

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

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS  
ESFORÇOS SOLICITANTES EM UMA  
EDIFICAÇÃO UTILIZANDO MODELO DE  
PÓRTICO PLANO E DE PÓRTICO ESPACIAL**

AUTOR: BRUNO LOPES BARCELOS  
PROF. ORIENTADOR: ARMANDO CESAR CAMPOS LAVALL

2015

A meus pais, Antônio e Leonarda  
À minha irmã Agnes

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente, a Deus, que me deu sabedoria e forças para batalhar pelos meus objetivos e me ajudou a trilhar mais esse caminho de conquistas.

À minha família, pelos ensinamentos, conselhos, pelos princípios de vida, por acreditarem em mim e investirem na minha educação sem medir esforços.

Ao professor Lavall, pelo suporte técnico e pela orientação dada para a construção deste trabalho.

## RESUMO

Para que a análise estrutural de uma edificação seja realizada de maneira adequada, torna-se necessário quantificar os efeitos globais e locais de segunda ordem na estrutura após a aplicação dos carregamentos. Um dos métodos mais usuais de análise é a extração de um subconjunto aporticado plano típico da estrutura tridimensional da edificação, e realizar a análise com base neste pórtico ao invés de se analisar a estrutura tridimensional. Diante destes dois métodos de análise, será apresentado um estudo comparativo levando-se em consideração a análise em pórtico plano e a análise para a estrutura tridimensional de um edifício comercial, com o intuito de avaliar a confiabilidade e a aplicabilidade do método de análise em pórtico plano. Para isso, é feita uma revisão bibliográfica da análise estrutural de segunda ordem e uma explanação sobre o Método de Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES) fornecido pela norma NBR 8800 [3] para obtenção dos esforços solicitantes na estrutura. Também são indicados os carregamentos atuantes na edificação e é feita a apresentação dos modelos computacionais de elementos finitos utilizados para a realização do estudo comparativo.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1: Comparativo esquemático do comportamento carga-deslocamento. (Fonte: Ziemian [10]).	12
Figura 2-2: Efeitos global e local de 2ª ordem. (Fonte: Ziemian [10]).	13
Figura 2-3: Subdivisão da estrutura original. (Fonte: NBR 8800 [3]).	15
Figura 2-4: Imperfeições geométricas iniciais da estrutura. (Fonte: Fakury [7]).	18
Figura 2-5: Forças nocionais para consideração do efeito das imperfeições geométricas. (Fonte: Fakury [7]).	18
Figura 3-1: Seção transversal do edifício.	20
Figura 3-2: Fachadas laterais.	21
Figura 3-3: Piso do 2º pavimento.	21
Figura 3-4: Cobertura do edifício.	21
Figura 3-5: Perfil VS 650 x 114.	22
Figura 3-6: Perfil HP 310 x 125.	23
Figura 3-7: Perfil Duplo L – 76,2 x 9,52.	23
Figura 3-8: Perfil Duplo L – 63,5 x 7,94.	23
Figura 3-9: Perfil W360 x 64.	24
Figura 3-10: Modelo computacional do pórtico plano (2D).	25
Figura 3-11: Modelo computacional da estrutura (3D).	25
Figura 3-12: Sistema de coordenadas do elemento finito CBAR. (Fonte: NX Nastran Quick Reference Guide [9]).	26
Figura 3-13: Forças internas e momentos do elemento CBAR (plano x-y). (Fonte: NX Nastran Quick Reference Guide [9]).	27
Figura 3-14: Forças internas e momentos do elemento CBAR (plano x-z). (Fonte: NX Nastran Quick Reference Guide [9]).	27
Figura 3-15: Matriz de rigidez do elemento CBAR. (Fonte: Logan [8]).	28
Figura 3-16: Numeração de nós e de barras dos pórticos típicos.	29
Figura 3-17: Distribuição das ações permanentes nos pórticos internos.	31
Figura 3-18: Distribuição das ações permanentes nos pórticos externos.	32
Figura 3-19: Distribuição das sobrecargas nos pórticos internos.	34
Figura 3-20: Distribuição das sobrecargas nos pórticos externos.	34
Figura 3-21: Coeficientes de forma e de pressão nos pórticos.	40

Figura 3-22: Ações finais devido ao vento nos pórticos. ....	40
Figura 4-1: Deformada da estrutura nt (pórtico plano). ....	43
Figura 4-2: Diagrama de força normal da estrutura nt (pórtico plano). ....	44
Figura 4-3: Diagrama de força cortante da estrutura nt (pórtico plano). ....	44
Figura 4-4: Diagrama de momento fletor da estrutura nt (pórtico plano). ....	45
Figura 4-5: Deformada da estrutura lt (pórtico plano). ....	45
Figura 4-6: Diagrama de força normal da estrutura lt (pórtico plano). ....	46
Figura 4-7: Diagrama de força cortante da estrutura lt (pórtico plano). ....	46
Figura 4-8: Diagrama de momento fletor da estrutura lt (pórtico plano). ....	47
Figura 4-9: Diagrama de força normal solicitante de cálculo (pórtico plano). ....	49
Figura 4-10: Diagrama de força cortante solicitante de cálculo (pórtico plano). ....	49
Figura 4-11: Diagrama de momento fletor solicitante de cálculo (pórtico plano). ....	50
Figura 4-12: Deformada da estrutura nt (estrutura tridimensional). ....	51
Figura 4-13: Diagrama de força normal da estrutura nt (estrutura tridimensional). ...	51
Figura 4-14: Diagrama de força cortante da estrutura nt (estrutura tridimensional). .	52
Figura 4-15: Diagrama de momento fletor da estrutura nt (estrutura tridimensional).	52
Figura 4-16: Deformada da estrutura lt (estrutura tridimensional). ....	53
Figura 4-17: Diagrama de força normal da estrutura lt (estrutura tridimensional). ....	53
Figura 4-18: Diagrama de força cortante da estrutura lt (estrutura tridimensional). ..	54
Figura 4-19: Diagrama de momento fletor da estrutura lt (estrutura tridimensional).	54
Figura 4-20: Diagrama de força normal solicitante de cálculo (estrutura tridimensional). ....	56
Figura 4-21: Diagrama de força cortante solicitante de cálculo (estrutura tridimensional). ....	57
Figura 4-22: Diagrama de momento fletor solicitante de cálculo (estrutura tridimensional). ....	57

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3-1 – Pré-dimensionamento das barras. ....	22
Tabela 3-2 – Fator topográfico $S_1$ . ....	35
Tabela 3-3 – Fator de rugosidade $S_2$ . ....	36
Tabela 3-4 – Fator estatístico $S_3$ . ....	37
Tabela 3-5 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular. ....	38
Tabela 3-6 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular. ....	39
Tabela 3-7 – Fatores de combinação adotados. ....	41
Tabela 3-8 – Combinações de carregamentos. ....	42
Tabela 4-1 – Determinação do coeficiente B1 – Pórtico plano. ....	47
Tabela 4-2 – Determinação do coeficiente B2 – Pórtico plano. ....	48
Tabela 4-3 – Determinação do coeficiente B1 – Estrutura tridimensional. ....	55
Tabela 4-4 – Determinação do coeficiente B2 – Estrutura tridimensional. ....	55
Tabela 4-5 – Comparativo entre os esforços solicitantes. ....	59

## SUMÁRIO

<b>1.0</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>10</b>
<b>2.0</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>11</b>
<b>2.1</b>	<b>ANÁLISE ESTRUTURAL</b>	<b>11</b>
<b>2.2</b>	<b>ANÁLISE ESTRUTURAL DE 2ª ORDEM</b>	<b>13</b>
2.2.1	Efeitos global e local de 2ª ordem	13
2.2.2	Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES)	14
2.2.3	Consideração de efeitos de imperfeições na análise	17
2.2.4	Classificação das estruturas quanto à deslocabilidade	19
<b>3.0</b>	<b>METODOLOGIA E ESTUDO DE CASO</b>	<b>20</b>
<b>3.1</b>	<b>APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO COMERCIAL</b>	<b>20</b>
<b>3.2</b>	<b>PRE-DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS</b>	<b>22</b>
<b>3.3</b>	<b>MODELAGEM COMPUTACIONAL</b>	<b>24</b>
<b>3.4</b>	<b>CARREGAMENTOS ATUANTES</b>	<b>28</b>
3.4.1	Cargas de peso próprio (PP)	30
3.4.2	Sobrecargas em pisos e no telhado (SCP/SCT)	33
3.4.3	Cargas devido ao vento (VT)	35
<b>3.5</b>	<b>CRITÉRIOS DA ANÁLISE ESTRUTURAL</b>	<b>41</b>
<b>4.0</b>	<b>RESULTADOS</b>	<b>43</b>
<b>4.1</b>	<b>ANÁLISE NO PÓRTICO PLANO</b>	<b>43</b>
4.1.1	Estrutura nt	43
4.1.2	Estrutura lt	45
4.1.3	Determinação do coeficiente B1	47
4.1.4	Determinação do coeficiente B2	48
4.1.5	Valores dos esforços solicitantes de cálculo	48
<b>4.2</b>	<b>ANÁLISE NO PÓRTICO EXTRAÍDO DA ESTRUTURA TRIDIMENSIONAL</b>	<b>50</b>
4.2.1	Estrutura nt	50
4.2.2	Estrutura lt	53
4.2.3	Determinação do coeficiente B1	55



4.2.4	Determinação do coeficiente B2.....	55
4.2.5	Valores dos esforços solicitantes de cálculo.....	56
<b>4.3</b>	<b>COMPARATIVO ENTRE OS RESULTADOS OBTIDOS.....</b>	<b>58</b>
<b>5.0</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>60</b>

## 1.0 INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, o constante desenvolvimento dos computadores e softwares de análise estrutural pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) tornou possível a realização de verificações de estruturas reticuladas com centenas ou até mesmo milhares de elementos com bastante agilidade, viabilizando o cumprimento de prazos cada vez mais reduzidos para a elaboração de projetos estruturais.

Entretanto, mesmo com todas as ferramentas disponíveis atualmente, o processo de simplificação da análise de uma edificação através da extração de uma subestrutura bidimensional, tal qual um pórtico plano, ainda permanece sendo utilizado por calculistas estruturais hoje em dia.

Tal simplificação assume que todo o restante da estrutura tridimensional conectada ao pórtico plano, geralmente outras estruturas aporticadas ou subestruturas de contraventamento, não influi nos esforços solicitantes das barras do pórtico analisado.

Diante do exposto acima, o presente trabalho irá realizar um estudo comparativo entre os esforços solicitantes de uma edificação comercial considerando a condição de pórtico plano e a condição de interação de toda a estrutura tridimensional do edifício com o pórtico analisado. Para tais análises, o Método de Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES), fornecido pela norma NBR 8800 [3], será adotado para que os efeitos de segunda ordem na estrutura sejam considerados adequadamente.

## 2.0 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este item ilustra a revisão bibliográfica dos principais tópicos que servirão de subsídio para as análises a serem realizadas no estudo de caso apresentado no item 3.0 deste trabalho.

### 2.1 ANÁLISE ESTRUTURAL

Segundo Fakury [7], denomina-se análise estrutural a obtenção das respostas da estrutura, expressas usualmente em termos de esforços solicitantes e deslocamentos, a um conjunto de ações, por meio de relações de equilíbrio. Seu objetivo, portanto, dentro do contexto do projeto estrutural, é determinar os efeitos das ações na estrutura, visando à verificação da ocorrência de estados-limites últimos e de serviço.

Os métodos de análise estrutural atualmente conhecidos se distinguem em função da consideração ou não de imperfeições geométricas e comportamento não-linear do material, ou mais especificamente, se o equilíbrio é satisfeito na geometria deformada ou indeformada da estrutura e se a plastificação dos componentes estruturais é considerada. Ziemian [10] apresenta um resumo dos principais tipos de análises estruturais:

- *Análise elástica de 1ª ordem:* É o método mais elementar de análise, no qual o material é modelado com comportamento linear elástico e o equilíbrio é satisfeito na configuração indeformada da estrutura. Como resultado dessas considerações, esforços e deslocamentos são diretamente proporcionais durante toda a análise. Este tipo de análise não fornece resultados diretos na análise de estabilidade de pórticos;
- *Análise elástica de 2ª ordem:* Também modela o material da estrutura com comportamento linear elástico, mas o equilíbrio é considerado na geometria deformada da estrutura. Este tipo de análise é mais complexo, pois a posição da geometria deformada não é conhecida durante a formulação das relações de equilíbrio, sendo necessário o emprego de um procedimento incremental

iterativo. Neste tipo de análise é possível obter os esforços diretamente na análise de estabilidade de pórticos;

- *Análise inelástica de 1ª ordem*: Modela os efeitos da plastificação dos elementos estruturais e é limitada à resposta de primeira ordem da estrutura, devido ao equilíbrio ser satisfeito somente para a geometria indeformada da estrutura. Os efeitos da não-linearidade do material podem ser considerados através de modelos de rótulas perfeitamente plásticas ou modelos mais detalhados que incluem a redistribuição dos esforços durante a plastificação;
- *Análise inelástica de 2ª ordem*: Inclui tanto não linearidades geométricas quanto de material. A análise leva em conta a redução da rigidez da estrutura devido à plastificação da estrutura e às grandes deformações atuantes. Representa de forma mais precisa, dentre os métodos descritos, o comportamento e a resistência das estruturas.

Como forma de ilustrar os tipos de análise estrutural descritos acima, na Figura 2-1 é apresentado um gráfico comparativo com o comportamento estrutural (relação carga-deslocamento) para cada tipo de análise.

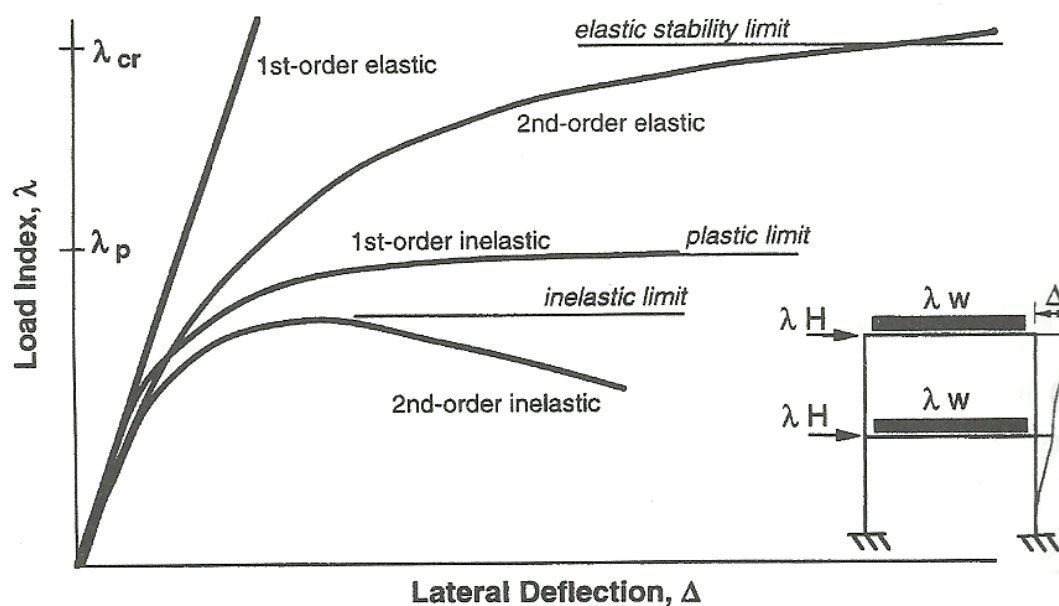


Figura 2-1: Comparativo esquemático do comportamento carga-deslocamento.  
(Fonte: Ziemian [10]).

## 2.2 ANÁLISE ESTRUTURAL DE 2ª ORDEM

Neste capítulo, serão descritos os aspectos fundamentais da análise elástica de 2ª ordem, considerando imperfeições geométricas e de material na estrutura.

### 2.2.1 Efeitos global e local de 2ª ordem

O requisito básico de qualquer análise de 2ª ordem é garantir que o equilíbrio do sistema estrutural é satisfeito na condição deformada. Para o pórtico ilustrado na Figura 2-2a, a análise de primeira ordem sob cargas gravitacionais resulta em momentos fletores na viga iguais à condição de viga bi-apoiada com momentos nulos nas extremidades.

Entretanto, para que o sistema esteja em equilíbrio na posição deformada, momentos fletores de maior magnitude na viga e momentos não nulos na coluna são requeridos. Esses momentos adicionais são devidos principalmente ao efeito global de 2ª ordem, ou efeito  $P-\Delta$ , onde  $\Delta$  é o deslocamento lateral da estrutura e  $P$  é a carga vertical total atuante.

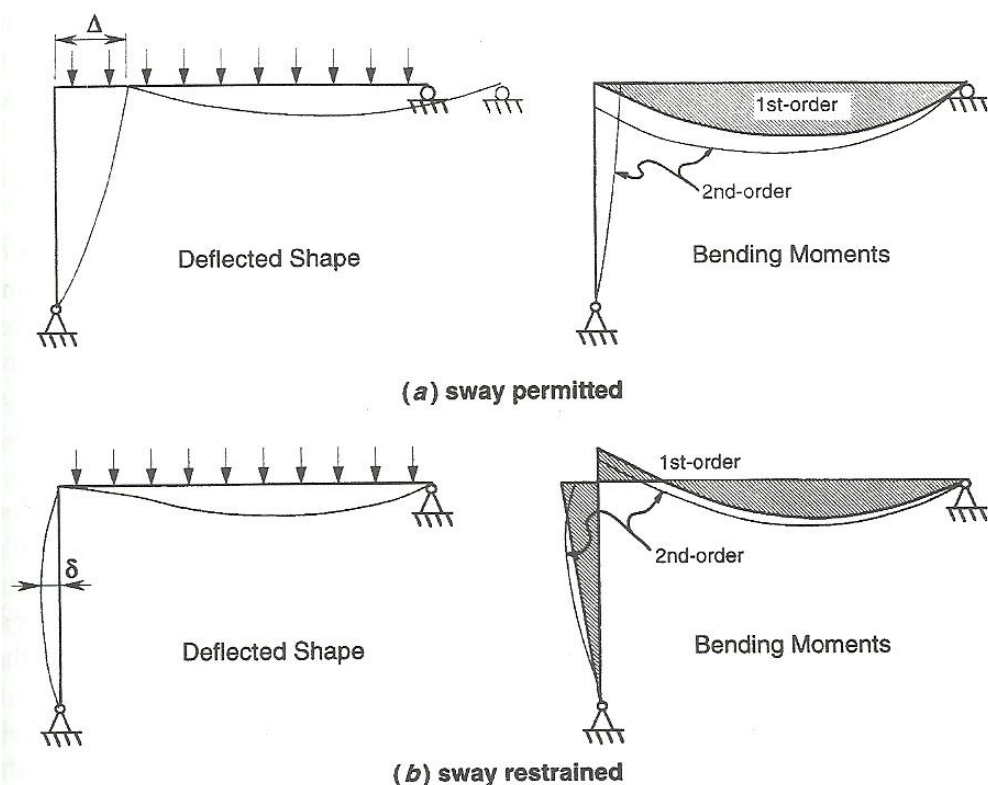


Figura 2-2: Efeitos global e local de 2ª ordem. (Fonte: Ziemian [10]).

Para o pórtico mostrado na Figura 2-2b, com o deslocamento lateral restrito, momentos de segunda ordem são gerados na viga e na coluna devido ao deslocamento lateral  $\delta$  ao longo do comprimento da coluna. Este momento adicional na coluna é igual ao produto da carga  $P$  pelo deslocamento  $\delta$ , ocasionando o efeito local de 2ª ordem, ou efeito  $P-\delta$ . Devido a este efeito, o momento positivo máximo ao longo da viga aumenta e momento atuante na coluna tem seu ponto de máximo deslocado.

Desta forma, verifica-se que os efeitos de segunda ordem afetam não somente os momentos nas vigas, ligações e colunas, mas também os esforços axiais e cisalhantes nos elementos estruturais.

### 2.2.2 Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES)

Segundo Fakury [7], a análise estrutural de 2ª ordem pode ser feita por qualquer método que considere os efeitos global  $P-\Delta$  e local  $P-\delta$ . Atualmente, existem softwares comerciais que executam essa análise, fornecendo resultados bastante precisos. No entanto, como muitos projetistas não dispõem desses softwares, ou mesmo não sentem segurança para utilizá-los, a norma NBR 8800 [3] apresenta um método simplificado, denominado Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES), pelo qual a análise de 2ª ordem é simulada, com precisão aceitável, por meio de duas análises de 1ª ordem.

Usando-se o MAES, a estrutura analisada, com a combinação de ações considerada, chamada de Estrutura Original, pode ser subdividida em duas outras, como indicado na Figura 2-3. Uma das estruturas contém o carregamento total, mas com os seus nós impedidos de se deslocar lateralmente, por meio de contenções horizontais fictícias em cada andar e é chamada de Estrutura nt (“no translation”, ou seja, sem deslocamento lateral). A outra estrutura está submetida apenas ao efeito das reações das contenções fictícias aplicadas em sentido contrário, nos mesmos pontos onde tais contenções foram colocadas e é chamada de Estrutura lt (“lateral translation”, ou seja, com deslocamento lateral).

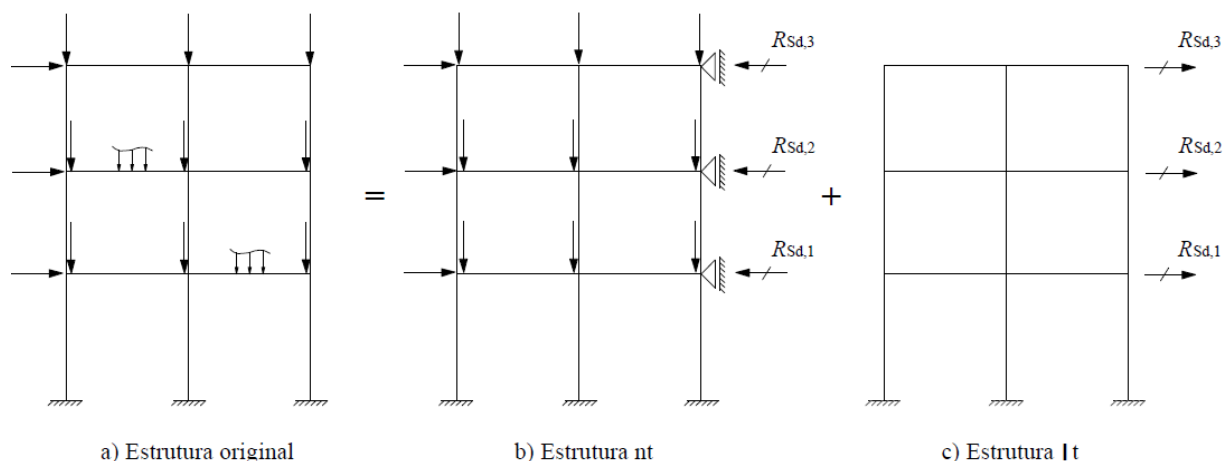


Figura 2-3: Subdivisão da estrutura original. (Fonte: NBR 8800 [3]).

Como expressa a nomenclatura do método, o MAES faz uso de coeficientes de amplificação que são aplicados aos esforços oriundos das análises de 1ª ordem mencionadas anteriormente. Dois fatores são tipicamente utilizados. O primeiro fator, aplicado aos esforços da estrutura nt, leva em consideração o deslocamento adicional e o momento produzidos pela combinação das cargas de compressão e o deslocamento lateral  $\delta$  ao longo do comprimento do elemento estrutural. Este coeficiente de amplificação é dado pela Equação 2.1:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{sd1}}{N_e}} \geq 1,0 \quad (2.1)$$

onde:

- $N_e$  é a força axial que provoca a flambagem elástica por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor, calculada com o comprimento real da barra, considerando, se for o caso, a imperfeição inicial de material;
- $N_{sd1}$  é a força axial de compressão solicitante de cálculo na barra considerada, em análise de 1ª ordem ( $N_{sd1} = N_{nt} + N_{It}$ ).

O coeficiente  $C_m$  é um coeficiente de equivalência de momentos. Assume valor igual a 1,0 se houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão ou se a força axial solicitante de cálculo na barra for de tração. Em caso contrário, deve ser calculado conforme a Equação 2.2:

$$C_m = 0,60 - 0,40 \frac{M_1}{M_2} \quad (2.2)$$

onde:

-  $M_1/M_2$  é a relação entre o menor e o maior dos momentos fletores solicitantes de cálculo na estrutura nt no plano de flexão, nas extremidades apoiadas da barra, tomada como positiva quando os momentos provocarem curvatura reversa e negativa quando provocarem curvatura simples ( $M_1 = M_{nt1}$  ;  $M_2 = M_{nt2}$ ).

O segundo fator de amplificação, aplicado aos esforços da estrutura It, leva em consideração os deslocamentos e momentos fletores produzidos na estrutura sujeita a deslocamentos laterais. Através da combinação de cargas compressivas e o deslocamento na extremidade das vigas e colunas, momentos são gerados. Este coeficiente de amplificação é dado pela Equação 2.3:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Delta_h \cdot \sum N_{Sd}}{R_s \cdot h \cdot \sum H_{Sd}}} \quad (2.3)$$

onde:

- $\sum N_{Sd}$  é a carga gravitacional total que atua no andar considerado, englobando as cargas atuantes nas subestruturas de contraventamento e nos elementos que não pertençam a essas subestruturas;
- $R_s$  é um coeficiente de ajuste, igual a 0,85 nas estruturas onde todas as subestruturas de contraventamento são pórticos rígidos, e igual a 1,0 para as demais estruturas;
- $\Delta_h$  é o deslocamento horizontal relativo entre os níveis superior e inferior (deslocamento interpavimento) do andar considerado, obtido na estrutura It;
- $\sum H_{Sd}$  é a força cortante no andar, produzida pelas forças horizontais de cálculo atuantes, usadas para determinar  $\Delta_h$  e obtida na estrutura It;
- $h$  é a altura do andar.



De posse dos fatores de amplificação  $B_1$  e  $B_2$ , torna-se possível o cálculo da força axial, do momento fletor e da força cortante solicitantes de cálculo obtidos como resultado da análise de 2ª ordem. Este cálculo é apresentado na Equação 2.4, Equação 2.5 e Equação 2.6, respectivamente:

$$N_{Sd} = N_{nt} + B_2 N_{lt} \quad (2.4)$$

onde:

-  $N_{nt}$  e  $N_{lt}$  são as forças axiais solicitantes de cálculo obtidas na análise elástica de 1ª ordem na estrutura nt e na estrutura lt, respectivamente.

$$M_{Sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (2.5)$$

onde:

-  $M_{nt}$  e  $M_{lt}$  são os momentos fletores solicitantes de cálculo obtidos na análise elástica de 1ª ordem na estrutura nt e na estrutura lt, respectivamente.

$$V_{Sd} = V_{nt} + V_{lt} \quad (2.6)$$

onde:

-  $V_{nt}$  e  $V_{lt}$  são as forças cortantes solicitantes de cálculo obtidas na análise elástica de 1ª ordem na estrutura nt e na estrutura lt, respectivamente.

### 2.2.3 Consideração de efeitos de imperfeições na análise

Segundo Fakury [7], na análise estrutural, devem ser considerados os efeitos das chamadas imperfeições iniciais. Essas imperfeições são de dois tipos: geométricas e de material.

Os efeitos das imperfeições geométricas iniciais precisam ser considerados para prever possíveis desaprumos de montagem da estrutura. Esses efeitos devem ser levados em conta diretamente na análise estrutural supondo, em cada andar, um deslocamento horizontal relativo entre os níveis inferior e superior (deslocamento interpavimento) de  $h/333$ , onde  $h$  é a altura do andar analisado, conforme mostrado na Figura 2-4:

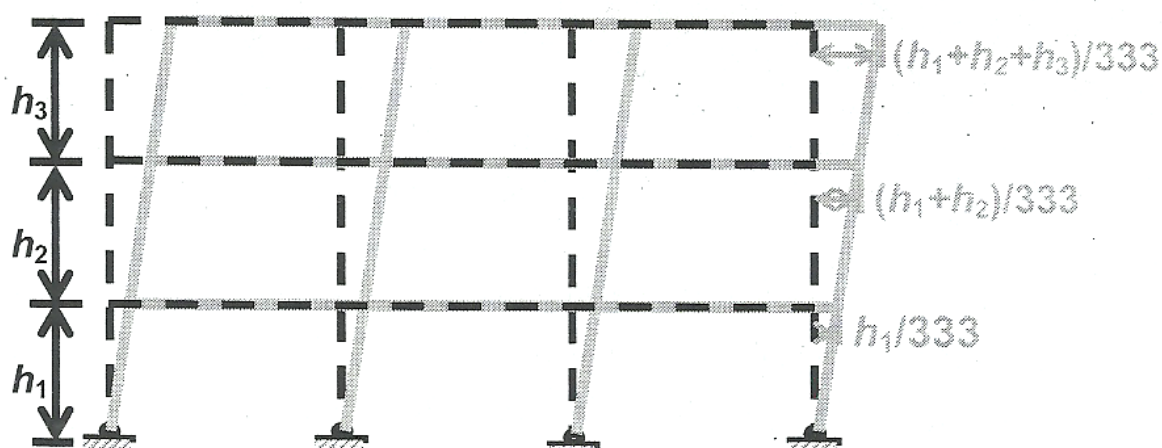


Figura 2-4: Imperfeições geométricas iniciais da estrutura. (Fonte: Fakury [7]).

Segundo a norma NBR 8800 [3], admite-se que esses efeitos sejam considerados por meio da aplicação, em cada andar, de uma força horizontal equivalente, denominada Força Nocional, igual a 0,3% do valor das cargas gravitacionais de cálculo aplicadas em todos os pilares e outros elementos resistentes a cargas verticais, no andar considerado. A Figura 2-5 apresenta a consideração de forças nocionais na análise estrutural.

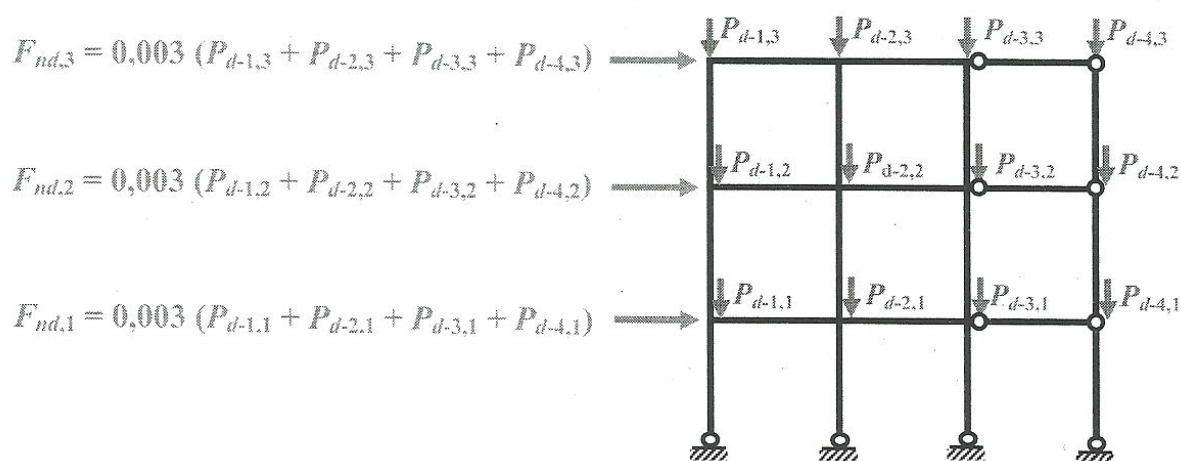


Figura 2-5: Forças nocionais para consideração do efeito das imperfeições geométricas. (Fonte: Fakury [7]).

Com relação às imperfeições de material, a norma NBR 8800 [3] recomenda que os efeitos destas imperfeições sejam considerados na análise reduzindo-se a rigidez à flexão (produto  $EI$  - módulo de elasticidade do aço pelo momento de inércia em relação ao eixo de flexão) e a rigidez axial (produto  $EA$  - módulo de elasticidade do aço pela área da seção transversal) das barras para 80% dos valores originais.

Estas considerações têm por objetivo levar em conta a presença de tensões residuais nas barras da estrutura, que podem sofrer escoamentos localizados, que não são detectados na análise elástica, e que causam um aumento dos deslocamentos. Na prática, deve-se adotar um módulo de elasticidade para aço igual a 160 GPa (80% do valor tabelado de 200 GPa).

#### 2.2.4 Classificação das estruturas quanto à deslocabilidade

Segundo Fakury [7], o tipo de análise estrutural e os efeitos que devem ser considerados na determinação das respostas da estrutura para estados-limites últimos (essas respostas são normalmente os esforços solicitantes nas barras e os deslocamentos nodais) dependem da classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos horizontais. Dentro desse contexto, as estruturas são classificadas em estruturas de pequena, média ou grande deslocabilidade.

A classificação de uma estrutura depende da combinação última de ações, o que significa que uma mesma estrutura, sob uma combinação de ações pode ser, por exemplo, de pequena deslocabilidade e para outra combinação, de grande deslocabilidade. Trata-se, portanto, de um procedimento demorado que onera e dificulta substancialmente o cálculo estrutural. Para minimizar o problema, a NBR 8800 [3] admite que a classificação da estrutura seja feita uma única vez, tomando-se a combinação de ações que fornece os maiores valores de  $B_2$ , que é a combinação constituída pela maior resultante de carga gravitacional, além de algumas forças horizontais, decorrentes de vento, equipamento, etc.

De acordo com a NBR 8800 [3], uma estrutura é classificada como de pequena deslocabilidade quando, em todos os seus andares, a relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem for igual ou inferior a 1,1. Será classificada como de média deslocabilidade quando a relação de deslocamentos for superior a 1,1 e inferior a 1,4. Se a relação de deslocamentos for superior a 1,4, a estrutura será classificada como de grande deslocabilidade. Ressalta-se que essa relação de deslocamentos é dada pelo fator de amplificação  $B_2$  e não considera o efeito das imperfeições de material.

### 3.0 METODOLOGIA E ESTUDO DE CASO

A norma NBR 8800 [3] estabelece diretrizes para a determinação de cargas, seus tipos e combinações que devem ser levadas em consideração no projeto estrutural de edificações construídas em aço, e também fornece a metodologia para a avaliação dos efeitos de segunda ordem em estruturas através do Método de Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES).

Neste capítulo, será apresentado o edifício comercial que será adotado como base para as análises do presente estudo, assim como a metodologia utilizada para a realização da análise estrutural da edificação.

#### 3.1 APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO COMERCIAL

O edifício comercial a ser analisado no presente trabalho é constituído de dois pavimentos para escritório, com pilares e vigas em perfis de alma cheia e tesoura treliçada na cobertura. O edifício conta com um vão transversal de 12 metros que se repete em sete pórticos igualmente espaçados em 7 metros, totalizando uma área de 504 m<sup>2</sup>.

Da Figura 3-1 à Figura 3-4 são apresentados maiores detalhes a respeito das dimensões e geometria do edifício comercial a ser analisado.

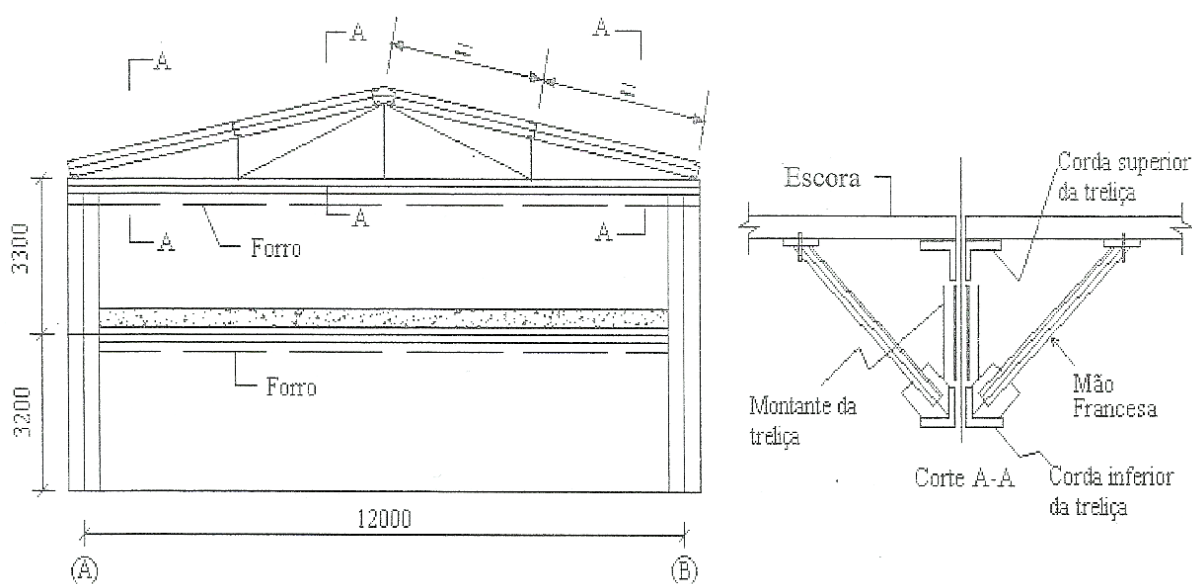


Figura 3-1: Seção transversal do edifício.

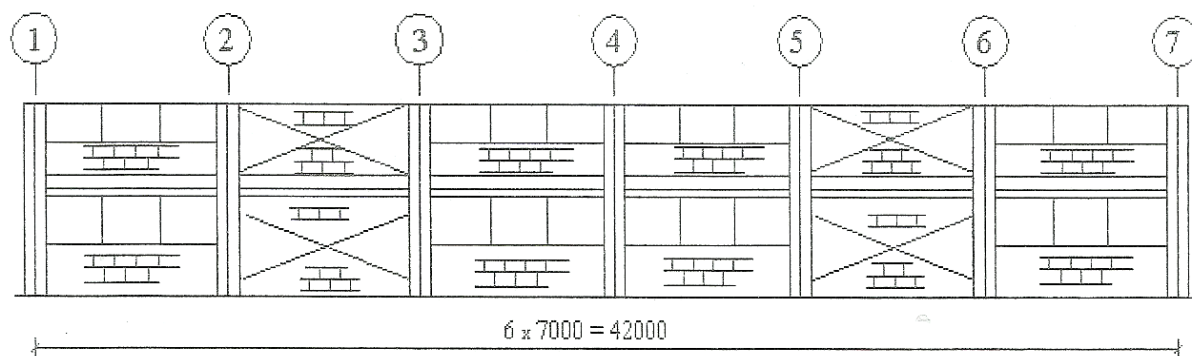


Figura 3-2: Fachadas laterais.

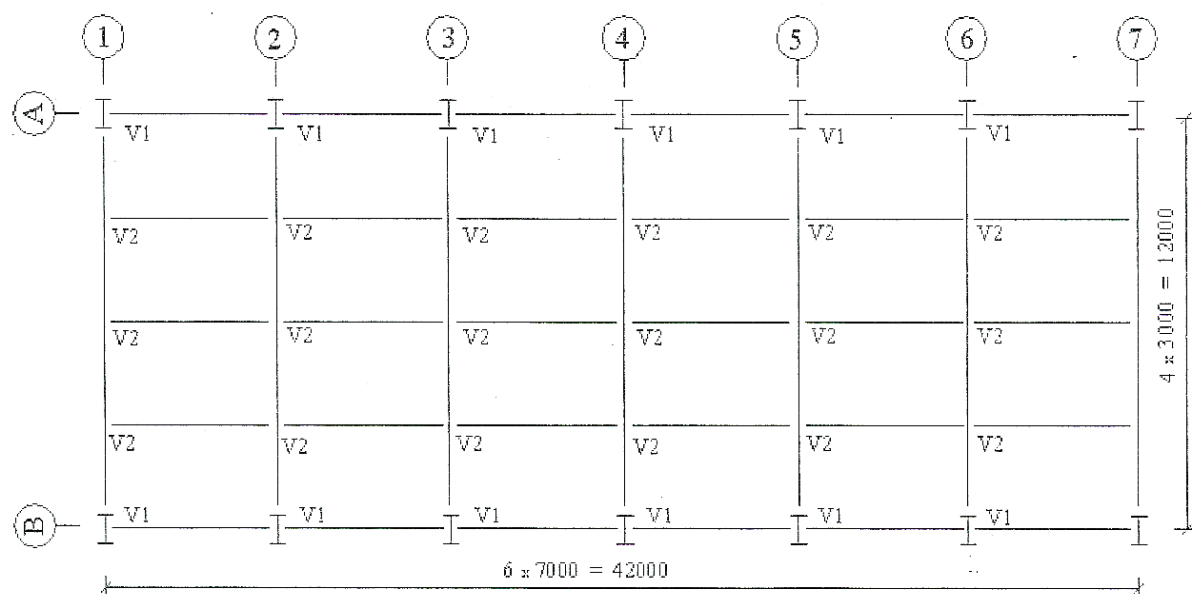


Figura 3-3: Piso do 2º pavimento.

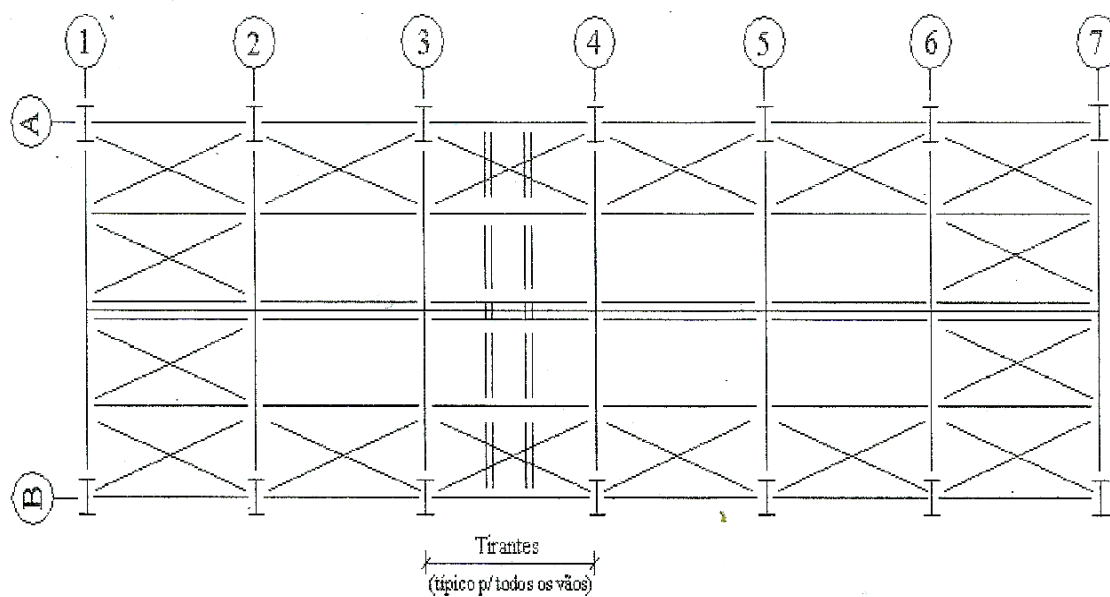


Figura 3-4: Cobertura do edifício.

### 3.2 PRE-DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS

Não faz parte do escopo deste trabalho o dimensionamento dos elementos estruturais do edifício comercial, cujos perfis metálicos para cada uma das barras da estrutura foram definidos após um pré-dimensionamento expedito. Tais perfis são apresentados na Tabela 3-1.

Tabela 3-1 – Pré-dimensionamento das barras.

Função estrutural	Perfil utilizado	Material
Viga do pórtico	VS 650 x 114	USICIVIL 350
Pilar	HP 310 x 125	ASTM A572 – Gr. 50
Cordas da treliça	Duplo L – 76,2 x 9,52	ASTM A36
Montantes e diagonais da treliça	Duplo L – 63,5 x 7,94	ASTM A36
Vigas V1 e V2	W360 x 64	ASTM A572 – Gr. 50
Contraventamentos	Duplo L – 63,5 x 7,94	ASTM A36

Da Figura 3-5 à Figura 3-9, são apresentadas as dimensões da seção transversal dos perfis metálicos selecionados na Tabela 3-1.

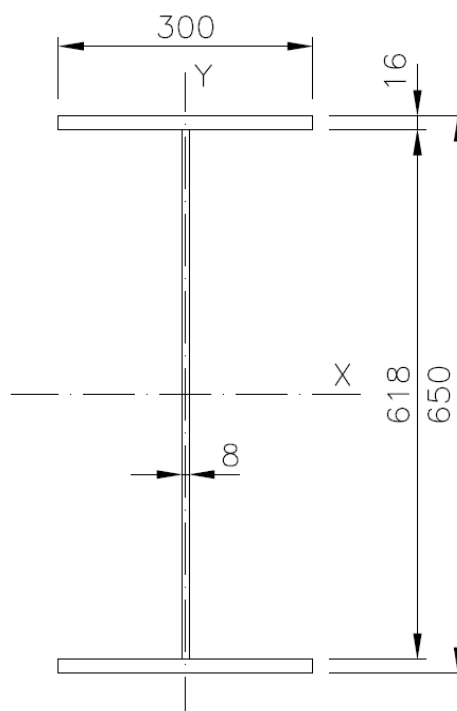


Figura 3-5: Perfil VS 650 x 114.

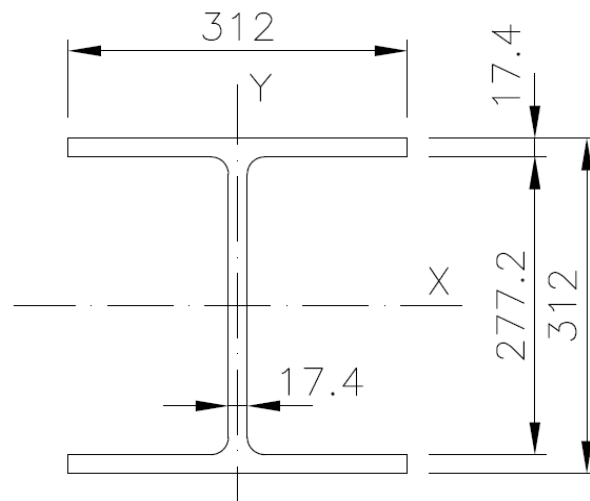


Figura 3-6: Perfil HP 310 x 125.

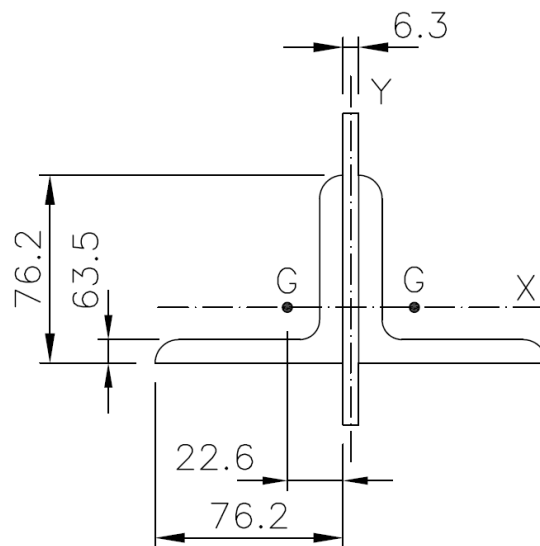


Figura 3-7: Perfil Duplo L – 76,2 x 9,52.

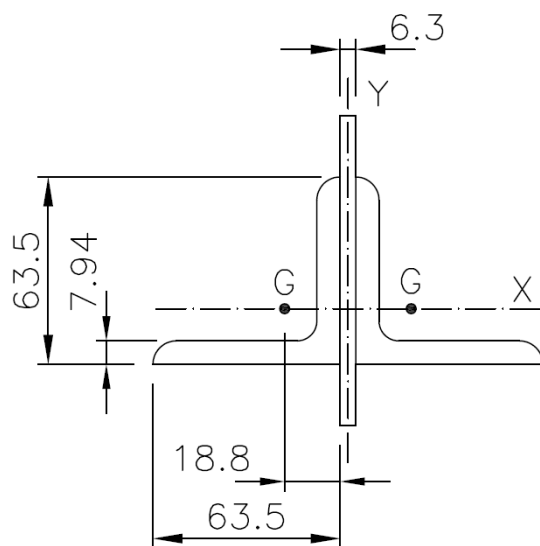


Figura 3-8: Perfil Duplo L – 63,5 x 7,94.

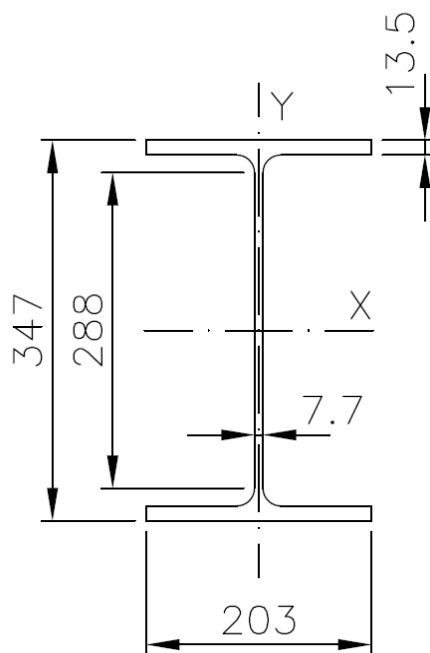


Figura 3-9: Perfil W360 x 64.

### 3.3 MODELAGEM COMPUTACIONAL

A partir da geometria da estrutura do edifício comercial apresentado da Figura 3-1 à Figura 3-4, foi possível construir dois modelos computacionais em elementos finitos de barra (1D) para a realização da análise estrutural.

O primeiro modelo é bidimensional (2D), ou seja, apenas o pórtico plano da estrutura foi modelado, enquanto que no segundo modelo toda a estrutura foi modelada, sendo criado, portanto, um modelo tridimensional (3D). Ambos os modelos foram criados com o auxílio do software Femap®, em conjunto com o solver NX Nastran® [9].

A Figura 3-10 e a Figura 3-11 apresentam os modelos criados para o pórtico plano e para a estrutura tridimensional do edifício comercial, respectivamente.



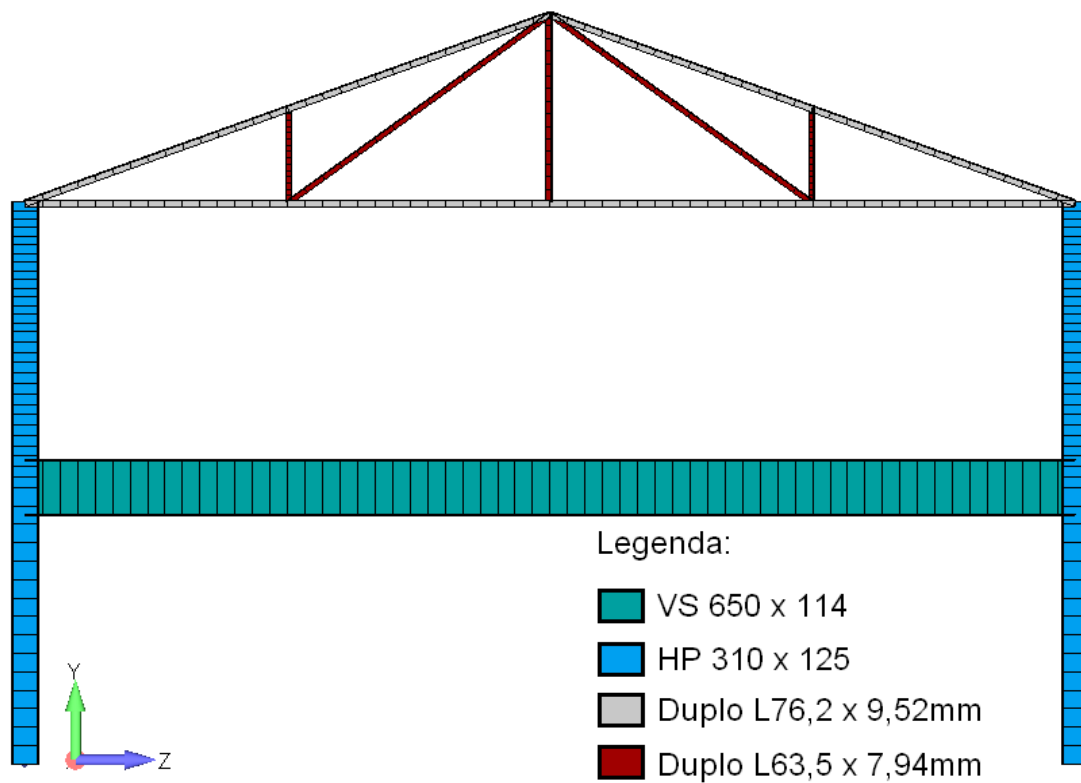


Figura 3-10: Modelo computacional do pórtico plano (2D).

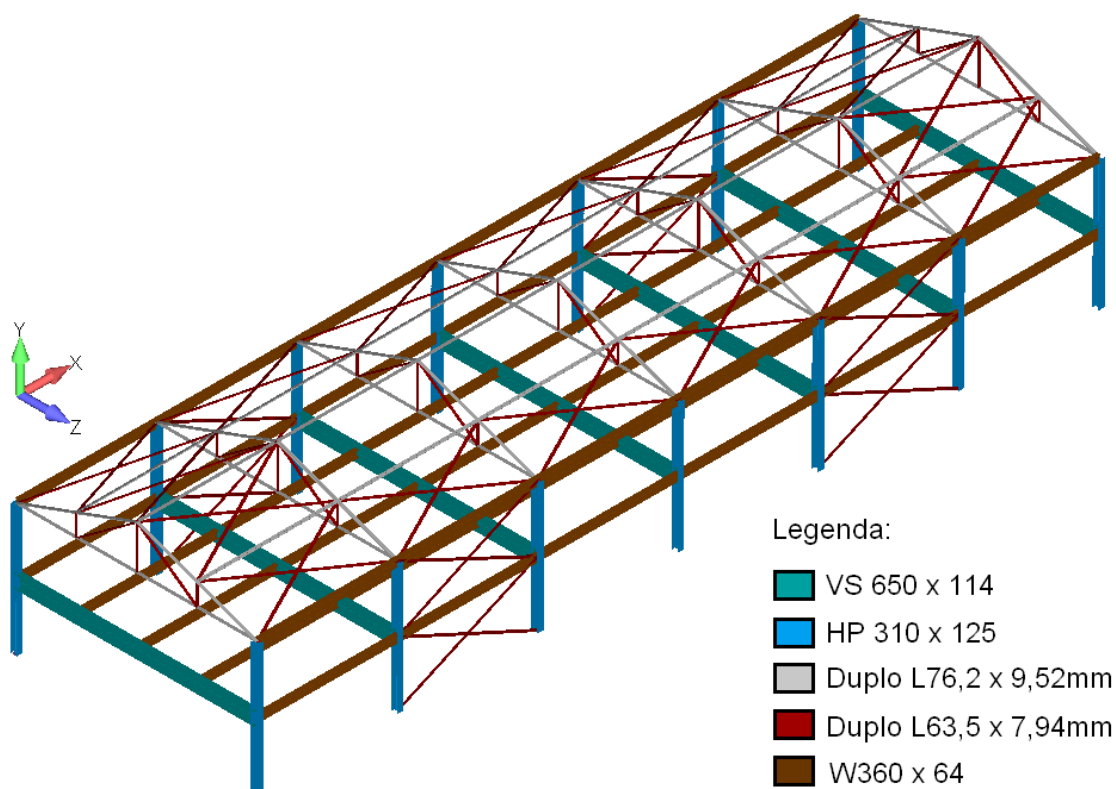


Figura 3-11: Modelo computacional da estrutura (3D).

Nos modelos foram criadas liberações para os elementos de barra da treliça e dos contraventamentos de forma que as ligações não transmitissem momento à estrutura, tornando-se, assim, ligações flexíveis. As demais ligações da estrutura foram mantidas rígidas, transmitindo momento à estrutura. De forma a evitar movimentos de corpo rígido nos modelos, restrições de deslocamento e rotação dos nós da base do edifício foram adotadas, tornando-a engastada.

A seguir, é apresentado um pequeno resumo das funcionalidades e características do elemento finito de barra utilizado no modelo computacional.

No solver NX Nastran [9], um elemento de barra recebe a nomenclatura CBAR. O elemento CBAR é um elemento de viga genérico que resiste a esforços de tração, compressão, torção, além de flexão e cisalhamento em dois planos perpendiculares. Tal elemento usa dois nós e fornece rigidez para todos os seis graus de liberdade em cada um dos nós, sendo que o vetor de deslocamentos dos nós é compreendido por três translações e três rotações.

Para utilizar o elemento CBAR, deve-se definir um vetor  $\vec{v}$  para orientar o elemento no espaço. Este vetor também especifica o sistema de coordenadas local do elemento. Este vetor de orientação do elemento CBAR é apresentado na Figura 3-12 e define o plano 1, o qual contém os eixos x e y do elemento.

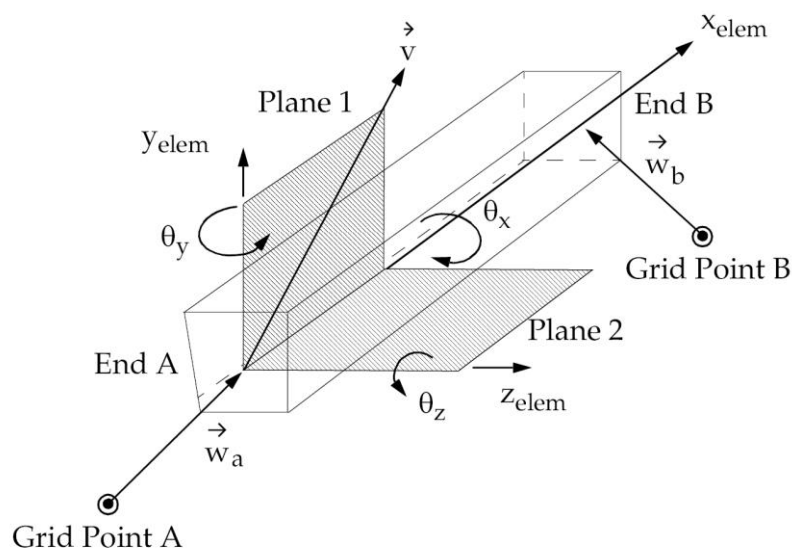


Figura 3-12: Sistema de coordenadas do elemento finito CBAR. (Fonte: NX Nastran Quick Reference Guide [9]).

As convenções de sinais para as forças e momentos no elemento CBAR são apresentadas na Figura 3-13 e na Figura 3-14. Quando consideradas as deformações por cisalhamento na análise, os vetores que definem os planos 1 e 2 devem coincidir com os eixos principais de inércia da seção transversal. As forças e tensões no elemento são calculadas e exibidas no sistema de coordenadas do elemento.  $V_1$  e  $M_1$  são a força cortante e o momento fletor atuando no plano 1, respectivamente.  $V_2$  e  $M_2$  são esforços análogos, porém atuam no plano 2.

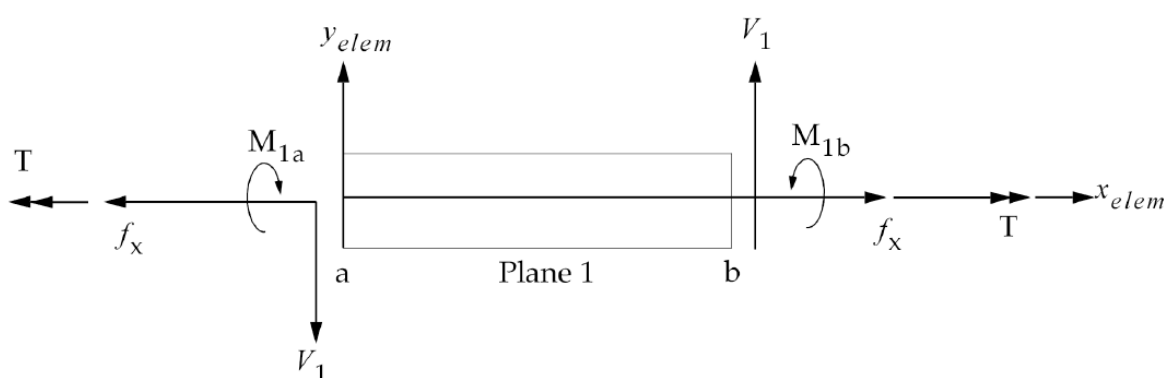


Figura 3-13: Forças internas e momentos do elemento CBAR (plano x-y). (Fonte: NX Nastran Quick Reference Guide [9]).

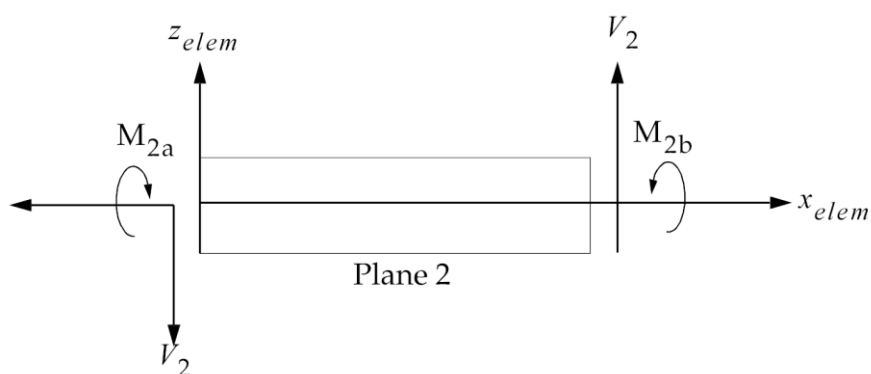


Figura 3-14: Forças internas e momentos do elemento CBAR (plano x-z). (Fonte: NX Nastran Quick Reference Guide [9]).

Na Figura 3-15, pode ser visualizada a matriz de rigidez do elemento CBAR. São ao todo 12 deslocamentos possíveis para o elemento (3 translações e 3 rotações para cada um dos nós). Caso não se queira que algum deslocamento seja mapeado, é possível fazer liberações nos nós, não havendo esforços atuantes relativos a esses deslocamentos.

$$\hat{k} = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{2EI_y}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{L} \\ \hline -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{2EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{L} & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix}$$

Figura 3-15: Matriz de rigidez do elemento CBAR. (Fonte: Logan [8]).

### 3.4 CARREGAMENTOS ATUANTES

Uma edificação está sujeita a um conjunto de cargas que atuam isoladamente ou combinadas entre si. Estas cargas devem ser levadas em conta na elaboração do memorial de cálculo da estrutura. No caso do edifício comercial aqui analisado, os seguintes carregamentos ou ações serão considerados:

- Cargas de peso próprio (PP);
- Sobrecargas em pisos e no telhado (SCP/SCT);
- Cargas devidas ao vento (VT).

As forças transversais que atuam no edifício, devidas ao vento, juntamente com a carga permanente e a sobrecarga, são resistidas pelos pórticos transversais situados nos eixos 1 a 7, que possuem os pilares engastados na base na sua direção e a viga do piso do segundo pavimento ligada rigidamente a esses pilares.

Os pórticos são todos iguais. As forças longitudinais são suportadas pelos contraventamentos em X da cobertura, situados entre os eixos 1 e 2 e entre os eixos 6 e 7 e pelos contraventamentos verticais em X situados entre os eixos 2 e 3 e entre os eixos 5 e 6 nas filas A e B (os pilares são rotulados na base na direção longitudinal). A laje de concreto do piso do 2º pavimento e a cobertura, pelo fato de possuir contraventamentos também no sentido longitudinal do edifício, comportam-se como diafragmas.

Para determinação das forças atuantes nos pórticos transversais internos e externos, será utilizada a Figura 3-16, que mostra o sistema estático dos pórticos, as dimensões e numeração de nós e de barras.

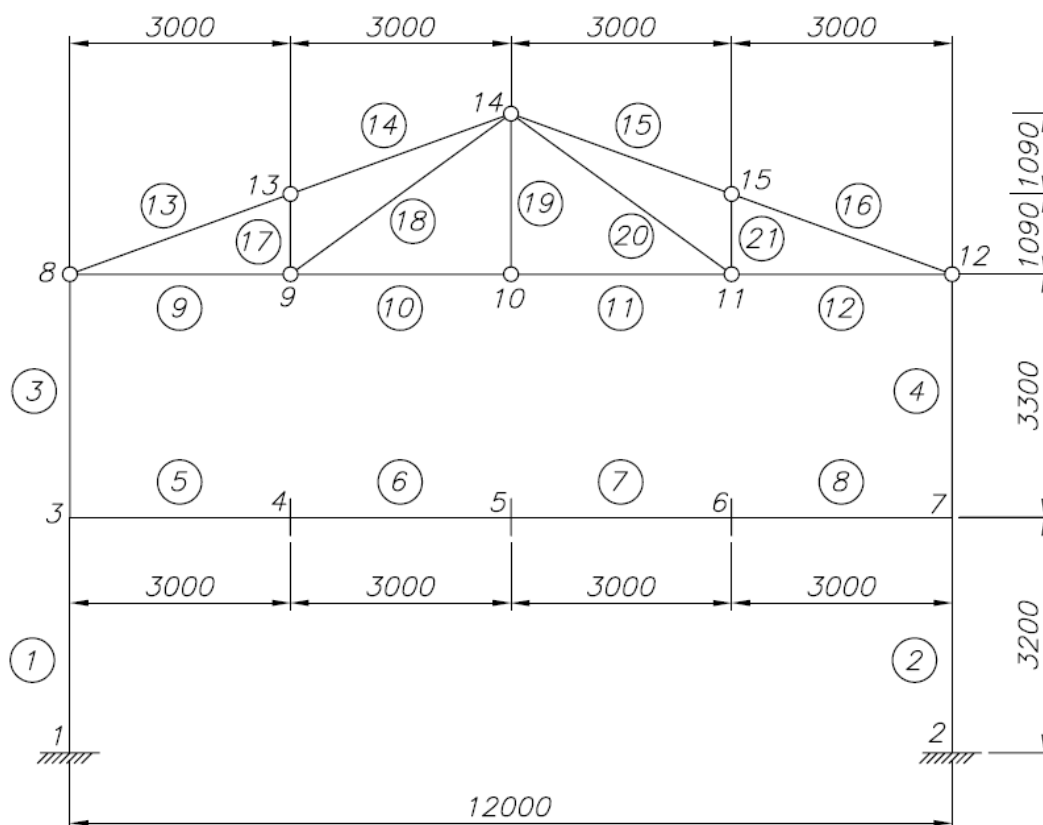


Figura 3-16: Numeração de nós e de barras dos pórticos típicos.

### 3.4.1 Cargas de peso próprio (PP)

As cargas de peso próprio (PP) de uma edificação são cargas permanentes (ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da construção) compostas pelo peso da estrutura e de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes.

Dentre as cargas de peso próprio que atuam no edifício comercial encontram-se as cargas dos perfis estruturais e de componentes tais como alvenaria, lajes, revestimentos e telhas que são fixadas à estrutura. A seguir são listadas as cargas de peso próprio atuantes:

- Alvenaria com peso total (incluindo acabamento) de 2 kN/m<sup>2</sup>, em toda a altura das fachadas laterais entre os eixos 2 e 3 e eixos 5 e 6, e apenas na semi-altura inferior entre os demais eixos, onde existem janelas na semi-altura superior que pesam 0,2 kN/m<sup>2</sup>;
- Nas fachadas transversais (eixos 1 e 7), existem vidros estanques ao vento que pesam 0,4 kN/m<sup>2</sup>;
- A laje de concreto, no piso do segundo pavimento, tem 10 cm de espessura, é maciça e armada apenas na direção do menor lado de cada painel (a relação entre os lados dos painéis supera a 2);
- Os forros falsos nos tetos do primeiro e do segundo pavimento pesam 0,2 kN/m<sup>2</sup> e possuem aberturas que permitem a passagem do vento;
- O revestimento do piso do segundo pavimento pesa 0,5 kN/m<sup>2</sup>;
- As telhas são trapezoidais de aço galvanizado e pintadas, e pesam 0,07 kN/m<sup>2</sup>;
- O peso estimado na estrutura metálica (exceto pilares) é de 0,17 kN/m<sup>2</sup> na cobertura e de 0,37 kN/m<sup>2</sup> no piso do segundo pavimento;
- O peso estimado dos perfis do pilares é de 1,15 kN/m.

Nos pórticos internos, têm-se as seguintes ações permanentes distribuídas no pórtico previamente apresentado na Figura 3-16:

a) No piso do 2º pavimento:

Estrutura (vigamento metálico)	= 0,37 kN/m <sup>2</sup> ;
Forro	= 0,20 kN/m <sup>2</sup> ;
Laje: 0,1 m x 25 kN/m <sup>2</sup>	= 2,5 kN/m <sup>2</sup> ;
Revestimento da laje	= 0,50 kN/m <sup>2</sup> ;
Total	= 3,57 kN/m <sup>2</sup> ;

- Paredes e janelas sobre V1:

Entre eixos 2-3 e 5-6: 2 kN/m<sup>2</sup> x 3,3 m = 6,6 kN/m;

Entre demais eixos: 2 kN/m<sup>2</sup> x 3,3 m / 2 + 0,2 kN/m<sup>2</sup> x 3,3 m / 2 = 3,63 kN/m.

b) Cobertura:

Telhas	= 0,07 kN/m <sup>2</sup> ;
Estrutura (tesoura treliçada, terças e mãos francesas)	= 0,17 kN/m <sup>2</sup> ;
Forro	= 0,20 kN/m <sup>2</sup> ;
Total	= 0,44 kN/m <sup>2</sup> .

A Figura 3-17 apresenta a distribuição das ações permanentes nos pórticos internos do edifício comercial.

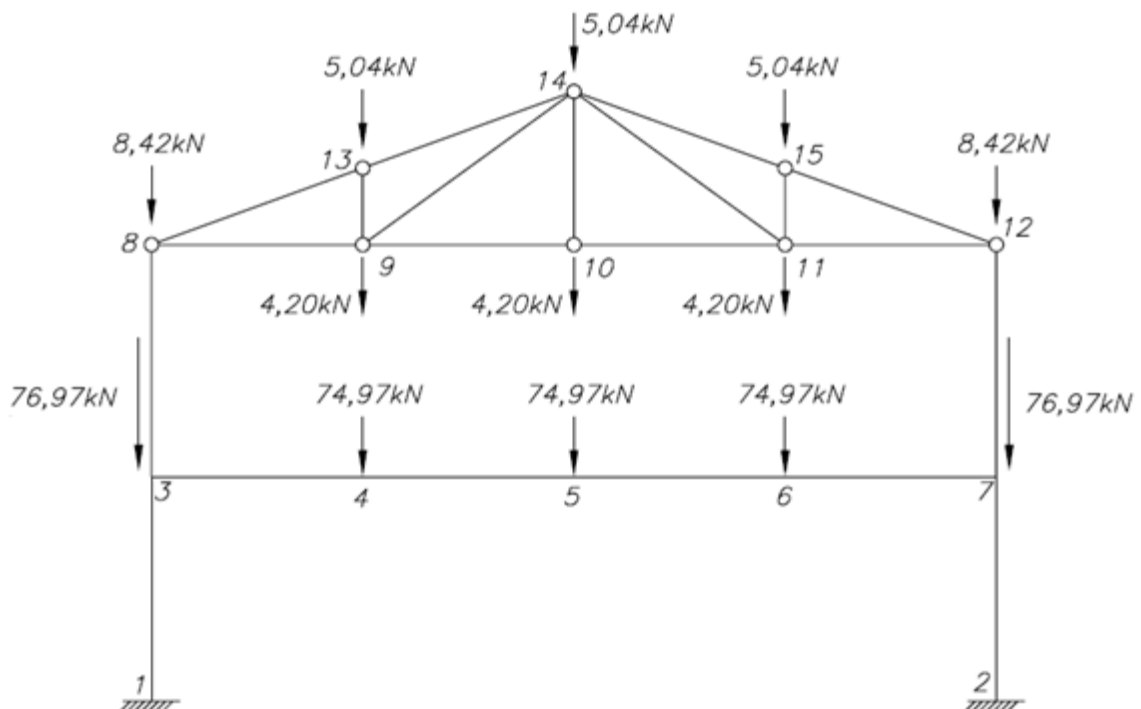


Figura 3-17: Distribuição das ações permanentes nos pórticos internos.

Nos pórticos externos, têm-se as seguintes ações permanentes distribuídas no pórtico previamente apresentado na Figura 3-16:

a) No piso do 2º pavimento:

Total: 3,57 kN/m<sup>2</sup> (semelhante ao pórtico interno).

- Paredes e janelas sobre V1:

Entre eixos 1 e 2, 6 e 7:  $(2 \text{ kN/m}^2 \times 3,3\text{m} + 0,2 \text{ kN/m}^2 \times 3,3\text{m}) / 2 = 3,63 \text{ kN/m}$ .

- Vidro sobre a viga dos pórticos (barras 5 a 8):  $0,4 \text{ kN/m}^2 \times 3,3 \text{ m} = 1,32 \text{ kN/m}$ .

b) Cobertura:

Total: 0,44 kN/m<sup>2</sup> (semelhante ao pórtico interno)

A Figura 3-18 apresenta a distribuição das ações permanentes nos pórticos externos do edifício comercial.

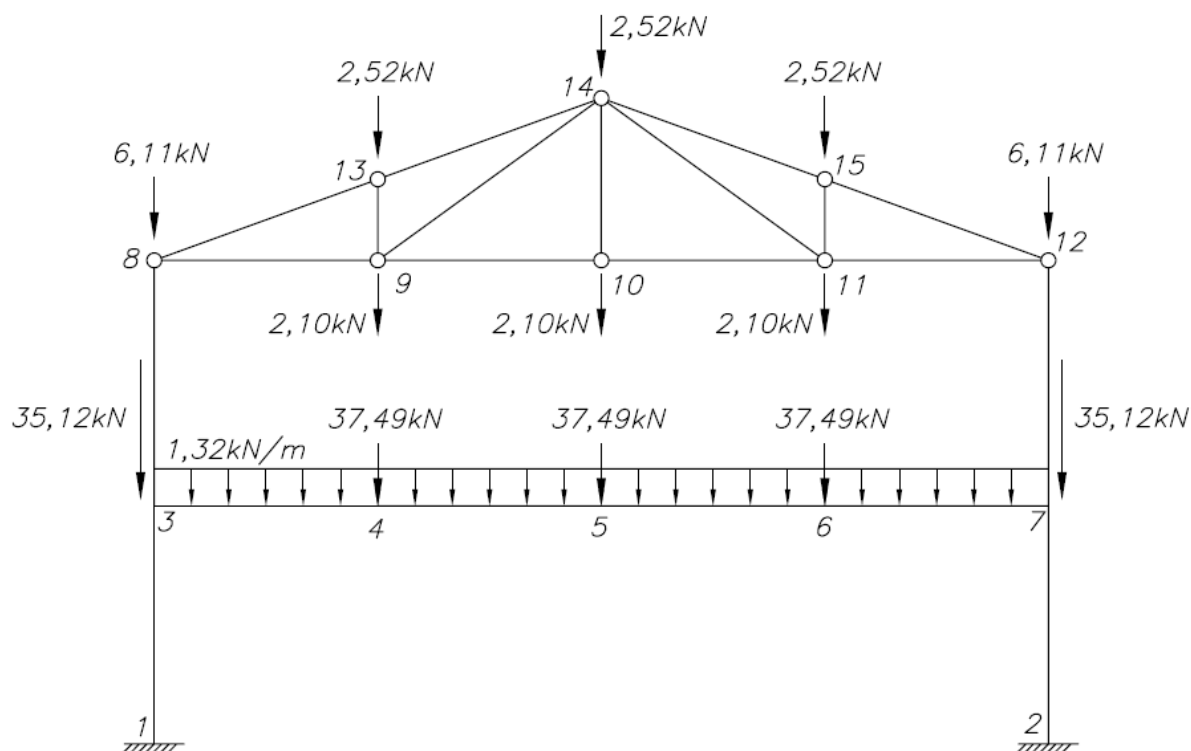


Figura 3-18: Distribuição das ações permanentes nos pórticos externos.



### 3.4.2 Sobrecargas em pisos e no telhado (SCP/SCT)

As sobrecargas são cargas decorrentes do uso e ocupação e podem atuar nos pisos (SCP) ou mesmo no telhado (SCT) das edificações. São tratadas como cargas variáveis, pois apresentam variação significativa em seu valor durante a vida útil da construção.

A norma brasileira NBR 6120 [1] traz como referência os valores mínimos de sobrecarga para o projeto da estrutura de edificações que serão adotados no dimensionamento do edifício em estudo.

Com relação às sobrecargas atuantes, sabe-se que:

- De acordo com a NBR 6120 [1], a sobrecarga é igual a 2 kN/m<sup>2</sup> no piso do segundo pavimento, e de acordo com a NBR 8800 [3], de 0,25 kN/m<sup>2</sup> no telhado;
- Deve ser considerada uma sobrecarga adicional no piso do segundo pavimento de 1 kN/m<sup>2</sup>, devido à colocação de paredes divisórias móveis.

Em resumo, têm-se as seguintes sobrecargas distribuídas no pórtico previamente apresentado na Figura 3-16:

a) No piso do 2º pavimento:

Valor usual: 2,0 kN/m<sup>2</sup>;

Valor adicional devido às paredes divisórias móveis: 1,0 kN/m<sup>2</sup>.

b) Cobertura: em função da sobrecarga na cobertura de 0,25 kN/m<sup>2</sup> em projeção horizontal.

A Figura 3-19 e a Figura 3-20 apresentam a distribuição das sobrecargas nos pórticos internos e externos, respectivamente, do edifício comercial.

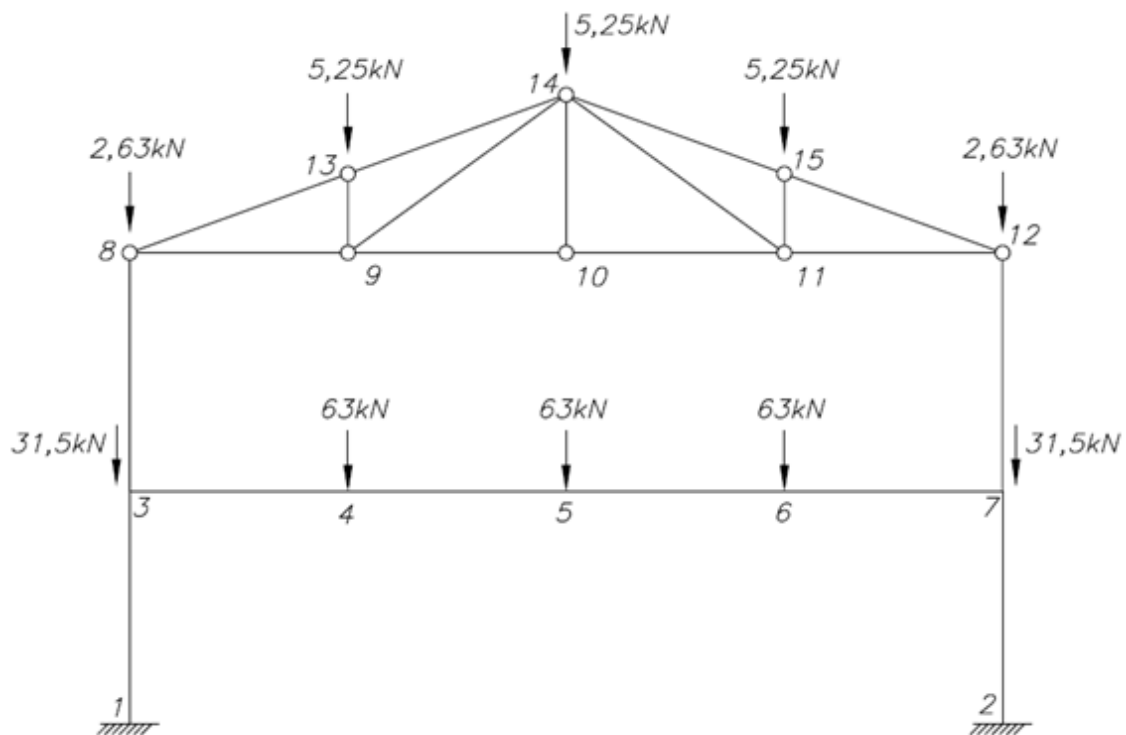


Figura 3-19: Distribuição das sobrecargas nos pórticos internos.

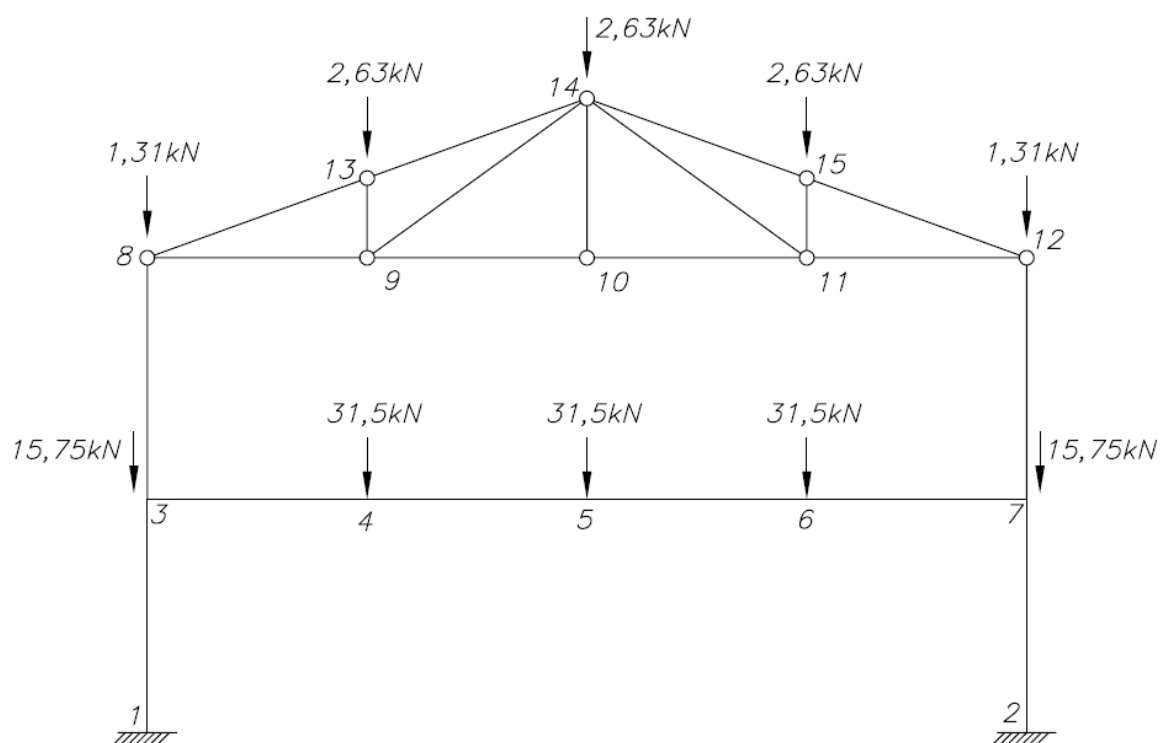


Figura 3-20: Distribuição das sobrecargas nos pórticos externos.

### 3.4.3 Cargas devido ao vento (VT)

A ação do vento (VT) em estruturas metálicas é uma das mais importantes a serem consideradas na análise estrutural, não podendo ser negligenciada, sob o risco de colocar a estrutura em colapso. Os esforços decorrentes da ação do vento são calculados de acordo com a metodologia proposta pela norma NBR 6123 [2].

Para determinação das forças devidas ao vento, sabe-se que:

- O edifício situa-se em um subúrbio densamente construído de uma grande cidade brasileira, onde a velocidade básica do vento é igual a 35 m/s;
- O edifício não se encontra sujeito a vento de alta turbulência, uma vez que sua altura supera a duas vezes a altura média das construções situadas num raio de 500 m;
- Podem ser desconsideradas excentricidades das forças de vento, uma vez que o edifício não possui forma paralelepípedica (o telhado inclinado tem dimensões de tamanho significativo à altura das paredes).

Para fins de dimensionamento, a velocidade básica do vento  $v_0$  deve ser corrigida pelos fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  para se obter a velocidade característica do vento  $v_k$ .

O fator topográfico  $S_1$  leva em consideração as grandes variações na superfície do terreno. A Tabela 3-2 mostra os valores para este fator.

Tabela 3-2 – Fator topográfico  $S_1$ .

Caso	Topografia	$S_1$
a)	Terreno plano ou fracamente acidentado	1,0
b)	Taludes e morros: taludes e morros alongados, nos quais pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado na Fig. 5.8 No ponto A (morros) e nos pontos A e C (taludes)	1,0
c)	Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção	0,9

Consideraremos que o terreno, no qual está instalado o edifício comercial é plano ou fracamente acidentado, e por isso, o fator  $S_1$  é igual a 1.

O fator de rugosidade  $S_2$  depende das condições da vizinhança da construção (rugosidade), da altura acima do terreno e das dimensões da edificação. Em ventos fortes, a velocidade do vento aumenta com a altura acima do terreno e este aumento depende da rugosidade do terreno. Com relação à rugosidade do terreno, classificaremos o edifício como categoria IV, classificação na qual se encaixam terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados em zona industrial em que a cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0 m. Com relação às dimensões do edifício, o mesmo será classificado como Classe B, ou seja, a maior dimensão horizontal ou vertical da edificação está entre 20 e 50 metros. A Tabela 3-3 traz um trecho retirado da tabela do fator  $S_2$  presente na NBR 6123 [2].

Tabela 3-3 – Fator de rugosidade  $S_2$ .

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82

O fator estatístico  $S_3$  considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, tendo por base o período de recorrência de 50 anos para determinação da velocidade  $v_0$  e a probabilidade de 63% de que esta velocidade seja igualada ou excedida nesse período. A Tabela 3-4 mostra os valores para o fator  $S_3$  de acordo com o tipo de edificação.

Tabela 3-4 – Fator estatístico  $S_3$ .

Grupo	Descrição	$S_3$
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Classificaremos o edifício como Grupo 2, sendo o fator  $S_3$  igual a 1.

Determinados os fatores de correção, podemos determinar a velocidade característica do vento e a pressão dinâmica do vento. Como a velocidade aumenta com a altura, a cada 5 metros um novo valor deve ser calculado:

Para  $H \leq 5\text{m}$ , temos:

$$V_{k_5} = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 = 35 \cdot 1 \cdot 0,76 \cdot 1 = 26,6 \text{ m/s}$$

$$q_5 = 0,613 \cdot V_{k_5}^2 = 0,613 \cdot 26,6^2 = 433,7 \text{ N/m}^2$$

Para  $5 < H \leq 10\text{m}$ , temos:

$$V_{k_{10}} = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 = 35 \cdot 1 \cdot 0,83 \cdot 1 = 29,05 \text{ m/s}$$

$$q_{10} = 0,613 \cdot V_{k_{10}}^2 = 0,613 \cdot 29,05^2 = 517,3 \text{ N/m}^2$$

Como a laje do piso do 2º pavimento e a cobertura comportam-se como diafragmas, todos os pórticos, também por serem iguais, ficam submetidos às mesmas forças devidas ao vento. Logo, em cada pórtico se terá uma pressão dinâmica distribuída na altura, simbolizada por  $q_p$ , igual a:

$$\text{Para } h \leq 5\text{m} \rightarrow q_p = 0,43 \cdot 42/7 = 2,58 \text{ kN/m}$$


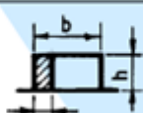
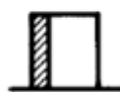
$$\text{Para } 5\text{m} < h \leq 10\text{m} \rightarrow q_p = 0,52 \cdot 42/7 = 3,12 \text{ kN/m}$$

O edifício em análise possui um comprimento de 42 metros e um vão transversal de 12 metros, além de uma altura de 6,5 metros até o nível inferior do telhado. Para a determinação dos coeficientes de forma e de pressão do edifício, deve-se verificar a razão comprimento/largura e a razão altura/largura:

$$\frac{a}{b} = \frac{42}{12} = 3,5 \rightarrow 2 \leq \frac{a}{b} \leq 4 \quad \frac{h}{b} = \frac{6,5}{12} = 0,54 \rightarrow \frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$$

Assim, pela NBR 6123 [2] temos os coeficientes de forma e de pressão tabelados conforme mostrado na Tabela 3-5:





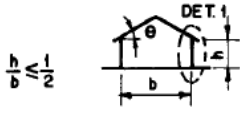
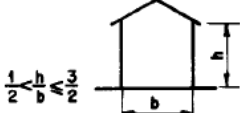
Tabela 3-5 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular.

Altura relativa		Valores de $C_e$ para								$C_{pe}$ médio 
		$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$				
		$A_1$ e $B_1$	$A_2$ e $B_2$	C	D	A	B	$C_1$ e $D_1$	$C_2$ e $D_2$	
 $1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	$0,2 b$ ou $h$ (o menor dos dois) $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
		$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5
 $1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$		-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5
		$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5

Para um ângulo de incidência do vento  $\alpha = 90^\circ$ , tem-se na parede a barlavento  $C_e = +0,7$  e na parede a sotavento  $C_e = -0,6$ .

Como o telhado do edifício possui inclinação de  $20^\circ$  com a horizontal e a razão altura/largura está compreendida entre 0,5 e 1,5, a Tabela 3-6 mostra os coeficientes de pressão e forma para o telhado.

Tabela 3-6 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular.

Altura relativa	$\theta$	Valores de $C_e$ para				$C_{pe}$ médio			
		$\alpha = 90^\circ$ (A)		$\alpha = 0^\circ$					
		EF	GH	EG	FH				
	0°	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10°	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4		-1,2
	15°	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,2		-1,2
	20°	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0			-1,2
	30°	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8			-1,1
	45°	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6				-1,1
	60°	+0,7	-0,6	-0,7	-0,6				-1,1
	0°	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-1,0	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,2
	20°	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	30°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0			-1,0
	45°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8				
	60°	+0,6	-0,5	-0,8	-0,8				

Para um ângulo de incidência do vento  $\alpha = 90^\circ$ , tem-se na parede a barlavento  $C_e = -0,7$  e na parede a sotavento  $C_e = -0,5$ .

Para obtenção do coeficiente de pressão interno, pode-se considerar as duas fachadas longitudinais igualmente permeáveis e as duas fachadas transversais impermeáveis. Como se está avaliando a situação do vento incidindo perpendicularmente às fachadas permeáveis, de acordo com a norma NBR 6123 [2], tem-se que  $C_{pi} = +0,2$ .

A Figura 3-21 e a Figura 3-22 mostram os coeficientes de forma e de pressão no edifício e as ações finais devidas ao vento nos pórticos, obtidas pelo produto  $C \times q_p$  onde  $C = C_e - C_{pi}$ , respectivamente. É importante destacar que o vento considerado tem sentido da esquerda para a direita.

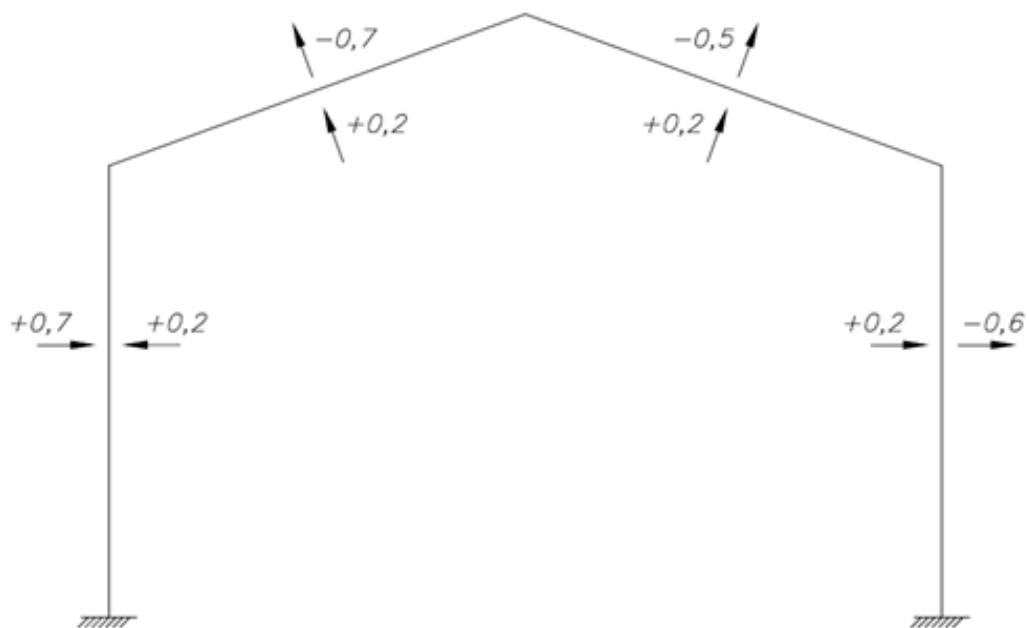


Figura 3-21: Coeficientes de forma e de pressão nos pórticos.

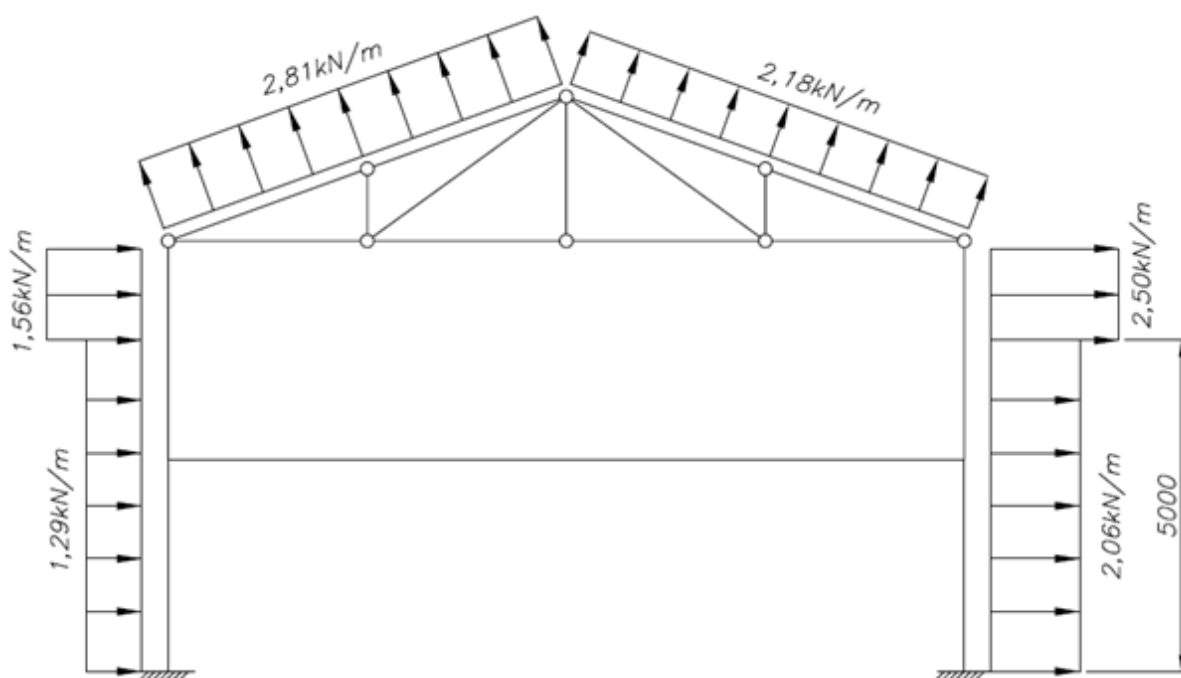


Figura 3-22: Ações finais devido ao vento nos pórticos.



### 3.5 CRITÉRIOS DA ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise de 2ª ordem (efeitos global P- $\Delta$  e local P- $\delta$ ) será efetuada tanto para o modelo de pórtico plano quanto para o modelo tridimensional. Para isso, devem criadas combinações últimas de ações, levando-se em consideração o efeito das imperfeições geométricas por meio de forças nocionais, exceto nas combinações de ações em que atuem outras forças laterais. Também serão levadas em conta o efeito das imperfeições de material usando o módulo de elasticidade do aço E igual a 160 GPa.

As ações atuantes serão agrupadas de forma a simplificar o método de análise. Como as ações variáveis decorrentes de uso e ocupação atuando em pisos e coberturas são inferiores a 5 kN/m<sup>2</sup>, o coeficiente de ponderação das ações permanentes diretas não favoráveis à segurança será igual a 1,4. Este agrupamento das ações permanentes permite que as ações variáveis também sejam agrupadas, sendo adotado um coeficiente de ponderação igual a 1,4 (ações variáveis com valores característicos inferiores a 5 kN/m<sup>2</sup>). Estas recomendações são prescritas na norma NBR 8800 [3].

A Tabela 3-7 apresenta os fatores de combinação para as ações a serem consideradas na análise estrutural do edifício comercial, enquanto que a Tabela 3-8 identifica as seis combinações de carregamentos possíveis para a realização da análise da estrutural.

Tabela 3-7 – Fatores de combinação adotados.

Descrição	Fator de combinação ( $\psi_0$ )
Sobrecarga no 2º pavimento	0,7
Sobrecarga na cobertura	0,8
Vento	0,6

Tabela 3-8 – Combinações de carregamentos.

Identif.	Descrição
1	1,4 PP com imperfeições geométricas e de material
2	1,4 PP + 1,4 (SCP + SCT) com imperfeições geométricas e de material
3	1,4 PP + 1,4 VT com imperfeições de material
4	1,0 PP + 1,4 VT com imperfeições de material
5	1,4 PP + 1,4 (SCP + SCT) + 0,84 VT com imperfeições de material
6	1,4 PP + 1,4 VT + 0,98 SCP + 1,12 SCT com imperfeições de material

Dentre as combinações descritas acima, pode-se verificar que a combinação de carregamentos n° 5 é a que oferece maior solicitação à estrutura do edifício. Desta forma, a análise estrutural tanto do pórtico plano quanto do modelo tridimensional será realizada apenas para esta combinação.

## 4.0 RESULTADOS

A seguir, são apresentados os resultados obtidos na análise estrutural considerando a modelagem apenas do pórtico plano e a extração de um do pórtico central da estrutura tridimensional para análise. Posteriormente, será feito um estudo comparativo entre os resultados obtidos.

### 4.1 ANÁLISE NO PÓRTICO PLANO

Os resultados da análise no pórtico plano serão aqui subdivididos em duas partes de acordo com o tipo de estrutura analisada: estrutura nt e estrutura lt.

#### 4.1.1 Estrutura nt

Da Figura 4-1 à Figura 4-4, são apresentados a deformada da estrutura e os diagramas de força normal, de força cortante e de momento fletor, respectivamente, obtidos na análise de 1ª ordem da estrutura nt.

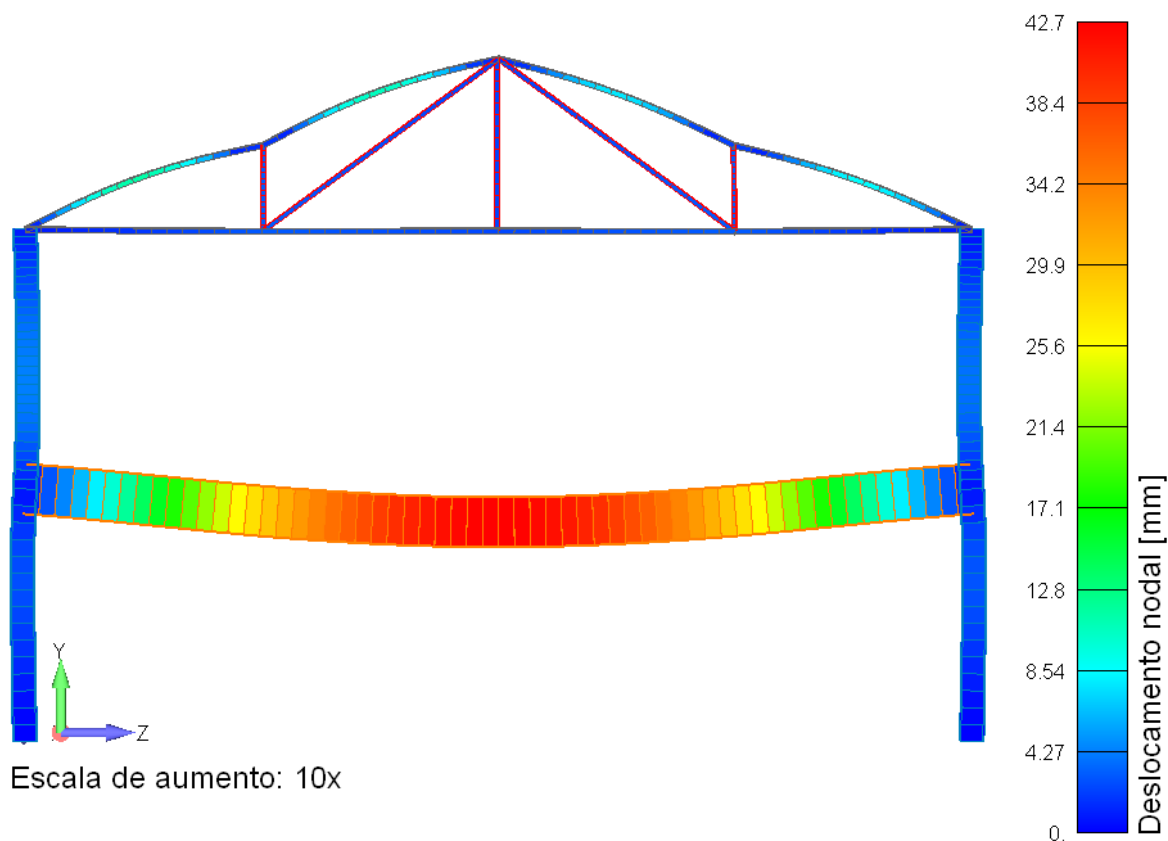


Figura 4-1: Deformada da estrutura nt (pórtico plano).

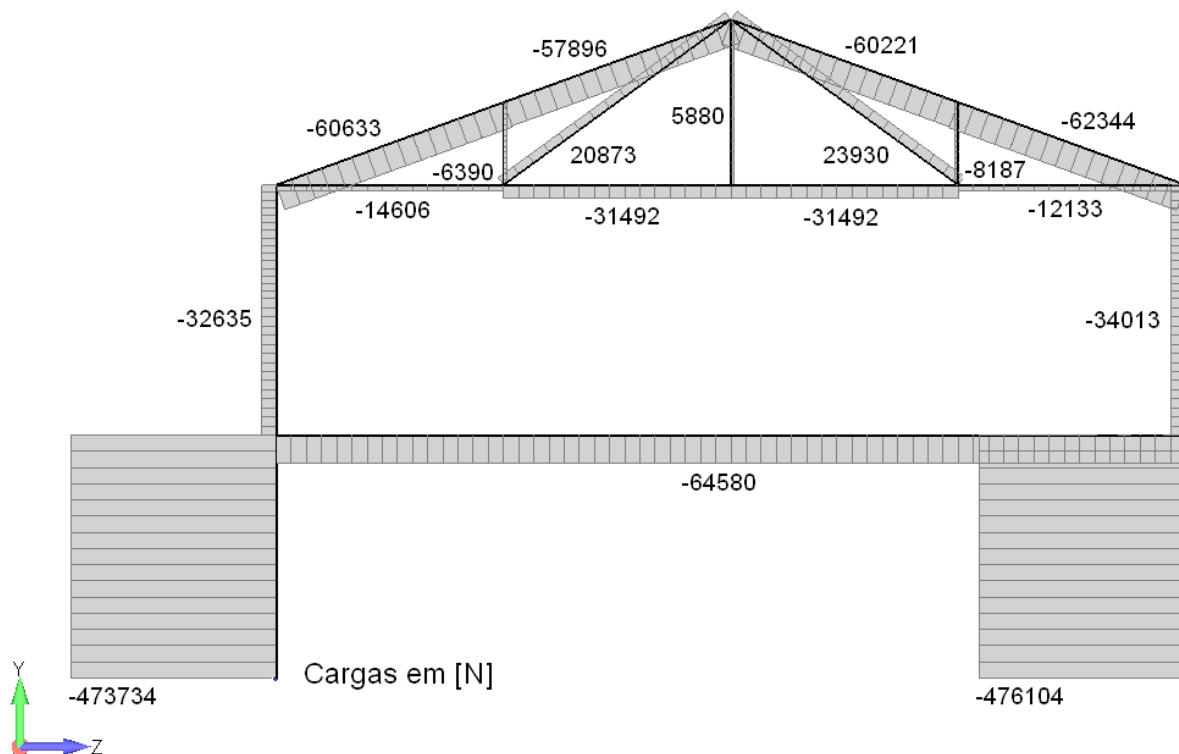


Figura 4-2: Diagrama de força normal da estrutura nt (pórtico plano).

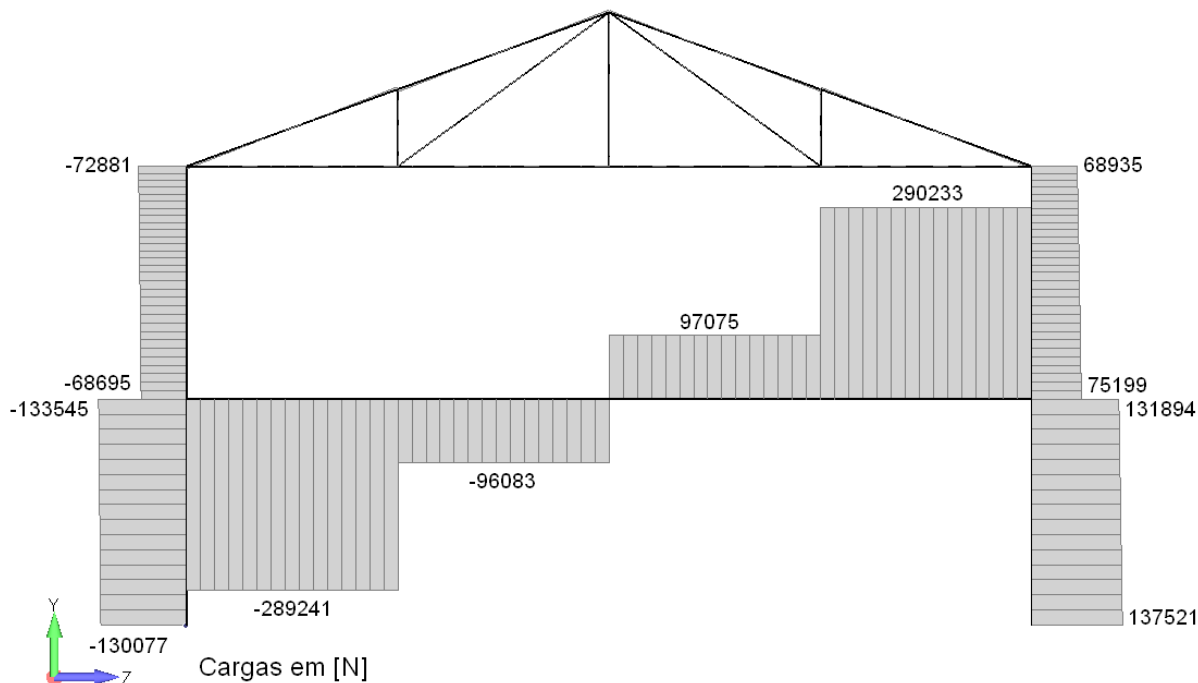


Figura 4-3: Diagrama de força cortante da estrutura nt (pórtico plano).

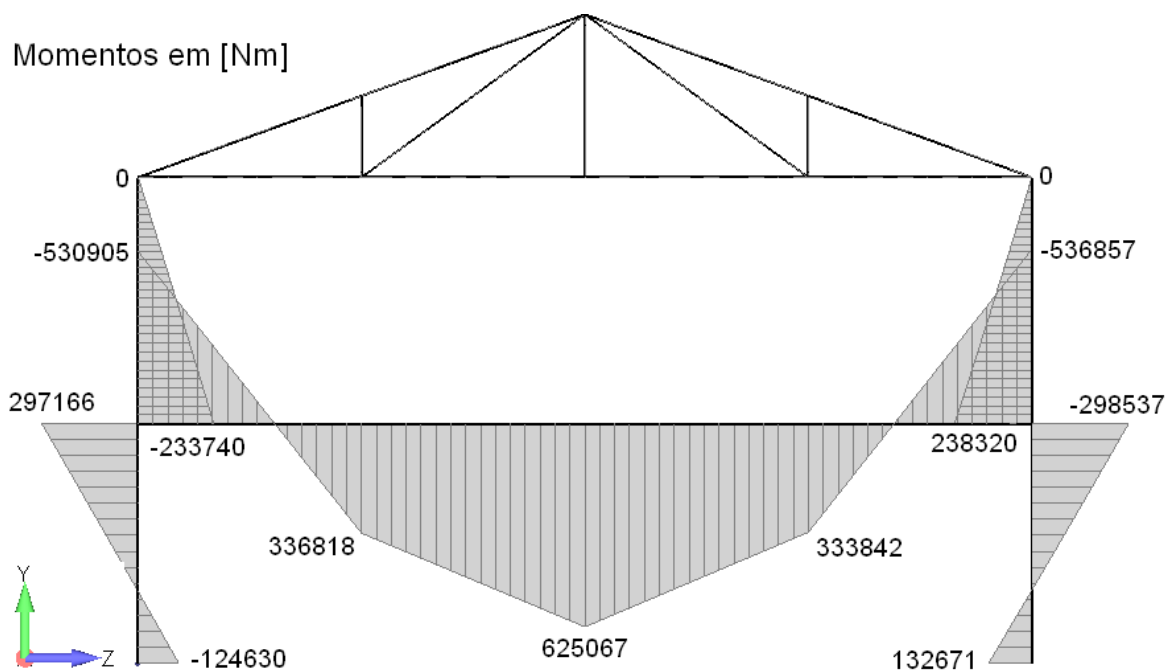


Figura 4-4: Diagrama de momento fletor da estrutura nt (pórtico plano).

#### 4.1.2 Estrutura It

Da Figura 4-5 à Figura 4-8, são apresentados a deformada da estrutura e os diagramas de força normal, de força cortante e de momento fletor, respectivamente, obtidos na análise de 1ª ordem da estrutura It.

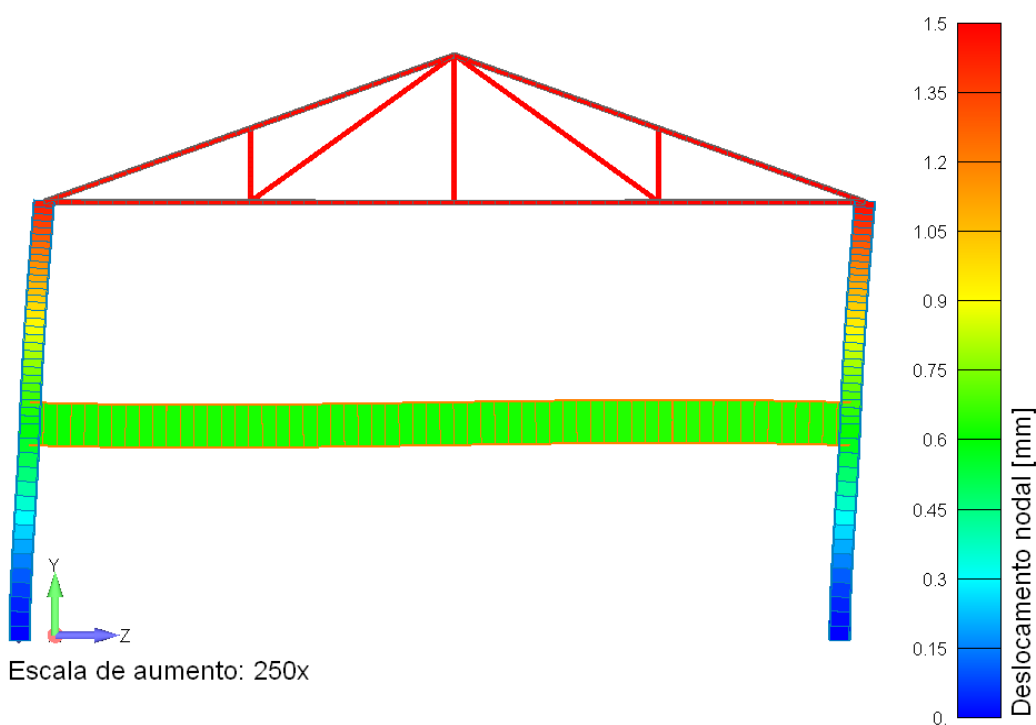


Figura 4-5: Deformada da estrutura It (pórtico plano).

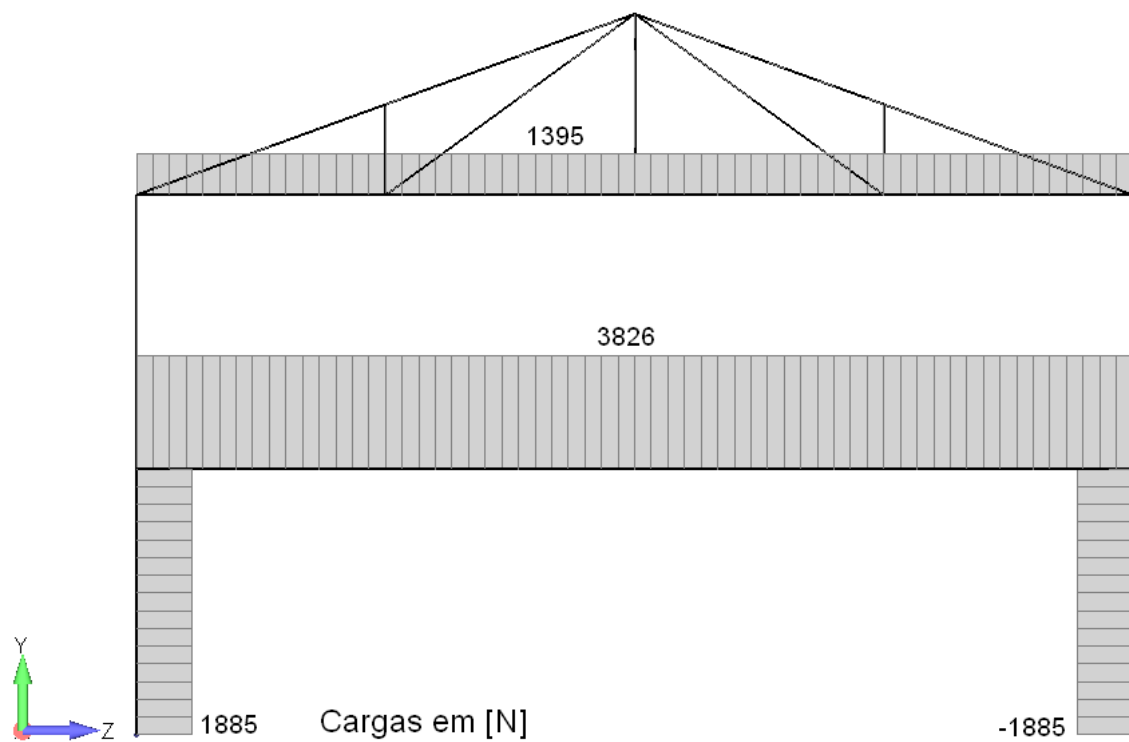


Figura 4-6: Diagrama de força normal da estrutura It (pórtico plano).

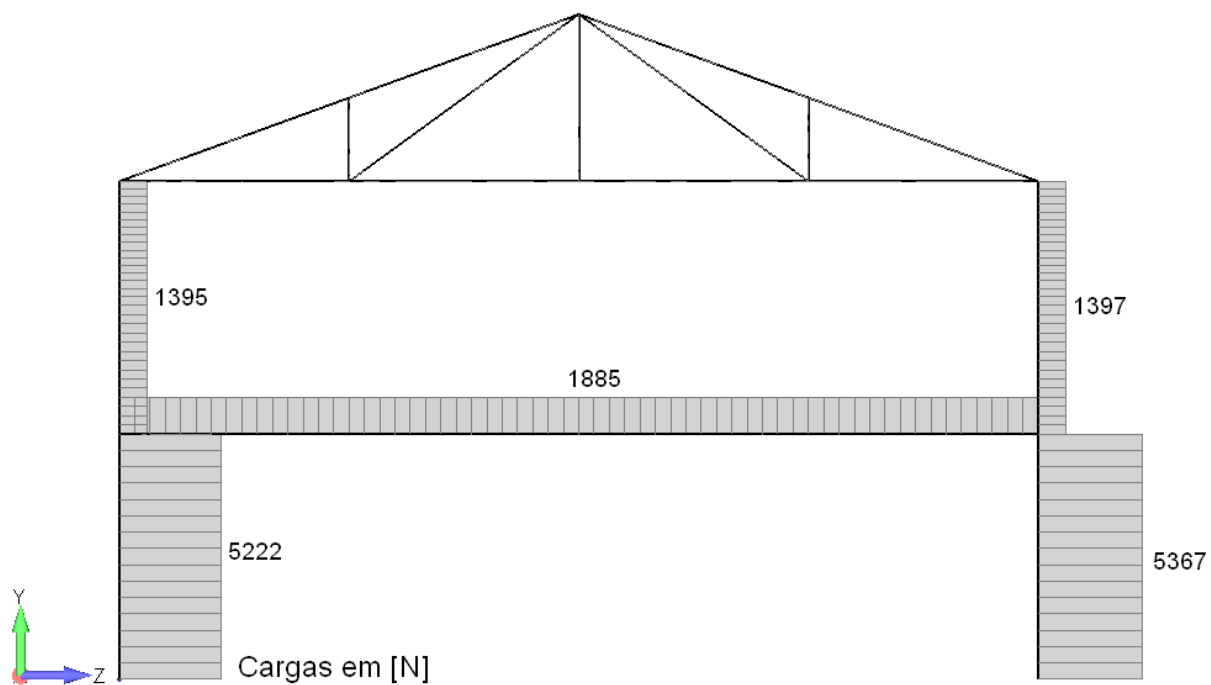


Figura 4-7: Diagrama de força cortante da estrutura It (pórtico plano).

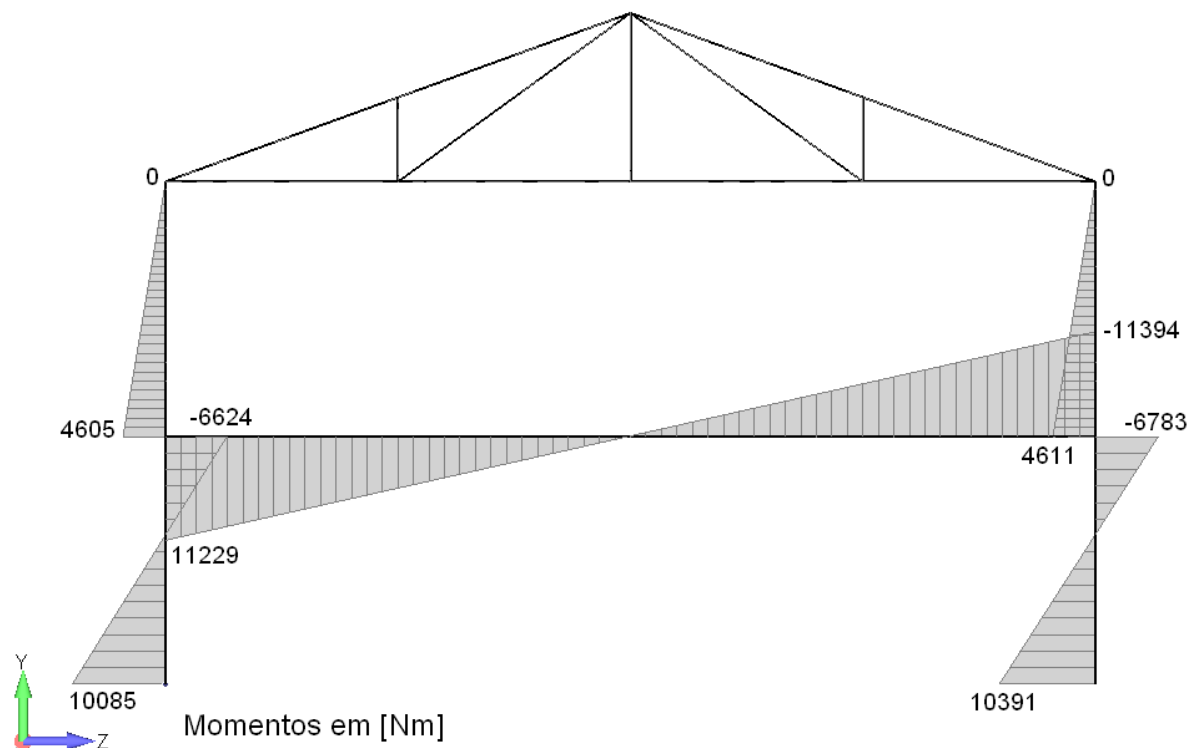


Figura 4-8: Diagrama de momento fletor da estrutura It (pórtico plano).

#### 4.1.3 Determinação do coeficiente B1

A Tabela 4-1 apresenta o cálculo do coeficiente B1 para as barras do pórtico do edifício comercial considerando a análise do pórtico plano. Uma vez que as barras da treliça (9 a 21) somente estão submetidas a esforços axiais, não há sentido em se calcular o coeficiente B1 para estas barras.

Tabela 4-1 – Determinação do coeficiente B1 – Pórtico plano.

Nº do elemento	M <sub>1</sub> [Nm]	M <sub>2</sub> [Nm]	C <sub>m</sub>	N <sub>nt</sub> [N]	N <sub>lt</sub> [N]	N <sub>Sd1</sub> [N]	N <sub>e</sub> [kN]	B1
1	-124630	297166	0.43	-473734	1885	-471849	41135	0.44
2	132671	-298537	0.42	-476104	-1885	-477989	41135	0.43
3	-233740	0	0.60	-32635	0	-32635	38679	0.60
4	238320	0	0.60	-34013	0	-34013	38679	0.60
5	-530905	336818	0.35	-64580	3826	-60754	196909	0.35
6	336818	625067	0.82	-64580	3826	-60754	196909	0.82
7	625067	333842	0.81	-64580	3826	-60754	196909	0.81
8	333842	-536857	0.35	-64580	3826	-60754	196909	0.35

Como foram obtidos valores inferiores a 1,0 para o coeficiente  $B_1$  em todas as barras avaliadas, por recomendação da norma NBR 8800 [3], o valor de  $B_1$  será tomado como 1,0 em todas as barras.

#### 4.1.4 Determinação do coeficiente $B_2$

A Tabela 4-2 apresenta o cálculo do coeficiente  $B_2$  para os dois andares do edifício comercial considerando a análise do pórtico plano.

Tabela 4-2 – Determinação do coeficiente  $B_2$  – Pórtico plano.

Nº do andar	$\Delta i$ [mm]	$\Delta h$ [mm]	$h$ [mm]	$\Sigma N_{sd}$ [kN]	$\Sigma H_{sd}$ [kN]	$B_2$
1	0,62	0,62	3200	975	7,8	1,03
2	1,47	0,85	3300	91,8	2,8	1,01

Como o maior coeficiente  $B_2$  é inferior a 1,1, a estrutura do edifício comercial, para a combinação de carregamentos avaliada, é de pequena deslocabilidade.

#### 4.1.5 Valores dos esforços solicitantes de cálculo

Da Figura 4-9 à Figura 4-11, são apresentados os diagramas de força normal, de força cortante e de momento fletor, respectivamente, obtidos na análise de 2ª ordem do pórtico plano. Estes esforços solicitantes representam os valores de cálculo obtidos na análise e devem ser utilizados no dimensionamento dos perfis da estrutura.



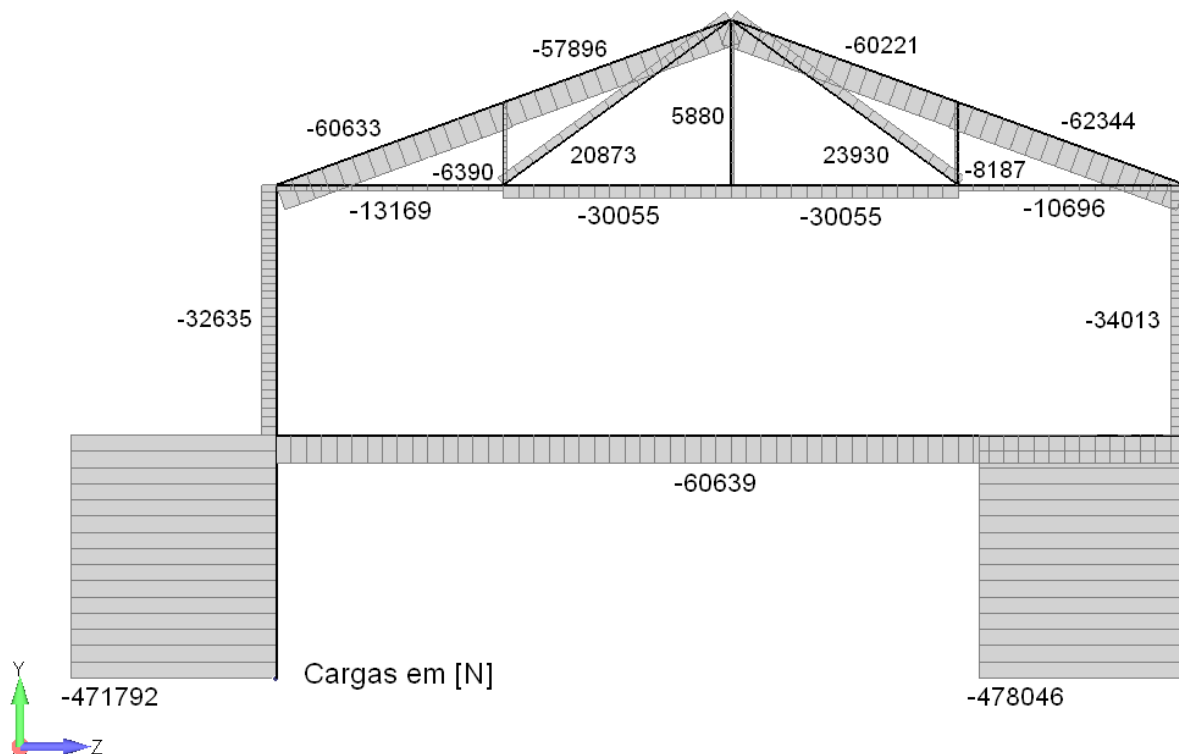


Figura 4-9: Diagrama de força normal solicitante de cálculo (pórtico plano).

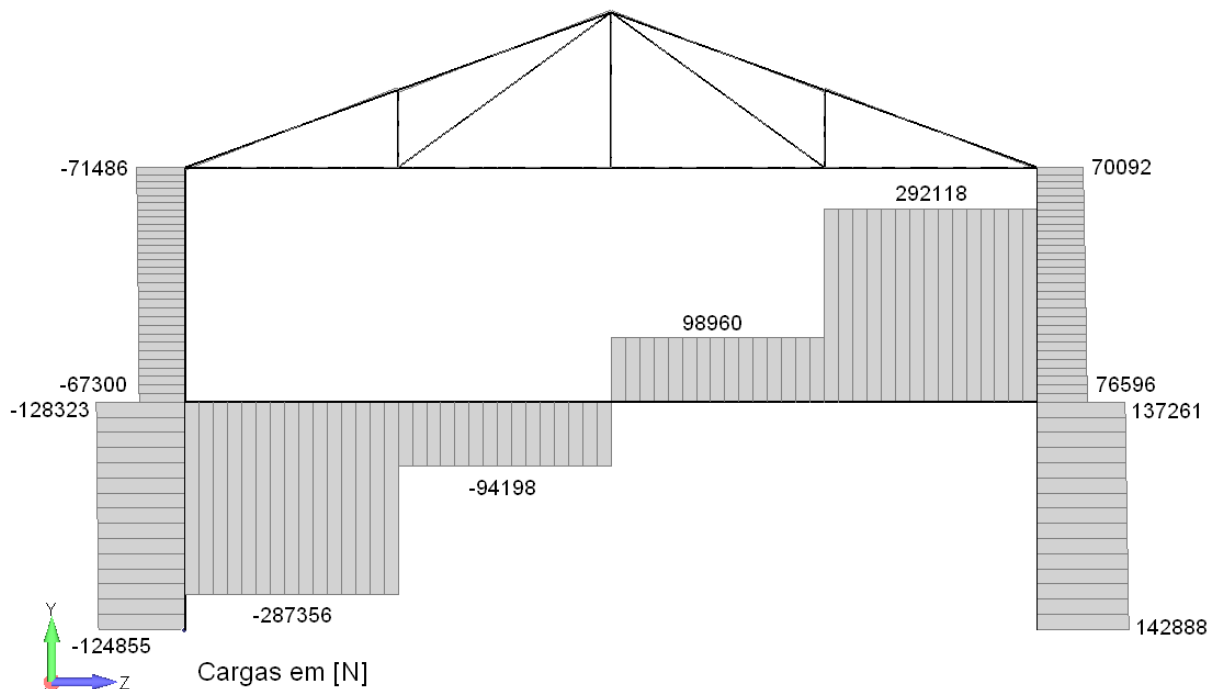


Figura 4-10: Diagrama de força cortante solicitante de cálculo (pórtico plano).

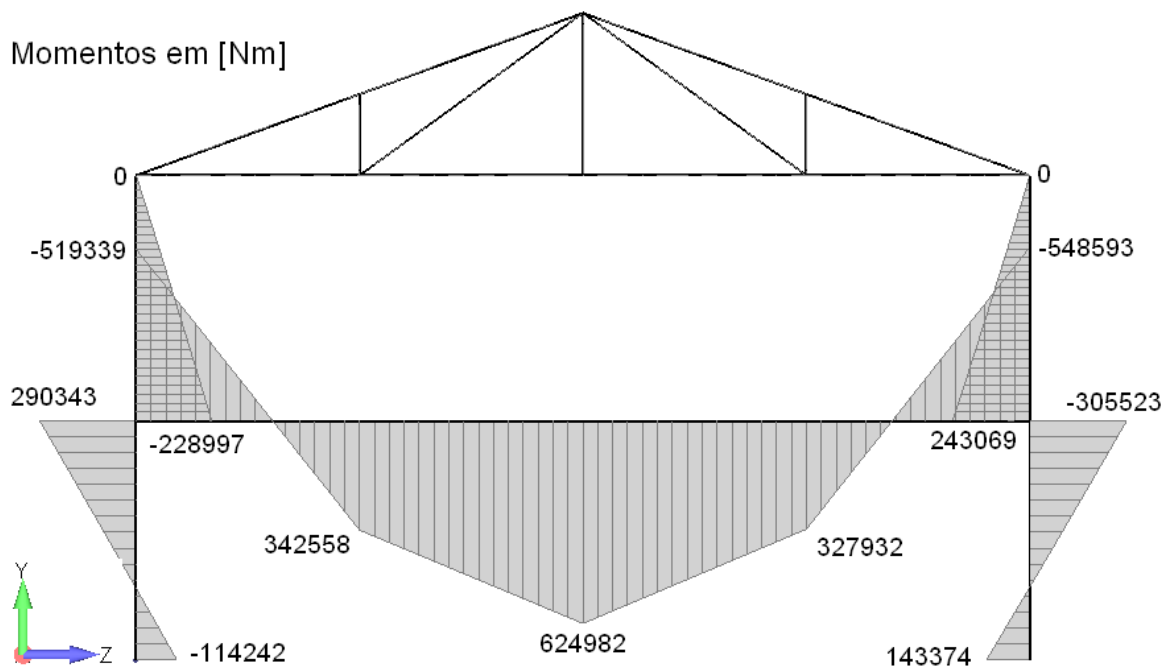


Figura 4-11: Diagrama de momento fletor solicitante de cálculo (pórtico plano).

## 4.2 ANÁLISE NO PÓRTICO EXTRAÍDO DA ESTRUTURA TRIDIMENSIONAL

Os resultados da análise no pórtico extraído da estrutura tridimensional serão aqui subdivididos em duas partes de acordo com o tipo de estrutura analisada: estrutura nt e estrutura lt.

### 4.2.1 Estrutura nt

Da Figura 4-12 à Figura 4-15, são apresentados a deformada da estrutura e os diagramas de força normal, de força cortante e de momento fletor, respectivamente, obtidos na análise de 1ª ordem da estrutura nt.

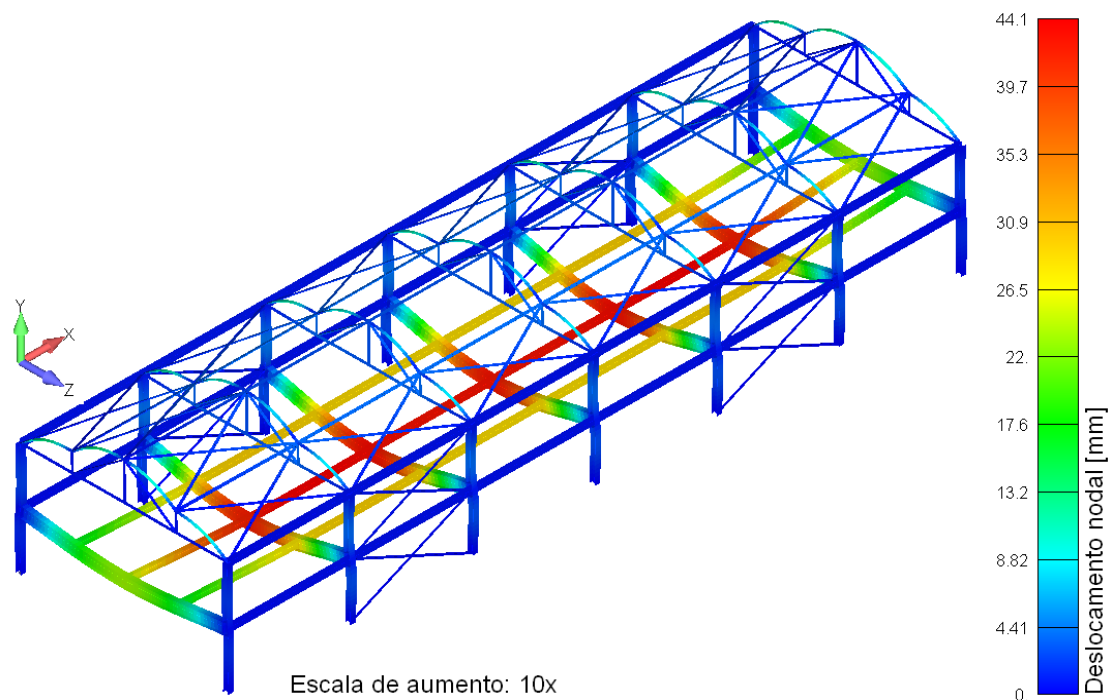


Figura 4-12: Deformada da estrutura nt (estrutura tridimensional).

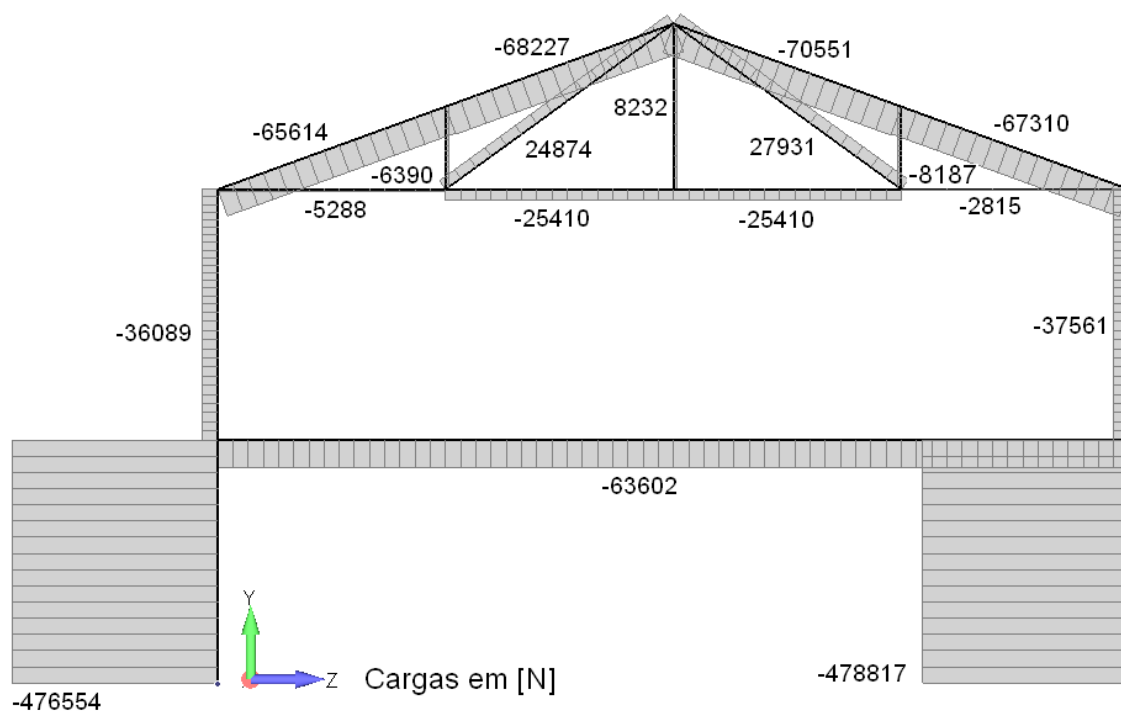


Figura 4-13: Diagrama de força normal da estrutura nt (estrutura tridimensional).

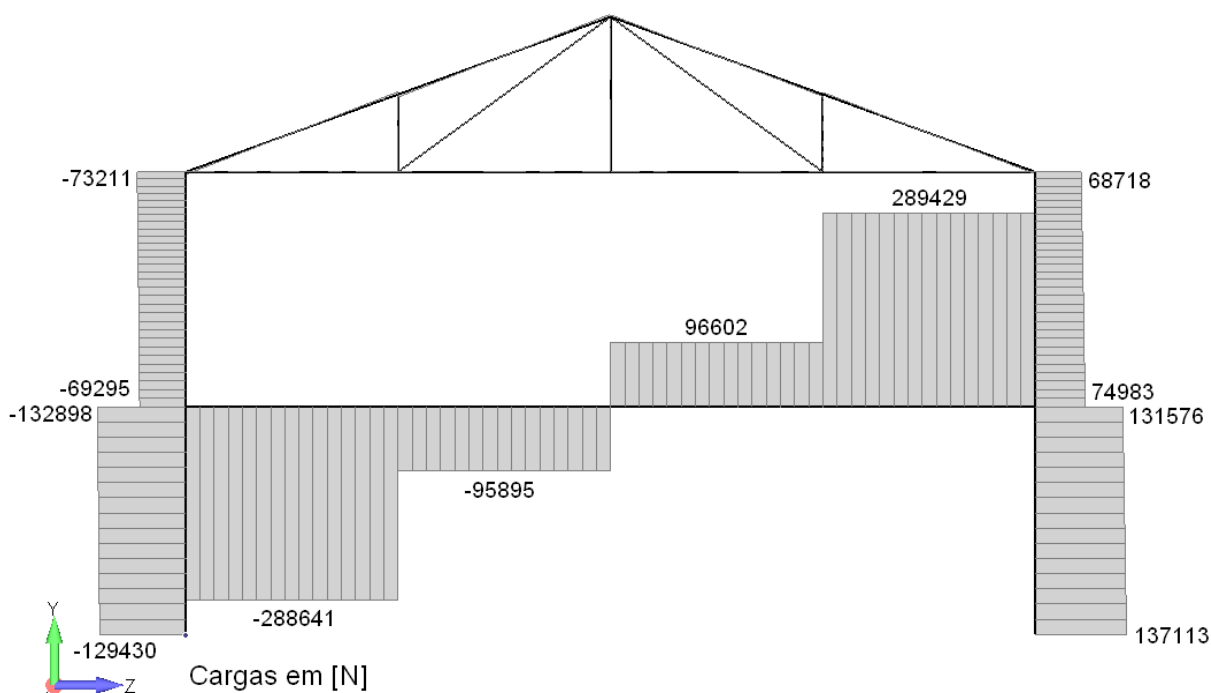


Figura 4-14: Diagrama de força cortante da estrutura nt (estrutura tridimensional).

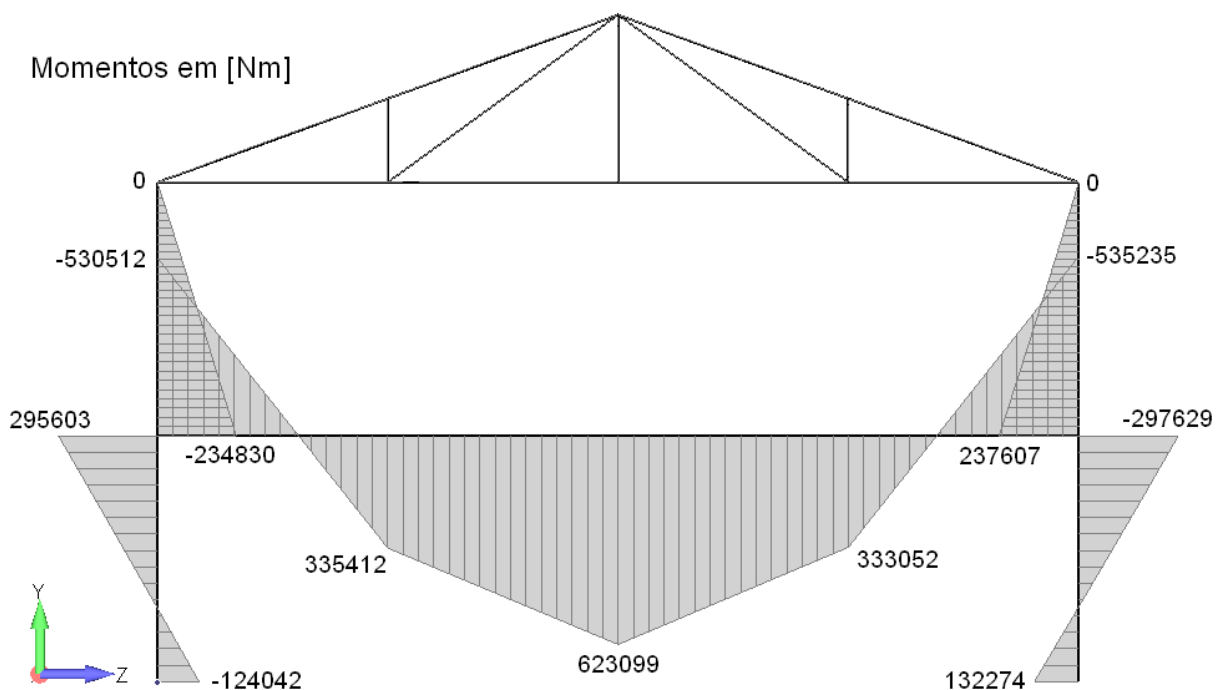


Figura 4-15: Diagrama de momento fletor da estrutura nt (estrutura tridimensional).

#### 4.2.2 Estrutura It

Da Figura 4-16 à Figura 4-19, são apresentados a deformada da estrutura e os diagramas de força normal, de força cortante e de momento fletor, respectivamente, obtidos na análise de 1ª ordem da estrutura It.

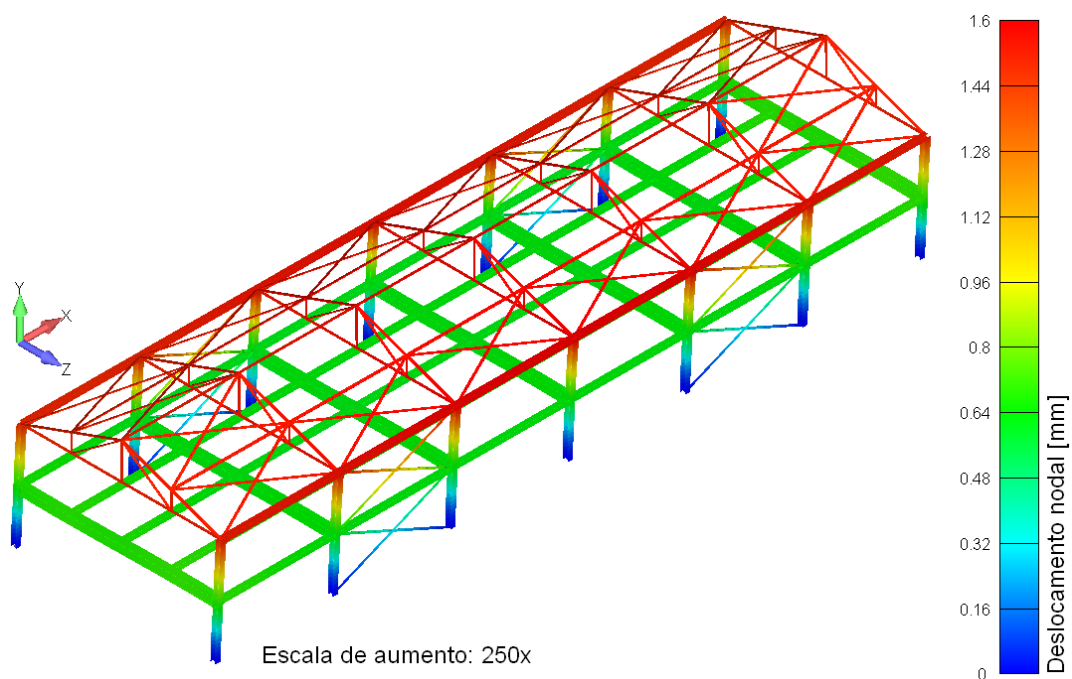


Figura 4-16: Deformada da estrutura It (estrutura tridimensional).

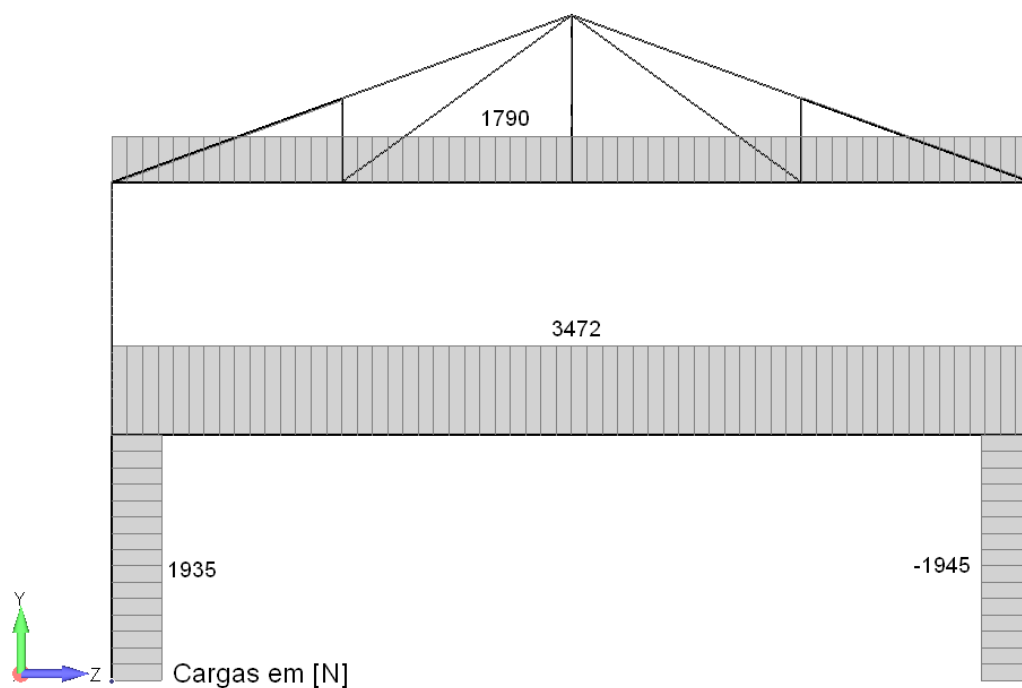


Figura 4-17: Diagrama de força normal da estrutura It (estrutura tridimensional).

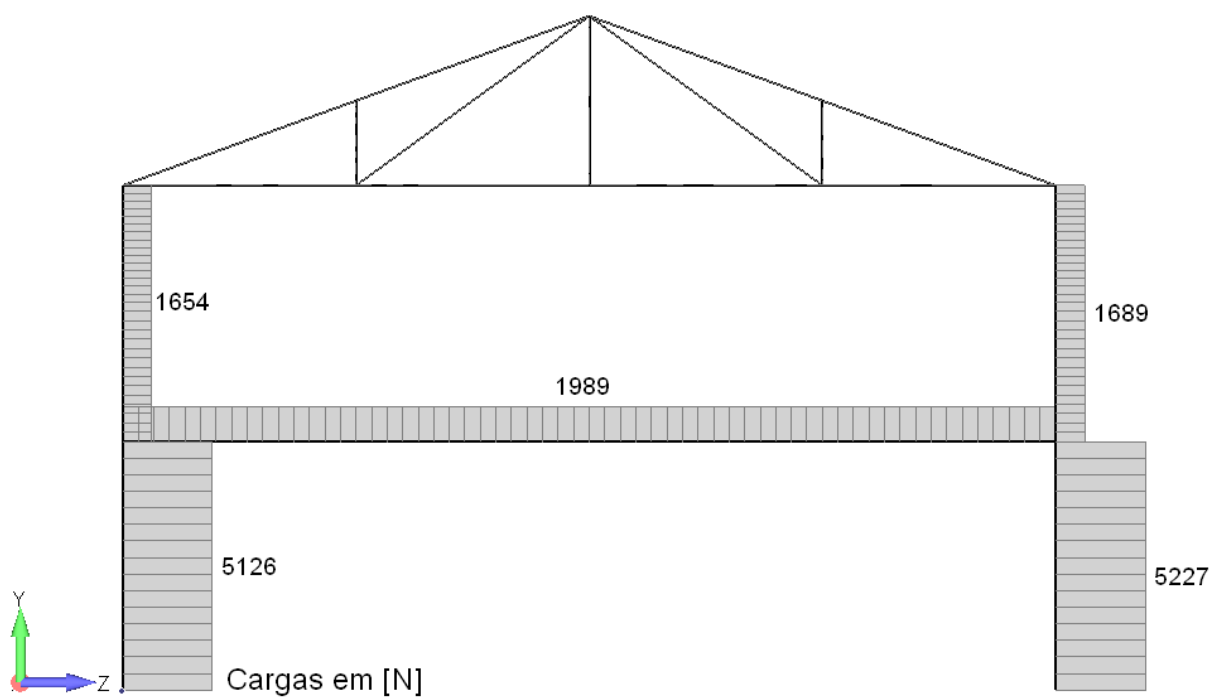


Figura 4-18: Diagrama de força cortante da estrutura It (estrutura tridimensional).

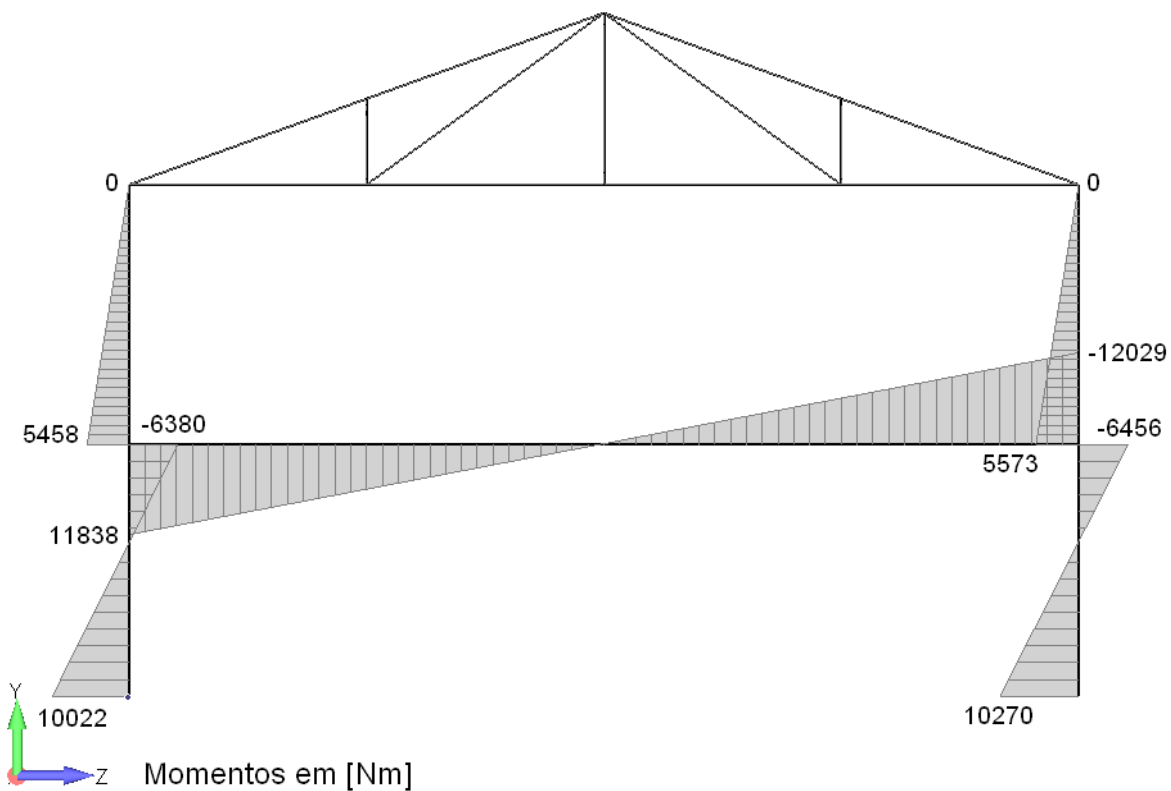


Figura 4-19: Diagrama de momento fletor da estrutura It (estrutura tridimensional).

#### 4.2.3 Determinação do coeficiente B1

A Tabela 4-3 apresenta o cálculo do coeficiente B1 para as barras do pórtico do edifício comercial considerando a análise do pórtico extraído da estrutura tridimensional. Uma vez que as barras da treliça (9 a 21) somente estão submetidas a esforços axiais, não há sentido em se calcular o coeficiente B1 para estas barras.

Tabela 4-3 – Determinação do coeficiente B1 – Estrutura tridimensional.

Nº do elemento	M <sub>1</sub> [Nm]	M <sub>2</sub> [Nm]	C <sub>m</sub>	N <sub>nt</sub> [N]	N <sub>lt</sub> [N]	N <sub>Sd1</sub> [N]	N <sub>e</sub> [kN]	B1
1	-124042	295603	0.43	-476554	1935	-474619	41135	0.44
2	132274	-297629	0.42	-478817	-1945	-480762	41135	0.43
3	-234830	0	0.60	-36089	0	-36089	38679	0.60
4	237607	0	0.60	-37561	0	-37561	38679	0.60
5	-530512	335412	0.35	-63602	3472	-60130	196909	0.35
6	335412	623099	0.82	-63602	3472	-60130	196909	0.82
7	623099	333052	0.81	-63602	3472	-60130	196909	0.81
8	333052	-535235	0.35	-63602	3472	-60130	196909	0.35

Como foram obtidos valores inferiores a 1,0 para o coeficiente B<sub>1</sub> em todas as barras avaliadas, por recomendação da norma NBR 8800 [3], o valor de B<sub>1</sub> será tomado como 1,0 em todas as barras.

#### 4.2.4 Determinação do coeficiente B2

A Tabela 4-4 apresenta o cálculo do coeficiente B2 para os dois andares do edifício comercial considerando a análise do pórtico extraído da estrutura tridimensional.

Tabela 4-4 – Determinação do coeficiente B2 – Estrutura tridimensional.

Nº do andar	Δi [mm]	Δh [mm]	h [mm]	Σ N <sub>Sd</sub> [kN]	Σ H <sub>Sd</sub> [kN]	B <sub>2</sub>
1	0,62	0,62	3200	5886	55,3	1,02
2	1,59	0,97	3300	561,4	21	1,01

Como o maior coeficiente B2 é inferior a 1,1, a estrutura do edifício comercial, para a combinação de carregamentos avaliada, é de pequena deslocabilidade.

#### 4.2.5 Valores dos esforços solicitantes de cálculo

Da Figura 4-20 à Figura 4-22, são apresentados os diagramas de força normal, de força cortante e de momento fletor, respectivamente, obtidos na análise de 2ª ordem do pórtico extraído da estrutura tridimensional. Estes esforços solicitantes representam os valores de cálculo obtidos na análise e devem ser utilizados no dimensionamento dos perfis da estrutura.

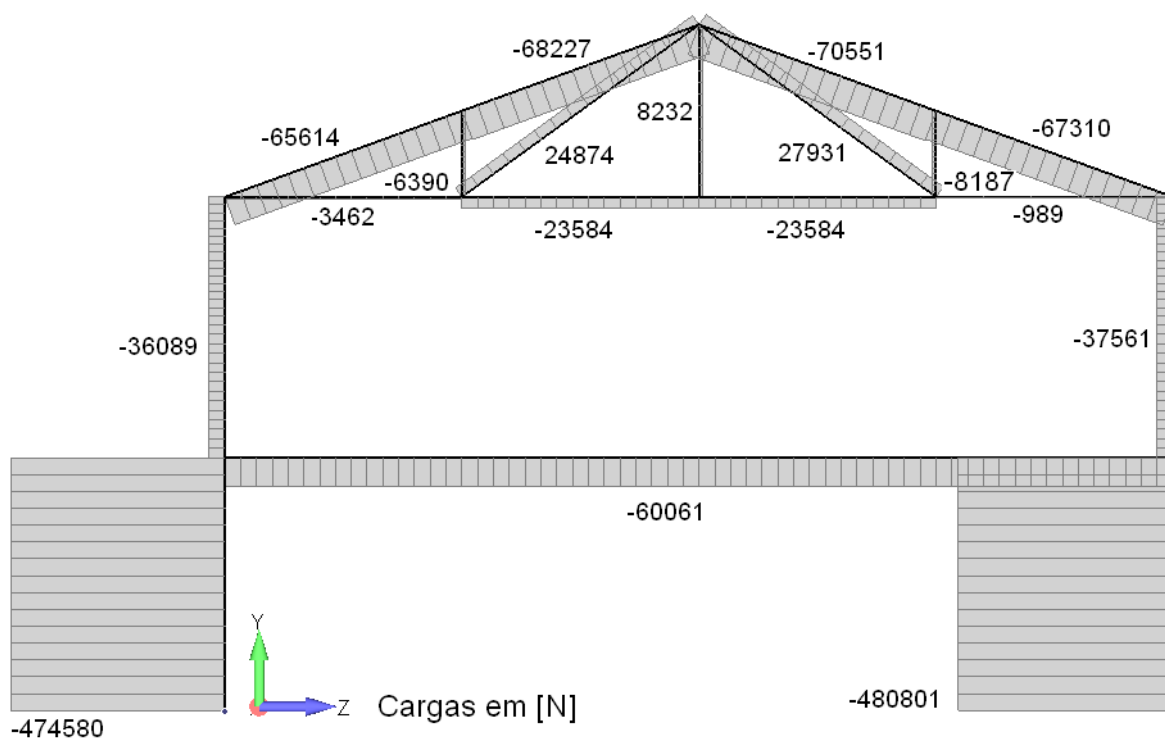


Figura 4-20: Diagrama de força normal solicitante de cálculo (estrutura tridimensional).



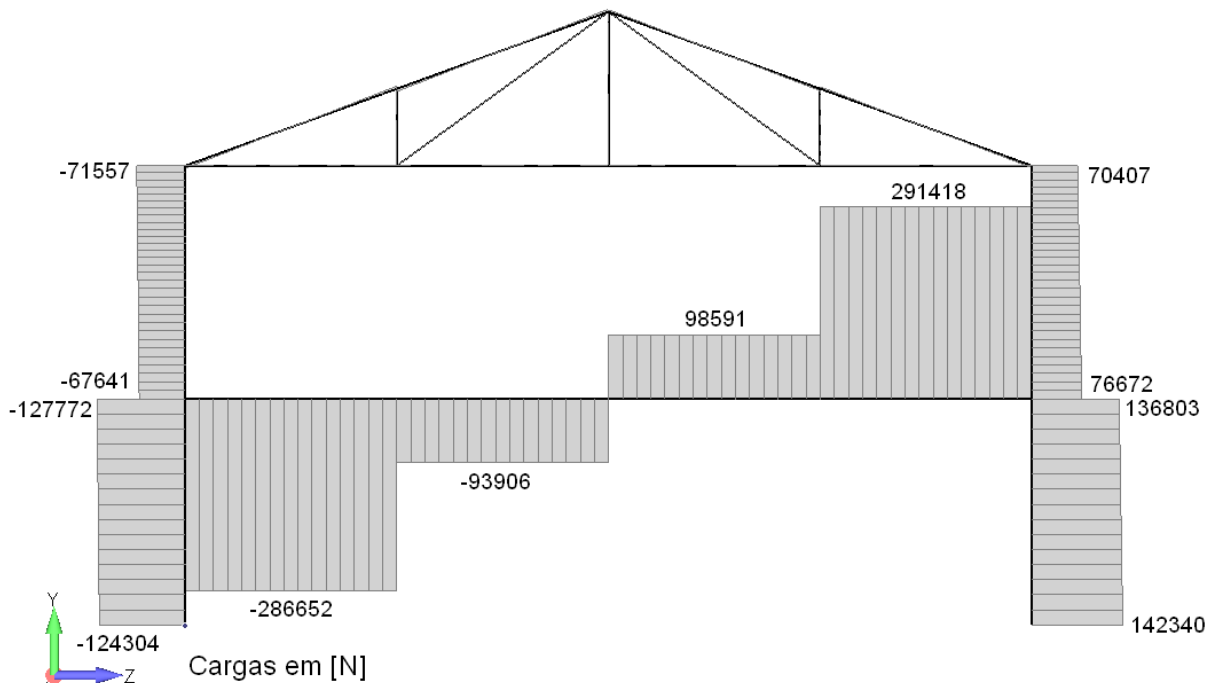


Figura 4-21: Diagrama de força cortante solicitante de cálculo (estrutura tridimensional).

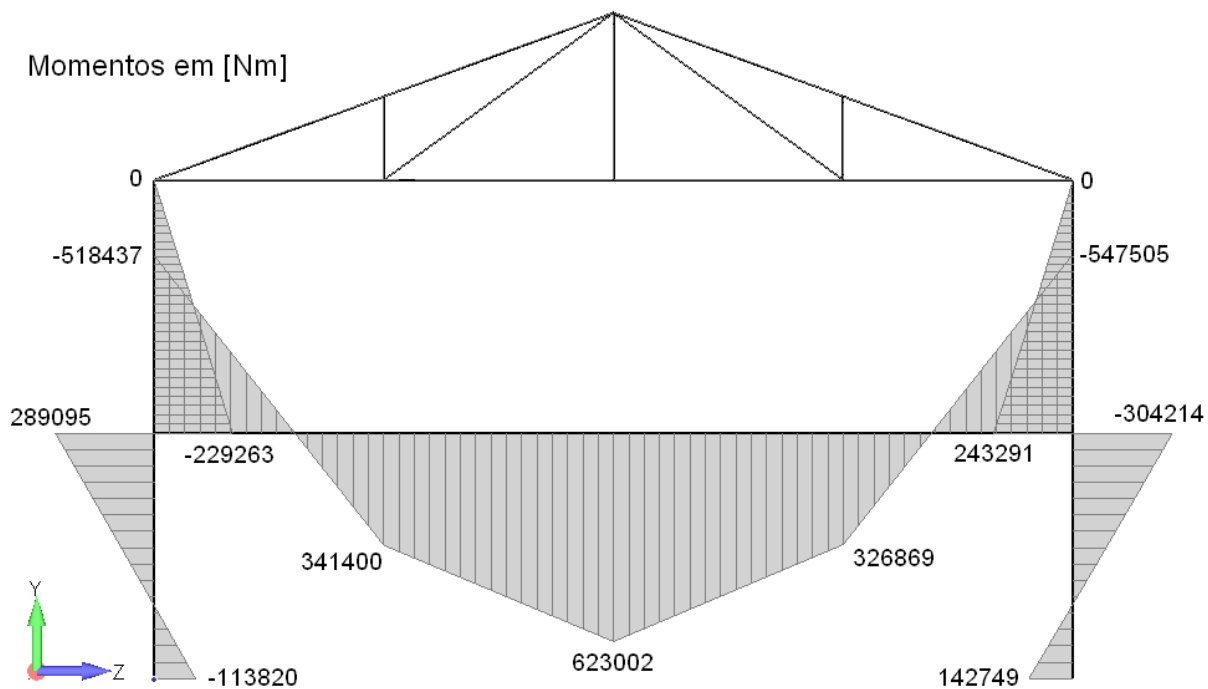


Figura 4-22: Diagrama de momento fletor solicitante de cálculo (estrutura tridimensional).

### 4.3 COMPARATIVO ENTRE OS RESULTADOS OBTIDOS

Diante dos resultados obtidos nas análises estruturais de 2ª ordem para o pórtico plano e para a estrutura tridimensional do pórtico do edifício comercial, os mesmos serão comparados a seguir considerando-se como critérios os deslocamentos nodais e os esforços solicitantes de cálculo.

Com relação aos deslocamentos nodais, observou-se uma diferença igual a 1,4 mm nos deslocamentos da parte central da viga transversal do pórtico, considerando-se a estrutura nt, e igual a 0,1 mm no topo das colunas do pórtico, considerando-se a estrutura lt. Verificou-se também que a estrutura tridimensional apresentou deslocamentos maiores do que o pórtico plano. Tal constatação não era esperada nos resultados, uma vez que devido à consideração dos contraventamentos laterais a estrutura tridimensional possui maior rigidez ao deslocamento do que o pórtico plano.

Com relação aos esforços solicitantes de cálculo, verificaram-se diferenças significativas apenas para as forças normais nas barras do pórtico, enquanto que para as forças cortantes e momentos fletores diferenças com ordem de grandeza inferior a 1% foram observadas.

Para melhor entendimento dos resultados obtidos, a Tabela 4-5 apresenta um comparativo entre os esforços solicitantes obtidos em cada um dos elementos do pórtico analisado. A numeração das barras segue a referência indicada na Figura 3-16. Destaca-se que para os elementos da treliça, o comparativo é feito apenas para a força normal, uma vez que este tipo de elemento não está sujeito a forças cortantes ou momentos fletores significativos. Na Tabela 4-5, variações positivas significam que os esforços solicitantes para o pórtico plano são maiores que os esforços obtidos na análise da estrutura tridimensional.

Tabela 4-5 – Comparativo entre os esforços solicitantes.

N° do elemento	Varição na força normal [%]	Varição na força cortante [%]	Varição no momento fletor [%]
1	-0,59	0,44	0,43
2	-0,57	0,38	0,44
3	-9,57	-0,50	-0,12
4	-9,45	-0,40	-0,09
5	0,96	0,25	0,34
6	0,96	0,31	0,34
7	0,96	0,37	0,33
8	0,96	0,24	0,33
9	280	-	-
10	27,4	-	-
11	27,4	-	-
12	981	-	-
13	-7,59	-	-
14	-15,1	-	-
15	-14,6	-	-
16	-7,38	-	-
17	0,00	-	-
18	-16,1	-	-
19	-28,6	-	-
20	-14,32	-	-
21	0,00	-	-

Dentre os elementos que mais sofreram variações destacam-se as barras da treliça e as baionetas do pórtico, sendo a variação para o elemento n° 12 extremamente significativa. Na corda inferior da treliça, verificou-se que o pórtico plano apresenta maiores esforços que a estrutura tridimensional, enquanto que para a corda superior os esforços solicitantes do pórtico plano são menores que os da estrutura tridimensional.

Este aumento dos esforços na corda superior se deve ao fato de que o telhado se torna mais rígido devido à presença dos contraventamentos do diafragma. Como a distribuição dos esforços é proporcional à rigidez, maiores esforços são obtidos na corda superior.

## 5.0 CONCLUSÕES

A análise do pórtico plano apresentou esforços solicitantes a favor da segurança na viga transversal e corda inferior da treliça do edifício comercial, uma vez que foram calculados esforços de maior amplitude quando comparada à estrutura tridimensional. Já para os pilares e demais elementos da treliça (corda superior, diagonais e montantes), a análise da estrutura tridimensional demonstra-se conservadora, devido aos maiores esforços calculados para esta condição.

Devido à variabilidade obtida nos esforços dependendo-se do tipo de elemento estrutural, não é possível afirmar que a análise no pórtico plano é representativa para obtenção dos esforços solicitantes em todos os elementos da estrutura, e no caso do edifício comercial fornece apenas uma estimativa dos esforços atuantes.

Embora seja demandado um maior tempo de análise computacional, recomenda-se, sempre que possível, a modelagem da estrutura tridimensional de maneira que sejam obtidos resultados mais precisos e se tenha uma visão global da edificação.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120:** Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123:** Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8800:** Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- [4] ALVES FILHO, Avelino. **Elementos finitos:** a base da tecnologia CAE. 6ª ed. São Paulo: Érica, 2013. 300 p.
- [5] BELLEI, Ildony H. **Edifícios industriais em aço:** Projeto e cálculo. 2ª ed. São Paulo: Pini, 1998. 509 p.
- [6] BROCKENBROUGH, Roger L.; MERRITT, Frederick S. **Structural steel designer's handbook.** 3ª ed. McGraw Hill, 1999. 1201 p.
- [7] FAKURY, Ricardo H. **Dimensionamento básico de elementos de estruturas de aço.** Versão 3. Belo Horizonte: UFMG, 2009. 343 p.
- [8] LOGAN, Daryl L. **A first course in the finite element method.** 4ª ed. Cengage Learning, 2011. 798 p.
- [9] NX Nastran Quick Reference Guide. Siemens, 2008.
- [10] ZIEMIAN, Ronald D. Guide to stability design criteria for metal structures. 6ª ed. Wiley, 2010. 1078 p.