

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

**PROJETO DE UM EDIFÍCIO EM
ESTRUTURA DE AÇO**

DUARTE TEODORO DE FARIA

ÍNDICE

<u>ITEM</u>	<u>DESCRIÇÃO</u>	<u>FOLHA</u>
1	INTRODUÇÃO	3
2	OBJETIVO	11
3	PROGRAMAS UTILIZADOS	14
4	DESENVOLVIMENTO	15
5	CONCLUSÃO	46
6	NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS	48

1 INTRODUÇÃO

As estruturas metálicas têm sido usadas desde o século XII, na forma de tirantes e ferro fundido, que funcionavam como elementos auxiliares em estruturas de madeira.

No Brasil, as estruturas metálicas são muito empregadas em galpões industriais, plataformas de petróleo, edifícios comerciais, etc.. No entanto seu uso ainda é relativamente pequeno nas pontes e edifícios altos.

O aço é o material com mais aplicabilidades devido à uma série de vantagens como:

- O aço é o material estrutural que possui a maior relação entre resistência e peso específico.
- Elevada ductilidade (deformações entre 15% e 25% antes da ruptura)
- Material homogêneo e praticamente isotrópico, possibilitando boa correlação teórica versus prático.
- As estruturas em aço favorecem intervenções e ampliações.
- Além de rapidez de execução e reaproveitamento de elementos, principalmente quando possuem ligações parafusadas.

As estruturas metálicas, como quaisquer outras, exigem cuidados na execução e manutenção para evitar situações indesejáveis. Alguns desses são com relação à corrosão e ao comportamento em situação de incêndio.

A corrosão é um processo que reduz gradualmente as espessuras das chapas que formam as seções transversais dos componentes estruturais e assim invalidá-los para a função requerida. Os cuidados aplicados para se evitar a corrosão dependem principalmente da agressividade ambiental no local onde a estrutura deverá ser construída, podendo ser aplicação de pinturas especiais, zincagem, galvanização ou mesmo a adoção de aços resistentes à corrosão.

Embora o aço seja um material incombustível, algumas de suas propriedades mecânicas podem degenerar em altas temperaturas, normalmente se torna um problema real quando a temperatura supera 400°C, nesse caso pode ocorrer colapso total ou parcial da estrutura. Essa temperatura de colapso é denominada de temperatura crítica.

Em determinadas situações a estrutura deve ser protegida contra incêndio, para que a temperatura no aço não atinja à temperatura crítica. Tal proteção pode ser feita utilizando materiais apropriados, normalmente compostos por gesso, vermiculita, fibras minerais e

cerâmicas, além de contornar ou embutir pilares em concreto, utilizar tintas intumescentes ou mesmo o uso de aços resistentes ao fogo. No Brasil encontra-se em vigência a norma ABNT NBR14323:1999, que trata do dimensionamento de estruturas de aço de edificações em situações de incêndio.

O projeto de estruturas de aço é sempre feito com base em normalizações. No Brasil, para o projeto estrutural de edifícios destinados à habitação, ao uso comercial e industrial e edifícios públicos, além de passarelas de pedestres e suportes de equipamentos, deve ser usada a ABNT NBR 8800:2008 (Projeto e Execução de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios).

A norma ABNT NBR 8800:2008 abrange o uso de perfis estruturais laminados, soldados e de seção tubular (com e sem costura), e de ligações executadas com parafusos e solda.

Para o caso de perfis formados a frio deve-se utilizar a norma ABNT NBR 14736:2001 (Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio).

De acordo com a definição no manual de galpões para usos gerais, CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO, os galpões ou edifícios industriais são construções em aço, constituídos de sistemas estruturais compostos por pórticos regularmente espaçados, com cobertura superior apoiada em sistemas de terças e vigas ou tesouras e treliças, com grandes áreas cobertas e destinadas para uso comercial (lojas, estacionamentos, centros de distribuição, entre outros), uso industrial, agrícola ou outras aplicações.

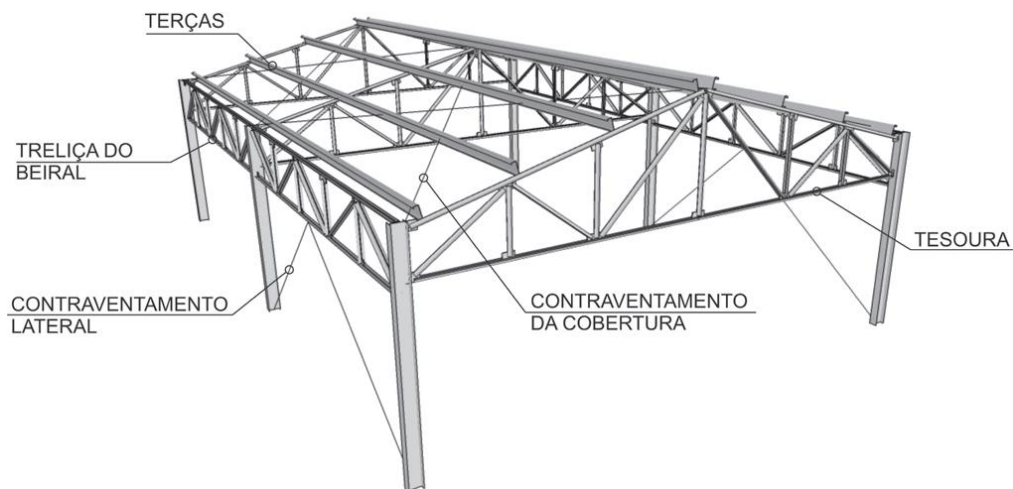


Figura 01: Exemplo galpões

O projeto de empreendimentos em geral devem considerar três importantes variáveis: segurança, economia e durabilidade.

O dimensionamento adequado de uma estrutura garante sua segurança e sua capacidade de desempenhar satisfatoriamente a função a qual se destina. Para isso é importante conhecer e entender as ações que podem atuar e produzir efeitos significativos na estrutura, levando-se em conta estado limites últimos e de serviço. Onde os estados-limites últimos são aqueles relacionados à segurança significando sempre colapso estrutural total ou parcial, por exemplo: ruptura por tração, escoamento por tração ou compressão, instabilidade por compressão ou flexão e formação de rotulas plásticas.

As ações podem ser classificadas de acordo com vários critérios. Para efeito de projeto estrutural, tem importância especial a classificação quanto à variabilidade com o tempo, segundo a qual as ações podem ser permanentes, variáveis e excepcionais. A norma Brasileira ABNT NBR 14443: 20000 (Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações) fornecem valores de muitos materiais normalmente utilizados.

As ações permanentes são aquelas praticamente invariáveis ao longo da vida útil da estrutura, e se dividem em diretas, o peso próprio da estrutura e de todos os elementos componentes da estrutura, e indiretas que são a protensão, os recalques e retração de materiais.

As ações variáveis são aquelas que variam no tempo, assumindo valores significativos durante uma fração importante da vida útil da estrutura, e são decorrentes do uso e ocupação da edificação, tais como sobrecargas em pisos e coberturas, ventos usuais, variações de temperatura, etc.. As sobrecargas têm seus valores mínimos previstos pela ABNT NBR 6120:1980. Também a ABNT NBR 8800:2008 fornece prescrições com relação às ações variáveis, como por exemplo, na ausência de especificação deve ser prevista uma sobrecarga mínima de $0,25\text{kN/m}^2$. No caso de vento deve-se seguir a ABNT NBR 6123:1988 (Forças Devidas ao Vento em Edificações) para obtenção das forças sobre a estrutura.

As ações excepcionais também variam no tempo, porém assumem valores significativos apenas em uma fração pequena da vida útil da estrutura e possuem baixa probabilidade de ocorrência tais como explosões, choques, ventos extraordinários, incêndios, efeitos sísmicos, etc..

Após identificar e classificar as ações devem se estudar a combinações dessas ações, pois as estruturas estão sempre sujeitas a ações permanentes e a uma ou mais ações variáveis ou

excepcionais. O objetivo então é chegar à combinação de ações mais desfavorável e que produzirá os esforços solicitantes (S_d) mais críticos para a estrutura. Assim sendo, o dimensionamento de um estado limite último é considerado satisfatório se o esforço solicitante for menor ou igual ao esforço resistente (R_d) para cada tipo de esforço solicitante (S_d) na estrutura.

Um esforço solicitante (S_d) deve ser obtido a partir de análise estrutural feita com as seguintes combinações de ações, chamadas de combinação última de ações:

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

Onde:

- $F_{Gi,k}$ são valores característicos das ações permanentes
- $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como principal na combinação
- $F_{Qj,k}$ são os valores característicos das demais ações variáveis que podem atuar em conjunto com a ação variável principal.
- γ_{gi} , γ_{qi} , γ_{qj} são os coeficientes de ponderação das ações permanentes, da ação variável principal e das demais ações variáveis respectivamente.
- ψ_{oj} são fatores de combinação, utilizados para levar em conta a probabilidade reduzida de ações variáveis de diferentes tipos atuarem com suas intensidades máximas simultaneamente com a ação variável principal.

O outro estado a ser verificado na estrutura é o estado limite de serviço que é aquele relacionado com a capacidade da estrutura de desempenhar satisfatoriamente as funções às quais de destina, sem prejudicar a aparência, a funcionalidade, o conforto dos ocupantes, o funcionamento de equipamentos e aos materiais de acabamento. Nesse caso certos deslocamentos da estrutura, determinados a partir de combinações de ações de serviço, não podem superar valores máximos permitidos e estabelecidos pela ABNT NBR 8800:2008.

As combinações de serviço são classificadas em permanentes, frequentes e raras.

As combinações permanentes são definidas como aquelas que podem atuar da ordem da metade da vida útil da estrutura e devem ser utilizadas quando se verifica a aparência da estrutura. Nessas combinações, as ações permanentes ficam com seus valores característicos $F_{G,k}$ e as variáveis com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Q,k}$

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

As combinações frequentes são aquelas que repetem por volta 10^5 vezes ou uma duração de 5% da vida útil da estrutura e devem ser usadas quando se verifica o estado limite reversível, isto é, não casando danos permanentes à estrutura ou componentes da construção, incluindo conforto dos usuários.

$$\sum_{i=1}^m F_{G_{i,k}} + \psi_1 F_{Q_{1,k}} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Q_{j,k}}) \quad (3)$$

As combinações raras são definidas como aquelas que podem atuar no máximo algumas horas durante a vida útil da estrutura, devem ser utilizadas para verificar estados limites irreversíveis, isto é, que casam danos permanentes na estrutura ou outros componentes da construção e aqueles relacionados com o funcionamento adequado da estrutura, tais como fissuras e danos de fechamento.

$$\sum_{i=1}^m F_{G_{i,k}} + F_{Q_{1,k}} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} F_{Q_{j,k}}) \quad (4)$$

O estudo dos esforços solicitantes e deslocamentos da estrutura devido ao um conjunto de ações visando a verificação da ocorrência dos estados-limites últimos e de serviço e com base nas relações de equilíbrio da estrutura é denominado análise estrutural.

A análise estrutural é classificada como elástica de 1ª ordem se as relações de equilíbrio são estabelecidas na condição indeformada da estrutura ou de 2ª ordem se as relações de

equilíbrio são estabelecidas com base na geometria deformada da estrutura. Em ambas as situações o material é considerado com comportamento sempre elástico.

A análise de 2ª ordem complexa visto que a geometria indeformada não é conhecida durante as reações de equilíbrio, logo é necessário o emprego de métodos iterativos.

Na análise de 2ª ordem é necessário considerar os efeitos de global e local de 2ª ordem. O efeito global (P-Δ) são respostas decorrentes dos deslocamentos relativos das extremidades das barras que levam a surgir momentos adicionais na estrutura. Esse momento é então transformado na força horizontal equivalente (H₀), de sentido oposto, visto na figura abaixo.

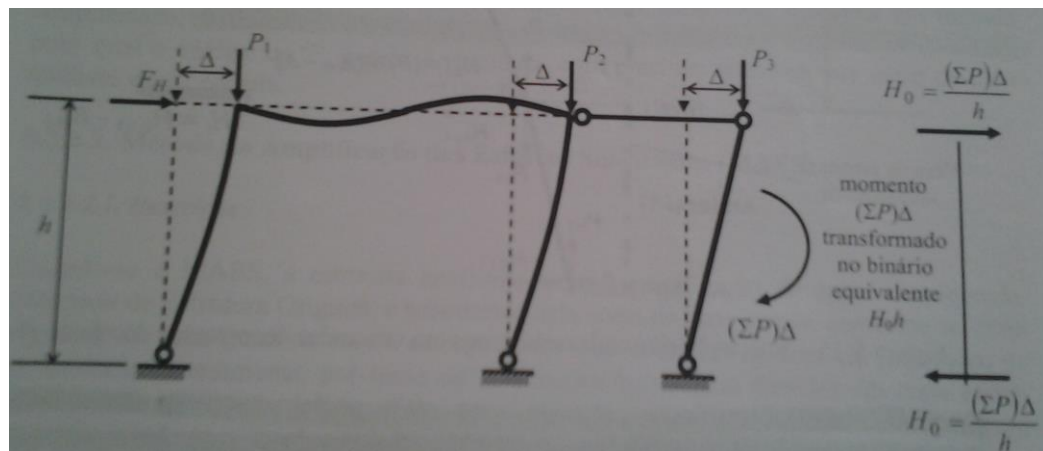


Figura 02: Efeito global de 2ª ordem.

As forças horizontais podem tornar os valores dos esforços solicitantes nas extremidades das barras mais elevados, especialmente o momento fletor e em menor proporção, a força axial.

O efeito local de 2ª ordem (P-δ) são respostas decorrentes dos deslocamentos da configuração deformada de cada barra da estrutura submetida à força axial. A força axial de compressão N atuante na barra provoca um aumento do momento fletor nas seções transversais, cujo valor é $N \times \delta$. Se a força for axial de tração ocorre uma redução do momento fletor.

A análise de 2ª ordem pode ser feita por programas computacionais ou pelo método denominado de MAES (Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes) apresentado pela

ABNT NBR 8800: 2008, pelo qual a análise de 2ª ordem pode ser feita com uma precisão aceitável por meio de duas análises de 1ª ordem.

Usando-se o MAES, a estrutura original é substituída por duas outras: uma com carregamento total, mas com os seus nós impedidos de deslocar lateralmente, chamada de estrutura (nt). E outra submetida apenas ao efeito das reações das restrições fictícias laterais impostas na estrutura (nt) em sentido contrario, chamada de estrutura (lt).

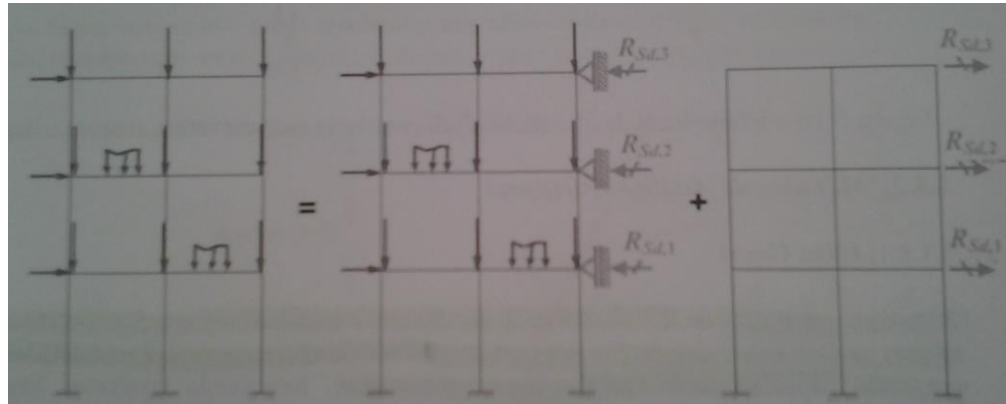


Figura 03: estrutura original, estrutura (nt) e estrutura (lt)

O momento fletor, a força axial e força cortante solicitante de cálculo, respectivamente M_{sd} , N_{sd} e V_{sd} são dados por:

$$M_{sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (6)$$

$$N_{sd} = N_{nt} + B_2 N_{lt} \quad (7)$$

Onde:

- M_{nt} e N_{nt} e V_{nt} são o momento fletor, a força axial e a força cortante solicitantes de cálculo na estrutura nt respectivamente.
- M_{lt} e N_{lt} e V_{lt} são o momento fletor, a força axial e a força cortante solicitantes de cálculo na estrutura lt respectivamente.
- B_1 e B_2 são coeficientes calculados conforme abaixo.

O coeficiente B1 deve ser igual a 1,0 se a força axial na barra é de tração e caso for compressão devemos utilizar a seguinte equação:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{Sd1}}{N_e}} \geq 1 \quad (8)$$

Onde:

- N_e é a força axial que provoca flambagem elástica por flexão na barra ($N_e = \pi^2 EI / L^2$)
- N_{Sd1} é a força axial de compressão solicitante barra ($N_{Sd1} = N_{nt} + N_{lt}$)
- C_m é um coeficiente de equivalência de momentos igual a 1,0 se houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão e se não igual a ($C_m = 0,60 - 0,40 * (M_1 / M_2)$). M_1 / M_2 relação entre menor e maior momento fletores solicitantes na estrutura nt no plano de flexão.

O coeficiente B2 é dado por:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \frac{\Delta_h}{h} \frac{\sum N_{Sd}}{\sum H_{Sd}}} \quad (9)$$

Onde:

- $\sum N_{Sd}$ é a carga gravitacional total que atua no andar considerado.
- R_s é igual a 0,85 nas estruturas onde as subestruturas de controventamento são pórticos rígidos e igual a 1,0 para demais casos.
- Δ_h é o deslocamento horizontal relativo entre os níveis superiores e inferiores do andar considerado (obtidos na estrutura lt).
- $\sum H_{Sd}$ é a força cortante no andar (obtido na estrutura lt)
- h é a altura do andar considerado

Na análise estrutural também devem ser considerados os efeitos das imperfeições iniciais que são de dois tipos: imperfeições geométricas e de material. Sendo a primeira relacionada com desaprumos de montagem da estrutura e deve ser coberta através da colocação de uma força

horizontal fictícia (F_{nd}), igual a 0,3% das cargas gravitacionais totais aplicadas no próprio andar. Já as imperfeições de material são devido a tensões residuais que podem levar a escoamentos localizados e que causam um aumento de deslocamento. Um procedimento simplificado de considerar essa imperfeição de material é reduzir a rigidez à flexão (produto EI) e a rigidez axial (produto EA), bastando então analisar a estrutura tomando o E igual a 80% do módulo de elasticidade original do aço (200.000MPa) ao se obter o coeficiente B_1 .

O tipo de análise estrutural e os efeitos que devem ser considerados na determinação das respostas das estruturas para estados-limites últimos dependem da classificação das estruturas quanto à sensibilidade ao deslocamento horizontal, sendo classificada em estrutura de pequena, média ou grande deslocabilidade: A classificação da deslocabilidade é feita baseada nos valores de B_2 :

- Pequena deslocabilidade se B_2 , calculado sem considerar imperfeições de materiais, menor ou igual a 1,10.
- Média deslocabilidade se B_2 maior que 1,10 e menor que 1,40
- Grande deslocabilidade se B_2 maior que 1,40

Em geral deve se assegurar que a estrutura não seja de grande deslocabilidade e é comum tratar as estruturas de pequena e de média deslocabilidade da mesma maneira, unificando os procedimentos de análise, sendo assim:

- Efetua-se uma análise de segunda ordem, método MAES, para cada uma das combinações últimas de ações
- Leva-se em conta o efeito das imperfeições geométricas por meio das forças horizontais, exceto nas combinações que atuem outras forças laterais.
- Leva-se em conta efeito das imperfeições de material usando o módulo de elasticidade corrigido a 80% (160.000MPa).
- Observa-se o valor do coeficiente B_2 , não pode superar 1,55.

No caso de análise estrutural para estados-limites de serviço pode ser feita análise estrutural de 1ª ordem, desde que a estrutura seja de pequena ou de média deslocabilidade, quando usando as combinações de ações de serviço. Não é necessário considerar os efeitos das imperfeições geométricas e de material.

2 OBJETIVO

Esse trabalho tem como objetivo desenvolver a análise estrutural e o cálculo de um galpão ou edifício de pequeno porte composto por elementos estruturais em perfis laminados e formados a frio, sendo assim abrangerá situações e tipos de perfis estruturais previstos pelas normas ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14736:2001.

Para tal será considerado o exemplo prático desenvolvido na disciplina projeto de estruturas de aço I: o projeto de um edifício de dois pavimentos para escritórios.

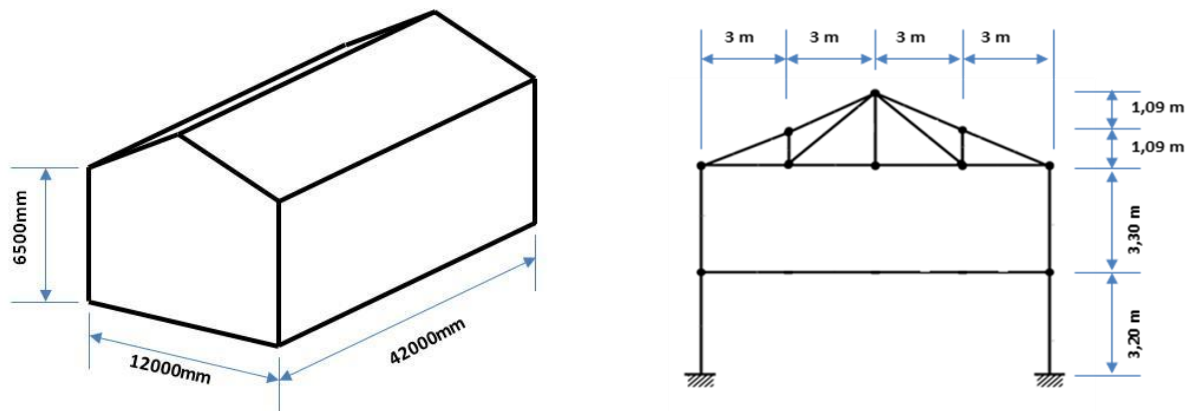


Figura 4 – Galpão proposto dimensões máximas e seção transversal

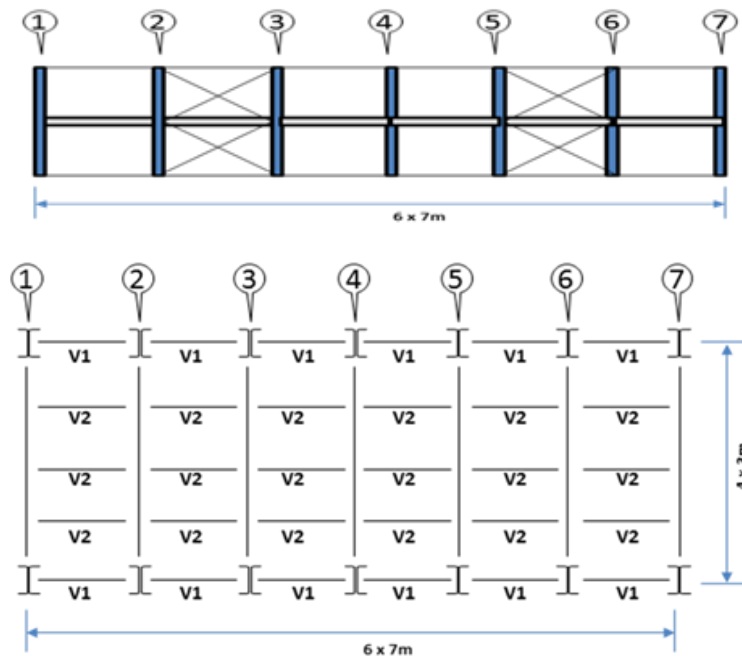


Figura 5 – Fachadas laterais e detalhes do piso 2º pavimento

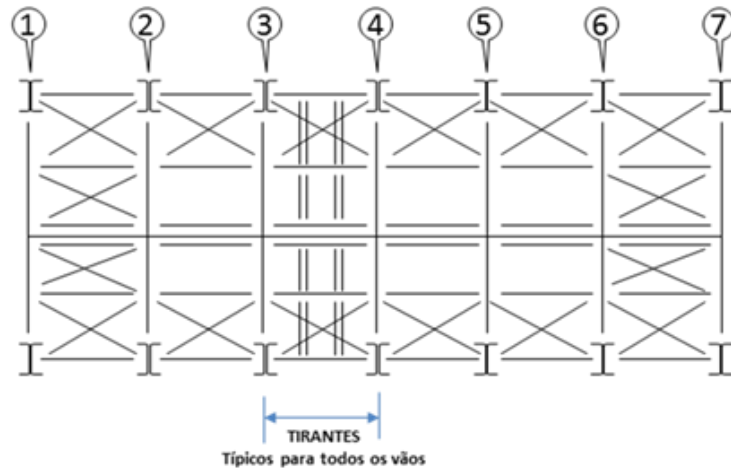


Figura 6 – Cobertura

3 PROGRAMAS UTILIZADOS

- Análise estrutural Metodo MAES => Ftools
- Metodo Elementos Finitos => Altair: Hypermesh (Modelamento); Radioss (Solucionador); Hyperview(visualizador)

4 DESENVOLVIMENTO

Nessa seção trataremos do dimensionamento adequado da estrutura para garantir segurança e desempenho satisfatórios à função a qual destinará.

Para isso conforme falado anteriormente usaremos as normas específicas para cada tipo de perfil a ser utilizado.

A análise estrutural pela norma ABNT NBR 8800:2008, considerando inicialmente os perfis previamente devidos na seção anterior e caso necessário será feito o redimensionamento. Depois de concluído o dimensionamento estrutural pela norma, utilizará o método de elementos finitos não lineares para confrontar os resultados.

4.1. Ações atuantes na estrutura:

No dimensionamento estrutural devem ser consideradas todas as ações que possam produzir efeitos significativos na estrutura, levando-se em conta estado limites ultimo e de serviço.

a) Cargas permanentes:

	PAVIMENTO	DESCRIÇÃO	VALOR [kN/m]
Pórticos internos	Piso do 2º Pavimento	Peso próprio estrutura	0,37
		Forro	0,20
		Laje: 0,1 x25	2,50
		Revestimento da Laje	0,50
		TOTAL	3,57
	Paredes e janelas sobre Viga V1	Entre eixos 2-3 e 5-6	6,60
		Entre eixos 3-4	3,63
	Cobertura	Telhas	0,07
		Forro	0,20
		Peso próprio estruturas teto	0,17
		TOTAL	0,44

Tabela 01: Cargas permanentes pórticos internos

	PAVIMENTO	DESCRIÇÃO	VALOR [kN/m]
Pórticos internos	Piso do 2º Pavimento	Peso próprio estrutura	0,37
		Forro	0,20
		Laje: 0,1 x 25	2,50
		Revestimento da Laje	0,50
		TOTAL	3,57
	Paredes e janelas	Entre eixos 1-2 e 6-7	3,63
	Vidro (barras 5 e 8)	Eixos 1 e 7	1,32
	Cobertura	Telhas	0,07
		Forro	0,20
		Peso próprio estruturas teto	0,17
		TOTAL	0,44

Tabela 02: Cargas permanentes pórticos externos

Resumo:

- Carga nos nós 8 e 12 (cobertura):
 - Eixos 2, 3, 4, 5, 6: $0,44 \times 7 \times 1,5 + 1,15 \times 3,3 = 8,42\text{kN}$
 - Eixos 1 e 7: $0,44 \times 7/2 \times 1,5 + 1,15 \times 3,3 = 6,11\text{kN}$
- Carga nos nós 9, 10 e 11 (forro da cobertura):
 - Eixos 2, 3, 4, 5, 6: $0,20 \times 7 \times 3,0 = 4,20\text{kN}$
 - Eixos 1 e 7: $0,20 \times 7/2 \times 3,0 = 2,10\text{kN}$
- Carga nos nós 13, 14 e 15 (telhas da cobertura):
 - Eixos 2, 3, 4, 5, 6: $(0,07 + 0,17) \times 7 \times 3,0 = 5,04\text{kN}$
 - Eixos 1 e 7: $(0,07 + 0,17) \times 7/2 \times 3,0 = 2,52\text{kN}$
- Carga nos nós 3 e 7 (Vigas V1 + Pilar)
 - Eixos 2, 3, 5 e 6: $3,57 \times 7 \times 1,5 + 1,15 \times 3,2 + (6,6+3,63) \times 7/2 = 76,97\text{kN}$
 - Eixo 4: $3,57 \times 7 \times 1,5 + 1,15 \times 3,2 + 3,63 \times 7 = 66,58\text{kN}$
 - Eixos 1 e 7: $3,57 \times 7/2 \times 1,5 + 1,15 \times 3,2 + 3,63 \times 7/2 = 35,13\text{kN}$
- Carga nos nós 4, 5 e 6 (reações da viga V2)
 - Eixos 2, 3, 4, 5 e 6: $3,57 \times 7 \times 3,0 = 74,97\text{kN}$
 - Eixos 1 e 7: $3,57 \times 7/2 \times 3,0 = 37,49\text{kN}$

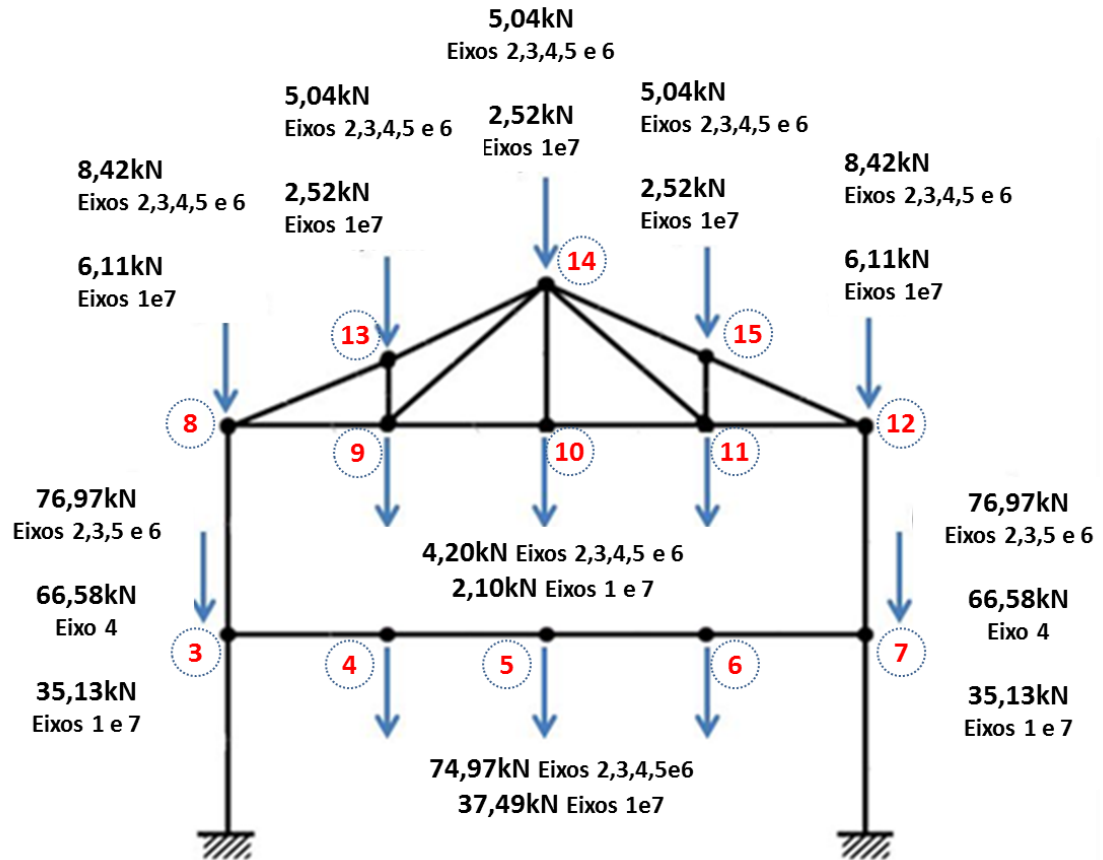


Figura 7 – Resumo cargas permanentes

b) Cargas variáveis (sobrecarga):

- No piso do 2º pavimento temos:

- Valor usual = 2,0kN/m²
- Paredes divisórias móveis = 1,0kN/m²
- Total = 3,0kN/m²

- Na cobertura:

Sobrecarga cobertura = 0,25kN/m²

Resumo:

- Carga nos nós 3 e 7 (reações viga V1)
 - Eixos 2, 3, 4, 5 e 6: $(2,0 + 1,0) \times 7 \times 1,5 = 31,5\text{kN}$
 - Eixos 1 e 7: $(2,0 + 1,0) \times 7/2 \times 1,5 = 15,75\text{kN}$

- Carga nos nós 4, 5 e 6 (reações viga V2)
 - Eixos 2, 3, 4, 5 e 6: $(2,0 + 1,0) \times 7 \times 3,0 = 63\text{kN}$
 - Eixos 1 e 7: $(2,0 + 1,0) \times 7/2 \times 3,0 = 31,5\text{kN}$
- Carga nos nós 8 e 12 (sobrecarga cobertura)
 - Eixos 2, 3, 4, 5 e 6: $0,25 \times 7 \times 1,5 = 2,63\text{kN}$
 - Eixos 1 e 7: $0,25 \times 7/2 \times 1,5 = 1,31\text{kN}$
- Carga nos nós 13, 14, e 15 (sobrecarga cobertura)
 - Eixos 2, 3, 4, 5 e 6: $0,25 \times 7 \times 3,0 = 5,25\text{kN}$
 - Eixos 1 e 7: $0,25 \times 7/2 \times 3,0 = 2,63\text{kN}$

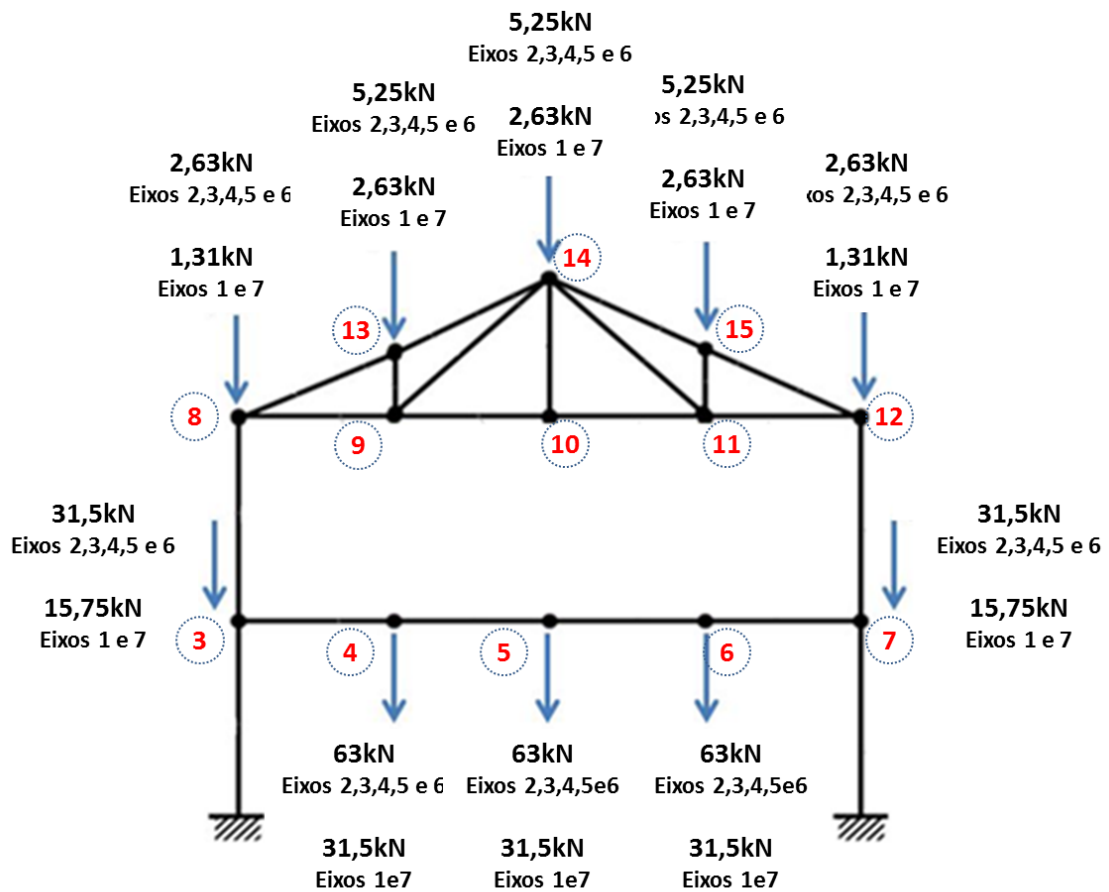


Figura 8 – Resumo sobrecargas

c) Cargas variáveis (vento):

Vento transversal:

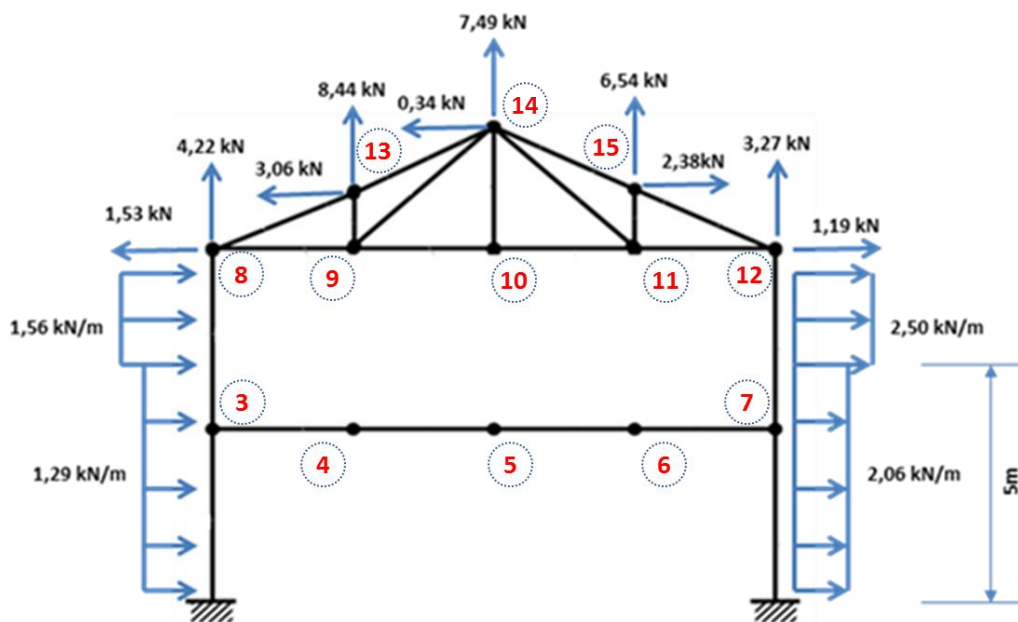


Figura 9 – Resumo vento transversais

Os valores de cargas permanentes e sobrecargas nos pórticos externos (eixos 1 e 7) são menores que nos pórticos internos e as forças devidas ao vento transversal nos pórticos externos são idênticas às forças nos pórticos internos.

Força longitudinal decorrente do Vento:

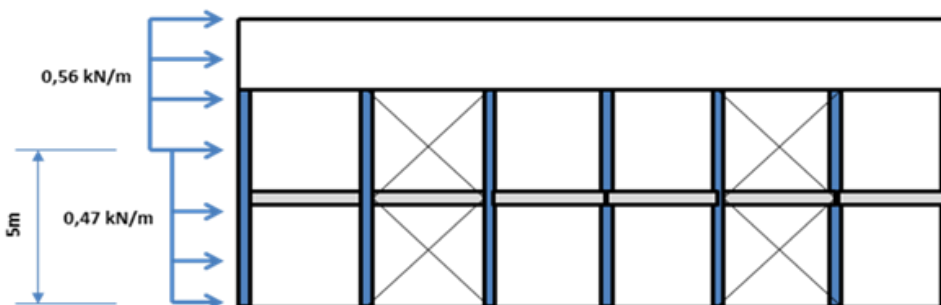


Figura 10 – Resumo vento longitudinais

4.2. Análise estrutural

O objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações na estrutura, visando verificar os estados-limites últimos e de serviço, ou seja, estudo do comportamento da estrutura, com o intuito de obter esforços e deslocamentos para verificar a conformidade das seções propostas dos elementos.

Será aplicado o Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES) previsto pela ABNT NBR 8800, sendo assim deve-se garantir que a estrutura seja de pequena ou de média deslocabilidade.

As barras serão pre-dimensionadas conforme abaixo:

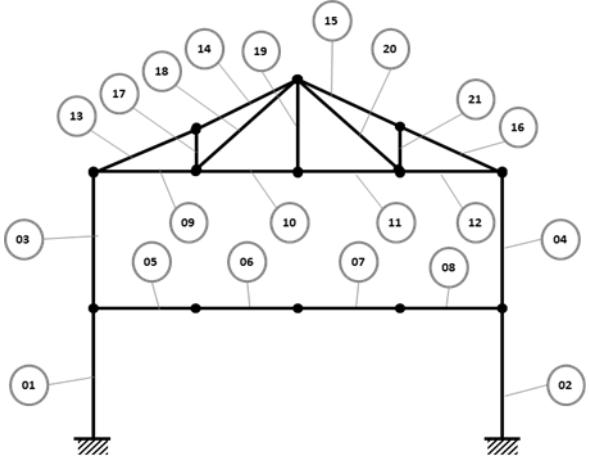
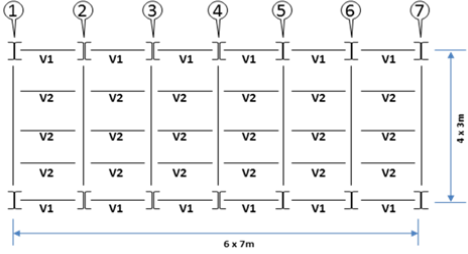
	VIGAS	DESCRIÇÃO	PERFIL	Material
	01;02; 03;04	Pilares	"H" W 250 x 80,0 Gerdau Açominas	ASTM A572 Grau 50
	05;06; 07;08	Viga do pórtico	VS 600 x111 ABNT NBR 5884	USI CIVIL 300
	09;10; 11;12	Cordas inferiores	L 63,50 x 7,94	ASTM A36
	13;14; 15;16	Cordas superiores	"L" duplo	ASTM A36
	17;19;21	Montantes	L 50,80 x 7,94	ASTM A36
	18;20	Diagonais	"L" duplo	ASTM A36
	V1	Viga secundária	W200x71,0 Gerdau Açominas	ASTM A572 Grau 50
	V2	Viga secundária		

Tabela 03 – Resumo vento longitudinais

4.2.1. Combinações de ações estados limites últimos:

Deve-se fazer a análise de 2ª ordem para todas as combinações ultimam possíveis, levando se em conta as imperfeições geométricas iniciais (exceto combinações com vento) e as imperfeições iniciais de materiais ($E = 160.000\text{MPa}$).

Hipóteses para os pórticos:

❖ **Hipótese 01:** Carga permanente (CP) com imperfeições geométricas e de materiais:

⇒ $1.35 \cdot CP$

⇒

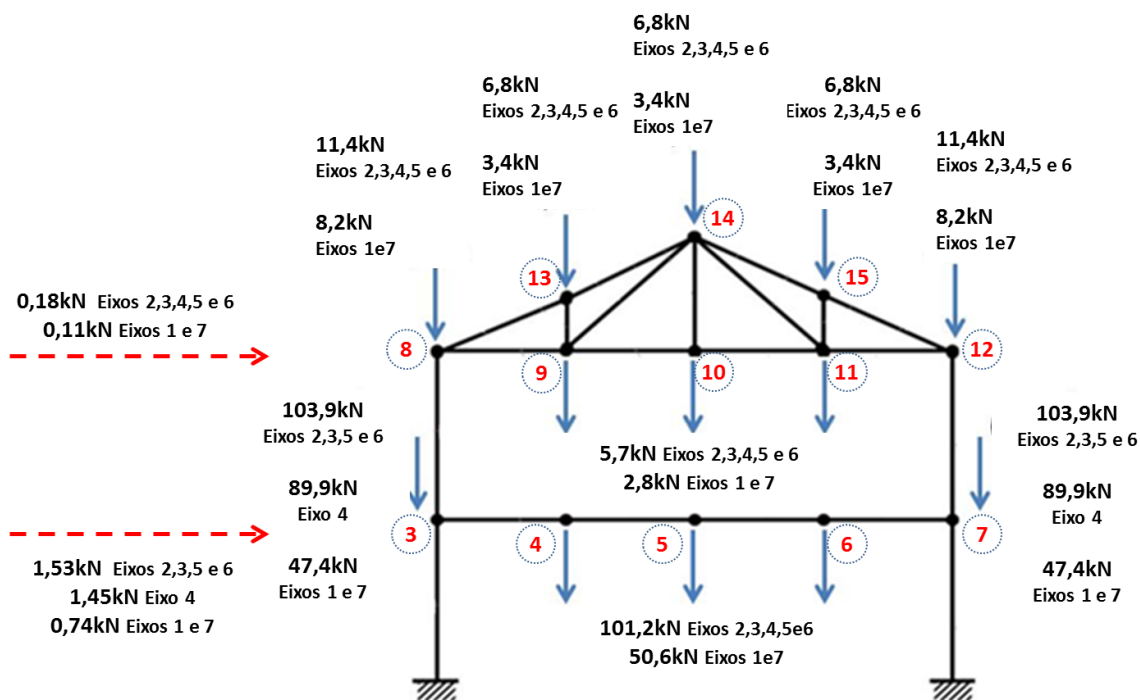


Figura 11: Hipótese 01 de combinações de ações.

❖ **Hipótese 02:** Carga permanente (CP) + sobrecarga (SC) com imperfeições geométricas e de material.

⇒ $1,35 \cdot CP + 1,5 \cdot SC$

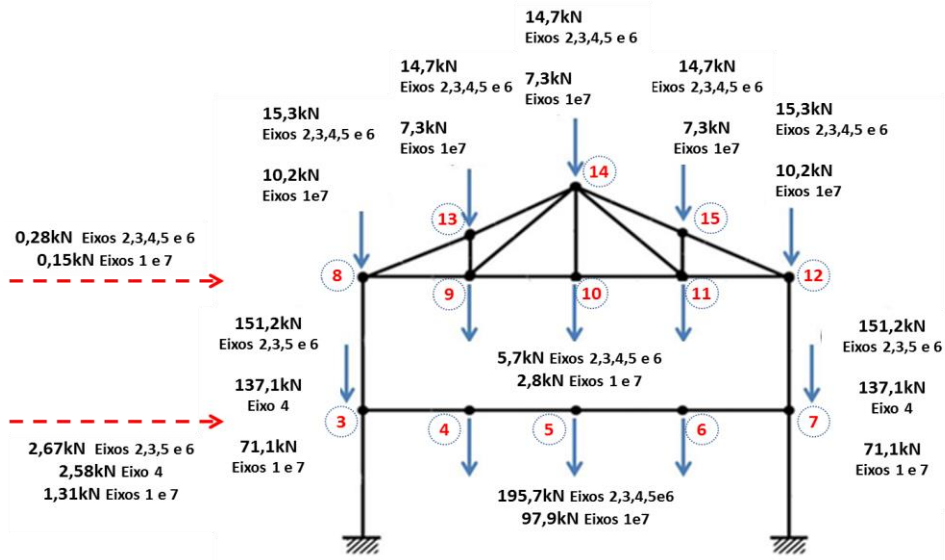


Figura 12: Hipótese 02 de combinações de ações.

❖ **Hipótese 03:** Carga permanente (CP) + vento (VT) com imperfeições de materiais.

⇒ $1,35 \cdot CP + 1,4 \cdot VT$ ou $1,35 \cdot CP + VT$ (vento é favorável)

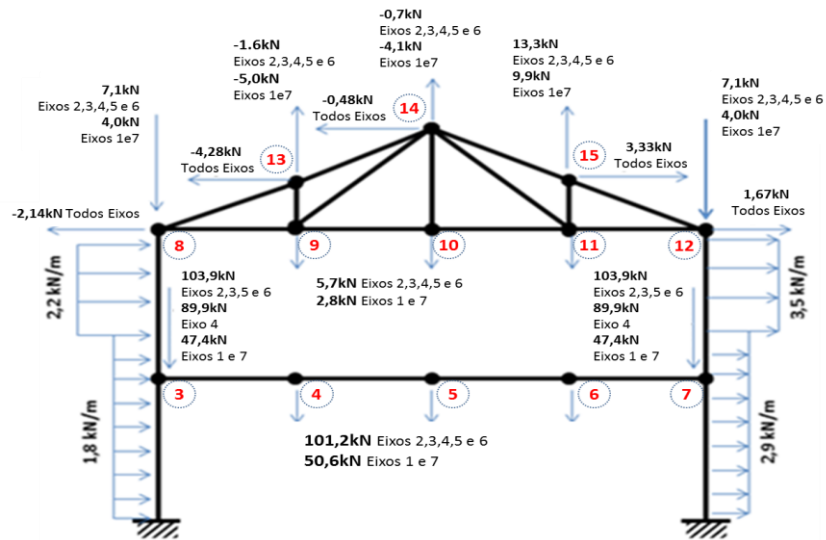


Figura 13: Hipótese 03 de combinações de ações.

❖ **Hipótese 04:** Carga permanente (CP) favorável à segurança + vento (VT) com imperfeições geométricas e de materiais.

⇒ $1,0*CP + 1,4*VT$ ou $1,0*CP + VT$ (vento é favorável)

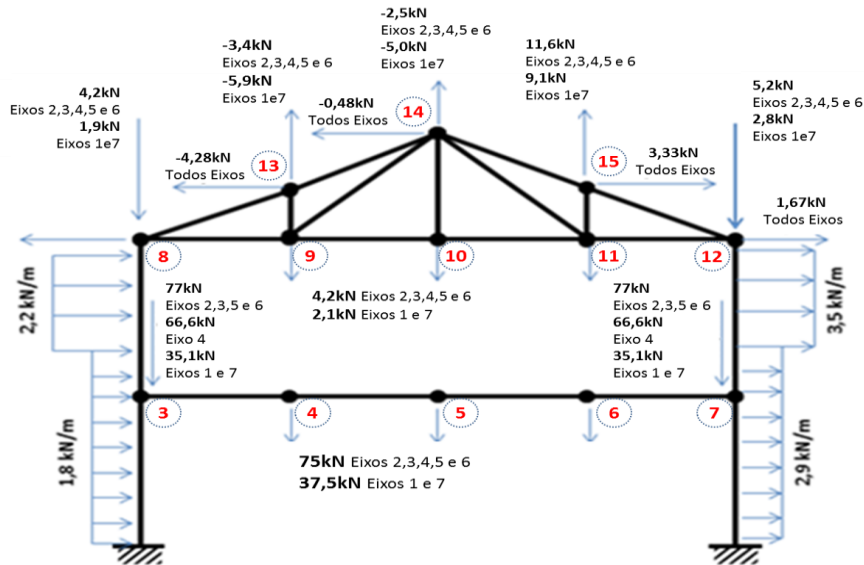


Figura 14: Hipótese 04 de combinações de ações.

❖ **Hipótese 05:** Carga permanente (CP) + sobrecarga (SC) variável principal + vento (VT) com imperfeições de material.

⇒ $1,35*CP + 1,5*SC + 1,4*0,6*VT$ ou $1,35*CP + 1,5*SC + 1,0*0,6*VT$ (vento favorável)

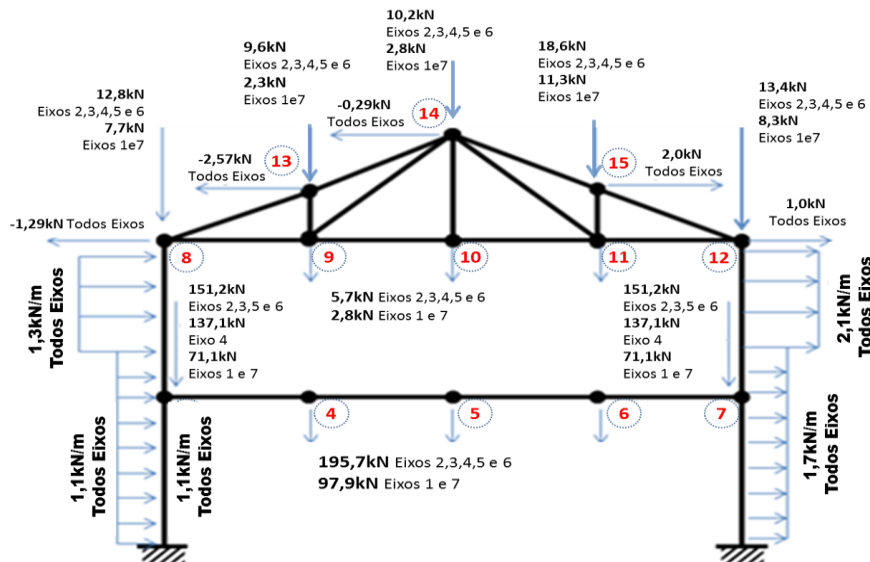


Figura 15: Hipótese 05 de combinações de ações.

❖ **Hipótese 06:** Carga permanente (CP) + sobrecarga (SC) + vento (VT) variável principal com imperfeições de material.

⇒ $1,35 \cdot CP + 1,4 \cdot VT + 1,5 \cdot 0,7 \cdot SC$ ou $1,35CP + 1,0 VT + 1,5 \cdot 0,7 \cdot SC$ (vento favorável)

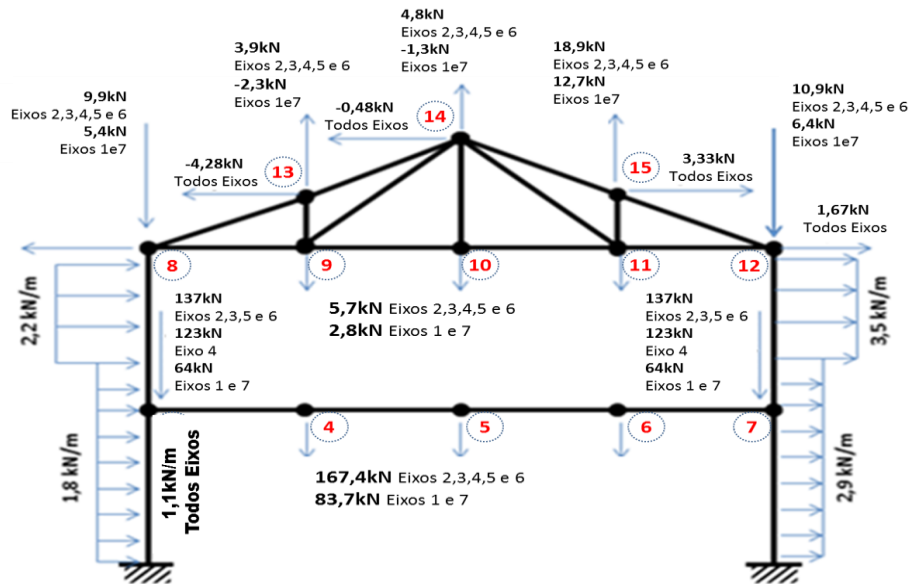


Figura 16: Hipótese 06 de combinações de ações.

Hipóteses para as vigas secundárias V1 e V2:

❖ **Hipótese Viga:** Carga permanente (CP) + sobrecarga (SC) variável principal com imperfeições geométricas e de material.

⇒ $1,35 \cdot CP + 1,5 \cdot SC$

Esforços solicitantes		
Carga	V1	V2
Permanente (CP) [kN/m]	12,0	10,7
Sobrecarga (SC) [kN/m]	4,5	9,0

Combinações		
Hipótese	V1	V2
$1,35 \times CP + 1,5 \times SC$ [kN/m]	22,9	28,0

Tabela 04: Esforços Vigas Secundários

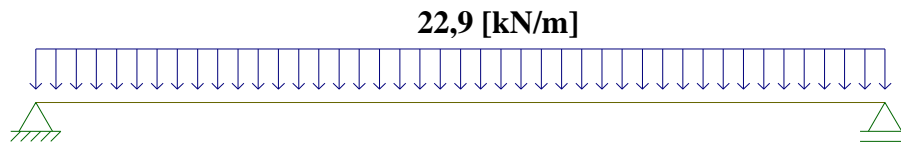


Figura 17: Combinações de ações viga V1.

Error! Not a valid link

Figura 18: Combinações de ações viga V2.

4.2.2. Combinações de ações estados limites serviço:

Os deslocamentos de uma estrutura, para efeito de verificação dos estados-limites de serviço, devem ser determinados com base em combinações de ações de serviço.

Combinações raras:

Hipótese 01: carga permanente (CP) + vento (VT) variável principal.

→ $CP+VT+0,6*SC$

Hipótese 02: carga permanente (CP) + sobrecarga (SC) variável principal.

→ $CP+SC+0,3*VT$

Combinações frequentes:

Hipótese 01: carga permanente (CP) + vento (VT) variável principal.

→ $CP+0,3*VT+0,4*SC$

Hipótese 01: carga permanente (CP) + sobrecarga (SC) variável principal.

→ $CP+0,6*SC+0*VT$

4.2.3. Análise de deslocabilidade Estado Limite último.

Segundo a ABNT NBR8800:2008, as estruturas podem ser classificadas quanto a sua sensibilidade a deslocamentos laterais como sendo de pequena, média ou grande deslocabilidade. Logo deve ser feita a análise estrutural elástica de 2ª ordem para as hipóteses de combinações últimas.

Nesse caso para otimização conforme permitido pela ABNT NBR8800:2008 tomaremos a combinação que fornece os maiores valores de B2, hipótese 05 a combinação constituída pela maior resultante de carga gravitacional além de forças horizontais devido ao vento e considerando as imperfeições de materiais, ou seja, E igual a 160000 MPa. Obtendo-se o coeficiente B2, que não deve ser maior que 1,55 e os valores dos máximos esforços solicitantes de cálculo em cada barra da estrutura.

Sendo assim faremos a análise estrutural de deslocabilidade da hipótese 05, usando o MAES, levando-se em conta inclusive a deformação por força cortante e em seguida os resultados de esforços solicitantes do método MAES serão comparados com resultados usando o Método de Elementos Finitos Não-Linear.

a) Análise segunda ordem (MAES) Pórtico:

Cálculo de B₁:

Barras	C _m	N _{nt} [kN]	N _{lt} [kN]	N _{sd1} [kN]	I [mm ⁴]	L [mm]	N _e [kN]	B ₁ (Calculado)	B ₁ (Corrigido)	
Pilares	1	0.4	-483	2.3	-480.7	1.3E+08	3200	19354	0.4	1.0
	2	0.4	-488.2	-2.3	-490.5	1.3E+08	3200	19354	0.4	1.0
	3	0.6	-38.4	0	-38.4	1.3E+08	3500	16178	0.6	1.0
	4	0.6	-43.3	0	-43.3	1.3E+08	3500	16178	0.6	1.0
Vigas do Pórtico	5	1.0	-67.7	3.7	-64	9.4E+08	3000	165092	1.0	1.0
	6	1.0	-67.7	3.7	-64	9.4E+08	3000	165092	1.0	1.0
	7	1.0	-67.7	3.7	-64	9.4E+08	3000	165092	1.0	1.0
	8	1.0	-67.7	3.7	-64	9.4E+08	3000	165092	1.0	1.0
Cordas inferiores	9	1.0	10	1.8	11.8	1.6E+06	3000	276	1.0	1.0
	10	1.0	-9.7	1.8	-7.9	1.6E+06	3000	276	1.0	1.0
	11	1.0	-9.7	1.8	-7.9	1.6E+06	3000	276	1.0	1.0
	12	1.0	22.7	1.8	24.5	1.6E+06	3000	276	1.1	1.0
Cordas inferiores	13	1.0	-75	0	-75	1.6E+06	3192	244	0.8	1.0
	14	1.0	-72.2	0	-72.2	1.6E+06	3192	244	0.8	1.0
	15	1.0	-85.4	0	-85.4	1.6E+06	3192	244	0.7	1.0
	16	1.0	-87.5	0	-87.5	1.6E+06	3192	244	0.7	1.0
Montantes	17	0.6	-8.7	0	-8.7	8.3E+05	1090	1108	0.6	1.0
	19	0.6	5.7	0	5.7	8.3E+05	2180	277	0.6	1.0
	21	0.6	-17.9	0	-17.9	8.3E+05	1090	1108	0.6	1.0
Diagonais	18	0.6	24.4	0	24.4	8.3E+05	3708	96	0.8	1.0
	20	0.6	40.1	0	40.1	8.3E+05	3708	96	1.0	1.0

Tabela 05: calculo de B₁

ANDAR	Δ _i [cm]	Δ _h [cm]	H [cm]	ΣN _{sd} [kN]	ΣH _{sd} [kN]	B ₂
-------	------------------------	------------------------	-----------	--------------------------	--------------------------	----------------

1	0.08	0.08	320	971.2	14.3	1.02
2	0.22	0.14	330	81.7	4.9	1.01

Tabela 06: calculo de B_2

Como o maior valor de B_2 encontrado é menor que 1,10 então a estrutura é considerada de pequena deslocabilidade, logo a determinação dos esforços solicitantes pode ser feita pela análise de 2ª ordem descrita anteriormente.

		Barras		Esforço Axial [kN]			Esforço Cortante [kN]			Momento fletor [kN.m]		
				N_{nt}	N_{lt}	N_{sd}	V_{nt}	V_{lt}	V_{sd}	M_{nt}	M_{lt}	M_{sd}
				1	2	3	4	5	6	7	8	9
Hipótese 05	Eixos 2; 3; 5 e 6	Pilares	1	-483	2	-481	-126	6	-120	266	-10	256
			2	-488	-2	-491	129	6	134	268	10	278
			3	-38	0	-38	-62	2	-60	197	-6	191
			4	-43	0	-43	63	2	65	198	6	204
		Vigas do Pórtico	5	-68	4	-64	293	-2	291	464	-14	450
			6	-68	4	-64	98	-2	95	710	0	710
			7	-68	4	-64	-98	-2	-100	710	0	710
			8	-68	4	-64	-294	-2	-296	466	14	480
		Cordas inferiores	9	10	2	12	0	0	0	0	0	0
			10	-10	2	-8	0	0	0	0	0	0
			11	-10	2	-8	0	0	0	0	0	0
			12	23	2	25	0	0	0	0	0	0
		Cordas inferiores	13	-75	0	-75	0	0	0	0	0	0
			14	-72	0	-72	0	0	0	0	0	0
			15	-85	0	-85	0	0	0	0	0	0
			16	-88	0	-88	0	0	0	0	0	0
		Montantes	17	-9	0	-9	0	0	0	0	0	0
			19	6	0	6	0	0	0	0	0	0
			21	-18	0	-18	0	0	0	0	0	0
		Diagonais	18	24	0	24	0	0	0	0	0	0
20	40		0	40	0	0	0	0	0	0		

Tabela 07: Calculo dos esforços solicitantes

b) Análise primeira ordem das Vigas secundárias:

No caso das vigas secundárias, vigas bi apoiadas impedidas de deslocar lateralmente, basta fazer uma análise de primeira ordem da estrutura original adicionando o efeito local P- δ aos momentos fletores.

Cálculo de B1:

Barras		Cm	Nnt [kN]	Nlt [kN]	Nsd1 [kN]	I [mm ⁴]	L [mm]	Ne [kN]	B1
Vigas	V1	1,0	0	0	0	7,7E+07	7000	2469	1,0
	V2	1,0	0	0	0	7,7E+07	7000	2469	1,0

Tabela 08: calculo de B₁

Barras		Msd [kN.m]	Vsd [kN]
Vigas	V1	140,3	80
	V2	171,5	98

Tabela 09: Calculo dos esforços solicitantes

c) Análise método elementos finitos pórtico:

Utilizando o método de elementos finitos não linear conforme abaixo: utilizando os software comercial RADIOSS.

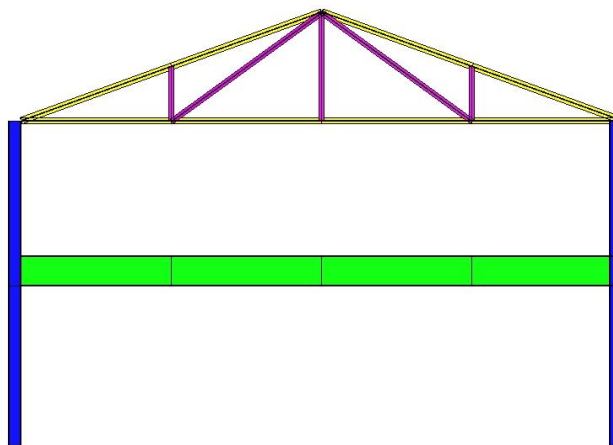


Figura 19: Modelo Métodos Elementos Finitos não linear.

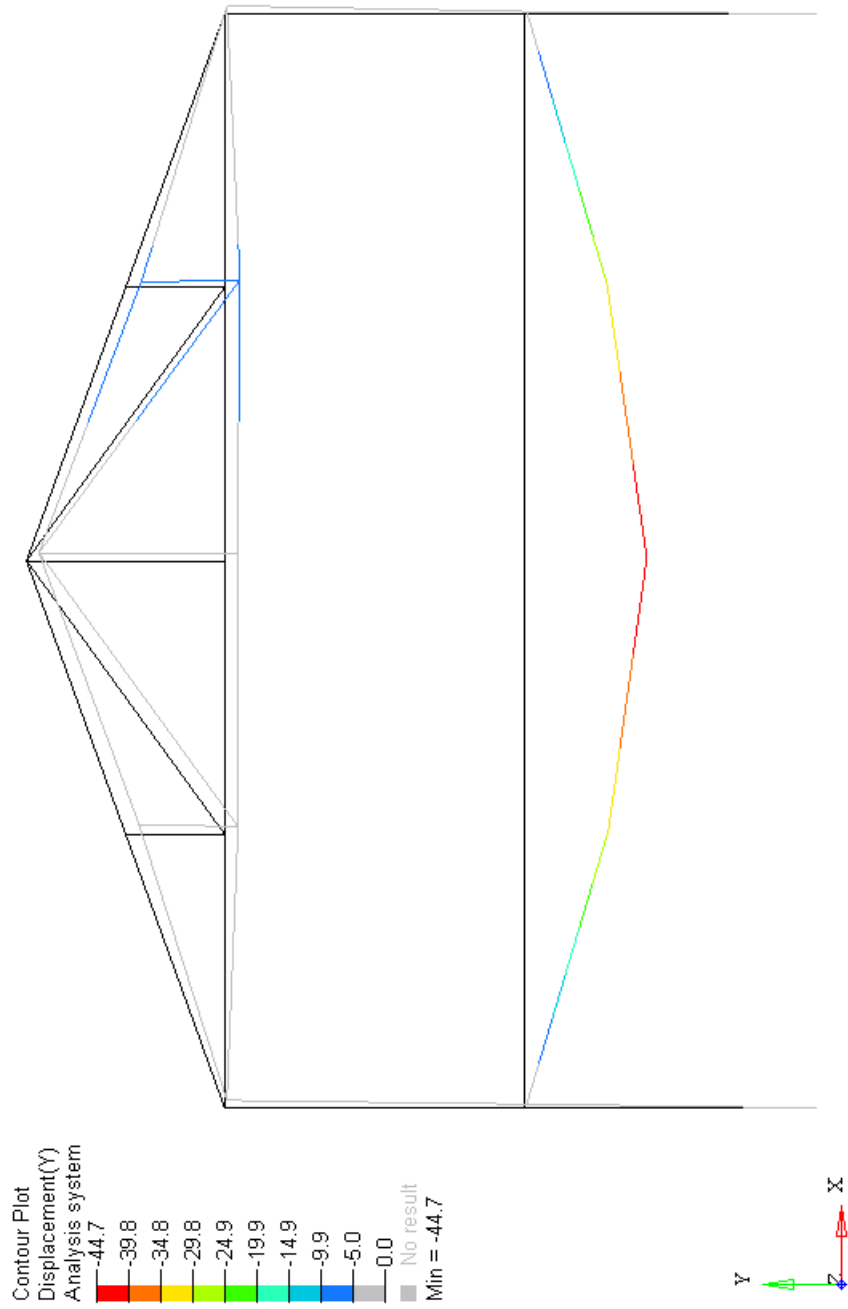


Figura 20: Resultado deslocamento vertical Métodos Elementos Finitos não linear (hipótese 05).

		Esforço Axial [kN]			Esforço Cortante [kN]			Momento fletor [kN.m]			
		MAES	MEF Não linear	Erro %	MAES	MEF Não linear	Erro %	MAES	MEF Não-linear	Erro %	
Hipótese 05	Pilares	1	-480,65	-480,20	-0,1%	-120,0	-113,2	-6%	256,2	251,4	-2%
		2	-490,55	-491,00	0,1%	134,4	127,8	-5%	277,7	271,6	-2%
		3	-38,40	-38,40	0,0%	-59,9	-58,28	-3%	191,1	192,3	1%
		4	-43,30	-43,30	0,0%	65,0	63,17	-3%	204,3	208,5	2%
	Vigas do Pórtico	5	-63,92	-55,96	-12,5%	291,1	291,1	0%	449,7	443,7	-1%
		6	-63,92	-58,41	-8,6%	95,4	95,1	0%	709,5	714,8	1%
		7	-63,92	-58,37	-8,7%	-100,3	-101,2	1%	709,5	714,8	1%
		8	-63,92	-55,94	-12,5%	-296,0	-297,1	0%	479,8	480,1	0%
	Cordas inferiores	9	11,82	11,42	-3,3%	0,0	0	0%	0,0	0,0	0%
		10	-7,88	-8,49	7,7%	0,0	0	0%	0,0	0,0	0%
		11	-7,88	-8,49	7,7%	0,0	0	0%	0,0	0,0	0%
		12	24,52	24,13	-1,6%	0,0	0	0%	0,0	0,0	0%
	Cordas Superiores	13	-75,00	-75,21	0,3%	0,0	0	0%	0,0	0,0	0%
		14	-72,20	-72,52	0,4%	0,0	0	0%	0,0	0,0	0%
		15	-85,40	-85,75	0,4%	0,0	0	0%	0,0	0,0	0%
		16	-87,50	-87,80	0,3%	0,0	0	0%	0,0	0,0	0%
	Montantes	17	-8,70	-8,79	1,0%	0,0	0	0%	0,0	0,0	0%
		19	5,70	5,67	-0,5%	0,0	0	0%	0,0	0,0	0%
		21	-17,90	-18,06	0,9%	0,0	0	0%	0,0	0,0	0%
	Diagonais	18	24,40	24,62	0,9%	0,0	0	0%	0,0	0,0	0%
20		40,10	40,35	0,6%	0,0	0	0%	0,0	0,0	0%	

Tabela 10: comparação métodos elementos finitos não linear com método MAES.

4.3 Dimensionamentos dos elementos.

O dimensionamento dos elementos será feito de acordo com a ABNT NBR8800:2008.

4.3.1. Elementos da tesoura (Cordas, diagonais e montantes):

Todos esses elementos estão sujeitos basicamente a esforços axiais seja de tração ou compressão. E seus dimensionamentos feitos conforme segue:

Barras		Nsd [kN]
Cordas inferiores	9	12
	10	-8
	11	-8
	12	25
Cordas inferiores	13	-75
	14	-72
	15	-85
	16	-88
Montantes	17	-9
	19	6
	21	-18
Diagonais	18	24
	20	40

Tabela 11: Elementos sujeitos a somente esforços axiais

As barras sujeitas a tração devem ser dimensionadas aos estado-limites últimos para o escoamento da seção bruta e para a ruptura da seção líquida.

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

$$N_{Rd} = \frac{A_g f_y}{1,10} \text{ Para escoamento da seção bruta}(A_g)$$

$$N_{Rd} = \frac{A_e f_y}{1,35} \text{ Para ruptura da seção líquida } (A_e)$$

Os seguintes estados limites de serviços deve ser satisfeito:

- Limite de esbeltez $L/r < 300$. Sendo L o comprimento e r o raio de giração da seção.
- As vigas de coberturas devem possuir deslocamentos verticais máximos de $L/250$.

Nesse caso a combinação rara mais crítica é aquela que possuem a sobrecarga como variável principal.

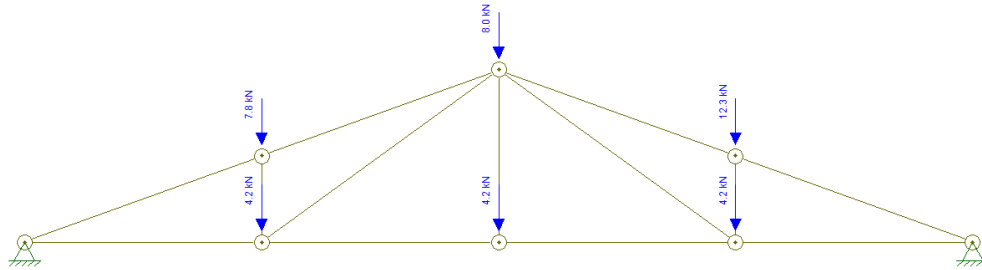


Figura 21: Combinação rara de serviço na cobertura

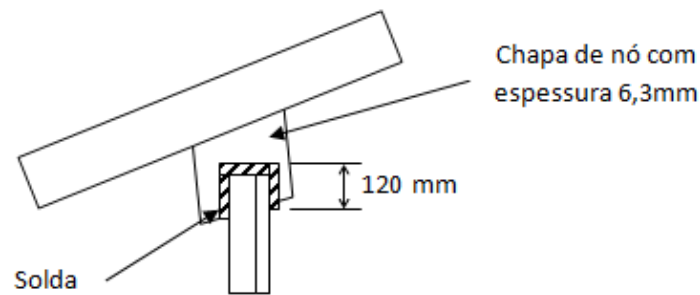


Figura 22: Detalhes das fixações montantes e diagonais.

BARRA			ESTADOS LIMITES ULTIMOS										
			Escoamento da Seção Bruta(Ag)					Ruptura da Seção Efetiva(Ae)					
			Área [cm ²]	f _y [MPa]	γ _{a2}	N _{t,rd}	Resultado	C _t	Área [cm ²]	f _u [MPa]	γ _{a1}	N _{t,rd}	Resultado
Cordas inferiores	9	L63,50x7,94 "duplo" ASTM A36	18.96	25	1.35	351	Ok	0.84	15.99	40	1.10	581	Ok
	12		18.96	25	1.35	351	Ok	0.84	15.99	40	1.10	581	Ok
Montante	19	L50,8x7,94 "duplo" ASTM A36	14.84	25	1.35	275	Ok	0.87	12.92	40	1.10	470	Ok
Diagonais	18		14.84	25	1.35	275	Ok	0.87	12.92	40	1.10	470	Ok
	20		14.84	25	1.35	275	Ok	0.87	12.92	40	1.10	470	Ok

Tabela 12: Elementos sujeitos a somente esforços axiais

BARRA			ESTADO LIMITE DE SERVIÇO					
			Limitação Índice de Esbeltez [$L/r_{\min} < 300$]					
			Comprimento destravado (L) [cm]	Inercia em X (I_x) [cm ⁴]	Inercia em Y (I_y) [cm ⁴]	Raio de Giração mínimo (r_{\min}) [cm]	L/ r_{\min}	Resultados
Cordas inferiores	9	L 63,50 x 7,94 "duplo" ASTM A36	300	70	158	1.9	155	Ok
	12		300	70	158	1.9	155	Ok
Montante	19	L 50,8 x 7,94 "duplo" ASTM A36	218	35	83	1.5	143	Ok
Diagonais	18		370.8	35	83	1.5	243	Ok
	20		370.8	35	83	1.5	243	Ok

Tabela 13: Elementos sujeitos a somente esforços axiais

Já para as barras comprimidas deve-se considerar a instabilidade da barra como um todo, instabilidade global. Outro modo de colapso é a flambagem local dos elementos que compõem a seção transversal da barra (por exemplo: alma e mesa). Sendo assim calcula-se a força axial de compressão resistente de cálculo ($N_{c,Rd}$) como segue.

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

$$N_{c,Rd} = \frac{xQA_g f_y}{1,10}$$

Nesse caso o estado limite de serviço, limite de esbeltez deve ser verificado e suposto ser menor que 200. Caso necessário adicionar chapas espaçadoras nos perfis cantoneira duplo. Através da seguinte equação:

$$\left(\frac{l}{r_{\min}}\right)_{1 \text{ perfil}} \leq \frac{1}{2} \left(\frac{KL}{r}\right)_{\text{máximo da barra composta}}$$

BARRA		ESTADOS LIMITES ULTIMOS														
		Flambagem Local				Instabilidade global										
		b/t	$(b/t)_{lim} = 0.45 * raiz(E/f)$	$(b/t)_{sup} = 0.91 * raiz(E/fy)$	Q	KxLx [mm]	Nex [kN]	KyLy [cm]	Ney [kN]	Nez [kN]	Neyz [kN]	λ_o	χ	Nc,sd [kN]	Resultado	
Cordas Inferiores	10	L63,50x7,94 "duplo" ASTM A36	8.0	12.73	25.74	1	300	154	300	346	2039	333	1.76	0.283	122	Ok
	11		8.0	12.73	25.74	1	300	154	300	346	2039	333	1.76	0.283	122	Ok
Cordas Superiores	13	L63,50x7,94 "duplo" ASTM A36	8.0	12.73	25.74	1	319	136	319	305	2039	295	1.87	0.251	108	Ok
	14		8.0	12.73	25.74	1	319	136	319	305	2039	295	1.87	0.251	108	Ok
	15		8.0	12.73	25.74	1	319	136	319	305	2039	295	1.87	0.251	108	Ok
	16		8.0	12.73	25.74	1	319	136	319	305	2039	295	1.87	0.251	108	Ok
Montantes	17	L50,8x7,94 "duplo" ASTM A36	6.4	12.73	25.74	1	109	581	109	1385	2420	1169	0.80	0.765	258	Ok
	21		6.4	12.73	25.74	1	109	581	109	1385	2420	1169	0.80	0.765	258	Ok

Tabela 14: Elementos sujeitos a somente esforços axiais

BARRA		ESTADO LIMITE DE SERVIÇO								
		Índice de Esbeltez [L/r < 200]				Distância máxima sem espaçador				
		L [cm]	Raio Giração r _{min} [cm]	L/r _{min}	Resultados	λ_{ex}	λ_{yz}	L _{max} [cm]	Chapas Espaçadoras	
Cordas inferiores	10	L 63,50 x 7,94 "duplo" ASTM A36	300	1.92	156	Ok	156	106	151	2
	11		300	1.92	156	Ok	156	106	151	2
Cordas Superiores	13	L 63,50 x 7,94 "duplo" ASTM A36	319	1.92	166	Ok	166	113	160	2
	14		319	1.92	166	Ok	166	113	160	2
	15		319	1.92	166	Ok	166	113	160	2
	16		319	1.92	166	Ok	166	113	160	2
Montantes	17	L 50,8 x 7,94 "duplo" ASTM A36	109	1.54	71	Ok	71	50	54	2
	21		109	1.54	71	Ok	71	50	54	2

Tabela 15: Elementos sujeitos a somente esforços axiais

		ESTADO LIMITE DE SERVIÇO			
		Flecha máxima: menor que (L/250) 4,8cm			
BARRA		Contra Flecha [cm]	Fecha [cm]	Fecha total [cm]	Resultados
Cordas inferiores	9	0,0	0,4	0,4	Ok
	12				
Montante	19				
Diagonais	18				
	20				

Tabela 16: Estado limite serviço deslocamento cobertura

4.3.2. Viga do pórtico interno:

A viga do pórtico está submetida à flexão, compressão e cisalhamento. Sendo assim devem ser verificados os estados limites últimos ao momento fletor, força axial e força cortante.

Os seguintes estados limites últimos:

- Instabilidade no plano de flexão causado pela compressão e potencializado pelo momento fletor.
- Flambagem lateral com torção causado pelo momento fletor associado com instabilidade por flexão em relação a Y causada pela força compressão.
- Flambagem local, da mesa e alma, causada pela tensão compressão devida à atuação conjunta da força axial e momento fletor.
- Finalmente o colapso pode ocorrer pela formação de rotulas plástica causada pela atuação conjunta de compressão e momento fletor.
- Flambagem da alma causada pela força cortante.

Barras		Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kN.cm]	
Vigas do Pórtico	5	VS 600 x111 USI CIVIL 300	-67,7	291,1	-4,64E+04
	6		-67,7	95,4	7,10E+04
	7		-67,7	-100,3	7,10E+04
	8		-67,7	-296	-4,66E+04

Tabela 17: Esforços solicitantes estado limite de serviço na viga do pórtico.

O estado limite de serviço das vigas dos pórticos sujeitas a combinações de serviço são os seguintes:

- a) Vigas de piso devem possuir deslocamento vertical (flecha) máxima de $L/250$.
- b) O estado limite de serviço, limite de esbeltez deve ser verificado e suposto ser menor que 200.
- c) Também deve ser verificado o limite para vibrações do piso. ABNT NBR8800:2008 recomenda nos pisos em que pessoas caminham regularmente, desprezando contraflechas, um deslocamento vertical máximo de 20mm. Nesse caso considerando combinação frequente de serviço.

Nesse caso a combinação rara e frequente mais critica são aquelas que possuem a sobrecarga como variável principal.

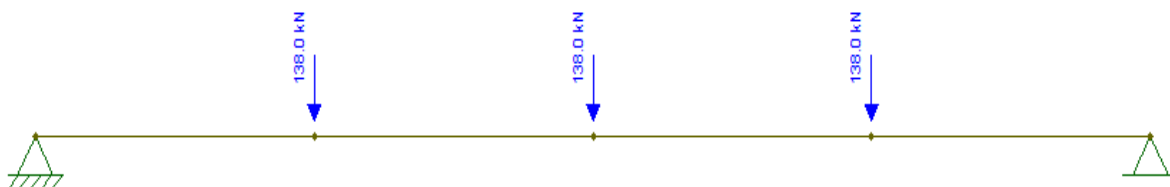


Figura 23: combinação rara de serviço

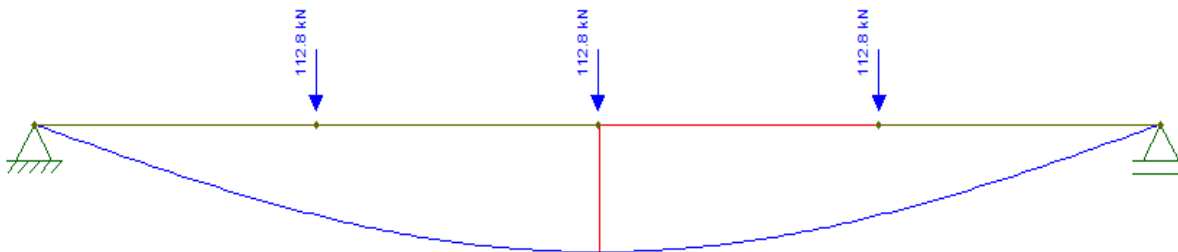


Figura 24: combinação frequente de serviço

Perfil : VS 600 x111					
A_g	[cm ²]	141,4	r_x	[cm]	25,8
I_x	[cm ⁴]	94091	r_y	[cm]	7,1
I_y	[cm ⁴]	7202	X_o	[cm]	0,0
h	[mm]	600	Y_o	[cm]	0,0
b_f	[mm]	300	r_o	[cm]	26,76
d	[mm]	568	Z_x	[cm ³]	3448
t_w	[mm]	8	J	[cm ⁴]	91,6
t_f	[mm]	16	C_w	[cm ⁶]	6140713
W_x	[cm ³]	3136	K_c		0,475

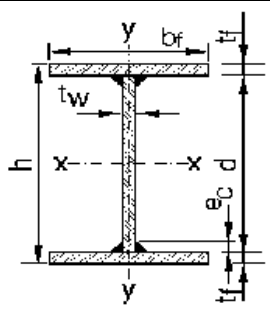


Tabela 18: Propriedades perfil VS 600 x 111

Determinação da força axial de compressão resistente de cálculo														
Barras	Flambagem local Mesas				Flambagem local Alma				Instabilidade global					N _{c,rd} [kN]
	b/t	$(b/t)_{lim} = 0.64 * raiz(E * K_c / f_y)$	$(b/t)_{sup} = 1.17 * raiz(E * K_c / f_y)$	Q _s	b/t	$(b/t)_{lim} = 1.49 * raiz(E / f_y)$	Q _a	N _{ex} [kN]	N _{ey} [kN]	N _{ez} [kN]	λ _o	χ		
Vigas do Pórtico	5	9,4	11,4	20,8	1	71,0	38,5	0,88	1,3E+04	1,4E+11	1,69E+11	0,54	0,885	2988
	6	9,4	11,4	20,8	1	71,0	38,5	0,88	1,3E+04	1,4E+11	1,69E+11	0,54	0,885	2988
	7	9,4	11,4	20,8	1	71,0	38,5	0,88	1,3E+04	1,4E+11	1,69E+11	0,54	0,885	2988
	8	9,4	11,4	20,8	1	71,0	38,5	0,88	1,3E+04	1,4E+11	1,69E+11	0,54	0,885	2988

Tabela 19: Determinação da força axial de compressão resistente de cálculo

Determinação do momento fletor resistente de cálculo														
Barras		Flambagem local Mesas			Flambagem local Alma			Flambagem Lateral com Torção				Mrd [kN.cm]		
		$\lambda = b/t$	$\lambda_p = 0,38 * \text{raiz}(E/f_y)$	$\lambda_r = 0,95 * \text{raiz}(E * K_c / (0,7 * f_y))$	MRk [kN.cm]	$\lambda = b/t$	$\lambda_p = 3,76 * \text{raiz}(E/f_y)$	$\lambda_r = 5,70 * \text{raiz}(E/f_y)$	MRk [kN.cm]	$\lambda = I_b / r_y$	$\lambda_p = 1,76 * \text{raiz}(E/f_y)$		$\lambda_r = (1,38 * \text{raiz}(I_y * J) / (r_y * I * B)) * \text{raiz}(1 + \text{raiz}(1 + 27 * C_w * B / I_y * J))$	MRk [kN.cm]
Vigas do Pórtico	5	9,4	9,8	20,2	1,03E+05	71,0	97,1	147,2	1,03E+05	0,1	45,4	122,02	1,03E+05	9,40E+04
	6	9,4	9,8	20,2	1,03E+05	71,0	97,1	147,2	1,03E+05	0,1	45,4	122,02	1,03E+05	9,40E+04
	7	9,4	9,8	20,2	1,03E+05	71,0	97,1	147,2	1,03E+05	0,1	45,4	122,02	1,03E+05	9,40E+04
	8	9,4	9,8	20,2	1,03E+05	71,0	97,1	147,2	1,03E+05	0,1	45,4	122,02	1,03E+05	9,40E+04

Tabela 20: Determinação do momento fletor resistente de cálculo

ESTADO LIMITE ULTIMO												
Barras		Efeitos Combinados de Compressão e Momento fletor		Determinação força cortante resistente de cálculo							Vrd [kN]	Results
				Flambagem da alma					Vpl [kN]	VRk [kN]		
		Interação esforços <1,0	Results	$\lambda = h/t_w$	Kv	$\lambda_p = 1,1 * \text{raiz}(K_v * E/f_y)$	$\lambda_r = 1,37 * \text{raiz}(K_v * E/f_y)$					
Vigas do Pórtico	5	0,5	Ok	71,0	5	63,5	79,1	818	811	738	Ok	
	6	0,8	Ok	71,0	5	63,5	79,1	818	811	738	Ok	
	7	0,8	Ok	71,0	5	63,5	79,1	818	811	738	Ok	
	8	0,5	Ok	71,0	5	63,5	79,1	818	811	738	Ok	

Tabela 21: Verificação Estados Limites Últimos

ESTADO LIMITE DE SERVIÇO											
		Limitação Índice de Esbeltez compressão [L/r < 200]				Flecha máxima: L/350 ou 3,4cm				Vibração no piso Flexa menor que 2,0cm	
Barras		λ_{ex}	λ_{ey}	λ_{ez}	Resultados	Contraflecha [cm]	Fecha [cm]	Fecha total [cm]	Resultados	Fecha total [cm]	Resultados
Vigas do Pórtico	5	47	0	0	Ok	2,8	6,1	3,3	Ok	5,0	Não Ok
	6										
	7										
	8										

Tabela 22: Verificação Estados Limites Serviço

4.3.3. Dimensionamento dos pilares:

Similar às vigas dos pórticos os pilares também estão sujeitos aos esforços combinados de momento fletor, força axial de compressão e força cortante. Logo devem ser verificados os estados limites últimos ao momento fletor, força axial e força cortante.

- Instabilidade no plano de flexão causado pela compressão e potencializado pelo momento fletor.
- Flambagem lateral com torção causado pelo momento fletor associado com instabilidade por flexão em relação a Y causada pela força compressão.
- Flambagem local, da mesa e alma, causada pela tensão compressão devida à atuação conjunta da força axial e momento fletor.
- Finalmente o colapso pode ocorrer pela formação de rotulas plástica causada pela atuação conjunta de compressão e momento fletor.
- Flambagem da alma causada pela força cortante.

O estado limite de serviço limite de esbeltez deve ser verificado e suposto ser menor que 200.

Barras			Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kN.cm]
Pilares	1	W250x80	-483	-120	2,66E+04
	2		-488,2	134,4	2,68E+04
	3	ASTM A572	-38,4	-59,9	1,97E+04
	4		-43,3	65	1,98E+04

Tabela 23: Esforços solicitantes na viga do pórtico.

Perfil : vs 600 x111					
A_g	[cm ²]	101,9	r_x	[cm]	11,1
I_x	[cm ⁴]	12550	r_y	[cm]	6,5
I_y	[cm ⁴]	4313	X_o	[cm]	0,0
h	[mm]	256	Y_o	[cm]	0,0
bf	[mm]	255	r_o	[cm]	12,86
d	[mm]	225	Z_x	[cm ³]	1076
tw	[mm]	9,4	J	[cm ⁴]	70,8
tf	[mm]	16	C_w	[cm ⁶]	623144
W_x	[cm ³]	980			

Tabela 24: Propriedades perfil dos Pilares

Determinação da força axial de compressão resistente de cálculo														
Barras	b/t	Flambagem local Mesas			Flambagem local Alma			Instabilidade global					N _{c,rd} [kN]	
		$(b/t)_{lim} = 0,56 \cdot \text{raiz}(E/f_y)$	$(b/t)_{sup} = 1,03 \cdot \text{raiz}(E/f_y)$	Q _s	b/t	$(b/t)_{lim} = 0,56 \cdot \text{raiz}(E/f_y)$	Q _a	N _{ex} [kN]	N _{ey} [kN]	N _{ez} [kN]	λ _o	χ		
Pilares	1	8,2	13,4	24,6	1	23,9	13,4	1	2,4E+04	8,3E+03	1,1E+04	0,65	0,838	2717
	2	8,2	13,4	24,6	1	23,9	13,4	1	2,4E+04	8,3E+03	1,1E+04	0,65	0,838	2717
	3	8,2	13,4	24,6	1	23,9	13,4	1	2,3E+04	7,8E+03	1,0E+04	0,68	0,824	2672
	4	8,2	13,4	24,6	1	23,9	13,4	1	2,3E+04	7,8E+03	1,0E+04	0,68	0,824	2672

Tabela 25: Determinação da força axial de compressão resistente de cálculo

Determinação do momento fletor resistente de cálculo														
Barras		Flambagem local Mesas				Flambagem local Alma				Flambagem Lateral com Torção				Mrd [kN.cm]
		$\lambda = b/t$	$\lambda_p = 0,38 * \text{raiz}(E/fy)$	$\lambda_r = 0,83 * \text{raiz}(E/0,7 * fy)$	MRk [kN.cm]	$\lambda = b/t$	$\lambda_p = 3,76 * \text{raiz}(E/fy)$	$\lambda_r = 5,70 * \text{raiz}(E/fy)$	MRk [kN.cm]	$\lambda = Lb/ry$	$\lambda_p = 1,76 *$	$\lambda_r = \frac{(1,38 * \text{raiz}(Iy * I) / (ry * B1)) * \text{raiz}(1 + \text{raiz}(1 + 27 * Cw * B1^2 / Iy))}{\text{raiz}(1 + 27 * Cw * B1^2 / Iy)}$	MRk [kN.cm]	
Pilares	1	8,2	9,1	23,7	3,77E+04	23,9	89,9	136,3	3,77E+04	49,2	42,1	152,9	7,69E+04	3,42E+04
	2	8,2	9,1	23,7	3,77E+04	23,9	89,9	136,3	3,77E+04	49,2	42,1	152,9	7,69E+04	3,42E+04
	3	8,2	9,1	23,7	3,77E+04	23,9	89,9	136,3	3,77E+04	50,7	42,1	152,9	6,15E+04	3,42E+04
	4	8,2	9,1	23,7	3,77E+04	23,9	89,9	136,3	3,77E+04	50,7	42,1	152,9	6,15E+04	3,42E+04

Tabela 26: Determinação do momento fletor resistente de cálculo

ESTADO LIMITE ULTIMO												
Barras		Efeitos Combinados de Compressão e Momento fletor		Determinação força cortante resistente de cálculo							Vrd [kN]	Results
				Flambagem da alma					Vpl [kN]	VRk [kN]		
		Interação esforços <1,0	Results	$\lambda = h/tw$	Kv	$\lambda_p = 1,1 * \text{raiz}(Kv * E/fy)$	$\lambda_r = 1,37 * \text{raiz}(Kv * E/fy)$					
Pilares	1	0,9	Ok	23,9	5	58,8	73,2	444	444	404	Ok	
	2	0,9	Ok	23,9	5	58,8	73,2	444	444	404	Ok	
	3	0,6	Ok	23,9	5	58,8	73,2	444	444	404	Ok	
	4	0,6	Ok	23,9	5	58,8	73,2	444	444	404	Ok	

Tabela 27: Verificação Estados Limites Últimos

ESTADO LIMITE DE SERVIÇO					
Compressão					
Limitação Índice de Esbeltez [$L/r < 200$]					
Barras		λ_{ex}	λ_{ey}	λ_{ez}	Resultados
Pilares	1	29	49	44	Ok
	2	29	49	44	Ok
	3	30	51	45	Ok
	4	30	51	45	Ok

Tabela 28: Verificação Estados Limites Serviço

4.3.4. Dimensionamento das vigas laterais (V1 e V2):

As vigas secundárias estão sujeitas ao momento fletor e forças cortantes. Sendo devem ser considerados os respectivos estados-limites últimos.

- a) Plastificação total da seção transversal, Flambagem lateral e Flambagem local dos elementos em compressão sob atuação do momento fletor.
- b) Escoamento ou flambagem dos elementos sob atuação da força cortante.

O estado limite de serviço das vigas V1 e V2 sujeitas a combinações raras de serviço são os seguintes:

- d) Vigas de piso devem possuir deslocamento vertical (flecha) máxima de $L/250$. No caso da viga V1, que suporta parede de alvenaria, então o deslocamento máximo não deve exceder 15mm.
- e) Também deve ser verificado o limite para vibrações do piso. ABNT NBR8800:2008 recomenda nos pisos em que pessoas caminham regularmente, desprezando contraflechas, um deslocamento vertical máximo de 20mm. Nesse caso considerando combinação frequente de serviço.

Barras		Msd [kN.cm]	Vsd [kN]
Vigas	V1	14030	80
	V2	17150	98

Tabela 29: Esforços solicitantes nos estados limites de serviço.

Estado Limite serviço	V1	V2
Combinação raras (CP + SC) [kN/m]	16,5	19,7
Combinação frequente (CP + 0,4*SC) [kN/m]	13,8	14,3

Tabela 30: Combinações estados limites serviços para vigas V1 e V2

ESTADOS LIMITES ULTIMO														
Determinação do momento fletor resistente de cálculo														
Barras		Flambagem local Mesas				Flambagem local Alma				Flambagem Lateral com Torção			Mrd [kN.cm]	Resultados
		$\lambda = b/t$	$\lambda_p = 0,38 * \text{raiz}(E/f_y)$	$\lambda_r = 0,83 * \text{raiz}(E/0,7 * f_y)$	MRk [kN.cm]	$\lambda = b/t$	$\lambda_p = 3,76 * \text{raiz}(E/f_y)$	$\lambda_r = 5,70 * \text{raiz}(E/f_y)$	MRk [kN.cm]	$\lambda = L_b/r_y$	$\lambda_p = 1,76 * \text{raiz}(E/f_y)$	MRk [kN.cm]		
Vigas	V1	5,9	9,1	23,7	2,78E+04	17,7	6,1	136,3	2,75E+04	0,0	42,1	2,78E+04	2,50E+04	Ok
	V2	5,9	9,1	23,7	2,78E+04	17,7	6,1	136,3	2,75E+04	0,0	42,1	2,78E+04	2,50E+04	Ok

Tabela 31: Verificação Estados Limites Últimos momento fletor

ESTADOS LIMITES ULTIMO							
Determinação força cortante resistente de cálculo							
Flambagem da alma							
Barras		$\lambda = h/tw$	Kv	$\lambda_p = 1,1 * raiz(Kv * E / fy)$	$\lambda_r = 1,37 * raiz(Kv * E / fy)$	Vrd [kN]	Results
Vigas	V1	17,7	5	58,8	73,2	352	Ok
	V2	17,7	6	64,4	80,2	352	Ok

Tabela 32: Verificação Estados Limites Últimos foça cortante

ESTADO LIMITE DE SERVIÇO									
Flecha máxima: V1 menor que 1,5 cm e V2 menor que 2,8cm									
Vibração no piso Flexa V1 e V2 menor que 2,0cm									
Barras		L [cm]	Contraflecha [cm]	Fecha [cm]	Fecha total [cm]	Resultados	L [cm]	Fecha total [cm]	Resultados
Vigas	V1	700	2,0	3,4	1,4	Ok	700	2,8	Não Ok
	V2	700	2,0	4,0	2,0	Ok	700	2,9	Não Ok

Tabela 33: Verificação Estados Limites de serviço

5 CONCLUSÃO

Na análise estrutural compararam-se os resultados do método MAES com o método de elementos finitos não lineares (utilizando o software comercial Optstruct/Radioss) e podemos observar que os valores encontrados em geral estão muito próximos sendo que em alguns casos idênticos. Alguns pontos podem ser levantados para justificar essa pequena diferença entre os valores, principalmente em relação às seções transversais das barras consequentemente as propriedades da seção, sendo existiram algumas pequenas diferenças entre as seções dos perfis utilizadas no método MAES e no software de elementos finitos. O resumo para cada tipo de elemento pode ser visto na tabela abaixo:

Pilares	- Apresentou excelente correlação para esforços axiais erro relativo próximo de zero. - Média correlação para esforço cortante máximo erro relativo de 6%. - Boa correlação para momento fletor máximo erro relativo de 2%
Vigas do Pórtico	- Os esforços axiais na viga principal apresentaram os maiores erros relativos na ordem de 12%. - Porém com baixo erro relativo para esforço cortante e momento fletor.
Cordas inferiores	- Máximo erro relativo de 7%
Cordas Superiores	- Muito boa correlação erros relativos próximos de zero.
Montantes	
Diagonais	

No dimensionamento dos elementos da estrutura foram utilizados os esforços solicitantes advindos do método MAES.

Na estrutura do pórtico nota-se que os maiores esforços solicitantes são observados na viga principal, que consequentemente possui a maior seção transversal (perfil I soldado). Conforme observado nos cálculos o perfil escolhido, ABNT NBR 5884 “VS600x111” em material USI CIVIL 300, atende a todos os estados limites últimos. Porém não atende perfeitamente ao estado limite de serviço, vibração do piso, pois o deslocamento vertical da viga de 5,0 cm foi maior que

o valor recomendado pela norma que é 2,0 cm, nesse caso a sugestão é fazer uma análise mais sofisticada para avaliar a frequência natural do piso e verificar com os valores recomendados.

As vigas secundárias V1 e V2 em perfil laminado Gerdau “W200x71,0” em material ASTM A575 grau 50 também atende aos estados limites último, mais também não atendem todos os estados limites de serviço, mostrando maior deslocamento vertical que o recomendado para evitar a vibração excessiva do piso.

As vigas treliçadas da cobertura em perfis “L” duplo, L63,50x7,94 (cordas) e L 50,80x7,94 (montantes e diagonais) em material ASTM A36 atende todos os estados limites últimos e de serviço.

Os pilares em perfil laminado Gerdau “W250x80,0” em material ASTM A572 grau 50 atende todos os estados limites últimos e de serviço sem maiores problemas.

6 NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS

- Apostila do Curso de Especialização em Estruturas – Dimensionamento Básico de Elementos de Estruturas de Aço. Professor: Ricardo Hallal Fakury

- Apostila do Curso de Especialização em Estruturas – Ações nas Estruturas – Trabalho Prático. Professor: Ricardo Hallal Fakury