

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

**COMPARATIVO ENTRE ESTRUTURAS MISTAS E CONVENCIONAIS EM
AÇO EM UM ESTUDO DE CASO PARTICULAR**

ROBERTO MÁRCIO DOS SANTOS MARTINI

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

**COMPARATIVO ENTRE ESTRUTURAS MISTAS E
CONVENCIONAIS EM AÇO EM UM ESTUDO DE CASO
PARTICULAR**

ROBERTO MÁRCIO DOS SANTOS MARTINI

Trabalho Final apresentado ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Especialista em Estruturas".

Comissão Examinadora:



Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury
DEES – UFMG



Prof. Dr. Armando Cesar Campos Lavall
DEES – UFMG

Belo Horizonte, 10 de fevereiro de 2015

Sumário

1	INTRODUÇÃO	5
2	OBJETIVO	6
3	PROGRAMAS UTILIZADOS	6
4	ESTRUTURA PROPOSTA	6
5	DESENVOLVIMENTO	8
5.1	Carregamentos e condições de contorno	8
5.1.1	Carregamentos na viga metálica simples.	9
5.1.2	Carregamentos na viga mista.	11
5.2	Pré-dimensionamento do perfil	15
5.3	Verificação do perfil metálico simples	17
5.3.1	FLT, Flambagem lateral por torção.	17
5.3.2	FLM, Flambagem local das mesas.	17
5.3.3	FLA, Flambagem local da Alma.	17
5.3.4	Momento resistente de calculo da seção.	18
5.3.5	Momento solicitante de calculo.	18
5.3.1	Verificação quanto a deformação.	18
5.3.2	FLT, Flambagem lateral por torção no segundo perfil proposto.	21
5.3.3	FLM, Flambagem local das mesas no segundo perfil proposto.	21
5.3.4	FLA, Flambagem local da Alma no segundo perfil proposto.	22
5.3.5	Momento resistente de calculo da seção.	22
5.3.6	Verificação quanto à deformação.	22
5.3.7	Verificação quanto vibrações excessivas	24
5.4	Verificação da viga mista	25
5.4.1	Comportamento do perfil antes da cura do concreto.	25
5.4.1.1	Momento fletor resistente.	25

5.4.1.2	Momentos solicitantes	25
5.4.2	Comportamento do perfil depois da cura do concreto.	26
5.4.2.1	Verificação dos limites de esbeltez	28
5.4.2.2	Resistência de calculo da região de momentos positivos.	30
5.4.2.2.1	Forças de compressão e tração na seção mista	30
5.4.2.2.2	Posição das linhas neutras plásticas	33
5.4.2.2.3	Momento resistente de cálculo	35
5.4.2.1	Resistência de calculo da região de momentos negativos.	35
5.4.2.1.1	Momento resistente de cálculo	35
5.4.2.1.2	Disposição dos conectores	37
5.4.3	Comportamento em serviço	37
5.4.3.1	ELS deslocamentos excessivos	37
5.4.3.1.1	Região de momento positivo	39
5.4.3.1.2	Região de momento negativo	44
5.4.3.1.3	Propriedades da ligação mista	45
5.4.3.1.4	Inercias adotadas nos modelos do SAP 2000:	46
5.4.3.1.5	Resultados obtidos nas análises com SAP2000	47
5.4.3.1	Limitações das tensões em serviço	49
5.4.3.1.1	Região de Momento positivo	49
5.4.3.1	ELS vibrações excessivas	50
5.4.3.1	ELS fissuração excessiva	51
5.4.3.1	Verificações de resistência da Viga Mista	52
5.4.3.1.1	Verificação de flambagem por distorção	52
5.4.3.1.2	Resistência da alma ao cisalhamento	53
5.4.3.1.3	Plastificação da seção pelo momento fletor positivo	54
5.4.3.1.4	Cisalhamento longitudinal da laje	54
5.4.3.1.5	Capacidade de rotação necessária da ligação mista	56
6	CONCLUSÃO	57
7	NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS	57

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Planta da estrutura proposta	6
Figura 2 Seção típica da V2.....	7
Figura 3 Seção típica da laje.....	7
Figura 4 Detalhe genérico da ligação semi-rígida	8
Figura 5 Largura de influência da V2.....	9
Figura 6 Distribuição de cargas adotada – Estrutura metálica convencional	10
Figura 7 Distribuição de cargas adotada – Estrutura mista	13
Figura 8 Modelo da estrutura antes da cura.....	14
Figura 9 modelo para o pré-dimensionamento do perfil	15
Figura 10 Seção da Viga V2.....	16
Figura 11 Seção da Viga V2(segundo perfil proposto)	21
Figura 12 Seção mista da Viga V2 depois da cura	27
Figura 13 Diagrama de esforços simplificado.....	31
Figura 14 Posição das LNPs na região de momento positivo	33
Figura 15 Posição da LNP na região de negativo.....	36
Figura 16 Parametros de modelagem no SAP2000	38
Figura 17 Hipotese para o calculo da posição da LNE.....	40
Figura 18 Elementos de área para o cálculo da altura do centro de gravidade.....	41
Figura 19 LNE na região de momento negativo	45
Figura 20 Deslocamentos devido à SC1-DC (sobrecarga em apenas 1 vão)	47
Figura 21 Deslocamentos devido à SC1-DC +SC2-DC (sobrecarga nos dois vãos)	47
Figura 22 Deslocamentos devido à CP-DC.....	48
Figura 23 Momentos fletores devido à SC1-DC	49
Figura 24 Momentos fletores devido à SC-DC1 + SC2-DC	49
Figura 25 Momentos fletores devido à CP-DC	49
Figura 26 Detalhe em planta do mecanismo de mobilização da compressão na laje.....	55

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 Calculo do Ycg Região de momento positivo –curta duração	42
Tabela 2 Calculo do Ycg Região de momento positivo –longa duração.....	43
Tabela 3 Calculo do Ycg Região de momento negativo	44

1 INTRODUÇÃO

As estruturas mistas e híbridas vêm sendo amplamente utilizadas em construções no Brasil e no mundo, por sua velocidade de execução e por apresentar grandes vantagens competitivas quando comparada a demais sistemas construtivos. Dentre outras vantagens, como:

- Redução do tempo de execução da obra;
- Eliminação da necessidade de escoramentos;
- Redução do efetivo da obra, gerando economia nas despesas indiretas e dos potenciais riscos de acidentes;
- Redução das cargas nas fundações;
- Otimizar a logística;
- Melhora na logística do canteiro, já que a maior parte dos elementos são produzidos fora do mesmo.

Algumas desvantagens podem ser observadas no uso desse sistema, principalmente quanto à proteção contra incêndio. Além disso, podem apresentar espessuras maiores que estruturas de lajes lisas e protendidas, gerando diminuição do pé direito ou interferências com instalações e/ou redução do número de pavimentos de edifícios.

Para cada tipo de empreendimento deve-se analisar as vantagens e desvantagens de se utilizar a solução em estruturas mistas ou híbridas no intuito de se avaliar a viabilidade econômica e técnica da solução.

2 OBJETIVO

Esse trabalho tem como objetivo desenvolver o cálculo e detalhamento de uma viga metálica de certa estrutura particular e compara o resultado com a mesma situação considerando o funcionamento misto conjunto da viga metálica e da laje de concreto.

3 PROGRAMAS UTILIZADOS

SAP 2000 versão 14

4 ESTRUTURA PROPOSTA

Para as diferenças entre a estrutura em aço convencional e a estrutura mista ficarem mais evidentes, foi escolhida uma estrutura dentro dos padrões construídos no Brasil, porem com seu vão um pouco maiores que os vãos médios e o uso da estrutura com características de carregamento um pouco acima da média. Dessa forma, a geometria proposta para o estudo foi elaborada com as dimensões apresentadas nas Figura 1 a 4 e o uso adotado de depósito de livros.

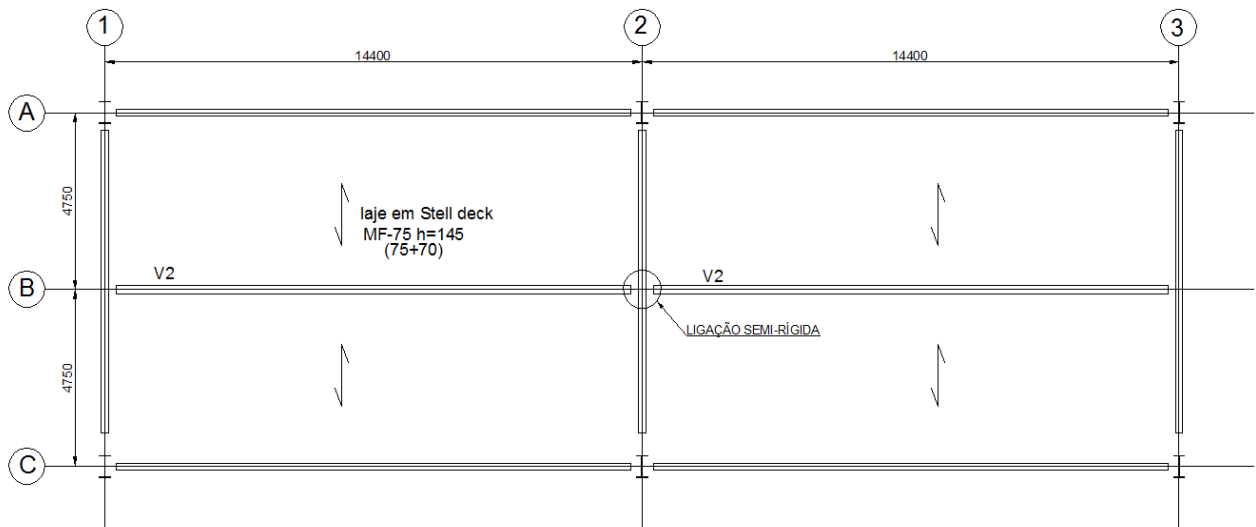


Figura 1 Planta da estrutura proposta

Fonte: Autor

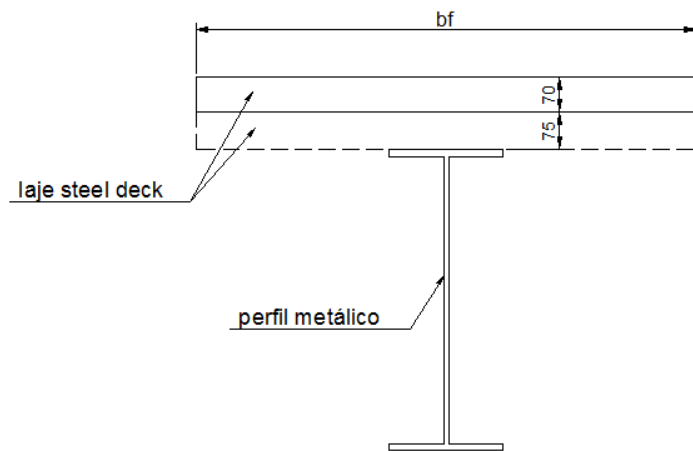


Figura 2 Seção típica da V2

Fonte: Autor

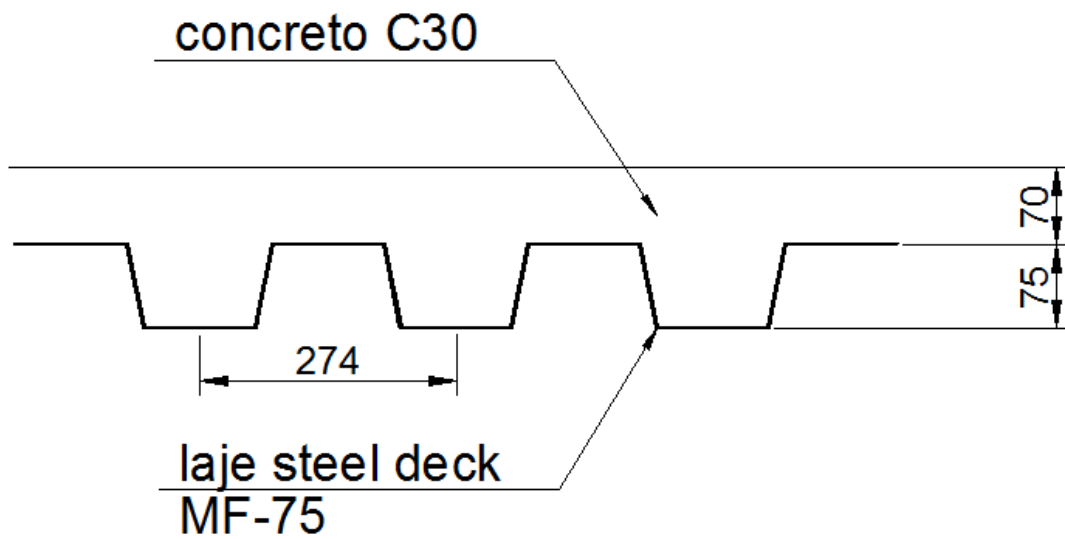


Figura 3 Seção típica da laje

Fonte: Autor

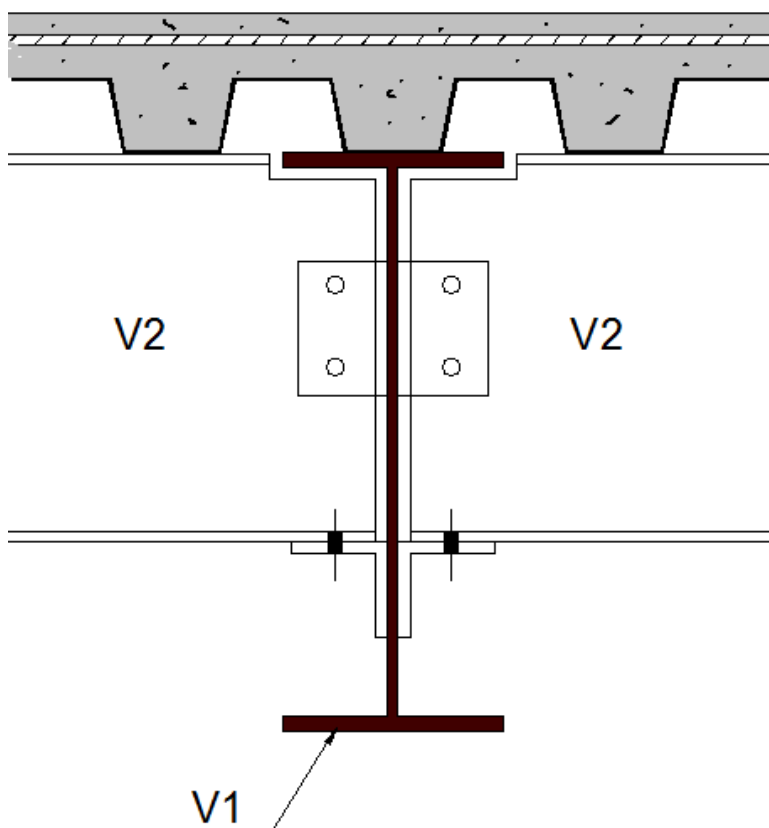


Figura 4 Detalhe genérico da ligação semi-rígida

Fonte: Autor

A viga escolhida para fazer o comparativo foi a viga V2 da Figura 1, que quando executada em estrutura metálica convencional seria, na maioria das vezes, biapoiada devido a dificuldade de execução de ligação rígida. Já quando considerado o funcionamento misto existe a possibilidade da execução de uma ligação semi-rígida o que é uma grande vantagem do sistema.

5 DESENVOLVIMENTO

5.1 Carregamentos e condições de contorno

As lajes steel deck são unidirecionais, desta forma os carregamentos na viga foram feitos por área de influencia, conforme a figura 5.

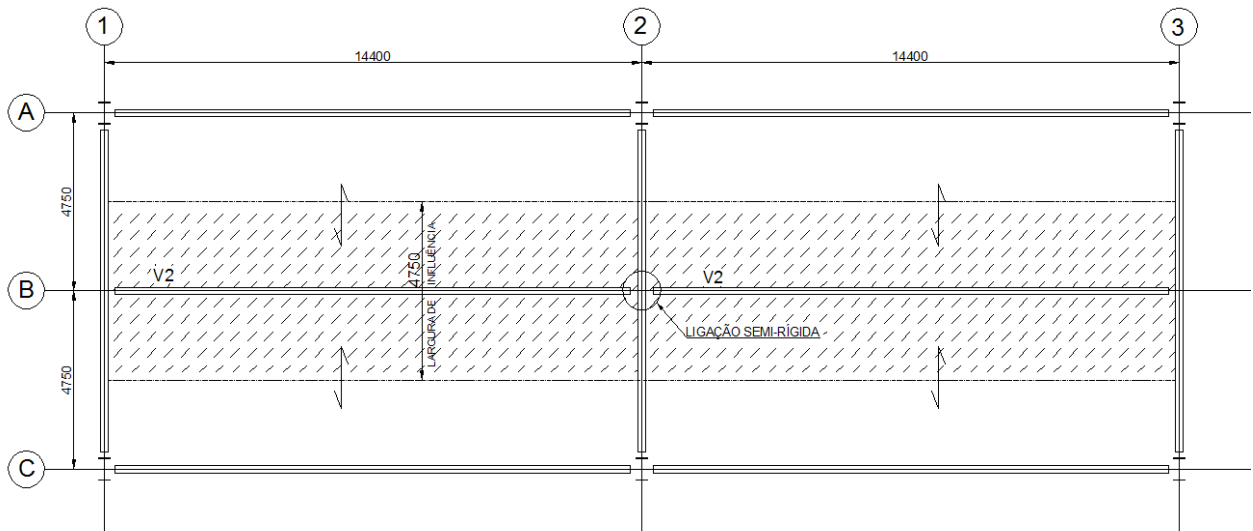


Figura 5 Largura de influência da V2

Fonte: Autor

Para se encontrar os carregamentos distribuídos linearmente sobre a viga, basta multiplicar os carregamentos por área pelo valor da largura de influência, ou seja, 4,75m.

5.1.1 Carregamentos na viga metálica simples.

Como já foi citado, as vigas em estruturas metálicas normalmente são biapoiadas, pela praticidade das ligações. Dessa forma, será necessário apenas dimensionar um dos lados da Viga V2 em estudo.

Foram utilizados carregamentos usuais de estruturas prediais sendo os carregamentos permanentes, para a estrutura metálica simples, englobados em um único carregamento.

-Cargas permanentes:

O peso próprio da laje com espessura de 14,5cm varia entre 2,62kN/m² a 2,67kN/m², segundo as tabelas o Manual de construção em aço. Será adotado 2,65kN/m². O peso próprio da estrutura será estimado em 0,35kN/m². Revestimento no piso 1kN/m² que equivale a um contra piso de 4cm de concreto. Para as alvenarias distribuídas nas lajes será estimado 1kN/m²

$CP_1 = 3\text{kN/m}$ (peso próprio do deck metálico, concreto e peso próprio da estrutura metálica)

$CP_2 = 2\text{kN/m}^2$; (Revestimentos, alvenaria, fechamentos...);

$CP_{TOTAL} = 5\text{kN/m}$

-Cargas acidentais ou variáveis:

$SC = 4\text{kN/m}^2$ (Sobrecarga média de utilizações em ambientes comerciais)

-Distribuição dos carregamentos na estrutura metálica convencional:

As cargas na estrutura metálica convencional serão aplicadas no modelo conforme a figura 6.

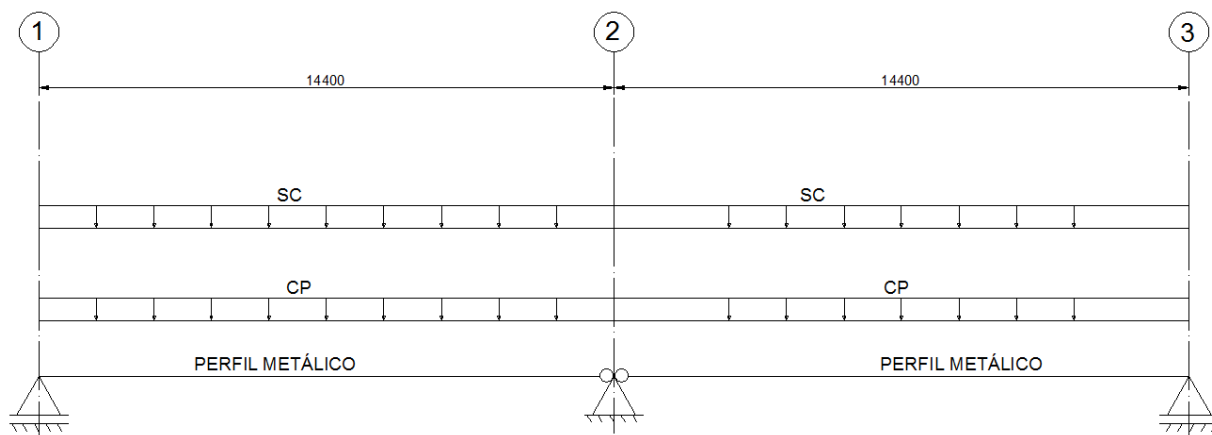


Figura 6 Distribuição de cargas adotada – Estrutura metálica convencional

Fonte: Autor

Sendo:

$$SC = 4\text{kN/m}^2 \cdot 4,75\text{m} = 19,0\text{/m}$$

$$CP = (3+2)\text{kN/m}^2 \cdot 4,75\text{m} = 23,8\text{kN/m}$$

5.1.2 Carregamentos na viga mista.

-Cargas permanentes:

Os carregamentos permanentes são divididos em duas etapas de aplicação: antes da cura e depois da cura.

A parcela que entra antes da cura deve ser resistida apenas pelo perfil de aço, não levando em consideração o auxílio da mesa colaborante de concreto, e que existe continuidade entre as vigas V2. Já que antes da cura o concreto não tem capacidade para absorver tensões e a ligação semi-continua se dá, entre outros fatores, através da aderência entre a armadura da laje e o concreto.

A parcela aplicada depois da cura, já conta com a seção mista plena e a ligação semi-rígida entre as Vigas V2.

Na primeira etapa de carregamento a CP-AC (Carga Permanente-Antes da Cura) mobiliza a seção do perfil de aço, o que gera tensões de tração e compressão. As tensões absorvidas na segunda etapa mobilizam a seção mista plena e são geradas pela CP-DC (Carga Permanente-Depois da Cura). Para cálculo das tensões finais da viga devem ser somadas as tensões das duas etapas.

O peso próprio do perfil será desprezado por ter um valor muito mais baixo que o restante das cargas permanentes.

CP-AC = 3kN/m² (peso próprio do deck metálico, concreto e peso próprio da estrutura metálica)

CP-DC = 2kN/m² (revestimentos, alvenaria, fechamentos, etc.);

-Cargas acidentais ou variáveis:

As Cargas acidentais também são separadas em etapas, antes da concretagem e depois da concretagem, porém como são cargas moveis, não se soma as tensões da etapa antes da cura e depois da cura. Devendo apenas, verificar o perfil na etapa antes da cura para análise da estabilidade da estrutura durante a montagem. Para situação final da estrutura, levando em conta

a mesa colaborante do concreto, as tensões da parcela AC não são consideradas, levando em conta apenas as tensões da SC-DC (Sobrecarga-Depois da Cura).

SC-AC=1kN/m² (Sobrecarga na etapa de montagem)

SC-DC=4kN/m² (Sobrecarga / utilização)

Como a viga mista é semi-contínua é esperado que as cargas de um vão irão influenciar nos esforços dos demais e, devido às várias possibilidades de aplicação da carga variável, é necessário fazer a alternância de cargas nas lajes.

No modelo da viga analisada, a sobrecarga foi dividida em SC1-DC (entre os eixos 1 e 2) e SC2-DC (entre os eixos 2 e 3), conforme Figura 7.

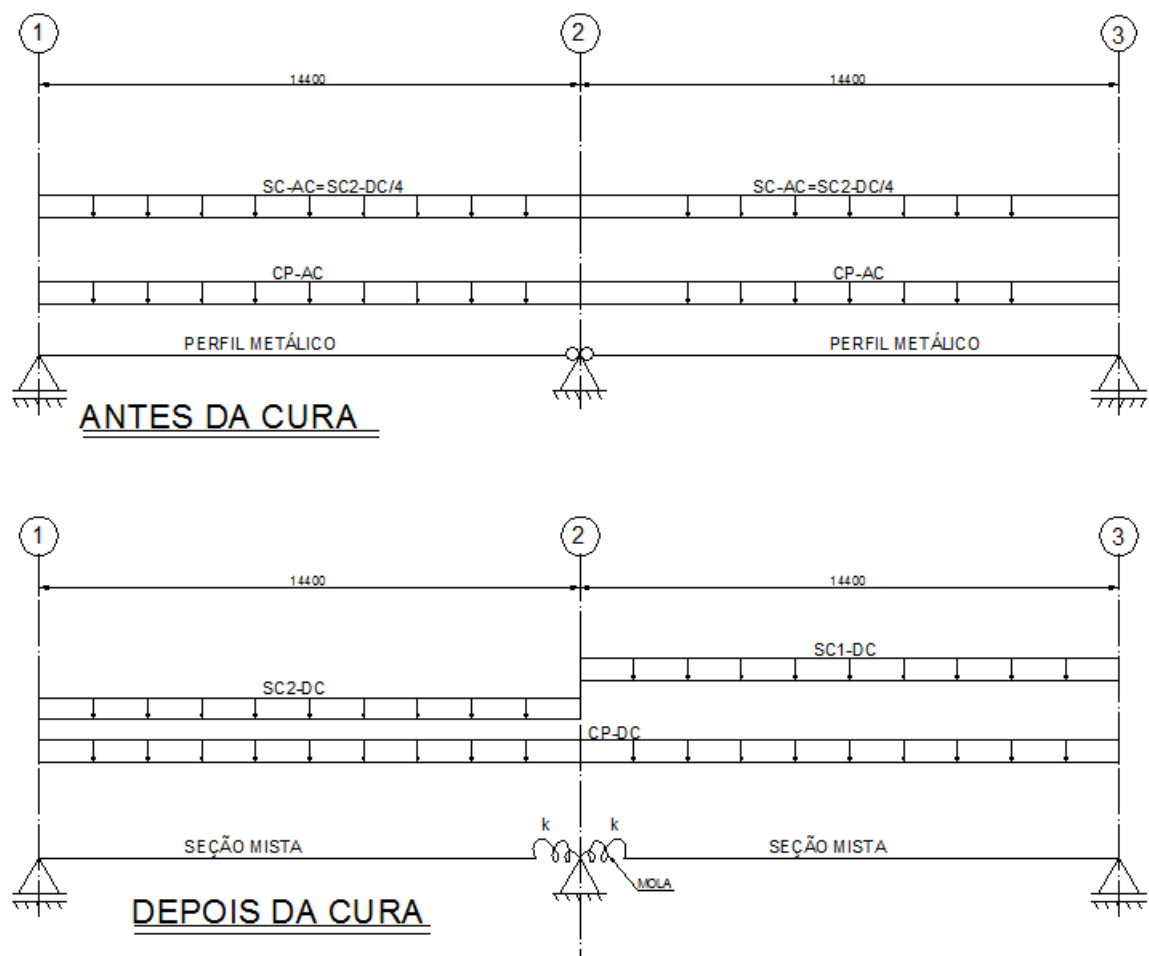


Figura 7 Distribuição de cargas adotada – Estrutura mista

Fonte: Autor

Sendo:

$$SC-DC = 4\text{kN/m}^2 \cdot 4,75\text{m} = 19,0\text{kN/m}$$

$$SC-AC = 0,25 \cdot SCDC = 1\text{kN/m}^2 \cdot 4,75\text{m} = 4,75\text{kN/m}$$

$$CP-DC = 2\text{kN/m}^2 \cdot 4,75\text{m} = 9,5\text{kN/m}$$

$$CP-AC = 3\text{kN/m}^2 \cdot 4,75\text{m} = 14,3\text{kN/m}$$

Serão analisadas, ao longo deste trabalho, três configurações de sobrecarga, sendo elas:

Configuração 1: SC1-DC (atuação das cargas apenas entre os eixos 1 e 2)

Configuração 2: SC1-DC + SC2-DC (atuação das cargas entre os eixos 1 e 3)

Configuração 3: SC2-DC (atuação das cargas apenas entre os eixos 2 e 3)

Para verificar a Sobrecarga antes da cura, o modelo deve ser calculado como uma viga biapoiada, como pode se observar na Figura 8.

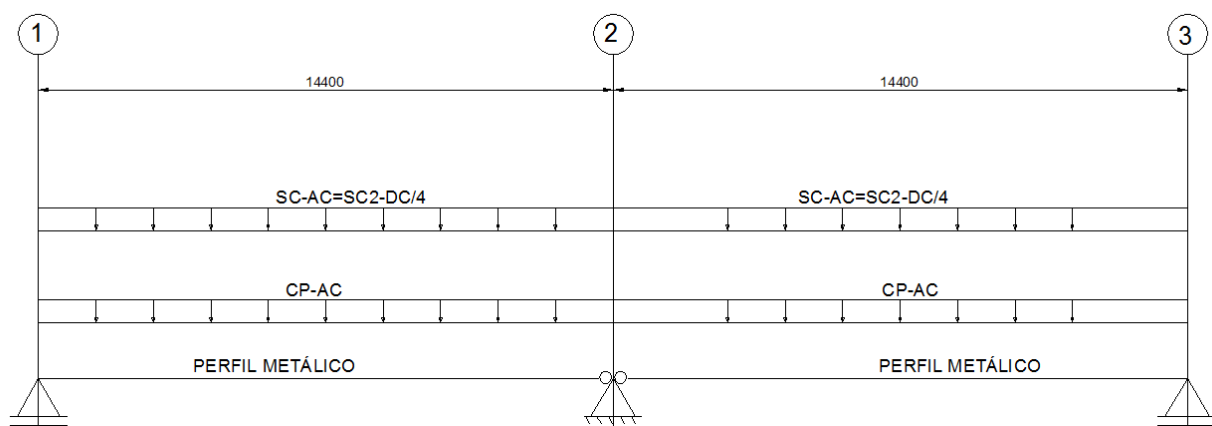


Figura 8 Modelo da estrutura antes da cura

Fonte: Autor

cálculo dos esforços na viga foram encontrados a partir de vários modelos utilizando o software SAP 2000.

5.2 Pré-dimensionamento do perfil

Uma maneira econômica de se dimensionar o perfil metálico é fazer a primeira análise com o perfil mais leve da tabela. Se este perfil não atender aos requisitos mínimos de resistência e desempenho em serviço, é feita a análise com o perfil com o peso linear logo acima do último perfil analisado. Este procedimento deve ser executado até q o perfil atenda aos requisitos necessários. Dessa forma, escolheu-se o perfil mais leve possível.

Para não se estender o trabalho, será feito outro procedimento para o pré-dimensionamento, que consiste em comparar a resistência ao momento fletor da seção metálica ao momento fletor máximo solicitante na situação bi apoiada da viga com o carregamento pleno, conforme figura 9. Dessa forma, partimos de um perfil que resiste as tensões normais devido ao carregamento vertical, porém, normalmente, em vãos dessa ordem, o que determina a escolha do perfil metálico é o seu desempenho em serviço.

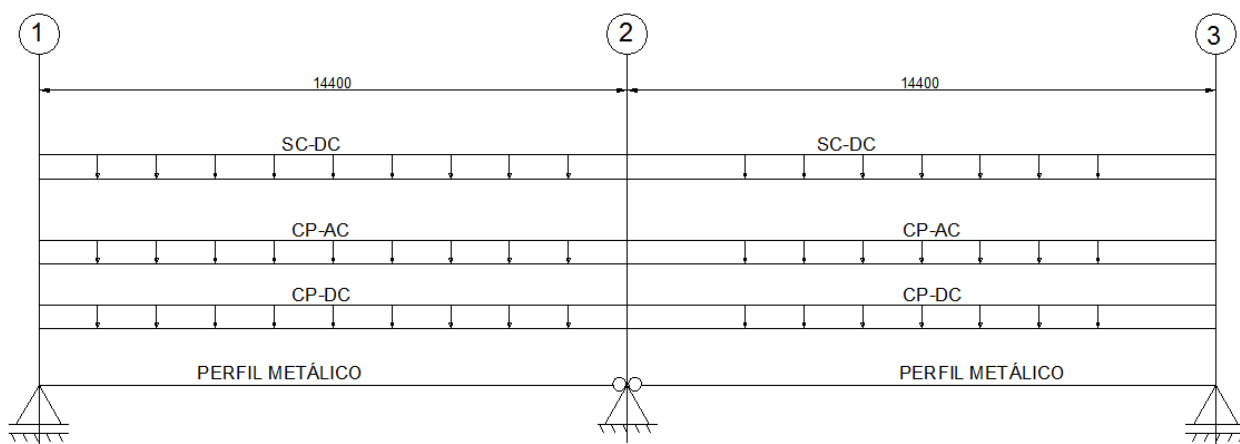


Figura 9 modelo para o pré-dimensionamento do perfil

Fonte: Autor

$$M_{max} = \frac{q.l^2}{8}$$

$$q = (1,5.SCDC + 1,4.CPDC + 1,4.CPAC) = 61,78kN/m$$

$$M_{max} = 16012,34kN.cm$$

Pelas tabelas de ligações mistas do manual da construção em aço do CBCA vol.2 pag 63, constatou-se que o as seções com o perfil W 610x101 tem valores que atendem a comparação, então este perfil será adotado. Se as análises mostrarem que este não é satisfaz os critérios estruturais, ele deve ser substituído e as analises refeitas com o novo perfil. Da mesma forma que se os parâmetros mostrarem que o perfil tem resistência muito superior à demanda, o perfil pode ser substituído por outro mais leve reduzindo assim o custo da estrutura.

A figura 10 mostra a seção do perfil e suas características mecânicas.

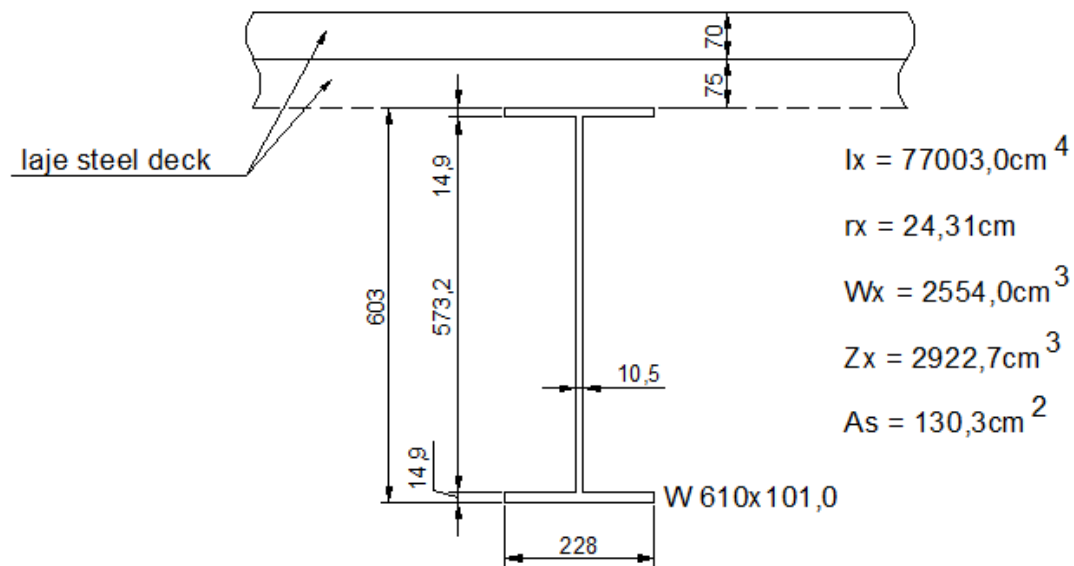


Figura 10 Seção da Viga V2

Fonte: Autor

5.3 Verificação do perfil metálico simples

5.3.1 FLT, Flambagem lateral por torção.

Será considerado no cálculo, que as lajes travam os perfis contra a flambagem lateral por torção. Para isso, no projeto deve estar indicado, mas não é necessário fazer essa verificação.

5.3.2 FLM, Flambagem local das mesas.

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = 7,65$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9,149$$

$$\lambda_f < \lambda_p \Rightarrow M_{rk} = M_{pl}$$

5.3.3 FLA, Flambagem local da Alma.

$$\lambda_f = \frac{h}{t_w} = 54,57$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90,530$$

$$\lambda_f < \lambda_p \Rightarrow M_{rk} = M_{pl}$$

5.3.4 Momento resistente de calculo da seção.

$$M_{rd} = M_{pl} = \frac{Z_x f_y}{1,10} = 91666,5 kN.cm$$

$$M_{rd} \geq 1,5 \frac{W \cdot f_y}{1,1} = 120154 kN.cm \Rightarrow M_{rd} = 91666,5 kN.cm$$

5.3.5 Momento solicitante de calculo.

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$q_{sd} = 1,35 \cdot CP_{AC} + 1,5 \cdot SC_{AC} = 26,37 kN/m$$

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} l^2}{8} = 68461 kN.cm$$

$$M_{sd} < M_{Sd} \Rightarrow ok!$$

5.3.1 Verificação quanto a deformação.

$$\delta = \frac{5 \cdot q_{serv} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Para a verificação da estrutura em serviço, deve-se combinar os esforços de acordo com o uso da estrutura, conforme recomendado pela NBR8800:

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

Também segundo a NBR 8800, o fator de combinação para essa estrutura é:

$$\Psi_2 = 0,6$$

$$q_{serv} = (0,6.SC + CP) = 35,15kN/m$$

$$\delta_{serv} = 12,8cm$$

A NBR 8800 estabelece os limites de deslocamentos verticais com relação ao vão da estrutura, conforme expressão abaixo:

$$\delta_{max} = l/350 = 1440/350 = 4,11cm$$

No cálculo dos deslocamentos verticais a serem comparados com os valores máximos de norma, a contraflecha da viga pode ser deduzida, até o limite do valor da flecha proveniente das ações permanentes, segundo a NBR8800:

$$\delta_{contraflecha_{max}} = \frac{5.q_{CP}.l^4}{384.E.I} :$$

$$\delta_{contraflecha_{max}} = 5,2cm$$

Dessa forma, o deslocamento máximo do perfil, aplicando –se a contra-flecha é:

$$\delta_{total} = \delta_{serv} - \delta_{contraflecha_{max}}$$

$$\delta_{total} = 12,18 - 5,2 = 7cm$$

$$7cm > 4,11cm$$

O perfil não atende as especificações e será necessário a seleção de um novo perfil pelas tabelas.

O novo perfil adotado deve ter no mínimo a Inercia suficiênte para ter deslocamentos devido a sobre carga (carga em serviço subtraída da carga permanente), menores ou iguais a 4,11cm.

$$4,11cm = \frac{5.q_{SC}.l^4}{384.E.I_{nec}}$$

$$I_{nec} = \frac{5.q_{SC}.l^4}{384.E.4,11} = 147119,6cm^4$$

Pelas tabelas, o menor perfil que atende essa especificação é o W610x174. E este deve ser verificado aos demais estados limities últimos.

As nova seção e propriedades geométricas são conforme a figura11.

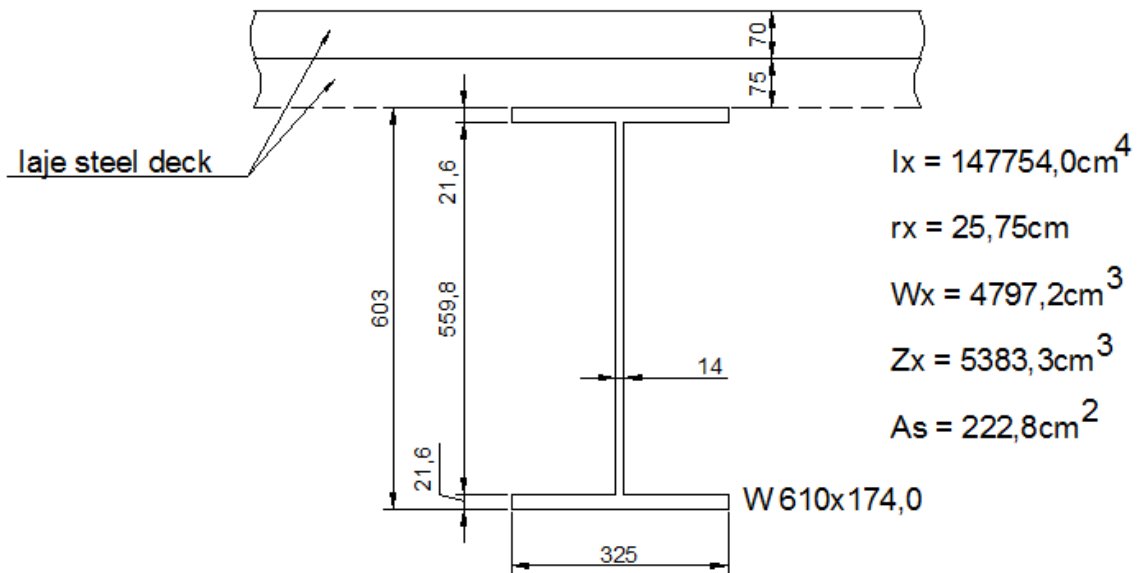


Figura 11 Seção da Viga V2(segundo perfil proposto)

Fonte: Autor

5.3.2 FLT, Flambagem lateral por torção no segundo perfil proposto.

Da mesma forma que o primeiro perfil estaria travado à FLT, não é necessário fazer essa verificação para esse perfil.

5.3.3 FLM, Flambagem local das mesas no segundo perfil proposto.

$$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = 7,52$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9,149$$

$$\lambda_f < \lambda_p \Rightarrow Mrk = Mpl$$

5.3.4 FLA, Flambagem local da Alma no segundo perfil proposto.

$$\lambda_f = \frac{h}{t_w} = 40,93$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90,530$$

$$\lambda_f < \lambda_p \Rightarrow M_{rk} = M_{pl}$$

5.3.5 Momento resistente de calculo da seção.

$$M_{Rd} = M_{pl} = \frac{Z_x f_y}{1,1} = 168830,45 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rd} \geq \frac{1,5.W.f_y}{1,1} = 225686,45$$

$$M_{Rd} = 168830,45 \text{ kN.cm}$$

5.3.6 Verificação quanto à deformação.

$$\delta = \frac{5.q_{serv.}.l^4}{384.E.I}$$

Para a verificação da estrutura em serviço, deve-se combinar os esforços de acordo com o uso da estrutura, conforme recomendado pela NBR8800:

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

Também segundo a NBR 8800, o fator de combinação para essa estrutura é:

$$\Psi_2 = 0,6$$

$$q_{serv} = (0,6 \cdot SC + CP) = 35,15 \text{ kN/m}$$

$$\delta_{serv} = 7,59 \text{ cm}$$

A NBR 8800 estabelece os limites de deslocamentos verticais com relação ao vão da estrutura, conforme expressão abaixo:

$$\delta_{max} = l/350 = 1440/350 = 4,11 \text{ cm}$$

No cálculo dos deslocamentos verticais a serem comparados com os valores máximos de norma, a contraflecha da viga pode ser deduzida, até o limite do valor da flecha proveniente das ações permanentes, segundo a NBR8800:

$$\delta_{contraflecha_{max}} = \frac{5 \cdot q_{CP} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = 5,13 \text{ cm}$$

Dessa forma, o deslocamento máximo do perfil, aplicando –se a contra-flecha é:

$$\delta_{total} = \delta_{serv} - \delta_{contraflecha_{max}} = 7,59 - 5,13 = 2,46 \text{ cm}$$

$$2,46 \text{ cm} < 4,11 \text{ cm} \Rightarrow \text{ok!}$$

5.3.7 Verificação quanto vibrações excessivas

Para se verificar a possibilidade de vibrações excessiva, é necessário fazer a análise dinâmica do problema. Por ser uma análise complexa, a norma recomenda que seja feito um procedimento simplificado.

Simplificadamente, os deslocamentos verticais totais, desprezando-se as contraflechas deve ser inferior a 2cm.

Para verificação de vibrações excessivas, é necessário utilizar a combinação frequente:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{G_{i,k}} + \Psi_1 F_{Q_{1,k}} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{2j} F_{Q_{j,k}})$$

$$\Psi_1 = 0,7$$

$$q = CP_{AC} + CP_{DC} + 0,7.SC_{DC} = 37,06kN/m$$

$$\delta = \frac{5.q.l^4}{384.E.I} = 13,4cm > 2cm$$

O perfil não atende à verificação simplificada da NBR8800, porém ainda existe o recurso da análise dinâmica.

5.4 Verificação da viga mista

5.4.1 Comportamento do perfil antes da cura do concreto.

5.4.1.1 Momento fletor resistente.

Da mesma forma que no ítem 5.3:

$$M_{rd} = M_{pl} = \frac{Z_x f_y}{1,10} = 91666,5 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rd} \geq 1,5 \frac{W \cdot f_y}{1,1} = 120154 \text{ kN.cm} \Rightarrow M_{rd} = 91666,5 \text{ kN.cm}$$

5.4.1.2 Momentos solicitantes

$$M_{max} = \frac{q_{AC} \cdot l^2}{8}$$

O valor da carga característica antes da cura é dado pela expressão:

$$q_{AC_k} = q_{CPAC} + q_{SCAC}$$

$$q_{AC_d} = (1,25 \times 14,3) + (1,3 \times 4,8) = 24,1 \text{ kN/m}$$

$$M_{max_d} = \frac{0,241 \times 1440^2}{8} = 62506,1kN.cm < 91666,5kN.cm$$

$$M_{sd} \leq M_{rd} \Rightarrow ok$$

O perfil é capaz de resistir as solicitações na etapa de construção, antes da cura do concreto.

As tensões absorvidas pela parcela de carga permanente deverão estar agora presentes no perfil metálico. A partir da cura do concreto, a seção mista continuará a ser submetida a carregamentos pelas cargas das etapas posteriores a cura. Esses efeitos devem ser somados ao final das análises independentes das etapas.

5.4.2 Comportamento do perfil depois da cura do concreto.

Após a cura do concreto a laje estará conectada ao perfil de aço, passando então a absorver esforços normais que serão transmitidos por conectores metálicos.

Segundo o manual de construção em aço, deve-se calcular a largura de contribuição da laje, b_f , que terá um valor para a seção solicitada por momentos positivos e outro valor na seção onde ocorrem os momentos fletores negativos.

A figura 12 mostra a seção mista a ser verificada:

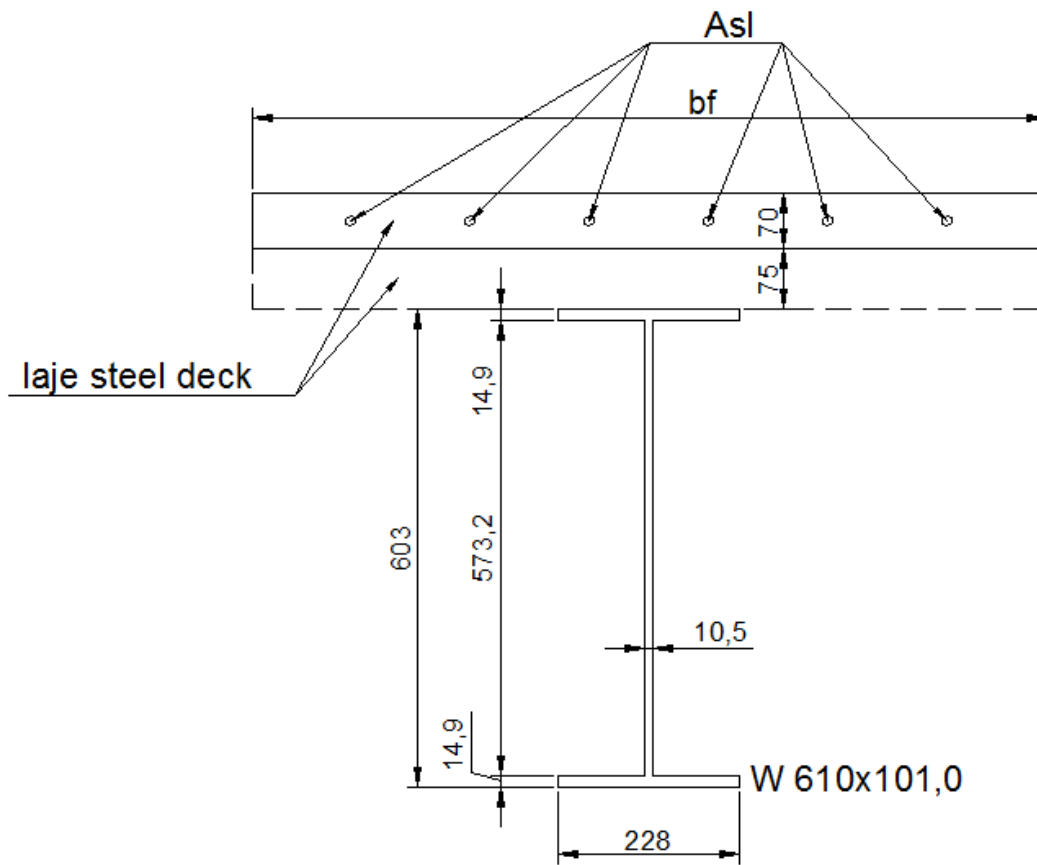


Figura 12 Seção mista da Viga V2 depois da cura

Fonte: Autor

Na região de momento negativo:

$$b_f^- \leq \begin{cases} 475cm \\ \frac{1}{4} \times 1440 \times 2 \times \frac{2}{8} = 180cm \end{cases}$$

$$b_f^- = 180cm$$

Região de momentos positivos:

$$b_f^+ \leq \begin{cases} 475cm \\ \frac{2 \times 0,8 \times 1440}{8} = 288cm \end{cases}$$

$$b_f^+ = 288cm$$

Será definida uma armadura longitudinal, A_{sl} , de 6 diâmetros de 12,5 mm já que a é o número de barras que está definido na tabela onde foi pré-dimensionado o perfil.

5.4.2.1 Verificação dos limites de esbeltez

Na região de Momentos negativos:

Não ocorre flambagem local das mesas já que:

$$\lambda_f < \lambda_p \Rightarrow Mrk = Mpl$$

Para se atingir a plastificação total da seção deve se obedecer a seguinte relação de largura / espessura:

$$\lambda_w = \frac{2 \cdot h_{wc}}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \lambda_p$$

Calculo da altura da linha neutra plástica, LNP, ou h_{wc} :

Segundo o manual:

Força máxima de compressão que pode exercer a alma e a mesa inferior:

$$(A - A_f) \cdot \frac{f_y}{1,1} = (130,3 - 33,97) \cdot \frac{34,5}{1,1} = 3021,2 = kN$$

Força máxima tração que pode exercer a armadura longitudinal da laje:

$$T_{ds} = \frac{A_s \cdot f_{ys}}{1,15} = \frac{7,36 \times 50}{1,15} = 320kN$$

Força máxima de tração que a mesa superior e a armadura superior pode exercer:

$$T_{ds} + \frac{A_f \cdot f_y}{1,1} = 320 + \frac{33,97 \times 34,5}{1,1} = 1609,1kN < 3021,2kN$$

Como a força das armaduras e mesa superior não superam a força da alma e mesa inferior, a LNP passa pela alma, para que na plastificação, as forças de compressão e tração sejam idênticas.

Dessa forma a expressão da LNP é dada por:

$$T_{ds} + \frac{A_f \cdot f_y}{1,1} + x_1 \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{1,1} = \frac{A_f y}{1,1} + h_{wc} \times t_{wc} \times \frac{f_y}{1,1}$$

$$\Rightarrow x_1 = 23,79cm$$

$$\Rightarrow h_{wc} = 57,3 - x_1 = 33,5cm$$

$$\lambda_w = \frac{2 \cdot h_{wc}}{t_w} = 63,81 < \lambda_p$$

A seção atende as exigências de forma, ou seja ela consegue se plastificar sem que haja a flambagem local das mesas e alma.

5.4.2.2 Resistência de cálculo da região de momentos positivos.

5.4.2.2.1 Forças de compressão e tração na seção mista

$$F_{hRd} \leq \begin{cases} R_{cd} = \frac{0,85 f_{ck} b t_c}{1,4} \\ R_{td} = \frac{A f_y}{1,1} \end{cases}$$

$$R_{cd} = \frac{0,85 f_{ck} b t_c}{1,4} = 3672 kN$$

$$R_{td} = \frac{A f_y}{1,1} = 4086,7 kN$$

$$F_{hRd} = R_{cd} = 3672 kN$$

Para se encontrar o momento resistente, deve-se primeiro determinar o grau de interação da seção mista. O valor mínimo a ser adotado é, como o vão é menor que 25m:

$$\eta = 1 - \frac{E}{578 f_y} (0,75 - 0,03 L_c) \quad \eta \leq 0,4$$

$$\eta \leq 1 - \frac{20000}{578 \times 34,5} (0,75 - 0,03 \times 14,40) = 0,68$$

O grau de interação é de 68%, então a somatória das forças dos conectores pode ser calculada por:

$$\sum Q_{Rd} = 0,68 \times 3672 = 2496,96 \text{ kN}$$

Considerando os conectores tipo pino com cabeça de $\varnothing 19\text{mm}$, a distribuição dos mesmos, na região entre o momento nulo e o momento M_{\max}^+ deve ser capaz de resistir a 2496,96kN.

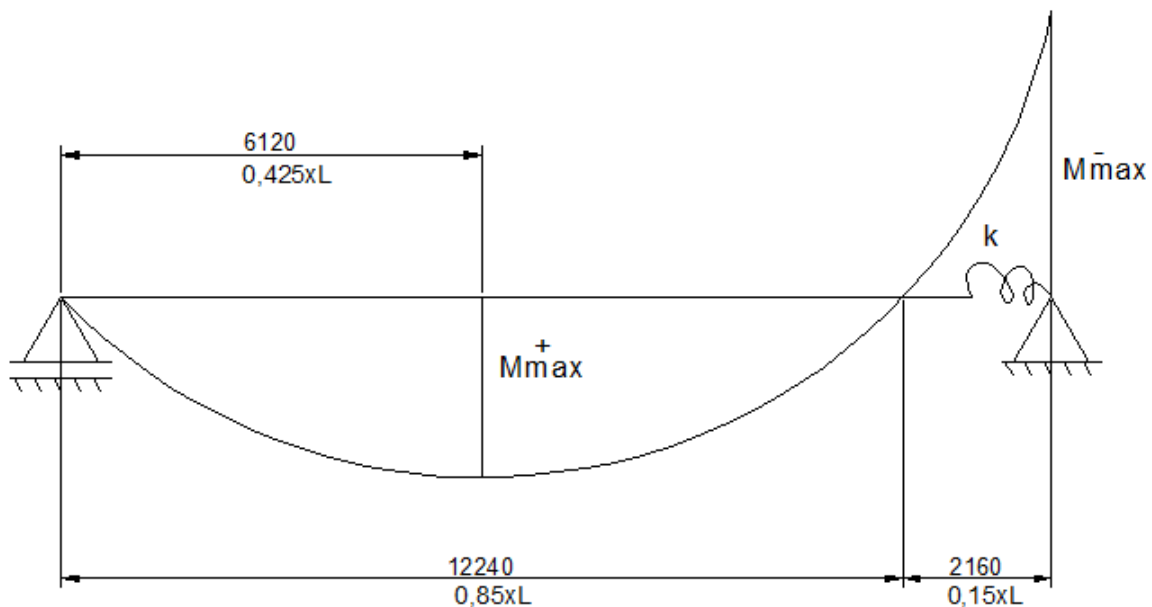


Figura 13 Diagrama de esforços simplificado

Fonte: Autor

Fonte: Autor

Como a distancia entre eixos das nervuras das lajes MF 50 é de 274mm, nos trechos de distribuição dos conectores haverá 22 nervuras, já que a região de momento positivo é aproximadamente 1224cm, conforme figura 13.

$$\frac{2496,96kN}{22nerv} = \frac{113,49kN}{nerv}$$

A resistencia do conector também varia de acordo com a posição na nervura e a quantidade de conectores adjacentes. A resistencia do conector é dada por:

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

Ou

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

O menor deles.

Dessa forma:

-Para 1 conector por nervura: $Q_{Rd}=71kN/nerv$

-Para 2 conectores por nervura: $Q_{Rd}=(68+48)kN=68kN/Nerv$

-Para 3 conectores por nervura: $Q_{Rd}=(2 \times 49 + 40)=138\text{kN/Nerv}$

Para atingir o valor de 113,45kN por nervura, serão necessários 3 conectores por nervura.

Com essa disposição é possível calcular qual o valor da componente de compressão da seção mista.

$$C_d = 22 \times \frac{138\text{kN}}{\text{nerv}} = 3036\text{kN}$$

5.4.2.2 Posição das linhas neutras plásticas

Como a viga mista tem interação parcial, existem duas Linhas neutras plásticas, uma na laje (LNP₁), e outra no perfil (LNP₂), conforme figura 14.

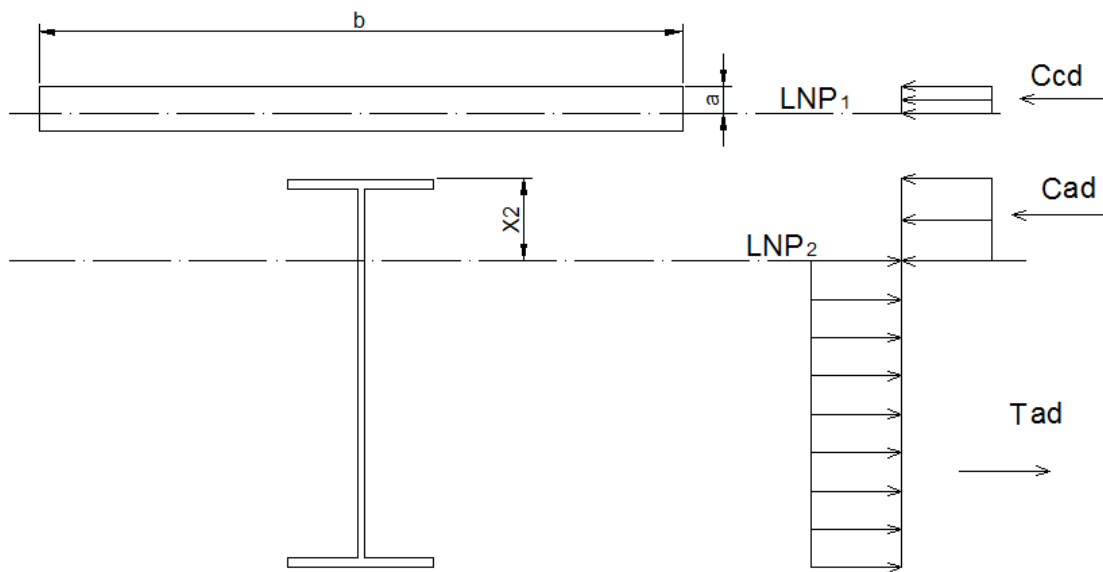


Figura 14 Posição das LNPs na região de momento positivo

Fonte: Autor

O valor da distancia do topo da laje para a LNP₁, ou “a” vale, segundo o manual de construção em aço:

$$a = \frac{C_{cd}}{\frac{0,85f_{ck}b}{1,4}}$$

$$a = \frac{3036}{\frac{0,85 \times 3}{1,4} 288} = 5,79cm$$

Para determinar a posição da LNP₂, deve se compara os valores de força máxima que o perfil pode produzir, excluindo-se a mesa superior com a força máxima que a mesa superior e a laje podem produzir.

$$(A - A_f) \frac{f_y}{1,1} = 3021kN$$

$$A_f \frac{f_y}{1,1} + \frac{0,85f_{cd}}{1,4} bt_c = 4101,4kN$$

Como 3021 < 4101, segundo o manual, a LNP₂ corta a mesa superior e por equilíbrio de forças, é possível calcular a profundidade da LNP₂, que é a distancia do topo do perfil até a LNP₂.

$$C_{cd} + b_f x_2 \frac{f_y}{1,1} = b_f (t_f - x_2) f_y + (A - A_f) \frac{f_y}{1,1}$$

$$x_2 = 0,73cm$$

5.4.2.2.3 Momento resistente de cálculo

$$M_{pl,Rd} = \sum (F_{id} y_i)$$

$$M_{pl,Rd} = 143442,42 \text{ kN.cm}$$

5.4.2.1 Resistência de cálculo da região de momentos negativos.

5.4.2.1.1 Momento resistente de cálculo

$$T_{ds} = \frac{A_s \cdot f_{ys}}{1,15} = \frac{7,36 \times 50}{1,15} = 320 \text{ kN}$$

$$(A - A_f) \frac{f_y}{1,1} > A_f \frac{f_y}{1,1} + T_{ds}$$

Então a LNP corta a alma do perfil e por equilíbrio, conforme figura 15.

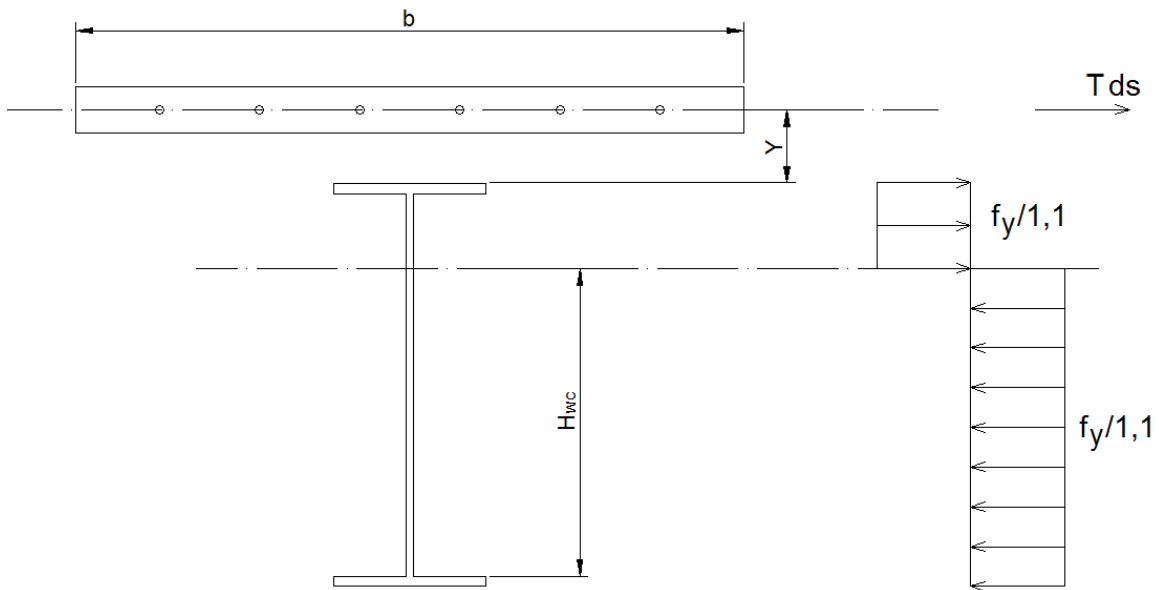


Figura 15 Posição da LNP na região de negativo

Fonte: Autor

Fazendo o equilíbrio de forças horizontais, conforme a figura 15 é possível encontrar o valor de H_{wc} .

$$\sum F_x = 0$$

$$T_{ds} + A_f \frac{f_y}{1,1} + x_1 t_w \frac{f_y}{1,1} = A_f \frac{f_y}{1,1} + h_{wc} t_w \frac{f_y}{1,1}$$

$$h_{wc} = 23,78cm$$

$$M_{pl,Rd} = \sum (F_{id} y_i)$$

$$M_{Rd}^- = 94863,6kN.cm$$

5.4.2.1.2 Disposição dos conectores

O comprimento estimado da região de momentos negativos, conforme figura 13, tem 216 cm, e tem aproximadamente sete nervuras.

$$\sum q_{Rd} = T_{ds} = 320kN$$

$$\frac{320kN}{7nerv} = \frac{45kN}{nerv}$$

Os três conectores por nervuras são suficientes para absorverem toda a força necessária.

5.4.3 Comportamento em serviço

Serão analisados dos estados limites de serviço, ELS.

O de deslocamentos excessivos e o de vibrações excessivas.

5.4.3.1 ELS deslocamentos excessivos

Na análise do ELS de deslocamentos excessivos da viga, deve levar em consideração o comportamento da estrutura antes da cura e dos efeitos depois da cura do concreto. Além disso, deve se separar os efeitos de curta e longa duração, já que nos efeitos de longa duração, deve ser levada em conta a deformação lenta do concreto.

Dessa forma, devem ser elaborados 3 modelos matemáticos para a análise do comportamento em serviço seguindo a figura 16.

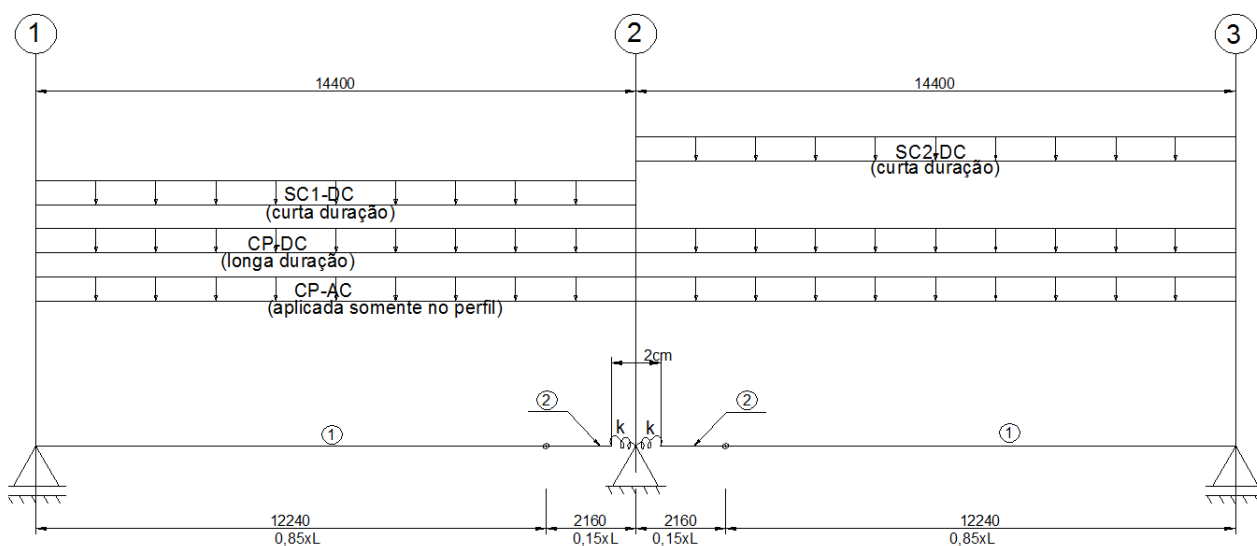


Figura 16 Parâmetros de modelagem no SAP2000

Fonte: Autor

No modelo 1 serão considerados apenas os carregamentos de curta duração, combinando os carregamentos SC1-DC e SC2-DC para se obter os maiores resultados de deslocamento. Neste modelo, as inércias das barras 1 e 2 devem ser estabelecidas sem contar com a deformação lenta do concreto.

No modelo 2 serão considerados os carregamentos de longa duração, assim devem ser considerados os efeitos da deformação lenta do concreto.

Em ambos os modelos 1 e 2, a ligação semirígida no nó central, será modelada com uma barra de 2cm de comprimento e sua rigidez estimada no item 5.4.3.1 .

No modelo 3, são computadas as cargas antes da cura do concreto. Dessa forma as inércias 1 e 2 são as inércias do perfil metálico simples, e a rigidez k da ligação central é zero, ou seja, rotulado. Este modelo já foi calculado no item 5.3!! Os resultados encontrados anteriormente, serão considerados também na verificação do ELS de deslocamentos excessivos.

5.4.3.1.1 Região de momento positivo

Para as considerações dos efeitos de curta duração os efeitos da deformação lenta do concreto não são importantes. Deve-se apenas encontrar a inércia equivalente e levar em conta o grau de interação da viga mista, segundo Queiroz G.

Efeitos de curta duração:

x

$$\eta = \frac{E_s}{E_c}$$

$$\eta = \frac{20000}{26071,6} = 7,76$$

Os elementos de concreto serão transformados em aço, para isso, basta dividir as larguras dos elementos de concreto por 7,76. Os elementos transformados serão subscritos com a sigla tr, conforme figura 17.

$$b_{tr} = \frac{b}{7,76} = 37,55cm$$

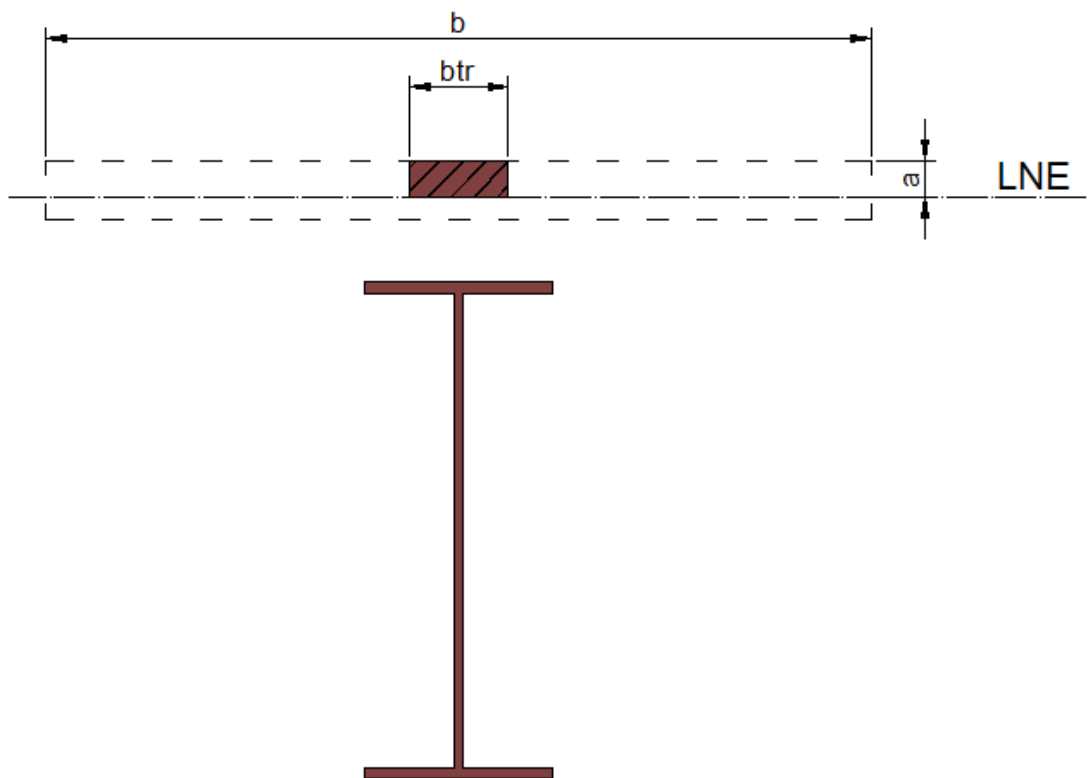


Figura 17 Hipotese para o calculo da posição da LNE

Fonte: Autor

Como o concreto tracionado é desprezado, devemos encontrar o valor de “a”, conforme figura 17. Segundo o manual:

$$a = \frac{-A + \sqrt{A^2 + 2b_{tr}Aw}}{b_{tr}}$$

$$w = \frac{d}{2} + h_f + t_f = 44,65$$

$$a = \frac{-A + \sqrt{A^2 + 2b_{tr}Aw}}{b_{tr}} = 14,47cm$$

Como 14,44cm é maior que a altura da laje de 7cm. Então a formulação não é valida. Constatase então que a vale a altura da laje.

Assim, para se encontrar a altura do centro de gravidade da seção, conforme, figura 18, temos que fazer calcular:

$$y_{cg} = \frac{\sum A_i \cdot y_{cgi}}{\sum A_i}$$

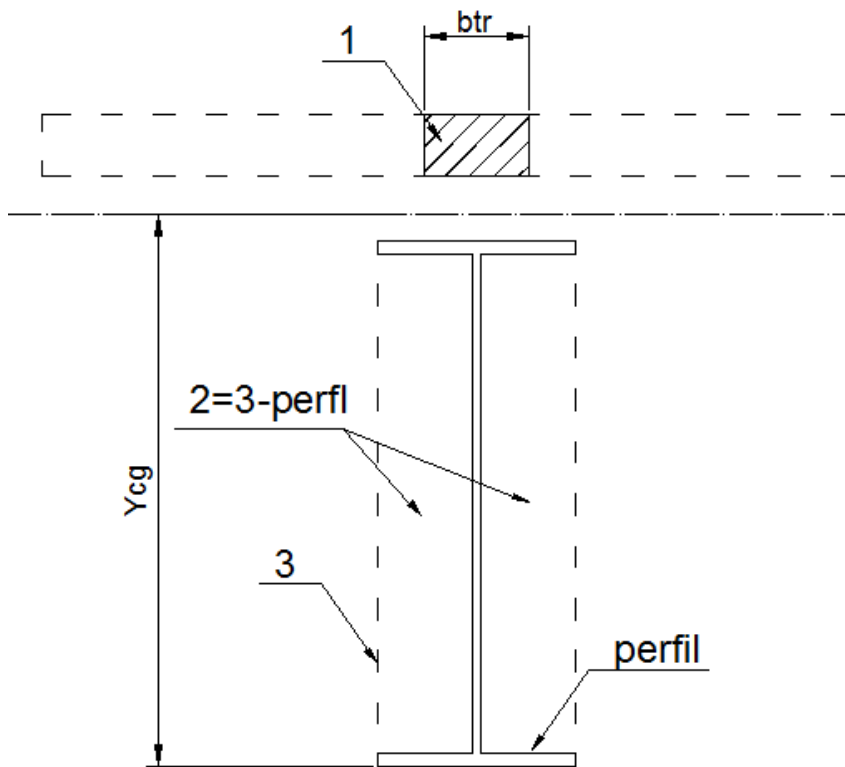


Figura 18 Elementos de área para o cálculo da altura do centro de gravidade

Fonte: Autor

Tabela 1 Cálculo do Ycg Região de momento positivo – curta duração

Elemento	Area i	ycg i	Ai.ycg i
1	262,85	71,3	18741,21
2	1374	30,15	41426,1
3	-1244	30,15	-37506,6
Σ	392,85	Σ	22660,71

Pela tabela1

$$y_{cg} = \frac{2266071}{392,85} = 57,9cm$$

$$I_{tr} = 77003 + 130 \times 27,8^2 + \frac{37,6 \times 14,5^2}{12} + 262,9 \times 13,4^2$$

$$I_{tr} = 225742,9cm^4$$

Para se levar em consideração o grau de interação da viga, a inércia deve ser corrigida conforme expressão abaixo:

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

Sendo η_i o grau de interação.

$$I_{ef} = 77003 + (225742,9 - 77003)\sqrt{0,68}$$

$$I_{ef} = 199657cm^4$$

Efeitos de longa duração:

Para computar os efeitos de longa duração no concreto, segundo o manual de construção em aço, quando do calculo da razão dos modulos de elasticidade do concreto e aço, o concreto deve vir dividido por 3.

$$\eta = \frac{E_s}{E_c/3} = \frac{20000}{8690,5} = 23$$

$$b_{tr} = 37,55/3 = 12,52cm$$

Com a largura b_{tr} sendo reduzida, a tendencia é o centro de gravidade da seção mista se afastar ainda mais da borda da laje. Dessa forma, o calculo do Y_{cg} da seção é conforme a figura 18 e seguindo a formulação:

$$y_{cg} = \frac{\sum A_i \cdot y_{cgi}}{\sum A_i}$$

Tabela 2 Calculo do Y_{cg} Região de momento positivo – longa duração

Elemento	Area i	ycg i	Ai.ycg i
1	87,61667	71,3	6247,068
2	1374	30,15	41426,1
3	-1244	30,15	-37506,6
Σ	217,6167	Σ	10166,57

$$y_{cg} = 46,7cm$$

$$I_{tr} = 77003 + 130 \times 16,6^2 + \frac{12,52 \times 7^3}{12} + 87,6 \times 24,58^2$$

$$I_{tr} = 166004,3 \text{ cm}^4$$

Corrigindo o valor da inércia devido ao grau de interação:

$$I_{ef} = 77003 + (166004,3 - 77003) \sqrt{0,68}$$

$$I_{ef} = 150395,4 \text{ cm}^4$$

5.4.3.1.2 Região de momento negativo

$$y_{cg} = \frac{\sum A_i \cdot y_{cgi}}{\sum A_i}$$

Tabela 3 Cálculo do Ycg Região de momento negativo

Elemento	Area i	y _{cg} i	A _i .y _{cg} i
Asl	7,36	73,33	539,7088
Perfil	130	30,15	3919,5
Σ	137,36	Σ	4459,209

$$y_{cg} = 34,2 \text{ cm}$$

A altura do y_{cg} é onde se define a LNE da seção nessa região. Conforme figura 19.

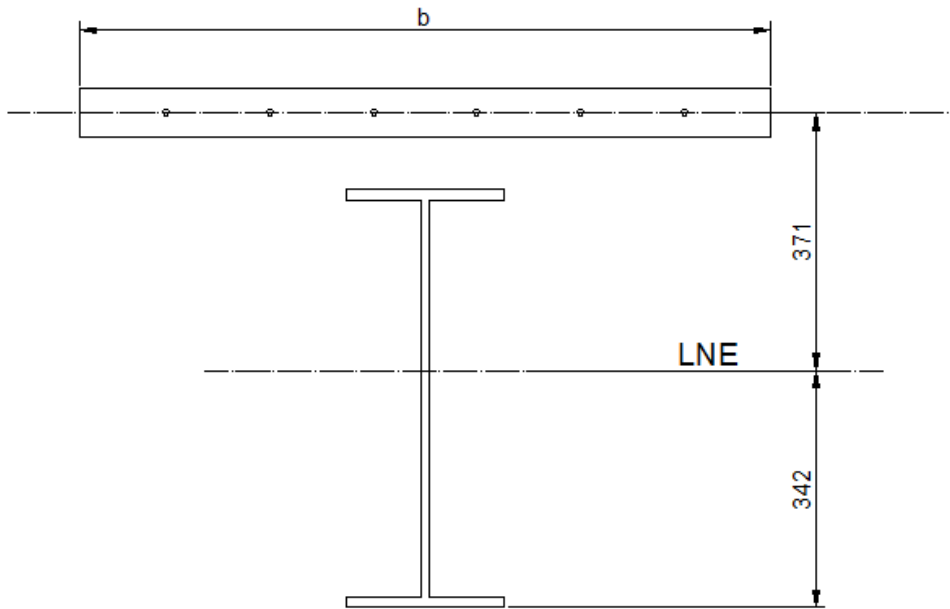


Figura 19 LNE na região de momento negativo

Fonte: Autor

$$I_{tr} = 130 \times 4,04^2 + 77003 + 0 + 7,36 \times 26,11^2$$

$$I_{tr} = 84142,36 \text{ cm}^4$$

5.4.3.1.3 Propriedades da ligação mista

Utilizando-se as tabelas de ligações mistas do manual de construção em aço vol.2, pg 63, serão adotadas as propriedades da ligação. Cruzando os valores $h_f 75 \text{ mm}$ e o perfil W610x101 e os valores abaixo:

$$\frac{L}{d_f} = \frac{1440}{60,3 - 7 - 7,5} = 19,25 \sim 20$$

A laje possui 6 Ø 12,5mm de armadura longitudinal

$$B_{ef} = 2880 \sim 3m$$

Os valores encontrados foram interpolados já que a tabela só apresenta valores para $h_t=140mm$ e $h_t=160mm$, e o valor de h_t da seção é 145mm.

Dessa forma, o momento resistente de calculo, R^- , através da tabela vale:

$$R^- = 22826kN.cm$$

A capacidade de rotação, Θ_u , tem o valor:

$$\Theta_u = 17,25mrad$$

A rigidez inicial, S_i :

$$S_i = 4881797,5kN.cm/rad$$

E a inercia I:

$$I = 88810,25cm^4$$

5.4.3.1.4 Inercias adotadas nos modelos do SAP 2000:

Modelo 1:

Para o modelo 1, carregamentos de curta duração, serão adotados:

$$I_1=199657cm^4$$

$$I_2=84142,4 cm^4$$

Como o comprimento da barra de ligação tem 2cm, temos que encontrar o valor da inércia da barra a partir da rigidez tabelada e o comprimento adotado.

$$S_i = \frac{EI}{2cm} = 4881797,5kN.cm/rad$$

$$I_{lig}=488,18cm^4$$

Modelo 2:

Para o modelo 2, carregamentos de longa duração, serão adotados:

$$I_1=150395,7cm^4$$

$$I_2=84142,4 cm^4$$

$$I_{lig}=488,18cm^4$$

Modelo 3: Não será modela do no SAP2000 por ser Isostático.

5.4.3.1.5 Resultados obtidos nas análises com SAP2000

Modelo 1 (Curta duração):

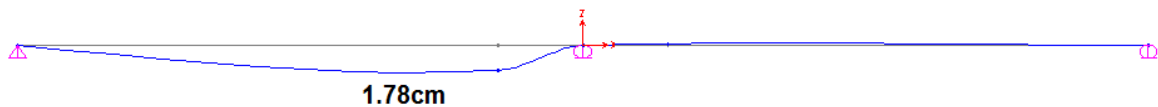


Figura 20 Deslocamentos devido à SC1-DC (sobrecarga em apenas 1 vão)

Fonte: Autor

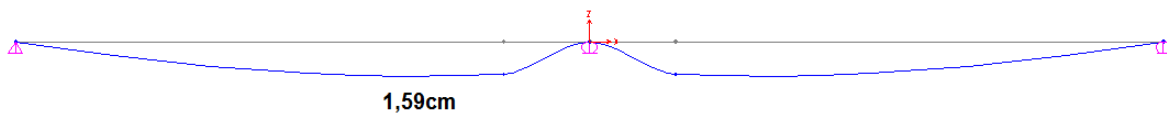


Figura 21 Deslocamentos devido à SC1-DC +SC2-DC (sobrecarga nos dois vãos)

Fonte: Autor

Modelo 2 (Longa duração):

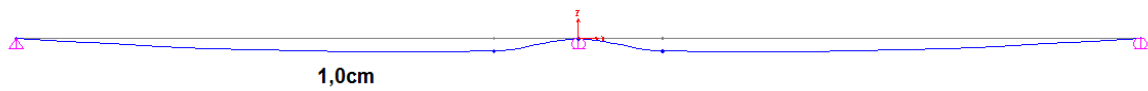


Figura 22 Deslocamentos devido à CP-DC

Fonte: Autor

$$\delta(\text{serv}) = \delta_{CP-DC} + \delta_{CP-AC} + 0,6.\delta_{SC-DC}$$

$$\delta(\text{total}) = \delta_{CP-AC} + \delta_{CP-AC} + 0,6.\delta_{SC-DC} - \delta_{contraflecha}$$

$$\delta_{CP-AC} = \delta_{contraflecha} = 5,1\text{cm} = 51\text{mm}$$

$$\delta_{total} = 2,51\text{cm} + (0,6 \times 1,78\text{cm}) = 3,58\text{cm}$$

$$\delta_{max} = l/350 = 1440/350 = 4,11\text{cm}$$

$$\delta_{total} = 3,58\text{cm} < 4,11 = \delta_{adm}$$

A viga mista atende aos parâmetros de deslocamentos excessivos.

5.4.3.1 Limitações das tensões em serviço

5.4.3.1.1 Região de Momento positivo

Resultados de momentos obtidos nos modelos 1 e 2 no SAP 2000:

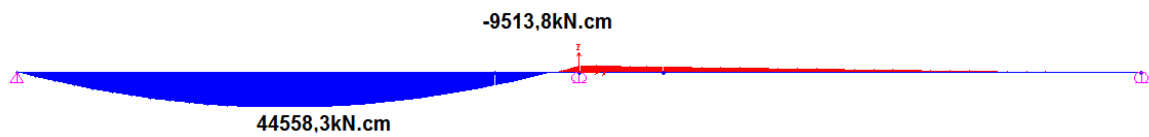


Figura 23 Momentos fletores devido à SC1-DC

Fonte: Autor

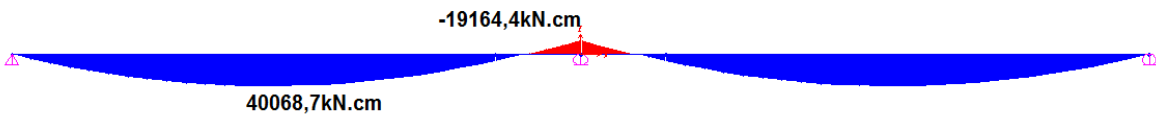


Figura 24 Momentos fletores devido à SC-DC1 + SC2-DC

Fonte: Autor

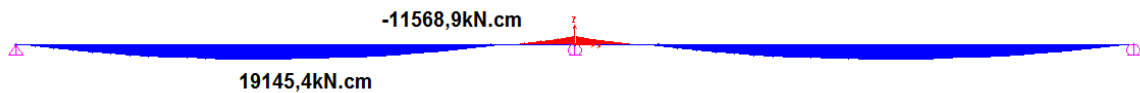


Figura 25 Momentos fletores devido à CP-DC

Fonte: Autor

Momentos fletores devido à CP-AC:

$$M_{AC} = \frac{0,19 \times 1440^2}{8} = 49316,4 \text{ kN.cm}$$

$$\sigma_{AC} = \frac{M_{AC}}{W} = \frac{49316,4}{2554,0} = 19,3 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{total_{serv}} = 19,3 + \frac{44558,3}{W_{ef(curta)}} + \frac{19145,4}{W_{ef(longa)}}$$

$$W_{ef(curta)} = \frac{I_{ef(curta)}}{ycg(curta)}$$

$$W_{ef(curta)} = \frac{199657}{57,9} = 3448,3 \text{ cm}^3$$

$$W_{ef(longa)} = \frac{I_{ef(longa)}}{ycg(longa)}$$

$$W_{ef(longa)} = \frac{150395,3}{46,7} = 3219,1 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{total_{serv}} = 19,3 + 0,6 \times 12,9 + 5,9 = 32,9 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{total_{serv}} \leq f_y \Rightarrow \text{ok!}$$

5.4.3.1 ELS vibrações excessivas

Para se verificar a possibilidade de vibrações excessivas, é necessário fazer a análise dinâmica do problema. Por ser uma análise complexa, a norma recomenda que seja feito um procedimento simplificado.

Simplificadamente, os deslocamentos verticais totais, desprezando-se as contraflechas deve ser inferior a 2cm.

Para verificação de vibrações excessivas, é necessário utilizar a combinação frequente:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{2j} F_{Qj,k})$$

$$\Psi_1 = 0,7$$

$$q = CP_{AC} + CP_{DC} + 0,7.SC_{DC} = 37,06kN/m$$

$$I_{ef} = 199657cm^4$$

$$\delta = \frac{5.q.l^4}{384.E.I} = 8,7cm > 2cm$$

O perfil não atende à verificação simplificada da NBR8800, porém ainda existe o recurso da análise dinâmica.

5.4.3.1 ELS fissuração excessiva

Conforme a NBR8800, as verificações de fissuração excessiva devem ser feitas com a combinação rara de carregamento.

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

Segundo o manual de construção em aço, o valor da abertura de fissuras no concreto é o menor dos valores encontrados nas expressões abaixo:

$$w = \text{menor} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\Phi_i}{12,5\eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_s} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \\ \frac{\Phi_i}{12,5\eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_s} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \end{array} \right.$$

$$\rho_{ri} = \frac{A_s}{A_{cri}} = 0,0094$$

$$f_{ctm} = 0,29 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Psi_1 = 0,7$$

$$\sigma_{si} = \frac{(11568,9 + 0,7 \times 19164,4)}{60,3 + 11} \times \frac{1}{7,362} = 38,3 \text{ kN/cm}^2$$

$$w = 0,09 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok!}$$

5.4.3.1 Verificações de resistência da Viga Mista

5.4.3.1.1 Verificação de flambagem por distorção

$$M_{dist,Rd} = \chi_{dist} \cdot M_{Rd}$$

$$\lambda_{dist} = 5 \left(1 + \frac{t_w h_0}{4 b_f t_f} \right) \left[\left(\frac{f_y}{E C_{dist}} \right) \left(\frac{h_0}{t_w} \right) \left(\frac{t_f}{b_f} \right) \right]^{0,25}$$

$$C_{dist} = 42,6 \quad , \text{ conforme anexo Q da NBR8800 } (\gamma_1 = 0,6, \gamma_2 = 0).$$

$$\lambda_{dist} = 38,51$$

$$\lambda_{dist} = 0,31$$

Conforme o ítem R2.5.1 da NBR8800, permite-se desprezar a contribuição da ligação da alma da viga, desde que λ_{dist} não supere 0,4.

$$0,31 < 0,4 \Rightarrow ok!$$

5.4.3.1.2 Resistência da alma ao cisalhamento

$$q_d = 1,35 \times CP_{AC} + 1,35 \times CP_{DC} + 1,5 \times SC_{DC}$$

$$V_{Sd} = 1,35 \times V_{CPAC} + 1,35 \times V_{CPDC} + 1,5 \times V_{DCDC}$$

$$V_{Sd} = 1,35 \times \left(\frac{14,26 \times 14,4}{2} \right) + 1,35 \times 76,4 + 1,5 \times 150,1$$

$$V_{Sd} = 466,9kN$$

$$k_v = 5, \text{ para almas sem enrijecedor.}$$

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 59,2$$

$$\lambda_f = \frac{h}{t_w} = 54,57$$

$$\lambda < \lambda_p \Rightarrow V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{1,1}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,6 \cdot A_w f_y}{1,1} = 989,93 kN < 466 kN \Rightarrow ok!$$

5.4.3.1.3 Plastificação da seção pelo momento fletor positivo

$$M_{pl,Rd} = 143442,42 kN.cm$$

$$M_{Sd} = 1,35 \cdot M_{CP} + 1,5 \cdot M_{SC}$$

$$M_{Sd} = 1,35 M_{CPAC} + 1,35 M_{CPDC} + 1,5 M_{SCDC}$$

Os Momentos fletores antes de depois da cura do concreto atuam em seções diferentes, mas conservadoramente, será adotado que estes atuam na mesma seção.

$$M_{Sd} = 1,35 \times 36961,9 + 1,35 \times 19145 + 1,5 \times 44558 = 142580,1 kN.cm$$

$$M_{Sd} < M_{Rd} \Rightarrow ok!$$

5.4.3.1.4 Cisalhamento longitudinal da laje

Para que os conectores mobilizem a largura de laje colaborante de concreto, os conectores exercem na laje um aforça horizontal F_h .

Esta força provoca um esforço transversal a direção do perfil, conforme indicado na figura 26.

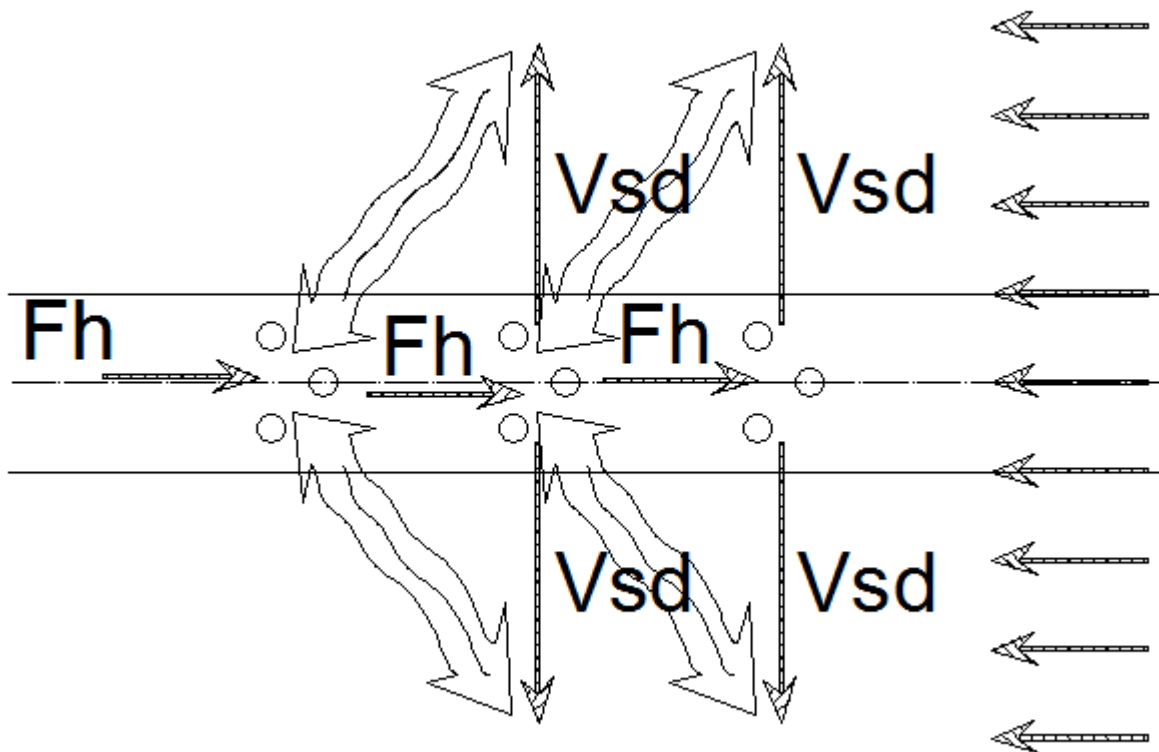


Figura 26 Detalhe em planta do mecanismo de mobilização da compressão na laje

Fonte: Autor

$$\frac{F_h}{\text{comprimento}} = \frac{138\text{kN}}{27,4\text{cm}} = V_{sd} = 5\text{kN/cm}$$

Conforme o manual,

$$V_{Rd} = \frac{0,6 \cdot \eta \cdot A_c \cdot f_{ctkinf}}{1,4} + \frac{A_s \cdot f_y}{1,5} + \frac{A_f \cdot f_{yf}}{1,1} \leq \frac{0,2 \cdot \eta \cdot A_c \cdot f_{ctkinf}}{1,4} + \frac{0,6 \cdot A_f \cdot f_{yf}}{1,1}$$

Desprezando-se as parcelas referentes a tração no concreto e a fôrma de steel deck, que pode estar interrompida, o valor a força transversal é:

$$V_{Rd} = \frac{A_s \cdot f_y}{1,5} \leq \frac{0,2 \cdot \eta \cdot A_c \cdot f_{ctkinf}}{1,4} = 300\text{kN/m}$$

Serão adotadas barras de aço CA-50.

$$f_{yCA-50} = 50$$

$$A_{s,nec} = \frac{300 \times 1,5}{50} = 9,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Será adotado barras de Ø 12.5 a cada 13cm , posicinadas transversalmetne ao perfil.

5.4.3.1.5 Capacidade de rotação necessária da ligação mista

Conforeme feitos no item 5.4.3.1.3, a resistencia da ligação ao momento fletor negativo vale:

$$R^- = 22826 \text{ kN.cm}$$

Conforeme feitos no item 5.4.3.1.1, a resistencia da V2 ao momento fletor positivo vale:

$$M_{pl,Rd} = 143442,42 \text{ kN.cm}$$

$$\frac{22826}{143442} = 0,16 < 0,3 \Rightarrow \text{não ok!!}$$

Pela NBR 8800, a rotação necessária para $b_{vm}=0,85$ e $L/d_t \sim 20$ é 23 rad.

$$\Theta_u = 17,25 \text{ mrad}$$

$$23 \text{ rad} > 17,25 \times 1,1 = 19 \Rightarrow \text{não ok!}$$

A ligação não atende as orientações da norma. Uma opção é fazer um tratamento da ligação, que implicaria em alguns ajustes no modelo. Outra opção é a modelagem da ligação pelo método dos elementos finitos, esta, integrada ou não ao modelo da estrutura.

6 CONCLUSÃO

Partindo do mesmo perfil em ambas as análises, percebemos que a estrutura convencional tem um desempenho muito inferior a viga mista.

Ambos as estruturas não ficaram de acordo com a sugestão de análise de vibrações excessivas simplificada. Mesmo assim, por esse método, a viga mista mostrou um desempenho superior a viga de aço convencional. Para validarmos esse ELS é preciso fazer uma análise dinâmica refinada levando em conta a massa dos elementos, excitações e amortecimento da estrutura.

Ao final das análises obtivemos com a estrutura de aço convencional, um perfil com peso linear de 174kg contra um de 101kg na estrutura mista. Para o funcionamento da estrutura mista é necessária uma armadura na laje steel deck e os conectores, mas em relação a consumo de material, a viga mista mostrou-se muito mais econômica e apresentou desempenho muito superior.

7 NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS

- NBR-8800/ 2008 – Projeto de Estruturas em aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

- NBR-8681 / 2003 – Ações e Segurança nas Estruturas.

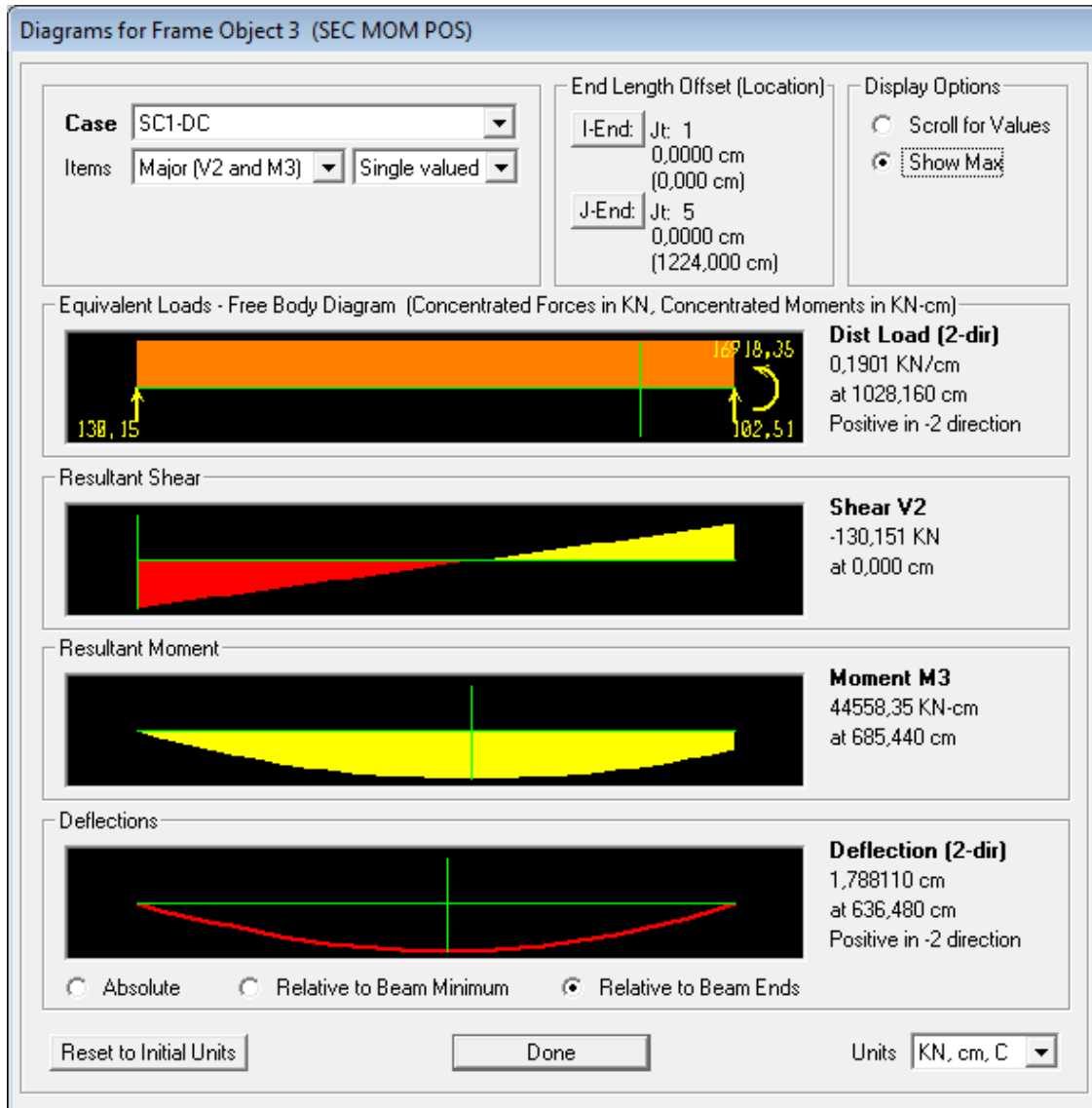
- NBR-6120/1980 – Cargas para o calculo de estruturas de edificações.

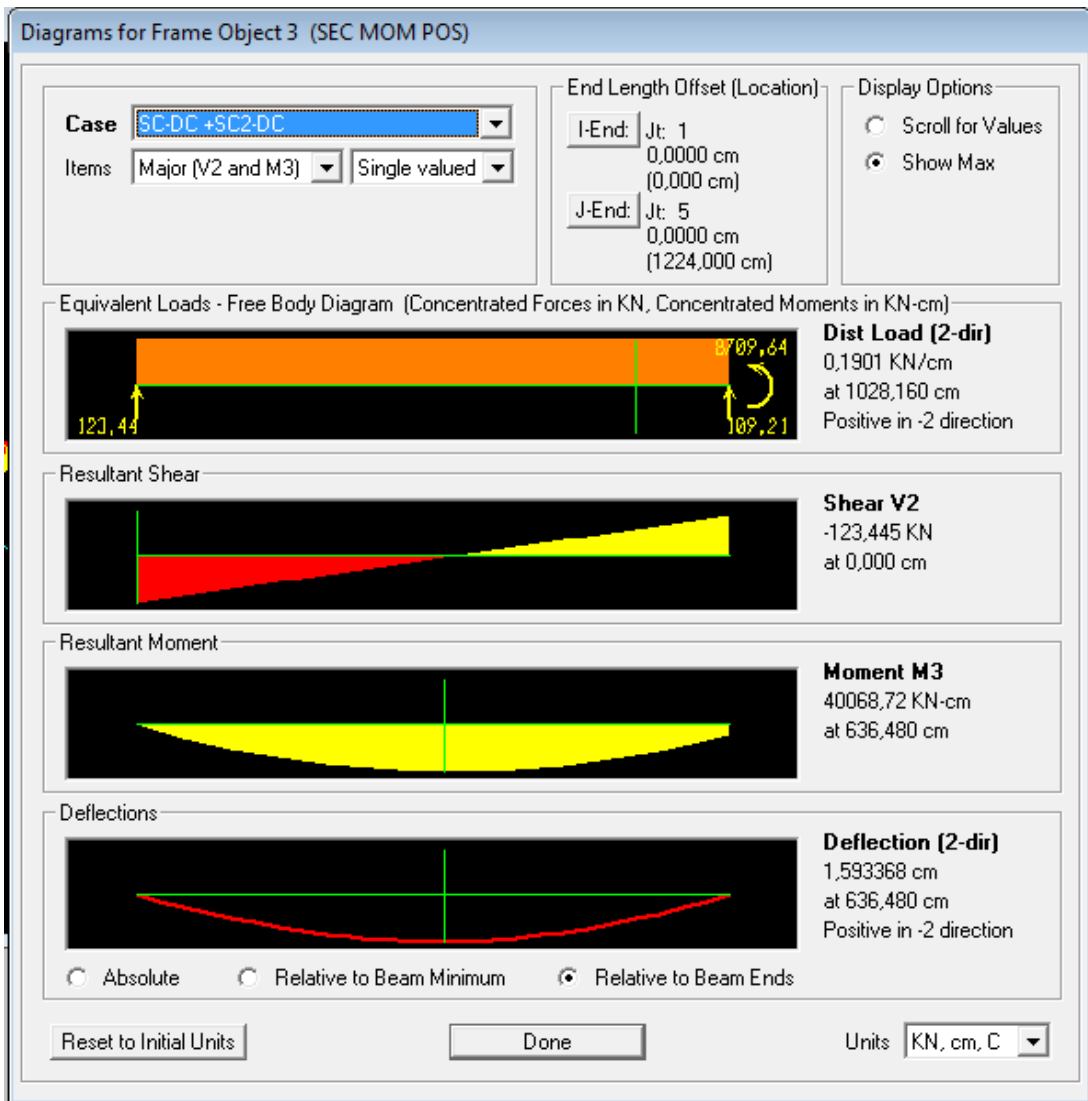
- Dimensionamento básico de elementos de estruturas de aço – versão 3 Professor Ricardo Hallal Fakury.

-Elementos das estruturas mistas aço-concreto –Gilson Queiroz, Robertval J. Pimenta, Luciene A. C. da Mata

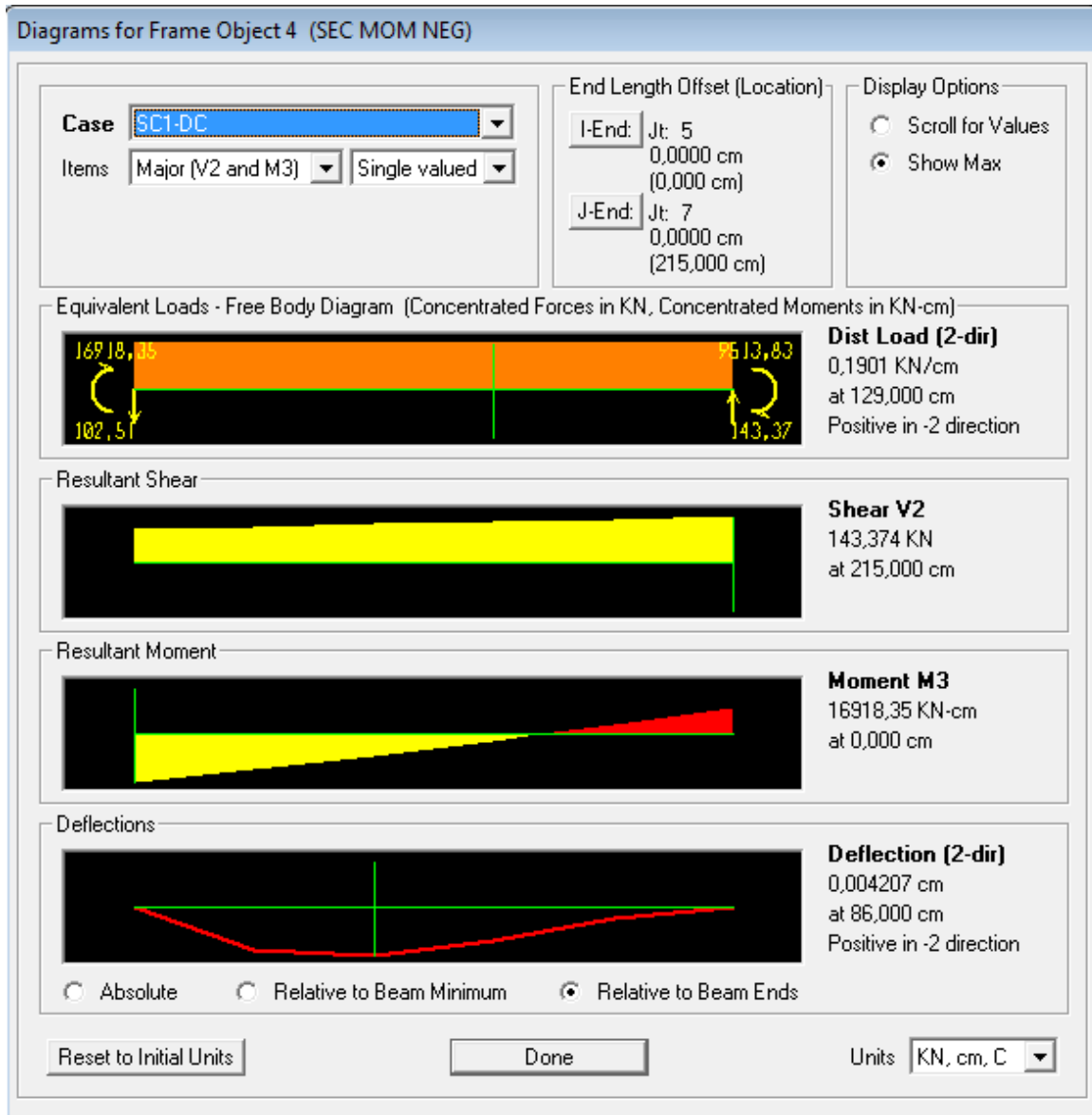
ANEXO

Modelo 1 Região de Momentos Positivos (SAP2000)





Modelo 1 Região de Momentos Negativos



Diagrams for Frame Object 4 (SEC MOM NEG)

Case: **SC-DC +SC2-DC**

Items: Major (V2 and M3) | Single valued

End Length Offset (Location):
 I-End: Jt: 5
 0,0000 cm
 (0,000 cm)
 J-End: Jt: 7
 0,0000 cm
 (215,000 cm)

Display Options:
 Scroll for Values
 Show Max

Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Forces in KN, Concentrated Moments in KN-cm)

Dist Load (2-dir)
 0,1901 KN/cm
 at 129,000 cm
 Positive in -2 direction

Resultant Shear

Shear V2
 150,080 KN
 at 215,000 cm

Resultant Moment

Moment M3
 -19164,43 KN-cm
 at 215,000 cm

Deflections

Deflection (2-dir)
 -0,004065 cm
 at 129,000 cm
 Positive in -2 direction

Absolute Relative to Beam Minimum Relative to Beam Ends

Reset to Initial Units Done Units: KN, cm, C


Diagrams for Frame Object 3 (SEC MOM POS)

Case: CP-DC
 Items: Major (V2 and M3) Single valued

End Length Offset (Location)
 I-End: Jt: 1
 0,0000 cm
 (0,000 cm)
 J-End: Jt: 5
 0,0000 cm
 (1224,000 cm)

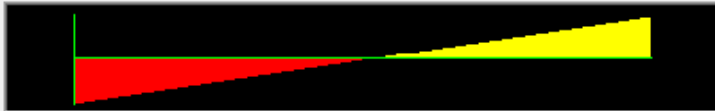
Display Options
 Scroll for Values
 Show Max

Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Forces in KN, Concentrated Moments in KN-cm)




Dist Load (2-dir)
 0,0950 KN/cm
 at 1028,160 cm
 Positive in -2 direction

Resultant Shear




Shear V2
 -60,313 KN
 at 0,000 cm

Resultant Moment



Moment M3
 19145,40 KN-cm
 at 636,480 cm

Deflections



Deflection (2-dir)
 1,003860 cm
 at 636,480 cm
 Positive in -2 direction

Absolute Relative to Beam Minimum Relative to Beam Ends

Reset to Initial Units Done Units: KN, cm, C

Diagrams for Frame Object 4 (SEC MOM NEG)

Case: CP-DC
 Items: Major (V2 and M3) | Single valued

End Length Offset (Location)
 I-End: Jt: 5
 0,0000 cm
 (0,000 cm)
 J-End: Jt: 7
 0,0000 cm
 (215,000 cm)

Display Options
 Scroll for Values
 Show Max

Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Forces in KN, Concentrated Moments in KN-cm)

Dist Load (2-dir)
 0,0950 KN/cm
 at 215,000 cm
 Positive in -2 direction

Resultant Shear

Shear V2
 76,392 KN
 at 215,000 cm

Resultant Moment

Moment M3
 -11568,94 KN-cm
 at 215,000 cm

Deflections

Deflection (2-dir)
 -0,003458 cm
 at 129,000 cm
 Positive in -2 direction

Absolute Relative to Beam Minimum Relative to Beam Ends

Reset to Initial Units Done Units: KN, cm, C