alma, distante da face superior da viga de aço de:

$$y_p = t_{fs} + h_w \left(\frac{C_{ad} - A_{fs} f_{yd}}{A_w f_{yd}} \right) \quad (3.18)$$

em que:

t_{fs} = espessura da mesa superior do perfil de aço.

h_w = altura da alma tomada como a distância entre faces internas das mesas.

A_{fs} = área da mesa superior do perfil de aço.

A_w = área da alma do perfil de aço, igual ao produto $h_w t_w$, com t_w igual à espessura da alma.

O momento fletor resistente de cálculo fica igual a:

$$M_{Rd} = C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd} \left(\frac{t_c}{2} + h_f + d - y_t \right) \quad (3.19)$$

em que:

d = altura total do perfil de aço.

y_t = distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil.

h_f = altura das nervuras da laje com fôrma de aço incorporada (se não houver fôrma de aço incorporada, $h_f = 0$).

3.2.1.2 Vigas mistas com $h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$ e interação parcial

Para o grau de interação $\alpha_{\min} \leq \alpha < 1,0$, as vigas devem ser dimensionadas considerando interação parcial. Nesse caso, a linha neutra plástica está localizada no perfil (mesa superior ou alma) e apenas parte da laje está comprimida (figura 3.10).

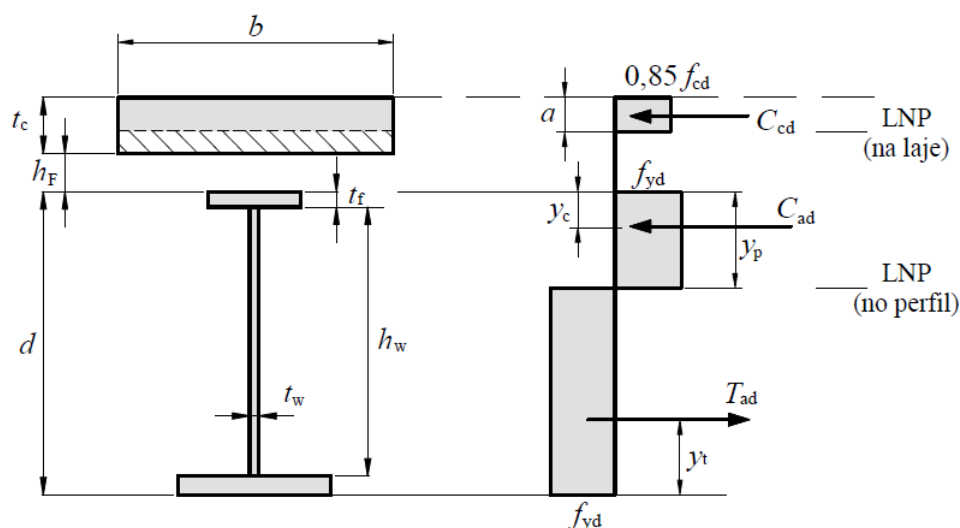


Figura 3.10: Distribuições das tensões na viga mista para interação parcial.

Na interação parcial, a linha neutra plástica encontra-se no perfil de aço e apenas uma parte da laje de concreto contribui na resistência da viga mista. Com a redução da espessura da laje efetiva, do equilíbrio de forças internas longitudinais, tem-se:

$$C_{cd} = \alpha F_{hd} \quad (3.20)$$

Do equilíbrio de forças resultantes, obtém-se a força resistente de cálculo da

região comprimida do perfil de aço:

$$C_{ad} = \frac{1}{2}(A_a f_{yd} - C_{cd}) \quad (3.21)$$

e a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço:

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} \quad (3.22)$$

A espessura da laje considerada efetiva pode ser determinada então como:

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85 f_{cd} b} \quad (3.23)$$

A posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo do perfil de aço pode ser determinada como indicado a seguir:

- Para $C_{ad} \leq A_{fs} f_{yd} \rightarrow$ linha neutra plástica (LNP) na mesa superior, distante da face superior da viga de aço de:

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{fs} f_{yd}} t_{fs} \quad (3.24)$$

em que:

A_{fs} = área da mesa superior do perfil de aço.

t_{fs} = espessura da mesa superior do perfil de aço.

- Para $C_{ad} > A_{fs} f_{yd} \rightarrow$ linha neutra plástica (LNP) na alma, distante da face superior da viga de aço de:

$$y_p = t_{fs} + h_w \left(\frac{C_{ad} - A_{fs} f_{yd}}{A_w f_{yd}} \right) \quad (3.25)$$

em que:

t_{fs} = espessura da mesa superior do perfil de aço.

h_w = altura da alma tomada como a distância entre faces internas das mesas.

A_{fs} = área da mesa superior do perfil de aço.

t_w = área da alma do perfil de aço, igual ao produto $h_w t_w$, com t_w igual à espessura da alma.

O momento fletor resistente de cálculo é dado por:

$$M_{Rd} = C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd} \left(\frac{t_c}{2} - \frac{a}{2} + h_f + d - y_t \right) \quad (3.26)$$

3.2.1.3 Vigas mistas com $3,76\sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5,70\sqrt{E/f_y}$ e interação completa

Para o grau de interação $\alpha \geq 1,0$, as vigas devem ser dimensionadas considerando interação completa. Para a relação de esbeltez da alma $3,76\sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5,70\sqrt{E/f_y}$, as vigas devem ser dimensionadas usando as propriedades elásticas da seção mista.

Nestas vigas, como há possibilidade de ocorrência de flambagem local da alma em regime inelástico, as tensões atuantes na viga mista devem ser limitadas de modo que o limite elástico em cada material não seja ultrapassado. A posição da linha neutra deve ser obtida admitindo distribuição de tensões linear na seção homogeneizada (figura 3.11).

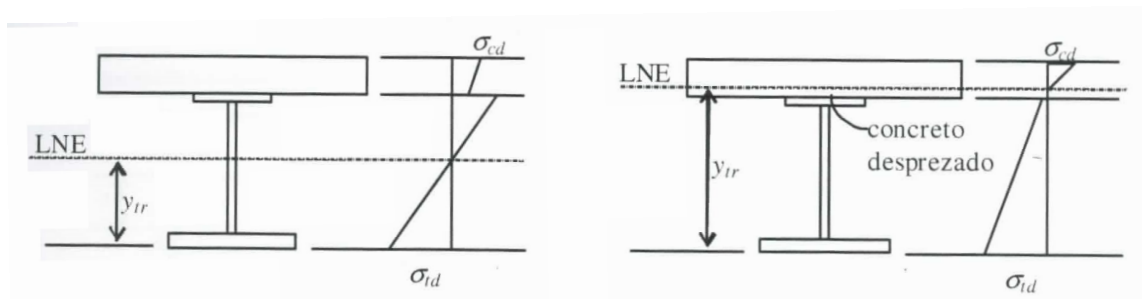


Figura 3.11: Distribuições das tensões na viga mista limitadas elasticamente.

O momento fletor resistente de cálculo é dado por:

$$M_{Rd} \leq \begin{cases} (W_{tr})_i f_{yd} \\ \alpha_E (W_{tr})_s f_{cd} \end{cases} \quad (3.27)$$

em que:

α_E = razão entre os módulos de elasticidade do aço E e do concreto E_c , portanto, $\alpha_E = E/E_c$.

$(W_{tr})_i$ = módulo resistente elástico inferior da seção mista homogeneizada.

$(W_{tr})_s$ = módulo resistente elástico superior da seção mista homogeneizada.

As propriedades geométricas da seção mista devem ser obtidas por meio da homogeneização teórica da seção formada pelo componente de aço e pela laje de concreto com sua largura efetiva, dividindo essa largura pela razão modular, ignorando-se a participação de concreto na zona tracionada.

Considera-se, portanto, que a área de concreto é convertida numa área equivalente de aço, reduzindo-se sua largura efetiva b para:

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_E} \quad (3.28)$$

A tabela 3.4 ilustra o cálculo das propriedades geométricas da seção transformada, considerando a linha neutra elástica (LNE) na viga de aço ou na laje de concreto (o índice a refere-se à viga de aço isolada e o índice tr à seção transformada).

Inicialmente é feito o cálculo da posição da LNE em relação à face inferior da viga de aço e em seguida, para cada uma das possibilidades, é feito o cálculo do momento de inércia e dos módulos resistentes elásticos da seção homogeneizada.

3.2.1.4 Vigas mistas com $3,76\sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5,70\sqrt{E/f_y}$ e interação parcial

Para o grau de interação $\alpha_{mín} \leq \alpha < 1,0$, as vigas devem ser dimensionadas considerando interação parcial. Neste caso, a verificação é feita como na seção 3.2.1.3, alterando-se apenas o valor de $(W_{tr})_i$ para:

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\alpha} [(W_{tr})_i - W_a] \quad (3.29)$$

em que W_a é o módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço. Na expressão anterior, convém ressaltar que α deve ser limitado ao valor máximo de 1,0.

Tabela 3.4: Propriedades geométricas da seção transformada.

<p>Posição da linha neutra elástica: $y_{tr,i} = \frac{A_a y_a + A'_c \left(d + h_f + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + A'_c}$</p>	
<p>$y_{tr,i} \leq d + h_f$ LNE passando pela viga de aço</p>	<p>$y_{tr,i} > d + h_f$ LNE passando pela laje de concreto</p>
<p>$y_{tr} = y_{tr,i}$ $I_{tr} = I_a + A_a (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} t_c^3}{12} + A'_c \left(d + h_f + \frac{t_c}{2} - y_{tr} \right)^2$</p>	<p>$a = \frac{-A_a + \sqrt{A_a^2 + 2b_{tr} A_a (d + h_f + t_c - y_a)}}{b_{tr}}$ $y_{tr} = (d + h_f + t_c) - a$ $I_{tr} = I_a + A_a (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} a^3}{12} + b_{tr} a \left(\frac{a}{2} \right)^2$</p>
<p>Módulo de resistência inferior: $(W_{tr})_i = \frac{I_{tr}}{y_{tr}}$ Módulo de resistência superior: $(W_{tr})_s = \frac{I_{tr}}{(d + h_f + t_c) - y_{tr}}$</p>	

3.2.2 Verificação da limitação de tensões na viga de aço

Nas vigas biapoiadas com $3,76\sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5,70\sqrt{E/f_y}$, deve-se ter na mesa inferior da seção mais solicitada:

$$\left(\frac{M_{Ga,Sd}}{W_a} \right) + \left(\frac{M_{L,Sd}}{W_{ef}} \right) \leq f_{yd} \quad (3.30)$$

em que $M_{Ga,Sd}$ e $M_{L,Sd}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo devidos às ações atuantes antes e depois da resistência do concreto atingir 0,75% f_{ck} , respectivamente; W_a e W_{ef} são calculado conforme 3.2.1.4.

3.2.3 Verificação das vigas mistas à força cortante

A força cortante resistente de cálculo das vigas mistas deve ser determinada considerando-se apenas a resistência do perfil de aço. Portanto, deve-se ter:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (3.31)$$

3.2.4 Verificação das vigas mistas ao ELS

Deve-se controlar a deformação elástica das vigas mistas com base nas mesmas limitações recomendadas para vigas de aço. Para o cálculo dos deslocamentos, deve ser considerado o momento de inércia efetivo dado por:

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\alpha} (I_{tr} - I_a) \quad (3.32)$$

em que:

I_a = momento de inércia da seção do perfil de aço isolado.

I_{tr} = momento de inércia da seção mista homogeneizada.

α = grau de interação, cujo valor deve ser limitado ao máximo de 1,0.

Para aplicação da análise elástica é necessário comprovar que a tensão máxima causada pelas ações de serviço não atinja a resistência ao escoamento do aço do perfil. A tensão atuante deve ser calculada com base nas propriedades elásticas da seção, levando-se em conta de forma apropriada os comportamentos antes e após o endurecimento do concreto, usando-se combinações raras de serviço.

No caso de construções não escoradas, a deformação elástica provocada pelas ações que solicitam a viga de aço isolada antes da cura do concreto pode ser elevada. Na prática, este problema costuma ser resolvido prevendo uma contraflecha adequada para a viga de aço.

3.2.5 Armadura de costura

O esforço horizontal F_h transferido pelos conectores de cisalhamento na interface entre o aço e o concreto provoca cisalhamento na laje de concreto na direção paralela à viga e de cada lado da viga. Esse cisalhamento gera tensões de tração no concreto, na direção transversal à viga, que podem ser obtidas utilizando-se o modelo de treliça de Morsch, adotado para situações similares em estruturas de concreto armado, como no cálculo de estribos. Conforme mostra a figura 3.12, H_v é o esforço horizontal transferido por unidade de comprimento de cada lado da viga, suposto constante em um trecho de comprimento L_m , no qual a distribuição de conectores é uniforme. Esse esforço horizontal causa cisalhamento na laje, que é resistido pelas diagonais comprimidas hipotéticas AB e AC, que formam um ângulo próximo de 45° com o eixo da viga. Por equilíbrio de forças nos nós B e C, a barra hipotética BC fica tracionada, com uma força igual a H_v , e por equilíbrio de forças no nó A, o concreto sofre compressão longitudinal com a força $2H_v$.

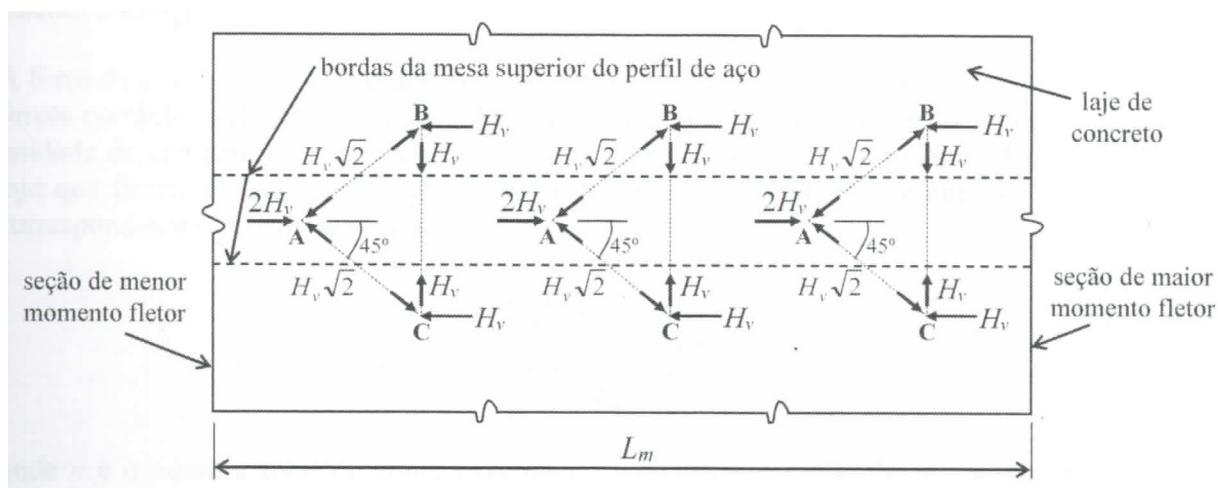


Figura 3.12: Modelo de treliça para armadura transversal.

A força de tração, H_v , na barra hipotética BC precisa ser resistida por uma armadura disposta transversalmente ao eixo da viga para que não ocorra ruptura da laje em superfícies próximas ao perfil de aço (planos de cisalhamento longitudinal), como ilustra a figura 3.13, denominada armadura de costura.

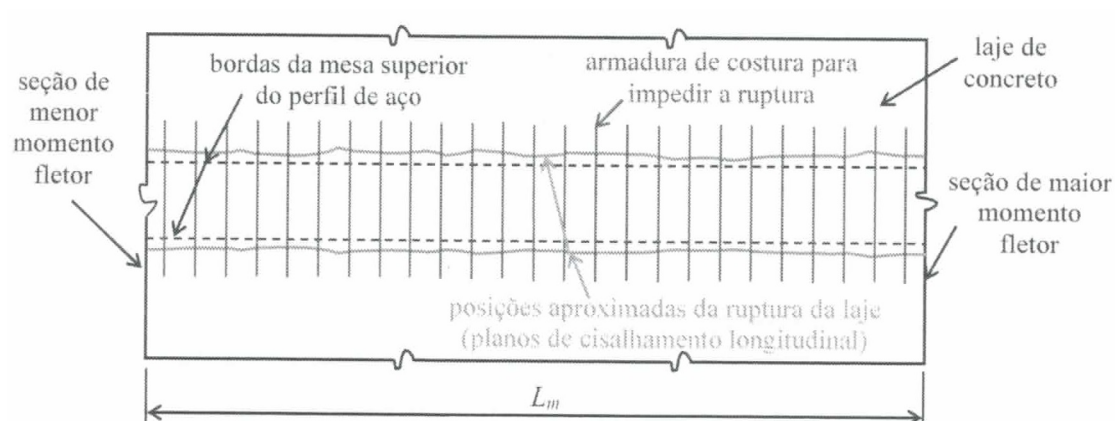


Figura 3.13: Ilustração das posições da ruptura da laje e da armadura costura.

Para evitar a ocorrência da ruptura da laje, é necessário que a seguinte condição, baseada em valores de cálculo, seja atendida:

$$H_{v,Sd} \leq H_{v,Rd} \quad (3.33)$$

em que:

$H_{v,Sd}$ = força de cisalhamento solicitante de cálculo na laje por unidade de comprimento, no plano da laje considerado.

$H_{v,Rd}$ = força de cisalhamento resistente correspondente.

A força de cisalhamento solicitante de cálculo, $H_{v,Sd}$, simplificada, corresponde à soma das forças cortantes solicitantes de cálculo no n_m dos conectores situados no comprimento L_m , por unidade de comprimento da viga, subdividida entre os planos de cisalhamento longitudinais da laje que ficam à direita e à esquerda do perfil de aço, proporcionalmente às larguras efetivas correspondentes. Assim, tem-se que:

$$H_{v,Sd} = \frac{\left(\frac{n_m \alpha F_{hd}}{n} \right) \left(\frac{b_1}{b_1 + b_2} \right)}{L_m} \quad (3.34)$$

em que:

- n = número total de conectores necessários entre a seção de momento máximo e a de momento nulo.
- αF_{hd} = força horizontal de cálculo atuante nesse conectores.
- α = grau de interação, igual a 1,0 para interação completa, e menor que 1,0 para interação parcial.
- b_1 = largura efetiva da laje do lado onde se está verificando a ruptura por cisalhamento.
- b_2 = largura efetiva da laje do lado oposto a b_1 .

Obviamente, tem-se um valor de $H_{v,sd}$ diferente cada vez que $(n_m \alpha F_{hd}/n)/L_m$ se alterar, indicando variação na armadura de costura.

A força de cisalhamento resistente de cálculo na laje por unidade de comprimento em cada plano de cisalhamento longitudinal, $H_{v,Rd}$, é constituída pelas somas das forças resistentes do concreto ao cisalhamento, da armadura transversal ao eixo da viga (armadura de costura) e de fôrma de aço (no caso de laje mista), mas limitada a uma valor máximo para evitar o esmagamento do concreto causado pelas forças de compressão das diagonais comprimidas do modelo de treliça de Mörsh. Dessa forma:

$$H_{v,Rd} \leq \begin{cases} 0,6 A_{cv} \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + \sum \left(A_s \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \right) + A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_a} \\ 0,2 A_{cv} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + 0,60 A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_a} \end{cases} \quad (3.35)$$

em que:

A_{cv} = área de cisalhamento do concreto no plano considerado, por unidade de comprimento da viga, igual a $L_m t_c / L_m$.

$f_{ctk,inf}$ = $0,21 f_{ck}^{2/3}$, com $f_{ctk,inf}$ e f_{ck} em MPa .

A_s = área da armadura transversal ao eixo da viga disponível na laje (corte a-a da figura 3.14), por unidade de comprimento da viga.

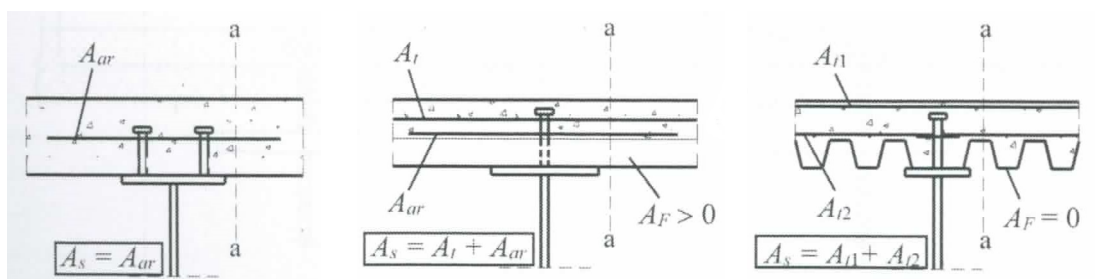
A_F = área de fôrma de aço no plano de cisalhamento, por unidade de comprimento, caso a fôrma seja contínua sobre a viga e suas nervuras estejam dispostas perpendicularmente ao perfil de aço, como na figura 3.14(b). Nas demais situações, $A_F = 0$.

f_{ys} , f_{yF} e f_{ck} = resistências ao escoamento dos aços da armadura e da fôrma e a resistência característica à compressão do concreto, respectivamente.

γ_a , γ_c e γ_s = coeficientes de ponderação da resistência do aço estrutural, do concreto e do aço da armadura, iguais a 1,10, 1,40 e 1,15, respectivamente.

Observa-se, com base na equação 3.35, que a área da armadura de costura é constituída conjuntamente pela área da armadura transversal, A_s , e pela área da fôrma de aço, A_F , quando esta puder ser considerada, proporcionalmente às suas resistências ao escoamento. A armadura de área A_s pode incluir qualquer armadura prevista para flexão da laje e outras armaduras transversais adicionais, como a tela soldada usual nas lajes mistas e eventuais armaduras decorrentes da tendência de continuidade da laje, desde que devidamente ancoradas. Na equação 3.35, esse termo se situa dentro de um somatório, pois podem haver armaduras com resistências ao escoamento diferentes, como barras de aço CA-50 ($f_{ys} = 500 \text{ MPa}$) e telas soldadas de aço CA-60 ($f_{ys} = 600 \text{ MPa}$).

Como ilustração, na figura 3.14(a), a área da armadura transversal A_s é constituída pela área da armadura A_{ar} , na figura 3.14(b), pela área da armadura A_{ar} juntamente com a área da tela soldada A_t , e na figura 3.14(c), pela soma das áreas A_{t1} e A_{t2} das duas telas soldadas.



(a) Laje maciça

(b) Laje com fôrma de aço contínua com nervuras perpendicular- res ao eixo da viga

(c) Laje com fôrma de aço com nervuras paralelas ao eixo da viga

Figura 3.14: Superfície típicas de falha por cisalhamento, armadura A_s e área de fôrma A_F .

Adicionalmente, a área da armadura de costura deve ser de, no mínimo, $1,50 \text{ cm}^2/\text{m}$, não podendo ser inferior a $0,2\%$ da área da seção de cisalhamento do concreto por plano de cisalhamento no caso de lajes maciças (figura 3.14(a)), de lajes mistas com nervuras paralelas ao perfil de aço (figura 3.14(b)) e de lajes com pré-laje de concreto pré-moldadas, e $0,1\%$ no caso de lajes mistas com nervuras perpendiculares ao perfil de aço (figura 3.14(c)).

As barras de aço da armadura de costura devem preferencialmente possuir diâmetro de até 32 mm e ter comprimento de ancoragem mínimo, medido a partir do eixo vertical do perfil de aço, de acordo com a figura 3.15(a), igual a (em milímetros):

$$\ell_b = \frac{\left(\frac{n_m \alpha f_{hd}}{n}\right) \left(\frac{b_1}{b_1 + b_2}\right)}{0,85 f_{cd} t_c} + \ell'_b \quad (3.36)$$

com:

$$\ell'_b = \frac{\phi}{4} \left(\frac{\frac{f_{ys}}{\gamma_s}}{1,575 \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}} \right) \geq \begin{cases} 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.37)$$

em que:

ϕ = diâmetro das barras da armadura, em milímetros.

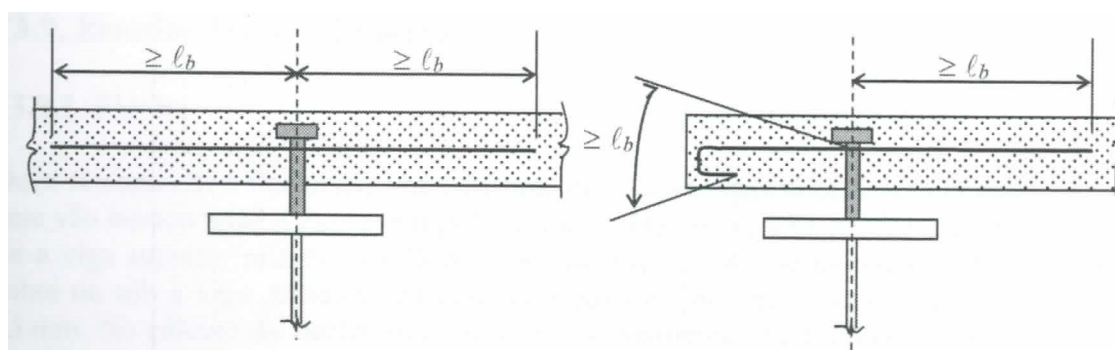
f_{ys} = resistência ao escoamento do aço das barras da armadura, em MPa .

γ_s = coeficiente de ponderação da resistência do aço, igual a 1,15.

$f_{ctk,inf}$ = $0,21 f_{ck}^{2/3}$, com $f_{ctk,inf}$ e f_{ck} em *MPa*.

γ_c = coeficiente de ponderação da resistência do concreto, igual a 1,40.

No caso de viga de extremidade, se a borda da laje se situar além da extremidade externa da mesa do perfil de aço, a ancoragem da armadura para evitar a ruptura do plano interno da laje por cisalhamento requer detalhamento apropriado. Pode ser usado, por exemplo, um detalhe similar ao mostrado na figura 3.15(b) em que o comprimento total, incluindo as curvas, a partir do eixo vertical do perfil de aço, não seja inferior a ℓ_b .



(a) Viga interna

(b) Viga de borda

Figura 3.15: Ancoragem de armadura de costura.

As barras da armadura de costura devem obedecer às mesmas disposições construtivas das armaduras de reforço da laje mista, conforme definidas em 2.2.1. Também devem obedecer os valores de cobrimento mínimo, conforme tabela 2.1 e serem espaçadas uniformemente em cada comprimento L_m .

3.3 Dimensionamento das vigas mistas

3.3.1 Obtenção dos esforços solicitantes de cálculo

As cargas atuantes na estrutura são fornecidas na seção 1.3 e abaixo reproduzidas, complementadas com o peso próprio da laje mista, conforme definido na seção 2.1, e divididas em cargas atuantes antes e depois da cura do concreto.

Antes da cura do concreto:

- Peso próprio da laje = $2,74 \text{ kN/m}^2$ (MF 75 com altura total de 150 mm)
- Peso próprio da estrutura das vigas de aço = $0,30 \text{ kN/m}^2$ (estimado)
- Sobrecarga de construção = $1,00 \text{ kN/m}^2$

Depois da cura do concreto:

- Peso próprio da laje = $2,74 \text{ kN/m}^2$ (MF 75 com altura total de 150 mm)
- Peso próprio da estrutura das vigas de aço = $0,30 \text{ kN/m}^2$ (estimado)
- Peso próprio de divisórias = $1,00 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio do revestimento do piso = $0,50 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga = $3,00 \text{ kN/m}^2$

A combinação última das cargas é dada por¹:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{q1,k} \quad (3.38)$$

em que:

F_d = valor de cálculo.

$F_{Gi,k}$ = valores característicos das ações permanentes.

$F_{q1,k}$ = valor característico da ação variável considerada principal. Neste caso, tem-se apenas a sobrecarga como ação variável.

¹Como a sobrecarga é a ação variável carga atuante nesta estrutura, foi omitido o termo correspondente às ações variáveis secundárias

γ_{gi} = coeficiente de ponderação das ações permanentes, igual a 1,3 para combinação de construção e 1,4 para combinação normal.

γ_{q1} = coeficiente de ponderação das ações variáveis, igual a 1,2 para combinação de construção e 1,4 para combinação normal.

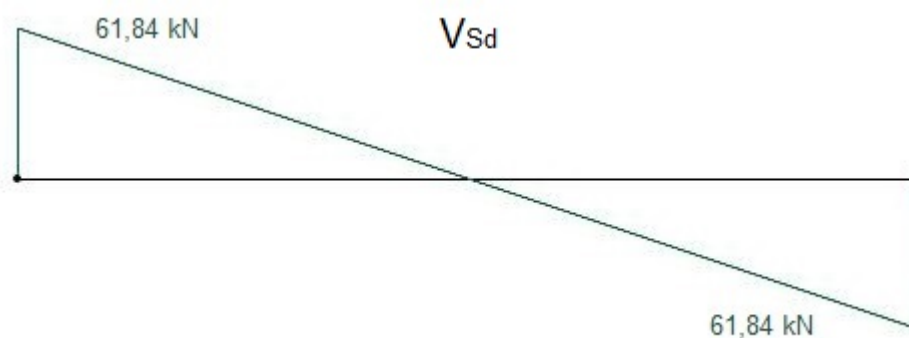
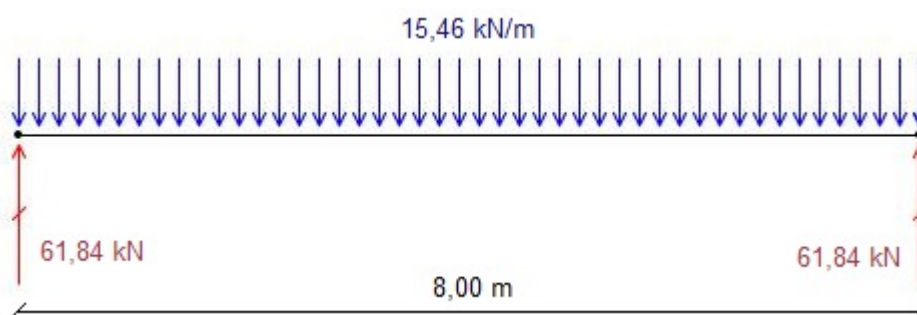
3.3.1.1 Vigas VMS e VMP1

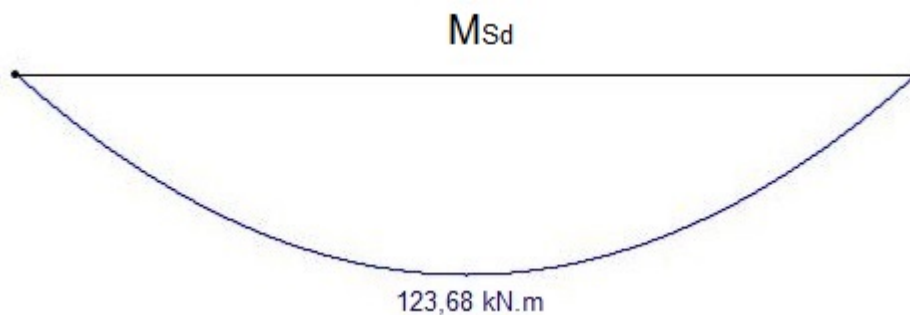
Para as vigas VMS e VMP1, tem-se:

- Vão = 8,0 m
- Largura de influência = 3,0 m
- Antes da cura do concreto:

$$q_{AC,sk} = 3,0 (3,04 + 1,00) = 12,12 \text{ kN/m}$$

$$q_{AC,sd} = 3,0 (1,3 \times 3,04 + 1,2 \times 1,00) = 15,46 \text{ kN/m}$$

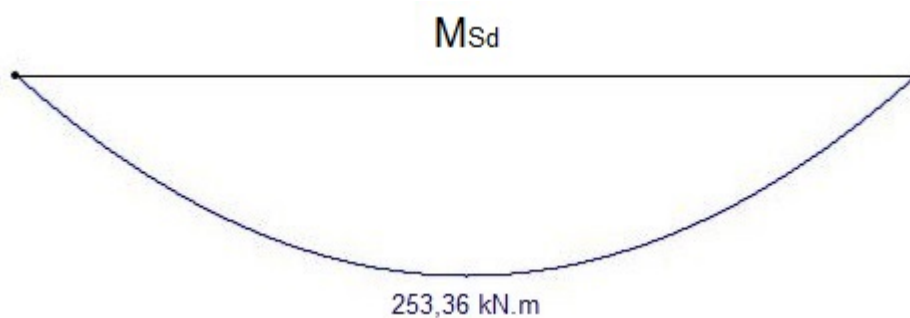
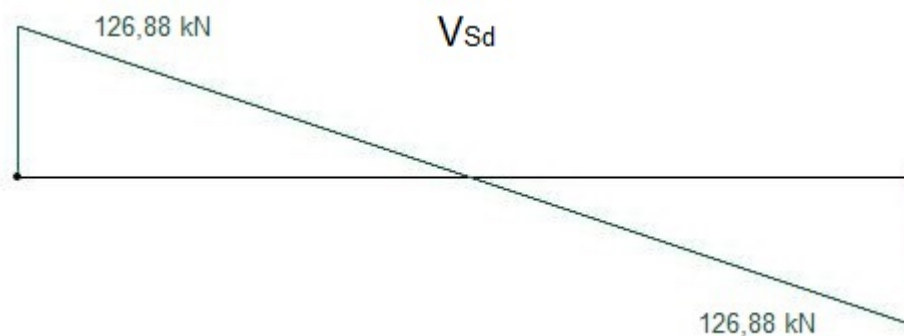
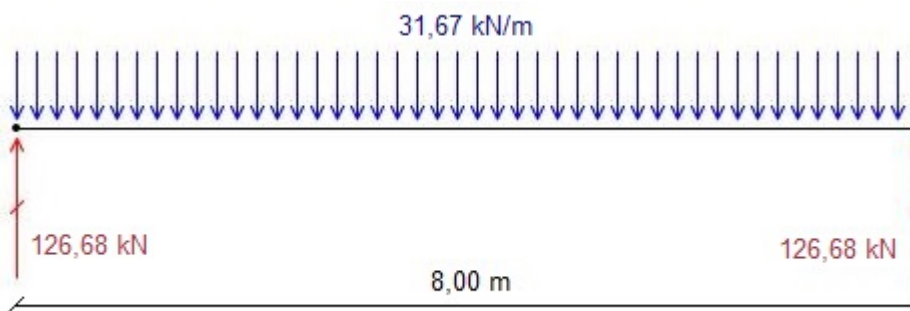




- Depois da cura do concreto:

$$q_{DC,Sk} = 3,0 (4,54 + 3,00) = 22,62 \text{ kN/m}$$

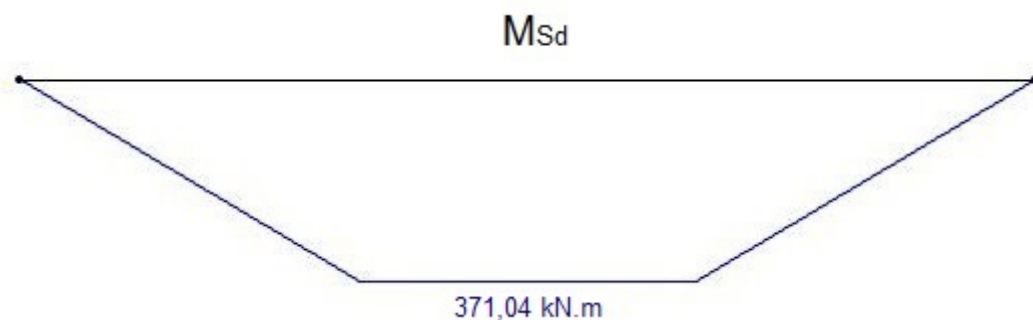
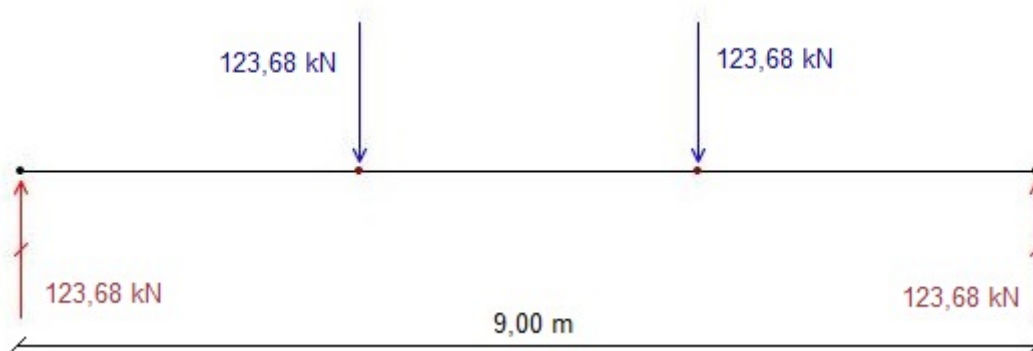
$$q_{DC,Sd} = 3,0 (1,4 \times 4,54 + 1,4 \times 3,00) = 31,67 \text{ kN/m}$$



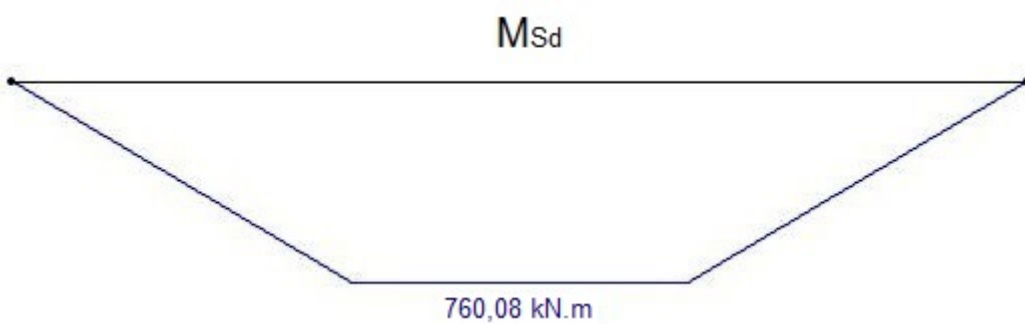
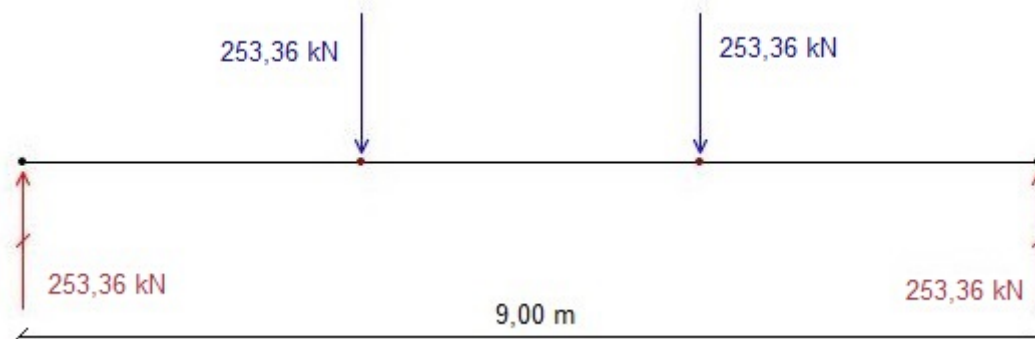
3.3.1.2 Vigas VMP2

Para as vigas VMP2, tem-se:

- Vão = 9,0 m
- Cargas atuantes são as reações de apoio das vigas VMS e VMP1, multiplicadas por 2, pois em cada ponto há duas vigas se conectando a VMP2.
- Antes da cura do concreto:



- Depois da cura do concreto:



3.3.2 Vigas VMS e VMP1 - Interação completa

- Vão = 800 *cm*
- Viga perpendicular às nervuras da laje mista.

3.3.2.1 Propriedades dos materiais

Vigas de aço:

Aço USI CIVIL 350

$$E = 20000 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_y = 350 \text{ MPa} = 35,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{35}{1,10} = 31,82 \text{ kN/cm}^2$$

Conectores tipo pino com cabeça:

$$E = 20000 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ucs} = 415 \text{ MPa} = 41,5 \text{ kN/cm}^2$$

Concreto para laje:

$$f_{ck} = 20 \text{ MPa} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2,0}{1,4} = 1,43 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_c = 0,85 \times \alpha_E \times 5600 \sqrt{f_{ck}}$$

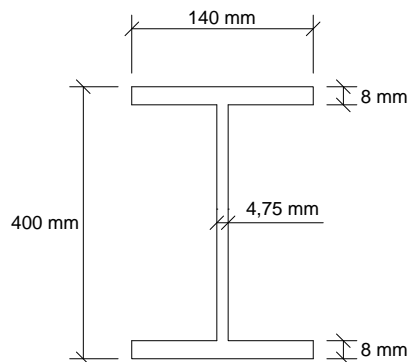
Considerando agregado graúdo de grátino ou gnaisse $\rightarrow \alpha_E = 1,0$:

$$E_c = 0,85 \times 1,0 \times 5600 \times \sqrt{20} = 21287 \text{ MPa} = 2129 \text{ kN/cm}^2$$

3.3.2.2 Propriedades geométricas da seção transversal

Vigas de aço:

Perfil adotado: VS 400x32



$$A_a = 40,6 \text{ cm}^2$$

$$I_a = 10848 \text{ cm}^4$$

$$W_a = 542 \text{ cm}^3$$

$$Z_a = 614 \text{ cm}^3$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{384}{4,75} = 80,84 < 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,7 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 136,26 \Rightarrow \text{Atende!}$$

Laje mista de concreto:

MF 75, espessura 0,8 mm, altura total 150 mm

Largura efetiva (viga interna):

$$b \leq 2 \times \begin{cases} \frac{L_e}{8} = \frac{800}{8} = 100 \text{ cm} \\ \frac{e_1}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow b = 200 \text{ cm}$$

Conectores tipo pino com cabeça:

$$d_{cs} = 19 \text{ mm}$$

$$A_{cs} = \frac{\pi d_{cs}^2}{4} = \frac{\pi \times 1,9^2}{4} = 2,84 \text{ cm}^2$$

3.3.2.3 Esforços solicitantes

Da seção 3.3.1, tem-se:

Antes da cura:

$$V_{sd} = 61,84 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 123,68 \text{ kN.m} = 12368 \text{ kN.cm}$$

Depois da cura:

$$V_{sd} = 126,68 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 253,36 \text{ kN.m} = 25336 \text{ kN.cm}$$

3.3.2.4 Verificação ao momento fletor - Antes da cura do concreto

Flambagem local da alma (FLA):

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{384}{4,75} = 80,84$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 89,88$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

Flambagem local da mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{140/2}{8} = 8,75$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 9,08$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

Flambagem lateral com torção (FLT):

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = 0 \text{ (as fôrmas contêm lateralmente as vigas)} \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

Conclusão:

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{Z_x f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{614 \times 35}{1,10} = 19536 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} \leq \frac{1,5 W f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{1,5 \times 542 \times 35}{\gamma_{a1}} = 25868 \text{ kN.cm} \Rightarrow \text{Atende!}$$

$$M_{Sd} = 12368 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 19536 \text{ kN.cm} \Rightarrow \text{Atende!}$$

3.3.2.5 Verificação ao momento fletor - Depois da cura do concreto

$$\frac{h}{t_w} = \frac{384}{4,75} = 80,84 < 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 89,88 \rightarrow \text{Plastificação}$$

Interação completa:

$$0,85 f_{cd} b t_c = 0,85 \times 1,43 \times 200 \times 7,5 = 1823,25 \text{ kN}$$

$$A_a f_{yd} = 40,6 \times 31,82 = 1291,89 \text{ kN}$$

$$A_a f_{yd} < 0,85 f_{cd} b t_c \Rightarrow \text{LNP na laje}$$

$$T_{ad} = A_a f_{yd} = 40,6 \times 31,82 = 1291,89 \text{ kN}$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 f_{cd} b} = \frac{1291,89}{0,85 \times 1,43 \times 200} = 5,31 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = T_{ad} \left(d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{Rd} = 1291,89 \left(\frac{40}{2} + 7,5 + 7,5 - \frac{5,31}{2} \right) = 41786 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Sd} = 25336 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 41786 \text{ kN.cm} \Rightarrow \text{Atende!}$$

3.3.2.6 Disposição dos conectores

$$F_{hd} \leq \begin{cases} 0,85 f_{cd} b t_c = 0,85 \times 1,43 \times 200 \times 7,5 = 1823,25 \text{ kN} \\ A_a f_{yd} = 40,6 \times 31,82 = 1291,89 \text{ kN} \end{cases}$$

$$F_{hd} = 1291,89 \text{ kN}$$

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck}} E_c}{\gamma_{cs}} \\ \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \end{cases}$$

$R_g = 1,0$ (laje mista com nervura perpendicular à viga)

$R_p = 0,75$ (laje mista com nervura perpendicular à viga e $e_{mh} \geq 50 \text{ mm}$)

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{2,84 \sqrt{2,0 \times 2129}}{1,25} = 74,13 \text{ kN} \\ \frac{1,0 \times 0,75 \times 2,84 \times 41,5}{1,25} = 70,72 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow Q_{Rd} = 70,72 \text{ kN}$$

$$n = \alpha \frac{F_{Hd}}{Q_{Rd}} = 1,0 \times \frac{1291,89}{70,72} = 18,3$$

$n = 19$ conectores (entre apoio e momento máximo)

Altura dos conectores:

$$h_{cs} - 9 \text{ mm} \geq 4 d_{cs} = 4 \times 19 = 76 \text{ mm} \rightarrow h_{cs} \geq 85 \text{ mm}$$

Adotar conectores com $h_{cs} = 135 \text{ mm}$

Cobrimento superior:

$$t_c + h_f - \text{cobr.} = 75 + 75 - 10 = 140 \text{ mm} > h_{cs} - 9 \text{ mm} = 126 \text{ mm} \Rightarrow \text{Atende!}$$

Altura do conector acima do topo da fôrma:

$$(h_{cs} - 9 \text{ mm}) - h_f = 126 - 75 = 51 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{Atende!}$$

Espaçamento longitudinal máximo entre linhas de centro de conectores:

$$8 (t_c + h_f) = 8 \times (75 + 75) = 1200 \text{ mm} \leq 915 \text{ mm}$$

Espaçamento longitudinal mínimo entre linhas de centro de conectores:

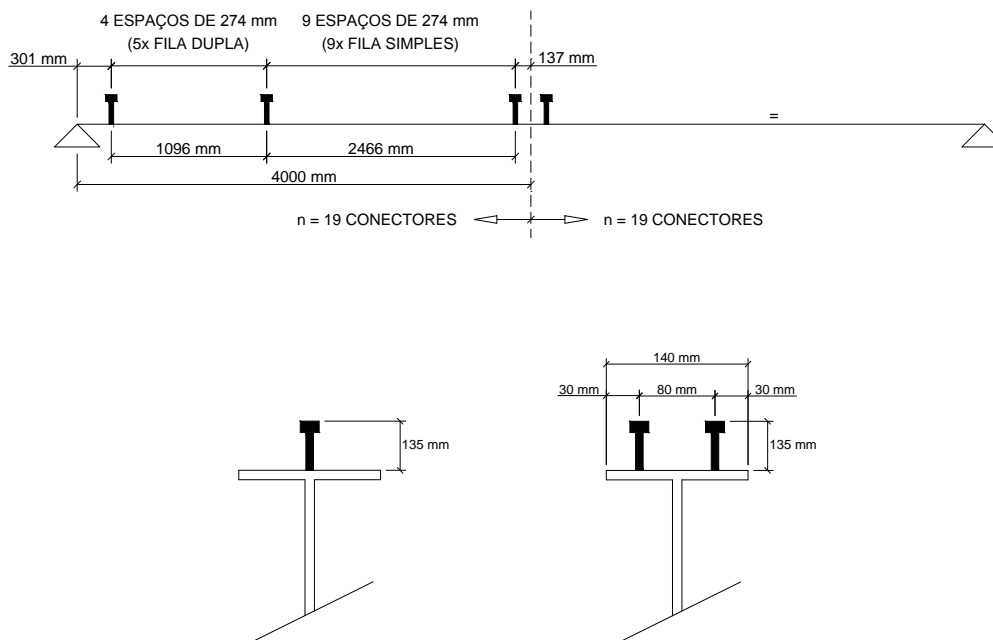
$$4 d_{cs} = 4 \times 19 = 76 \text{ mm}$$

Espaçamento transversal mínimo entre linhas de centro de conectores:

$$4 d_{cs} = 4 \times 19 = 76 \text{ mm} \rightarrow \text{adotar } 80 \text{ mm}$$

Espessura da mesa superior:

$$t_{fs} = 8,0 \text{ mm} \geq d_{cs}/2,5 = 19/2,5 = 7,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Atende!}$$



3.3.2.7 Verificação ao esforço cortante

Viga sem enrijecedores intermediários $\rightarrow a/h > 3 \rightarrow k_v = 5,00$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{384}{4,75} = 80,84$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5,0 \times 20000}{35}} = 58,80$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5,0 \times 20000}{35}} = 73,23$$

$$\lambda \geq \lambda_r \rightarrow V_{Rk} = V_{cr} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 V_{pl}$$

$$V_{pl} = A_w f_{vy} = 0,60 A_w f_y = 0,60 \times (40,0 \times 0,475) \times 35 = 399,0 \text{ kN}$$

$$\lambda \geq \lambda_r \rightarrow V_{Rk} = 1,24 \left(\frac{58,80}{80,84} \right)^2 \times 399,0 = 261,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{261,8}{1,10} = 238,0 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 126,68 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 238,0 \text{ kN} \Rightarrow \text{Atende!}$$

3.3.2.8 Estado-limite de serviço

Cálculo de I_{ef} e $(W_{tr})_{i,ef}$:

$$\alpha_e = \frac{E_a}{E_c} = \frac{20000}{2129} = 9,40$$

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_e} = \frac{200}{9,4} = 21,28 \text{ cm}$$

$$y_{tr,i} = \frac{A_a y_{a,i} + b_{tr} t_c \left(d + h_f + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + b_{tr} t_c}$$

$$y_{tr,i} = \frac{40,6 \times \frac{40,0}{2} + 21,28 \times 7,5 \left(40,0 + 7,5 + \frac{7,5}{2} \right)}{40,6 + 21,28 \times 7,5} = 44,91 \text{ cm}$$

$$y_{tr,i} = 44,91 \text{ cm} < d + h_f = 40,0 + 7,5 = 47,5 \text{ cm} \rightarrow \text{LNE no perfil de aço}$$

$$A_{c,tr} = b_{tr} t_c = 21,28 \times 7,5 = 159,6 \text{ cm}^2$$

$$y_{tr} = y_{tr,i} = 44,91 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = I_a + A_a (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} t_c^3}{12} + A_{c,tr} \left(d + h_f + \frac{t_c}{2} - y_{tr} \right)^2$$

$$I_{tr} = 10848 + 40,6 \left(44,91 - \frac{40,0}{2} \right)^2 + \frac{21,28 \times 7,5^3}{12} + 159,6 \left(40,0 + 7,5 + \frac{7,5}{2} - 44,91 \right)^2 = 43204 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\alpha} (I_{tr} - I_a) = 10848 + \sqrt{1,0} \times (43204 - 10848) = 43204 \text{ cm}^4$$

$$(W_{tr})_i = \frac{I_{tr}}{y_{tr}} = \frac{43204}{44,91} = 962 \text{ cm}^3$$

$$(W_{tr})_{i,ef} = W_{a,i} + \sqrt{\alpha} [(W_{tr})_i - W_{a,i}] = 542 + \sqrt{1,0} (962 - 542) = 962 \text{ cm}^3$$

Cálculo de I_{ef} e $(W_{tr})_{i,ef}$ (longa duração):

$$\alpha_{e,ld} = 3 \frac{E_a}{E_c} = 3 \times \frac{20000}{2129} = 28,20$$

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_e} = \frac{200}{28,20} = 7,09 \text{ cm}$$

$$y_{tr,i} = \frac{A_a y_{a,i} + b_{tr} t_c \left(d + h_f + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + b_{tr} t_c}$$

$$y_{tr,i} = \frac{40,6 \times \frac{40,0}{2} + 7,09 \times 7,5 \left(40,0 + 7,5 + \frac{7,5}{2} \right)}{40,6 + 7,09 \times 7,5} = 37,72 \text{ cm}$$

$$y_{tr,i} = 37,72 \text{ cm} < d + h_f = 40,0 + 7,5 = 47,5 \text{ cm} \rightarrow \text{LNE no perfil de aço}$$

$$A_{c,tr} = b_{tr} t_c = 7,09 \times 7,5 = 53,18 \text{ cm}^2$$

$$y_{tr} = y_{tr,i} = 37,72 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = I_a + A_a (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} t_c^3}{12} + A_{c,tr} \left(d + h_f + \frac{t_c}{2} - y_{tr} \right)^2$$

$$I_{tr} = 10848 + 40,6 \left(37,72 - \frac{40,0}{2} \right)^2 + \frac{7,09 \times 7,5^3}{12} + 53,18 \left(40,0 + 7,5 + \frac{7,5}{2} - 37,72 \right)^2 = 33581 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef,ld} = I_a + \sqrt{\alpha} (I_{tr,ld} - I_a)$$

$$I_{ef,ld} = 10848 + \sqrt{1,0} \times (33581 - 10848) = 33581 \text{ cm}^4$$

$$(W_{tr})_{i,ld} = \frac{I_{tr}}{y_{tr}} = \frac{33581}{37,72} = 890 \text{ cm}^3$$

$$(W_{tr})_{i,ef,ld} = W_{a,i} + \sqrt{\alpha} [(W_{tr})_i - W_{a,i}] = 542 + \sqrt{1,0} \times (890 - 542) = 890 \text{ cm}^3$$

Verificação da tensão de serviço:

Para a aplicação da análise elástica no cálculo da flecha, é necessário que a condição de limitação de tensão seja atendida:

$$\frac{M_{Ga,Sk}}{W_a} + \frac{M_{L,Sk}}{W_{ef}} \leq f_y$$

$$q_{Ga,k} = 3 \times 3,04 = 9,12 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ga,Sk} = \frac{q_{Ga,k} L^2}{8} = \frac{9,12 \times 8^2}{8} = 72,96 \text{ kN.m} = 7296 \text{ kN.cm}$$

$$q_{L,k} = 3 \times (4,54 - 3,04 + 3,00) = 13,50 \text{ kN/m}$$

$$M_{L,Sk} = \frac{q_{L,k} L^2}{8} = \frac{13,50 \times 8^2}{8} = 108,00 \text{ kN.m} = 10800 \text{ kN.cm}$$

$$\frac{7296}{542} + \frac{10800}{962} = 24,69 \text{ kN/cm}^2 < f_y = 35,0 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow \text{Atende!}$$

Flecha do perfil de aço causada pelas ações permanentes antes da cura do concreto:

$$\delta_{p,pa} = \frac{5 q_{p,pa} L^4}{384 E I_a}$$

$$q_{p,pa} = 3,0 \times 3,04 = 9,12 \text{ kN/m} = 0,0912 \text{ kN/cm}$$

$$\delta_{p,pa} = \frac{5 \times 0,0912 \times 800^4}{384 \times 20000 \times 10848} = 2,24 \text{ cm}$$

Flecha da seção mista causada pelas ações permanentes após a cura do concreto:

$$\delta_{p,ld} = \frac{5 q_{p,ld} L^4}{384 E I_{ef,ld}}$$

$$q_{p,ld} = 3,0 \times 1,50 = 4,50 \text{ kN/m} = 0,045 \text{ kN/cm}$$

$$\delta_{p,ld} = \frac{5 \times 0,045 \times 800^4}{384 \times 20000 \times 33581} = 0,36 \text{ cm}$$

Flecha da seção mista causada pelas ações variáveis de curta duração:

$$\delta_{v,cd} = \frac{5 q_{v,cd} L^4}{384 E_a I_{ef}}$$

$$q_{v,cd} = (1 - \Psi_2) q_{v,total} = (1 - 0,4) 3,0 \times 3,00 = 5,40 \text{ kN/m} = 0,0540 \text{ kN/cm}$$

$$\delta_{v,cd} = \frac{5 \times 0,0540 \times 800^4}{384 \times 20000 \times 43204} = 0,33 \text{ cm}$$

Flecha da seção mista causada pelas ações variáveis de longa duração:

$$\delta_{v,ld} = \frac{5 q_{v,ld} L^4}{384 E_a I_{ef,ld}}$$

$$q_{v,ld} = \Psi_2 q_{v,total} = 0,4 \times 3,0 \times 3,00 = 3,60 \text{ kN/m} = 0,0360 \text{ kN/cm}$$

$$\delta_{v,ld} = \frac{5 \times 0,0360 \times 800^4}{384 \times 20000 \times 33581} = 0,29 \text{ cm}$$

Flecha total:

$$\delta_{máx} = \delta_{p,pa} + \delta_{p,ld} + \delta_{v,cd} + \delta_{v,ld} - \delta_{cf}$$

$$\delta_{máx} = 2,24 + 0,36 + 0,33 + 0,29 - 0,00 = 3,22 \text{ cm}$$

$$\delta_{adm} \leq \frac{L}{350} = \frac{800}{350} = 2,29 \text{ cm}$$

$$\delta_{máx} = 3,22 \text{ cm} \geq \delta_{adm} = 2,29 \text{ cm} \Rightarrow \text{Não atende!}$$

É necessário portanto, utilizar contraflecha, δ_{cf} , de 1,00 cm.

$$\delta_{máx} = 2,24 + 0,36 + 0,33 + 0,29 - 1,00 = 2,22 \text{ cm}$$

$$\delta_{máx} = 2,22 \text{ cm} \leq \delta_{adm} = 2,29 \text{ cm} \Rightarrow \text{Atende!}$$

3.3.2.9 Armadura de costura

$$H_{v,sd} = \frac{\left(\frac{n_m \alpha F_{hd}}{n} \right) \left(\frac{b_1}{b_1 + b_2} \right)}{L_m}$$

$L_m = 400 \text{ cm}$ (comprimento no qual foram instalados uniformemente os 19 conectores)

$$n_m = n = 19$$

$$\alpha = 1,0 \text{ (interação completa)}$$

$$F_{hd} = 1291,89 \text{ kN}$$

$$b_1 = b_2$$

$$H_{v,Sd} = \frac{\left(\frac{19 \times 1,0 \times 1291,89}{19} \right) \times 0,5}{400} = 1,61 \text{ kN/cm}$$

$$H_{v,Rd} \leq \begin{cases} 0,6 A_{cv} \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + \sum \left(A_s \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \right) + A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_a} \\ 0,2 A_{cv} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + 0,60 A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_a} \end{cases}$$

$$A_{cv} = \frac{L_m t_c}{L_m} = \frac{400 \times 7,5}{400} = 7,5 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_s = A_{s,cos} + A_{tela}$$

$$A_{tela} = 1,59 \text{ cm}^2/\text{m} = 0,0159 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ (tela Q-159)}$$

$$A_F = 1112 \text{ mm}^2/\text{m} = 0,1112 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,21 f_{ck}^{2/3} = 0,21 \times 20^{2/3} = 1,55 \text{ MPa} = 0,155 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ys} = 500 \text{ MPa} = 50 \text{ kN/cm}^2 \text{ (aço CA-50)}$$

$$f_{ys} = 600 \text{ MPa} = 60 \text{ kN/cm}^2 \text{ (aço CA-60)}$$

$$f_{yF} = 280 \text{ MPa} = 28 \text{ kN/cm}^2 \text{ (aço ASTM A653 grau 40 - ZAR 280)}$$

$$H_{v,Rd} \leq \begin{cases} 0,6 \times 7,5 \times \frac{0,155}{1,40} + \left(A_{s,cos} \times \frac{50}{1,15} + 0,0159 \times \frac{60}{1,15} \right) + 0,112 \times \frac{28}{1,10} \\ 0,2 \times 7,5 \times \frac{2,0}{1,4} + 0,60 \times 0,112 \times \frac{28}{1,10} \end{cases}$$

$$H_{v,Rd} \leq \begin{cases} 4,18 + 43,48 A_{s,cos} \\ 3,85 \text{ kN/cm} \end{cases}$$

Fazendo $H_{v,Sd} \leq H_{v,Rd}$:

$$1,61 \leq 4,18 + 43,48 A_{s,cos} \rightarrow A_{s,cos} \geq -0,06 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Portanto, não é necessária armadura de costura adicional.

3.3.3 Vigas VMS e VMP1 - Interação parcial

Serão consideradas as mesmas propriedades dos materiais, propriedades geométricas, esforços solicitantes e demais características da viga calculada na seção 3.3.2.

A variação do grau de interação só afeta o comportamento pós-cura do concreto, portanto a verificação ao momento fletor antes da cura e ao esforço cortante são iguais às que foram feitas nas seções 3.3.2.4 e refcap3-vms-completa-V, respectivamente.

3.3.3.1 Verificação ao momento fletor - Depois da cura do concreto

$$\frac{h}{t_w} = \frac{384}{4,75} = 80,84 < 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 89,88 \rightarrow \text{Plastificação}$$

Interação parcial:

$$\alpha_{\min} \geq \begin{cases} 1 - \frac{E}{578 f_y} (0,75 - 0,03 L_e) = 1 - \frac{20000}{578 \times 35} (0,75 - 0,03 \times 8) = 0,50 \\ 0,40 \end{cases}$$

$$\alpha_{\min} = 0,50 \rightarrow \text{Será adotado } \alpha = 0,50$$

$$F_{hd} \leq \begin{cases} 0,85 f_{cd} b t_c = 0,85 \times 1,43 \times 200 \times 7,5 = 1823,25 \text{ kN} \\ A_a f_{yd} = 40,6 \times 31,82 = 1291,89 \text{ kN} \end{cases}$$

$$F_{hd} = 1291,89 \text{ kN}$$

$$C_{cd} = \alpha F_{hd} = 0,50 \times 1291,89 = 645,95 \text{ kN}$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} (A_a f_{yd} - C_{cd}) = \frac{1}{2} (40,6 \times 31,82 - 645,95) = 322,97 \text{ kN}$$

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85 f_{cd} b} = \frac{645,95}{0,85 \times 1,43 \times 200} = 2,66 \text{ cm}$$

$$A_{fs} f_{yd} = (14,0 \times 0,8) \times 31,82 = 356,38 \text{ kN}$$

$$C_{ad} < A_{fs} f_{yd} \Rightarrow \text{LNP na mesa superior da viga}$$

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{fs} f_{yd}} t_f = \frac{322,97}{(14,0 \times 0,8) \times 31,82} \times 0,8 = 0,73 \text{ cm}$$

$$y_c = \frac{y_p}{2} = \frac{0,73}{2} = 0,36 \text{ cm}$$

$$y_t = \frac{A_{fi} y_{fi} + A_w y_w + A_{fs,t} y_{fs,t}}{A_{fi} + A_w + A_{fs,t}}$$

$$y_t = \frac{11,2 \times 0,4 + 18,24 \times 20,0 + 0,98 \times 39,235}{11,2 + 18,24 + 0,98} = 13,40 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = C_{ad} (d - y_t - y_c) + C_{cd} \left(t_c - \frac{a}{2} + h_f + d - y_t \right)$$

$$M_{Rd} = 322,97 (40 - 13,4 - 0,36) + 645,95 \left(7,5 - \frac{2,66}{2} + 7,5 + 40 - 13,4 \right)$$

$$M_{Rd} = 34487 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Sd} = 25336 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 34487 \text{ kN.cm} \Rightarrow \text{Atende!}$$

3.3.3.2 Disposição dos conectores

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \\ \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \end{cases}$$

$$R_g = 1,0 \text{ (laje mista com nervura perpendicular à viga)}$$

$$R_p = 0,75 \text{ (laje mista com nervura perpendicular à viga e } e_{mh} \geq 50 \text{ mm)}$$

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{2,84 \sqrt{2,0 \times 2129}}{1,25} = 74,13 \text{ kN} \\ \frac{1,0 \times 0,75 \times 2,84 \times 41,5}{1,25} = 70,72 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow Q_{Rd} = 70,72 \text{ kN}$$

$$n = \alpha \frac{F_{Hd}}{Q_{Rd}} = 0,5 \times \frac{1291,89}{70,72} = 9,1$$

$$n = 10 \text{ conectores (entre apoio e momento máximo)}$$

Altura dos conectores:

$$h_{cs} - 9 \text{ mm} \geq 4 d_{cs} = 4 \times 19 = 76 \text{ mm} \rightarrow h_{cs} \geq 85 \text{ mm}$$

Adotar conectores com $h_{cs} = 135 \text{ mm}$

Cobrimento superior:

$$t_c + h_f - \text{cobr.} = 75 + 75 - 10 = 140 \text{ mm} > h_{cs} - 9 \text{ mm} = 126 \text{ mm} \Rightarrow \text{Atende!}$$

Altura do conector acima do topo da fôrma:

$$(h_{cs} - 9 \text{ mm}) - h_f = 126 - 75 = 51 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{Atende!}$$

Espaçamento longitudinal máximo entre linhas de centro de conectores:

$$8 (t_c + h_f) = 8 \times (75 + 75) = 1200 \text{ mm} \leq 915 \text{ mm}$$

Espaçamento longitudinal mínimo entre linhas de centro de conectores:

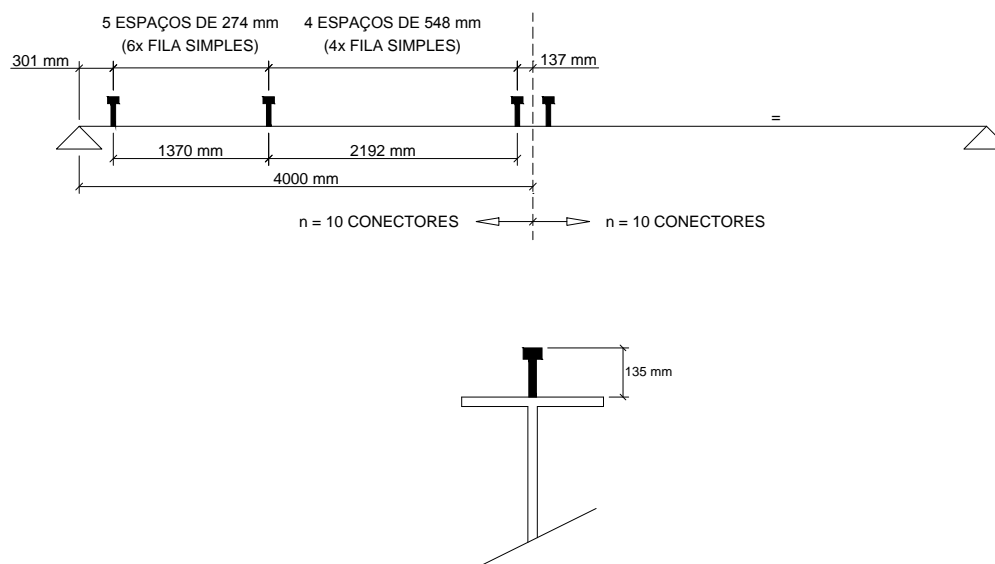
$$4 d_{cs} = 4 \times 19 = 76 \text{ mm}$$

Espaçamento transversal mínimo entre linhas de centro de conectores:

$$4 d_{cs} = 4 \times 19 = 76 \text{ mm} \rightarrow \text{adotar } 80 \text{ mm}$$

Espessura da mesa superior:

$$t_{fs} = 8,0 \text{ mm} \geq d_{cs}/2,5 = 19/2,5 = 7,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Atende!}$$



3.3.3.3 Estado-limite de serviço

Cálculo de I_{ef} e $(W_{tr})_{i,ef}$:

$$\alpha_e = \frac{E_a}{E_c} = \frac{20000}{2129} = 9,40$$

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_e} = \frac{200}{9,4} = 21,28 \text{ cm}$$

$$y_{tr,i} = \frac{A_a y_{a,i} + b_{tr} t_c \left(d + h_f + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + b_{tr} t_c}$$

$$y_{tr,i} = \frac{40,6 \times \frac{40,0}{2} + 21,28 \times 7,5 \left(40,0 + 7,5 + \frac{7,5}{2} \right)}{40,6 + 21,28 \times 7,5} = 44,91 \text{ cm}$$

$$y_{tr,i} = 44,91 \text{ cm} < d + h_f = 40,0 + 7,5 = 47,5 \text{ cm} \rightarrow \text{LNE no perfil de aço}$$

$$A_{c,tr} = b_{tr} t_c = 21,28 \times 7,5 = 159,6 \text{ cm}^2$$

$$y_{tr} = y_{tr,i} = 44,91 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = I_a + A_a (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} t_c^3}{12} + A_{c,tr} \left(d + h_f + \frac{t_c}{2} - y_{tr} \right)^2$$

$$I_{tr} = 10848 + 40,6 \left(44,91 - \frac{40,0}{2} \right)^2 + \frac{21,28 \times 7,5^3}{12} + 159,6 \left(40,0 + 7,5 + \frac{7,5}{2} - 44,91 \right)^2 = 43204 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\alpha} (I_{tr} - I_a) = 10848 + \sqrt{0,5} \times (43204 - 10848) = 33727 \text{ cm}^4$$

$$(W_{tr})_i = \frac{I_{tr}}{y_{tr}} = \frac{43204}{44,91} = 962 \text{ cm}^3$$

$$(W_{tr})_{i,ef} = W_{a,i} + \sqrt{\alpha} [(W_{tr})_i - W_{a,i}] = 542 + \sqrt{0,5} (962 - 542) = 839 \text{ cm}^3$$

Cálculo de I_{ef} e $(W_{tr})_{i,ef}$ (longa duração):

$$\alpha_{e,ld} = 3 \frac{E_a}{E_c} = 3 \times \frac{20000}{2129} = 28,20$$

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_e} = \frac{200}{28,20} = 7,09 \text{ cm}$$

$$y_{tr,i} = \frac{A_a y_{a,i} + b_{tr} t_c \left(d + h_f + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + b_{tr} t_c}$$

$$y_{tr,i} = \frac{40,6 \times \frac{40,0}{2} + 7,09 \times 7,5 \left(40,0 + 7,5 + \frac{7,5}{2} \right)}{40,6 + 7,09 \times 7,5} = 37,72 \text{ cm}$$

$$y_{tr,i} = 37,72 \text{ cm} < d + h_f = 40,0 + 7,5 = 47,5 \text{ cm} \rightarrow \text{LNE no perfil de aço}$$

$$A_{c,tr} = b_{tr} t_c = 7,09 \times 7,5 = 53,18 \text{ cm}^2$$

$$y_{tr} = y_{tr,i} = 37,72 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = I_a + A_a (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} t_c^3}{12} + A_{c,tr} \left(d + h_f + \frac{t_c}{2} - y_{tr} \right)^2$$

$$I_{tr} = 10848 + 40,6 \left(37,72 - \frac{40,0}{2} \right)^2 + \frac{7,09 \times 7,5^3}{12} +$$

$$+ 53,18 \left(40,0 + 7,5 + \frac{7,5}{2} - 37,72 \right)^2 = 33581 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef,ld} = I_a + \sqrt{\alpha} (I_{tr,ld} - I_a)$$

$$I_{ef,ld} = 10848 + \sqrt{0,5} \times (33581 - 10848) = 26923 \text{ cm}^4$$

$$(W_{tr})_{i,ld} = \frac{I_{tr}}{y_{tr}} = \frac{33581}{37,72} = 890 \text{ cm}^3$$

$$(W_{tr})_{i,ef,ld} = W_{a,i} + \sqrt{\alpha} [(W_{tr})_i - W_{a,i}] = 542 + \sqrt{0,5} \times (890 - 542) = 788 \text{ cm}^3$$

Verificação da tensão de serviço:

Para a aplicação da análise elástica no cálculo da flecha, é necessário que a condição de limitação de tensão seja atendida:

$$\frac{M_{Ga,Sk}}{W_a} + \frac{M_{L,Sk}}{W_{ef}} \leq f_y$$

$$q_{Ga,k} = 3 \times 3,04 = 9,12 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ga,Sk} = \frac{q_{Ga,k} L^2}{8} = \frac{9,12 \times 8^2}{8} = 72,96 \text{ kN.m} = 7296 \text{ kN.cm}$$

$$q_{L,k} = 3 \times (4,54 - 3,04 + 3,00) = 13,50 \text{ kN/m}$$

$$M_{L,Sk} = \frac{q_{L,k} L^2}{8} = \frac{13,50 \times 8^2}{8} = 108,00 \text{ kN.m} = 10800 \text{ kN.cm}$$

$$\frac{7296}{542} + \frac{10800}{839} = 26,33 \text{ kN/cm}^2 < f_y = 35,0 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow \text{Atende!}$$

Flecha do perfil de aço causada pelas ações permanentes antes da cura do concreto:

$$\delta_{p,pa} = \frac{5 q_{p,pa} L^4}{384 E I_a}$$

$$q_{p,pa} = 3,0 \times 3,04 = 9,12 \text{ kN/m} = 0,0912 \text{ kN/cm}$$

$$\delta_{p,pa} = \frac{5 \times 0,0912 \times 800^4}{384 \times 20000 \times 10848} = 2,24 \text{ cm}$$

Flecha da seção mista causada pelas ações permanentes após a cura do concreto:

$$\delta_{p,ld} = \frac{5 q_{p,ld} L^4}{384 E I_{ef,ld}}$$

$$q_{p,ld} = 3,0 \times 1,50 = 4,50 \text{ kN/m} = 0,045 \text{ kN/cm}$$

$$\delta_{p,ld} = \frac{5 \times 0,045 \times 800^4}{384 \times 20000 \times 26923} = 0,45 \text{ cm}$$

Flecha da seção mista causada pelas ações variáveis de curta duração:

$$\delta_{v,cd} = \frac{5 q_{v,cd} L^4}{384 E_a I_{ef}}$$

$$q_{v,cd} = (1 - \Psi_2) q_{v,total} = (1 - 0,4) 3,0 \times 3,00 = 5,40 \text{ kN/m} = 0,0540 \text{ kN/cm}$$

$$\delta_{v,cd} = \frac{5 \times 0,0540 \times 800^4}{384 \times 20000 \times 33727} = 0,43 \text{ cm}$$

Flecha da seção mista causada pelas ações variáveis de longa duração:

$$\delta_{v,ld} = \frac{5 q_{v,ld} L^4}{384 E_a I_{ef,ld}}$$

$$q_{v,ld} = \Psi_2 q_{v,total} = 0,4 \times 3,0 \times 3,00 = 3,60 \text{ kN/m} = 0,0360 \text{ kN/cm}$$

$$\delta_{v,ld} = \frac{5 \times 0,0360 \times 800^4}{384 \times 20000 \times 26923} = 0,36 \text{ cm}$$

Flecha total:

$$\delta_{máx} = \delta_{p,pa} + \delta_{p,ld} + \delta_{v,cd} + \delta_{v,ld} - \delta_{cf}$$

$$\delta_{máx} = 2,24 + 0,45 + 0,43 + 0,36 - 0,00 = 3,48 \text{ cm}$$

$$\delta_{adm} \leq \frac{L}{350} = \frac{800}{350} = 2,29 \text{ cm}$$

$$\delta_{máx} = 3,48 \text{ cm} \geq \delta_{adm} = 2,29 \text{ cm} \Rightarrow \text{Não atende!}$$

É necessário portanto, utilizar contraflecha, δ_{cf} , de 1,50 cm.

$$\delta_{máx} = 2,24 + 0,45 + 0,43 + 0,36 - 1,50 = 1,98 \text{ cm}$$

$$\delta_{máx} = 1,98 \text{ cm} \leq \delta_{adm} = 2,29 \text{ cm} \Rightarrow \text{Atende!}$$

3.3.3.4 Armadura de costura

$$H_{v,sd} = \frac{\left(\frac{n_m \alpha F_{hd}}{n} \right) \left(\frac{b_1}{b_1 + b_2} \right)}{L_m}$$

$L_m = 400 \text{ cm}$ (comprimento no qual foram instalados uniformemente os 19 conectores)

$$n_m = n = 10$$

$$\alpha = 0,5 \text{ (interação parcial)}$$

$$F_{hd} = 1291,89 \text{ kN}$$

$$b_1 = b_2$$

$$H_{v,Sd} = \frac{\left(\frac{19 \times 1,0 \times 1291,89}{19} \right) \times 0,5}{400} = 0,81 \text{ kN/cm}$$

$$H_{v,Rd} \leq \begin{cases} 0,6 A_{cv} \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + \sum \left(A_s \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \right) + A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_a} \\ 0,2 A_{cv} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + 0,60 A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_a} \end{cases}$$

$$A_{cv} = \frac{L_m t_c}{L_m} = \frac{400 \times 7,5}{400} = 7,5 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_s = A_{s,cos} + A_{tela}$$

$$A_{tela} = 1,59 \text{ cm}^2/\text{m} = 0,0159 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ (tela Q-159)}$$

$$A_F = 1112 \text{ mm}^2/\text{m} = 0,1112 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,21 f_{ck}^{2/3} = 0,21 \times 20^{2/3} = 1,55 \text{ MPa} = 0,155 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ys} = 500 \text{ MPa} = 50 \text{ kN/cm}^2 \text{ (aço CA-50)}$$

$$f_{ys} = 600 \text{ MPa} = 60 \text{ kN/cm}^2 \text{ (aço CA-60)}$$

$$f_{yF} = 280 \text{ MPa} = 28 \text{ kN/cm}^2 \text{ (aço ASTM A653 grau 40 - ZAR 280)}$$

$$H_{v,Rd} \leq \begin{cases} 0,6 \times 7,5 \times \frac{0,155}{1,40} + \left(A_{s,cos} \times \frac{50}{1,15} + 0,0159 \times \frac{60}{1,15} \right) + 0,112 \times \frac{28}{1,10} \\ 0,2 \times 7,5 \times \frac{2,0}{1,4} + 0,60 \times 0,112 \times \frac{28}{1,10} \end{cases}$$

$$H_{v,Rd} \leq \begin{cases} 4,18 + 43,48 A_{s,cos} \\ 3,85 \text{ kN/cm} \end{cases}$$

Fazendo $H_{v,Sd} \leq H_{v,Rd}$:

$$0,81 \leq 4,18 + 43,48 A_{s,cos} \rightarrow A_{s,cos} \geq -0,08 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Portanto, não é necessária armadura de costura adicional.

3.3.4 Vigas VMP2 - Interação completa

- Vão = 900 cm
- Viga paralela às nervuras da laje mista.

3.3.4.1 Propriedades dos materiais

Vigas de aço:

Aço USI CIVIL 350

$$E = 20000 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_y = 350 \text{ MPa} = 35,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{35}{1,10} = 31,82 \text{ kN/cm}^2$$

Conectores tipo pino com cabeça:

$$E = 20000 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ucs} = 415 \text{ MPa} = 41,5 \text{ kN/cm}^2$$

Concreto para laje:

$$f_{ck} = 20 \text{ MPa} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2,0}{1,4} = 1,43 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_c = 0,85 \times \alpha_E \times 5600 \sqrt{f_{ck}}$$

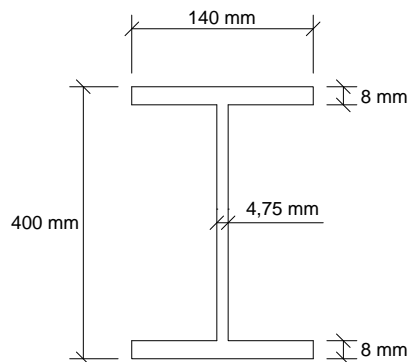
Considerando agregado graúdo de gratinado ou gnaissado $\rightarrow \alpha_E = 1,0$:

$$E_c = 0,85 \times 1,0 \times 5600 \times \sqrt{20} = 21287 \text{ MPa} = 2129 \text{ kN/cm}^2$$

3.3.4.2 Propriedades geométricas da seção transversal

Vigas de aço:

Perfil adotado: VS 500x86



$$A_a = 109,5 \text{ cm}^2$$

$$I_a = 52250 \text{ cm}^4$$

$$W_a = 2090 \text{ cm}^3$$

$$Z_a = 2281 \text{ cm}^3$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{468}{6,3} = 74,29 < 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,7 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 136,26 \Rightarrow \text{Atende!}$$

Laje mista de concreto:

MF 75, espessura 0,8 mm, altura total 150 mm

Largura efetiva (viga interna):

$$b \leq 2 \times \begin{cases} \frac{L_e}{8} = \frac{900}{8} = 112,5 \text{ cm} \\ \frac{e_1}{2} = \frac{800}{2} = 400 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow b = 225 \text{ cm}$$

Conectores tipo pino com cabeça:

$$d_{cs} = 19 \text{ mm}$$

$$A_{cs} = \frac{\pi d_{cs}^2}{4} = \frac{\pi \times 1,9^2}{4} = 2,84 \text{ cm}^2$$

3.3.4.3 Esforços solicitantes

Da seção 3.3.1, tem-se:

Antes da cura:

$$V_{sd} = 123,68 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 371,04 \text{ kN.m} = 37104 \text{ kN.cm}$$

Depois da cura:

$$V_{sd} = 253,36 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 760,08 \text{ kN.m} = 76008 \text{ kN.cm}$$

3.3.4.4 Verificação ao momento fletor - Antes da cura do concreto

Flambagem local da alma (FLA):

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{468}{6,3} = 74,29$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 89,88$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

Flambagem local da mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{250/2}{16} = 7,81$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 9,08$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

Flambagem lateral com torção (FLT):

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = 0 \text{ (as fôrmas contêm lateralmente as vigas)} \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

Conclusão:

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{Z_x f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{2281 \times 35}{1,10} = 72577 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} \leq \frac{1,5 W f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{1,5 \times 2090 \times 35}{\gamma_{a1}} = 99750 \text{ kN.cm} \Rightarrow \text{Atende!}$$

$$M_{Sd} = 37104 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 72577 \text{ kN.cm} \Rightarrow \text{Atende!}$$

3.3.4.5 Verificação ao momento fletor - Depois da cura do concreto

$$\frac{h}{t_w} = \frac{468}{6,3} = 74,29 < 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 89,88 \rightarrow \text{Plastificação}$$

Interação completa:

$$0,85 f_{cd} b t_c = 0,85 \times 1,43 \times 225 \times 7,5 = 2051,16 \text{ kN}$$

$$A_a f_{yd} = 109,5 \times 31,82 = 3484,29 \text{ kN}$$

$$A_a f_{yd} > 0,85 f_{cd} b t_c \Rightarrow \text{LNP no perfil de aço}$$

$$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b t_c = 0,85 \times 1,43 \times 225 \times 7,5 = 2051,16 \text{ kN}$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} (A_a f_{yd} - C_{cd}) = \frac{1}{2} (109,5 \times 31,82 - 2051,16) = 716,57 \text{ kN}$$

$$C_{ad} < A_a f_{yd} \Rightarrow \text{LNP na mesa superior}$$

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{fs} f_{yd}} t_{fs} = \frac{716,57}{(25,0 \times 1,6) \times 31,82} \times 1,6 = 0,90 \text{ cm}$$

$$y_c = \frac{y_p}{2} = \frac{0,90}{2} = 0,45 \text{ cm}$$

$$y_t = \frac{A_{fi} y_{fi} + A_w y_w + A_{fs,t} y_{fs,t}}{A_{fi} + A_w + A_{fs,t}}$$

$$y_t = \frac{40,0 \times 0,8 + 29,484 \times 25,0 + 17,5 \times 48,75}{40,0 + 29,484 + 17,5} = 18,65 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = C_{ad} (d - y_t - y_c) + C_{cd} \left(\frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right)$$

$$M_{Rd} = 716,57 \times (50 - 18,65 - 0,45) + 2051,16 \times \left(\frac{7,5}{2} + 7,5 + 50 - 18,65 \right)$$

$$M_{Rd} = 109521 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Sd} = 76008 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 109521 \text{ kN.cm} \Rightarrow \text{Atende!}$$

3.3.4.6 Disposição dos conectores

$$F_{hd} \leq \begin{cases} 0,85 f_{cd} b t_c = 0,85 \times 1,43 \times 225 \times 7,5 = 2051,16 \text{ kN} \\ A_a f_{yd} = 109,5 \times 31,82 = 3484,29 \text{ kN} \end{cases}$$

$$F_{hd} = 2051,16 \text{ kN}$$

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \\ \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \end{cases}$$

$$b_f/h_F = 250/75 = 3,33$$

$$R_g = 1,0 \text{ (laje mista com nervura paralela à viga e } b_f/h_F > 1,5)$$

$$R_p = 0,75 \text{ (laje mista com nervura paralela à viga)}$$

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{2,84 \sqrt{2,0 \times 2129}}{1,25} = 74,13 \text{ kN} \\ \frac{1,0 \times 0,75 \times 2,84 \times 41,5}{1,25} = 70,72 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow Q_{Rd} = 70,72 \text{ kN}$$

$$n = \alpha \frac{F_{Hd}}{Q_{Rd}} = 1,0 \times \frac{2051,16}{70,72} = 29,0$$

$$n = 30 \text{ conectores (entre apoio e momento máximo)}$$

Devido à carga concentrada no trecho entre apoio e momento máximo:

$$n_p = n \left(\frac{M_{P,Sd} - M_{a,Rd}}{M_{Sd} - M_{a,Rd}} \right)$$

Como $M_{P,Sd} = M_{Sd}$, teoricamente, não é necessário nenhum conector entre cargas concentradas. Entretanto, deve-se atender o espaçamento máximo entre conectores.

Altura dos conectores:

$$h_{cs} - 9 \text{ mm} \geq 4 d_{cs} = 4 \times 19 = 76 \text{ mm} \rightarrow h_{cs} \geq 85 \text{ mm}$$

Adotar conectores com $h_{cs} = 135 \text{ mm}$

Cobrimento superior:

$$t_c + h_f - \text{cobr.} = 75 + 75 - 10 = 140 \text{ mm} > h_{cs} - 9 \text{ mm} = 126 \text{ mm} \Rightarrow \text{Atende!}$$

Altura do conector acima do topo da fôrma:

$$(h_{cs} - 9 \text{ mm}) - h_f = 126 - 75 = 51 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{Atende!}$$

Espaçamento longitudinal máximo entre linhas de centro de conectores:

$$8 (t_c + h_f) = 8 \times (75 + 75) = 1200 \text{ mm} \leq 915 \text{ mm}$$

Espaçamento longitudinal mínimo entre linhas de centro de conectores:

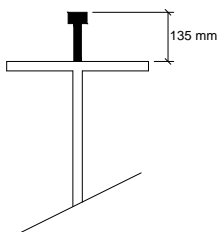
$$4 d_{cs} = 4 \times 19 = 76 \text{ mm}$$

Espaçamento transversal mínimo entre linhas de centro de conectores:

$$4 d_{cs} = 4 \times 19 = 76 \text{ mm} \rightarrow \text{adotar } 80 \text{ mm}$$

Espessura da mesa superior:

$$t_{fs} = 8,0 \text{ mm} \geq d_{cs}/2,5 = 19/2,5 = 7,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Atende!}$$



3.3.4.7 Verificação ao esforço cortante

Viga sem enrijecedores intermediários $\rightarrow a/h > 3 \rightarrow k_v = 5,00$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{468}{6,3} = 74,29$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5,0 \times 20000}{35}} = 58,80$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5,0 \times 20000}{35}} = 73,23$$

$$\lambda \geq \lambda_r \rightarrow V_{Rk} = V_{cr} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 V_{pl}$$

$$V_{pl} = A_w f_{vy} = 0,60 A_w f_y = 0,60 \times (50,0 \times 0,63) \times 35 = 661,5 \text{ kN}$$

$$\lambda \geq \lambda_r \rightarrow V_{Rk} = 1,24 \left(\frac{58,80}{74,29} \right)^2 \times 661,5 = 513,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{513,9}{1,10} = 467,2 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 253,36 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 467,2 \text{ kN} \Rightarrow \text{Atende!}$$

3.3.4.8 Estado-limite de serviço

Cálculo de I_{ef} e $(W_{tr})_{i,ef}$:

$$\alpha_e = \frac{E_a}{E_c} = \frac{20000}{2129} = 9,40$$

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_e} = \frac{225}{9,4} = 23,94 \text{ cm}$$

$$y_{tr,i} = \frac{A_a y_{a,i} + b_{tr} t_c \left(d + h_f + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + b_{tr} t_c}$$

$$y_{tr,i} = \frac{109,5 \times \frac{50,0}{2} + 23,94 \times 7,5 \left(50,0 + 7,5 + \frac{7,5}{2} \right)}{109,5 + 23,94 \times 7,5} = 47,52 \text{ cm}$$

$$y_{tr,i} = 47,52 \text{ cm} < d + h_f = 50,0 + 7,5 = 57,5 \text{ cm} \rightarrow \text{LNE no perfil de aço}$$

$$A_{c,tr} = b_{tr} t_c = 23,94 \times 7,5 = 179,55 \text{ cm}^2$$

$$y_{tr} = y_{tr,i} = 47,52 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = I_a + A_a (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} t_c^3}{12} + A_{c,tr} \left(d + h_f + \frac{t_c}{2} - y_{tr} \right)^2$$

$$I_{tr} = 52250 + 109,5 \left(47,52 - \frac{50,0}{2} \right)^2 + \frac{23,94 \times 7,5^3}{12} + 179,55 \left(50,0 + 7,5 + \frac{7,5}{2} - 47,52 \right)^2 = 142472 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\alpha} (I_{tr} - I_a) = 52250 + \sqrt{1,0} \times (142472 - 52250) = 142472 \text{ cm}^4$$

$$(W_{tr})_i = \frac{I_{tr}}{y_{tr}} = \frac{142472}{47,52} = 2998 \text{ cm}^3$$

$$(W_{tr})_{i,ef} = W_{a,i} + \sqrt{\alpha} [(W_{tr})_i - W_{a,i}] = 2090 + \sqrt{1,0} (2998 - 2090) = 2998 \text{ cm}^3$$

Cálculo de I_{ef} e $(W_{tr})_{i,ef}$ (longa duração):

$$\alpha_{e,ld} = 3 \frac{E_a}{E_c} = 3 \times \frac{20000}{2129} = 28,20$$

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_e} = \frac{225}{28,20} = 7,98 \text{ cm}$$

$$y_{tr,i} = \frac{A_a y_{a,i} + b_{tr} t_c \left(d + h_f + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + b_{tr} t_c}$$

$$y_{tr,i} = \frac{109,5 \times \frac{50,0}{2} + 7,98 \times 7,5 \left(50,0 + 7,5 + \frac{7,5}{2} \right)}{109,5 + 7,98 \times 7,5} = 37,81 \text{ cm}$$

$$y_{tr,i} = 37,81 \text{ cm} < d + h_f = 50,0 + 7,5 = 57,5 \text{ cm} \rightarrow \text{LNE no perfil de aço}$$

$$A_{c,tr} = b_{tr} t_c = 7,98 \times 7,5 = 59,85 \text{ cm}^2$$

$$y_{tr} = y_{tr,i} = 37,81 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = I_a + A_a (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} t_c^3}{12} + A_{c,tr} \left(d + h_f + \frac{t_c}{2} - y_{tr} \right)^2$$

$$I_{tr} = 52250 + 109,5 \left(37,81 - \frac{50,0}{2} \right)^2 + \frac{7,98 \times 7,5^3}{12} + 59,85 \left(50,0 + 7,5 + \frac{7,5}{2} - 37,81 \right)^2 = 103383 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef,ld} = I_a + \sqrt{\alpha} (I_{tr,ld} - I_a)$$

$$I_{ef,ld} = 52250 + \sqrt{1,0} \times (103383 - 52250) = 103383 \text{ cm}^4$$

$$(W_{tr})_{i,ld} = \frac{I_{tr}}{y_{tr}} = \frac{103383}{37,81} = 2734 \text{ cm}^3$$

$$(W_{tr})_{i,ef,ld} = W_{a,i} + \sqrt{\alpha} [(W_{tr})_i - W_{a,i}] = 2090 + \sqrt{1,0} \times (2734 - 2090)$$

$$(W_{tr})_{i,ef,ld} = 2734 \text{ cm}^3$$

Verificação da tensão de serviço:

Para a aplicação da análise elástica no cálculo da flecha, é necessário que a condição de limitação de tensão seja atendida:

$$\frac{M_{Ga,Sk}}{W_a} + \frac{M_{L,Sk}}{W_{ef}} \leq f_y$$

$$q_{Ga,k} = 96,96 \text{ kN}$$

$$M_{Ga,Sk} = q_{Ga,k} \frac{L}{3} = 96,96 \times \frac{9}{3} = 290,88 \text{ kN.m} = 29088 \text{ kN.cm}$$

$$q_{L,k} = 84,00 \text{ kN}$$

$$M_{L,Sk} = q_{L,k} \frac{L}{3} = 84,00 \times \frac{9}{3} = 252,00 \text{ kN.m} = 25200 \text{ kN.cm}$$

$$\frac{29088}{2090} + \frac{25200}{2998} = 22,32 \text{ kN/cm}^2 < f_y = 35,0 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow \text{Atende!}$$

Flecha do perfil de aço causada pelas ações permanentes antes da cura do concreto:

$$\delta_{p,pa} = \frac{P_{p,pa}}{24 E I_a} a (3 L^2 - 4 a^2)$$

$$P_{p,pa} = 72,96 \text{ kN}$$

$$\delta_{p,pa} = \frac{72,96 \times 300}{24 \times 20000 \times 52250} (3 \times 900^2 - 4 \times 300^2) = 1,81 \text{ cm}$$

Flecha da seção mista causada pelas ações permanentes após a cura do concreto:

$$\delta_{p,ld} = \frac{P_{p,ld} a}{24 E I_{ef,ld}} (3 L^2 - 4 a^2)$$

$$P_{p,ld} = 36,00 \text{ kN}$$

$$\delta_{p,ld} = \frac{36,00 \times 300}{24 \times 20000 \times 103383} (3 \times 900^2 - 4 \times 300^2) = 0,45 \text{ cm}$$

Flecha da seção mista causada pelas ações variáveis de curta duração:

$$\delta_{v,cd} = \frac{P_{v,cd} a}{24 E I_{ef}} (3 L^2 - 4 a^2)$$

$$P_{v,cd} = (1 - \Psi_2) P_{v,total} = (1 - 0,4) 72,00 = 43,20 \text{ kN}$$

$$\delta_{v,cd} = \frac{43,20 \times 300}{24 \times 20000 \times 142472} (3 \times 900^2 - 4 \times 300^2) = 0,39 \text{ cm}$$

Flecha da seção mista causada pelas ações variáveis de longa duração:

$$\delta_{v,ld} = \frac{P_{v,ld} a}{24 E I_{ef,ld}} (3 L^2 - 4 a^2)$$

$$P_{v,ld} = \Psi_2 P_{v,total} = 0,4 \times 72,00 = 28,80 \text{ kN}$$

$$\delta_{v,ld} = \frac{28,80 \times 300}{24 \times 20000 \times 103383} (3 \times 900^2 - 4 \times 300^2) = 0,36 \text{ cm}$$

Flecha total:

$$\delta_{máx} = \delta_{p,pa} + \delta_{p,ld} + \delta_{v,cd} + \delta_{v,ld} - \delta_{cf}$$

$$\delta_{máx} = 1,81 + 0,45 + 0,39 + 0,36 - 0,00 = 3,01 \text{ cm}$$

$$\delta_{adm} \leq \frac{L}{350} = \frac{900}{350} = 2,57 \text{ cm}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = 3,01 \text{ cm} \geq \delta_{adm} = 2,57 \text{ cm} \Rightarrow \text{N\~{a}o atende!}$$

É necessario portanto, utilizar contraflecha, δ_{cf} , de 0,50 cm.

$$\delta_{m\acute{a}x} = 1,81 + 0,45 + 0,39 + 0,36 - 0,50 = 2,51 \text{ cm}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = 2,51 \text{ cm} \leq \delta_{adm} = 2,57 \text{ cm} \Rightarrow \text{Atende!}$$

3.3.4.9 Armadura de costura

$$H_{v,Sd} = \frac{\left(\frac{n_m \alpha F_{hd}}{n}\right) \left(\frac{b_1}{b_1 + b_2}\right)}{L_m}$$

$L_m = 300 \text{ cm}$ (comprimento no qual foram instalados uniformemente os 30 conectores)

$$n_m = n = 30$$

$\alpha = 1,0$ (interacao completa)

$$F_{hd} = 2051,16 \text{ kN}$$

$$b_1 = b_2$$

$$H_{v,Sd} = \frac{\left(\frac{30 \times 1,0 \times 2051,16}{30}\right) \times 0,5}{300} = 3,42 \text{ kN/cm}$$

$$H_{v,Rd} \leq \begin{cases} 0,6 A_{cv} \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + \sum \left(A_s \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \right) + A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_a} \\ 0,2 A_{cv} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + 0,60 A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_a} \end{cases}$$

$$A_{cv} = \frac{L_m t_c}{L_m} = \frac{300 \times 7,5}{300} = 7,5 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_s = A_{s,cos} + A_{tela}$$

$$A_{tela} = 1,59 \text{ cm}^2/\text{m} = 0,0159 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ (tela Q-159)}$$

$$A_F = 0 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ (Nervuras paralelas \`a viga)}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,21 f_{ck}^{2/3} = 0,21 \times 20^{2/3} = 1,55 \text{ MPa} = 0,155 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ys} = 500 \text{ MPa} = 50 \text{ kN/cm}^2 \text{ (aço CA-50)}$$

$$f_{ys} = 600 \text{ MPa} = 60 \text{ kN/cm}^2 \text{ (aço CA-60)}$$

$$f_{yF} = 280 \text{ MPa} = 28 \text{ kN/cm}^2 \text{ (aço ASTM A653 grau 40 - ZAR 280)}$$

$$H_{v,Rd} \leq \begin{cases} 0,6 \times 7,5 \times \frac{0,155}{1,40} + \left(A_{s,cos} \times \frac{50}{1,15} + 0,0159 \times \frac{60}{1,15} \right) + 0 \\ 0,2 \times 7,5 \times \frac{2,0}{1,4} + 0 \end{cases}$$

$$H_{v,Rd} \leq \begin{cases} 1,33 + 43,48 A_{s,cos} \\ 2,14 \text{ kN/cm} \end{cases}$$

Valor máximo da área $A_{s,cos}$ da armadura de costura (acima desse valor, a armadura não aumenta a capacidade resistente:

$$1,328 + 43,48 A_{s,cos} \leq 2,14 \rightarrow A_{s,cos} \leq 0,080 \text{ cm}^2/\text{cm} = 8,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Fazendo $H_{v,Sd} \leq H_{v,Rd}$:

$$3,42 \leq 1,33 + 43,48 A_{s,cos} \rightarrow A_{s,cos} \geq 0,059 \text{ cm}^2/\text{cm} = 5,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, a área mínima da armadura de costura de ser $5,9 \text{ cm}^2/\text{m}$, sem efetividade quando superar $8,0 \text{ cm}^2/\text{m}$. Assim, serão usadas barras de ϕ 8,0 mm a cada $12,5 \text{ cm}$ nos dois planos de cisalhamento, o que fornece uma área $A_{s,cos} = 6,29 \text{ cm}^2/\text{m}$.

O comprimento de ancoragem da armadura de costura, a partir do eixo vertical do perfil de aço é dado por:

$$\ell_b = \frac{\left(\frac{n_m \alpha f_{hd}}{n} \right) \left(\frac{b_1}{b_1 + b_2} \right)}{0,85 f_{cd} t_c} + \ell'_b$$

$$\ell'_b = \frac{\phi}{4} \left(\frac{\frac{f_{ys}}{\gamma_s}}{1,575 \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}} \right) = \frac{8}{4} \left(\frac{\frac{50}{1,15}}{1,575 \times \frac{1,55}{1,4}} \right) = 49,86 \text{ mm}$$

$$\ell'_b \geq \begin{cases} 10 \phi = 10 \times 8 = 80 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Adota-se $\ell'_b = 80 \text{ mm} = 8,0 \text{ cm}$

$$\ell_b = \frac{\left(\frac{30 \times 1,0 \times 2051,16}{30} \right) \times 0,5}{0,85 \times 1,43 \times 7,5} + 8,0 = 120,50 \text{ cm}$$

Adota-se $\ell_b = 125 \text{ cm}$ para cada lado

3.3.5 Vigas VMP2 - Interação parcial

Serão consideradas as mesmas propriedades dos materiais, propriedades geométricas, esforços solicitantes e demais características da viga calculada na seção 3.3.4.

A variação do grau de interação só afeta o comportamento pós-cura do concreto, portanto a verificação ao momento fletor antes da cura e ao esforço cortante são iguais às que foram feitas nas seções 3.3.4.4 e 3.3.4.7, respectivamente.

3.3.5.1 Verificação ao momento fletor - Depois da cura do concreto

$$\frac{h}{t_w} = \frac{468}{6,3} = 74,29 < 3,76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76\sqrt{\frac{20000}{35}} = 89,88 \rightarrow \text{Plastificação}$$

Interação parcial:

$$\alpha_{\min} \geq \begin{cases} 1 - \frac{E}{578 f_y} (0,75 - 0,03 L_e) = 1 - \frac{20000}{578 \times 35} (0,75 - 0,03 \times 9) = 0,53 \\ 0,40 \end{cases}$$

$$\alpha_{\min} = 0,53 \rightarrow \text{Será adotado } \alpha = 0,53$$

$$F_{hd} \leq \begin{cases} 0,85 f_{cd} b t_c = 0,85 \times 1,43 \times 225 \times 7,5 = 2051,16 \text{ kN} \\ A_a f_{yd} = 109,5 \times 31,82 = 3484,29 \text{ kN} \end{cases}$$

$$F_{hd} = 2051,16 \text{ kN}$$

$$C_{cd} = \alpha F_{hd} = 0,53 \times 2051,16 = 1087,11 \text{ kN}$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} (A_a f_{yd} - C_{cd}) = \frac{1}{2} (109,5 \times 31,82 - 1087,11) = 1198,59 \text{ kN}$$

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85 f_{cd} b} = \frac{1087,11}{0,85 \times 1,43 \times 225} = 3,97 \text{ cm}$$

$$A_{fs} f_{yd} = (25,0 \times 1,6) \times 31,82 = 1272,8 \text{ kN}$$

$$C_{ad} < A_{fs} f_{yd} \Rightarrow \text{LNP na mesa superior da viga}$$

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{fs} f_{yd}} t_f = \frac{1198,59}{(25,0 \times 1,6) \times 31,82} \times 1,6 = 1,51 \text{ cm}$$

$$y_c = \frac{y_p}{2} = \frac{1,51}{2} = 0,75 \text{ cm}$$

$$y_t = \frac{A_{fi} y_{fi} + A_w y_w + A_{fs,t} y_{fs,t}}{A_{fi} + A_w + A_{fs,t}}$$

$$y_t = \frac{40,0 \times 0,8 + 29,484 \times 25,0 + 2,25 \times 48,445}{40,0 + 29,484 + 2,25} = 12,24 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = C_{ad} (d - y_t - y_c) + C_{cd} \left(t_c - \frac{a}{2} + h_f + d - y_t \right)$$

$$M_{Rd} = 1198,59 (50 - 12,24 - 0,75) + 1087,11 \left(7,5 - \frac{3,97}{2} + 7,5 + 50 - 12,24 \right)$$

$$M_{Rd} = 99558 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Sd} = 76008 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 99558 \text{ kN.cm} \Rightarrow \text{Atende!}$$

3.3.5.2 Disposição dos conectores

$$F_{hd} \leq \begin{cases} 0,85 f_{cd} b t_c = 0,85 \times 1,43 \times 225 \times 7,5 = 2051,16 \text{ kN} \\ A_a f_{yd} = 109,5 \times 31,82 = 3484,29 \text{ kN} \end{cases}$$

$$F_{hd} = 2051,16 \text{ kN}$$

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \\ \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \end{cases}$$

$$b_f/h_F = 250/75 = 3,33$$

$$R_g = 1,0 \text{ (laje mista com nervura paralela à viga e } b_f/h_F > 1,5)$$

$$R_p = 0,75 \text{ (laje mista com nervura paralela à viga)}$$

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{2,84 \sqrt{2,0 \times 2129}}{1,25} = 74,13 \text{ kN} \\ \frac{1,0 \times 0,75 \times 2,84 \times 41,5}{1,25} = 70,72 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow Q_{Rd} = 70,72 \text{ kN}$$

$$n = \alpha \frac{F_{Hd}}{Q_{Rd}} = 0,53 \times \frac{2051,16}{70,72} = 15,4$$

$$n = 16 \text{ conectores (entre apoio e momento máximo)}$$

Devido à carga concentrada no trecho entre apoio e momento máximo:

$$n_p = n \left(\frac{M_{P,Sd} - M_{a,Rd}}{M_{Sd} - M_{a,Rd}} \right)$$

Como $M_{P,Sd} = M_{Sd}$, teoricamente, não é necessário nenhum conector entre cargas concentradas. Entretanto, deve-se atender o espaçamento máximo entre conectores.

Altura dos conectores:

$$h_{cs} - 9 \text{ mm} \geq 4 d_{cs} = 4 \times 19 = 76 \text{ mm} \rightarrow h_{cs} \geq 85 \text{ mm}$$

Adotar conectores com $h_{cs} = 135 \text{ mm}$

Cobrimento superior:

$$t_c + h_f - \text{cobr.} = 75 + 75 - 10 = 140 \text{ mm} > h_{cs} - 9 \text{ mm} = 126 \text{ mm} \Rightarrow \text{Atende!}$$

Altura do conector acima do topo da fôrma:

$$(h_{cs} - 9 \text{ mm}) - h_f = 126 - 75 = 51 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{Atende!}$$

Espaçamento longitudinal máximo entre linhas de centro de conectores:

$$8 (t_c + h_f) = 8 \times (75 + 75) = 1200 \text{ mm} \leq 915 \text{ mm}$$

Espaçamento longitudinal mínimo entre linhas de centro de conectores:

$$4 d_{cs} = 4 \times 19 = 76 \text{ mm}$$

Espaçamento transversal mínimo entre linhas de centro de conectores:

$$4 d_{cs} = 4 \times 19 = 76 \text{ mm} \rightarrow \text{adotar } 80 \text{ mm}$$

Espessura da mesa superior:

$$t_{fs} = 8,0 \text{ mm} \geq d_{cs}/2,5 = 19/2,5 = 7,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Atende!}$$



3.3.5.3 Estado-limite de serviço

Cálculo de I_{ef} e $(W_{tr})_{i,ef}$:

$$\alpha_e = \frac{E_a}{E_c} = \frac{20000}{2129} = 9,40$$

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_e} = \frac{225}{9,4} = 23,94 \text{ cm}$$

$$y_{tr,i} = \frac{A_a y_{a,i} + b_{tr} t_c \left(d + h_f + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + b_{tr} t_c}$$

$$y_{tr,i} = \frac{109,5 \times \frac{50,0}{2} + 23,94 \times 7,5 \left(50,0 + 7,5 + \frac{7,5}{2} \right)}{109,5 + 23,94 \times 7,5} = 47,52 \text{ cm}$$

$$y_{tr,i} = 47,52 \text{ cm} < d + h_f = 50,0 + 7,5 = 57,5 \text{ cm} \rightarrow \text{LNE no perfil de aço}$$

$$A_{c,tr} = b_{tr} t_c = 23,94 \times 7,5 = 179,55 \text{ cm}^2$$

$$y_{tr} = y_{tr,i} = 47,52 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = I_a + A_a (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} t_c^3}{12} + A_{c,tr} \left(d + h_f + \frac{t_c}{2} - y_{tr} \right)^2$$

$$I_{tr} = 52250 + 109,5 \left(47,52 - \frac{50,0}{2} \right)^2 + \frac{23,94 \times 7,5^3}{12} + 179,55 \left(50,0 + 7,5 + \frac{7,5}{2} - 47,52 \right)^2 = 142472 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\alpha} (I_{tr} - I_a) = 52250 + \sqrt{0,53} \times (142472 - 52250) = 117933 \text{ cm}^4$$

$$(W_{tr})_i = \frac{I_{tr}}{y_{tr}} = \frac{142472}{47,52} = 2998 \text{ cm}^3$$

$$(W_{tr})_{i,ef} = W_{a,i} + \sqrt{\alpha} [(W_{tr})_i - W_{a,i}] = 2090 + \sqrt{0,53} (2998 - 2090) = 2751 \text{ cm}^3$$

Cálculo de I_{ef} e $(W_{tr})_{i,ef}$ (longa duração):

$$\alpha_{e,ld} = 3 \frac{E_a}{E_c} = 3 \times \frac{20000}{2129} = 28,20$$

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_e} = \frac{225}{28,20} = 7,98 \text{ cm}$$

$$y_{tr,i} = \frac{A_a y_{a,i} + b_{tr} t_c \left(d + h_f + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + b_{tr} t_c}$$

$$y_{tr,i} = \frac{109,5 \times \frac{50,0}{2} + 7,98 \times 7,5 \left(50,0 + 7,5 + \frac{7,5}{2} \right)}{109,5 + 7,98 \times 7,5} = 37,81 \text{ cm}$$

$$y_{tr,i} = 37,81 \text{ cm} < d + h_f = 50,0 + 7,5 = 57,5 \text{ cm} \rightarrow \text{LNE no perfil de aço}$$

$$A_{c,tr} = b_{tr} t_c = 7,98 \times 7,5 = 59,85 \text{ cm}^2$$

$$y_{tr} = y_{tr,i} = 37,81 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = I_a + A_a (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} t_c^3}{12} + A_{c,tr} \left(d + h_f + \frac{t_c}{2} - y_{tr} \right)^2$$

$$I_{tr} = 52250 + 109,5 \left(37,81 - \frac{50,0}{2} \right)^2 + \frac{7,98 \times 7,5^3}{12} + 59,85 \left(50,0 + 7,5 + \frac{7,5}{2} - 37,81 \right)^2 = 103383 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef,ld} = I_a + \sqrt{\alpha} (I_{tr,ld} - I_a)$$

$$I_{ef,ld} = 52250 + \sqrt{0,53} \times (103383 - 52250) = 89475 \text{ cm}^4$$

$$(W_{tr})_{i,ld} = \frac{I_{tr}}{y_{tr}} = \frac{103383}{37,81} = 2734 \text{ cm}^3$$

$$(W_{tr})_{i,ef,ld} = W_{a,i} + \sqrt{\alpha} [(W_{tr})_i - W_{a,i}] = 2090 + \sqrt{0,53} \times (2734 - 2090)$$

$$(W_{tr})_{i,ef,ld} = 2559 \text{ cm}^3$$

Verificação da tensão de serviço:

Para a aplicação da análise elástica no cálculo da flecha, é necessário que a condição de limitação de tensão seja atendida:

$$\frac{M_{Ga,Sk}}{W_a} + \frac{M_{L,Sk}}{W_{ef}} \leq f_y$$

$$q_{Ga,k} = 96,96 \text{ kN}$$

$$M_{Ga,Sk} = q_{Ga,k} \frac{L}{3} = 96,96 \times \frac{9}{3} = 290,88 \text{ kN.m} = 29088 \text{ kN.cm}$$

$$q_{L,k} = 84,00 \text{ kN}$$

$$M_{L,Sk} = q_{L,k} \frac{L}{3} = 84,00 \times \frac{9}{3} = 252,00 \text{ kN.m} = 25200 \text{ kN.cm}$$

$$\frac{29088}{2090} + \frac{25200}{2751} = 23,08 \text{ kN/cm}^2 < f_y = 35,0 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow \text{Atende!}$$

Flecha do perfil de aço causada pelas ações permanentes antes da cura do concreto:

$$\delta_{p,pa} = \frac{P_{p,pa} a}{24 E I_a} (3 L^2 - 4 a^2)$$

$$P_{p,pa} = 72,96 \text{ kN}$$

$$\delta_{p,pa} = \frac{72,96 \times 300}{24 \times 20000 \times 52250} (3 \times 900^2 - 4 \times 300^2) = 1,81 \text{ cm}$$

Flecha da seção mista causada pelas ações permanentes após a cura do concreto:

$$\delta_{p,ld} = \frac{P_{p,ld} a}{24 E I_{ef,ld}} (3 L^2 - 4 a^2)$$

$$P_{p,ld} = 36,00 \text{ kN}$$

$$\delta_{p,ld} = \frac{36,00 \times 300}{24 \times 20000 \times 89475} (3 \times 900^2 - 4 \times 300^2) = 0,52 \text{ cm}$$

Flecha da seção mista causada pelas ações variáveis de curta duração:

$$\delta_{v,cd} = \frac{P_{v,cd} a}{24 E I_{ef}} (3 L^2 - 4 a^2)$$

$$P_{v,cd} = (1 - \Psi_2) P_{v,total} = (1 - 0,4) 72,00 = 43,20 \text{ kN}$$

$$\delta_{v,cd} = \frac{43,20 \times 300}{24 \times 20000 \times 117933} (3 \times 900^2 - 4 \times 300^2) = 0,47 \text{ cm}$$

Flecha da seção mista causada pelas ações variáveis de longa duração:

$$\delta_{v,ld} = \frac{P_{v,ld} a}{24 E I_{ef,ld}} (3 L^2 - 4 a^2)$$

$$P_{v,ld} = \Psi_2 P_{v,total} = 0,4 \times 72,00 = 28,80 \text{ kN}$$

$$\delta_{v,ld} = \frac{28,80 \times 300}{24 \times 20000 \times 89475} (3 \times 900^2 - 4 \times 300^2) = 0,42 \text{ cm}$$

Flecha total:

$$\delta_{máx} = \delta_{p,pa} + \delta_{p,ld} + \delta_{v,cd} + \delta_{v,ld} - \delta_{cf}$$

$$\delta_{máx} = 1,81 + 0,52 + 0,47 + 0,42 - 0,00 = 3,22 \text{ cm}$$

$$\delta_{adm} \leq \frac{L}{350} = \frac{900}{350} = 2,57 \text{ cm}$$

$$\delta_{máx} = 3,22 \text{ cm} \geq \delta_{adm} = 2,57 \text{ cm} \Rightarrow \text{Não atende!}$$

É necessário portanto, utilizar contraflecha, δ_{cf} , de 1,0 cm.

$$\delta_{máx} = 1,81 + 0,52 + 0,47 + 0,42 - 1,0 = 2,32 \text{ cm}$$

$$\delta_{máx} = 2,32 \text{ cm} \leq \delta_{adm} = 2,57 \text{ cm} \Rightarrow \text{Atende!}$$

3.3.5.4 Armadura de costura

$$H_{v,sd} = \frac{\left(\frac{n_m \alpha F_{hd}}{n} \right) \left(\frac{b_1}{b_1 + b_2} \right)}{L_m}$$

$L_m = 300 \text{ cm}$ (comprimento no qual foram instalados uniformemente os 30 conectores)

$$n_m = n = 30$$

$$\alpha = 0,53 \text{ (interação parcial)}$$

$$F_{hd} = 2051,16 \text{ kN}$$

$$b_1 = b_2$$

$$H_{v,Sd} = \frac{\left(\frac{16 \times 0,53 \times 2051,16}{16} \right) \times 0,5}{300} = 1,81 \text{ kN/cm}$$

$$H_{v,Rd} \leq \begin{cases} 0,6 A_{cv} \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + \sum \left(A_s \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \right) + A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_a} \\ 0,2 A_{cv} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + 0,60 A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_a} \end{cases}$$

$$A_{cv} = \frac{L_m t_c}{L_m} = \frac{300 \times 7,5}{300} = 7,5 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_s = A_{s,cos} + A_{tela}$$

$$A_{tela} = 1,59 \text{ cm}^2/\text{m} = 0,0159 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ (tela Q-159)}$$

$$A_F = 0 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ (Nervuras paralelas à viga)}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,21 f_{ck}^{2/3} = 0,21 \times 20^{2/3} = 1,55 \text{ MPa} = 0,155 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ys} = 500 \text{ MPa} = 50 \text{ kN/cm}^2 \text{ (aço CA-50)}$$

$$f_{ys} = 600 \text{ MPa} = 60 \text{ kN/cm}^2 \text{ (aço CA-60)}$$

$$f_{yF} = 280 \text{ MPa} = 28 \text{ kN/cm}^2 \text{ (aço ASTM A653 grau 40 - ZAR 280)}$$

$$H_{v,Rd} \leq \begin{cases} 0,6 \times 7,5 \times \frac{0,155}{1,40} + \left(A_{s,cos} \times \frac{50}{1,15} + 0,0159 \times \frac{60}{1,15} \right) + 0 \\ 0,2 \times 7,5 \times \frac{2,0}{1,4} + 0 \end{cases}$$

$$H_{v,Rd} \leq \begin{cases} 1,33 + 43,48 A_{s,cos} \\ 2,14 \text{ kN/cm} \end{cases}$$

Valor máximo da área $A_{s,cos}$ da armadura de costura (acima desse valor, a armadura não aumenta a capacidade resistente:

$$1,328 + 43,48 A_{s,cos} \leq 2,14 \rightarrow A_{s,cos} \leq 0,080 \text{ cm}^2/\text{cm} = 8,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Fazendo $H_{v,Sd} \leq H_{v,Rd}$:

$$1,8 \leq 1,33 + 43,48 A_{s,cos} \rightarrow A_{s,cos} \geq 0,011 \text{ cm}^2/\text{cm} = 1,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, a área mínima da armadura de costura de ser $1,1 \text{ cm}^2/\text{m}$, sem efetividade quando superar $8,0 \text{ cm}^2/\text{m}$. Assim, serão usadas barras de ϕ 8,0 mm a cada 30 cm nos dois planos de cisalhamento, o que fornece uma área $A_{s,cos} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{m}$.

O comprimento de ancoragem da armadura de costura, a partir do eixo vertical do perfil de aço é dado por:

$$\ell_b = \frac{\left(\frac{n_m \alpha f_{hd}}{n}\right) \left(\frac{b_1}{b_1 + b_2}\right)}{0,85 f_{cd} t_c} + \ell'_b$$

$$\ell'_b = \frac{\phi}{4} \left(\frac{\frac{f_{ys}}{\gamma_s}}{1,575 \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}} \right) = \frac{8}{4} \left(\frac{\frac{50}{1,15}}{1,575 \times \frac{1,55}{1,4}} \right) = 49,86 \text{ mm}$$

$$\ell'_b \geq \begin{cases} 10 \phi = 10 \times 8 = 80 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Adota-se $\ell'_b = 80 \text{ mm} = 8,0 \text{ cm}$

$$\ell_b = \frac{\left(\frac{16 \times 0,53 \times 2051,16}{16}\right) \times 0,5}{0,85 \times 1,43 \times 7,5} + 8,0 = 67,6 \text{ cm}$$

Adota-se $\ell_b = 70 \text{ cm}$ para cada lado

3.4 Validação da planilha eletrônica

Para auxiliar o dimensionamento de vigas mistas, foi desenvolvida uma planilha eletrônica no *Microsoft Excel*. A seguir são apresentadas comparações entre os valores obtidos pelo cálculos manuais feitos nas seções 3.3.2 a 3.3.5 e através da planilha (apresentadas no anexo B).

Nota-se que os resultados obtidos pelos cálculos manuais e pela planilha eletrônica apresentam diferenças insignificantes ($< 0,2\%$). Portanto, a planilha eletrônica desenvolvida para o cálculo de vigas mistas está validada.

Tabela 3.5: Comparação dos valores obtidos para as vigas VMS e VMP1
Interação completa

Grandeza	Unidade	Conforme seção 3.3.2	Conforme planilha	Diferença relativa
Largura efetiva b	cm	200	200	0,00%
M_{Rd} (antes da cura)	$kN.cm$	19536	19536	0,00%
T_{ad}	kN	1291,89	1292	0,00%
Posição da LNE	-	na laje	na laje	-
M_{Rd} (depois da cura)	$kN.cm$	41786	41778	0,02%
F_{hd}	kN	1291,89	1292	0,00%
Q_{Rd}	kN	70,72	70,60	0,17%
Número de conectores n	-	19	19	0,00%
V_{Rd}	kN	238,0	237,9	0,04%
I_{ef}	cm^4	43204	43206	$<0,01\%$
$(W_{tr})_{i,ef}$	cm^3	962	962	0,00%
$I_{ef,ld}$	cm^4	33581	33588	0,02%
$(W_{tr})_{i,ef,ld}$	cm^3	890	890	0,00%
$\delta_{p,pa}$	cm	2,24	2,24	0,00%
$\delta_{p,ld}$	cm	0,36	0,36	0,00%
$\delta_{v,cd}$	cm	0,33	0,33	0,00%
$\delta_{v,ld}$	cm	0,29	0,29	0,00%
δ_{adm}	cm	2,29	2,29	0,00%

Tabela 3.6: Comparação dos valores obtidos para as vigas VMS e VMP1

Interação parcial

Grandeza	Unidade	Conforme seção 3.3.3	Conforme planilha	Diferença relativa
C_{cd}	kN	645,95	646	0,00%
C_{ad}	kN	322,97	323	0,00%
Posição da LNE	-	na mesa	na mesa	-
M_{Rd} (depois da cura)	$kN.cm$	34487	34424	0,18%
F_{hd}	kN	1291,89	1292	0,00%
Q_{Rd}	kN	70,72	70,60	0,17%
α_{min}	-	0,50	0,50	0,00%
Número de conectores n	-	10	10	0,00%
I_{ef}	cm^4	33727	33729	<0,01%
$(W_{tr})_{i,ef}$	cm^3	839	839	0,00%
$I_{ef,ld}$	cm^4	26923	26928	0,02%
$(W_{tr})_{i,ef,ld}$	cm^3	788	788	0,00%
$\delta_{p,pa}$	cm	2,24	2,24	0,00%
$\delta_{p,ld}$	cm	0,45	0,45	0,00%
$\delta_{v,cd}$	cm	0,43	0,43	0,00%
$\delta_{v,ld}$	cm	0,36	0,36	0,00%
δ_{adm}	cm	2,29	2,29	0,00%

Tabela 3.7: Comparação dos valores obtidos para as vigas VMP2

Interação completa

Grandeza	Unidade	Conforme seção 3.3.4	Conforme planilha	Diferença relativa
Largura efetiva b	cm	225	225	0,00%
M_{Rd} (antes da cura)	$kN.cm$	72577	72577	0,00%
C_{cd}	kN	2051,16	2049,11	0,10%
C_{ad}	kN	716,57	717,49	0,13%
Posição da LNE	-	na mesa	na mesa	-
M_{Rd} (depois da cura)	$kN.cm$	109521	109511	<0,01%
F_{hd}	kN	2051,16	2049	0,11%
Q_{Rd}	kN	70,72	70,60	0,17%
Número de conectores n	-	30	30	0,00%
V_{Rd}	kN	467,2	467,2	0,00%
I_{ef}	cm^4	142472	142484	<0,01%
$(W_{tr})_{i,ef}$	cm^3	2998	2998	0,00%
$I_{ef,ld}$	cm^4	103383	103394	0,01%
$(W_{tr})_{i,ef,ld}$	cm^3	2734	2734	0,00%
$\delta_{p,pa}$	cm	1,81	1,81	0,00%
$\delta_{p,ld}$	cm	0,45	0,45	0,00%
$\delta_{v,cd}$	cm	0,39	0,39	0,00%
$\delta_{v,ld}$	cm	0,36	0,36	0,00%
δ_{adm}	cm	2,57	2,57	0,00%

Tabela 3.8: Comparação dos valores obtidos para as vigas VMP2

Interação parcial

Grandeza	Unidade	Conforme seção 3.3.5	Conforme planilha	Diferença relativa
C_{cd}	kN	1087,11	1086	0,10%
C_{ad}	kN	1198,59	1199	0,00%
Posição da LNE	-	na mesa	na mesa	-
M_{Rd} (depois da cura)	$kN.cm$	99558	99433	0,00%
F_{hd}	kN	2051,16	2049	0,11%
Q_{Rd}	kN	70,72	70,60	0,17%
α_{min}	-	0,53	0,53	0,00%
Número de conectores n	-	16	16	0,00%
I_{ef}	cm^4	117933	117941	<0,01%
$(W_{tr})_{i,ef}$	cm^3	2751	2751	0,00%
$I_{ef,ld}$	cm^4	89475	89484	0,01%
$(W_{tr})_{i,ef,ld}$	cm^3	2559	2559	0,00%
$\delta_{p,pa}$	cm	1,81	1,81	0,00%
$\delta_{p,ld}$	cm	0,52	0,52	0,00%
$\delta_{v,cd}$	cm	0,47	0,47	0,00%
$\delta_{v,ld}$	cm	0,42	0,42	0,00%
δ_{adm}	cm	2,57	2,57	0,00%

Capítulo 4

PILARES MISTOS

Pilar misto de aço e concreto é aquele em que um perfil de aço atua em conjunto com uma seção de concreto armado para resistir aos esforços. Estes perfis de aço podem ser perfis I ou H, soldados ou laminados, parcialmente ou totalmente revestidos por concreto. Também podem ser perfis tubulares, retangulares ou circulares, preenchidos com concreto. Deve ser usado concreto com densidade normal.

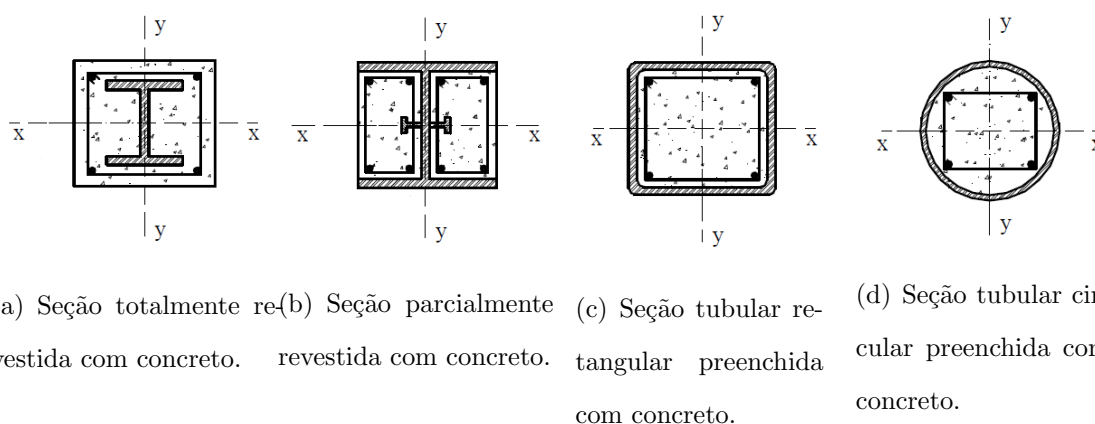


Figura 4.1: Pilares mistos de aço e concreto.

Considera-se que o aço e o concreto trabalhem em conjunto, sem escorregamento relativo significativo na superfície de contato. Essa combinação dos dois materiais propicia proteção ao fogo e à corrosão, além de aumento da rigidez e da resistência do pilar. Os pilares mistos apresentam um comportamento mais dúctil quando comparados aos pilares de concreto armado.

É comum que a seção de aço seja utilizada para suportar sozinha parte da carga

aplicada durante a fase de construção (cerca de 4 pavimentos), enquanto a seção mista é prevista para suportar as cargas finais da edificação. Isto permite uma maior rapidez na execução da obra.

4.1 Dimensionamento dos pilares mistos - Teoria

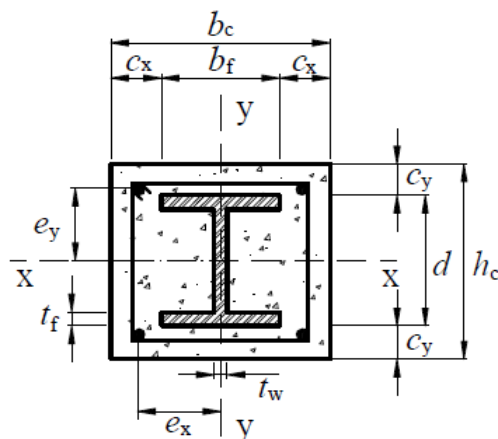
Neste trabalho será apresentado o método simplificado de dimensionamento de pilares mistos, que tem como hipóteses básicas:

- Há interação completa entre o aço e o concreto.
- As imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas para a determinação da resistência de barras de aço submetidas à compressão axial. Dessa forma, a mesma curva de flambagem dos pilares de aço é adotada para determinação do fator de redução devido à flambagem global.
- A flambagem local para a força axial e momento fletor não pode ser um estado-limite último predominante. Para isso, as seguintes relações não podem ser ultrapassadas:

- Nas seções I ou H parcialmente revestidas com concreto:

$$b_f/t_f \leq 1,49 \sqrt{E/f_y}$$

- Para as seções totalmente revestidas com concreto, não é necessária a verificação de flambagem local. Porém, os cobrimentos do perfil de aço devem atender os seguintes limites:



$$40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0,3 d$$

$$c_y \geq b_f/6$$

$$40 \text{ mm} \leq c_x \leq 0,4 b_f$$

$$c_x \geq b_f/6$$

4.1.1 Limites de aplicabilidade

O método simplificado possui os seguintes limites de aplicabilidade:

- Os pilares mistos devem ter dupla simetria e seção transversal constante ao longo do comprimento.
- O fator de contribuição do aço, δ , determinado pela razão entre a força axial resistente de cálculo do perfil de aço e a força axial resistente de cálculo da seção transversal mista à plastificação total deve estar entre os limites $0,2 < \delta < 0,9$, caso contrário:

Se $\delta \leq 0,2$, o dimensionamento deve ser feito segundo a ABNT NBR 6118 como pilar de concreto, desprezando-se o perfil de aço.

Se $\delta \geq 0,9$, o pilar deve ser dimensionado como pilar de aço, conforme a ABNT NBR 8800, desprezando-se a parte de concreto.

- A esbeltez reduzida do pilar ($\lambda_{0,m}$) não pode ser maior que 2,0.
- Para as seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto, a área da seção transversal da armadura longitudinal não deve ser inferior a 0,3% da área de concreto. A máxima porcentagem de armadura na seção de concreto é de 4% desta.
- A relação entre a altura e a largura das seções transversais mistas retangulares deve estar entre 0,2 e 5,0.
- A concretagem do pilar misto pode ser feita antes ou depois da montagem. Quando a concretagem for feita com o pilar já montado, deve-se comprovar que o perfil de aço resiste isoladamente às ações aplicadas antes de o concreto atingir 75% da resistência característica à compressão especificada.
- Para as seções total ou parcialmente revestidas com concreto, devem existir armaduras longitudinal e transversal para garantir a integridade do concreto, conforme prescrições da ABNT NBR 6118 para pilares de concreto. Nas seções parcialmente revestidas, a armadura transversal deve ser ancorada no perfil de

aço através de furos na alma, ou por meio de conectores de cisalhamento, como mostrado na figura 4.1(b).

4.1.2 Força axial de compressão resistente de cálculo

Nas situações em que não houver momento fletor aplicado, tem-se como estados-limites últimos a instabilidade global por flexão do pilar ou a plastificação total da seção transversal devida a esforços axiais de compressão uniforme.

A força axial resistente de cálculo de pilares mistos é determinada pela força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total, $N_{pl,Rd}$, multiplicada por um fator de redução devido à flambagem global, χ :

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd} \quad (4.1)$$

A força axial resistente de cálculo da seção transversal mista à plastificação total é determinada pela soma das forças axiais resistentes de cálculo de seus componentes (perfil de aço, concreto e armadura longitudinal):

$$N_{pl,Rd} = f_{yd} A_a + f_{cd1} A_c + f_{sd} A_s \quad (4.2)$$

em que:

A_a = área da seção transversal do perfil de aço.

A_c = área da seção transversal de concreto.

A_s = área da seção transversal da armadura longitudinal.

f_{cd1} = produto αf_{cd} , sendo α um coeficiente igual a 0,85.

O fator de redução devido à flambagem global, χ , é determinado a partir da curva de flambagem de pilares de aço, apresentada na ABNT NBR 8800:2008, em

função do índice de esbeltez reduzido $\lambda_{0,m}$:

$$\text{Para } \lambda_{0,m} \leq 1,5 \rightarrow \chi = 0,658^{\lambda_{0,m}^2} \quad (4.3a)$$

$$\text{Para } \lambda_{0,m} > 1,5 \rightarrow \chi = \frac{0,887}{\lambda_{0,m}^2} \quad (4.3b)$$

sendo:

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_e}} \quad (4.4)$$

em que:

$$N_{pl,Rk} = f_y A_a + \alpha f_{ck} A_c + f_{ys} A_s \quad (4.5)$$

N_e é a menor força axial de flambagem elástica em relação aos eixos x ou y :

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(KL)^2} \quad (4.6)$$

em que:

KL = comprimento de flambagem do pilar.

$(EI)_e$ = rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista, dada por:

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

em que:

E_a = módulo de elasticidade do aço estrutural.

I_a = momento de inércia da seção transversal do perfil de aço.

I_c = momento de inércia da seção transversal do concreto não-fissurado.

E_s = módulo de elasticidade do aço da armadura.

I_s = momento de inércia da seção transversal da armadura do concreto.

$E_{c,red}$ = módulo de elasticidade reduzido do concreto, que considera os efeitos de retração e fluência do concreto, dado por:

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{1 + \varphi \left(\frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \right)}$$

em que:

E_c = módulo de elasticidade do concreto.

φ = coeficiente de fluência do concreto, obtido da ABNT NBR 6118.

Simplificadamente, admite-se que o coeficiente φ seja tomado igual a 2,5 nas seções I ou H total ou parcialmente revestidas com concreto, e igual a 0 para seções tubulares preenchidas com concreto. A relação entre a parcela da força axial solicitante de cálculo devida à ação permanente e à ação decorrente do uso de atuação quase permanente e a força axial solicitante de cálculo, $N_{G,Sd}/N_{Sd}$, pode ser considerada igual a 0,6.

4.1.3 Pilares submetidos à flexo-compressão

Quando os pilares mistos estão sujeitos aos efeitos combinados de força axial de compressão e momento fletor em relação a um ou aos dois eixos de simetria da seção transversal, a verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores pode ser feita conforme a equação de dimensionamento para barras sob combinação de esforços solicitantes apresentadas na ABNT NBR 8800:2008, item 5.5.

No caso geral de flexão em relação a mais de um eixo de simetria, deve-se considerar a força axial de compressão resistente de cálculo, determinada pela equação 4.1, e os momentos fletores resistentes de plastificação de cálculo da seção mista duplamente simétrica.

Os momentos fletores resistentes são determinados considerando comportamento rígido-plástico dos materiais, de forma semelhante ao que é feito no dimensionamento de vigas mistas apresentado no capítulo 3.

As forças cortantes que agem segundo os eixos de simetria da seção mista podem ser assumidas como atuando apenas no perfil de aço, com as resistências de cálculo determinadas conforme ABNT NBR 8800.

4.1.4 Regiões de introdução de carga

Regiões de introdução de cargas são aquelas onde ocorrem variações localizadas dos esforços solicitantes devido a ligações do pilar com vigas, ou aquelas onde ocorre interrupção da armadura longitudinal, como em emendas do pilar ou em bases.

Nessas regiões, deve-se evitar que ocorra escorregamento significativo na interface entre o concreto e o perfil de aço. Para isso, assume-se um comprimento de introdução de carga, a , dado por:

$$a \leq \begin{cases} 2 \times \text{menor dimensão da seção do pilar} \\ 1/3 \text{ da distância entre pontos de introdução de cargas (entre pisos)} \end{cases}$$

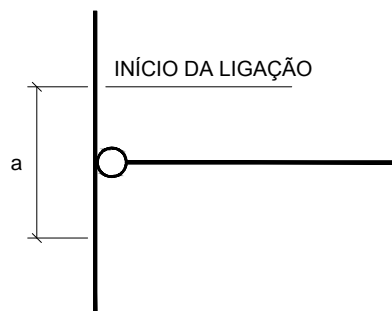


Figura 4.2: Comprimento de introdução de cargas.

Se a tensão de cisalhamento na interface aço-concreto devido à força $V_{l,Sd}$, dada pela equação 4.7, ultrapassar os valores de τ_{Rd} dados na tabela 4.1, devem ser colocados conectores de cisalhamento com o número mínimo dado pela equação 4.8.

$$V_{l,Sd} = \sum V_{Sd} \left(1 - \frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}} \right) \quad (4.7)$$

em que:

$\sum V_{Sd}$ = soma de todos os esforços verticais introduzidos na região em estudo.

$N_{pl,a,Rd}$ = resistência à plastificação por compressão do perfil de aço isolado,

$$\text{dada por: } N_{pl,a,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}}$$

$N_{pl,Rd}$ = resistência à plastificação por compressão do pilar misto, conforme equação 4.2.

$$n = \frac{V_{\ell,Sd}}{Q_{Rd}} \quad (4.8)$$

em que:

Q_{Rd} = força resistente de cálculo de um conector, conforme equação 3.4.

Tabela 4.1: Valores de 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 revestidas com concreto	0,20
Alma de seção parcialmente revestidas com concreto	0,00

4.2 Dimensionamento dos pilares mistos

- Pilar misto parcialmente revestido com concreto
- Pé-direito = 350 cm
- Cobrimento da armadura longitudinal = 3,0 cm

4.2.1 Obtenção dos esforços solicitantes de cálculo

A carga aplicada em cada pilar, por pavimento, é igual à soma da reação de apoio de duas vigas VMP1 e duas vigas VMP2, conforme figura 2.4. Essas reações

foram calculadas na seção 3.3.1. Para o dimensionamento dos pilares mistos, serão consideradas as cargas depois da cura do concreto, por serem o pior caso.

$$N_{pavimento} = 2 \times 126,68 + 2 \times 253,36 = 760,08 \text{ kN} \quad (4.9)$$

O pilar misto a ser dimensionado pertence a um edifício de 10 pavimentos típicos acima do térreo, conforme seção 1.3. Será adotada, por simplificação, uma única seção transversal para todo o pilar. Portanto, a carga máxima atuante será a do pavimento térreo e será igual a 10 vezes a carga atuante por pavimento.

$$N_{máx} = 10 \times N_{pavimento} = 10 \times 760,08 = 7600,8 \text{ kN} \quad (4.10)$$

4.2.2 Propriedades dos materiais

Perfil de aço:

Aço USI CIVIL 350

$$E_a = 20000 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_y = 350 \text{ MPa} = 35,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{35}{1,10} = 31,82 \text{ kN/cm}^2$$

Conectores tipo pino com cabeça:

$$E_{cs} = 200000 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ucs} = 415 \text{ MPa} = 41,5 \text{ kN/cm}^2$$

Concreto:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} = 3,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{3,0}{1,4} = 2,14 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_c = 0,85 \times \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}}$$

Considerando agregado graúdo de grato ou gnaiss $\rightarrow \alpha_E = 1,0$:

$$E_c = 0,85 \times 1,0 \times 5600 \times \sqrt{30} = 26071 \text{ MPa} = 2607 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{c,red} = 0,4 E_c = 0,4 \times 2607 = 1043 \text{ kN/cm}^2$$

Armadura longitudinal de aço:

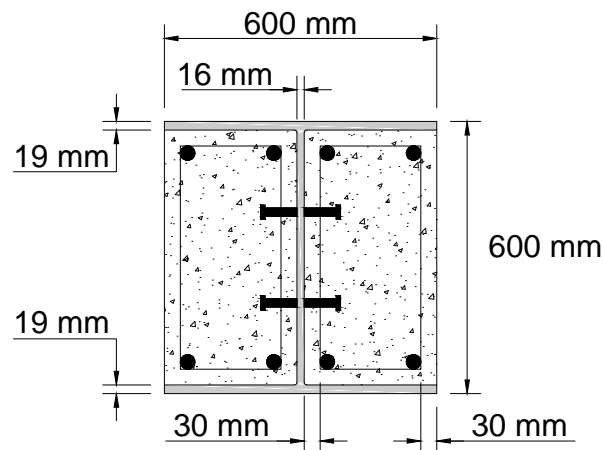
Aço CA-50

$$E_s = 210000 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_s = 500 \text{ MPa} = 50,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{sd} = \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{50}{1,15} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

4.2.3 Propriedades geométricas da seção transversal



Perfil de aço:

Perfil adotado: CS 600x250

$$A_a = 317,9 \text{ cm}^2$$

$$I_{a,x} = 216146 \text{ cm}^4$$

$$I_{a,y} = 68419 \text{ cm}^4$$

Conectores tipo pino com cabeça:

$$d_{cs} = 19 \text{ mm}$$

$$A_{cs} = \frac{\pi d_{cs}^2}{4} = \frac{\pi \times 1,9^2}{4} = 2,84 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal:

$$8 \phi 16 \text{ mm}$$

$$A_s = 8 \times 2,011 = 16,1 \text{ cm}^2$$

$$I_{s,x} = 8 \times 2,011 \left(60 - 1,9 - 3,0 - \frac{1,6}{2} \right)^2 = 47435 \text{ cm}^4$$

$$I_{s,y} = 4 \times 2,011 \left(\frac{60}{2} - 3,0 - \frac{1,6}{2} \right)^2 + 4 \times 2,011 \left(\frac{1,6}{2} + 3,0 + \frac{1,6}{2} \right)^2$$

$$I_{s,y} = 5692 \text{ cm}^4$$

Concreto:

$$A_c = b_c h_c - A_a - A_s = 60 \times 60 - 317,9 - 16,1 = 3266,0 \text{ cm}^2$$

$$I_{c,x} = \frac{b_c h_c^3}{12} - I_{a,x} - I_{s,x} = \frac{60 \times 60^3}{12} - 216146 - 47435 = 816419 \text{ cm}^4$$

$$I_{c,y} = \frac{h_c b_c^3}{12} - I_{a,y} - I_{s,y} = \frac{60 \times 60^3}{12} - 68419 - 5692 = 1005889 \text{ cm}^4$$

4.2.4 Verificação da relação largura/espessura da mesa para não ocorrência de flambagem local

$$\left. \begin{array}{l} \frac{b_f}{t_f} = \frac{600}{19} = 31,58 \\ 1,49 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 35,62 \end{array} \right\} \frac{b_f}{t_f} < 1,49 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \Rightarrow \text{Atende!}$$

4.2.5 Verificação dos limites de aplicabilidade

- Seção transversal

Duplamente simétrica e invariável ao longo do comprimento \Rightarrow Atende!

$$0,2 \leq \frac{h_c}{b_c} = \frac{60}{60} = 1 \leq 5,0 \Rightarrow \text{Atende!}$$

- Área da seção transversal da armadura longitudinal

$$0,30\% \leq 100 \frac{A_s}{A_c} = 100 \times \frac{16,1}{3266} = 0,49\% \leq 4,0\% \Rightarrow \text{Atende!}$$

- Fator de contribuição do perfil de aço

$$N_{pl,Rd} = f_{yd} A_a + 0,85 f_{cd} A_c + f_{sd} A_s$$

$$N_{pl,Rd} = 31,82 \times 317,9 + 0,85 \times 2,14 \times 3266 + 43,5 \times 16,1 = 16757 \text{ kN}$$

$$N_{pl,a} = f_{yd} A_a = 31,82 \times 317,9 = 10116 \text{ kN}$$

$$\delta = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{pl,a}} = \frac{10116}{16757} = 0,60$$

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9 \Rightarrow \text{Atende!}$$

4.2.6 Força axial de compressão resistente de cálculo

$$N_{pl,Rk} = f_{yd} A_a + 0,85 f_{ck} A_c + f_{ys} A_s$$

$$N_{pl,Rk} = 35 \times 317,9 + 0,85 \times 3,0 \times 3266 + 50 \times 16,1 = 20259,8 \text{ kN}$$

$$(EI)_{e,x} = E_a I_{a,x} + 0,6 E_{c,red} I_{c,x} + E_s I_{s,x}$$

$$(EI)_{e,x} = 20000 \times 216146 + 0,6 \times 1043 \times 816419 + 21000 \times 47435$$

$$(EI)_{e,x} = 5829970010 \text{ kN.cm}^2$$

$$(EI)_{e,y} = E_a I_{a,y} + 0,6 E_{c,red} I_{c,y} + E_s I_{s,y}$$

$$(EI)_{e,y} = 20000 \times 68419 + 0,6 \times 1043 \times 1005889 + 21000 \times 5692$$

$$(EI)_{e,y} = 2117397336 \text{ kN.cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} (EI)_{e,y} < (EI)_{e,x} \\ K_x L_x = K_y L_y = 350 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow N_e = N_{e,y}$$

$$N_e = N_{e,y} = \frac{\pi^2 (EI)_{e,y}}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 2117397336}{350^2} = 170595 \text{ kN}$$

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_e}} = \sqrt{\frac{20260}{170595}} = 0,345 \leq 2,0 \Rightarrow \text{Atende!}$$

$$\lambda_{0,m} = 0,345 \leq 1,5 \rightarrow \chi = 0,658^{\lambda_{0,m}^2} = 0,658^{0,345^2} = 0,951$$

$$N_{c,Rd} = \chi N_{pl,Rd} = 0,951 \times 16757 = 15936 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \Rightarrow \text{Atende!}$$

4.2.7 Introdução de carga devido às vigas ligadas ao pilar

$$\sum V_{Sd} = 760,08 \text{ kN}$$

$$V_{\ell,Sd} = \sum V_{Sd} \left(1 - \frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}}\right) = 760,08 \left(1 - \frac{10115}{16757}\right) = 301,27 \text{ kN}$$

$$N_{pl,a,Rd} = \frac{A_a f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{317,9 \times 35}{1,1} = 10115 \text{ kN}$$

$$a \leq \begin{cases} 2 \times \text{menor dimensão da seção do pilar} \\ 1/3 \text{ da distância entre pontos de introdução de cargas (entre pisos)} \end{cases}$$

$$a \leq \begin{cases} 2 \times 600 = 1200 \text{ mm} \\ 3500/3 = 1167 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow a = 1167 \text{ mm} = 116,7 \text{ cm}$$

$$\tau_{Sd} = \frac{V_{\ell,Sd}}{A} = \frac{V_{\ell,Sd}}{a (2p)}$$

$$\tau_{Sd} = \frac{301,27}{116,7 \times ()} = 0,024 \text{ kN/cm}^2 = 0,24 \text{ MPa}$$

Da tabela 4.1: $\tau_{Rd} = 0,20 \text{ MPa}$

$\tau_{Rd} < \tau_{Sd} \rightarrow$ são necessários conectores

Conectores soldados diretamente no perfil de aço: $R_g = R_p = 1,0$

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck}} E_c}{\gamma_{cs}} = \frac{1}{2} \frac{2,84 \sqrt{3,0 \times 2607}}{1,25} = 100,46 \text{ kN} \\ \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} = \frac{1,0 \times 1,0 \times 2,84 \times 41,5}{1,25} = 94,29 \text{ kN} \end{cases}$$

$$Q_{Rd} = 94,29 \text{ kN}$$

$$n = \frac{V_{\ell,Sd}}{Q_{Rd}} = \frac{301,27}{94,29} = 3,2 \rightarrow 4 \text{ conectores (2 em cada lado da alma)}$$

Espaçamento longitudinal máximo entre conectores = 500 mm

Espaçamento longitudinal mínimo entre conectores = $6 d_{cs} = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$

Espaçamento transversal mínimo entre conectores = $4 d_{cs} = a \times 19 = 76 \text{ mm}$

4.2.8 Introdução de carga nas emendas e bases dos pilares

$$A_{chapas} f_{y,chapas} \geq A_s f_s$$

Adotando chapa com aço ASTM A36 ($f_y = 25,0 \text{ kN/cm}^2$) e $t = 12,7 \text{ mm}$:

$$25 \times A_{chapas} \geq 16,1 \times 50 \rightarrow A_{chapas} \geq 32,2 \text{ cm}^2$$

$$b_{chapa} \geq \frac{A_{chapas}}{2 \times t_{chapa}} = \frac{32,2}{2 \times 0,127} = 12,7 \text{ cm}$$

Utilizar chapa 130 mm x 12,7 mm

Referências Bibliográficas

Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 5884:2005 - Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico - Requisitos gerais*. Rio de Janeiro, Brasil, 2005.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro, Brasil, 2014.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro, Brasil, 2008.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 14323:2013 - Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio - Procedimento*. Rio de Janeiro, Brasil, 2013.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 14762:2010 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio*. Rio de Janeiro, Brasil, 2010.

Fakury, R. H., de Castro e Silva, A. L. R. e Caldas, R. B., 2014. *Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto - Parte 2 - Versão 9*. Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte, Brasil.

Metform, 2007. *Telha forma (Steel Deck) Metform - Manual técnico: especificações para projeto, manuseio e montagem*. Betim, Brasil.

Apêndice A

TABELAS LAJES MISTAS METFORM

Tabela A.1: MF 50 - Resistência nominal ao momento fletor positivo
TRRF = 60 min

Altura total da laje [mm]	Valores de M_n^+ (kN.m/m)							
	Armaduras de barra @ onda baixa							
	1 ϕ 5,0	2 ϕ 5,0	1 ϕ 6,3	2 ϕ 6,3	1 ϕ 8,0	2 ϕ 8,0	1 ϕ 10,0	1 ϕ 12,5
100	-	-	-	-	-	-	-	-
110	2,71	5,35	4,27	8,38	6,80	13,21	10,46	15,91
120	3,03	5,99	4,78	9,40	7,63	14,86	11,74	17,92
130	3,35	6,64	5,29	10,42	8,45	16,51	13,03	19,93
140	3,67	7,28	5,80	11,45	9,28	18,15	14,32	21,95
150	3,99	7,93	6,31	12,47	10,10	19,80	15,61	23,96
160	4,31	8,57	6,82	13,49	10,92	21,45	16,89	25,97
170	4,64	9,21	7,33	14,51	11,75	23,10	18,18	27,98

Tabela A.2: MF 75 - Resistência nominal ao momento fletor positivo
TRRF = 60 min

Altura total da laje [mm]	Valores de M_n^+ (kN.m/m)							
	Armaduras de barra @ onda baixa							
	1 ϕ 5,0	2 ϕ 5,0	1 ϕ 6,3	2 ϕ 6,3	1 ϕ 8,0	2 ϕ 8,0	1 ϕ 10,0	1 ϕ 12,5
130	3,28	6,48	5,17	10,14	8,24	15,98	12,65	19,24
140	3,63	7,19	5,74	11,28	9,15	17,81	14,09	21,48
150	3,99	7,91	6,30	12,42	10,07	19,65	15,52	23,72
160	4,35	8,63	6,87	13,56	10,99	21,48	16,95	25,96
170	4,71	9,34	7,44	14,69	11,91	23,32	18,39	28,20
180	5,07	10,06	8,01	15,83	12,82	25,15	19,82	30,44
190	5,43	10,78	8,58	16,97	13,74	26,99	21,25	32,68
200	5,78	11,49	9,15	18,11	14,66	28,82	22,69	34,92

Tabela A.3: MF 50 - Resistência nominal ao momento fletor positivo
TRRF = 90 min

Altura total da laje [mm]	Valores de M_n^+ (kN.m/m)							
	Armaduras de barra @ onda baixa							
	1 ϕ 5,0	2 ϕ 5,0	1 ϕ 6,3	2 ϕ 6,3	1 ϕ 8,0	2 ϕ 8,0	1 ϕ 10,0	1 ϕ 12,5
100	-	-	-	-	-	-	-	-
110	-	-	-	-	-	-	-	-
120	-	-	-	-	-	-	-	-
130	3,20	6,34	5,05	9,97	8,08	15,80	12,47	19,09
140	3,51	6,96	5,54	10,94	8,87	17,37	13,70	21,01
150	3,81	7,57	6,03	11,92	9,65	18,95	14,93	22,93
160	4,12	8,19	6,52	12,90	10,44	20,52	16,15	24,85
170	4,43	8,80	7,01	13,87	11,23	22,09	17,38	26,77

Tabela A.4: MF 75 - Resistência nominal ao momento fletor positivo
TRRF = 90 min

Altura total da laje [mm]	Valores de M_n^+ (kN.m/m)							
	Armaduras de barra @ onda baixa							
	1 ϕ 5,0	2 ϕ 5,0	1 ϕ 6,3	2 ϕ 6,3	1 ϕ 8,0	2 ϕ 8,0	1 ϕ 10,0	1 ϕ 12,5
130	-	-	-	-	-	-	-	-
140	3,47	6,88	5,48	10,79	8,75	17,05	13,48	20,58
150	3,82	7,56	6,02	11,88	9,63	18,81	14,85	22,71
160	4,16	8,25	6,57	12,96	10,51	20,56	16,22	24,85
170	4,50	8,93	7,11	14,05	11,38	22,31	17,58	26,99
180	4,84	9,61	7,65	15,14	12,26	24,06	18,95	29,13
190	5,18	10,30	8,20	16,22	13,13	25,81	20,32	31,27
200	5,53	10,98	8,74	17,31	14,01	27,57	21,69	33,41

Tabela A.5: MF 50 - Resistência nominal ao momento fletor positivo
TRRF = 120 min

Altura total da laje [mm]	Valores de M_n^+ (kN.m/m)							
	Armaduras de barra @ onda baixa							
	1 ϕ 5,0	2 ϕ 5,0	1 ϕ 6,3	2 ϕ 6,3	1 ϕ 8,0	2 ϕ 8,0	1 ϕ 10,0	1 ϕ 12,5
100	-	-	-	-	-	-	-	-
110	-	-	-	-	-	-	-	-
120	-	-	-	-	-	-	-	-
130	-	-	-	-	-	-	-	-
140	-	-	-	-	-	-	-	-
150	3,05	6,07	4,83	9,57	7,74	15,25	12,00	18,49
160	3,30	6,56	5,22	10,35	8,37	16,51	12,98	20,03
170	3,54	7,05	5,61	11,13	9,00	17,77	13,96	21,56

Tabela A.6: MF 75 - Resistência nominal ao momento fletor positivo
TRRF = 120 min

Altura total da laje [mm]	Valores de M_n^+ (kN.m/m)							
	Armaduras de barra @ onda baixa							
	1 ϕ 5,0	2 ϕ 5,0	1 ϕ 6,3	2 ϕ 6,3	1 ϕ 8,0	2 ϕ 8,0	1 ϕ 10,0	1 ϕ 12,5
130	-	-	-	-	-	-	-	-
140	-	-	-	-	-	-	-	-
150	-	-	-	-	-	-	-	-
160	3,33	6,61	5,26	10,41	8,43	16,57	13,04	20,07
170	3,60	7,16	5,70	11,28	9,13	17,97	14,14	21,78
180	3,87	7,70	6,13	12,15	9,83	19,37	15,23	23,49
190	4,15	8,25	6,56	13,02	10,53	20,77	16,32	25,20
200	4,42	8,80	7,00	13,88	11,23	22,17	17,42	26,91

Tabela A.7: MF 50 - Resistência nominal ao momento fletor positivo e negativo
TRRF = 60 min

Altura total da laje [mm]	Armaduras em tela soldada								
		X75	X92	X113	X138	X159	X196	X246	X283
100	M_n^+ (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
	M_n^- (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
110	M_n^+ (kN.m/m)	1,27	1,55	1,89	2,28	2,60	3,15	3,87	4,37
	M_n^- (kN.m/m)	2,73	3,30	3,99	4,78	5,43	6,52	7,91	8,89
120	M_n^+ (kN.m/m)	1,65	2,01	2,45	2,97	3,40	4,14	5,10	5,79
	M_n^- (kN.m/m)	3,18	3,86	4,67	5,61	6,38	7,70	9,39	10,58
130	M_n^+ (kN.m/m)	2,03	2,47	3,02	3,66	4,19	5,12	6,33	7,21
	M_n^- (kN.m/m)	3,63	4,41	5,35	6,44	7,34	8,87	10,86	12,28
140	M_n^+ (kN.m/m)	2,40	2,93	3,59	4,35	4,99	6,10	7,56	8,62
	M_n^- (kN.m/m)	4,08	4,96	6,03	7,27	8,29	10,05	12,34	13,98
150	M_n^+ (kN.m/m)	2,78	3,39	4,15	5,04	5,79	7,08	8,80	10,04
	M_n^- (kN.m/m)	4,53	5,51	6,70	8,10	9,24	11,22	13,82	15,68
160	M_n^+ (kN.m/m)	3,15	3,86	4,72	5,74	6,58	8,06	10,03	11,46
	M_n^- (kN.m/m)	4,98	6,06	7,38	8,92	10,20	12,40	15,29	17,38
170	M_n^+ (kN.m/m)	3,53	4,32	5,28	6,43	7,38	9,05	11,26	12,88
	M_n^- (kN.m/m)	5,43	6,62	8,06	9,75	11,15	13,58	16,77	19,07

Tabela A.8: MF 75 - Resistência nominal ao momento fletor positivo e negativo
TRRF = 60 min

Altura total da laje [mm]	Armaduras em tela soldada								
		X75	X92	X113	X138	X159	X196	X246	X283
130	M_n^+ (kN.m/m)	1,09	1,32	1,60	1,93	2,20	2,66	3,25	3,66
	M_n^- (kN.m/m)	3,07	3,72	4,50	5,41	6,14	7,40	9,02	10,16
140	M_n^+ (kN.m/m)	1,46	1,78	2,17	2,62	3,00	3,64	4,48	5,08
	M_n^- (kN.m/m)	3,52	4,27	5,18	6,23	7,10	8,58	10,50	11,86
150	M_n^+ (kN.m/m)	1,84	2,24	2,74	3,32	3,80	4,63	5,72	6,50
	M_n^- (kN.m/m)	3,97	4,82	5,86	7,06	8,05	9,75	11,97	13,56
160	M_n^+ (kN.m/m)	2,21	2,70	3,30	4,01	4,59	5,61	6,95	7,92
	M_n^- (kN.m/m)	4,42	5,37	6,53	7,89	9,01	10,93	13,45	15,25
170	M_n^+ (kN.m/m)	2,59	3,16	3,87	4,70	5,39	6,59	8,18	9,33
	M_n^- (kN.m/m)	4,87	5,93	7,21	8,72	9,96	12,11	14,92	16,95
180	M_n^+ (kN.m/m)	2,96	3,62	4,43	5,39	6,19	7,57	9,41	10,75
	M_n^- (kN.m/m)	5,32	6,48	7,89	9,55	10,91	13,28	16,40	18,65
190	M_n^+ (kN.m/m)	3,34	4,09	5,00	6,08	6,98	8,55	10,65	12,17
	M_n^- (kN.m/m)	5,77	7,03	8,57	10,37	11,87	14,46	17,88	20,35
200	M_n^+ (kN.m/m)	3,72	4,55	5,57	6,77	7,78	9,54	11,88	13,59
	M_n^- (kN.m/m)	6,22	7,58	9,25	11,20	12,82	15,63	19,35	22,05

Tabela A.9: MF 50 - Resistência nominal ao momento fletor positivo e negativo
TRRF = 90 min

Altura total da laje [mm]	Armaduras em tela soldada								
		X75	X92	X113	X138	X159	X196	X246	X283
100	M_n^+ (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
	M_n^- (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
110	M_n^+ (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
	M_n^- (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
120	M_n^+ (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
	M_n^- (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
130	M_n^+ (kN.m/m)	1,58	1,94	2,37	2,87	3,30	4,03	5,01	5,71
	M_n^- (kN.m/m)	3,56	4,31	5,20	6,24	7,08	8,51	10,35	11,65
140	M_n^+ (kN.m/m)	1,88	2,29	2,81	3,41	3,92	4,80	5,97	6,82
	M_n^- (kN.m/m)	4,01	4,86	5,88	7,06	8,03	9,69	11,83	13,35
150	M_n^+ (kN.m/m)	2,17	2,65	3,25	3,95	4,54	5,56	6,92	7,92
	M_n^- (kN.m/m)	4,46	5,41	6,56	7,89	8,99	10,86	13,30	15,04
160	M_n^+ (kN.m/m)	2,46	3,01	3,69	4,49	5,16	6,33	7,88	9,02
	M_n^- (kN.m/m)	4,91	5,96	7,24	8,72	9,94	12,04	14,78	16,74
170	M_n^+ (kN.m/m)	2,75	3,37	4,13	5,03	5,78	7,09	8,84	10,13
	M_n^- (kN.m/m)	5,36	6,52	7,92	9,55	10,89	13,21	16,25	18,44

Tabela A.10: MF 75 - Resistência nominal ao momento fletor positivo e negativo
TRRF = 90 min

Altura total da laje [mm]	Armaduras em tela soldada								
		X75	X92	X113	X138	X159	X196	X246	X283
130	M_n^+ (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
	M_n^- (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
140	M_n^+ (kN.m/m)	1,14	1,40	1,71	2,07	2,37	2,89	3,57	4,06
	M_n^- (kN.m/m)	3,45	4,17	5,03	6,03	6,84	8,22	9,98	11,22
150	M_n^+ (kN.m/m)	1,44	1,76	2,15	2,61	2,99	3,65	4,53	5,16
	M_n^- (kN.m/m)	3,90	4,72	5,71	6,86	7,79	9,39	11,46	12,92
160	M_n^+ (kN.m/m)	1,73	2,11	2,59	3,14	3,61	4,41	5,49	6,26
	M_n^- (kN.m/m)	4,35	5,27	6,39	7,68	8,75	10,57	12,93	14,62
170	M_n^+ (kN.m/m)	2,02	2,47	3,03	3,68	4,23	5,18	6,45	7,37
	M_n^- (kN.m/m)	4,80	5,83	7,07	8,51	9,70	11,74	14,41	16,32
180	M_n^+ (kN.m/m)	2,31	2,83	3,47	4,22	4,85	5,94	7,40	8,47
	M_n^- (kN.m/m)	5,25	6,38	7,75	9,34	10,66	12,92	15,89	18,02
190	M_n^+ (kN.m/m)	2,61	3,19	3,91	4,76	5,47	6,71	8,36	9,58
	M_n^- (kN.m/m)	5,70	6,93	8,42	10,17	11,61	14,10	17,36	19,71
200	M_n^+ (kN.m/m)	2,90	3,55	4,35	5,30	6,09	7,47	9,32	10,68
	M_n^- (kN.m/m)	6,15	7,48	9,10	11,00	12,56	15,27	18,84	21,41

Tabela A.11: MF 50 - Resistência nominal ao momento fletor positivo e negativo
TRRF = 120 min

Altura total da laje [mm]	Armaduras em tela soldada								
		X75	X92	X113	X138	X159	X196	X246	X283
100	M_n^+ (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
	M_n^- (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
110	M_n^+ (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
	M_n^- (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
120	M_n^+ (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
	M_n^- (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
130	M_n^+ (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
	M_n^- (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
140	M_n^+ (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
	M_n^- (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
150	M_n^+ (kN.m/m)	1,74	2,12	2,60	3,17	3,64	4,47	5,57	6,38
	M_n^- (kN.m/m)	4,45	5,39	6,51	7,80	8,86	10,66	12,99	14,65
160	M_n^+ (kN.m/m)	1,97	2,41	2,95	3,60	4,14	5,08	6,34	7,26
	M_n^- (kN.m/m)	4,90	5,94	7,19	8,63	9,81	11,84	14,47	16,34
170	M_n^+ (kN.m/m)	2,20	2,70	3,31	4,03	4,63	5,69	7,10	8,14
	M_n^- (kN.m/m)	5,35	6,49	7,86	9,46	10,77	13,01	15,94	18,04

Tabela A.12: MF 75 - Resistência nominal ao momento fletor positivo e negativo
TRRF = 120 min

Altura total da laje [mm]	Armaduras em tela soldada								
		X75	X92	X113	X138	X159	X196	X246	X283
130	M_n^+ (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
	M_n^- (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
140	M_n^+ (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
	M_n^- (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
150	M_n^+ (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
	M_n^- (kN.m/m)	-	-	-	-	-	-	-	-
160	M_n^+ (kN.m/m)	1,39	1,69	2,07	2,52	2,90	3,55	4,42	5,06
	M_n^- (kN.m/m)	4,34	5,25	6,34	7,59	8,62	10,37	12,62	14,22
170	M_n^+ (kN.m/m)	1,62	1,98	2,43	2,95	3,39	4,16	5,19	5,94
	M_n^- (kN.m/m)	4,79	5,80	7,02	8,42	9,57	11,54	14,10	15,92
180	M_n^+ (kN.m/m)	1,85	2,27	2,78	3,38	3,89	4,77	5,96	6,82
	M_n^- (kN.m/m)	5,24	6,35	7,69	9,25	10,53	12,72	15,58	17,62
190	M_n^+ (kN.m/m)	2,09	2,55	3,13	3,81	4,38	5,38	6,72	7,70
	M_n^- (kN.m/m)	5,69	6,90	8,37	10,08	11,48	13,90	17,05	19,32
200	M_n^+ (kN.m/m)	2,32	2,84	3,48	4,24	4,88	5,99	7,49	8,58
	M_n^- (kN.m/m)	6,14	7,46	9,05	10,91	12,44	15,07	18,53	21,01

Apêndice B

PLANILHAS ELETRÔNICAS PARA CÁLCULO DAS VIGAS MISTAS

B.1 Vigas VMS e VMP1 - Interação completa

Projeto:	UFMG - Especialização em estruturas
Cálculo:	Cálculo de viga mista conforme NBR 8800:2008
Autor:	Flavio Fonseca
Data:	Agosto de 2015
Viga:	VMS e VMP1 - Interação completa

1 - Resumo

a) Propriedades Geométricas e dos materiais

Materiais

Viga de aço

E =	200000 MPa	20000 kN/cm ²
f _y =	350 MPa	35,00 kN/cm ²
f _{yd} =	318,2 MPa	31,82 kN/cm ²

Conectores de cisalhamento

E =	200000 MPa	20000 kN/cm ²
f _u =	415 MPa	41,50 kN/cm ²

Concreto

f _{ck} =	20 MPa	2,00 kN/cm ²
f _{cd} =	14,28571 MPa	1,43 kN/cm ²
E _c =	21287,37 MPa	2129 kN/cm ²

Geometria

Viga de aço

Perfil: VS400x32

d =	400 mm	A _a =	40,6 cm ²
h =	384 mm	I _a =	10848 cm ⁴
b _f =	140 mm	W _{a,sup} =	542 cm ³
t _{fs} =	8 mm	W _{a,inf} =	542 cm ³
t _{fi} =	8 mm	Z _a =	614 cm ³
t _w =	4,75 mm	Y _a =	20,00 cm
Tipo =	1 (0 = Laminado, 1 = Soldado)		

Conectores de cisalhamento

d _{cs} =	19 mm	h _{cs} =	135 mm
R _g =	1,00		
R _p =	0,75		

Laje de concreto

Tipo = Steel deck

h _t =	15 cm		
h _f =	7,5 cm	(se não for steel deck, hf = 0)	
t _c =	7,5 cm		

Cálculo da largura efetiva

Viga de extremidade? 0 (0 = Não, 1 = Sim)

L _e =	8,00 m
e ₁ =	3,00 m
b =	200 cm

Construção escorada? 0 (0 = Não, 1 = Sim)

Grau de interação

F _{hd} =	1292 kN	α _{min}	
t _{fi} / t _{fs} =	1,00	t _{fi} = t _{fs}	0,50
α _{min} =	0,50	t _{fi} = 3 t _{fs}	0,82
α =	1,00	Interação total	

b) Esforços solicitantes

Antes da cura

$$M_{c,sd} = 123,65 \text{ kN.m} \quad 12365 \text{ kN.cm}$$

$$V_{c,sd} = 61,82 \text{ kN}$$

Depois da cura

$$M_{sd} = 253,34 \text{ kN.m} \quad 25334 \text{ kN.cm}$$

$$V_{sd} = 126,67 \text{ kN}$$

c) Verificação ao momento fletor

Antes da cura

$$M_{c,rd} = 19536 \text{ kN.cm} \quad \text{OK}$$

Depois da cura

$$M_{rd} = 41778 \text{ kN.cm} \quad \text{OK}$$

Verificação da tensão de serviço

$$\sigma_{serv} = \quad \text{kN/cm}^2 \quad \text{Comportamento plástico - desconsiderar}$$

d) Distribuição dos conectores

$$n = 19 \text{ Entre o apoio e o ponto de momento máximo}$$

Altura dos conectores OK

e) Verificação à cortante

$$V_{rd} = 237,93 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

f) Verificação da flecha

OK - O cálculo da flecha é válido

Flecha máxima admissível

$$\delta_{adm} = 2,29 \text{ cm} \quad L/350$$

Flecha devida à ação permanente antes da cura do concreto

$$\delta_{p,pa} = 2,24 \text{ cm}$$

Contraflecha aplicada

$$\delta_{cf} = 2,00 \text{ cm}$$

Flecha devida às ações após a cura do concreto

$$\delta_{p,ld} = 0,36 \text{ cm} \quad (\text{Longa duração})$$

$$\delta_{v,cd} = 0,33 \text{ cm} \quad (\text{Curta duração})$$

$$\delta_{v,ld} = 0,29 \text{ cm} \quad (\text{Longa duração})$$

Flecha total ($\delta_{cp1} + \delta_{cp} + \delta_{sc} - \delta_{cf}$)

$$\delta_{tot} = 1,22 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

2 - Cálculo dos esforços e reações

Tipo = 0 (0 = carga distribuída, 1 = cargas concentradas)
 N_p = 0 Número de cargas concentradas igualmente espaçadas no vão (máx = 6)
 Vão = 8,00 m
 Ψ_2 = 0,4

Para cargas distribuídas		Para cargas concentradas	
Antes da cura:		Antes da cura:	
Q_{cp} =	9,12 kN/m	P_{cp} =	0,00 kN
Q_{sc} =	3,00 kN/m	P_{sc} =	0,00 kN
Depois da cura:		Depois da cura:	
Q_{cp} =	13,62 kN/m	P_{cp} =	0,00 kN
Q_{sc} =	9,00 kN/m	P_{sc} =	0,00 kN

Combinações

Para cargas distribuídas		Para cargas concentradas	
Antes da cura (combinação de construção)			
Q_{sd} =	15,46 kN/m	P_{sd} =	0,00 kN
Depois da cura (combinação normal)			
Q_{sd} =	31,67 kN/m	P_{sd} =	0,00 kN

Esforços solicitantes máximos

Para cargas distribuídas		Para cargas concentradas	
Antes da cura (combinação de construção)			
$M_{c,sd}$ =	123,65 kN.m	$M_{c,cp}$ =	0,00 kN.m
$V_{c,sd}$ =	61,82 kN	$V_{c,sd}$ =	0,00 kN
Depois da cura (combinação normal)			
M_{sd} =	253,34 kN.m	M_{sd} =	0,00 kN.m
V_{sd} =	126,67 kN	V_{sd} =	0,00 kN

Valores adotados

$M_{c,sd}$ =	123,65 kN.m	Antes da cura
$V_{c,sd}$ =	61,82 kN	Antes da cura
M_{sd} =	253,34 kN.m	Depois da cura
V_{sd} =	126,67 kN	Depois da cura

3a - Verificação ao momento fletor (Antes da cura)

$$M_{pl} = 21490 \text{ kN.cm}$$

FLT

Considerando que as formas contêm lateralmente a viga, este ELU pode ser desconsiderado.

FLM

$$\lambda = 8,75$$

$$\lambda_p = 9,08$$

$$\lambda_r = 18,10$$

$$M_r = 13279 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk} = 21490 \text{ kN.cm}$$

FLA

$$\lambda = 80,84$$

$$\lambda_p = 89,88$$

$$\lambda_r = 136,26$$

$$M_r = 18970 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk1} = 21490 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk2} = 28455 \text{ kN.cm} \quad \text{Limitação: } M_{rk} \leq 1,5 W^* f_y$$

$$M_{rk} = 21490 \text{ kN.cm}$$

Conclusão

$$M_{rk} = 21490 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rd} = 19536 \text{ kN.cm}$$

3b - Verificação ao momento fletor (Depois da cura)

$$\begin{aligned} h / t_w &= 80,84 \\ 3,76 (E/f_y)^0 &= 89,88 \\ 5,70 (E/f_y)^0 &= 136,26 \end{aligned}$$

Tipo 1 $h/t_w \leq 3,76 (E/f_y)^{0,5}$

Interação completa

$$\begin{aligned} M_{rd} &= 41778 \text{ kN.cm} && \text{(ver respectivo cálculo abaixo)} \\ \sigma_{serv} &= \text{ kN/cm}^2 && \text{Comportamento plástico - desconsiderar} \end{aligned}$$

a) Tipo 1 + Interação completa

$$\begin{aligned} 0,85 * f_{cd} * b^3 &= 1821 \text{ kN} \\ A_a * f_{yd} &= 1292 \text{ kN} \\ \text{LNP na laje de concreto} \\ M_{rd} &= 41778 \text{ kN.cm} && \text{(ver respectivo cálculo abaixo)} \end{aligned}$$

Caso LNP na laje

$$\begin{aligned} T_{ad} &= 1292 \text{ kN} \\ a &= 5,32 \text{ cm} \\ M_{rd} &= 41778 \text{ kN.cm} \end{aligned}$$

Caso LNP na viga de aço

$$\begin{aligned} C_{cd} &= 1821,43 \\ C_{ad} &= -264,81 \\ A_{fs} * f_{yd} &= 356,36 \\ \text{LNP na mesa superior} \end{aligned}$$

$y_p =$	-0,59 cm	NA ALMA	NA MESA
$y_t =$	23,45 cm	13,15	23,45
$y_c =$	-0,30 cm	0,42	-0,30
$M_{rd} =$	46174 kN.cm		

4 - Distribuição dos conectores

$$\begin{aligned} A_{cs} &= 2,84 \text{ cm}^2 \\ R_g &= 1,00 \\ R_p &= 0,75 \\ f_{ucs} &= 41,50 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 2,00 \text{ kN/cm}^2 \\ E_c &= 2129 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{rd1} &= 74,00 \text{ kN} \\ Q_{rd2} &= 70,60 \text{ kN} \\ Q_{rd} &= 70,60 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= 18,3 \\ n \text{ adotado} &: 19 \text{ entre o apoio e o ponto de momento máximo} \end{aligned}$$

Altura dos conectores OK

$$\begin{aligned} \text{Mínima} &= 76 \text{ mm} \\ \text{Efetiva} &= 126 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cobrimento superior OK

$$\begin{aligned} h_t - \text{cob.} &= 140 \text{ mm} \\ h_{cs,ef} &= 126 \text{ mm} \end{aligned}$$

Altura do conector acima do topo da forma OK

$$\begin{aligned} \text{Mínimo} &= 40 \text{ mm} \\ \text{Existente} &= 51 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Espaçamento longitudinal máximo entre linhas de centro de conectores} &= 600 \text{ mm} \\ \text{Espaçamento longitudinal mínimo entre linhas de centro de conectores} &= 114 \text{ mm} \end{aligned}$$

5 - Verificação à cortante

Considerando viga sem enrijecedor intermediário $\rightarrow a/h > 3 \rightarrow k_v = 5,00$

$$V_{pl} = 399,0 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \lambda &= 80,84 \\ \lambda_p &= 58,80 \\ \lambda_r &= 73,23 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{rk} &= 261,7 \text{ kN.cm} \\ V_{rd} &= 237,9 \text{ kN.cm} \end{aligned}$$

6 - Verificação das flechas (deformação elástica)

Tipo =	0 (0 = carga distribuída, 1 = cargas concentradas)
$N_p =$	0 Número de cargas concentradas igualmente espaçadas no vão (máx = 6)
Vão =	8,00 m
$\Psi_2 =$	0,40

Cálculo de I_{ef} - Ações de curta duração

$\alpha_E =$	9,40
$b_{tr} =$	21,29 cm
$A'_c =$	159,66 cm ²

$y_{tr,i} =$	44,91 cm
$d + h_f =$	47,50 cm

LNE na viga de aço

		NA VIGA	NA LAJE
$a =$	N.A. cm	N.A.	9,80
$y_{tr} =$	44,91 cm	44,91	45,20
$I_{tr} =$	43206 cm ⁴	43206	43309

$I_{ef} =$	43206 cm ⁴
$(W_{tr})_i =$	962 cm ³
$(W_{tr})_{i,ef} =$	962 cm ³

Cálculo de I_{ef} - Ações de longa duração

$\alpha_E =$	28,19
$b_{tr} =$	7,10 cm
$A_{c,tr} =$	53,22 cm ²

$y_{tr,i} =$	37,73 cm
$d + h_f =$	47,50 cm

LNE na viga de aço

		NA VIGA	NA LAJE
$a =$	N.A. cm	N.A.	15,09
$y_{tr} =$	37,73 cm	37,73	39,91
$I_{tr} =$	33588 cm ⁴	33588	35069

$I_{ef} =$	33588 cm ⁴
$(W_{tr})_i =$	890 cm ³
$(W_{tr})_{i,ef} =$	890 cm ³

Verificação da tensão de serviço

Para cargas distribuídas		Para cargas concentradas	
Antes da cura (esforços característicos)			
$Q_{Ga,k} =$	9,12 kN/m	$P_{Ga,k} =$	0,00 kN
$M_{Ga,Sk} =$	72,96 kN.m	$M_{Ga,Sk} =$	0,00 kN.m
Depois da cura (esforços característicos)			
$Q_{cp,sk} =$	13,62 kN/m	$P_{cp,sk} =$	0,00 kN
$Q_{sc,sk} =$	9,00 kN/m	$P_{sc,sk} =$	0,00 kN
$Q_{i,k} =$	13,50 kN/m	$P_{i,k} =$	0,00 kN
$M_{L,Sk} =$	108,00 kN.m	$M_{L,Sk} =$	0,00 kN.m
$M_{Ga,Sk} =$	72,96 kN.m	Valores adotados	
$M_{L,Sk} =$	108,00 kN.m		
$\sigma_{serv} =$	24,69 kN/cm ²	OK - O cálculo da flecha é válido	

Flechas

Para cargas distribuídas:		Para cargas concentradas		
Flecha devida à ação permanente antes da cura do concreto				
$\delta_{p,pa} =$	2,24 cm	$\delta_{p,pa} =$	0,00 cm	
Flecha devida às ações após a cura do concreto				
$\delta_{p,ld} =$	0,36 cm	$\delta_{p,ld} =$	0,00 cm	Longa duração
$\delta_{v,cd} =$	0,33 cm	$\delta_{v,cd} =$	0,00 cm	Curta duração
$\delta_{v,ld} =$	0,29 cm	$\delta_{v,ld} =$	0,00 cm	Longa duração

Valores adotados

$\delta_{p,pa} =$	2,24 cm
$\delta_{p,ld} =$	0,36 cm
$\delta_{v,cd} =$	0,33 cm
$\delta_{v,ld} =$	0,29 cm

B.2 Vigas VMS e VMP1 - Interação parcial

Projeto:	UFMG - Especialização em estruturas
Cálculo:	Cálculo de viga mista conforme NBR 8800:2008
Autor:	Flavio Fonseca
Data:	Agosto de 2015
Viga:	VMS e VMP1 - Interação parcial

1 - Resumo

a) Propriedades Geométricas e dos materiais

Materiais

Viga de aço

E =	200000 MPa	20000 kN/cm ²
f _y =	350 MPa	35,00 kN/cm ²
f _{yd} =	318,2 MPa	31,82 kN/cm ²

Conectores de cisalhamento

E =	200000 MPa	20000 kN/cm ²
f _u =	415 MPa	41,50 kN/cm ²

Concreto

f _{ck} =	20 MPa	2,00 kN/cm ²
f _{cd} =	14,28571 MPa	1,43 kN/cm ²
E _c =	21287,37 MPa	2129 kN/cm ²

Geometria

Viga de aço

Perfil: VS400x32

d =	400 mm	A _a =	40,6 cm ²
h =	384 mm	I _a =	10848 cm ⁴
b _f =	140 mm	W _{a,sup} =	542 cm ³
t _{fs} =	8 mm	W _{a,inf} =	542 cm ³
t _{fi} =	8 mm	Z _a =	614 cm ³
t _w =	4,75 mm	Y _a =	20,00 cm
Tipo =	1 (0 = Laminado, 1 = Soldado)		

Conectores de cisalhamento

d _{cs} =	19 mm	h _{cs} =	135 mm
R _g =	1,00		
R _p =	0,75		

Laje de concreto

Tipo = Steel deck

h _t =	15 cm		
h _f =	7,5 cm	(se não for steel deck, hf = 0)	
t _c =	7,5 cm		

Cálculo da largura efetiva

Viga de extremidade? 0 (0 = Não, 1 = Sim)

L _e =	8,00 m
e ₁ =	3,00 m
b =	200 cm

Construção escorada? 0 (0 = Não, 1 = Sim)

Grau de interação

F _{hd} =	1292 kN	α _{min}	
t _{fi} / t _{fs} =	1,00	t _{fi} = t _{fs}	0,50
α _{min} =	0,50	t _{fi} = 3 t _{fs}	0,82
α =	0,50	Interação parcial	

b) Esforços solicitantes

Antes da cura

$$M_{c,sd} = 123,65 \text{ kN.m} \quad 12365 \text{ kN.cm}$$

$$V_{c,sd} = 61,82 \text{ kN}$$

Depois da cura

$$M_{sd} = 253,34 \text{ kN.m} \quad 25334 \text{ kN.cm}$$

$$V_{sd} = 126,67 \text{ kN}$$

c) Verificação ao momento fletor

Antes da cura

$$M_{c,rd} = 19536 \text{ kN.cm} \quad \text{OK}$$

Depois da cura

$$M_{rd} = 34424 \text{ kN.cm} \quad \text{OK}$$

Verificação da tensão de serviço

$$\sigma_{serv} = \quad \text{kN/cm}^2 \quad \text{Comportamento plástico - desconsiderar}$$

d) Distribuição dos conectores

$$n = 10 \quad \text{Entre o apoio e o ponto de momento máximo}$$

Altura dos conectores OK

e) Verificação à cortante

$$V_{rd} = 237,93 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

f) Verificação da flecha

OK - O cálculo da flecha é válido

Flecha máxima admissível

$$\delta_{adm} = 2,29 \text{ cm} \quad L/350$$

Flecha devida à ação permanente antes da cura do concreto

$$\delta_{p,pa} = 2,24 \text{ cm}$$

Contraflecha aplicada

$$\delta_{cf} = 2,20 \text{ cm}$$

Flecha devida às ações após a cura do concreto

$$\delta_{p,ld} = 0,45 \text{ cm} \quad (\text{Longa duração})$$

$$\delta_{v,cd} = 0,43 \text{ cm} \quad (\text{Curta duração})$$

$$\delta_{v,ld} = 0,36 \text{ cm} \quad (\text{Longa duração})$$

Flecha total ($\delta_{cp1} + \delta_{cp} + \delta_{sc} - \delta_{cf}$)

$$\delta_{tot} = 1,27 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

2 - Cálculo dos esforços e reações

Tipo = 0 (0 = carga distribuída, 1 = cargas concentradas)
 N_p = 0 Número de cargas concentradas igualmente espaçadas no vão (máx = 6)
 Vão = 8,00 m
 Ψ_2 = 0,4

Para cargas distribuídas		Para cargas concentradas	
Antes da cura:		Antes da cura:	
Q_{cp} =	9,12 kN/m	P_{cp} =	0,00 kN
Q_{sc} =	3,00 kN/m	P_{sc} =	0,00 kN
Depois da cura:		Depois da cura:	
Q_{cp} =	13,62 kN/m	P_{cp} =	0,00 kN
Q_{sc} =	9,00 kN/m	P_{sc} =	0,00 kN

Combinações

Para cargas distribuídas		Para cargas concentradas	
Antes da cura (combinação de construção)			
Q_{sd} =	15,46 kN/m	P_{sd} =	0,00 kN
Depois da cura (combinação normal)			
Q_{sd} =	31,67 kN/m	P_{sd} =	0,00 kN

Esforços solicitantes máximos

Para cargas distribuídas		Para cargas concentradas	
Antes da cura (combinação de construção)			
$M_{c,sd}$ =	123,65 kN.m	$M_{c,cp}$ =	0,00 kN.m
$V_{c,sd}$ =	61,82 kN	$V_{c,sd}$ =	0,00 kN
Depois da cura (combinação normal)			
M_{sd} =	253,34 kN.m	M_{sd} =	0,00 kN.m
V_{sd} =	126,67 kN	V_{sd} =	0,00 kN

Valores adotados

$M_{c,sd}$ =	123,65 kN.m	Antes da cura
$V_{c,sd}$ =	61,82 kN	Antes da cura
M_{sd} =	253,34 kN.m	Depois da cura
V_{sd} =	126,67 kN	Depois da cura

3a - Verificação ao momento fletor (Antes da cura)

$$M_{pl} = 21490 \text{ kN.cm}$$

FLT

Considerando que as formas contêm lateralmente a viga, este ELU pode ser desconsiderado.

FLM

$$\lambda = 8,75$$

$$\lambda_p = 9,08$$

$$\lambda_r = 18,10$$

$$M_r = 13279 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk} = 21490 \text{ kN.cm}$$

FLA

$$\lambda = 80,84$$

$$\lambda_p = 89,88$$

$$\lambda_r = 136,26$$

$$M_r = 18970 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk1} = 21490 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk2} = 28455 \text{ kN.cm} \quad \text{Limitação: } M_{rk} \leq 1,5 W^* f_y$$

$$M_{rk} = 21490 \text{ kN.cm}$$

Conclusão

$$M_{rk} = 21490 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rd} = 19536 \text{ kN.cm}$$

3b - Verificação ao momento fletor (Depois da cura)

$$h / t_w = 80,84$$

$$3,76 (E/f_y)^0 = 89,88$$

$$5,70 (E/f_y)^0 = 136,26$$

Tipo 1 $h/t_w \leq 3,76 (E/f_y)^{0,5}$

Interação parcial

$$M_{rd} = 34424 \text{ kN.cm} \quad (\text{ver respectivo cálculo abaixo})$$

$$\sigma_{serv} = \text{kN/cm}^2 \quad \text{Comportamento plástico - desconsiderar}$$

b) Tipo 1 + Interação parcial

$$C_{cd} = 646 \text{ kN}$$

$$C_{ad} = 323 \text{ kN}$$

$$a = 2,66 \text{ cm}$$

$$A_{fs} * f_{yd} = 356 \text{ kN}$$

LNP na mesa superior

$$y_p = 0,73 \text{ cm}$$

NA ALMA

NA MESA

$$y_t = 13,46 \text{ cm}$$

$$12,58$$

$$13,46$$

$$y_c = 0,36 \text{ cm}$$

$$0,40$$

$$0,36$$

$$M_{rd} = 34424 \text{ kN.cm}$$

4 - Distribuição dos conectores

$$A_{cs} = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$R_g = 1,00$$

$$R_p = 0,75$$

$$f_{ucs} = 41,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ck} = 2,00 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_c = 2129 \text{ kN/cm}^2$$

$$Q_{rd1} = 74,00 \text{ kN}$$

$$Q_{rd2} = 70,60 \text{ kN}$$

$$Q_{rd} = 70,60 \text{ kN}$$

$$n = 9,1$$

n adotado : 10 entre o apoio e o ponto de momento máximo

Altura dos conectores OK

$$\text{Mínima} = 76 \text{ mm}$$

$$\text{Efetiva} = 126 \text{ mm}$$

Cobrimento superior OK

$$h_t - \text{cob.} = 140 \text{ mm}$$

$$h_{cs,ef} = 126 \text{ mm}$$

Altura do conector acima do topo da forma OK

$$\text{Mínimo} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Existente} = 51 \text{ mm}$$

$$\text{Espaçamento longitudinal máximo entre linhas de centro de conectores} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Espaçamento longitudinal mínimo entre linhas de centro de conectores} = 114 \text{ mm}$$

5 - Verificação à cortante

Considerando viga sem enrijecedor intermediário $\rightarrow a/h > 3 \rightarrow k_v = 5,00$

$$V_{pl} = 399,0 \text{ kN}$$

$$\lambda = 80,84$$

$$\lambda_p = 58,80$$

$$\lambda_r = 73,23$$

$$V_{rk} = 261,7 \text{ kN.cm}$$

$$V_{rd} = 237,9 \text{ kN.cm}$$

6 - Verificação das flechas (deformação elástica)

Tipo =	0 (0 = carga distribuída, 1 = cargas concentradas)
N_p =	0 Número de cargas concentradas igualmente espaçadas no vão (máx = 6)
Vão =	8,00 m
Ψ_2 =	0,40

Cálculo de I_{ef} - Ações de curta duração

α_E =	9,40
b_{tr} =	21,29 cm
A'_c =	159,66 cm ²

$y_{tr,i}$ =	44,91 cm
$d + h_f$ =	47,50 cm

LNE na viga de aço

		NA VIGA	NA LAJE
a =	N.A. cm	N.A.	9,80
y_{tr} =	44,91 cm	44,91	45,20
I_{tr} =	43206 cm ⁴	43206	43309

I_{ef} =	33729 cm ⁴
$(W_{tr})_i$ =	962 cm ³
$(W_{tr})_{i,ef}$ =	839 cm ³

Cálculo de I_{ef} - Ações de longa duração

α_E =	28,19
b_{tr} =	7,10 cm
$A_{c,tr}$ =	53,22 cm ²

$y_{tr,i}$ =	37,73 cm
$d + h_f$ =	47,50 cm

LNE na viga de aço

		NA VIGA	NA LAJE
a =	N.A. cm	N.A.	15,09
y_{tr} =	37,73 cm	37,73	39,91
I_{tr} =	33588 cm ⁴	33588	35069

I_{ef} =	26928 cm ⁴
$(W_{tr})_i$ =	890 cm ³
$(W_{tr})_{i,ef}$ =	788 cm ³

Verificação da tensão de serviço

Para cargas distribuídas		Para cargas concentradas	
Antes da cura (esforços característicos)			
$Q_{Ga,k} =$	9,12 kN/m	$P_{Ga,k} =$	0,00 kN
$M_{Ga,Sk} =$	72,96 kN.m	$M_{Ga,Sk} =$	0,00 kN.m
Depois da cura (esforços característicos)			
$Q_{cp,sk} =$	13,62 kN/m	$P_{cp,sk} =$	0,00 kN
$Q_{sc,sk} =$	9,00 kN/m	$P_{sc,sk} =$	0,00 kN
$Q_{i,k} =$	13,50 kN/m	$P_{i,k} =$	0,00 kN
$M_{L,Sk} =$	108,00 kN.m	$M_{L,Sk} =$	0,00 kN.m
$M_{Ga,Sk} =$	72,96 kN.m	Valores adotados	
$M_{L,Sk} =$	108,00 kN.m		
$\sigma_{serv} =$	26,33 kN/cm ²	OK - O cálculo da flecha é válido	

Flechas

Para cargas distribuídas:		Para cargas concentradas		
Flecha devida à ação permanente antes da cura do concreto				
$\delta_{p,pa} =$	2,24 cm	$\delta_{p,pa} =$	0,00 cm	
Flecha devida às ações após a cura do concreto				
$\delta_{p,ld} =$	0,45 cm	$\delta_{p,ld} =$	0,00 cm	Longa duração
$\delta_{v,cd} =$	0,43 cm	$\delta_{v,cd} =$	0,00 cm	Curta duração
$\delta_{v,ld} =$	0,36 cm	$\delta_{v,ld} =$	0,00 cm	Longa duração

Valores adotados

$\delta_{p,pa} =$	2,24 cm
$\delta_{p,ld} =$	0,45 cm
$\delta_{v,cd} =$	0,43 cm
$\delta_{v,ld} =$	0,36 cm

B.3 Vigas VMP2 - Interação completa

Projeto:	UFMG - Especialização em estruturas
Cálculo:	Cálculo de viga mista conforme NBR 8800:2008
Autor:	Flavio Fonseca
Data:	Agosto de 2015
Viga:	VMP2 - Interação completa

1 - Resumo

a) Propriedades Geométricas e dos materiais

Materiais

Viga de aço

E =	200000 MPa	20000 kN/cm ²
f _y =	350 MPa	35,00 kN/cm ²
f _{yd} =	318,2 MPa	31,82 kN/cm ²

Conectores de cisalhamento

E =	200000 MPa	20000 kN/cm ²
f _u =	415 MPa	41,50 kN/cm ²

Concreto

f _{ck} =	20 MPa	2,00 kN/cm ²
f _{cd} =	14,28571 MPa	1,43 kN/cm ²
E _c =	21287,37 MPa	2129 kN/cm ²

Geometria

Viga de aço

Perfil: VS500x86

d =	500 mm	A _a =	109,5 cm ²
h =	468 mm	I _a =	52250 cm ⁴
b _f =	250 mm	W _{a,sup} =	2090 cm ³
t _{fs} =	16 mm	W _{a,inf} =	2090 cm ³
t _{fi} =	16 mm	Z _a =	2281 cm ³
t _w =	6,3 mm	Y _a =	25,00 cm
Tipo =	1 (0 = Laminado, 1 = Soldado)		

Conectores de cisalhamento

d _{cs} =	19 mm	h _{cs} =	135 mm
R _g =	1,00		
R _p =	0,75		

Laje de concreto

Tipo = Steel deck

h _t =	15 cm		
h _f =	7,5 cm	(se não for steel deck, hf = 0)	
t _c =	7,5 cm		

Cálculo da largura efetiva

Viga de extremidade? 0 (0 = Não, 1 = Sim)

L _e =	9,00 m
e ₁ =	8,00 m
b =	225 cm

Construção escorada? 0 (0 = Não, 1 = Sim)

Grau de interação

F _{hd} =	2049 kN	α _{min}	
t _{fi} / t _{fs} =	1,00	t _{fi} = t _{fs}	0,53
α _{min} =	0,53	t _{fi} = 3 t _{fs}	0,84
α =	1,00	Interação total	

b) Esforços solicitantes

Antes da cura

$$M_{c,sd} = 370,94 \text{ kN.m} \quad 37094 \text{ kN.cm}$$

$$V_{c,sd} = 123,65 \text{ kN}$$

Depois da cura

$$M_{sd} = 760,03 \text{ kN.m} \quad 76003 \text{ kN.cm}$$

$$V_{sd} = 253,34 \text{ kN}$$

c) Verificação ao momento fletor

Antes da cura

$$M_{c,rd} = 72577 \text{ kN.cm} \quad \text{OK}$$

Depois da cura

$$M_{rd} = 109511 \text{ kN.cm} \quad \text{OK}$$

Verificação da tensão de serviço

$$\sigma_{serv} = \text{ kN/cm}^2 \quad \text{Comportamento plástico - desconsiderar}$$

d) Distribuição dos conectores

$$n = 30 \text{ Entre o apoio e o ponto de momento máximo}$$

Altura dos conectores OK

e) Verificação à cortante

$$V_{rd} = 467,16 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

f) Verificação da flecha

OK - O cálculo da flecha é válido

Flecha máxima admissível

$$\delta_{adm} = 2,57 \text{ cm} \quad L/350$$

Flecha devida à ação permanente antes da cura do concreto

$$\delta_{p,pa} = 1,81 \text{ cm}$$

Contraflecha aplicada

$$\delta_{cf} = 0,50 \text{ cm}$$

Flecha devida às ações após a cura do concreto

$$\delta_{p,ld} = 0,45 \text{ cm} \quad (\text{Longa duração})$$

$$\delta_{v,cd} = 0,39 \text{ cm} \quad (\text{Curta duração})$$

$$\delta_{v,ld} = 0,36 \text{ cm} \quad (\text{Longa duração})$$

Flecha total ($\delta_{cp1} + \delta_{cp} + \delta_{sc} - \delta_{cf}$)

$$\delta_{tot} = 2,51 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

2 - Cálculo dos esforços e reações

Tipo = 1 (0 = carga distribuída, 1 = cargas concentradas)
 N_p = 2 Número de cargas concentradas igualmente espaçadas no vão (máx = 6)
 Vão = 9,00 m
 Ψ_2 = 0,4

Para cargas distribuídas		Para cargas concentradas	
Antes da cura:		Antes da cura:	
Q_{cp} =	0,00 kN/m	P_{cp} =	72,96 kN
Q_{sc} =	0,00 kN/m	P_{sc} =	24,00 kN
Depois da cura:		Depois da cura:	
Q_{cp} =	0,00 kN/m	P_{cp} =	108,96 kN
Q_{sc} =	0,00 kN/m	P_{sc} =	72,00 kN

Combinações

Para cargas distribuídas		Para cargas concentradas	
Antes da cura (combinação de construção)			
Q_{sd} =	0,00 kN/m	P_{sd} =	123,65 kN
Depois da cura (combinação normal)			
Q_{sd} =	0,00 kN/m	P_{sd} =	253,34 kN

Esforços solicitantes máximos

Para cargas distribuídas		Para cargas concentradas	
Antes da cura (combinação de construção)			
$M_{c,sd}$ =	0,00 kN.m	$M_{c,cp}$ =	370,94 kN.m
$V_{c,sd}$ =	0,00 kN	$V_{c,sd}$ =	123,65 kN
Depois da cura (combinação normal)			
M_{sd} =	0,00 kN.m	M_{sd} =	760,03 kN.m
V_{sd} =	0,00 kN	V_{sd} =	253,34 kN

Valores adotados

$M_{c,sd}$ =	370,94 kN.m	Antes da cura
$V_{c,sd}$ =	123,65 kN	Antes da cura
M_{sd} =	760,03 kN.m	Depois da cura
V_{sd} =	253,34 kN	Depois da cura

3a - Verificação ao momento fletor (Antes da cura)

$$M_{pl} = 79835 \text{ kN.cm}$$

FLT

Considerando que as formas contêm lateralmente a viga, este ELU pode ser desconsiderado.

FLM

$$\lambda = 7,81$$

$$\lambda_p = 9,08$$

$$\lambda_r = 18,49$$

$$M_r = 51205 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk} = 79835 \text{ kN.cm}$$

FLA

$$\lambda = 74,29$$

$$\lambda_p = 89,88$$

$$\lambda_r = 136,26$$

$$M_r = 73150 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk1} = 79835 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk2} = 109725 \text{ kN.cm} \quad \text{Limitação: } M_{rk} \leq 1,5 W^* f_y$$

$$M_{rk} = 79835 \text{ kN.cm}$$

Conclusão

$$M_{rk} = 79835 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rd} = 72577 \text{ kN.cm}$$

3b - Verificação ao momento fletor (Depois da cura)

$$h / t_w = 74,29$$

$$3,76 (E/f_y)^0 = 89,88$$

$$5,70 (E/f_y)^0 = 136,26$$

Tipo 1 $h/t_w \leq 3,76 (E/f_y)^{0,5}$

Interação completa

$$M_{rd} = 109511 \text{ kN.cm} \quad (\text{ver respectivo cálculo abaixo})$$

$$\sigma_{serv} = \text{ kN/cm}^2 \quad \text{Comportamento plástico - desconsiderar}$$

a) Tipo 1 + Interação completa

$$0,85 * f_{cd} * b^3 = 2049 \text{ kN}$$

$$A_a * f_{yd} = 3484 \text{ kN}$$

LNP na viga de aço

$$M_{rd} = 109511 \text{ kN.cm} \quad (\text{ver respectivo cálculo abaixo})$$

Caso LNP na laje

$$T_{ad} = 3484 \text{ kN}$$

$$a = 12,75 \text{ cm}$$

$$M_{rd} = 117149 \text{ kN.cm}$$

Caso LNP na viga de aço

$$C_{cd} = 2049,11$$

$$C_{ad} = 717,49$$

$$A_{fs} * f_{yd} = 1272,73$$

LNP na mesa superior

$y_p =$	0,90 cm	NA ALMA	NA MESA
$y_t =$	18,63 cm	11,31	18,63
$y_c =$	0,45 cm	0,79	0,45

$$M_{rd} = 109511 \text{ kN.cm}$$

4 - Distribuição dos conectores

$$A_{cs} = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$R_g = 1,00$$

$$R_p = 0,75$$

$$f_{ucs} = 41,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ck} = 2,00 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_c = 2129 \text{ kN/cm}^2$$

$$Q_{rd1} = 74,00 \text{ kN}$$

$$Q_{rd2} = 70,60 \text{ kN}$$

$$Q_{rd} = 70,60 \text{ kN}$$

$$n = 29,0$$

n adotado : 30 entre o apoio e o ponto de momento máximo

Altura dos conectores OK

$$\text{Mínima} = 76 \text{ mm}$$

$$\text{Efetiva} = 126 \text{ mm}$$

Cobrimento superior OK

$$h_t - \text{cob.} = 140 \text{ mm}$$

$$h_{cs,ef} = 126 \text{ mm}$$

Altura do conector acima do topo da forma OK

$$\text{Mínimo} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Existente} = 51 \text{ mm}$$

$$\text{Espaçamento longitudinal máximo entre linhas de centro de conectores} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Espaçamento longitudinal mínimo entre linhas de centro de conectores} = 114 \text{ mm}$$

5 - Verificação à cortante

Considerando viga sem enrijecedor intermediário $\rightarrow a/h > 3 \rightarrow k_v = 5,00$

$$V_{pl} = 661,5 \text{ kN}$$

$$\lambda = 74,29$$

$$\lambda_p = 58,80$$

$$\lambda_r = 73,23$$

$$V_{rk} = 513,9 \text{ kN.cm}$$

$$V_{rd} = 467,2 \text{ kN.cm}$$

6 - Verificação das flechas (deformação elástica)

Tipo =	1 (0 = carga distribuída, 1 = cargas concentradas)
N_p =	2 Número de cargas concentradas igualmente espaçadas no vão (máx = 6)
Vão =	9,00 m
Ψ_2 =	0,40

Cálculo de I_{ef} - Ações de curta duração

α_E =	9,40
b_{tr} =	23,95 cm
A'_{c} =	179,61 cm ²

$y_{tr,i}$ =	47,52 cm
$d + h_f$ =	57,50 cm

LNE na viga de aço

		NA VIGA	NA LAJE
a =	N.A. cm	N.A.	15,09
y_{tr} =	47,52 cm	47,52	49,91
I_{tr} =	142484 cm ⁴	142484	147625

I_{ef} =	142484 cm ⁴
$(W_{tr})_i$ =	2998 cm ³
$(W_{tr})_{i,ef}$ =	2998 cm ³

Cálculo de I_{ef} - Ações de longa duração

α_E =	28,19
b_{tr} =	7,98 cm
$A_{c,tr}$ =	59,87 cm ²

$y_{tr,i}$ =	37,81 cm
$d + h_f$ =	57,50 cm

LNE na viga de aço

		NA VIGA	NA LAJE
a =	N.A. cm	N.A.	22,14
y_{tr} =	37,81 cm	37,81	42,86
I_{tr} =	103394 cm ⁴	103394	116056

I_{ef} =	103394 cm ⁴
$(W_{tr})_i$ =	2734 cm ³
$(W_{tr})_{i,ef}$ =	2734 cm ³

Verificação da tensão de serviço

Para cargas distribuídas		Para cargas concentradas	
Antes da cura (esforços característicos)			
$Q_{Ga,k} =$	0,00 kN/m	$P_{Ga,k} =$	96,96 kN
$M_{Ga,Sk} =$	0,00 kN.m	$M_{Ga,Sk} =$	290,88 kN.m
Depois da cura (esforços característicos)			
$Q_{cp,sk} =$	0,00 kN/m	$P_{cp,sk} =$	108,96 kN
$Q_{sc,sk} =$	0,00 kN/m	$P_{sc,sk} =$	72,00 kN
$Q_{i,k} =$	0,00 kN/m	$P_{i,k} =$	84,00 kN
$M_{L,Sk} =$	0,00 kN.m	$M_{L,Sk} =$	252,00 kN.m
$M_{Ga,Sk} =$	290,88 kN.m	Valores adotados	
$M_{L,Sk} =$	252,00 kN.m		
$\sigma_{serv} =$	22,32 kN/cm ²	OK - O cálculo da flecha é válido	

Flechas

Para cargas distribuídas:		Para cargas concentradas		
Flecha devida à ação permanente antes da cura do concreto				
$\delta_{p,pa} =$	0,00 cm	$\delta_{p,pa} =$	1,81 cm	
Flecha devida às ações após a cura do concreto				
$\delta_{p,ld} =$	0,00 cm	$\delta_{p,ld} =$	0,45 cm	Longa duração
$\delta_{v,cd} =$	0,00 cm	$\delta_{v,cd} =$	0,39 cm	Curta duração
$\delta_{v,ld} =$	0,00 cm	$\delta_{v,ld} =$	0,36 cm	Longa duração

Valores adotados

$\delta_{p,pa} =$	1,81 cm
$\delta_{p,ld} =$	0,45 cm
$\delta_{v,cd} =$	0,39 cm
$\delta_{v,ld} =$	0,36 cm

B.4 Vigas VMP2 - Interação parcial

Projeto:	UFMG - Especialização em estruturas
Cálculo:	Cálculo de viga mista conforme NBR 8800:2008
Autor:	Flavio Fonseca
Data:	Agosto de 2015
Viga:	VMP2 - Interação parcial

1 - Resumo

a) Propriedades Geométricas e dos materiais

Materiais

Viga de aço

E =	200000 MPa	20000 kN/cm ²
f _y =	350 MPa	35,00 kN/cm ²
f _{yd} =	318,2 MPa	31,82 kN/cm ²

Conectores de cisalhamento

E =	200000 MPa	20000 kN/cm ²
f _u =	415 MPa	41,50 kN/cm ²

Concreto

f _{ck} =	20 MPa	2,00 kN/cm ²
f _{cd} =	14,28571 MPa	1,43 kN/cm ²
E _c =	21287,37 MPa	2129 kN/cm ²

Geometria

Viga de aço

Perfil: VS500x86

d =	500 mm	A _a =	109,5 cm ²
h =	468 mm	I _a =	52250 cm ⁴
b _f =	250 mm	W _{a,sup} =	2090 cm ³
t _{fs} =	16 mm	W _{a,inf} =	2090 cm ³
t _{fi} =	16 mm	Z _a =	2281 cm ³
t _w =	6,3 mm	Y _a =	25,00 cm
Tipo =	1 (0 = Laminado, 1 = Soldado)		

Conectores de cisalhamento

d _{cs} =	19 mm	h _{cs} =	135 mm
R _g =	1,00		
R _p =	0,75		

Laje de concreto

Tipo = Steel deck

h _t =	15 cm		
h _f =	7,5 cm	(se não for steel deck, hf = 0)	
t _c =	7,5 cm		

Cálculo da largura efetiva

Viga de extremidade? 0 (0 = Não, 1 = Sim)

L _e =	9,00 m
e ₁ =	8,00 m
b =	225 cm

Construção escorada? 0 (0 = Não, 1 = Sim)

Grau de interação

F _{hd} =	2049 kN		
t _{fi} / t _{fs} =	1,00	t _{fi} = t _{fs}	0,53
α _{min} =	0,53	t _{fi} = 3 t _{fs}	0,84
α =	0,53	Interação parcial	

b) Esforços solicitantes

Antes da cura

$$M_{c,sd} = 370,94 \text{ kN.m} \quad 37094 \text{ kN.cm}$$

$$V_{c,sd} = 123,65 \text{ kN}$$

Depois da cura

$$M_{sd} = 760,03 \text{ kN.m} \quad 76003 \text{ kN.cm}$$

$$V_{sd} = 253,34 \text{ kN}$$

c) Verificação ao momento fletor

Antes da cura

$$M_{c,rd} = 72577 \text{ kN.cm} \quad \text{OK}$$

Depois da cura

$$M_{rd} = 99433 \text{ kN.cm} \quad \text{OK}$$

Verificação da tensão de serviço

$$\sigma_{serv} = \text{ kN/cm}^2 \quad \text{Comportamento plástico - desconsiderar}$$

d) Distribuição dos conectores

$$n = 16 \text{ Entre o apoio e o ponto de momento máximo}$$

Altura dos conectores OK

e) Verificação à cortante

$$V_{rd} = 467,16 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

f) Verificação da flecha

OK - O cálculo da flecha é válido

Flecha máxima admissível

$$\delta_{adm} = 2,57 \text{ cm} \quad L/350$$

Flecha devida à ação permanente antes da cura do concreto

$$\delta_{p,pa} = 1,81 \text{ cm}$$

Contraflecha aplicada

$$\delta_{cf} = 1,00 \text{ cm}$$

Flecha devida às ações após a cura do concreto

$$\delta_{p,ld} = 0,52 \text{ cm} \quad (\text{Longa duração})$$

$$\delta_{v,cd} = 0,47 \text{ cm} \quad (\text{Curta duração})$$

$$\delta_{v,ld} = 0,42 \text{ cm} \quad (\text{Longa duração})$$

Flecha total ($\delta_{cp1} + \delta_{cp} + \delta_{sc} - \delta_{cf}$)

$$\delta_{tot} = 2,22 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

2 - Cálculo dos esforços e reações

Tipo = 1 (0 = carga distribuída, 1 = cargas concentradas)
 N_p = 2 Número de cargas concentradas igualmente espaçadas no vão (máx = 6)
 Vão = 9,00 m
 Ψ_2 = 0,4

Para cargas distribuídas		Para cargas concentradas	
Antes da cura:		Antes da cura:	
Q_{cp} =	0,00 kN/m	P_{cp} =	72,96 kN
Q_{sc} =	0,00 kN/m	P_{sc} =	24,00 kN
Depois da cura:		Depois da cura:	
Q_{cp} =	0,00 kN/m	P_{cp} =	108,96 kN
Q_{sc} =	0,00 kN/m	P_{sc} =	72,00 kN

Combinações

Para cargas distribuídas		Para cargas concentradas	
Antes da cura (combinação de construção)			
Q_{sd} =	0,00 kN/m	P_{sd} =	123,65 kN
Depois da cura (combinação normal)			
Q_{sd} =	0,00 kN/m	P_{sd} =	253,34 kN

Esforços solicitantes máximos

Para cargas distribuídas		Para cargas concentradas	
Antes da cura (combinação de construção)			
$M_{c,sd}$ =	0,00 kN.m	$M_{c,cp}$ =	370,94 kN.m
$V_{c,sd}$ =	0,00 kN	$V_{c,sd}$ =	123,65 kN
Depois da cura (combinação normal)			
M_{sd} =	0,00 kN.m	M_{sd} =	760,03 kN.m
V_{sd} =	0,00 kN	V_{sd} =	253,34 kN

Valores adotados

$M_{c,sd}$ =	370,94 kN.m	Antes da cura
$V_{c,sd}$ =	123,65 kN	Antes da cura
M_{sd} =	760,03 kN.m	Depois da cura
V_{sd} =	253,34 kN	Depois da cura

3a - Verificação ao momento fletor (Antes da cura)

$$M_{pl} = 79835 \text{ kN.cm}$$

FLT

Considerando que as formas contêm lateralmente a viga, este ELU pode ser desconsiderado.

FLM

$$\lambda = 7,81$$

$$\lambda_p = 9,08$$

$$\lambda_r = 18,49$$

$$M_r = 51205 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk} = 79835 \text{ kN.cm}$$

FLA

$$\lambda = 74,29$$

$$\lambda_p = 89,88$$

$$\lambda_r = 136,26$$

$$M_r = 73150 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk1} = 79835 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk2} = 109725 \text{ kN.cm} \quad \text{Limitação: } M_{rk} \leq 1,5 W^* f_y$$

$$M_{rk} = 79835 \text{ kN.cm}$$

Conclusão

$$M_{rk} = 79835 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rd} = 72577 \text{ kN.cm}$$

3b - Verificação ao momento fletor (Depois da cura)

$$h / t_w = 74,29$$

$$3,76 (E/f_y)^0 = 89,88$$

$$5,70 (E/f_y)^0 = 136,26$$

Tipo 1 $h/t_w \leq 3,76 (E/f_y)^0,5$

Interação parcial

$$M_{rd} = 99433 \text{ kN.cm} \quad (\text{ver respectivo cálculo abaixo})$$

$$\sigma_{serv} = \text{kN/cm}^2 \quad \text{Comportamento plástico - desconsiderar}$$

b) Tipo 1 + Interação parcial

$$C_{cd} = 1086 \text{ kN}$$

$$C_{ad} = 1199 \text{ kN}$$

$$a = 3,98 \text{ cm}$$

$$A_{fs} * f_{yd} = 1273 \text{ kN}$$

LNP na mesa superior

$$y_p = 1,51 \text{ cm}$$

NA ALMA

NA MESA

$$y_t = 12,27 \text{ cm}$$

11,10

12,27

$$y_c = 0,75 \text{ cm}$$

0,80

0,75

$$M_{rd} = 99433 \text{ kN.cm}$$

4 - Distribuição dos conectores

$$A_{cs} = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$R_g = 1,00$$

$$R_p = 0,75$$

$$f_{ucs} = 41,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ck} = 2,00 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_c = 2129 \text{ kN/cm}^2$$

$$Q_{rd1} = 74,00 \text{ kN}$$

$$Q_{rd2} = 70,60 \text{ kN}$$

$$Q_{rd} = 70,60 \text{ kN}$$

$$n = 15,4$$

n adotado : 16 entre o apoio e o ponto de momento máximo

Altura dos conectores OK

$$\text{Mínima} = 76 \text{ mm}$$

$$\text{Efetiva} = 126 \text{ mm}$$

Cobrimento superior OK

$$h_t - \text{cob.} = 140 \text{ mm}$$

$$h_{cs,ef} = 126 \text{ mm}$$

Altura do conector acima do topo da forma OK

$$\text{Mínimo} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Existente} = 51 \text{ mm}$$

$$\text{Espaçamento longitudinal máximo entre linhas de centro de conectores} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Espaçamento longitudinal mínimo entre linhas de centro de conectores} = 114 \text{ mm}$$

5 - Verificação à cortante

Considerando viga sem enrijecedor intermediário $\rightarrow a/h > 3 \rightarrow k_v = 5,00$

$$V_{pl} = 661,5 \text{ kN}$$

$$\lambda = 74,29$$

$$\lambda_p = 58,80$$

$$\lambda_r = 73,23$$

$$V_{rk} = 513,9 \text{ kN.cm}$$

$$V_{rd} = 467,2 \text{ kN.cm}$$

6 - Verificação das flechas (deformação elástica)

Tipo =	1 (0 = carga distribuída, 1 = cargas concentradas)
N_p =	2 Número de cargas concentradas igualmente espaçadas no vão (máx = 6)
Vão =	9,00 m
Ψ_2 =	0,40

Cálculo de I_{ef} - Ações de curta duração

α_E =	9,40
b_{tr} =	23,95 cm
A'_c =	179,61 cm ²

$y_{tr,i}$ =	47,52 cm
$d + h_f$ =	57,50 cm

LNE na viga de aço

		NA VIGA	NA LAJE
a =	N.A. cm	N.A.	15,09
y_{tr} =	47,52 cm	47,52	49,91
I_{tr} =	142484 cm ⁴	142484	147625

I_{ef} =	117941 cm ⁴
$(W_{tr})_i$ =	2998 cm ³
$(W_{tr})_{i,ef}$ =	2751 cm ³

Cálculo de I_{ef} - Ações de longa duração

α_E =	28,19
b_{tr} =	7,98 cm
$A_{c,tr}$ =	59,87 cm ²

$y_{tr,i}$ =	37,81 cm
$d + h_f$ =	57,50 cm

LNE na viga de aço

		NA VIGA	NA LAJE
a =	N.A. cm	N.A.	22,14
y_{tr} =	37,81 cm	37,81	42,86
I_{tr} =	103394 cm ⁴	103394	116056

I_{ef} =	89484 cm ⁴
$(W_{tr})_i$ =	2734 cm ³
$(W_{tr})_{i,ef}$ =	2559 cm ³

Verificação da tensão de serviço

Para cargas distribuídas		Para cargas concentradas	
Antes da cura (esforços característicos)			
$Q_{Ga,k} =$	0,00 kN/m	$P_{Ga,k} =$	96,96 kN
$M_{Ga,Sk} =$	0,00 kN.m	$M_{Ga,Sk} =$	290,88 kN.m
Depois da cura (esforços característicos)			
$Q_{cp,sk} =$	0,00 kN/m	$P_{cp,sk} =$	108,96 kN
$Q_{sc,sk} =$	0,00 kN/m	$P_{sc,sk} =$	72,00 kN
$Q_{i,k} =$	0,00 kN/m	$P_{i,k} =$	84,00 kN
$M_{L,Sk} =$	0,00 kN.m	$M_{L,Sk} =$	252,00 kN.m
$M_{Ga,Sk} =$	290,88 kN.m	Valores adotados	
$M_{L,Sk} =$	252,00 kN.m		
$\sigma_{serv} =$	23,08 kN/cm ²	OK - O cálculo da flecha é válido	

Flechas

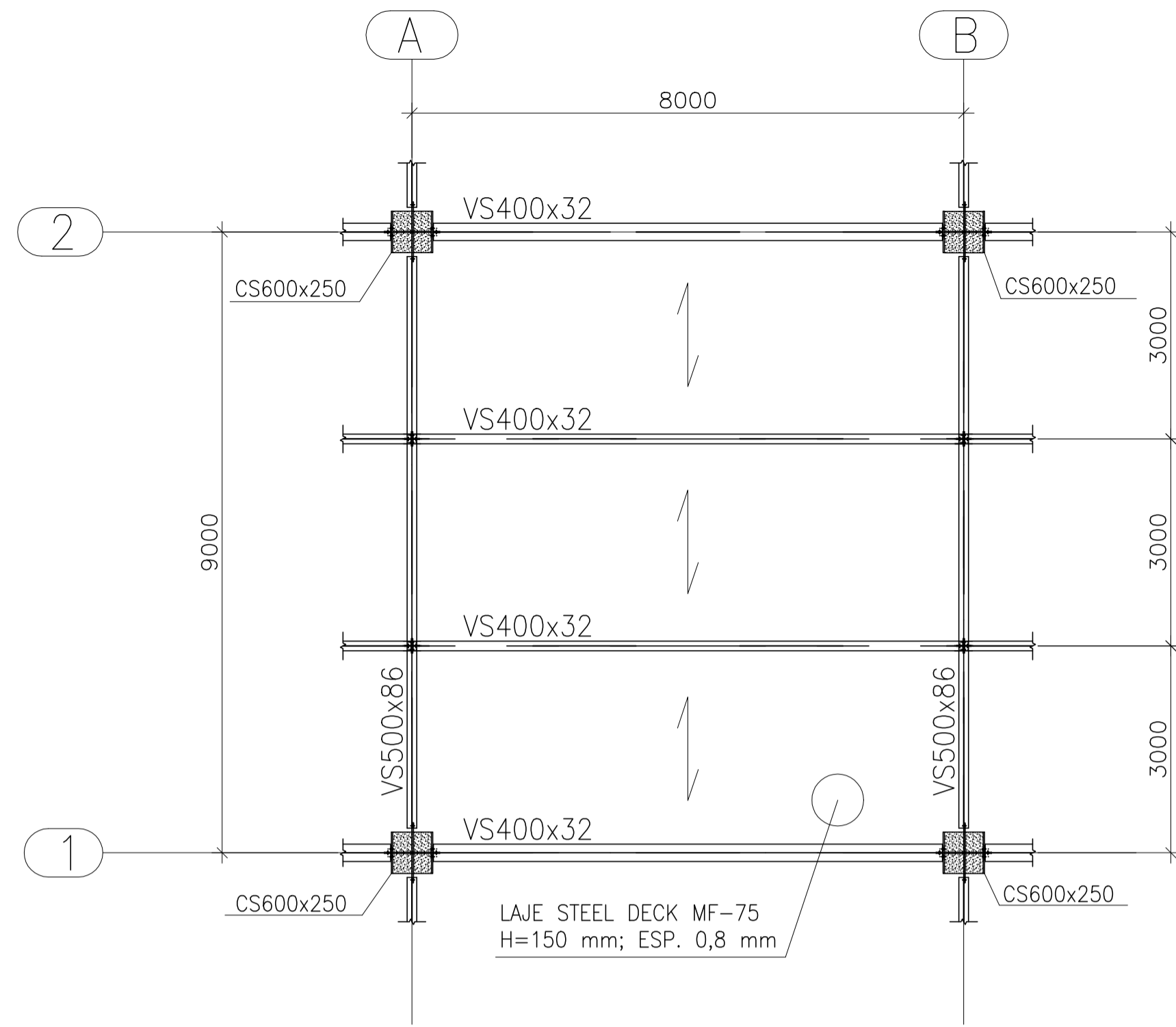
Para cargas distribuídas:		Para cargas concentradas		
Flecha devida à ação permanente antes da cura do concreto				
$\delta_{p,pa} =$	0,00 cm	$\delta_{p,pa} =$	1,81 cm	
Flecha devida às ações após a cura do concreto				
$\delta_{p,ld} =$	0,00 cm	$\delta_{p,ld} =$	0,52 cm	Longa duração
$\delta_{v,cd} =$	0,00 cm	$\delta_{v,cd} =$	0,47 cm	Curta duração
$\delta_{v,ld} =$	0,00 cm	$\delta_{v,ld} =$	0,42 cm	Longa duração

Valores adotados

$\delta_{p,pa} =$	1,81 cm
$\delta_{p,ld} =$	0,52 cm
$\delta_{v,cd} =$	0,47 cm
$\delta_{v,ld} =$	0,42 cm

Apêndice C

DESENHOS DE PROJETO



PLANO DAS VIGAS
MÓDULO PADRÃO

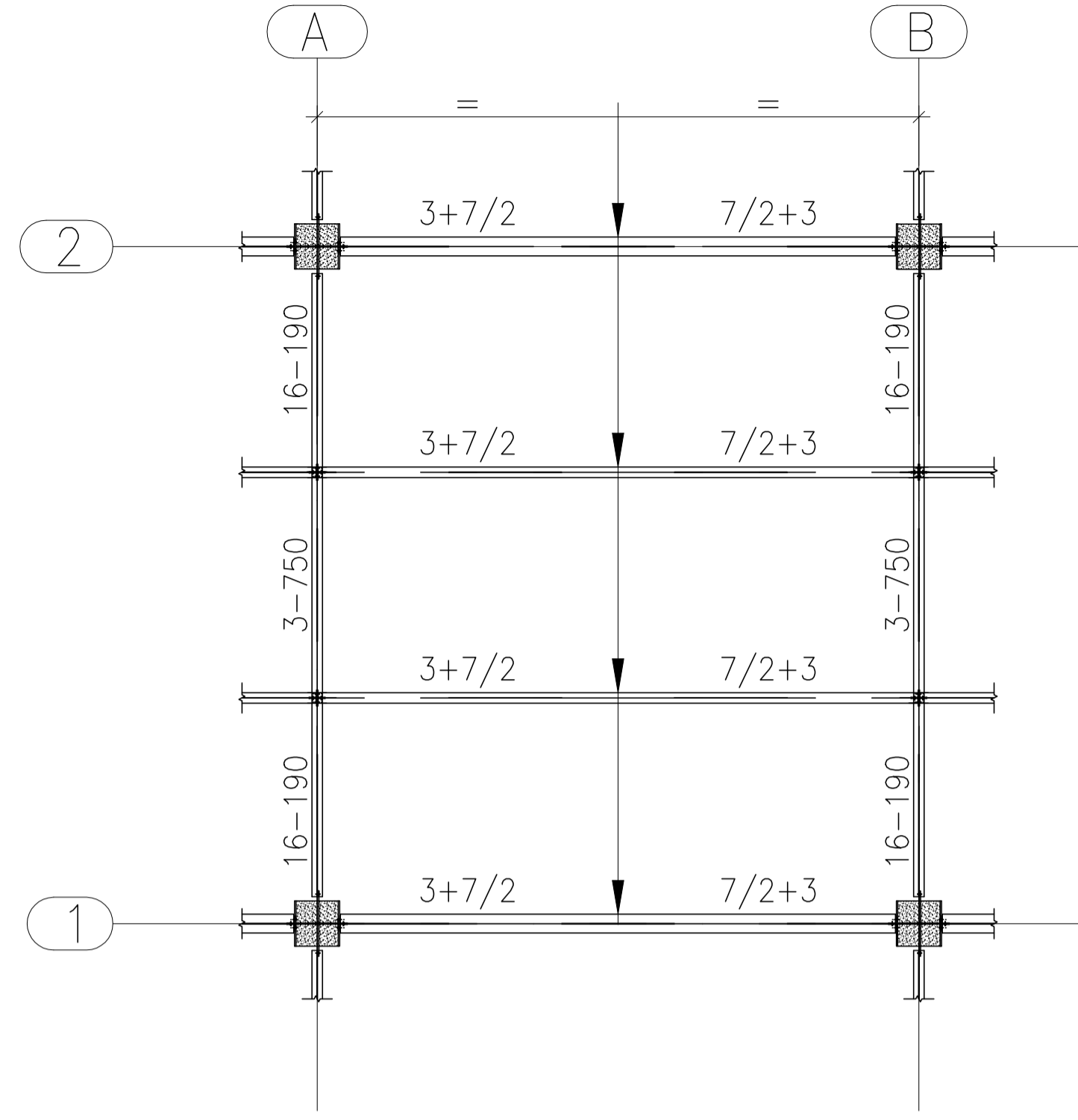
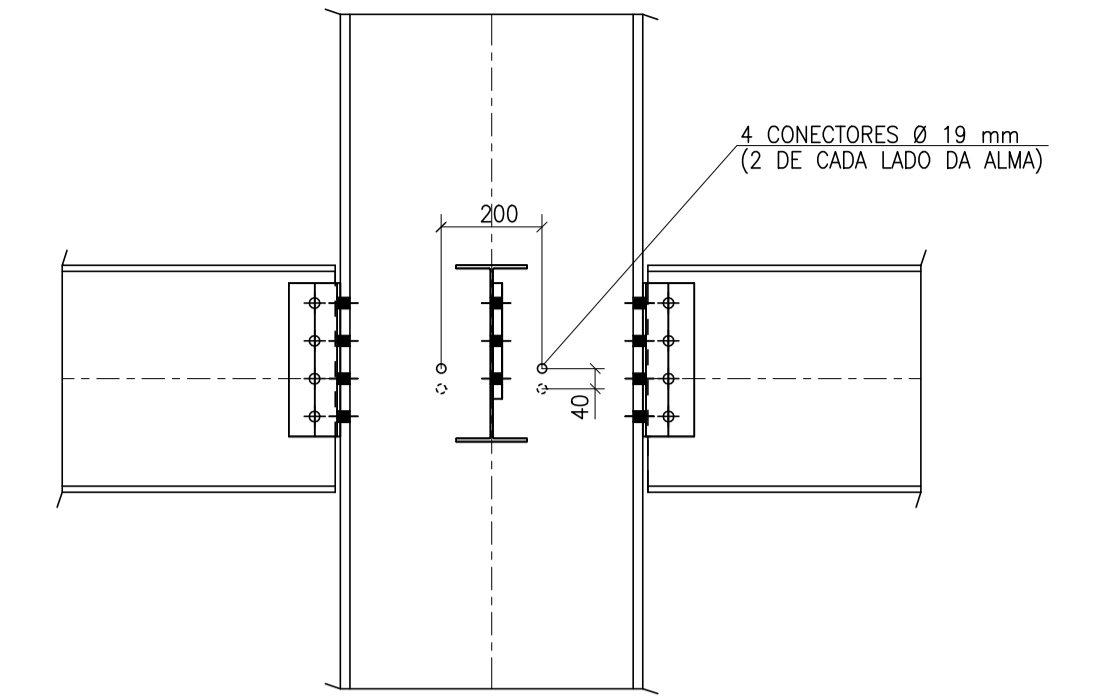
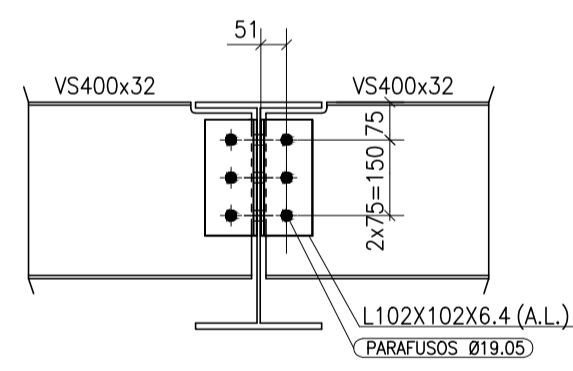


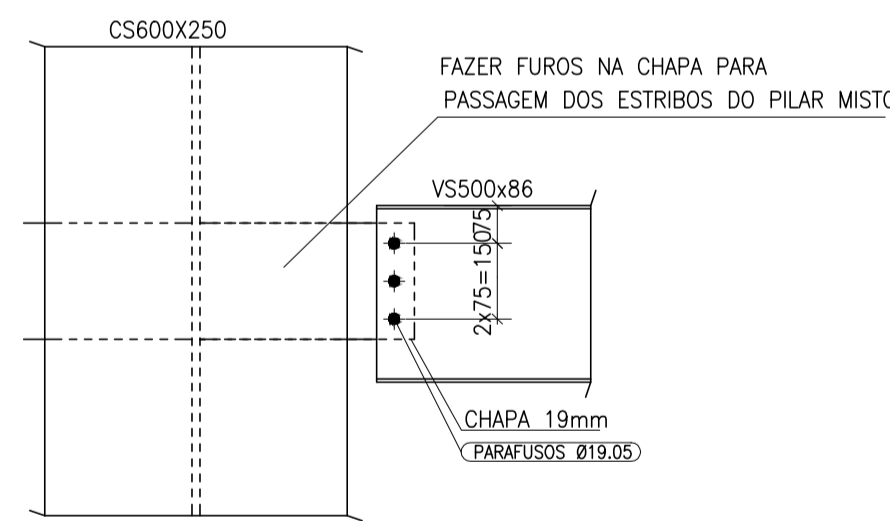
DIAGRAMA DE CONECTORES
MÓDULO PADRÃO



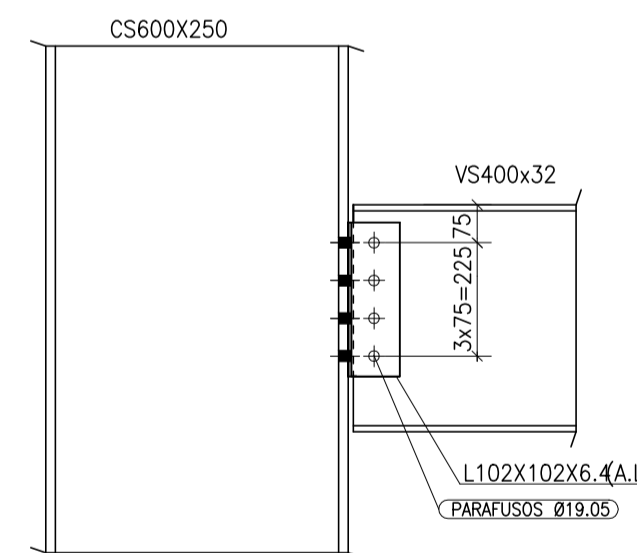
DETALHE REGIÃO DE INTRODUÇÃO DE CARGA NO PILAR



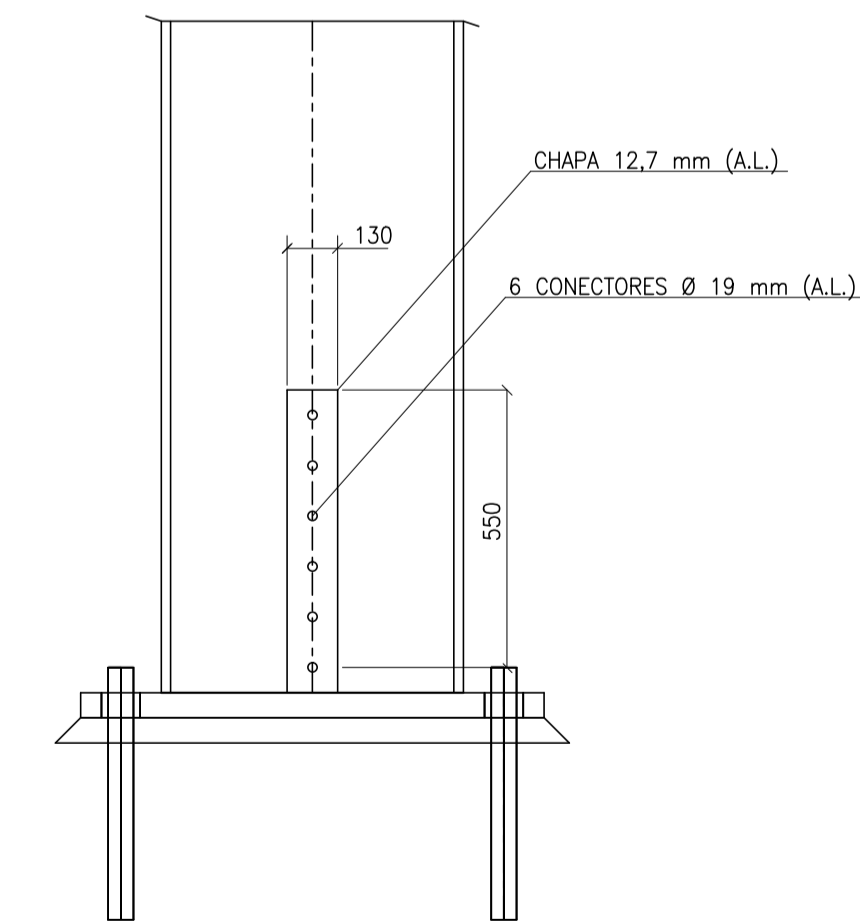
LIGAÇÃO TÍPICA



LIGAÇÃO TÍPICA



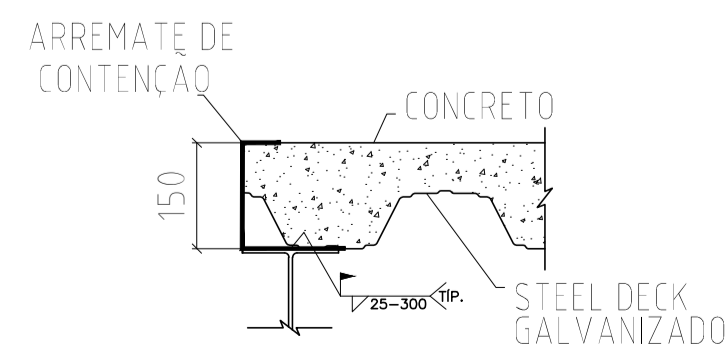
LIGAÇÃO TÍPICA



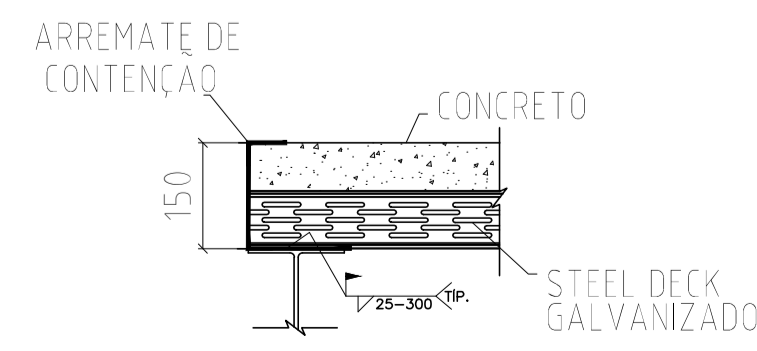
DETALHE REGIÃO DA BASE DO PILAR

NOTAS:

- 1 - DIMENSÕES EM MILÍMETROS, EXCETO ONDE INDICADO.
- 2 - SOLDAS CONFORME A.W.S., ELETRODO E-70XX.
- 3 - MATERIAL:
CHAPAS E PERFIS SOLDADOS: USI CIVIL 350 ($f_y > 350$ MPa).
CANTONEIRAS LAMINADAS: ASTM A36 ($f_y > 250$ MPa).
PARAFUSOS: ASTM A525 GALVANIZADOS
- 4 - STEEL DECK MF 75, AÇO ZAR 280 COM ESPESSURA 0,8 mm.
- 5 - CONCRETO DA LAJE: $f_{ck} > 20$ MPa, DENSIDADE = 2400 kg/m³.
- 6 - ALTURA DA LAJE DE CONCRETO = 150 mm.
- 7 - NÃO PERMITIR A AUSÊNCIA DE CONECTORES EM 3 OU MAIS CANALETAS CONSECUTIVAS.
- 8 - NÃO COLOCAR O 1º CONECTOR A UMA DISTÂNCIA INFERIOR A 100 mm DA FACE DA COLUNA OU VIGA.



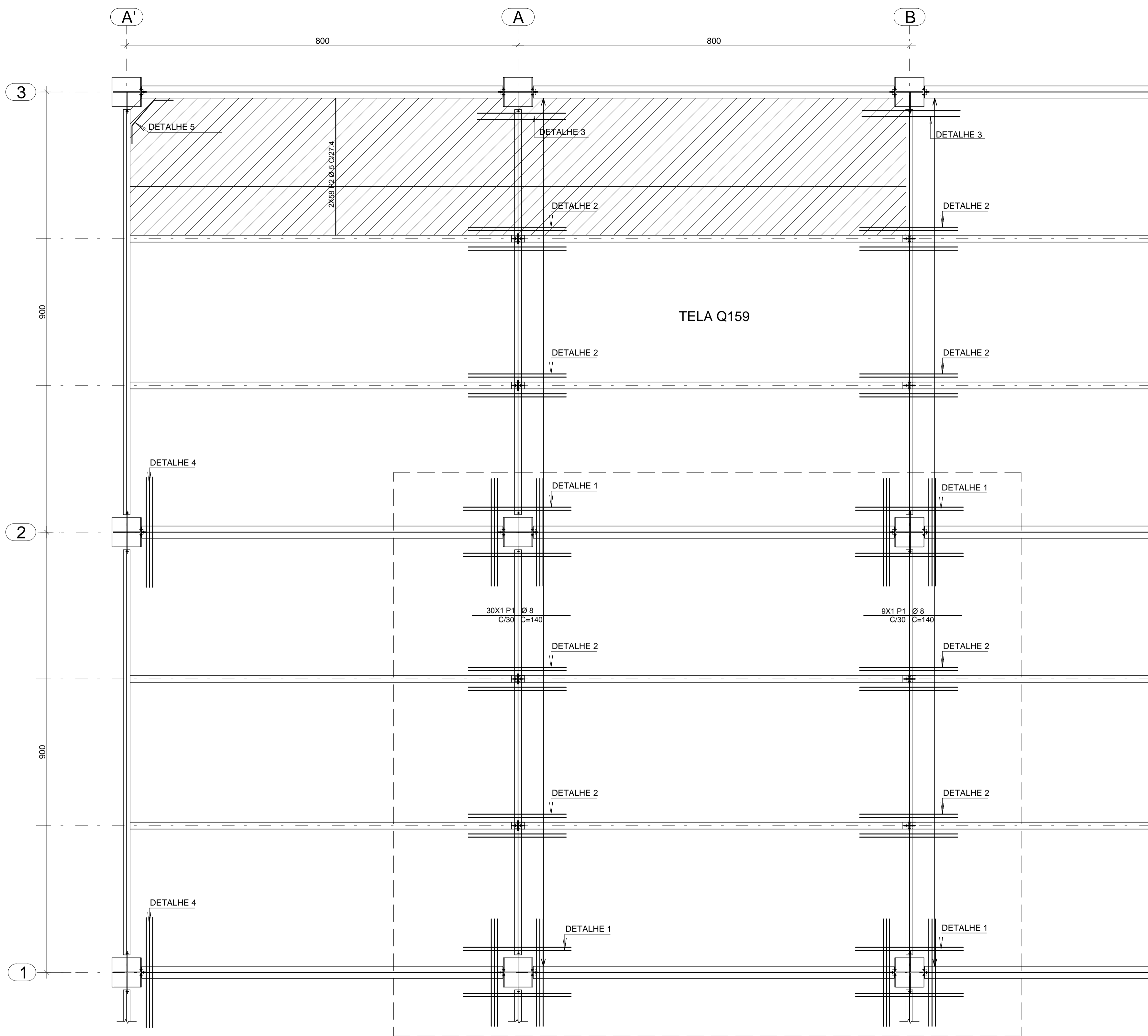
TÍPICO P/ STEEL DECK



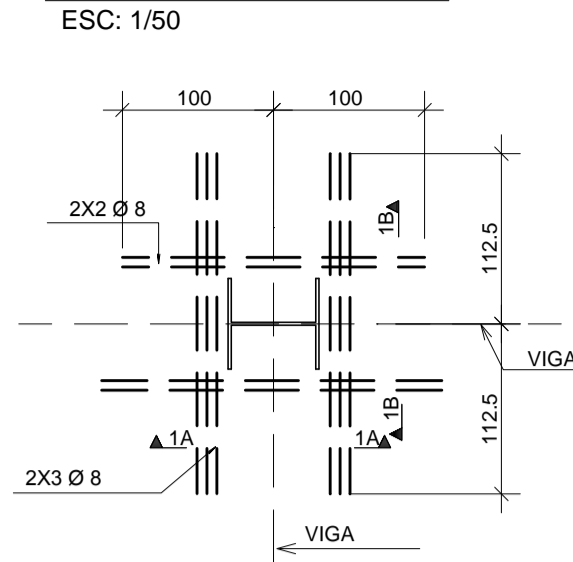
TÍPICO P/ STEEL DECK

CLIENTE DEES - UFMG	OBRA ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS		
TÍTULO DETALHAMENTO ESTRUTURAL	ENDEREÇO CAMPUS PAMPULHA		
CONTEÚDO PLANO DAS VIGAS DIAGRAMA DE CONECTORES LIGAÇÕES E DETALHES			
		TESE PROJETOS SOCIEDADE DE ENGENHEIROS RUA VITÓRIA MARÇOLA 46, BELO HORIZONTE, MG (31) 3254-8000 - tese@teseprojetos.com.br	DATA AGO/2015
FLAVIO FONSECA	FLAVIO FONSECA	FLAVIO FONSECA	FORMATO A1
ENGENHEIRO	DESENHADO POR	CONFERIDO POR	ESCALA REVISÃO 0
RESPONSÁVEL TÉCNICO - CREA: 100506/D			NÚMERO DO DESENHO PROJETO 01

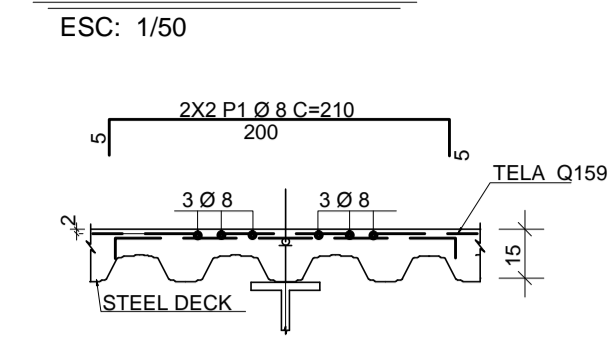
ARMADURA DE CONTINUIDADE
E ARMADURA DE COSTURA (TÍPICO)
ESC: 1/50



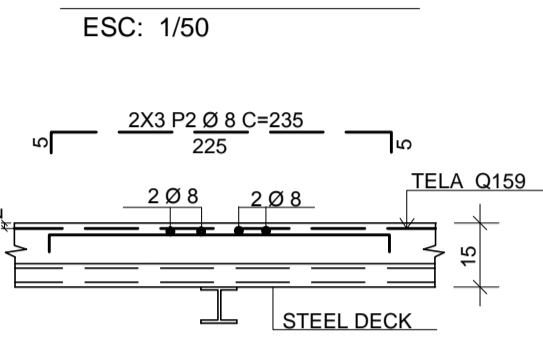
DETALHE 1 4X



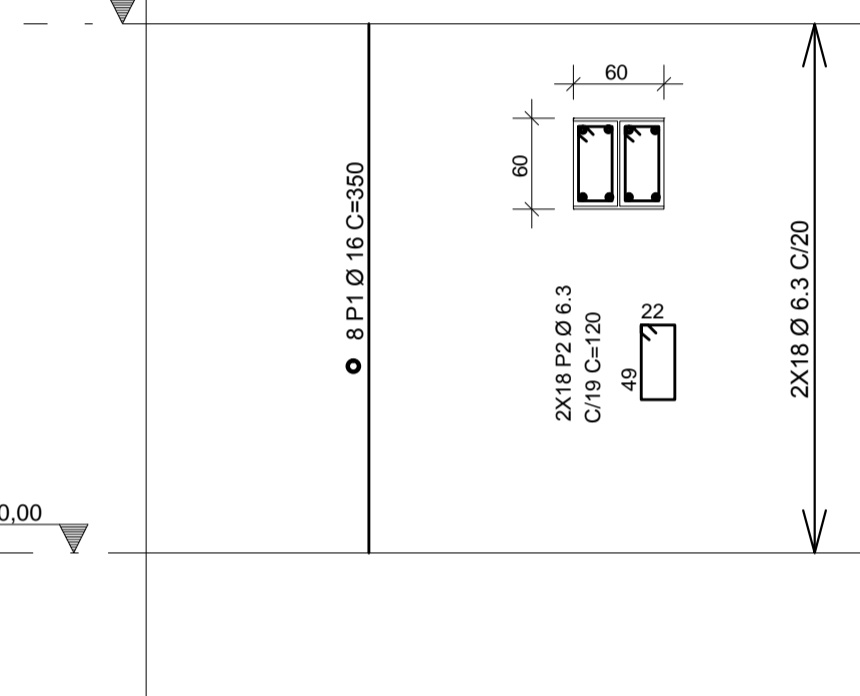
CORTE 1A--1A



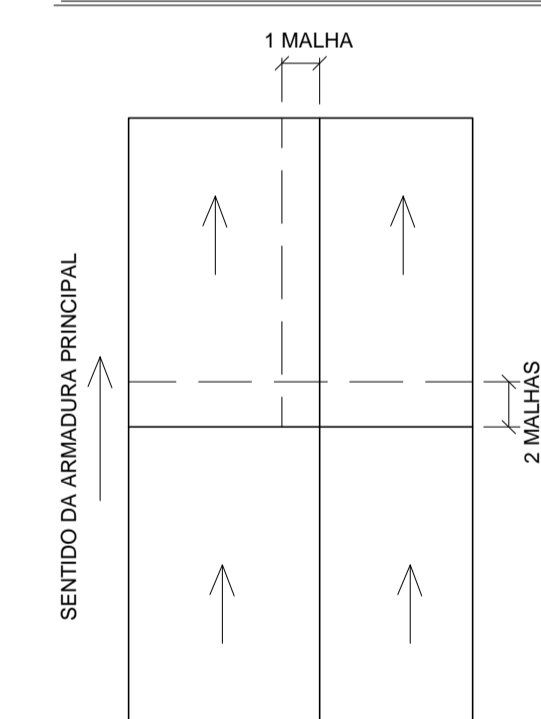
CORTE 1B--1B



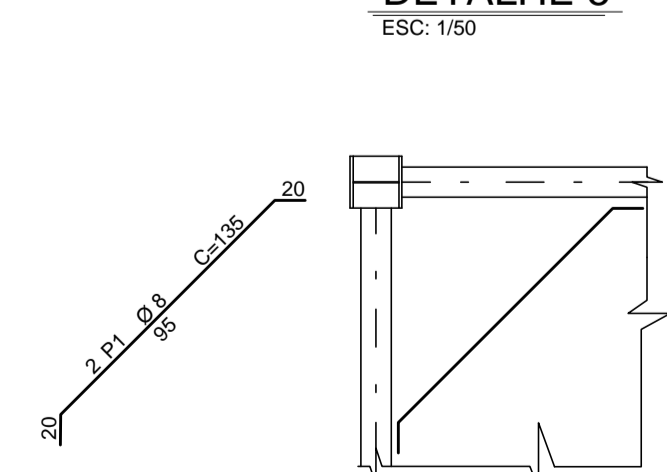
PILAR MISTO - 60X60



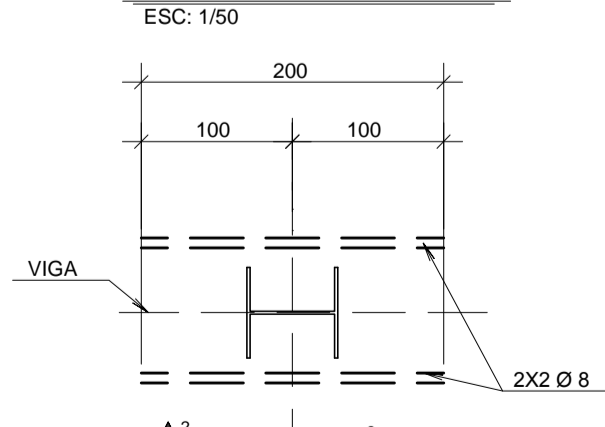
DET. EMENDA DAS TELAS



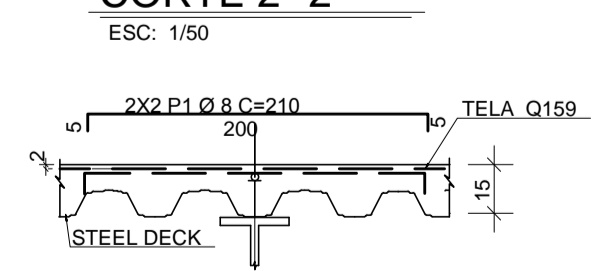
DETALHE 5



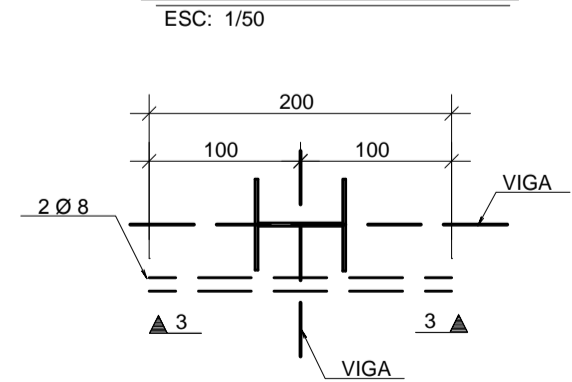
DETALHE 2



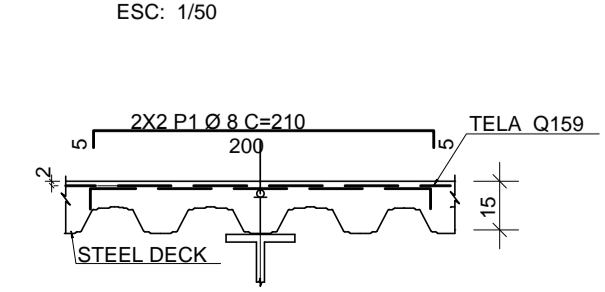
CORTE 2--2



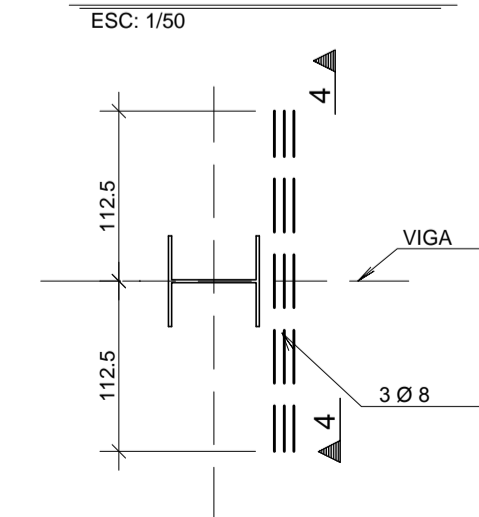
DETALHE 3



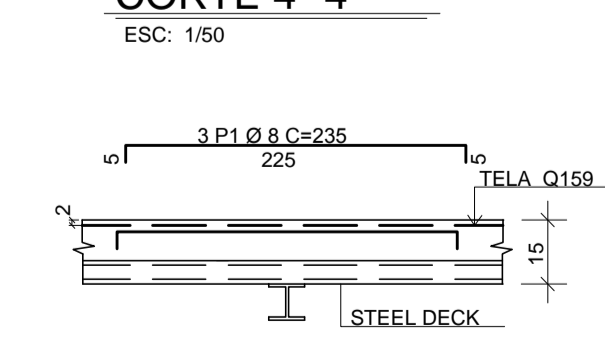
CORTE 3--3



DETALHE 4



CORTE 4--4



ÁÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRI-MENTO UNIT (cm)	TOTAL (cm)
DETALHE 1 (X4)					
CA-50	1	8	16	210	3360
CA-50	2	8	24	235	5640
DETALHE 2					
CA-50	1	8	4	210	840
ARMADURA DE COSTURA (TÍPICO)					
CA-50	1	8	39	140	5460
RESUMO AÇO CA 50-60					
ÁÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)		
CA-50	8	153	61		
Peso Total CA-50 =			61 kg		

NOTAS:

- MEDIDAS EM CENTIMETROS, ELEVAÇÕES EM METROS.
- ÁÇO CA-60 PARA TELAS.
ÁÇO CA-50 PARA REFORÇO
- CONCRETO DA LAJE COM $f_{ck} \geq 30$ MPa
FATOR ÁGUA/CIMENTO $\leq 0,47$
CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO: 300 kg/m³.
- PREVER CURA ÚMIDA COM PRAZO DE 7 DIAS.
- ALTURA DA LAJE = 15 cm
- A SUPERFÍCIE DO STEEL DECK DEVE ESTAR TOTALMENTE LIMPA NO ATO DA CONCRETAGEM.
- NÃO INTERROMPER A CONCRETAGEM PRÓXIMO AO EIXO DAS VIGAS METÁLICAS.
- AS TELAS DEVEM ESTAR RIGOROSAMENTE POSICIONADAS COMO INDICADAS, COM A UTILIZAÇÃO DE ESPAÇADORES METÁLICOS OU DE CONCRETO, A CRITÉRIO DO CONSTRUTOR, NÃO TENDO SIDO ESTES COMPUTADOS NO QUANTITATIVO DE MATERIAIS.
- AS ARMADURAS NEGATIVAS DEVERÃO SER POSICIONADAS 2,5 cm ABAIXO DO TOPO DA LAJE DE CONCRETO.
- AS ARMADURAS POSITIVAS DEVERÃO SER POSICIONADAS A MEIA ALTURA NO INTERIOR DA ONDA BAIXA.
- CORTAR E ADAPTAR A TELA NA REGIÃO DOS FUROS.
- EM NENHUMA HIPÓTESE PODERÁ SER UTILIZADO NIVELAMENTO A LASER PARA CONCRETAGEM DAS LAJES. DEVE SER GARANTIDA A ESPESURA CONSTANTE DA LAJE AO LONGO DO VÃO.
- TELA NERVURADA SOLDADA:
Q159, 4,5 C/10 X 4,5 C/10, 1,59X1,59 cm²/m, 2,52 kg/m²
- CONSUMO DE TELA (POR MÓDULO 8X9 m): Q159 - 218 kg

RECOMENDAÇÕES:

- CASO O LANÇAMENTO DO CONCRETO TENHA QUE SER INTERROMPIDO SEM QUE TODA SUPERFÍCIE DA LAJE TENHA SIDO CONCRETADA, RECOMENDA-SE QUE AS INTERRUPTÕES SEJAM EXECUTADAS FORA DOS EIXOS DAS VIGAS SUPORTE, DA SEGUINTE FORMA:
 - NA REGIÃO SOBRE AS VIGAS PERPENDICULARES ÀS NERVURAS (VIGAS SECUNDÁRIAS): EXECUTAR A INTERRUPTÃO A UMA DISTÂNCIA EQUIVALENTE A 1/3 DO VÃO DOS PAINÉIS.
 - NA REGIÃO SOBRE AS VIGAS PARALELAS ÀS NERVURAS: RECOMENDA-SE QUE OCORRA ANTES DO EIXO DA VIGA, A CERCA DE 1,00 m DE SEU EIXO.

ESCALA 10=1

PENAS

1 (red)	0,1
2 (yellow)	0,2
3 (green)	0,3
4 (cyan)	0,4
5 (blue)	0,5
6 (magenta)	0,6
7 (white)	0,05
8 (gray)	0,05

CLIENTE DEES - UFGM	OBRA ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS
TÍTULO DETALHAMENTO ESTRUTURAL	ENDEREÇO CAMPUS PAMPULHA
CONTEÚDO ARMADURAS DE CONTINUIDADE E DE COSTURA ARAMAÇÃO DO PILAR MISTO	
	DATA AGO/2015 FORMATO A1
FLAVIO FONSECA ENGENHEIRO	FLAVIO FONSECA DESENHADO POR
FLAVIO FONSECA CONFERIDO POR	ESCALA REVISÃO 0
RESPONSÁVEL TÉCNICO - CREA: 100506/D	
NÚMERO DO DESENHO PROJETO 02	