

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

**DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTRUTURA MISTA
DE AÇO E CONCRETO – ANÁLISE DOS CRITÉRIOS
PARA DETERMINAÇÃO DA LAJE MISTA**

FERNANDO VIDAL DOS SANTOS

ÍNDICE

<u>ITEM</u>	<u>DESCRIÇÃO</u>	<u>FOLHA</u>
1	INTRODUÇÃO	3
2	OBJETIVO	5
3	PROGRAMAS UTILIZADOS	6
4	DESENVOLVIMENTO	7
5	CONCLUSÃO	12
6	NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS	13

1 INTRODUÇÃO

Sistemas estruturais em aço e em concreto têm sido utilizados na construção civil há aproximadamente 150 e 100 anos, respectivamente. A partir da década de 60, os sistemas mistos e híbridos vêm se desenvolvendo, ampliando de forma considerável as opções de projeto e construção. Na verdade tais sistemas fornecem uma gama quase limitada de soluções entre os casos extremos, o que, em última análise, é sinônimo de liberdade de concepção.

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

A utilização de sistemas mistos amplia consideravelmente a gama de soluções em concreto armado e em aço. Para exemplificar, em um pilar de concreto armado não cintado, a taxa de armadura permitida fica entre 0,8% e 6% (NBR 6118, 1978). Isto corresponde a uma contribuição do aço entre 17% e 61%, na resistência de cálculo de um pilar puramente comprimido (para concreto com resistência característica à compressão de 30 MPa e armadura com limite de escoamento de 500 MPa). Nos pilares mistos, essa contribuição pode ficar entre 20% e 90% (Johnson, 1994), com a possibilidade de se usarem diferentes tipos de perfil de aço e de aço estrutural, bem como diferentes disposições construtivas. Outro exemplo é o das vigas mistas, onde perfis metálicos de alma cheia podem ser interligados a uma laje apoiada sobre eles ou em sua parte inferior (neste caso formando pisos de baixa altura). Também para vigas mistas, diferentes tipos de perfil de aço e de aço estrutural podem ser usados. As vigas mistas podem ser executadas com ou sem escoramento na fase de concretagem da laje.

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

Com relação às contrapartidas em concreto armado:

- Possibilidade de dispensa de fôrmas e escoramentos;
- Redução do peso próprio e do volume da estrutura;
- Aumento da precisão dimensional da construção.

Com relação às contrapartidas em aço:

- Redução considerável do consumo de aço estrutural;
- Redução das proteções contra incêndio e corrosão.

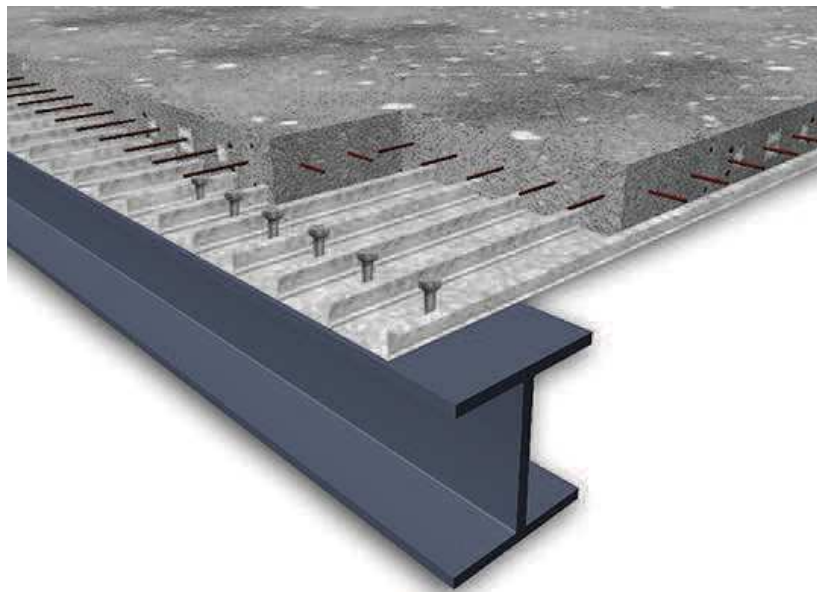


Figura 1 - Vigas Mista, Laje Mista



Figura 2 - Pilar Misto

2 OBJETIVO

Dimensionar as lajes, vigas e pilares mistos de aço e concreto de uma estrutura de edifício comercial, considerando apenas as ações gravitacionais.

O edifício será constituído de 10 pavimentos típicos acima do térreo (10 lajes) com pé direito de 3,5m (distância entre faces das lajes). Neste trabalho não está sendo considerada a ação do vento e nenhuma outra força horizontal, portanto, não será analisada a estabilidade do prédio.

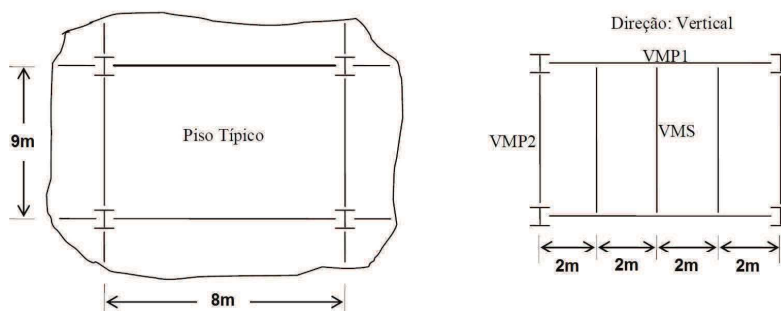
Cada pavimento será constituído por módulos típicos com vigas mistas secundárias apoiando em vigas mistas principais e estas apoiando em pilares mistos parcialmente envolvidos por concreto. Será considerada construção não escorada.

Será feito uma análise dos critérios para determinação da laje mista. Comparando duas hipóteses, sendo:

Hipótese 1: Adotado o seguinte critério de dimensionamento:

- 1º) Menor Peso de Chapa de Aço, definido em função da espessura de chapa.
- 2º) Menor Peso próprio do sistema.

Adotado dimensões típicas do edifício e espaçamento das vigas secundárias:



Hipótese 2: Adotado o seguinte critério de dimensionamento:

- 1º) Menor Peso de Chapa de Aço, definido em função da espessura de chapa.
- 2º) Menor comprimento total das vigas secundárias, independente dos perfis a serem utilizados nessas vigas.
- 3º) Menor Peso próprio do sistema.

Esta hipótese verifica a quantidade e disposição das vigas adotando a solução mais econômica.

3 PROGRAMAS UTILIZADOS

Para executar o esboço do projeto foi utilizado o programa SOLID WORKS: é um software de CAD (computer-aided design), desenvolvido pela SolidWorks Corporation, adquirida em 1997 pela Dassault Systèmes S.A., e que funciona no sistema operacional Windows. A sua estreia foi em 1993, mostrando-se um concorrente do PRO-Engineer, AutoCAD, Inventor e SolidEdge.

O SolidWorks baseia-se em computação paramétrica, criando formas tridimensionais a partir de formas geométricas elementares. No ambiente do programa, a criação de um sólido ou superfície tipicamente começa com a definição de topologia em um esboço 2D ou 3D. A topologia define a conectividade e certos relacionamentos geométricos entre vértices e curvas, no esboço e externos ao esboço.

Para executar o detalhamento do projeto foi utilizado o programa AutoCAD: é um software do tipo CAD (computer-aided design), criado e comercializado pela Autodesk, Inc. desde 1982. É utilizado principalmente para a elaboração de peças de desenho técnico em duas dimensões (2D). Além dos desenhos técnicos, o software vem disponibilizando, em suas versões mais recentes, vários recursos para visualização em diversos formatos. É amplamente utilizado em arquitetura, design de interiores, engenharia civil, engenharia mecânica, engenharia geográfica, engenharia elétrica e em vários outros ramos da indústria.

Como auxílio a construção dos diagramas de corpo livre das vigas com as cargas de cálculo foi utilizado o programa MDSolids: é um programa educacional de Resistência dos Materiais para estudantes de Engenharia Civil. É composto por diversos módulos que abrangem as temáticas da flexão, torção, esforço axial, estruturas estaticamente indeterminadas, treliças, propriedades de seções e análise do círculo de Mohr.

4 DESENVOLVIMENTO

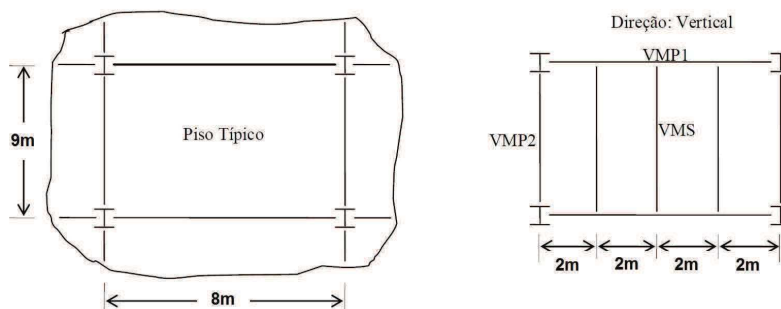
Conforme descrito inicialmente será feito uma análise dos critérios para determinação da laje mista. Comparando duas hipóteses, a hipótese 1 que considera dimensões típicas do edifício, com quantidade e espaçamento de vigas pré-definidas e a hipótese 2 que verifica a quantidade e disposição das vigas nas direções de maior e menor vão, adotando a solução mais econômica.

Para os carregamentos nominais e de cálculo foi utilizado o software MDSolids, para o desenho foi utilizado o software SOLID WORKS e AUTO CAD. Os cálculos foram feitos de forma manual conforme cálculos em anexo, conforme considerações descritas abaixo:

De acordo com as considerações acima, os cálculos obedeceram à seguinte ordem:

Hipótese 1:

- *dimensões típicas do edifício e espaçamento das vigas secundárias:*



Os carregamentos em cada piso são:

- sobrecarga de $3,00 \text{ kN/m}^2$;
- peso próprio da estrutura das vigas de aço igual a $0,26 \text{ kN/m}$;
- peso próprio das divisórias igual a $1,00 \text{ kN/m}^2$;
- peso próprio do revestimento do piso igual a $0,50 \text{ kN/m}^2$;

- 1- Adotado sistema de lajes mistas tabeladas MF-50 e MF-75. Identificado os esforços a serem transmitidos. Adotado inicialmente as dimensões mínimas especificadas e alteradas conforme necessidade. Adotado o seguinte critério de dimensionamento:

I- Cálculo da laje mista:

1º) Menor Peso de Chapa de Aço, definido em função da espessura de chapa.

2º) Menor Peso próprio do sistema.

Sendo a laje adotada: conforme dimensões típicas do edifício e espaçamento das vigas secundárias, laje MF-50 com espessura de 110mm, $t_c=6,0\text{cm}$ $h_f=5,0\text{cm}$, espessura de forma 0,8mm, peso próprio de $2,08\text{ kN/m}^2$, cujo valor da carga sobreposta máxima é $8,10\text{ kN/m}^2$, superior a carga considerada $4,50\text{ kN/m}^2$. Vão 2,0m.

- Obtenção dos carregamentos nominais e de cálculo. Diagrama de corpo livre das vigas com as cargas de cálculo. Obtenção os momentos fletores e forças cortantes solicitantes, máximos, de cálculo, nas vigas. Sendo os valores conforme resumo na tabela A abaixo:

TABELA A – (Hipótese 1) Resumo os momentos fletores e forças cortantes solicitantes, máximos, de cálculo, nas vigas.

VIGA	Fase de Construção	Durante a Vida
VMS=VMP2	$q_f=8,09\text{kN/m}$ $V_f=36,41\text{kN}$ $M_f=81,92\text{kN/m}$	$q_f=19,13\text{kN/m}$ $V_f=86,09\text{kN}$ $M_f=193,70\text{kN/m}$
VMP1	$q_f=8,09\text{kN/m}$ $V_f=109,22\text{kN}$ $M_f=291,26\text{kN/m}$	$q_f=172,18\text{kN}(3x)$ $V_f=258,27\text{kN}$ $M_f=688,72\text{kN/m}$

II- Cálculo da viga mista com:

Cálculo do momento fletor resistente e da flecha, identificando os esforços a serem transmitidos (momento e cortante) (*Vide tabela A para resumo*). Dimensionamento das vigas, verificando o momento fletor, cortante e flecha, otimizado primeiro o perfil de aço considerando interação completa, e posteriormente adotado interação parcial, apresentação da memória de cálculo completa dos perfis finais. Sendo as vigas consideradas conforme resumo na tabela B abaixo:

TABELA B – (Hipótese 1) Resumo das folgas nos perfis com Interação completa e parcial, flechas e Tensões de Serviço.

VIGA	
VMS=VMP2	Adotado Perfil VS 300x26,0 <i>Folga Int. Compl.=1,02%</i> <i>Folga Int. Parcial</i> <i>Flecha= 2,0cm</i> <i>Contra Flecha= 4,47cm</i> <i>Tensão Ser.=31,89kN/cm²</i>
VMP1	Adotado Perfil VS 450x83,0 <i>Folga Int. Compl.=1,35%</i> <i>Folga Int. Parcial.=1,20%</i> <i>Flecha= 2,0cm</i> <i>Contra Flecha= 2,51cm</i> <i>Tensão Ser.=19,37kN/cm²</i>

Hipótese 2:

2- Verificação adotando o critério de dimensionamento da solução mais econômica.

De acordo com as considerações acima, os cálculos obedeceram a seguinte ordem:

I- Cálculo da laje mista:

1º) Menor Peso de Chapa de Aço, definido em função da espessura de chapa.

2º) Menor comprimento total das vigas secundárias, independente dos perfis a serem utilizados nessas vigas.

3º) Menor Peso próprio do sistema.

Está hipótese verifica a quantidade e disposição das vigas adotando a solução mais econômica.

Os carregamentos com peso próprio da laje igual a 2,50 kN/m²; em cada piso são:

- sobrecarga de 3,00 kN/m²;
- *peso próprio da laje igual a 2,50 kN/m²;*
- *peso próprio da estrutura das vigas de aço igual a 0,25 kN/m;*
- peso próprio das divisórias igual a 1,00 kN/m²;
- peso próprio do revestimento do piso igual a 0,50 kN/m²;

Os carregamentos com peso próprio da laje igual a 2,74 kN/m²; em cada piso são:

- sobrecarga de 3,00 kN/m²;
- *peso próprio da laje igual a 2,74 kN/m²*;
- *peso próprio da estrutura das vigas de aço igual a 0,25 kN/m*;
- peso próprio das divisórias igual a 1,00 kN/m²;
- peso próprio do revestimento do piso igual a 0,50 kN/m²;

Os carregamentos com peso próprio da laje igual a 2,08 kN/m²; em cada piso são:

- sobrecarga de 3,00 kN/m²;
- *peso próprio da laje igual a 2,08 kN/m²*;
- *peso próprio da estrutura das vigas de aço igual a 0,26 kN/m*;
- peso próprio das divisórias igual a 1,00 kN/m²;
- peso próprio do revestimento do piso igual a 0,50 kN/m²;

- Obtenção dos carregamentos nominais e de cálculo. Obtenção os momentos fletores e forças cortantes solicitantes, máximos, de cálculo, nas vigas. Sendo os valores conforme resumo na tabela C abaixo:

TABELA C – (Hipótese 2) Resumo os momentos fletores e forças cortantes solicitantes, máximos, de cálculo, nas vigas.

VIGA	Fase de Construção 1 (2 Vigas Secundárias na direção do menor vão) (Considerando Laje peso próprio=2,50 kN/m ²)	Durante a Vida 1 (2 Vigas Secundárias na direção do menor vão) (Considerando Laje peso próprio=2,50 kN/m ²)	Fase de Construção 2 (2 Vigas Secundárias na direção do maior vão) (Considerando Laje peso próprio=2,74 kN/m ²)	Durante a Vida 2 (2 Vigas Secundárias na direção do maior vão) (Considerando Laje peso próprio=2,74 kN/m ²)	Fase de Construção 3 (3 Vigas Secundárias na direção do menor vão) (Considerando Laje peso próprio 2,08 kN/m ²)	Durante a Vida 3 (3 Vigas Secundárias na direção do menor vão) (Considerando Laje peso próprio 2,08 kN/m ²)
VMS=VMP2	q _f =12,24kN/m V _f =55,09kN M _f =123,93kN/m	q _f =69,78kN/m V _f =122,63kN M _f =275,91kN/m	q _f =14,46kN/m V _f =57,84kN M _f =115,68kN/m	q _f =31,21kN/m V _f =124,84kN M _f =249,68kN/m	q _f =8,09kN/m V _f =36,41kN M _f =81,92kN/m	q _f =19,13kN/m V _f =86,09kN M _f =193,70kN/m
VMP1	q _f =12,24kN/m V _f =55,08kN M _f =291,92kN/m	q _f =245,26kN(2x) V _f =245,26kN M _f =649,94kN/m	q _f =14,46kN/m V _f =57,84kN M _f =347,04kN/m	q _f =249,68kN(2x) V _f =249,68kN M _f =749,04kN/m	q _f =8,09kN/m V _f =109,22kN M _f =291,26kN/m	q _f =172,18kN(3x) V _f =258,27kN M _f =688,72kN/m

II- Cálculo da viga mista com:

Cálculo do momento fletor resistente, identificando os esforços a serem transmitidos (momento e cortante) (*Vide tabela C para resumo*). Dimensionamento das vigas, verificando o momento fletor e cortante, otimizado primeiro o perfil de aço considerando interação completa, e posteriormente adotada interação parcial, apresentação da memória de cálculo completa dos perfis finais. Sendo as vigas consideradas conforme resumo na tabela D abaixo:

TABELA D – (Hipótese 2) Resumo das folgas nos perfis com Interação completa e parcial.

VIGA	Considerando Laje peso próprio=2,50 kN/m ²	Considerando Laje peso próprio=2,74 kN/m ²	Considerando Laje peso próprio=2,08 kN/m ²
VMS=VMP2	Adotando Perfil VS 350x30,0 <i>Folga Int. Compl.=1,34%</i> <i>Folga Int. Parcial.=1,02%</i>	Adotando Perfil VS 350x30,0 <i>Folga Int. Compl.=1,47%</i> <i>Folga Int. Parcial.=1,18%</i>	Adotado Perfil VS 300x26,0 <i>Folga Int. Compl.=1,02%</i> <i>Folga Int. Parcial</i>
VMP1	Adotando Perfil VS 450x83,0 <i>Folga Int. Compl.=1,65%</i> <i>Folga Int. Parcial.=1,30%</i>	Adotando Perfil VS 450x83,0 <i>Folga Int. Compl.=2,10%</i> <i>Folga Int. Parcial.=1,25%</i>	Adotado Perfil VS 450x83,0 <i>Folga Int. Compl.=1,35%</i> <i>Folga Int. Parcial.=1,20%</i>

TABELA E – (Hipótese 2) Resumo dos cálculos com o comparativo dos pesos das vigas e lajes conforme direção das vigas e quantidades adotadas em cada situação.

	Verificação Laje MF-75 espessura de 140mm, 2 vigas secundárias na direção do menor vão, peso próprio 2,5kN/m ²	Verificação Laje MF-75 espessura de 150mm, 2 vigas secundárias na direção do maior vão, peso próprio 2,74kN/m ²	Verificação Laje MF-50 espessura de 110mm, 3 vigas secundárias na direção do menor vão, peso próprio 2,08kN/m ²
VIGAS	2.416,0	2.463,0	2.250,0
LAJE	18.350,0	20.110,0	15.265,0
TOTAL	20.766,0 kg	22.573,0 kg	17.515,0 kg

Do ponto de vista dos pesos: o dimensionamento feito segundo hipótese 2 com a laje Laje MF-50 espessura de 110mm, 3 vigas secundárias na direção do menor vão, peso próprio 2,08kN/m², nos leva a um menor peso do sistema. Portanto podemos adotá-lo como solução.

Sendo a laje final adotada: com colocação das vigas secundárias na direção do menor vão, laje MF-50 com espessura de 110mm, t_c=6,0cm h_f=5,0cmm, espessura de forma 0,8mm, peso próprio de 2,08 kN/m², cujo valor da carga sobreposta máxima é 8,10 kN/m², superior a carga considerada 4,50 kN/m². Vão 2,0m. Armadura em tela soldada Q-113: Ø4,2xØ4,2-100x100mm 1,8 kg/m², para evitar a fissuração de concreto.

III- Cálculo dos pilares mistos: Considerado o cálculo no primeiro pavimento. Identificado os esforços a serem transmitidos. Adotado inicialmente as dimensões mínimas especificadas e alteradas conforme necessidade. Dimensionado transferência de carga considerando conectores pino com cabeça, nos andares e na base. Apresentar desenhos esquemáticos, indicando dimensões e materiais. Sendo os pilares considerados conforme tabela F abaixo:

TABELA F – Resumo dos pesos das vigas e lajes conforme direção das vigas e quantidades adotadas.

	Verificação Conforme dimensões mínimas especificadas “600x600mm ² ”	Otimizando o perfil
PILAR	Perfil CS 600x541,0 <i>Folga=1,55%</i>	Adotando Perfil CS 350x93,0 <i>Folga=1,25%</i>

ADENDO 1: Cálculo das ligações, sendo elas Vigas VMP1 e Pilares, Vigas VMP2 e Pilares & Vigas VMP1 com Vigas VMP2, desenhos esquemáticos e especificação de materiais, sendo calculado as disposições construtivas, verificação dos parafusos ao cisalhamento, verificação da pressão de contato na alma da viga, verificação da pressão de contato na cantoneira, verificação do colapso por rasgamento na cantoneira, verificação do cisalhamento na cantoneira, verificação do cisalhamento na viga.

5 CONCLUSÃO

Verificamos que as dimensões típicas do edifício e espaçamento das vigas secundárias na hipótese 1, coincidentemente nos leva a mesma condição final da laje para hipótese 2 que verifica também a disposição e quantidade das vigas, ou seja, sendo a melhor disposição e quantidade de vigas é a que já havia sido adotada na hipótese 1 das dimensões típicas do edifício.

Considerando a hipótese 2, esta verifica que a hipótese 1 nos leva a um menor peso do sistema. A hipótese 2 avalia que inicialmente adotando uma laje com espessura de 140mm,

2 vigas secundárias na direção do menor vão, peso próprio $2,5\text{kN/m}^2$, nos leva a um peso próprio do sistema de 20.766,0 kg. Depois avalia que adotando uma laje com espessura de 150mm, 2 vigas secundárias na direção do maior vão, peso próprio $2,74\text{kN/m}^2$, nos leva a um peso próprio do sistema de 22.573,0 kg.

Se comparado com a avaliação final, adotada de uma laje com espessura de 110mm, 3 vigas secundárias na direção do menor vão, peso próprio $2,08\text{kN/m}^2$, nos leva a um peso próprio do sistema de 17.515,0 kg, sendo uma diferença percentual de aproximadamente 16% a menos em peso do sistema.

Comparando as alturas das vigas nas possibilidades da hipótese 2, sendo: 2 vigas secundárias na direção do menor vão (VMS=VMP2) VS 350x30 e 3 vigas secundárias na direção do menor vão (VMS=VMP2) VS 300x26, tiveram suas alturas respectivamente de $L/22,8=350\text{mm}$ e $L/26,7=300\text{mm}$, uma diferença percentual de aproximadamente 14% a menos em sua altura.

6 NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS

- NBR-8800 / 2008 – Projeto de Estruturas de Aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.
- Apostila do Curso de Especialização em Estruturas – Elementos das estruturas Mistas Aço-Concreto dos Professores: Gilson Queiroz, Roberval José Pimenta e Luciene Antinossi Cordeira da Mata
- Apostila do Curso de Especialização em Estruturas – Dimensionamento Básico de Elementos Estruturais de Aço e Concreto, Parte 2 dos Professores: Ricardo Hallal Fakury, Ana Lydia R. de Castro e Silva e Rodrigo Barreto Caldas.
- Manual de Construção em Aço (CBCA) – Estruturas Mistas, Vol 1 – Gilson Queiroz, Roberval José Pimenta e Alexander Galvão Martins.

ANEXO

MEMÓRIA DE CÁLCULO E DESENHO

Considerando: perfil VS300x26 & Laje MF-50 espessura de 110mm

1.1A Esforços Solicitantes na Viga VMS=VMP2

Combinação na fase de construção:

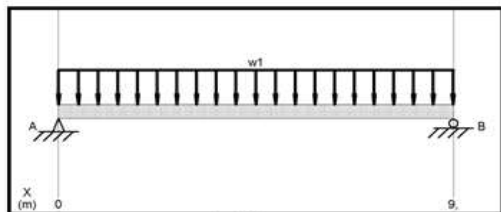
-Carga Permanente:

$$q_{Cpe, Sd} = 1,25 \times q_{Cpe} + 1,15 \times q_{Cpa} = 1,25 \times (2,08 \times 2,0) + 1,15 \times (0,25) = 1,25 \times 4,16 + 1,15 \times 0,25 = 5,49 \text{ kN / m}$$

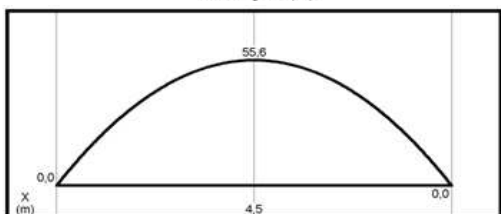
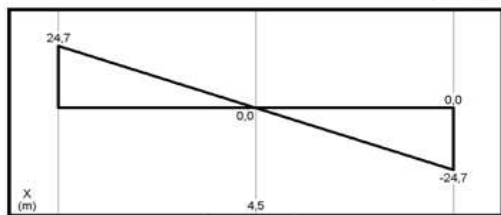
$$V_{Cpe, Sd} = \frac{q_{Cpe, Sd} \times L}{2} = \frac{5,49 \times 9}{2} = 24,71 \text{ kN}$$

$$M_{Cpe, Sd} = \frac{q_{Cpe, Sd} \times L^2}{8} = \frac{5,49 \times 9^2}{8} = 55,59 \text{ kN.m} = 5.559 \text{ kN.cm}$$

Diagrama de Corpo Livre da Combinação na Fase de Construção para Carga Permanente na Viga VMS=VMP2



w1 = 5,49 kN/m (down) Ay = 24,71 kN (up)
By = 24,71 kN (up)



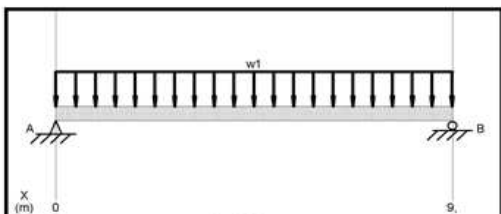
-Sobrecarga:

$$q_{Sce, Sd} = 1,30 \times (q_{Sca}) = 1,30 \times (2,00) = 2,60 \text{ kN / m}$$

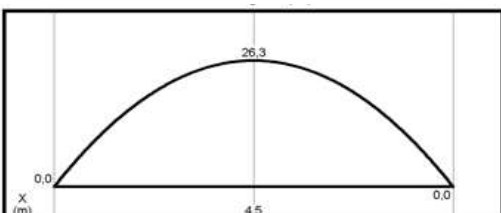
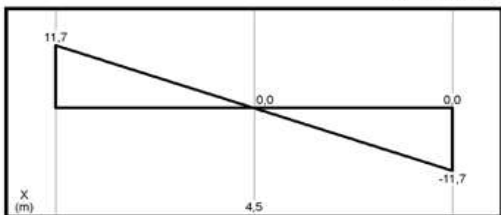
$$V_{Sce, Sd} = \frac{q_{Sce, Sd} \times L}{2} = \frac{2,60 \times 9}{2} = 11,70 \text{ kN}$$

$$M_{Sce, Sd} = \frac{q_{Sce, Sd} \times L^2}{8} = \frac{2,60 \times 9^2}{8} = 26,33 \text{ kN.m} = 2.633 \text{ kN.cm}$$

Diagrama de Corpo Livre da Combinação na Fase de Construção para Sobrecarga na Viga VMS=VMP2



w1 = 2,6 kN/m (down) Ay = 11,70 kN (up)
By = 11,70 kN (up)



1.1B Esforços Solicitantes na Viga VMS=VMP2

Combinação normal: (durante a vida útil da estrutura)

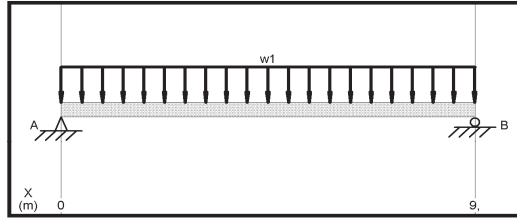
-Carga Permanente:

$$q_{CP,Sd} = 1,4 \times q_{CPp} + 1,4 \times q_{CPd} + 1,35 \times q_{Cpe} + 1,25 \times q_{CPa} = 1,4 \times 1,00 + 1,4 \times 2,00 + 1,35 \times 4,16 + 1,25 \times 0,25 = 10,13 \text{ kN / m}$$

$$V_{CP,Sd} = \frac{q_{CP,Sd} \times L}{2} = \frac{10,13 \times 9}{2} = 45,59 \text{ kN}$$

$$M_{CP,Sd} = \frac{q_{CP,Sd} \times L^2}{8} = \frac{10,13 \times 9^2}{8} = 102,57 \text{ kN.m} = 10.257 \text{ kN.cm}$$

Diagrama de Corpo Livre da Combinação Normal para Carga Permanente na Viga VMS=VMP2

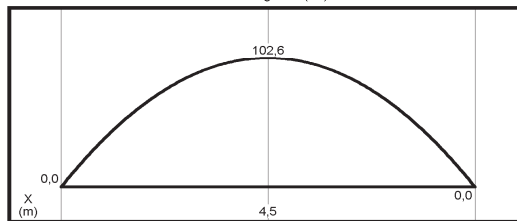


w1 = 10,13 kN/m (down)

Ay = 45,59 kN (up)
By = 45,59 kN (up)



Shear Diagram (kN)



Moment Diagram (kN-m)

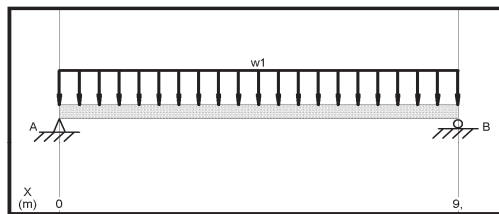
-Sobrecarga:

$$q_{SC,Sd} = 1,5 \times (q_{SCc}) = 1,5 \times (6,00) = 9,00 \text{ kN / m}$$

$$V_{SC,Sd} = \frac{q_{SC,Sd} \times L}{2} = \frac{9,00 \times 9}{2} = 40,50 \text{ kN}$$

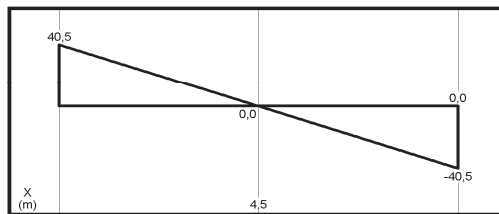
$$M_{SC,Sd} = \frac{q_{SC,Sd} \times L^2}{8} = \frac{9,00 \times 9^2}{8} = 91,13 \text{ kN.m} = 9.113 \text{ kN.cm}$$

Diagrama de Corpo Livre da Combinação Normal para Sobrecarga na Viga VMS=VMP2

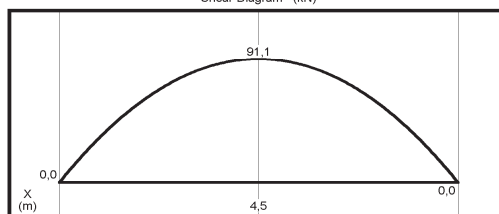


w1 = 9, kN/m (down)

Ay = 40,50 kN (up)
By = 40,50 kN (up)



Shear Diagram (kN)



Moment Diagram (kN-m)

1.2 Esforços Solicitantes na Viga VMP1

Combinação na fase de construção:

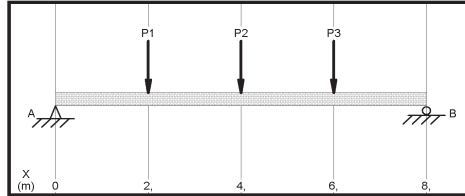
$$q_{CP, sd} = q_{CPp, sd} + q_{SCc, sa} = 5,49 + 2,60 = 8,09 \text{ kN}$$

$$V_{VMS} = \left(\frac{8,09 \times 9}{2} \right) \times 2 = (36,41) \times 2 = 72,81 \text{ kN} (3x)$$

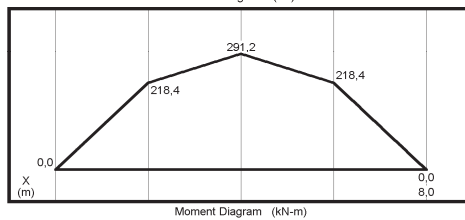
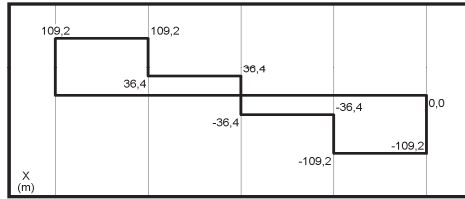
$$V_{CP, sd} = \frac{V_{VMS} \times 3}{2} = \frac{72,81 \times 3}{2} = 109,22 \text{ kN}$$

$$M_{CP, sd} = V_{CP, sd} \times 4 - V_{VMS} \times 2 = 109,22 \times 4 - 72,81 \times 2 = 291,26 \text{ kN.m} = 29.126 \text{ kN.cm}$$

Diagrama de Corpo Livre na Fase de Construção na Viga VMP1



Load Diagram
 $P1 = 72,81 \text{ kN (down)}$
 $P2 = 72,81 \text{ kN (down)}$
 $P3 = 72,81 \text{ kN (down)}$
 $Ay = 109,22 \text{ kN (up)}$
 $By = 109,22 \text{ kN (up)}$



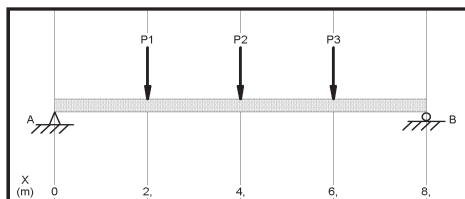
Combinação normal: (durante a vida útil da estrutura)

$$V_{VMS} = V_{CP, sd} + V_{SC, sd} = (45,59 + 40,50) \times 2 = (86,09) \times 2 = 172,18 \text{ kN} (3x)$$

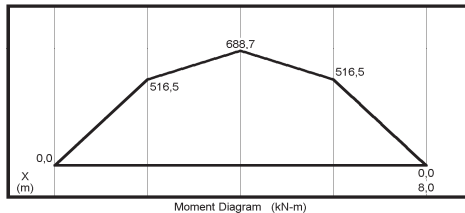
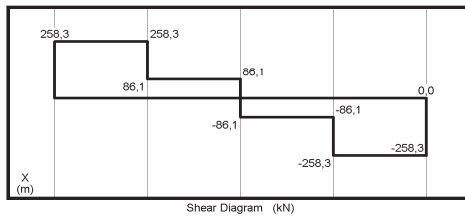
$$V_{CP, sd} = \frac{V_{VMS} \times 3}{2} = \frac{172,18 \times 3}{2} = 258,27 \text{ kN}$$

$$M_{CP, sd} = V_{CP, sd} \times 4 - V_{VMS} \times 2 = 258,27 \times 4 - 172,18 \times 2 = 688,72 \text{ kN.m} = 68.872 \text{ kN.cm}$$

Diagrama de Corpo Livre da Combinação Normal na Viga VMP1



Load Diagram
 $P1 = 172,18 \text{ kN (down)}$
 $P2 = 172,18 \text{ kN (down)}$
 $P3 = 172,18 \text{ kN (down)}$
 $Ay = 258,27 \text{ kN (up)}$
 $By = 258,27 \text{ kN (up)}$



1.3 Alteração do perfil VMS=VMP2

1.3.1 Perfil VMS=VMP2

Adotando Perfil VS 300x26,0

PERFIS SOLDADOS SÉRIE VS NBR 5884	MASSA LINEAR m kg/m	ÁREA cm ²	ALT. d mm	ALMA		ABAS		EIXO X - X				EIXO Y - Y			
				t _w mm	h mm	t _f mm	b _f mm	I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	Z _y cm ³
VS 300 x 26	25,7	32,7	300	4,75	284	8,0	120	5000	333	12,37	376	231	38	2,66	59

1.3.2 Verificação ao Momento Fletor na Viga VMS=VMP2

1.3.2A Antes da Cura do Concreto (viga de aço isolada)

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

$$M_{sd} = 5.559 + 2.633 = 8.192 \text{ kN.cm (durante a construção)}$$

$$M_{Rd} :$$

* FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{28,4}{0,475} = 59,79 < \lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 89,88 \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

* FLM

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{12,0}{2 \times 0,8} = 7,50 < \lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 9,08 \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{Z_x \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{376 \times 35}{1,1} = 11.964 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} = 8.192 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 11.964 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

1.3.2B Após a Cura do Concreto (viga mista)

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

$$M_{sd} = 10.257 + 9.113 = 19.370 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} :$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{28,4}{0,475} = 59,79 < \lambda_p = 3,6 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,6 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 86,05 \rightarrow \text{Plastificação}$$

– Interação completa

$$C_{cd} = 0,85 \times f_{cd} \times b \times t_c = 0,85 \times 2,14 \times 200 \times 6,0 = 2.182,8 \text{ kN}$$

$$T_{ad} = A_a \times f_{yd} = 32,7 \times 31,81 = 1040,2 \text{ kN}$$

$$A_a \times f_{yd} < 0,85 \times f_{cd} \times b \times t_c \rightarrow \text{LNP na Laje de Concreto}$$

$$T_{ad} = 1.040,2 \text{ kN}$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 \times f_{cd} \times b} = \frac{1.040,2}{0,85 \times 2,14 \times 200} = 2,86 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = T_{ad} \times \left(d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2} \right) = 1.040,2 \times \left(\frac{30}{2} + 5,0 + 6,0 - \frac{2,86}{2} \right) = 25.557 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} = 19.370 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 25.557 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

$$\text{folga} = \frac{25.557}{19.370} = 1,31\%$$

→ O momento resistente é maior que o momento atuante de cálculo, portanto é possível utilizar interação parcial.

– Interação Parcial

• Força atuante nos conectores

$$F_{hd} \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,85 \times f_{cd} \times b \times t_c = 0,85 \times 2,14 \times 200 \times 6,0 = 2.182,8 \text{ kN} \\ T_{ad} = A_a \times f_{yd} = 32,7 \times 31,81 = 1.040,2 \text{ kN} \end{array} \right\} \rightarrow F_{hd} = 1.040,2 \text{ kN}$$

• Grau de interação da viga mista

- para $A_{mi} = A_{ms}$:

$$\alpha_{\min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{E}{578 \times f_y} (0,75 - 0,03 \times L_e) = 1 - \frac{20.000}{578 \times 35} (0,75 - 0,03 \times 9) = 0,53 \\ 0,40 \end{array} \right\} \rightarrow \alpha = 0,53$$

- Nova verificação ao momento fletor

$$C_{cd} = \alpha \times F_{hd} = 0,53 \times 1.040,2 = 551,3 \text{ kN}$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} \times (A_a \times f_{yd} - C_{cd}) = \frac{1}{2} \times (1.040,2 - 551,3) = 244,5 \text{ kN}$$

$$a = \frac{C_{ad}}{0,85 \times f_{cd} \times b} = \frac{244,5}{0,85 \times 2,14 \times 200} = 1,52 \text{ cm}$$

$$A_{fs} \times f_{yd} = (12 \times 0,80) \times 31,81 = 305,4 \text{ kN}$$

$$C_{ad} < A_{fs} \times f_{yd} \rightarrow \text{LNP mesa superior da Viga de Aço}$$

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{fs} \times f_{yd}} \times t_f = \frac{244,5}{305,4} \times 0,8 = 0,64 \text{ cm}$$

$$y_c = \frac{0,64}{2} = 0,32 \text{ cm}$$

$$y_t = \frac{\left(b_f \times t_f \times \frac{t_f}{2} \right) + h_w \times t_w \times \left(\frac{h_w}{2} + t_f \right) + b_f \times (t_f - y_p) \times \left[\frac{(t_f - y_p)}{2} + h_w + t_f \right]}{(b_f \times t_f) + (h_w \times t_w) + b_f \times (t_f - y_p)}$$

$$y_t = \frac{\left(12 \times 0,8 \times \frac{0,8}{2} \right) + 28,4 \times 0,475 \times \left(\frac{28,4}{2} + 0,8 \right) + 12 \times (0,8 - 0,64) \times \left[\frac{(0,8 - 0,64)}{2} + 28,4 + 0,8 \right]}{(12 \times 0,8) + (28,4 \times 0,475) + 12 \times (0,8 - 0,64)} = 10,50 \text{ cm}$$

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

$$M_{Rd} = 244,5 \times (30 - 10,50 - 0,32) + 551,3 \times \left(\frac{6,0}{2} + 5,0 + 30 - 10,5 \right) = 4.690 + 15.161$$

$$M_{Rd} = 19.851 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Sd} = 19.370 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 19.851 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

$$\text{folga} = \frac{19.851}{19.370} = 1,02\%$$

1.3.3 Disposição dos Conectores

Resistência dos conectores (pino com cabeça)

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

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

$$\frac{b_f}{h_f} = \frac{120}{50} = 2,4 > 1,5 \rightarrow R_g = 1,0$$

$$R_p = 0,60$$

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \times \frac{2,84 \times \sqrt{2,14 \times 2.607}}{1,25} = 84,85 \text{ kN} \\ \frac{1,0 \times 0,60 \times 2,84 \times 41,5}{1,25} = 56,57 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow Q_{Rd} = 56,57 \text{ kN}$$

$$n = \alpha \times \frac{F_{hd}}{Q_{Rd}} = 0,53 \times \frac{1040,2}{56,57} = 9,7 \rightarrow n = 10 \text{ conectores (entre apoio e momento máximo)}$$

1) altura dos conectores : $h_{cs} - 9 \text{ mm} \geq 4 \times d_{cs} = 4 \times 19 = 76 \text{ mm} \rightarrow h_{cs} \geq 76 \text{ mm}$

\rightarrow adotar conectores com $h_{cs} = 80 \text{ mm}$

2) cobertura superior : $t_c + h_f - \text{cobr.} = 100 - 10 = 90 \text{ mm} > h_{cs} - 9 \text{ mm} = 71 \text{ mm} \rightarrow \text{Atende!}$

3) altura do conector acima do topo da fôrma :

$$(h_{cs} - 9 \text{ mm}) - h_f = 71 - 50 = 21 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \rightarrow \text{Atende!}$$

4) espaçamento longitudinal máximo entre linha de centros de conectores :

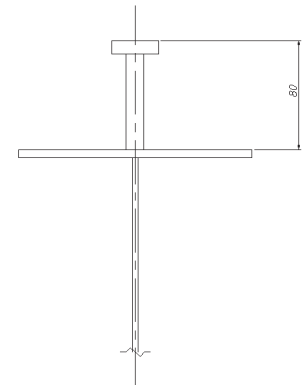
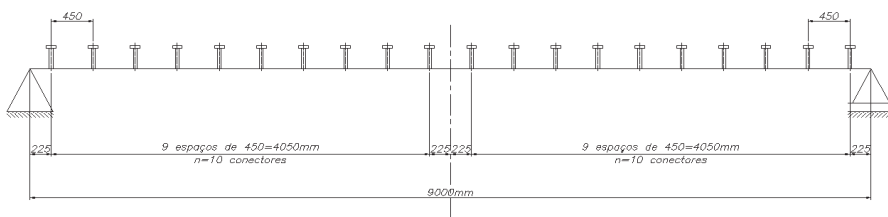
$$8 \times t_c = 8 \times 60 = 480 \text{ mm}$$

5) espaçamento longitudinal mínimo entre linha de centros de conectores :

$$6 \times d_{cs} = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$$

6) altura de concreto acima do topo da fôrma :

$$t_c = 60 \text{ mm} \geq 50 \text{ mm} \rightarrow \text{Atende!}$$



1.3.4 Limitação de Tensões (Construção não escorada)

Resistência dos conectores (pino com cabeça)

$$\rightarrow \text{Não é necessário verificar pois } \frac{h}{t_w} < 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

1.3.5 Verificação à Força Cortante

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

$$V_{Sd} = 86,09 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} : \left(\text{viga sem enrijecido r intermediária rio} \rightarrow \frac{a}{h} > 3 \rightarrow k_v = 5,00 \right)$$

$$\lambda_p = 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,46 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 58,80 < \lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{28,4}{0,475} = 59,79 < \lambda_r = 3,06 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 73,15 \rightarrow \text{Atende}$$

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \times \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \times \frac{0,6 \times A_w \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{58,80}{59,79} \times \frac{0,6 \times (28,4 \times 0,475) \times 35}{1,1} = 253,27 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 253,27 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 330,15 \text{ kN} \rightarrow \text{Atende!}$$

1.3.6 Verificação da Deformação Elástica - Considerando Cálculo Conforme Manual CBCA

1.3.6.1 Tabela com Propriedades Elásticas da seção transformada - Ações de Curta Duração

	A (cm ²)	y (cm)	A.y (cm ³)	A.y ² (cm ⁴)	I _{gx} (cm ⁴)
Laje	156,60	23,00	3.602	82.841	158
Perfil	32,70	0	0	0	5.000
Total	189,30	-	3.602	82.841	5.158

$$\alpha_E = \frac{E}{E_c} = \frac{20.000}{2607} = 7,67$$

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_E} = \frac{200}{7,67} = 26,1 \text{ cm}$$

$$w = \frac{d}{2} + h_f + t_c = \frac{30}{2} + 5,0 + 6,0 = 26,0 \text{ cm}$$

$$a = \frac{\sqrt{A_a^2 + 2 \times b_{tr} \times A_w} - A}{b_{tr}} = \frac{\sqrt{32,7^2 + 2 \times 26,1 \times (32,7 \times 26,0)} - 32,7}{26,1} = 6,91 \text{ cm} > t_c$$

$$\text{Área Transformada} = b_{tr} \times t_c = 26,1 \times 6,0 = 156,60 \text{ cm}^2$$

$$y_g = \frac{3.602}{189,30} = 19,03 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = 82.841 + 5.158 - 189,30 \times 19,03^2 = 19.446 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\eta_t} \times (I_{tr} - I_a)$$

$$I_{ef} = 5.000 + \sqrt{\frac{(56,57 \times 10)}{(32,7 \times 35)}} \times (19.446 - 5.000) = 15.156 \text{ cm}^4$$

$$W_{tr} = \frac{19.446}{19,03 + 15} = 571 \text{ cm}^3$$

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\eta_t} \times (W_{tr} - W_a)$$

$$W_{ef} = 333 + \sqrt{\frac{(56,57 \times 10)}{(32,7 \times 35)}} \times (571 - 333) = 500 \text{ cm}^3$$

1.3.6.2 Tabela com Propriedades Elásticas da seção transformada - Ações de Longa Duração

	A (cm ²)	y (cm)	A.y (cm ³)	A.y ² (cm ⁴)	I _{gx} (cm ⁴)
Laje	53,40	23,00	1.228	28.249	127
Perfil	32,70	0	0	0	5.000
Total	86,10	-	1.228	28.249	5.127

$$\alpha_E = \frac{E}{E_c} = \frac{20.000}{\left(\frac{2607}{3}\right)} = 22,47$$

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_E} = \frac{200}{22,47} = 8,90 \text{ cm}$$

$$w = \frac{d}{2} + h_f + t_c = \frac{30}{2} + 5,0 + 6,0 = 26,0 \text{ cm}$$

$$a = \frac{\sqrt{A_a^2 + 2 \times b_{tr} \times A_w} - A}{b_{tr}} = \frac{\sqrt{32,7^2 + 2 \times 8,90 \times (32,7 \times 26,0)} - 32,7}{8,90} = 10,63 \text{ cm} > t_c$$

$$\text{Área Transformada} = b_{tr} \times t_c = 8,9 \times 6,0 = 53,40 \text{ cm}^2$$

$$y_g = \frac{1.228}{86,10} = 14,26 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = 28.249 + 5.127 - 86,10 \times 14,26^2 = 15.868 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\eta_t} \times (I_{tr} - I_a)$$

$$I_{ef} = 5.000 + \sqrt{\frac{(56,57 \times 10)}{(32,7 \times 35)}} \times (15.868 - 5.000) = 12.641 \text{ cm}^4$$

$$W_{tr} = \frac{15.868}{14,26 + 15} = 542 \text{ cm}^3$$

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\eta_t} \times (W_{tr} - W_a)$$

$$W_{ef} = 333 + \sqrt{\frac{(56,57 \times 10)}{(32,7 \times 35)}} \times (542 - 333) = 480 \text{ cm}^3$$

1.3.6.3 Cálculo da Flecha antes da Cura - Só carga Permanente

$$\delta_{CP1} = \frac{5 \times q_{CP1} \times L^4}{384 \times E \times I_a}$$

$$q_{CP1} = 4,41 \text{ kN/m} = 0,0441 \text{ kN/cm}$$

$$\delta_{CP1} = \frac{5 \times 0,0441 \times 900^4}{384 \times 20.000 \times 5.000} = 3,77 \text{ cm}$$

1.3.6.4 Cálculo da Flecha depois da Cura - Ações de Curta Duração

$$\delta_{CP2} = \frac{5 \times q_{CP2} \times L^4}{384 \times E \times I_{ef}}$$

$$q_{CP2} = 6,0 \text{ kN/m} = 0,060 \text{ kN/cm}$$

$$\delta_{CP2} = \frac{5 \times 0,060 \times 900^4}{384 \times 20.000 \times 15.156} = 1,69 \text{ cm}$$

1.3.6.5 Cálculo da Flecha depois da Cura - Ações de Longa Duração

$$\delta_{CP3} = \frac{5 \times q_{CP3} \times L^4}{384 \times E \times I_{ef}}$$

$$q_{CP3} = 3,0 \text{ kN/m} = 0,030 \text{ kN/cm}$$

$$\delta_{CP3} = \frac{5 \times 0,030 \times 900^4}{384 \times 20.000 \times 12.641} = 1,01 \text{ cm}$$

1.3.6.6 Flecha Total

$$\delta_t = \delta_{CP1} + \delta_{CP2} + \delta_{CP3} = 3,77 + 1,69 + 1,01 = 6,47 \text{ cm}$$

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

→ Aplicar contra flecha de $\delta_{CF} = 4,47 \text{ cm}$

$$\delta_t = 2,00 \text{ cm} < \delta_{adm} = 2,57 \text{ cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

1.3.7 Verificação da Tensão de Serviço

$$\frac{M_{CP1}}{W_a} + \frac{M_{CP2}}{W_{ef}} + \frac{M_{CP3}}{W_{ef}} \leq f_y$$

$$q_{CP1} = 4,41 \text{ kN/m}$$

$$M_{CP1} = \frac{4,41 \times 9^2}{8} = 44,65 \text{ kN/m} = 4.465 \text{ kN/cm}$$

$$q_{CP2} = 6,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{CP2} = \frac{6,0 \times 9^2}{8} = 60,75 \text{ kN/m} = 6.075 \text{ kN/cm}$$

$$q_{CP3} = 3,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{CP3} = \frac{3,0 \times 9^2}{8} = 30,38 \text{ kN/m} = 3.038 \text{ kN/cm}$$

$$\frac{4.465}{333} + \frac{6.075}{500} + \frac{3.038}{480} \leq 31,89 \text{ kN/cm}^2 \leq f_y = 35,00 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \text{Atende!}$$

1.4 Verificação do perfil VMP1

1.4.1 Perfil VMP1

Adotando Perfil VS 450x83,0

PERFIS SOLDADOS SÉRIE VS NBR 5884	MASSA LINEAR m kg/m	ÁREA cm ²	ALT. d mm	ALMA		ABAS		EIXO X - X				EIXO Y - Y			
				t _w mm	h mm	t _f mm	b _f mm	I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	Z _y cm ³
VS 450 x 83	83,5	106,3	450	6,30	418	16,0	250	41523	1845	19,76	2011	4168	333	6,26	504

1.4.2 Verificação ao Momento Fleter na Viga VMP1

1.4.2.1A Antes da Cura do Concreto (viga de aço isolada)

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

$$M_{Sd} = 29.126 \text{ kN.cm (durante a construção)}$$

$$M_{Rd} :$$

* FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{41,8}{0,63} = 66,35 < \lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 89,88 \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

* FLM

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{25,0}{2 \times 1,60} = 7,81 < \lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 9,08 \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{Z_x \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{2.011 \times 35}{1,1} = 63.986 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Sd} = 29.126 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 63.986 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

1.4.2.1B Após a Cura do Concreto (viga mista)

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

$$M_{Sd} = 68.872 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} :$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{41,8}{0,63} = 66,35 < \lambda_p = 3,6 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,6 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 86,05 \rightarrow \text{Plastificação}$$

– Interação completa

$$C_{cd} = 0,85 \times f_{cd} \times b \times t_c = 0,85 \times 2,14 \times 200 \times 6,0 = 2.182,8 \text{ kN}$$

$$T_{ad} = A_a \times f_{yd} = 106,3 \times 31,81 = 3.381,0 \text{ kN}$$

$$A_a \times f_{yd} > 0,85 \times f_{cd} \times b \times t_c \rightarrow \text{LNP na Viga de Aço}$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} \times (A_a \times f_{yd} - C_{cd}) = \frac{1}{2} \times (3.381,0 - 2.182,8) = 599,1 \text{ kN}$$

$$A_{fs} \times f_{yd} = (25 \times 1,6) \times 31,81 = 1.272,0 \text{ kN}$$

$$C_{ad} < A_{fs} \times f_{yd} \rightarrow \text{LNP na mesa superior da Viga de Aço}$$

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{fs} \times f_{yd}} \times t_f = \frac{599,1}{1.272,0} \times 1,6 = 0,76 \text{ cm}$$

$$y_c = \frac{y_p}{2} = \frac{0,76}{2} = 0,38 \text{ cm}$$

$$y_i = \frac{\left(b_f \times t_f \times \frac{t_f}{2} \right) + h_w \times t_w \times \left(\frac{h_w}{2} + t_f \right) + b_f \times (t_f - y_p) \times \left[\frac{(t_f - y_p)}{2} + h_w + t_f \right]}{(b_f \times t_f) + (h_w \times t_w) + b_f \times (t_f - y_p)}$$

$$y_i = \frac{\left(25 \times 1,6 \times \frac{1,6}{2} \right) + 41,8 \times 0,63 \times \left(\frac{41,8}{2} + 1,6 \right) + 25 \times (1,6 - 0,76) \times \left[\frac{(1,6 - 0,76)}{2} + 41,8 + 1,6 \right]}{(25 \times 1,6) + (41,8 \times 0,63) + 25 \times (1,6 - 0,76)} = 17,69 \text{ cm}$$

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

$$M_{Rd} = 599,1 \times (45 - 17,69 - 0,38) + 2.182,8 \times \left(\frac{6}{2} + 5 + 45 - 17,69 \right) = 16.134 + 77.075$$

$$M_{Rd} = 93.209 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Sd} = 68.872 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 93.209 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

$$\text{folga} = \frac{93.209}{68.872} = 1,35$$

→ O momento resistente é maior que o momento atuante de cálculo, portanto é possível utilizar interação parcial.

- Interação Parcial

• Força atuante nos conectores

$$F_{hd} \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,85 \times f_{cd} \times b \times t_c = 0,85 \times 2,14 \times 200 \times 6,0 = 2.182,8 \text{ kN} \\ T_{ad} = A_a \times f_{yd} = 106,3 \times 31,81 = 3.381,0 \text{ kN} \end{array} \right\} \rightarrow F_{hd} = 2.182,8 \text{ kN}$$

• Grau de interação da viga mista

- para $A_{mi} = A_{ms}$:

$$\alpha_{\min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{E}{578 \times f_y} (0,75 - 0,03 \times L_e) = 1 - \frac{20.000}{578 \times 35} (0,75 - 0,03 \times 8) = 0,51 \\ 0,40 \end{array} \right\} \rightarrow \alpha = 0,51$$

- Nova verificação ao momento fletor

$$C_{cd} = \alpha \times F_{hd} = 0,51 \times 2.182,8 = 1.113,0 \text{ kN}$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} \times (A_a \times f_{yd} - C_{cd}) = \frac{1}{2} \times (3.381,0 - 1.113,0) = 1.134,0 \text{ kN}$$

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85 \times f_{cd} \times b} = \frac{1.113,0}{0,85 \times 2,14 \times 200} = 3,06 \text{ cm}$$

$$A_{fs} \times f_{yd} = (25 \times 1,6) \times 31,81 = 1.272,0 \text{ kN}$$

$C_{ad} < A_{fs} \times f_{yd} \rightarrow$ LNP na mesa superior da Viga de aço

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{fs} \times f_{yd}} \times t_f = \frac{1.134,0}{1.272,0} \times 1,6 = 1,42 \text{ cm}$$

$$y_c = \frac{y_p}{2} = \frac{1,42}{2} = 0,71 \text{ cm}$$

$$y_i = \frac{\left(b_f \times t_f \times \frac{t_f}{2} \right) + h_w \times t_w \times \left(\frac{h_w}{2} + t_f \right) + b_f \times (t_f - y_p) \times \left[\frac{(t_f - y_p)}{2} + h_w + t_f \right]}{(b_f \times t_f) + (h_w \times t_w) + b_f \times (t_f - y_p)}$$

$$y_i = \frac{\left(25 \times 1,6 \times \frac{1,6}{2} \right) + 41,8 \times 0,63 \times \left(\frac{41,8}{2} + 1,6 \right) + 25 \times (1,6 - 1,42) \times \left[\frac{(1,6 - 1,42)}{2} + 41,8 + 1,6 \right]}{(25 \times 1,6) + (41,8 \times 0,63) + 25 \times (1,6 - 1,42)} = 11,58 \text{ cm}$$

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

$$M_{Rd} = 1.134,0 \times (45 - 11,58 - 0,71) + 1.113,0 \times \left(\frac{6}{2} + 5 + 45 - 11,58 \right) = 37.093 + 46.100$$

$$M_{Rd} = 83.193 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Sd} = 68.872 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 83.193 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

$$\text{folga} = \frac{83.193}{68.872} = 1,2\%$$

1.4.2.2 Disposição dos Conectores

Resistência dos conectores (pino com cabeça)

$$Q_{Rd} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} \times \frac{A_{cs} \times \sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_{cs}} \\ \frac{R_g \times R_p \times A_{cs} \times f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \end{array} \right.$$

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

$$\frac{b_f}{h_f} = \frac{140}{75} = 1,87 > 1,5 \rightarrow R_g = 1,0$$

$$R_p = 0,75$$

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \times \frac{2,84 \times \sqrt{2,14 \times 2,607}}{1,25} = 84,85 \text{ kN} \\ \frac{1,0 \times 0,75 \times 2,84 \times 41,5}{1,25} = 70,72 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow Q_{Rd} = 70,72 \text{ kN}$$

$$n = \alpha \times \frac{F_{hd}}{Q_{Rd}} = 0,51 \times \frac{2.182,8}{70,72} = 15,7 \rightarrow n = 16 \text{ conectores (entre apoio e momento máximo)}$$

1) Altura dos conectores : $h_{cs} - 9 \text{ mm} \geq 4 \times d_{cs} = 4 \times 19 = 76 \text{ mm} \rightarrow h_{cs} \geq 85 \text{ mm}$

\rightarrow adotar conectores com $h_{cs} = 125 \text{ mm}$

2) cobertura superior : $t_c + h_f - \text{cobr.} = 160 - 10 = 150 \text{ mm} > h_{cs} - 9 \text{ mm} = 116 \text{ mm} \rightarrow \text{Atende!}$

3) altura do conector acima do topo da fôrma :

$$(h_{cs} - 9 \text{ mm}) - h_f = 116 - 75 = 41 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \rightarrow \text{Atende!}$$

4) espaçamento o longitudinal al máximo entre linha de centros de conectores :

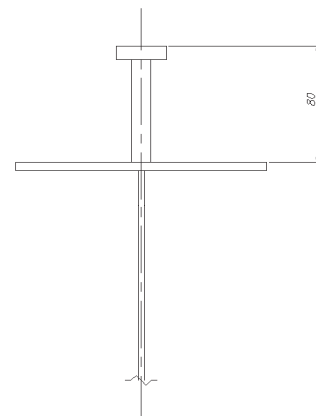
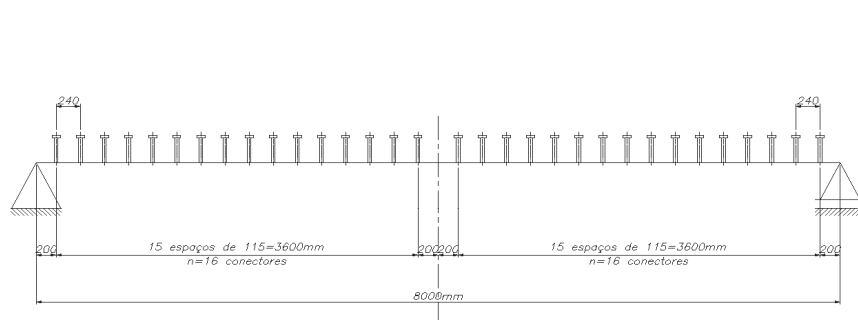
$$8 \times t_c = 8 \times 85 = 680 \text{ mm}$$

5) espaçamento o longitudinal al mínimo entre linha de centros de conectores :

$$6 \times d_{cs} = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$$

6) altura de concreto acima do topo da fôrma :

$$t_c = 85 \text{ mm} \geq 50 \text{ mm} \rightarrow \text{Atende!}$$



1.4.2.3 Limitação de Tensões (Construção não escorada)

Resistência dos conectores (pino com cabeça)

\rightarrow Não é necessário verificar pois $\frac{h}{t_w} < 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

1.4.2.4 Verificação à Força Cortante

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

$$V_{Sd} = 258,27 \text{ kN}$$

V_{Rd} : (viga sem enrijecido e intermediária rio $\rightarrow \frac{a}{h} > 3 \rightarrow k_v = 5,00$)

$$\lambda_p = 2,46 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,46 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 58,80 < \lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{41,8}{0,63} = 66,35 < \lambda_r = 3,06 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 73,15 \rightarrow \text{Atende}$$

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \times \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \times \frac{0,6 \times A_w \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{58,80}{66,35} \times \frac{0,6 \times (41,8 \times 0,63) \times 35}{1,1} = 502,74 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 258,27 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 502,74 \text{ kN} \rightarrow \text{Atende!}$$

1.4.2.5 Estado Limite de Serviço

1.4.2.5.1 Tabela com Propriedades Elásticas da seção transformada - Ações de Curta Duração

	A (cm ²)	y (cm)	A.y (cm ³)	A.y ² (cm ⁴)	I _{gx} (cm ⁴)
Laje	156,60	30,50	4.776	145.677	1.114
Perfil	106,30	0	0	0	41.523
Total	262,90	-	4.776	145.677	42.637

$$\alpha_E = \frac{E}{E_c} = \frac{20.000}{2607} = 7,67$$

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_E} = \frac{200}{7,67} = 26,1 \text{ cm}$$

$$w = \frac{d}{2} + h_f + t_c = \frac{45}{2} + 5,0 + 6,0 = 33,5 \text{ cm}$$

$$a = \frac{\sqrt{A_a^2 + 2 \times b_{tr} \times A_w} - A_a}{b_{tr}} = \frac{\sqrt{106,3^2 + 2 \times 26,1 \times (106,3 \times 33,5)} - 106,3}{26,1} = 12,94 \text{ cm} > t_c$$

$$\text{Área Transformada} = b_{tr} \times t_c = 26,1 \times 6,0 = 156,60 \text{ cm}^2$$

$$y_g = \frac{4.776}{262,90} = 18,16 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = 145.677 + 42.637 - 262,90 \times 18,16^2 = 101.613 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\eta_t} \times (I_{tr} - I_a)$$

$$I_{ef} = 41.523 + \sqrt{\frac{(70,72 \times 16)}{(106,3 \times 35)}} \times (101.613 - 41.523) = 74.661 \text{ cm}^4$$

$$W_{tr} = \frac{101.613}{18,16 + 22,5} = 2.499 \text{ cm}^3$$

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\eta_i} \times (W_{tr} - W_a)$$

$$W_{ef} = 1.845 + \sqrt{\frac{(70,72 \times 16)}{(106,3 \times 35)}} \times (2.499 - 1.845) = 2.206 \text{ cm}^3$$

1.4.2.5.2 Tabela com Propriedades Elásticas da seção transformada - Ações de Longa Duração

	A (cm ²)	y (cm)	A.y (cm ³)	A.y ² (cm ⁴)	I _{gr} (cm ⁴)
Laje	53,40	30,50	1.629	49.675	799
Perfil	106,30	0	0	0	41.523
Total	159,70	-	1.629	49.675	42.322

$$\alpha_E = \frac{E}{E_c} = \frac{20.000}{\left(\frac{2607}{3}\right)} = 22,47$$

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_E} = \frac{200}{22,47} = 8,90 \text{ cm}$$

$$w = \frac{d}{2} + h_f + t_c = \frac{45}{2} + 5,0 + 6,0 = 33,5 \text{ cm}$$

$$a = \frac{\sqrt{A_a^2 + 2 \times b_{tr} \times A_w} - A}{b_{tr}} = \frac{\sqrt{106,3^2 + 2 \times 8,90 \times (106,3 \times 33,5)} - 106,3}{8,90} = 18,76 \text{ cm} > t_c$$

$$\text{Área Transformada} = b_{tr} \times t_c = 8,9 \times 6,0 = 53,40 \text{ cm}^2$$

$$y_g = \frac{1.629}{159,70} = 10,20 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = 49.675 + 42.322 - 159,70 \times 10,20^2 = 75.382 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\eta_i} \times (I_{tr} - I_a)$$

$$I_{ef} = 41.523 + \sqrt{\frac{(70,72 \times 16)}{(106,3 \times 35)}} \times (75.382 - 41.523) = 60.196 \text{ cm}^4$$

$$W_{tr} = \frac{75.382}{10,20 + 22,5} = 2.305 \text{ cm}^3$$

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\eta_i} \times (W_{tr} - W_a)$$

$$W_{ef} = 1.845 + \sqrt{\frac{(70,72 \times 16)}{(106,3 \times 35)}} \times (2.305 - 1.845) = 2.099 \text{ cm}^3$$

1.4.2.5.3 Cálculo da Flecha antes da Cura - Só carga Permanente

$$\delta_{CP1} = \frac{63 \times P_{cp1} \times L^3}{1.000 \times E \times I_a}$$

$$q_{CP1} = 72,81 \text{ kN}$$

$$\delta_{CP1} = \frac{63 \times 72,81 \times 800^3}{1.000 \times 20.000 \times 41.523} = 2,83 \text{ cm}$$

1.4.2.5.4 Cálculo da Flecha depois da Cura - Ações de Curta Duração

$$\delta_{CP2} = \frac{63 \times P_{cp2} \times L^3}{1.000 \times E \times I_{ef}}$$

$$q_{CP2} = 6,0 \text{ kN} / \text{m} = \frac{6,0 \times 8}{2} = 24,0 \times 2 = 48,0 \text{ kN} = P_{CP2}$$

$$\delta_{CP2} = \frac{63 \times 48,0 \times 800^3}{1.000 \times 20.000 \times 74.661} = 1,04 \text{ cm}$$

1.4.2.5.5 Cálculo da Flecha depois da Cura - Ações de Longa Duração

$$\delta_{CP3} = \frac{63 \times P_{cp3} \times L^3}{1.000 \times E \times I_{ef}}$$

$$q_{CP3} = 3,0 \text{ kN} / \text{m} = \frac{3,0 \times 8}{2} = 12,0 \times 2 = 24,0 \text{ kN} = P_{CP3}$$

$$\delta_{CP3} = \frac{63 \times 24,0 \times 800^3}{1.000 \times 20.000 \times 60.196} = 0,64 \text{ cm}$$

1.4.2.5.6 Flecha Total

$$\delta_t = \delta_{CP1} + \delta_{CP2} + \delta_{CP3} = 2,83 + 1,04 + 0,64 = 4,51 \text{ cm}$$

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

→ Aplicar contra flecha de $\delta_{CF} = 2,51 \text{ cm}$

$$\delta_t = 2,00 \text{ cm} < \delta_{adm} = 2,29 \text{ cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

1.4.2.6 Verificação da Tensão de Serviço

$$\frac{M_{CP1}}{W_a} + \frac{M_{CP2}}{W_{ef}} + \frac{M_{CP3}}{W_{ef}} \leq f_y$$

$$q_{CP1} = 72,81kN$$

$$M_{CP1} = \frac{72,81 \times 8}{3} = 194,16kN / m = 19.416kN / cm$$

$$q_{CP2} = 48,0kN$$

$$M_{CP2} = \frac{48,0 \times 8}{3} = 128,0kN / m = 12.800kN / cm$$

$$q_{CP3} = 24,0kN$$

$$M_{CP3} = \frac{24,0 \times 8}{3} = 64,0kN / m = 6.400kN / cm$$

$$\frac{19.416}{1.845} + \frac{12.800}{2.206} + \frac{6.400}{2.099} \leq 19,37kN / cm^2 \leq f_y = 35,00kN / cm^2 \rightarrow \text{Atende!}$$

1.5 Resumo das Vigas e Esboço

1.5.1 Perfil VMS

Adotando Perfil VS 300x26,0

PERFIS SOLDADOS SÉRIE VS NBR 5884	MASSA LINEAR m kg/m	ÁREA cm ²	ALT. d mm	ALMA		ABAS		EIXO X - X				EIXO Y - Y			
				t _w mm	h mm	t _f mm	b _f mm	I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	Z _y cm ³
VS 300 x 26	25,7	32,7	300	4,75	284	8,0	120	5000	333	12,37	376	231	38	2,66	59

1.5.2 Perfil VMP2

Adotando Perfil VS 300x26,0

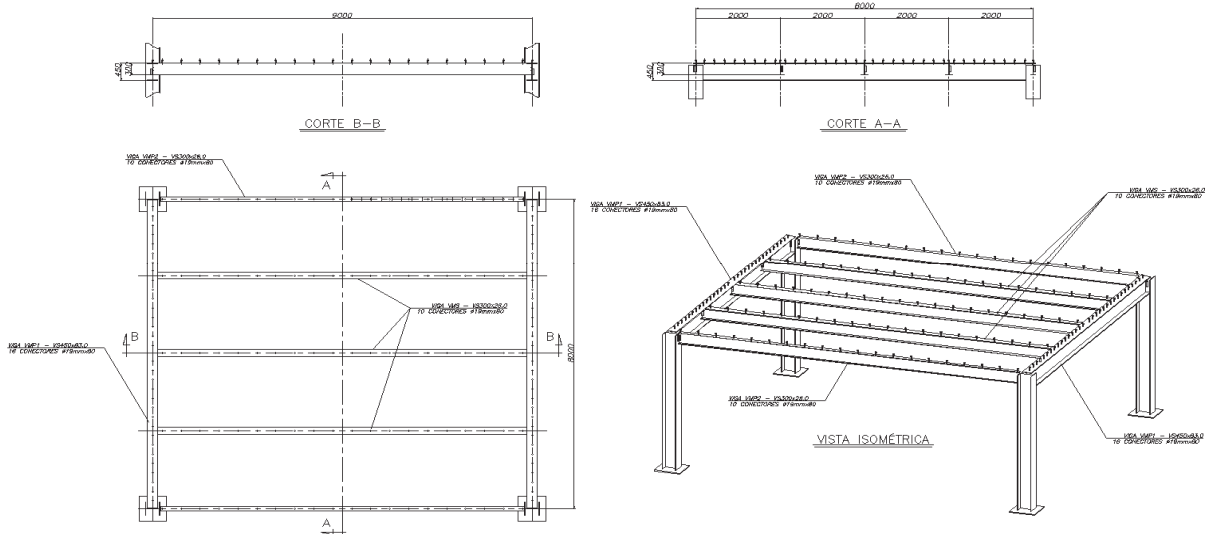
PERFIS SOLDADOS SÉRIE VS NBR 5884	MASSA LINEAR m kg/m	ÁREA cm ²	ALT. d mm	ALMA		ABAS		EIXO X - X				EIXO Y - Y			
				t _w mm	h mm	t _f mm	b _f mm	I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	Z _y cm ³
VS 300 x 26	25,7	32,7	300	4,75	284	8,0	120	5000	333	12,37	376	231	38	2,66	59

1.5.3 Perfil VMP1

Adotando Perfil VS 450x83,0

PERFIS SOLDADOS SÉRIE VS NBR 5884	MASSA LINEAR m kg/m	ÁREA cm ²	ALT. d mm	ALMA		ABAS		EIXO X - X				EIXO Y - Y			
				t _w mm	h mm	t _f mm	b _f mm	I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	Z _y cm ³
VS 450 x 83	83,5	106,3	450	6,30	418	16,0	250	41523	1845	19,76	2011	4168	333	6,26	504

1.6 Esboço

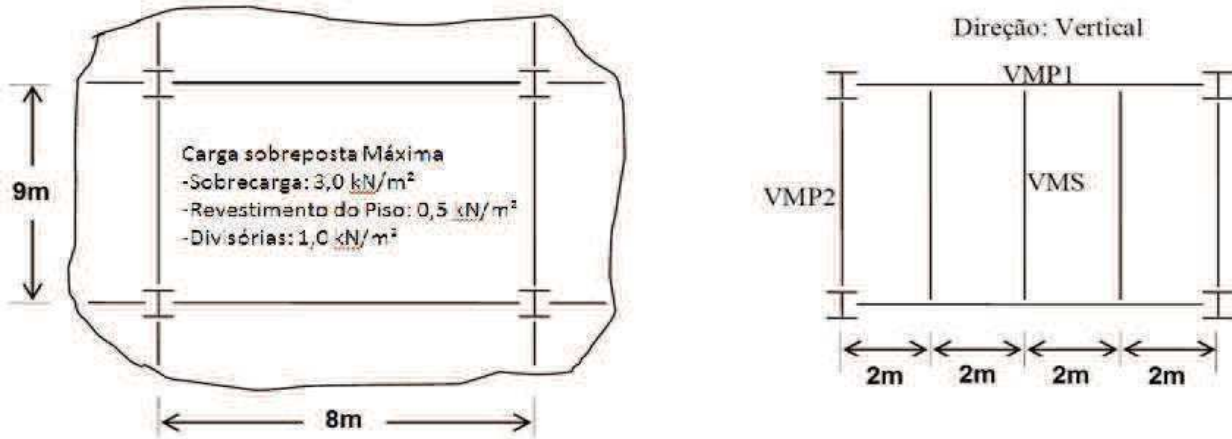


HIPOTESE 2

Cálculo da laje mista:

Adotando a solução mais econômica. Verificação completa das vigas ao momento fletor e cortante, para cada solução possível. Identificar os esforços a serem transmitidos. Comparar o peso próprio de laje adotado com valor dimensionado.

DIMENSÕES INICIAIS DO PISO TÍPICO DO EDIFÍCIO E DA DIREÇÃO E ESPAÇAMENTO DAS VIGAS SECUNDÁRIAS



2.0 - Critérios de Dimensionamento:

1º) Menor Peso de Chapa de Aço, definido em função da espessura de chapa.

2º) Menor comprimento total das vigas secundárias, independente dos perfis a serem utilizados nessas vigas.

3º) Menor Peso próprio do sistema, valor apresentado nas tabelas, que praticamente corresponde ao peso de concreto da laje.

TABELA DE CARGAS E VÃOS MÁXIMOS - MF-50

Tabela de cargas e vão máximos - MF-50

Lajes de Piso	Altura total da laje (mm)	Espessura Steel Deck (mm)	Vãos Máximos sem Escoramento	Peso Próprio (kN/m²)	M. Inércia Laje Mista (10^6 mm^4)	Vãos Máximos sem Escoramento (mm)																	
						1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600	2700	2800	2900	3000	3100	3200			
Lajes de Piso	100	0.80	2.050	2.800	900	1.85	5.25	9.31	9.14	7.14	6.26	5.54	4.98	4.32	3.82	3.36	3.18	2.99	2.63	2.32	2.03	1.76	1.54
	0.95	2.550	3.150	3.250	1.100	1.86	5.81	11.69	10.24	8.01	7.06	7.04	6.25	5.55	4.84	4.40	4.15	3.92	3.49	3.10	2.75	2.44	2.16
	1.25	3.200	3.800	3.800	1.450	1.89	6.26	16.43	14.45	12.76	11.31	10.06	8.97	8.02	7.18	6.44	6.19	5.78	5.19	4.67	4.19	3.77	3.38

TABELA DE CARGAS E VÃOS MÁXIMOS - MF-75

Tabela de cargas e vão máximos - MF-75

Lajes de Piso	Altura total da laje (mm)	Espessura Steel Deck (mm)	Vãos Máximos sem Escoramento	Peso Próprio (kN/m²)	M. Inércia Laje Mista (10^6 mm^4)	Vãos Máximos sem Escoramento (mm)																		
						2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600	2700	2800	2900	3000	3150	3300	3500	3750	4.000			
Lajes de Piso	130	0.80	2.950	3.200	3.300	1.150	2.27	10.66	11.87	10.56	9.42	8.43	7.56	6.79	6.11	5.51	4.96	4.47	4.03	3.45	2.94	2.37	1.77	1.29
	0.95	3.000	3.650	3.750	1.350	2.28	11.34	14.19	12.69	11.38	10.25	9.25	8.36	7.58	6.88	6.25	5.69	5.18	4.51	3.92	3.26	2.56	2.00	1.42
	1.25	3.650	4.300	4.400	1.650	2.32	12.74	18.89	16.94	15.31	13.88	12.62	11.50	10.51	9.63	8.84	8.13	7.48	6.83	6.08	5.33	4.15	3.42	2.60

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

$$V_{\tilde{a}o} = \frac{8}{n+1}, \text{ onde } n \text{ é o numero de vigas secundária s}$$

$$-3 \text{ vigas secundária s : } V_{\tilde{a}o} = \frac{8}{3+1} = 2m$$

→Considerando-se as lajes de piso que oferecem resistências suficiente à carga sobreposta aplicada, a condição de construção sem escoramento e espessura de chapa=0,8mm

Steel Deck	Espe. laje (mm)	Espe. chapa (mm)	Comp. Total Vigas Sec. (m)	Carga Sobre. Máx. (kN/m²)	Peso Próprio (kN/m²)
MF-50	110	0,8	3 x 9 m = 27 m	8,10	2,08
MF-50	120	0,8	3 x 9 m = 27 m	9,06	2,32
MF-50	130	0,8	3 x 9 m = 27 m	10,02	2,55
MF-50	140	0,8	3 x 9 m = 27 m	10,99	2,79

→4 Vigas Secundárias: como já se obteve, para situação com 3 vigas secundárias, soluções com forma de menor espessura, o que satisfaz o 1º critério, aumentar o número de vigas secundárias seria contra o 2º critério.

→Segundo os critérios estabelecidos:

1º) Menor Peso de Chapa de Aço: da espessura da chapa = 0,8mm

Steel Deck	Espe. laje (mm)	Espe. chapa (mm)	Vão (m)	Comp. Total Vigas Sec. (m)	Carga Sobre. Máx. (kN/m ²)	Peso Próprio (kN/m ²)
MF-50	110	0,8	2,0	3 x 9 m = 27 m	8,10	2,08
MF-50	100	0,8	1,6	4 x 9 m = 36 m	9,31	1,85

2º) Menor comprimento total das vigas secundárias: 27 m

3º) Menor Peso proprio do sistema: 2,08 kN/m²

Portanto, para colocação das vigas secundárias na direção do menor vão, a melhor solução é a laje MF-50 com espessura de 110mm, t_c=6,0cm h_r=5,0cm, espessura de forma 0,8mm, peso proprio de 2,08 kN/m², cujo valor da carga sobreposta máxima é 8,10 kN/m², superior a carga considerada 4,50 kN/m². Vão 2,0m.

2.1 Resumo das Vigas

Dimensionamento das vigas possui os mesmos carregamentos para hipótese 1, portanto:

2.1.1 Perfil VMS

Adotando Perfil VS 300x26,0

PERFIS SOLDADOS SÉRIE VS NBR 5884	MASSA LINEAR m kg/m	ÁREA cm ²	ALT. d mm	ALMA		ABAS		EIXO X - X				EIXO Y - Y			
				t _w mm	h mm	t _f mm	b _f mm	I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	Z _y cm ³
VS 300 x 26	25,7	32,7	300	4,75	284	8,0	120	5000	333	12,37	376	231	38	2,66	59

2.1.2 Perfil VMP2

Adotando Perfil VS 300x26,0

PERFIS SOLDADOS SÉRIE VS NBR 5884	MASSA LINEAR m kg/m	ÁREA cm ²	ALT. d mm	ALMA		ABAS		EIXO X - X				EIXO Y - Y			
				t _w mm	h mm	t _f mm	b _f mm	I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	Z _y cm ³
VS 300 x 26	25,7	32,7	300	4,75	284	8,0	120	5000	333	12,37	376	231	38	2,66	59

2.1.3 Perfil VMP1

Adotando Perfil VS 450x83,0

PERFIS SOLDADOS SÉRIE VS NBR 5884	MASSA LINEAR m kg/m	ÁREA cm ²	ALT. d mm	ALMA		ABAS		EIXO X - X				EIXO Y - Y			
				t _w mm	h mm	t _f mm	b _f mm	I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	Z _y cm ³
VS 450 x 83	83,5	106,3	450	6,30	418	16,0	250	41523	1845	19,76	2011	4168	333	6,26	504

2.2 - Modificação dos Esforços solicitantes: Considerando: perfil VS350x30, Laje MF-75 espessura de 140mm, 2 vigas secundárias na direção do menor vão, peso próprio 2,5kN/m²

2.2A Esforços Solicitantes na Viga VMS=VMP2

Combinação na fase de construção:

-Carga Permanente:

$$q_{CPe, Sd} = 1,25 \times q_{CPe} + 1,15 \times q_{CPa} = 1,25 \times (2,50 \times 2,7) + 1,15 \times (0,25) = 1,25 \times 6,75 + 1,15 \times 0,25 = 8,73 \text{ kN / m}$$

$$V_{CPe, Sd} = \frac{q_{CPe, Sd} \times L}{2} = \frac{8,73 \times 9}{2} = 39,29 \text{ kN}$$

$$M_{CPe, Sd} = \frac{q_{CPe, Sd} \times L^2}{8} = \frac{8,73 \times 9^2}{8} = 88,39 \text{ kN.m} = 8.839 \text{ kN.cm}$$

-Sobrecarga:

$$q_{SCe, Sd} = 1,30 \times (q_{SCd}) = 1,30 \times (1,0 \times 2,7) = 3,51 \text{ kN / m}$$

$$V_{SCe, Sd} = \frac{q_{SCe, Sd} \times L}{2} = \frac{3,51 \times 9}{2} = 15,80 \text{ kN}$$

$$M_{SCe, Sd} = \frac{q_{SCe, Sd} \times L^2}{8} = \frac{3,51 \times 9^2}{8} = 35,54 \text{ kN.m} = 3.554 \text{ kN.cm}$$

2.2B Esforços Solicitantes na Viga VMS=VMP2

Combinação normal: (durante a vida útil da estrutura)

-Carga Permanente:

$$q_{CP, Sd} = 1,4 \times q_{CPp} + 1,4 \times q_{CPd} + 1,35 \times q_{CPe} + 1,25 \times q_{CPa} = 1,4 \times (0,5 \times 2,7) + 1,4 \times (1,0 \times 2,7) + 1,35 \times (2,50 \times 2,7) + 1,25 \times 0,25 = 15,10 \text{ kN / m}$$

$$V_{CP, Sd} = \frac{q_{CP, Sd} \times L}{2} = \frac{15,10 \times 9}{2} = 67,95 \text{ kN}$$

$$M_{CP, Sd} = \frac{q_{CP, Sd} \times L^2}{8} = \frac{15,10 \times 9^2}{8} = 152,89 \text{ kN.m} = 15.289 \text{ kN.cm}$$

-Sobrecarga:

$$q_{SC, Sd} = 1,5 \times (q_{SCe}) = 1,5 \times (3,0 \times 2,7) = 12,15 \text{ kN / m}$$

$$V_{SC, Sd} = \frac{q_{SC, Sd} \times L}{2} = \frac{12,15 \times 9}{2} = 54,68 \text{ kN}$$

$$M_{SC, Sd} = \frac{q_{SC, Sd} \times L^2}{8} = \frac{12,15 \times 9^2}{8} = 123,02 \text{ kN.m} = 12.302 \text{ kN.cm}$$

2.3 Esforços Solicitantes na Viga VMP1

Combinação na fase de construção:

$$q_{CP, Sd} = q_{CPp, Sd} + q_{SCe, Sd} = 8,73 + 3,51 = 12,24 \text{ kN}$$

$$V_{VMS} = \left(\frac{12,24 \times 9}{2} \right) \times 2 = (55,08) \times 2 = 110,16 \text{ kN (2x)}$$

$$V_{CP, Sd} = \frac{V_{VMS} \times 2}{2} = \frac{110,16 \times 2}{2} = 110,16 \text{ kN}$$

$$M_{CP, Sd} = V_{CP, Sd} \times 4 - V_{VMS} \times 1,35 = 110,16 \times 4 - 110,16 \times 1,35 = 291,92 \text{ kN.m} = 29.192 \text{ kN.cm}$$

Combinação normal: (durante a vida útil da estrutura)

$$V_{VMS} = V_{CP, Sd} + V_{SC, Sd} = (67,95 + 54,68) \times 2 = (122,63) \times 2 = 245,26 \text{ kN (2x)}$$

$$V_{CP, Sd} = \frac{V_{VMS} \times 2}{2} = \frac{245,26 \times 2}{2} = 245,26 \text{ kN}$$

$$M_{CP, Sd} = V_{CP, Sd} \times 4 - V_{VMS} \times 1,35 = 245,26 \times 4 - 245,26 \times 1,35 = 649,94 \text{ kN.m} = 64.994 \text{ kN.cm}$$

2.3.1 Verificação ao Momento Fletor na Viga VMS=VMP2

2.3.1.1 Perfil VMS=VMP2

Adotando Perfil VS 350x30,0

PERFIS SOLDADOS SÉRIE VS NBR 5884	MASSA LINEAR m kg/m	ÁREA cm ²	ALT. d mm	ALMA		ABAS		EIXO X - X				EIXO Y - Y			
				t _w mm	h mm	t _f mm	b _f mm	I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	Z _y cm ³
VS 350 x 30	30,0	38,3	350	4,75	334	8,0	140	8026	459	14,48	516	366	52	3,09	80

2.3.1A Antes da Cura do Concreto (viga de aço isolada)

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

$$M_{Sd} = 8.839 + 3.554 = 12.393 \text{ kN.cm (durante a construção)}$$

$$M_{Rd} :$$

* FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{33,4}{0,475} = 70,32 < \lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 89,88 \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

* FLM

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{14,0}{2 \times 0,8} = 8,75 < \lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 9,08 \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{Z_x \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{516 \times 35}{1,1} = 16.418 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Sd} = 12.393 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 16.418 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

2.3.1B Após a Cura do Concreto (viga mista)

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

$$M_{Sd} = 15.289 + 12.302 = 27.591 \text{ kN.cm}$$

M_{Rd} :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{33,4}{0,475} = 70,32 < \lambda_p = 3,6 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,6 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 86,05 \rightarrow \text{Plastificação}$$

– Interação completa

$$C_{cd} = 0,85 \times f_{cd} \times b \times t_c = 0,85 \times 2,14 \times 300 \times 6,5 = 3.547,0 \text{ kN}$$

$$T_{ad} = A_a \times f_{yd} = 38,3 \times 31,81 = 1.218,3 \text{ kN}$$

$$A_a \times f_{yd} < 0,85 \times f_{cd} \times b \times t_c \rightarrow \text{LNP na Laje de Concreto}$$

$$T_{ad} = 1.218,3 \text{ kN}$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 \times f_{cd} \times b} = \frac{1.218,3}{0,85 \times 2,14 \times 300} = 2,23 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = T_{ad} \times \left(d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2} \right) = 1.218,3 \times \left(\frac{35}{2} + 7,5 + 6,5 - \frac{2,23}{2} \right) = 37.018 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Sd} = 27.591 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 37.018 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

$$\text{folga} = \frac{37.018}{27.591} = 1,34\%$$

→ O momento resistente é maior que o momento atuante de cálculo, portanto é possível utilizar interação parcial.

– Interação Parcial

• Força atuante nos conectores

$$F_{hd} \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,85 \times f_{cd} \times b \times t_c = 0,85 \times 2,14 \times 300 \times 6,5 = 3.547,0 \text{ kN} \\ T_{ad} = A_a \times f_{yd} = 38,3 \times 31,81 = 1.218,3 \text{ kN} \end{array} \right\} \rightarrow F_{hd} = 1.218,3 \text{ kN}$$

• Grau de interação da viga mista

- para $A_{mi} = A_{ms}$:

$$\alpha_{\min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{E}{578 \times f_y} (0,75 - 0,03 \times L_c) = 1 - \frac{20.000}{578 \times 35} (0,75 - 0,03 \times 9) = 0,53 \\ 0,40 \end{array} \right\} \rightarrow \alpha = 0,53$$

- Nova verificação ao momento fletor

$$C_{cd} = \alpha \times F_{hd} = 0,53 \times 1.218,3 = 645,7 \text{ kN}$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} \times (A_a \times f_{yd} - C_{cd}) = \frac{1}{2} \times (1.218,3 - 645,7) = 286,3 \text{ kN}$$

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85 \times f_{cd} \times b} = \frac{645,7}{0,85 \times 2,14 \times 300} = 1,18 \text{ cm}$$

$$A_{fs} \times f_{yd} = (14 \times 0,80) \times 31,81 = 356,3 \text{ kN}$$

$$C_{ad} < A_{fs} \times f_{yd} \rightarrow \text{LNP mesa superior da Viga de Aço}$$

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{fs} \times f_{yd}} \times t_f = \frac{286,3}{356,3} \times 0,8 = 0,64 \text{ cm}$$

$$y_c = \frac{0,64}{2} = 0,32 \text{ cm}$$

$$y_t = \frac{\left(b_f \times t_f \times \frac{t_f}{2} \right) + h_w \times t_w \times \left(\frac{h_w}{2} + t_f \right) + b_f \times (t_f - y_p) \times \left[\frac{(t_f - y_p)}{2} + h_w + t_f \right]}{\left(b_f \times t_f \right) + (h_w \times t_w) + b_f \times (t_f - y_p)}$$

$$y_t = \frac{\left(14 \times 0,8 \times \frac{0,8}{2} \right) + 33,4 \times 0,475 \times \left(\frac{33,4}{2} + 0,8 \right) + 14 \times (0,8 - 0,64) \times \left[\frac{(0,8 - 0,64)}{2} + 33,4 + 0,8 \right]}{(14 \times 0,8) + (33,4 \times 0,475) + 14 \times (0,8 - 0,64)} = 12,25 \text{ cm}$$

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

$$M_{Rd} = 286,3 \times (35 - 12,25 - 0,32) + 645,7 \times \left(\frac{6,5}{2} + 7,5 + 35 - 12,25 \right) = 6.422 + 21.631$$

$$M_{Rd} = 28.053 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Sd} = 27.591 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 28.053 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

$$\text{folga} = \frac{28.053}{27.591} = 1,02\%$$

2.4.1 Verificação ao Momento Fletor na Viga VMP1

2.4.1.1 Perfil VMP1

Adotando Perfil VS 450x83,0

PERFIS SOLDADOS SÉRIE VS NBR 5884	MASSA LINEAR m kg/m	ÁREA cm ²	ALT. d mm	ALMA		ABAS		EIXO X - X				EIXO Y - Y			
				t _w mm	h mm	t _f mm	b _f mm	I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	Z _y cm ³
VS 450 x 83	83,5	106,3	450	6,30	418	16,0	250	41523	1845	19,76	2011	4168	333	6,26	504

2.4.2A Antes da Cura do Concreto (viga de aço isolada)

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

$$M_{Sd} = 29.192 \text{ kN.cm (durante a construção)}$$

$$M_{Rd} :$$

* F_{LA}

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{41,8}{0,63} = 66,35 < \lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 89,88 \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

* F_{LM}

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{25,0}{2 \times 1,60} = 7,81 < \lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 9,08 \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{Z_x \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{2.011 \times 35}{1,1} = 63.986 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Sd} = 29.192 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 63.986 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

2.4.2B Após a Cura do Concreto (viga mista)

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

$$M_{Sd} = 64.994 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} :$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{41,8}{0,63} = 66,35 < \lambda_p = 3,6 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,6 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 86,05 \rightarrow \text{Plastificação}$$

– Interação completa

$$C_{cd} = 0,85 \times f_{cd} \times b \times t_c = 0,85 \times 2,14 \times 267,5 \times 6,5 = 3.162,8 \text{ kN}$$

$$T_{ad} = A_a \times f_{yd} = 106,3 \times 31,81 = 3.381,0 \text{ kN}$$

$$A_a \times f_{yd} > 0,85 \times f_{cd} \times b \times t_c \rightarrow \text{LNP na Viga de Aço}$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} \times (A_a \times f_{yd} - C_{cd}) = \frac{1}{2} \times (3.381,0 - 3.162,8) = 109,1 \text{ kN}$$

$$A_{fs} \times f_{yd} = (25 \times 1,6) \times 31,81 = 1.272,0 \text{ kN}$$

$$C_{ad} < A_{fs} \times f_{yd} \rightarrow \text{LNP na mesa superior da Viga de Aço}$$

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{fs} \times f_{yd}} \times t_f = \frac{109,1}{1.272,0} \times 1,6 = 0,14 \text{ cm}$$

$$y_c = \frac{y_p}{2} = \frac{0,14}{2} = 0,07 \text{ cm}$$

$$y_t = \frac{\left(b_f \times t_f \times \frac{t_f}{2} \right) + h_w \times t_w \times \left(\frac{h_w}{2} + t_f \right) + b_f \times (t_f - y_p) \times \left[\frac{(t_f - y_p)}{2} + h_w + t_f \right]}{(b_f \times t_f) + (h_w \times t_w) + b_f \times (t_f - y_p)}$$

$$y_t = \frac{\left(25 \times 1,6 \times \frac{1,6}{2} \right) + 41,8 \times 0,63 \times \left(\frac{41,8}{2} + 1,6 \right) + 25 \times (1,6 - 0,14) \times \left[\frac{(1,6 - 0,14)}{2} + 41,8 + 1,6 \right]}{(25 \times 1,6) + (41,8 \times 0,63) + 25 \times (1,6 - 0,14)} = 21,74 \text{ cm}$$

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

$$M_{Rd} = 109,1 \times (45 - 21,74 - 0,07) + 3.162,8 \times \left(\frac{6,5}{2} + 7,5 + 45 - 21,74 \right) = 2.530 + 107.567$$

$$M_{Rd} = 110.097 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Sd} = 64.994 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 110.097 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

$$\text{folga} = \frac{110.097}{64.994} = 1,65\%$$

→ O momento resistente é maior que o momento atuante de cálculo, portanto é possível utilizar interação parcial.

– Interação Parcial

• Força atuante nos conectores

$$F_{hd} \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,85 \times f_{cd} \times b \times t_c = 0,85 \times 2,14 \times 267,5 \times 6,5 = 3.162,8 \text{ kN} \\ T_{ad} = A_a \times f_{yd} = 106,3 \times 31,81 = 3.381,0 \text{ kN} \end{array} \right\} \rightarrow F_{hd} = 3.162,8 \text{ kN}$$

• Grau de interação da viga mista

– para $A_{mi} = A_{ms}$:

$$\alpha_{\min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{E}{578 \times f_y} (0,75 - 0,03 \times L_e) = 1 - \frac{20.000}{578 \times 35} (0,75 - 0,03 \times 8) = 0,51 \\ 0,40 \end{array} \right\} \rightarrow \alpha = 0,51$$

– Nova verificação ao momento fletor

$$C_{cd} = \alpha \times F_{hd} = 0,51 \times 3.162,8 = 1.613,0 \text{ kN}$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} \times (A_a \times f_{yd} - C_{cd}) = \frac{1}{2} \times (3.381,0 - 1.613,0) = 774,9 \text{ kN}$$

$$a = \frac{C_{ad}}{0,85 \times f_{cd} \times b} = \frac{1.613,0}{0,85 \times 2,14 \times 267,5} = 3,31 \text{ cm}$$

$$A_{fs} \times f_{yd} = (25 \times 1,6) \times 31,81 = 1.272,0 \text{ kN}$$

$$C_{ad} < A_{fs} \times f_{yd} \rightarrow \text{LNP na mesa superior da Viga de aço}$$

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{fs} \times f_{yd}} \times t_f = \frac{774,9}{1.272,0} \times 1,6 = 0,97 \text{ cm}$$

$$y_c = \frac{y_p}{2} = \frac{0,97}{2} = 0,485 \text{ cm}$$

$$y_i = \frac{\left(b_f \times t_f \times \frac{t_f}{2} \right) + h_w \times t_w \times \left(\frac{h_w}{2} + t_f \right) + b_f \times (t_f - y_p) \times \left[\frac{(t_f - y_p)}{2} + h_w + t_f \right]}{(b_f \times t_f) + (h_w \times t_w) + b_f \times (t_f - y_p)}$$

$$y_i = \frac{\left(25 \times 1,6 \times \frac{1,6}{2} \right) + 41,8 \times 0,63 \times \left(\frac{41,8}{2} + 1,6 \right) + 25 \times (1,6 - 0,97) \times \left[\frac{(1,6 - 0,97)}{2} + 41,8 + 1,6 \right]}{(25 \times 1,6) + (41,8 \times 0,63) + 25 \times (1,6 - 0,97)} = 16,00 \text{ cm}$$

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

$$M_{Rd} = 774,9 \times (45 - 16,00 - 0,485) + 1.613,0 \times \left(\frac{6,5}{2} + 7,5 + 45 - 16,00 \right) = 22.096 + 64.117$$

$$M_{Rd} = 86.213 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Sd} = 64.994 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 86.213 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

$$\text{folga} = \frac{86.213}{64.994} = 1,3\%$$

Considerando: perfil VS350x30, Laje MF-75 espessura de 140mm, 2 vigas secundárias na direção do menor vão, peso próprio 2,5kN/m²

Peso das vigas= 2xVMP1+2xVMP2+2xVMS=2x(83,5x8)+2x(30x9)+2x(30x9)=1.336+540+540=2.416kg

Peso da laje= ((2,5x1000)/9,81)kg/m2x(9,0x8,0)m2=254,84x72=18.350kg

Peso Total = Peso da laje + Peso das Vigas = 20.766kg

3.0 - Modificação dos Esforços solicitantes: Considerando: perfil VS350x30, Laje MF-75 espessura de 150mm, 2 vigas secundárias na direção do maior vão, peso próprio 2,74kN/m²

3.1A Esforços Solicitantes na Viga VMS=VMP2

Combinação na fase de construção:

-Carga Permanente:

$$q_{CpC,Sd} = 1,25 \times q_{CpC} + 1,15 \times q_{CpA} = 1,25 \times (2,74 \times 3,0) + 1,15 \times (0,25) = 1,25 \times 8,22 + 1,15 \times 0,25 = 10,56 \text{ kN / m}$$

$$V_{CpC,Sd} = \frac{q_{CpC,Sd} \times L}{2} = \frac{10,56 \times 8}{2} = 42,24 \text{ kN}$$

$$M_{CpC,Sd} = \frac{q_{CpC,Sd} \times L^2}{8} = \frac{10,56 \times 8^2}{8} = 84,48 \text{ kN.m} = 8.448 \text{ kN.cm}$$

-Sobrecarga:

$$q_{SCc,Sd} = 1,30 \times (q_{SCd}) = 1,30 \times (1,0 \times 3,0) = 3,90 \text{ kN / m}$$

$$V_{SCc,Sd} = \frac{q_{SCc,Sd} \times L}{2} = \frac{3,90 \times 8}{2} = 15,60 \text{ kN}$$

$$M_{SCc,Sd} = \frac{q_{SCc,Sd} \times L^2}{8} = \frac{3,90 \times 8^2}{8} = 31,20 \text{ kN.m} = 3.120 \text{ kN.cm}$$

3.1B Esforços Solicitantes na Viga VMS=VMP2

Combinação normal: (durante a vida útil da estrutura)

-Carga Permanente:

$$q_{CP,Sd} = 1,4 \times q_{CpP} + 1,4 \times q_{CpD} + 1,35 \times q_{CpC} + 1,25 \times q_{CpA} = 1,4 \times (0,5 \times 3,0) + 1,4 \times (1,0 \times 3,0) + 1,35 \times (2,74 \times 3,0) + 1,25 \times 0,25 = 17,71 \text{ kN / m}$$

$$V_{CP,Sd} = \frac{q_{CP,Sd} \times L}{2} = \frac{17,71 \times 8}{2} = 70,84 \text{ kN}$$

$$M_{CP,Sd} = \frac{q_{CP,Sd} \times L^2}{8} = \frac{17,71 \times 8^2}{8} = 141,68 \text{ kN.m} = 14.168 \text{ kN.cm}$$

-Sobrecarga:

$$q_{SC,Sd} = 1,5 \times (q_{SCc}) = 1,5 \times (3,0 \times 3,0) = 13,50 \text{ kN / m}$$

$$V_{SC,Sd} = \frac{q_{SC,Sd} \times L}{2} = \frac{13,50 \times 8}{2} = 54,00 \text{ kN}$$

$$M_{SC,Sd} = \frac{q_{SC,Sd} \times L^2}{8} = \frac{13,50 \times 8^2}{8} = 108,00 \text{ kN.m} = 10.800 \text{ kN.cm}$$

3.2 Esforços Solicitantes na Viga VMP1

Combinação na fase de construção:

$$q_{CP,Sd} = q_{CpP,Sd} + q_{SCc,Sd} = 10,56 + 3,90 = 14,46 \text{ kN}$$

$$V_{VMS} = \left(\frac{14,46 \times 8}{2} \right) \times 2 = (57,84) \times 2 = 115,68 \text{ kN (2x)}$$

$$V_{CP,Sd} = \frac{V_{VMS} \times 2}{2} = \frac{115,68 \times 2}{2} = 115,68 \text{ kN}$$

$$M_{CP,Sd} = V_{CP,Sd} \times 4,5 - V_{VMS} \times 1,50 = 115,68 \times 4,5 - 115,68 \times 1,50 = 347,04 \text{ kN.m} = 34.704 \text{ kN.cm}$$

Combinação normal: (durante a vida útil da estrutura)

$$V_{VMS} = V_{CP,Sd} + V_{SC,Sd} = (70,84 + 54,00) \times 2 = (124,84) \times 2 = 249,68 \text{ kN (2x)}$$

$$V_{CP,Sd} = \frac{V_{VMS} \times 2}{2} = \frac{249,68 \times 2}{2} = 249,68 \text{ kN}$$

$$M_{CP,Sd} = V_{CP,Sd} \times 4,5 - V_{VMS} \times 1,50 = 249,68 \times 4,5 - 249,68 \times 1,50 = 749,04 \text{ kN.m} = 74.904 \text{ kN.cm}$$

3.3.2 Verificação ao Momento Fletor na Viga VMS=VMP2

3.3.2.1 Perfil VMS=VMP2

Adotando Perfil VS 350x30,0

PERFIS SOLDADOS SÉRIE VS NBR 5884	MASSA LINEAR m kg/m	ÁREA cm ²	ALT. d mm	ALMA		ABAS		EIXO X - X				EIXO Y - Y			
				t _w mm	h mm	t _f mm	b _f mm	I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	Z _y cm ³
VS 350 x 30	30,0	38,3	350	4,75	334	8,0	140	8026	459	14,48	516	366	52	3,09	80

3.3.2A Antes da Cura do Concreto (viga de aço isolada)

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

$$M_{Sd} = 8.448 + 3.120 = 11.568 \text{ kN.cm (durante a construção)}$$

$$M_{Rd} :$$

*FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{33,4}{0,475} = 70,32 < \lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 89,88 \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

*FLM

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{14,0}{2 \times 0,8} = 8,75 < \lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 9,08 \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_{al}} = \frac{Z_x \times f_y}{\gamma_{al}} = \frac{516 \times 35}{1,1} = 16.418 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Sd} = 11.568 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 16.418 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

3.3.2B Após a Cura do Concreto (viga mista)

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

$$M_{Sd} = 14.168 + 10.800 = 24.968 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} :$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{33,4}{0,475} = 70,32 < \lambda_p = 3,6 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,6 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 86,05 \rightarrow \text{Plastificação}$$

- Interação completa

$$C_{cd} = 0,85 \times f_{cd} \times b \times t_c = 0,85 \times 2,14 \times 267,5 \times 6,5 = 3.162,8 \text{ kN}$$

$$T_{ad} = A_a \times f_{yd} = 38,3 \times 31,81 = 1.218,3 \text{ kN}$$

$$A_a \times f_{yd} < 0,85 \times f_{cd} \times b \times t_c \rightarrow \text{LNP na Laje de Concreto}$$

$$T_{ad} = 1.218,3 \text{ kN}$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 \times f_{cd} \times b} = \frac{1.218,3}{0,85 \times 2,14 \times 267,5} = 2,50 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = T_{ad} \times \left(d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2} \right) = 1.218,3 \times \left(\frac{35}{2} + 7,5 + 6,5 - \frac{2,50}{2} \right) = 36.853 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Sd} = 24.968 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 36.853 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

$$\text{folga} = \frac{36.853}{24.968} = 1,47\%$$

→ O momento resistente é maior que o momento atuante de cálculo, portanto é possível utilizar interação parcial.

- Interação Parcial

• Força atuante nos conectores

$$F_{hd} \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,85 \times f_{cd} \times b \times t_c = 0,85 \times 2,14 \times 267,5 \times 6,5 = 3.162,8 \text{ kN} \\ T_{ad} = A_a \times f_{yd} = 38,3 \times 31,81 = 1.218,3 \text{ kN} \end{array} \right\} \rightarrow F_{hd} = 1.218,3 \text{ kN}$$

• Grau de interação da viga mista

- para $A_{mi} = A_{ms}$:

$$\alpha_{\min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{E}{578 \times f_y} (0,75 - 0,03 \times L_e) = 1 - \frac{20.000}{578 \times 35} (0,75 - 0,03 \times 8) = 0,51 \\ 0,40 \end{array} \right\} \rightarrow \alpha = 0,51$$

- Nova verificação ao momento fletor

$$C_{cd} = \alpha \times F_{hd} = 0,51 \times 1.218,3 = 621,3 \text{ kN}$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} \times (A_a \times f_{yd} - C_{cd}) = \frac{1}{2} \times (1.218,3 - 621,3) = 298,5 \text{ kN}$$

$$a = \frac{C_{ad}}{0,85 \times f_{cd} \times b} = \frac{298,5}{0,85 \times 2,14 \times 267,5} = 1,27 \text{ cm}$$

$$A_{fs} \times f_{yd} = (14 \times 0,80) \times 31,81 = 356,3 \text{ kN}$$

$$C_{ad} < A_{fs} \times f_{yd} \rightarrow \text{LNP mesa superior da Viga de Aço}$$

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{fs} \times f_{yd}} \times t_f = \frac{298,5}{356,3} \times 0,8 = 0,67 \text{ cm}$$

$$y_c = \frac{0,67}{2} = 0,335 \text{ cm}$$

$$y_t = \frac{\left(b_f \times t_f \times \frac{t_f}{2} \right) + h_w \times t_w \times \left(\frac{h_w}{2} + t_f \right) + b_f \times (t_f - y_p) \times \left[\frac{(t_f - y_p)}{2} + h_w + t_f \right]}{(b_f \times t_f) + (h_w \times t_w) + b_f \times (t_f - y_p)}$$

$$y_t = \frac{\left(14 \times 0,8 \times \frac{0,8}{2} \right) + 33,4 \times 0,475 \times \left(\frac{33,4}{2} + 0,8 \right) + 14 \times (0,8 - 0,67) \times \left[\frac{(0,8 - 0,67)}{2} + 33,4 + 0,8 \right]}{(14 \times 0,8) + (33,4 \times 0,475) + 14 \times (0,8 - 0,67)} = 11,91 \text{ cm}$$

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

$$M_{Rd} = 298,5 \times (35 - 11,91 - 0,335) + 621,3 \times \left(\frac{6,5}{2} + 7,5 + 35 - 11,91 \right) = 9.777 + 21.025$$

$$M_{Rd} = 30.802 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Sd} = 24.968 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 30.802 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

$$\text{folga} = \frac{30.802}{24.968} = 1,18\%$$

3.4.1 Verificação ao Momento Fleter na Viga VMP1

3.4.1.1 Perfil VMP1

Adotando Perfil VS 450x83,0

PERFIS SOLDADOS SÉRIE VS NBR 5884	MASSA LINEAR m kg/m	ÁREA cm ²	ALT. d mm	ALMA		ABAS		EIXO X - X				EIXO Y - Y			
				t _w mm	h mm	t _f mm	b _f mm	I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	Z _y cm ³
VS 450 x 83	83,5	106,3	450	6,30	418	16,0	250	41523	1845	19,76	2011	4168	333	6,26	504

3.4.2A Antes da Cura do Concreto (viga de aço isolada)

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

$$M_{Sd} = 34.704 \text{ kN.cm (durante a construção)}$$

$$M_{Rd} :$$

* FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{41,8}{0,63} = 66,35 < \lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 89,88 \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

* FLM

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{25,0}{2 \times 1,60} = 7,81 < \lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 9,08 \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_{al}} = \frac{Z_x \times f_y}{\gamma_{al}} = \frac{2.011 \times 35}{1,1} = 63.986 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Sd} = 34.704 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 63.986 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

3.4.2B Após a Cura do Concreto (viga mista)

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

$$M_{Sd} = 64.994 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} :$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{41,8}{0,63} = 66,35 < \lambda_p = 3,6 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,6 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 86,05 \rightarrow \text{Plastificação}$$

– Interação completa

$$C_{cd} = 0,85 \times f_{cd} \times b \times t_c = 0,85 \times 2,14 \times 300 \times 6,5 = 3.547,0 \text{ kN}$$

$$T_{ad} = A_a \times f_{yd} = 106,3 \times 31,81 = 3.381,0 \text{ kN}$$

$$A_a \times f_{yd} < 0,85 \times f_{cd} \times b \times t_c \rightarrow \text{LNP na Laje}$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 \times f_{cd} \times b} = \frac{3.381,0}{0,85 \times 2,14 \times 300} = 6,20 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = T_{ad} \times \left(d - t_c - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{Rd} = 3.381,0 \times \left(45 + 6,5 - \frac{6,20}{2} \right)$$

$$M_{Rd} = 163.640 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Sd} = 74.904 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 163.640 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

$$\text{folga} = \frac{163.640}{74.904} = 2,1\%$$

→ O momento resistente é maior que o momento atuante de cálculo, portanto é possível utilizar interação parcial.

– Interação Parcial

• Força atuante nos conectores

$$F_{hd} \leq \left\{ \begin{array}{l} 0,85 \times f_{cd} \times b \times t_c = 0,85 \times 2,14 \times 300 \times 6,5 = 3.547,0 \text{ kN} \\ T_{ad} = A_a \times f_{yd} = 106,3 \times 31,81 = 3.381,0 \text{ kN} \end{array} \right\} \rightarrow F_{hd} = 3.381,0 \text{ kN}$$

• Grau de interação da viga mista

– para $A_{mi} = A_{ms}$:

$$\alpha_{\min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{E}{578 \times f_y} (0,75 - 0,03 \times L_e) = 1 - \frac{20.000}{578 \times 35} (0,75 - 0,03 \times 9) = 0,53 \\ 0,40 \end{array} \right\} \rightarrow \alpha = 0,53$$

– Nova verificação ao momento fleter

$$C_{cd} = \alpha \times F_{hd} = 0,53 \times 3.381,0 = 1.792,0 \text{ kN}$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} \times (A_a \times f_{yd} - C_{cd}) = \frac{1}{2} \times (3.162,8 - 1.613,0) = 794,5 \text{ kN}$$

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85 \times f_{cd} \times b} = \frac{1.792,0}{0,85 \times 2,14 \times 300} = 3,28 \text{ cm}$$

$$A_{fs} \times f_{yd} = (25 \times 1,6) \times 31,81 = 1.272,0 \text{ kN}$$

$$C_{ad} < A_{fs} \times f_{yd} \rightarrow \text{LNP na mesa superior da Viga de aço}$$

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{fs} \times f_{yd}} \times t_f = \frac{794,5}{1.272,0} \times 1,6 = 1,00 \text{ cm}$$

$$y_c = \frac{y_p}{2} = \frac{1,00}{2} = 0,50 \text{ cm}$$

$$y_t = \frac{\left(b_f \times t_f \times \frac{t_f}{2} \right) + h_w \times t_w \times \left(\frac{h_w}{2} + t_f \right) + b_f \times (t_f - y_p) \times \left[\frac{(t_f - y_p)}{2} + h_w + t_f \right]}{(b_f \times t_f) + (h_w \times t_w) + b_f \times (t_f - y_p)}$$

$$y_t = \frac{\left(25 \times 1,6 \times \frac{1,6}{2} \right) + 41,8 \times 0,63 \times \left(\frac{41,8}{2} + 1,6 \right) + 25 \times (1,6 - 1,00) \times \left[\frac{(1,6 - 1,00)}{2} + 41,8 + 1,6 \right]}{(25 \times 1,6) + (41,8 \times 0,63) + 25 \times (1,6 - 1,00)} = 15,74 \text{ cm}$$

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

$$M_{Rd} = 794,5 \times (45 - 15,74 - 0,50) + 1.792,0 \times \left(\frac{6,5}{2} + 7,5 + 45 - 15,74 \right) = 22.849 + 71.697$$

$$M_{Rd} = 95.546 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} = 74.904 \text{ kN.cm} \leq M_{Rd} = 95.546 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

$$\text{folga} = \frac{95.546}{74.904} = 1,25\%$$

Considerando: perfil VS350x30, Laje MF-75 espessura de 150mm, 2 vigas secundárias na direção do maior vão, peso proprio 2,74kN/m²

$$\text{Peso das vigas} = 2 \times \text{VMP1} + 2 \times \text{VMP2} + 2 \times \text{VMS} = 2 \times (83,5 \times 9) + 2 \times (30 \times 8) + 2 \times (30 \times 8) = 1.503 + 480 + 480 = 2.463 \text{ kg}$$

$$\text{Peso da laje} = ((2,74 \times 1000) / 9,81) \text{ kg/m}^2 \times (9,0 \times 8,0) \text{ m}^2 = 279,31 \times 72 = 20.110 \text{ kg}$$

$$\text{Peso Total} = \text{Peso da laje} + \text{Peso das Vigas} = 22.573 \text{ kg}$$

RESUMO - LAJES

Considerando: perfil VS300x26, Laje MF-50 espessura de 110mm, 3 vigas secundárias na direção do menor vão, peso proprio 2,08kN/m²

$$\text{Peso das vigas} = 2 \times \text{VMP1} + 2 \times \text{VMP2} + 3 \times \text{VMS} = 2 \times (83,5 \times 8) + 2 \times (25,7 \times 9) + 3 \times (25,7 \times 9) = 1.336 + 457 + 457 = 2.250 \text{ kg}$$

$$\text{Peso da laje} = ((2,08 \times 1000) / 9,81) \text{ kg/m}^2 \times (9,0 \times 8,0) \text{ m}^2 = 212,03 \times 72 = 15.265 \text{ kg}$$

$$\text{Peso Total} = \text{Peso da laje} + \text{Peso das Vigas} = 17.515 \text{ kg}$$

Considerando: perfil VS350x30, Laje MF-75 espessura de 140mm, 2 vigas secundárias na direção do menor vão, peso proprio 2,5kN/m²

$$\text{Peso das vigas} = 2 \times \text{VMP1} + 2 \times \text{VMP2} + 2 \times \text{VMS} = 2 \times (83,5 \times 8) + 2 \times (30 \times 9) + 2 \times (30 \times 9) = 1.336 + 540 + 540 = 2.416 \text{ kg}$$

$$\text{Peso da laje} = ((2,5 \times 1000) / 9,81) \text{ kg/m}^2 \times (9,0 \times 8,0) \text{ m}^2 = 254,84 \times 72 = 18.350 \text{ kg}$$

$$\text{Peso Total} = \text{Peso da laje} + \text{Peso das Vigas} = 20.766 \text{ kg}$$

Considerando: perfil VS350x30, Laje MF-75 espessura de 150mm, 2 vigas secundárias na direção do maior vão, peso proprio 2,74kN/m²

$$\text{Peso das vigas} = 2 \times \text{VMP1} + 2 \times \text{VMP2} + 2 \times \text{VMS} = 2 \times (83,5 \times 9) + 2 \times (30 \times 8) + 2 \times (30 \times 8) = 1.503 + 480 + 480 = 2.463 \text{ kg}$$

$$\text{Peso da laje} = ((2,74 \times 1000) / 9,81) \text{ kg/m}^2 \times (9,0 \times 8,0) \text{ m}^2 = 279,31 \times 72 = 20.110 \text{ kg}$$

$$\text{Peso Total} = \text{Peso da laje} + \text{Peso das Vigas} = 22.573 \text{ kg}$$

4.0 - Armadura de costura:

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

$L_m = 4,0m$ (Comprimento no qual foram instalados de maneira uniforme 10 conectores)

$$n_m = n = 10$$

$$\alpha = 0,53$$

$$F_{hd} = 1.040,2N$$

$$b_1 = b_2 = 200mm$$

$$H_{V,Sd} = \frac{\left(\frac{10 \times 0,53 \times 1.040,2}{10} \right) \times \left(\frac{20}{40} \right)}{400} = \frac{(551,3) \times (0,5)}{400} = 0,69kN / cm$$

A força de cisalhamento resistente de cálculo correspondente é:

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

$$A_{cv} = \frac{L_m \times t_c}{L_m} = \frac{400 \times 6,0}{400} = 6,0cm^2 / cm$$

$$f_{ctk,inf} = 0,21 \times f_{ck}^{2/3} = 0,21 \times 30^{2/3} = 2,03MPa = 0,203kN / cm^2$$

$$f_{ys} = 500MPa = 50,0kN / cm^2$$

$$A_F = 0$$

$$H_{V,Rd} = \begin{cases} 0,6 \times 6,0 \times \frac{0,203}{1,40} + A_s \times \frac{50}{1,15} + 0 = 0,522 + A_s \times 43,47 \\ 0,2 \times 6,0 \times \frac{3,0}{1,40} + 0 = 2,57kN / cm \end{cases}$$

Valor máximo da área A_s da armadura de costura:

$$0,522 + A_s \times 43,47 \leq 2,57 \rightarrow A_s \leq 0,0471cm^2 / cm = 4,71cm^2 / m$$

Fazendo $H_{V,Sd} \leq H_{V,Rd}$

$$0,69 \leq 0,522 + A_s \times 43,47 \rightarrow A_s \leq 0,0038cm^2 / cm = 0,38cm^2 / m$$

Portanto, a área mínima da armadura de costura deve ser $0,38cm^2/cm$, sem afetividade quando superar $4,71cm^2/cm$. Além disso, deve-se ter:

$$A_s \geq \begin{cases} 150mm^2 / m = 1,5cm^2 / m \\ 0,002 \times A_{cv} = 0,002 \times 6,0 = 0,012mm^2 / m = 1,2cm^2 / m \end{cases}$$

Com base nos limites obtidos, deve ser empregada uma armadura entre $0,38cm^2/cm$ e $4,71cm^2/cm$. Assim, serão usadas 5 barras de $\phi 10mm$ por metro, ou seja 20 barras em cada metade da viga, igualmente espaçadas, em cada um dos dois planos de cisalhamento, o que fornece uma área A_s igual a:

$$A_s = 5 \times 0,8 = 4,0cm^2 / m$$

O comprimento de ancoragem da armadura de costura, a partir do eixo vertical do perfil de aço é dado por:

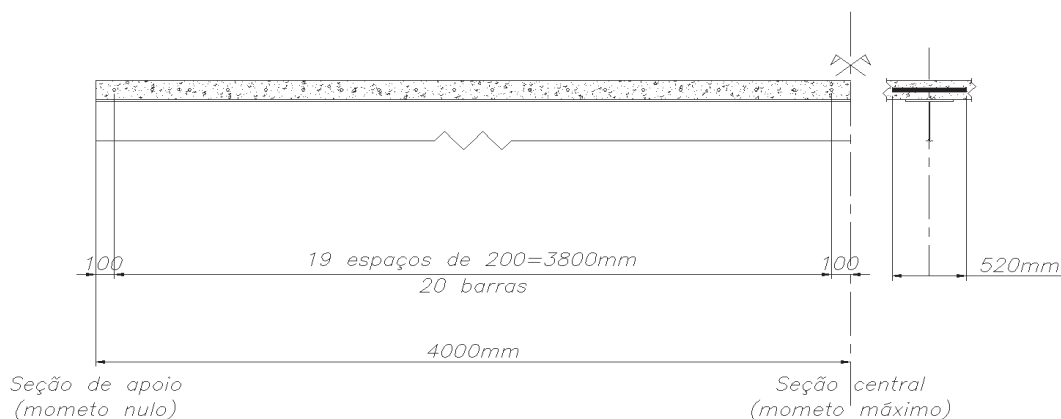
$$l_b = \frac{\left(\frac{n_m \times \alpha \times F_{hd}}{n} \right) \times \left(\frac{b_1}{b_1 + b_2} \right)}{0,85 \times f_{cd} \times t_c} + l_b$$

$$l_b' = \frac{\phi}{4} \times \left[\frac{\left(\frac{f_{ys}}{\gamma_s} \right)}{1,575 \times \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}} \right] = \frac{10}{4} \times \left[\frac{\left(\frac{500}{1,15} \right)}{1,575 \times \frac{2,03}{1,40}} \right] = 476mm \geq \begin{cases} 10 \times \phi = 10 \times 10 = 100mm \\ 100mm \end{cases}$$

$$l_b = \frac{\left(\frac{10 \times 0,53 \times 1.040,2}{10} \right) \times \left(\frac{20}{40} \right)}{0,85 \times \frac{2,5}{1,4} \times 6} + 476,0 = 30,0 + 476,0 = 506,0mm$$

$$Adotatol_b = 520,0mm$$

A figura seguinte mostra a armadura utilizada:



Como o ambiente é de agressividade moderada, essa armadura deve ser colocada numa posição tal que seu cobrimento seja de 25mm, no mínimo. Além disso, o cobrimento aumentado em 20% não pode ser inferior à maior dimensão do agregado graúdo (25mm para brita 01), ou seja, o cobrimento deve ser maior ou igual a $25/1,2=20,83\text{mm}$. Prevalece, portanto, o valor mínimo de 25mm para o cobrimento.

Deve ser observado ainda que o diâmetro das barras usadas não supera $1/8$ da altura t_c da laje ($85/8 = 10,6\text{mm}$), o espaçamento entre as faces das barras supera o mínimo exigido (20mm, diâmetro das barras ou 1,2 vez a dimensão máxima do agregado graúdo, o que for maior - no caso, prevalece 1,2 vez a dimensão máxima do graúdo, suposto com 25mm, portanto, $(1,2 \times 25 = 30\text{mm})$, e o espaçamento entre eixos das barras não é maior que o máximo permitido (400mm).

4.1 - Armadura de continuidade:

A área da armadura de continuidade é igual a:

$$A_{sc} = \frac{0,72 \times f_{ct,ef} \times b_l \times t_c}{\sigma_{st}}$$

$$f_{ct,ef} = 3\text{MPa}$$

$$b_l = \frac{1}{32} \times (9.000 + 9.000) = 562,5\text{mm}$$

$$t_c = 85\text{mm}$$

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

$$w_k = 0,3$$

$$\phi = 10\text{mm}$$

$$\sigma_{st} = 810 \times \sqrt{\frac{0,3 \times 30^{2/3}}{10}} = 389,9\text{MPa} (\leq f_{ys} = 500\text{MPa})$$

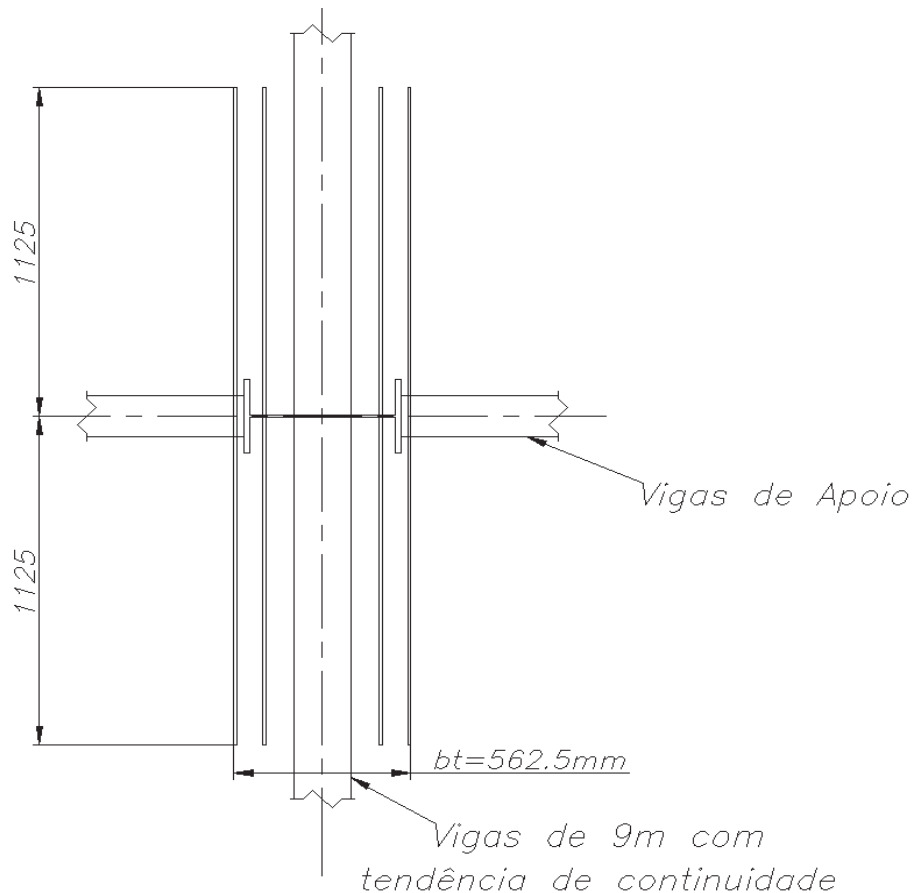
$$A_{sc} = \frac{0,72 \times 3 \times 562,5 \times 85}{389,9} = 356,24\text{mm}^2 \cong 3,56\text{cm}^2$$

Conforme tabela do item A.7 apêndice A, cada barra com $\phi 10\text{mm}$ tem área de $0,8\text{cm}^2$. Logo o número de barras é:

$$n_{sc} = \frac{3,56}{0,8} = 4,45 \rightarrow \text{Usar 6 barras}$$

A figura seguinte representa a solução encontrada, notando-se que as barras da armadura devem estar contidas na largura de trabalho $b_l=562,5\text{mm}$ e ter comprimento, para cada lado da viga de apoio, igual a $1/8$ do vão das vigas apoiadas, ou seja $9000/8=1125\text{mm}$.

A armadura de continuidade deve ter no mínimo 25mm. Além disso, as barras devem ser dispostas de modo que o espaçamento entre suas faces das barras não seja inferior ao mínimo exigido (prevalece 1,2 vez a dimensão máxima do agregado graúdo) e o espaçamento entre seus eixos não supere 400mm.



CÁLCULO DOS PILARES MISTOS:

Considerar o cálculo no primeiro pavimento. Identificar os esforços a serem transmitidos. Adotar inicialmente as dimensões mínimas especificadas e alterar conforme necessidade. Dimensionar a transferência de carga considerando conectores pino com cabeça, nos andares e na base. Apresentar memória de cálculo completa. Apresentar desenhos esquemáticos, indicando dimensões e materiais, inclusive as interferências das ligações das vigas com as armaduras do pilar.

5.0 Perfil CS

Perfil CS com Dimensões mínimas 600x600mm², portanto:

Adotando Perfil CS 600x541,0

perfil	DIMENSÕES (mm)	A	EIXO X - X			EIXO Y - Y			rT	IT	U	P
	h bf tf tw d		cm ²	I _x W _x r _x Z	cm ⁴ cm ³ cm cm ³	I _y W _y r _y Z	cm ⁴ cm ³ cm m ³					
* 600x541	600 600 44,0 31,5 512	689,0	444100 14800 25,4 16740		158500 5284 15,20 8047,0		16,50	3941,0	3,54	541,0		

5.1 Verificação Perfil CS

5.1.1 Propriedades geométricas relevantes e mecânicas dos componentes

Propriedades geométricas:

$A=689,0 \text{ cm}^2$

$I_x=444.100,0 \text{ cm}^4$

$I_y=158.500,0 \text{ cm}^4$

Propriedades mecânicas do Aço:

$E = 20.000 \text{ kN/cm}^2$

Aço Estrutural USI CIVIL 350: $f_y = 35,0 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{al}} = \frac{35,0}{1,10} = 31,81 \text{ kN/cm}^2$

5.1.1.1 Armadura longitudinal (8 barras com diâmetro de 12,5mm)

Propriedades geométricas:

$A_s = 8 \times \left(\frac{\pi \times 12,5^2}{4} \right) = 8 \times 1,227 = 9,82 \text{ cm}^2$

$I_{s,x} = 8 \times 1,227 \times \left(\frac{60}{2} - 4,4 - 3,5 - \frac{1,25}{2} \right)^2 = 4.527 \text{ cm}^4$

$I_{s,y} = 4 \times 1,227 \times \left(\frac{60}{2} - 3,5 - \frac{1,25}{2} \right)^2 + 4 \times 1,227 \times \left(\frac{3,15}{2} + 3,5 + \frac{1,25}{2} \right)^2 = 3.445 \text{ cm}^4$

Propriedades mecânicas do Aço:

$E = 21.000 \text{ kN/cm}^2$

Aço CA-50: $f_{ys} = 50,0 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow f_{sd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} = \frac{50,0}{1,15} = 43,50 \text{ kN/cm}^2$

5.1.1.2 Concreto

Propriedades geométricas:

$A_c = b_c \times h_c - A - A_s = 60 \times 60 - 689 - 9,82 = 2.901,18 \text{ cm}^2$

$I_{c,x} = \frac{b_c \times h_c^3}{12} - I_x - I_{s,x} = \frac{60 \times 60^3}{12} - 444.100 - 4.527 = 631.373 \text{ cm}^4$

$I_{c,y} = \frac{b_c \times h_c^3}{12} - I_y - I_{s,y} = \frac{60 \times 60^3}{12} - 158.500 - 3.445 = 818.055 \text{ cm}^4$

Propriedades mecânicas:

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} = 3,0 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{3,0}{1,40} = 2,14 \text{ kN/cm}^2$

$E_c = 4.760 \times \sqrt{f_{ck}} = 4.760 \times \sqrt{30} = 2.607 \text{ kN/cm}^2$

$E_{c,red} = 0,4 \times E_c = 0,4 \times 2.607 = 1.043 \text{ kN/cm}^2$

5.1.2 Verificação dos cobrimentos do perfil para não ocorrência da flambagem local

$\frac{b_f}{t_f} = \frac{600}{44} = 13,64 \leq 1,49 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 35,62 \rightarrow \text{Atende!}$

5.1.2A Verificação dos limites de aplicabilidade

Seção transversal:

Duplamente simétrica e invariável ao longo de comprimento → Atende!

Relação entre altura e largura:

$0,2 \leq \frac{h_c}{b_c} = \frac{60}{60} = 1,0 \leq 5,0 \rightarrow \text{Atende!}$

Área da seção transversal da armadura longitudinal:

$0,30\% \leq 100 \times \frac{A_s}{A_c} = 100 \times \frac{9,82}{2.901,18} = 0,34\% \leq 4,0\% \rightarrow \text{Atende!}$

Fator de contribuição do perfil de aço:

$N_{pl,Rd} = f_{yd} \times A + 0,85 \times f_{cd} \times A_c + f_{sd} \times A_s = 31,81 \times 689 + 0,85 \times 2,14 \times 2.901,18 + 43,5 \times 9,82 = 27.622 \text{ kN}$

$N_{pl,a} = A \times f_{yd} = 689 \times 31,81 = 21.917 \text{ kN}$

$0,2 < \delta = \frac{N_{pl,a}}{N_{pl,Rd}} = \frac{21.917}{27.622} = 0,79 < 0,9 \rightarrow \text{Atende ao requisito do comportamento misto!}$

5.1.3 Força axial de compressão resistente de cálculo

$$N_{pl,Rk} = f_y \times A + 0,85 \times f_{ck} \times A_c + f_{ys} \times A_s = 35,0 \times 689 + 0,85 \times 3,0 \times 2.901,18 + 50 \times 9,82 = 32.004 \text{ kN}$$

$$(EI)_{e,x} = E \times I_x + 0,6 \times E_{c,red} \times I_{c,x} + E_s \times I_{s,x} = 20.000 \times 444.100 + 0,6 \times 1.043 \times 631.373 + 21.000 \times 4.527$$

$$(EI)_{e,x} = 9.372.180.223 \text{ kN.cm}^2$$

$$(EI)_{e,y} = E \times I_y + 0,6 \times E_{c,red} \times I_{c,y} + E_s \times I_{s,y} = 20.000 \times 158.500 + 0,6 \times 1.043 \times 818.055 + 21.000 \times 3.445$$

$$(EI)_{e,y} = 3.754.283.819 \text{ kN.cm}^2$$

Como $(EI)_{e,y} < (EI)_{e,x}$ e $K_x L_x = K_y L_y = 350 \text{ cm}$ a menor carga de flambagem elástica é $N_{e,y}$. Logo :

$$N_e = N_{e,y} = \frac{\pi^2 \times (EI)_{e,y}}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 3.754.283.819}{(350)^2} = 302.476 \text{ kN}$$

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_e}} = \sqrt{\frac{32.004}{302.476}} = 0,325 \leq 2,0 \rightarrow \text{Atende!}$$

$$\lambda_{0,m} = 0,325 \leq 1,5 \Rightarrow \chi = 0,658^{\lambda_{0,m}^2} = 0,658^{0,325^2} = 0,748$$

$$N_{c,Rd} = \chi \times N_{pl,Rd} = 0,748 \times 27.622 = 20.661 \text{ kN}$$

→ Os valores resistente s são muito maiores que os atuante de cálculo, portanto é possível reduzir o perfil de aço.

5.2 Alteração do perfil CS

Adotando Perfil CS 350x93,0

perfil	DIMENSÕES (mm)	A	EIXO X - X				EIXO Y - Y				rT	IT	U	P
	h bf tf tw d		cm2	Ix Wx rx Z	cm4 cm3 cm cm3	Iy Wy ry Z	cm4 cm3 cm m3	cm	cm4	m2/m				
* 350x 93	350 350 12,5 9,5 325	118,0	27650 1580 15,3 1727		8935 511 8,69 773,0		9,56	54,9	2,08	92,9				

5.2.1 Propriedades geométricas relevantes e mecânicas dos componentes

Propriedades geométricas:

$$A = 118,0 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 27.650,0 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 8.935,0 \text{ cm}^4$$

Propriedades mecânicas do Aço:

$$E = 20.000 \text{ kN/cm}^2$$

Aço Estrutural USI CIVIL 350:	$f_y = 35,0 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{35,0}{1,10} = 31,81 \text{ kN/cm}^2$
-------------------------------	---

5.2.1.1 Armadura longitudinal (8 barras com diâmetro de 12,5mm)

Propriedades geométricas:

$$A_s = 8 \times \left(\frac{\pi \times 12,5^2}{4} \right) = 8 \times 1,227 = 9,82 \text{ cm}^2$$

$$I_{s,x} = 8 \times 1,227 \times \left(\frac{35}{2} - 1,25 - 3,5 - \frac{1,25}{2} \right)^2 = 1.443 \text{ cm}^4$$

$$I_{s,y} = 4 \times 1,227 \times \left(\frac{35}{2} - 3,5 - \frac{1,25}{2} \right)^2 + 4 \times 1,227 \times \left(\frac{0,95}{2} + 3,5 + \frac{1,25}{2} \right)^2 = 982 \text{ cm}^4$$

Propriedades mecânicas do Aço:

$$E = 21.000 \text{ kN/cm}^2$$

Aço CA-50:	$f_{ys} = 50,0 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow f_{sd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} = \frac{50,0}{1,15} = 43,50 \text{ kN/cm}^2$
------------	--

5.2.1.2 Concreto

Propriedades geométricas:

$$A_c = b_c \times h_c - A - A_s = 35 \times 35 - 118 - 9,82 = 1.097,18 \text{ cm}^2$$

$$I_{c,x} = \frac{b_c \times h_c^3}{12} - I_x - I_{s,x} = \frac{35 \times 35^3}{12} - 27.650 - 1.443 = 95.959 \text{ cm}^4$$

$$I_{c,y} = \frac{b_c \times h_c^3}{12} - I_y - I_{s,y} = \frac{35 \times 35^3}{12} - 8.935 - 982 = 115.135 \text{ cm}^4$$

Propriedades mecânicas:

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} = 3,0 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{3,0}{1,40} = 2,14 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_c = 4.760 \times \sqrt{f_{ck}} = 4.760 \times \sqrt{3,0} = 2.607 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{c,red} = 0,4 \times E_c = 0,4 \times 2.607 = 1.043 \text{ kN/cm}^2$$

5.2.2 Verificação dos cobrimentos do perfil para não ocorrência da flambagem local

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{350}{12,5} = 28,0 \leq 1,49 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49 \times \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 35,62 \rightarrow \text{Atende!}$$

5.2.3 Verificação dos limites de aplicabilidade

Seção transversal:

Duplamente simétrica e invariável ao longo de comprimento → Atende!

Relação entre altura e largura:

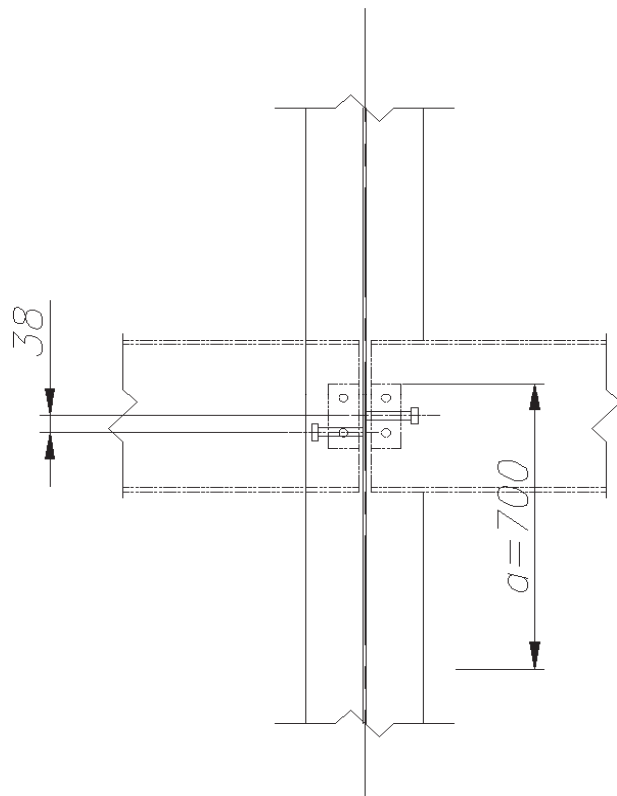
$$0,2 \leq \frac{h_c}{b_c} = \frac{35}{35} = 1,0 \leq 5,0 \rightarrow \text{Atende!}$$

Área da seção transversal da armadura longitudinal:
$0,30\% \leq 100 \times \frac{A_s}{A_c} = 100 \times \frac{9,82}{1.097,18} = 0,89\% \leq 4,0\% \rightarrow \text{Atende!}$
Fator de contribuição do perfil de aço:
$N_{pl,Rd} = f_{yd} \times A + 0,85 \times f_{cd} \times A_c + f_{sd} \times A_s = 31,81 \times 118 + 0,85 \times 2,14 \times 1.097,18 + 43,5 \times 9,82 = 6.177 \text{ kN}$
$N_{pl,a} = A \times f_{yd} = 118 \times 31,81 = 3.754 \text{ kN}$
$0,2 < \delta = \frac{N_{pl,a}}{N_{pl,Rd}} = \frac{3.754}{6.177} = 0,61 < 0,9 \rightarrow \text{Atende ao requisito do comportame nto misto!}$
C
5.2.4 Força axial de compressão resistente de cálculo
$N_{pl,Rk} = f_y \times A + 0,85 \times f_{ck} \times A_c + f_{ys} \times A_s = 35,0 \times 118 + 0,85 \times 3,0 \times 1.097,18 + 50 \times 9,82 = 7.419 \text{ kN}$
$(EI)_{e,x} = E \times I_x + 0,6 \times E_{c,red} \times I_{c,x} + E_s \times I_{s,x} = 20.000 \times 27.650 + 0,6 \times 1.043 \times 95.959 + 21.000 \times 1.443$
$(EI)_{e,x} = 643.354.142 \text{ kN.cm}^2$
$(EI)_{e,y} = E \times I_y + 0,6 \times E_{c,red} \times I_{c,y} + E_s \times I_{s,y} = 20.000 \times 8.935 + 0,6 \times 1.043 \times 115.135 + 21.000 \times 982$
$(EI)_{e,y} = 271.373.483 \text{ kN.cm}^2$
Como $(EI)_{e,y} < (EI)_{e,x}$ e $K_x L_x = K_y L_y = 350 \text{ cm}$ a menor carga de flambagem elástica é $N_{e,y}$. Logo :
$N_e = N_{e,y} = \frac{\pi^2 \times (EI)_{e,y}}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 271.373.483}{(350)^2} = 21.864 \text{ kN}$
$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_e}} = \sqrt{\frac{7.419}{21.864}} = 0,583 \leq 2,0 \rightarrow \text{Atende!}$
$\lambda_{0,m} = 0,583 \leq 1,5 \Rightarrow \chi = 0,658^{\lambda_{0,m}^2} = 0,658^{0,583^2} = 0,867$
$N_{c,Rd} = \chi \times N_{pl,Rd} = 0,868 \times 6.177 = 5.359 \text{ kN}$
5.3 Dimensionamento dos conectores
5.3.1 Verificação do perfil de aço quanto à plastificação localizada
$\sum V_{sd} = 109,22 + 258,27 = 367,49 \text{ kN} \leq N_{pl,a} = A_a \times f_{yd} = 118 \times 31,81 = 3.753,58 \text{ kN} \rightarrow \text{Atende!}$
5.3.2 Numero de conectores
Força de cisalhamento longitudinal solicitante de cálculo na interface entre o perfil de aço e o concreto
$a \leq \begin{cases} 2 \times 35 = 70 \text{ cm} \\ \frac{350}{3} = 116,7 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow a = 70 \text{ cm}$
Perímetro
$\mu = 2 \times 350 + 4 \times 350 = 2100 \text{ mm} = 210 \text{ cm}$
$V_{l,sd} = \sum V_{sd} \times \left(1 - \frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}}\right) = 842,4 \times \left(1 - \frac{3.754}{6.177}\right) = 330,0 \text{ kN}$
$\tau_{sd} = \frac{V_{l,sd}}{a \times \mu} = \frac{367,49}{70 \times 210} = 0,025 \text{ kN / cm}^2 = 0,25 \text{ MPa}$
Força resistente de cálculo de um conector
$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \times \frac{A_{cs} \times \sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_{cs}} \\ \frac{R_g \times R_p \times A_{cs} \times f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \end{cases}$
$A_{cs} = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{\pi \times 1,9^2}{4} = 2,84 \text{ cm}^2$
$R_g = R_p = 1,0$
$f_{ucs} = 41,5 \text{ kN / cm}^2$
$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \times \frac{2,84 \times \sqrt{2,14 \times 2.607}}{1,25} = 84,85 \text{ kN} \\ \frac{1,0 \times 1,0 \times 2,84 \times 41,5}{1,25} = 94,29 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow Q_{Rd} = 84,85 \text{ kN}$
Quantidade de conectores
$n = \frac{V_{l,sd}}{Q_{Rd}} = \frac{367,49}{84,85} = 4,33 \rightarrow n = 5 \text{ conectores}$
5.3.3 Distribuição dos conectores
Comprimento de introdução de carga
$a \leq \begin{cases} 2 \times 350 = 700 \text{ mm} \\ \frac{3500}{3} = 1167 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow a = 700 \text{ mm}$
Portanto, os conectores de cisalhamento devem ser posicionados em um comprimento de 700mm, a partir da extremidade superior da ligação das vigas com o perfil de aço, no sentido descendente.
Espaçamento longitudinal máximo=500mm
Espaçamento longitudinal mínimo=6 x d _{cs} =6 x 19=114mm
Espaçamento transversal mínimo=4 x d _{cs} =4 x 19=76mm

5.3.4 Solução

Optou-se por colocar 2 conectores de cisalhamento na alma do perfil, 1 de cada lado, obedecendo os espaçamentos.

Observação: a posição dos conectores dispostos dos dois lados da alma deverá sofrer uma defasagem igual a dois diâmetros desses elementos.



ADENDO 1

Cálculo das ligações:

Ligações com cantoneiras duplas parafusadas de viga com perfil, conforme croquis abaixo.

6.0 Propriedades dos Materiais:

Perfis

Aço Estrutural USI CIVIL 350: $f_y = 35,0 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 45,0 \text{ kN/cm}^2$

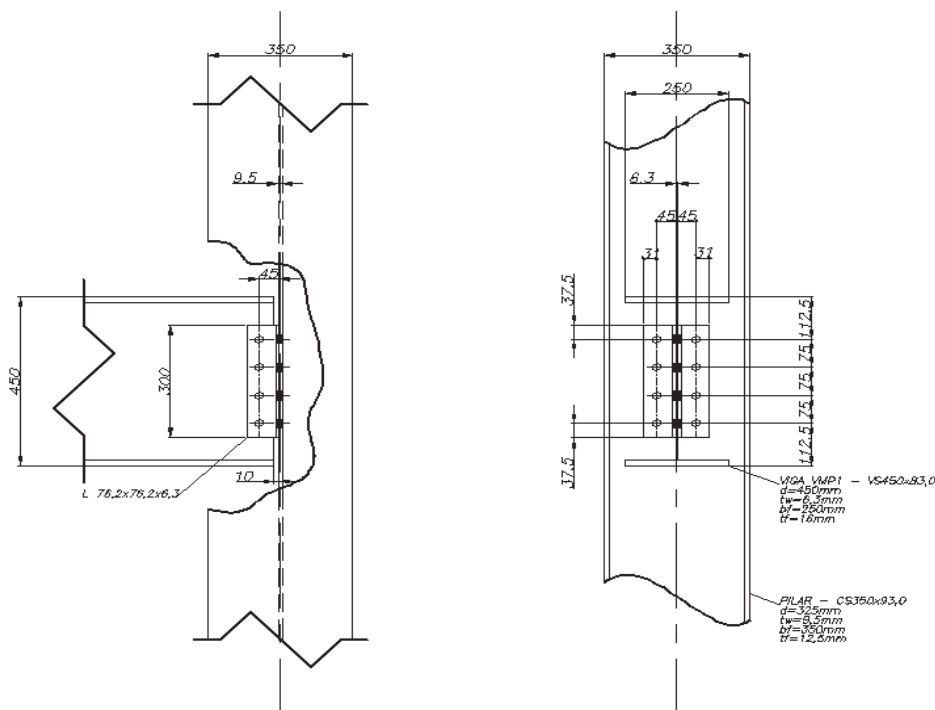
Cantoneiras

Aço ASTM A36: $f_y = 25,0 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 40,0 \text{ kN/cm}^2$

Parafusos

Aço ASTM A325: $f_y = 63,5 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 82,5 \text{ kN/cm}^2$

6.1 Ligação Vigas VMP1 & Pilares



6.1.1 Disposições construtivas

- Altura da Ligação : $L = 3 \times 75 + 2 \times 37,5 = 300 \geq 0,5 \times d = 0,5 \times 450 = 225 \rightarrow \text{Atende!}$

- Espessura da Cantoneira : $t = 6,3 \text{ mm} \leq 16 \text{ mm} \rightarrow \text{Atende!}$

- Gabarito da Furação : $g = 45 \leq 65 \text{ mm} \rightarrow$ Excentricidade pode ser desconsiderada

- Diâmetro do furo : $d_b = 19 + 1,5 + 2,0 = 22,5 \text{ mm}$

- Distância entre furos :

$$3 \times d_b = 3 \times 19 = 57 \text{ mm} \leq e_{ff} = 75 \text{ mm} \leq \begin{cases} 24 \times t_w = 24 \times 6,3 = 151,2 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{Atende!}$$

- Distância entre furos e abas da Cantoneira : $45 - 6,3 = 38,7 \text{ mm} \geq 1,35 \times d_b = 1,35 \times 19 = 25,65 \text{ mm} \rightarrow \text{Atende!}$

- Distância dos furos as bordas :

$$1,25 \times d_b = 1,25 \times 19 = 23,75 \text{ mm} \leq e_{fb} = \begin{cases} 31 \text{ mm} \\ 37,5 \text{ mm} \end{cases} \leq \begin{cases} 12 \times t_w = 12 \times 6,3 = 75,6 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{Atende!}$$

6.1.2 Verificação dos parafusos ao cisalhamento

A força solicitante nos parafusos ligados à alma da viga é igual à dos que estão ligados à alma do pilar, pois, apesar da cantoneira estar ligada à alma do pilar com o dobro de parafusos, estes possuem apenas um plano de corte levando aos mesmos resultados.

$$F_{v,sd} = \frac{367,49}{4 \times 2} = 45,94 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 \times A_b \times f_{ub}}{\gamma_{a2}}$$

$$A_b = \frac{\pi \times d_b^2}{4} = \frac{\pi \times 1,9^2}{4} = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 \times 2,84 \times 82,5}{1,35} = 69,42 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 45,94 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 69,42 \text{ kN} \rightarrow \text{Atende!}$$

6.1.3 Verificação da pressão de contato na alma da viga

A pressão de contato nos furos da alma da viga é o pior caso em relação à mesa do pilar, pois, possui mesmo aço, mesmas disposições dos furos, menor espessura e maior esforço solicitante.

$$F_{c,sd} = \frac{367,49}{4} = 91,87kN$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 \times l_f \times t \times f_u}{\gamma_{a2}} \\ \frac{2,4 \times d_b \times t \times f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$l_f = 112,5 - 22,5 = 90,0mm \rightarrow l_f = 9,0cm$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 \times 9,0 \times 0,63 \times 45}{1,35} = 226,8kN \\ \frac{2,4 \times 1,9 \times 0,63 \times 45}{1,35} = 95,76kN \end{cases} \rightarrow F_{c,Rd} = 95,76kN$$

$$F_{c,sd} = 91,87kN \leq F_{c,Rd} = 95,76kN \rightarrow \text{Atende!}$$

6.1.4 Verificação da pressão de contato na cantoneira

$$F_{c,sd} = \frac{367,49}{2 \times 4} = 45,94kN$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 \times l_f \times t \times f_u}{\gamma_{a2}} \\ \frac{2,4 \times d_b \times t \times f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$l_f \leq \begin{cases} 112,5 - 22,5 = 90,0mm \\ 37,5 - 11,25 = 26,25mm \end{cases} \rightarrow l_f = 2,625cm$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 \times 2,625 \times 0,63 \times 40}{1,35} = 58,80kN \\ \frac{2,4 \times 1,9 \times 0,63 \times 40}{1,35} = 85,12kN \end{cases} \rightarrow F_{c,Rd} = 58,80kN$$

$$F_{c,sd} = 45,94kN \leq F_{c,Rd} = 58,80kN \rightarrow \text{Atende!}$$

6.1.5 Verificação do colapso por rasgamento na cantoneira

$$F_{sd} = \frac{367,49}{2} = 183,75kN$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times A_{nv} \times f_u + C_{ts} \times A_{nt} \times f_u}{\gamma_{a2}} \\ \frac{0,6 \times A_{gv} \times f_y + C_{ts} \times A_{nt} \times f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$A_{gv} = 0,63 \times (30 - 3,75) = 16,54cm^2$$

$$A_{nv} = 16,54 - 3,5 \times (2,25 \times 0,63) = 11,58cm^2$$

$$A_{nt} = 0,63 \times (3,1 - 0,5 \times 2,25) = 1,24cm^2$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times 11,58 \times 45 + 1 \times 1,24 \times 45}{1,35} = 272,93kN \\ \frac{0,6 \times 16,54 \times 35 + 1 \times 1,24 \times 45}{1,35} = 298,62kN \end{cases} \rightarrow F_{Rd} = 272,93kN$$

$$F_{sd} = 183,75kN \leq F_{Rd} = 272,93kN \rightarrow \text{Atende!}$$

6.1.6 Verificação do cisalhamento na cantoneira

$$F_{sd} = \frac{367,49}{2} = 183,75kN$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times A_{gv} \times f_y}{\gamma_{a1}} \\ \frac{0,6 \times A_{nv} \times f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$A_{gv} = 0,63 \times 30 = 18,90cm^2$$

$$A_{nv} = 18,90 - 4 \times (2,25 \times 0,63) = 13,23cm^2$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times 18,90 \times 25}{1,10} = 257,72kN \\ \frac{0,6 \times 13,23 \times 40}{1,35} = 235,20kN \end{cases} \rightarrow F_{Rd} = 235,20kN$$

$$F_{sd} = 183,75kN \leq F_{Rd} = 235,20kN \rightarrow \text{Atende!}$$

6.1.7 Verificação do cisalhamento na viga

$$F_{sd} = 367,49kN$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times A_{gv} \times f_y}{\gamma_{a1}} \\ \frac{0,6 \times A_{nv} \times f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

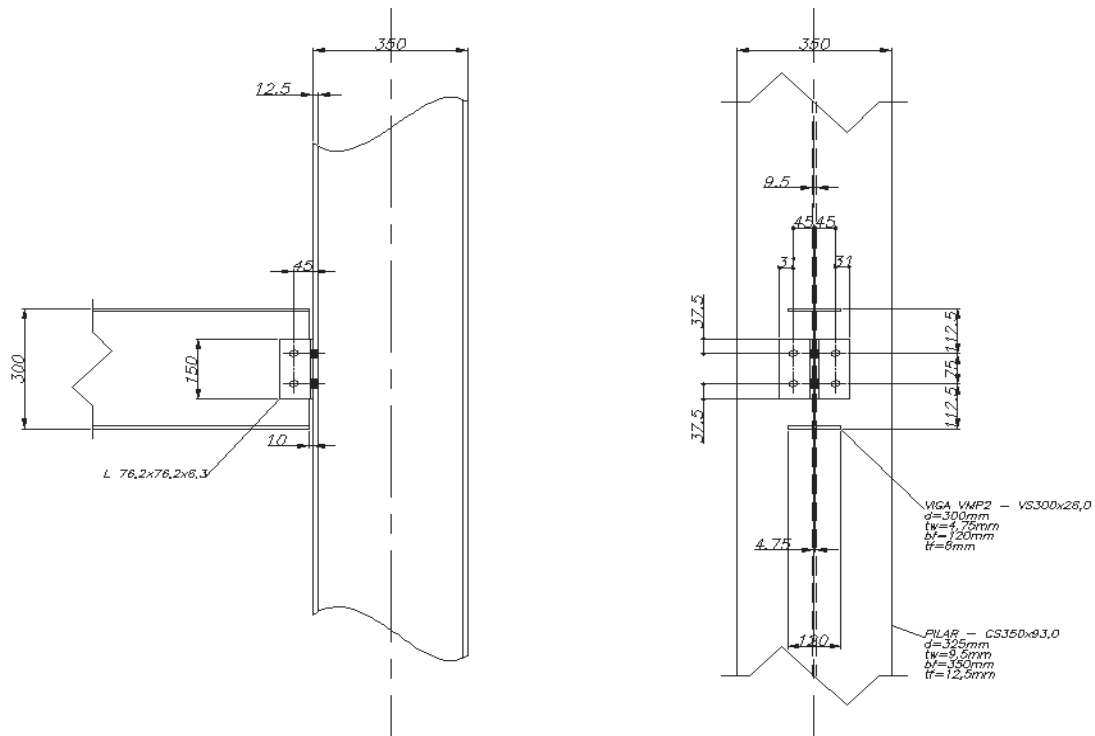
$$A_{gv} = 0,63 \times 45 = 28,35cm^2$$

$$A_{nv} = 28,35 - 4 \times (0,63 \times 2,25) = 22,68cm^2$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times 28,35 \times 35}{1,10} = 541,23kN \\ \frac{0,6 \times 22,68 \times 45}{1,35} = 453,60kN \end{cases} \rightarrow F_{Rd} = 453,60kN$$

$$F_{sd} = 367,49kN \leq F_{Rd} = 453,60kN \rightarrow \text{Atende!}$$

6.2 Ligação Vigas VMP2 & Pilares



6.2.1 Disposições construtivas

- Altura da Ligação : $L = 75 + 2 \times 37,5 = 150 \geq 0,5 \times d = 0,5 \times 300 = 150 \rightarrow \text{Atende!}$

- Espessura da Cantoneira : $t = 6,3\text{mm} \leq 16\text{mm} \rightarrow \text{Atende!}$

- Gabarito da Furação : $g = 45 \leq 65\text{mm} \rightarrow$ Excentricidade pode ser desconsiderada

- Diâmetro do furo : $d_b = 19 + 1,5 + 2,0 = 22,5\text{mm}$

- Distância entre furos :

$$3 \times d_b = 3 \times 19 = 57\text{mm} \leq e_{ff} = 75\text{mm} \leq \begin{cases} 24 \times t_w = 24 \times 4,75 = 114,0\text{mm} \\ 300\text{mm} \end{cases} \rightarrow \text{Atende!}$$

- Distância entre furos e abas da Cantoneira : $45 - 6,3 = 38,7\text{mm} \geq 1,35 \times d_b = 1,35 \times 19 = 25,65\text{mm} \rightarrow \text{Atende!}$

- Distância dos furos as bordas :

$$1,25 \times d_b = 1,25 \times 19 = 23,75\text{mm} \leq e_{fb} = \begin{cases} 31\text{mm} \\ 37,5\text{mm} \end{cases} \leq \begin{cases} 12 \times t_w = 12 \times 4,75 = 57,0\text{mm} \\ 150\text{mm} \end{cases} \rightarrow \text{Atende!}$$

6.2.2 Verificação dos parafusos ao cisalhamento

A força solicitante nos parafusos ligados à alma da viga é igual à dos que estão ligados à alma do pilar, pois, apesar da cantoneira estar ligada à alma do pilar com o dobro de parafusos, estes possuem apenas um plano de corte levando aos mesmos resultados.

$$F_{v,sd} = \frac{86,09}{2 \times 2} = 21,53\text{kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 \times A_b \times f_{ub}}{\gamma_{a2}}$$

$$A_b = \frac{\pi \times d_b^2}{4} = \frac{\pi \times 1,9^2}{4} = 2,84\text{cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 \times 2,84 \times 82,5}{1,35} = 69,42\text{kN}$$

$$F_{v,sd} = 21,53\text{kN} \leq F_{v,Rd} = 69,42\text{kN} \rightarrow \text{Atende!}$$

6.2.3 Verificação da pressão de contato na alma da viga

A pressão de contato nos furos da alma da viga é o pior caso em relação à mesa do pilar, pois, possui mesmo aço, mesmas disposições dos furos, menor espessura e maior esforço solicitante.

$$F_{c,sd} = \frac{86,09}{2} = 43,06\text{kN}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 \times l_f \times t \times f_u}{\gamma_{a2}} \\ \frac{2,4 \times d_b \times t \times f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$l_f = 75 - 22,5 = 52,5\text{mm} \rightarrow l_f = 5,25\text{cm}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 \times 5,25 \times 0,475 \times 45}{1,35} = 103,91\text{kN} \\ \frac{2,4 \times 1,9 \times 0,475 \times 45}{1,35} = 72,20\text{kN} \end{cases} \rightarrow F_{c,Rd} = 72,20\text{kN}$$

$$F_{c,sd} = 43,06\text{kN} \leq F_{c,Rd} = 72,20\text{kN} \rightarrow \text{Atende!}$$

6.2.4 Verificação da pressão de contato na cantoneira

$$F_{c,sd} = \frac{86,09}{2 \times 2} = 21,53 \text{ kN}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 \times l_f \times t \times f_u}{\gamma_{a2}} \\ \frac{2,4 \times d_b \times t \times f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$l_f \leq \begin{cases} 112,5 - 22,5 = 90,0 \text{ mm} \\ 37,5 - 11,25 = 26,25 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow l_f = 2,625 \text{ cm}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 \times 2,625 \times 0,63 \times 40}{1,35} = 58,80 \text{ kN} \\ \frac{2,4 \times 1,9 \times 0,63 \times 40}{1,35} = 85,12 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow F_{c,Rd} = 58,80 \text{ kN}$$

$$F_{c,sd} = 21,53 \text{ kN} \leq F_{c,Rd} = 58,80 \text{ kN} \rightarrow \text{Atende!}$$

6.2.5 Verificação do colapso por rasgamento na cantoneira

$$F_{sd} = \frac{86,09}{2} = 43,06 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times A_{nv} \times f_u + C_{ts} \times A_{nt} \times f_u}{\gamma_{a2}} \\ \frac{0,6 \times A_{gv} \times f_y + C_{ts} \times A_{nt} \times f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$A_{gv} = 0,63 \times (15 - 3,75) = 7,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 7,09 - 1,5 \times (2,25 \times 0,63) = 4,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 0,63 \times (3,1 - 0,5 \times 2,25) = 1,24 \text{ cm}^2$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times 4,96 \times 45 + 1 \times 1,24 \times 45}{1,35} = 140,53 \text{ kN} \\ \frac{0,6 \times 7,09 \times 35 + 1 \times 1,24 \times 45}{1,35} = 151,62 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow F_{Rd} = 151,62 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = 43,06 \text{ kN} \leq F_{Rd} = 151,62 \text{ kN} \rightarrow \text{Atende!}$$

6.2.6 Verificação do cisalhamento na cantoneira

$$F_{sd} = \frac{86,09}{2} = 43,06 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times A_{gv} \times f_y}{\gamma_{a1}} \\ \frac{0,6 \times A_{nv} \times f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$A_{gv} = 0,63 \times 15 = 9,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 9,45 - 2 \times (2,25 \times 0,63) = 6,62 \text{ cm}^2$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times 9,45 \times 25}{1,10} = 128,86 \text{ kN} \\ \frac{0,6 \times 6,62 \times 40}{1,35} = 117,68 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow F_{Rd} = 117,68 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = 43,06 \text{ kN} \leq F_{Rd} = 117,68 \text{ kN} \rightarrow \text{Atende!}$$

6.2.7 Verificação do cisalhamento na viga

$$F_{sd} = 86,09 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times A_{gv} \times f_y}{\gamma_{a1}} \\ \frac{0,6 \times A_{nv} \times f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

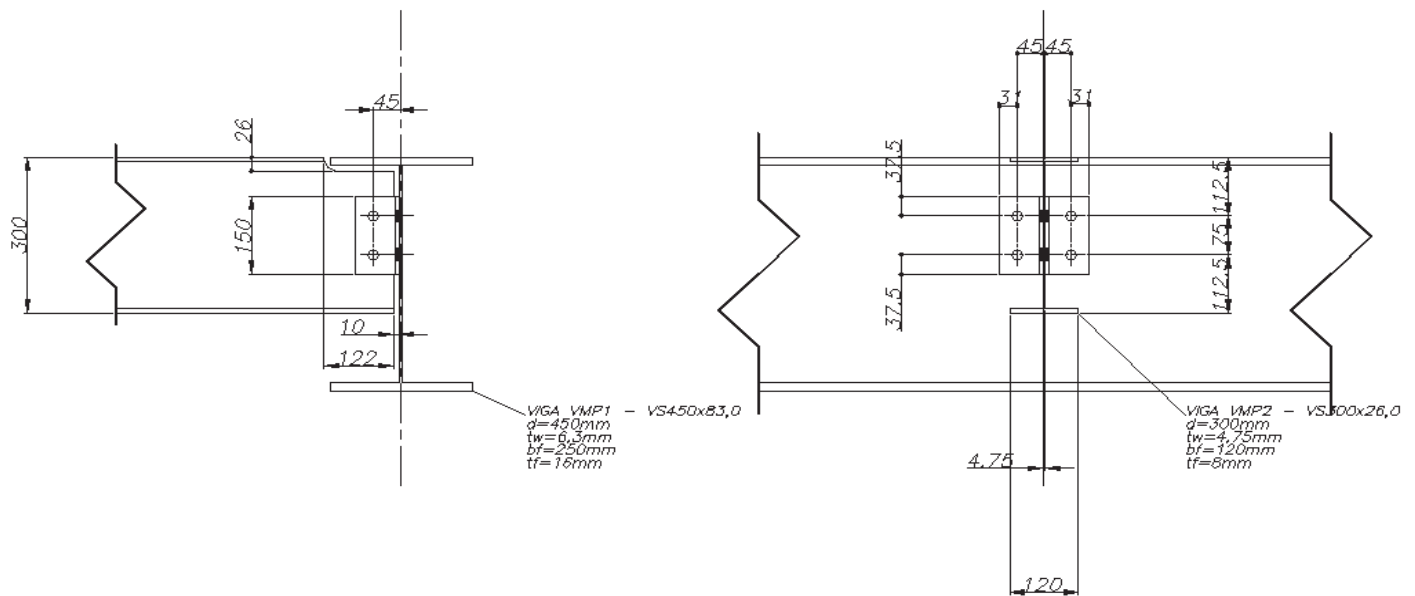
$$A_{gv} = 0,475 \times 30 = 14,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 14,25 - 2 \times (0,475 \times 2,25) = 12,11 \text{ cm}^2$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times 14,25 \times 35}{1,10} = 272,05 \text{ kN} \\ \frac{0,6 \times 12,11 \times 45}{1,35} = 242,20 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow F_{c,Rd} = 242,20 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = 86,09 \text{ kN} \leq F_{Rd} = 242,20 \text{ kN} \rightarrow \text{Atende!}$$

6.3 Ligação Vigas VMP1 & VMP2



6.3.1 Disposições construtivas

- Comprimento dos recortes : $122\text{mm} \leq 2 \times d = 2 \times 300 = 600\text{mm} \rightarrow \text{Atende!}$
- Altura dos recortes : $30\text{mm} \leq 0,2 \times d = 0,2 \times 300 = 60\text{mm} \rightarrow \text{Atende!}$
- Altura da Ligação : $L = 75 + 2 \times 37,5 = 150 \geq 0,5 \times d = 0,5 \times 300 = 150 \rightarrow \text{Atende!}$
- Espessura da Cantoneira : $t = 6,3\text{mm} \leq 16\text{mm} \rightarrow \text{Atende!}$
- Gabarito da Furação : $g = 45 \leq 65\text{mm} \rightarrow$ Excentricidade pode ser desconsiderada
- Diâmetro do furo : $d_b = 19 + 1,5 + 2,0 = 22,5\text{mm}$
- Distância entre furos :

$$3 \times d_b = 3 \times 19 = 57\text{mm} \leq e_{ff} = 75\text{mm} \leq \begin{cases} 24 \times t_w = 24 \times 4,75 = 114,0\text{mm} \\ 300\text{mm} \end{cases} \rightarrow \text{Atende!}$$

- Distância entre furos e abas da Cantoneira : $45 - 6,3 = 38,7\text{mm} \geq 1,35 \times d_b = 1,35 \times 19 = 25,65\text{mm} \rightarrow \text{Atende!}$

- Distância dos furos as bordas :

$$1,25 \times d_b = 1,25 \times 19 = 23,75\text{mm} \leq e_{fb} = \begin{cases} 31\text{mm} \\ 37,5\text{mm} \end{cases} \leq \begin{cases} 12 \times t_w = 12 \times 4,75 = 57,0\text{mm} \\ 150\text{mm} \end{cases} \rightarrow \text{Atende!}$$

6.3.2 Verificação dos parafusos ao cisalhamento

A força solicitante nos parafusos ligados à alma da viga é igual à dos que estão ligados à alma do pilar, pois, apesar da cantoneira estar ligada à alma do pilar com o dobro de parafusos, estes possuem apenas um plano de corte levando aos mesmos resultados.

$$F_{v,sd} = \frac{86,09}{2 \times 2} = 21,53\text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 \times A_b \times f_{ub}}{\gamma_{a2}}$$

$$A_b = \frac{\pi \times d_b^2}{4} = \frac{\pi \times 1,9^2}{4} = 2,84\text{ cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 \times 2,84 \times 82,5}{1,35} = 69,42\text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 21,53\text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 69,42\text{ kN} \rightarrow \text{Atende!}$$

6.3.3 Verificação da pressão de contato na alma da viga

$$F_{c,sd} = \frac{86,09}{2} = 43,06\text{ kN}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 \times l_f \times t \times f_u}{\gamma_{a2}} \\ \frac{2,4 \times d_b \times t \times f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$l_f = 75 - 22,5 = 52,5\text{ mm} \rightarrow l_f = 5,25\text{ cm}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 \times 5,25 \times 0,475 \times 45}{1,35} = 103,91\text{ kN} \\ \frac{2,4 \times 1,9 \times 0,475 \times 45}{1,35} = 72,20\text{ kN} \end{cases} \rightarrow F_{c,Rd} = 72,20\text{ kN}$$

$$F_{c,sd} = 43,06\text{ kN} \leq F_{c,Rd} = 72,20\text{ kN} \rightarrow \text{Atende!}$$

6.3.4 Verificação da pressão de contato na cantoneira

$$F_{c,sd} = \frac{86,09}{2 \times 2} = 21,52 \text{ kN}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 \times l_f \times t \times f_u}{\gamma_{a2}} \\ \frac{2,4 \times d_b \times t \times f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$l_f \leq \begin{cases} 112,5 - 22,5 = 90,0 \text{ mm} \\ 37,5 - 11,25 = 26,25 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow l_f = 2,625 \text{ cm}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 \times 2,625 \times 0,63 \times 40}{1,35} = 58,80 \text{ kN} \\ \frac{2,4 \times 1,9 \times 0,63 \times 40}{1,35} = 85,12 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow F_{c,Rd} = 58,80 \text{ kN}$$

$$F_{c,sd} = 21,52 \text{ kN} \leq F_{c,Rd} = 58,80 \text{ kN} \rightarrow \text{Atende!}$$

6.3.5 Verificação do colapso por rasgamento na cantoneira

$$F_{sd} = \frac{86,09}{2} = 43,06 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times A_{nv} \times f_u + C_{ts} \times A_{nt} \times f_u}{\gamma_{a2}} \\ \frac{0,6 \times A_{gv} \times f_y + C_{ts} \times A_{nt} \times f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$A_{gv} = 0,63 \times (15 - 3,75) = 7,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 7,09 - 1,5 \times (2,25 \times 0,63) = 4,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 0,63 \times (3,1 - 0,5 \times 2,25) = 1,24 \text{ cm}^2$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times 4,96 \times 45 + 1 \times 1,24 \times 45}{1,35} = 140,53 \text{ kN} \\ \frac{0,6 \times 7,09 \times 35 + 1 \times 1,24 \times 45}{1,35} = 151,62 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow F_{Rd} = 140,53 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = 43,06 \text{ kN} \leq F_{Rd} = 140,53 \text{ kN} \rightarrow \text{Atende!}$$

6.3.6 Verificação do cisalhamento na cantoneira

$$F_{sd} = \frac{86,09}{2} = 43,06 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times A_{gv} \times f_y}{\gamma_{a1}} \\ \frac{0,6 \times A_{nv} \times f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$A_{gv} = 0,63 \times 15 = 9,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 9,45 - 2 \times (2,25 \times 0,63) = 6,62 \text{ cm}^2$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times 9,45 \times 25}{1,10} = 128,86 \text{ kN} \\ \frac{0,6 \times 6,62 \times 40}{1,35} = 117,68 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow F_{Rd} = 117,68 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = 43,06 \text{ kN} \leq F_{Rd} = 117,68 \text{ kN} \rightarrow \text{Atende!}$$

6.3.7 Verificação do cisalhamento na viga

$$F_{sd} = 86,09 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times A_{gv} \times f_y}{\gamma_{a1}} \\ \frac{0,6 \times A_{nv} \times f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$A_{gv} = 0,475 \times 30 = 14,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 14,25 - 2 \times (0,475 \times 2,25) = 12,11 \text{ cm}^2$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times 14,25 \times 35}{1,10} = 272,05 \text{ kN} \\ \frac{0,6 \times 12,11 \times 45}{1,35} = 242,20 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow F_{c,Rd} = 242,20 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = 86,09 \text{ kN} \leq F_{Rd} = 242,20 \text{ kN} \rightarrow \text{Atende!}$$

6.3.8 Verificação do colapso por rasgamento da alma da viga suportada

$$F_{sd} = 86,09 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times A_{nv} \times f_u + C_{ts} \times A_{nt} \times f_u}{\gamma_{a2}} \\ \frac{0,6 \times A_{gv} \times f_y + C_{ts} \times A_{nt} \times f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$A_{gv} = 0,475 \times (16,15) = 7,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 7,67 - 1,5 \times (2,25 \times 0,475) = 6,07 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 0,475 \times (3,1 - 0,5 \times 2,25) = 0,94 \text{ cm}^2$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times 6,07 \times 45 + 1 \times 0,94 \times 45}{1,35} = 152,73 \text{ kN} \\ \frac{0,6 \times 7,09 \times 35 + 1 \times 0,94 \times 45}{1,35} = 141,62 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow F_{Rd} = 141,62 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = 86,09 \text{ kN} \leq F_{Rd} = 141,62 \text{ kN} \rightarrow \text{Atende!} (101.613 - 41.523) = 74.661 \text{ cm}^4$$

6.3.9 Verificação do cisalhamento na alma da viga suportada

$$F_{sd} = 86,09 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times A_{gv} \times f_y}{\gamma_{a1}} \\ \frac{0,6 \times A_{nv} \times f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

$$A_{gv} = 0,475 \times (30 - 2 \times 2,6) = 11,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 11,78 - 2 \times (0,475 \times 2,25) = 9,64 \text{ cm}^2$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times 11,78 \times 35}{1,10} = 224,89 \text{ kN} \\ \frac{0,6 \times 9,64 \times 45}{1,35} = 192,80 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow F_{c,Rd} = 192,80 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = 86,09 \text{ kN} \leq F_{Rd} = 192,80 \text{ kN} \rightarrow \text{Atende!}$$

6.3.10 Verificação da flexão da alma da viga suportada

$$M_{sd} = 13,20 \times 86,09 = 1.136,4 \text{ kN}$$

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y}$$

$$L_b = 12,20 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$I_y = \frac{28,4 \times 0,475^3}{12} = 0,25 \text{ cm}^4$$

$$A = 28,4 \times 0,475 = 13,49 \text{ cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{0,25}{13,49}} = 0,136 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{12,20}{0,136} = 89,62$$

$$\lambda_p = \frac{0,13 \times E}{M_{pl}} \sqrt{J \times A}$$

$$J = \frac{h \times t^3}{3} = \frac{28,4 \times 0,475^3}{3} = 1,02 \text{ cm}^4$$

$$M_{pl} = f_y \times Z_x$$

$$Z_x = \frac{t \times h^2}{4} = \frac{0,475 \times 28,4^2}{4} = 95,78 \text{ cm}^4$$

$$M_{pl} = 35 \times 95,78 = 3.352,3 \text{ kN.cm}$$

$$\lambda_p = \frac{0,13 \times 20.000}{3.352,3} \sqrt{1,02 \times 13,49} = 2,88$$

$$\lambda_r = \frac{2 \times E}{M_r} \sqrt{J \times A}$$

$$M_r = f_y \times W_x$$

$$W_x = \frac{t \times h^2}{6} = \frac{0,475 \times 28,4^2}{6} = 63,85 \text{ cm}^4$$

$$M_r = 35 \times 63,85 = 2.234,8 \text{ kN.cm}$$

$$\lambda_r = \frac{2 \times 20.000}{2.234,8} \sqrt{1,02 \times 13,49} = 66,40$$

$$\lambda_p = 2,88 \leq \lambda_r = 66,40 \leq \lambda = 89,62$$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \times \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \times \frac{\lambda - \lambda_r}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{Rd} = \frac{1,0}{1,10} \times \left[3.352,3 - (3.352,3 - 2.234,8) \times \frac{89,62 - 66,40}{66,40 - 2,88} \right] \leq \frac{3.352,3}{1,1}$$

$$M_{Rd} = 2.276,2 \text{ kN.cm} \leq 3.047,5 \text{ kN.cm} \rightarrow M_{Rd} = 2.276,2 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} = 1.136,4 \text{ kN} \leq M_{Rd} = 2.276,2 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Atende!}$$

6.3.11 Verificação da flexão e do cisalhamento combinados na alma da viga suportada

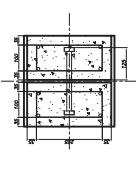
$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y \times \sigma_y + \sigma_y^2 + 3 \times \tau^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$\sigma_x = \frac{M_{sd}}{Z} = \frac{1.136,4}{95,78} = 11,86 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_y = 0 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{F_{sd}}{A} = \frac{86,09}{13,49} = 6,38 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sqrt{11,86^2 + 11,86 \times 0 + 0^2 + 3 \times 6,38^2} = 16,22 \text{ kN/cm}^2 \leq \frac{35}{1,10} = 31,82 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \text{Atende!}$$



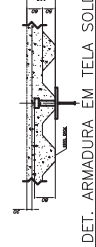
DET. ARMADURA PILAR



DET. ARMADURA COSTURA E CONTI.



DET. ARMADURA COSTURA E CONTI.



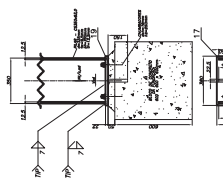
DET. ARMADURA EM TELA SOLDADA

LEGENDA:

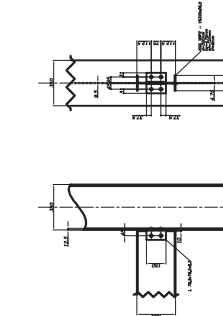
NOTAS GERAIS PARA ARMADURAS:

- 1 - Medida das barras e barras.
- 2 - Aço ASTM A36 para barras.
- 3 - Aço ASTM A36 para barras.
- 4 - Aço ASTM A36 para barras.
- 5 - Aço ASTM A36 para barras.
- 6 - Aço ASTM A36 para barras.
- 7 - Aço ASTM A36 para barras.
- 8 - Aço ASTM A36 para barras.
- 9 - Aço ASTM A36 para barras.
- 10 - Aço ASTM A36 para barras.
- 11 - Aço ASTM A36 para barras.
- 12 - Aço ASTM A36 para barras.
- 13 - Aço ASTM A36 para barras.
- 14 - Aço ASTM A36 para barras.
- 15 - Aço ASTM A36 para barras.
- 16 - Aço ASTM A36 para barras.
- 17 - Aço ASTM A36 para barras.
- 18 - Aço ASTM A36 para barras.
- 19 - Aço ASTM A36 para barras.

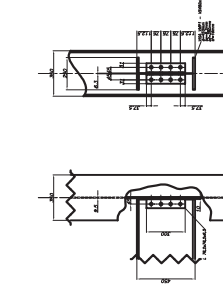
- NOTAS:
- 1 - REFERIR-SE AESTE DESENHO COM A MEMORIA DE CALCULO.
 - 2 - SOLDAS CONFORME NORMA "AWS".
 - 3 - TOLERANCIAS DE FABRICAÇÃO:
 - 4 - CALDEIRARIA DIN EN ISO 13820 GRAU B
 - 5 - LISTA DE MATERIAL PARA O CONJUNTO
 - 6 - PESO TOTAL SEM LAJE 1A = 4,36360 Kg



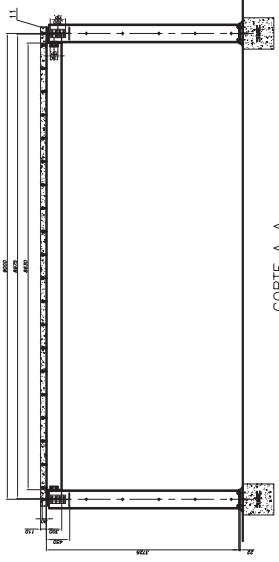
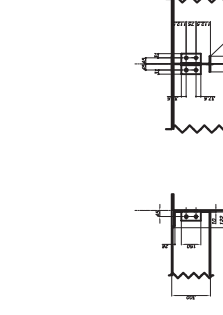
DET. LIGAÇÃO VMP2 COM PILAR



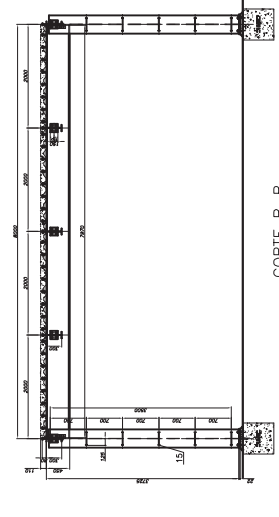
DET. LIGAÇÃO VMP1 COM PILAR



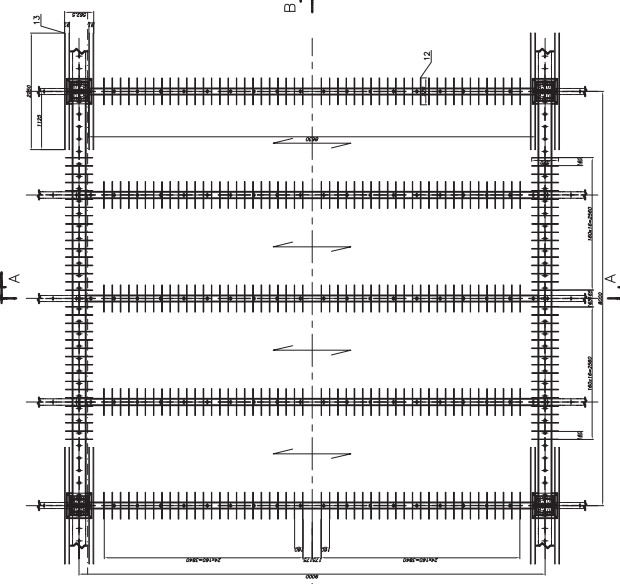
DET. LIGAÇÃO VMP1 COM VMP2



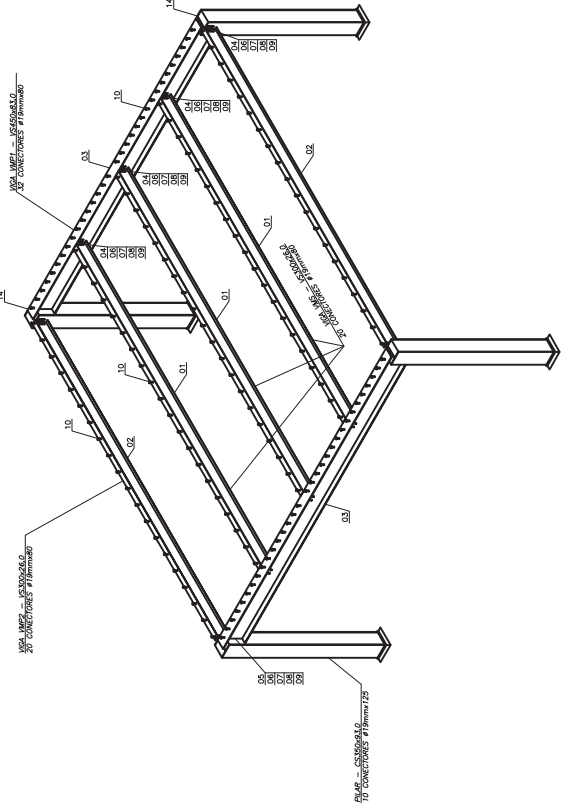
CORTE A-A



CORTE B-B



VISTA EM PLANTA



VISTA ISOMETRICA

ITEM	QUANT	DESCRICOAO	MATERIAL	REFERENCIA	UNID.	TOTAL
19	16	BARRA #19 x 250 + FIXADORES	CA-50		6,0	
18	4	CH 22 x 350 x 350	ASTM A36		92,0	
17	1	PERFIL I 250 x 350	ASTM A36		600,0	
16	32	BARRA #10 x 37,25	CA-50		265,6	
15	1	ARMADURAS PILAR	AÇO	NOTA 1	73,0	
14	4	CONNECTOR P/ARMS	USI CIVIL 350		12,0	
13	1	PLACAS			1,385,0	
12	1	BARRA #10 x 2250	CA-50		1,670,0	
11	1	ARMADURAS LAJE	AÇO	NOTA 1	23,0	
10	164	CONNECTOR P/NO COM CABEÇA BITOLA	AÇO	NOTA 1	102,0	
9	144	ARRUELA LISA #20	AÇO MOLA	DIN 126	125,0	
8	144	ARRUELA PRESSÃO #18	AÇO MOLA	DIN 127	4,0	
7	144	PORCA SEXT. #18	8	DIN 934	4,0	
6	144	PARAF. SEXT. #18 x 40	8.8	DIN 933	4,0	
5	1	PERFIL I VS 250 x 26,0 x 300	USI CIVIL 350		35,0	
4	20	LIGAÇÕES VIGAS	ASTM A36		24,0	
3	2	PERFIL I VS 450 x 83,0 x 7970	USI CIVIL 350		1,323,0	
2	2	PERFIL I VS 250 x 26,0 x 8630	USI CIVIL 350		449,0	
1	3	PERFIL I VS 300 x 26,0 x 8975	USI CIVIL 350		700,0	
					2,570,0	

TRABALHOS PRÁTICOS E PROJETO
EDIFÍCIO COMERCIAL

Professor: RODRIGO BARRETO CALDAS

Aluno: FERNANDO VIDAL DOS SANTOS

2014

Des. (M/V) F. V. / Opo.

Engenheiro de Estruturas

Voto (M/V) F. V. / Despi.

Projeto de Estruturas Mistas de Aço e Concreto

Apro. (M/V) F. V. / Trabalho

Módulo Prático de 10 Pênaltis com 1,5m de Altura

ESCALA: 1:50

Elaboração: Med/Resistência

7

8

8

2014-01-001-1

At