



Universidade Federal
de São João del-Rei

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO JOÃO DEL-REI
CAMPUS ALTO PARAÓPEBA
ENGENHARIA CIVIL

ELIZA GOMES MEDEIROS
LUCAS VINÍCIUS DE SOUZA RESENDE

**APLICAÇÃO DO MÉTODO DA AMPLIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS
SOLICITANTES NO PÓRTICO DE UM GALPÃO**

OURO BRANCO – MG
JULHO DE 2023



Universidade Federal
de São João del-Rei

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO JOÃO DEL-REI
CAMPUS ALTO PARAÓPEBA
ENGENHARIA CIVIL

ELIZA GOMES MEDEIROS
LUCAS VINÍCIUS DE SOUZA RESENDE

APLICAÇÃO DO MÉTODO DA AMPLIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS
SOLICITANTES NO PÓRTICO DE UM GALPÃO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Coordenação do Curso de Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de São João del-Rei, *Campus* Alto Paraopeba, como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Hisashi Inoue

OURO BRANCO – MG
JULHO DE 2023

Ficha catalográfica elaborada pela Divisão de Biblioteca (DIBIB)
e Núcleo de Tecnologia da Informação (NTINF) da UFSJ,
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

M488a

Medeiros, Eliza Gomes.

Aplicação do método da amplificação dos esforços solicitantes no pórtico de um galpão. / Eliza Gomes Medeiros; Lucas Vinícius de Souza Resende; orientador Hisashi Inoue. -- Ouro Branco, MG, 2023.
69 p. il.

Trabalho de Conclusão (Graduação - Engenharia Civil) -
Universidade Federal de São João del-Rei, 2023.

1. Estrutura de aço 2. Método da amplificação 3. Esforços solicitantes 4. SAP2000 5. Robot Structural Analysis. I. Resende, Lucas Vinícius de Souza. II. Inoue, Hisashi, orient. III. Título.

ELIZA GOMES MEDEIROS
LUCAS VINÍCIUS DE SOUZA RESENDE

APLICAÇÃO DO MÉTODO DA AMPLIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NO PÓRTICO DE UM GALPÃO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Coordenação do Curso de Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de São João del-Rei, Campus Alto Paraopeba, como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em ____ / ____ / _____

COMISSÃO EXAMINADORA:

Hisashi Inoue

Professor Orientador de PFC

Ana Amélia Oliveira Mazon

Professora da Engenharia Civil da UFSJ

Carmem Miranda Lage

Professora da Engenharia Civil da UFSJ

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a Deus, por nos dar sabedoria e força para enfrentar os obstáculos. Agradecemos as nossas famílias, por nos apoiarem e acreditarem em nossos sonhos. Agradecemos aos amigos que fizemos através da universidade, por compartilharem conosco momentos incríveis. Agradecemos ao professor Hisashi Inoue, pela orientação neste trabalho, pelo conhecimento compartilhado e dedicação com seus alunos. Agradecemos as professoras Ana Amélia Oliveira Mazon e Carmem Miranda Lage, por nos concederem a honra de tê-las como membros da banca examinadora. Agradecemos os professores, técnicos e comunidade acadêmica da Universidade Federal de São João del-Rei – *Campus* Alto Paraopeba, por contribuírem em nossa caminhada. E agradecemos aos que já partiram, obrigada por terem sonhado conosco todos os nossos sonhos.

RESUMO

As análises das estruturas de aço são regulamentadas pela Norma Brasileira ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. As normas regulamentadoras são empregadas para padronizar e indicar qualidade das estruturas. A proposta do trabalho consiste na análise do anexo D da ABNT NBR 8800:2008, onde pretende-se aplicar o método da amplificação dos esforços solicitantes no pórtico de um galpão e analisá-lo através da utilização de dois softwares, o SAP2000 e o *Robot Structural Analysis*. O método para execução deste trabalho consiste na revisão bibliográfica da literatura existente sobre o assunto, definição dos parâmetros para o pórtico, definição das cargas a serem aplicadas no galpão, a aplicação do método da amplificação dos esforços solicitantes na estrutura, a análise do pórtico no SAP2000 e no *Robot Structural Analysis*, e também a análise dos resultados. Diante das análises propostas, obteve-se uma variação de 2,34% no esforço axial na barra 1, entre a comparação do SAP2000 com o *Robot Structural Analysis*, e no descolamento no nó 4, obteve-se apenas uma diferença de 1,6 milímetros entre as análises.

Palavras-chave: Estrutura de aço; método da amplificação; esforços solicitantes.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	V
RESUMO.....	VI
SUMÁRIO	VII
LISTA DE FIGURAS	IX
LISTA DE TABELAS.....	XI
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	XII
1 INTRODUÇÃO	13
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	13
1.2 OBJETIVOS	14
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
2.1 ANÁLISE LINEAR E NÃO LINEAR	15
2.2 ANÁLISE ESTRUTURAL.....	16
2.3 ANÁLISE ESTRUTURAL DE 2ª ORDEM	17
2.3.1 Efeitos global e local de 2ª ordem.....	17
2.3.2 Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES).....	18
2.3.3 Consideração de efeitos de imperfeições na análise	21
2.3.4 Classificação das estruturas quando à deslocabilidade.....	24
2.4 ESTADOS LIMITES.....	24
2.4.1 Estado Limite Último (ELU).....	24
2.4.2 Estado Limite de Serviço (ELS)	25
2.5 AÇÕES.....	25
2.5.1 Ações permanentes	26
2.5.2 Ações variáveis	26
2.5.3 Ações excepcionais.....	26
2.6 COMBINAÇÕES DE AÇÕES	27
3 METODOLOGIA.....	32
3.1 APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO INDUSTRIAL	32

3.1.1	Estrutura	32
3.1.2	Localização.....	33
3.1.3	Características dos materiais	33
3.2	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS	34
3.3	CARREGAMENTOS ATUANTES	37
3.3.1	Cargas de peso próprio.....	37
3.3.2	Cargas devido ao vento.....	38
3.3.3	Sobrecarga em coberturas.....	52
3.3.4	Força Nocional	52
3.4	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	52
4	APLICAÇÕES E RESULTADOS.....	54
4.1	APLICAÇÃO DO MÉTODO MAES NO PÓRTICO	54
4.1.1	Determinação do coeficiente B1.....	54
4.1.2	Determinação do coeficiente B2.....	55
4.1.3	Resultados dos esforços solicitantes de cálculo	56
4.2	APLICAÇÃO DO PÓRTICO NO SAP2000	57
4.3	APLICAÇÃO DO PÓRTICO NO <i>ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS</i>	59
4.4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	62
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	64
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	65
	APÊNDICE A – DIAGRAMAS DE ESFORÇOS DA ESTRUTURA NT E LT NA APLICAÇÃO DO MÉTODO MAES.....	66

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 — Comportamento de um pilar comprimido excentricamente.....	16
Figura 2 — Efeitos global e local de segunda ordem	18
Figura 3 — Modelo para análise	19
Figura 4 — Imperfeições geométricas iniciais da estrutura	21
Figura 5 — Forças nocionais para consideração do efeito das imperfeições geométricas.....	22
Figura 6 — Forças nocionais aplicadas nas duas direções horizontais principais	23
Figura 7 — Tabela de valores dos coeficientes de ponderação das ações	30
Figura 8 — Tabela de valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para as ações variáveis.....	31
Figura 9 — Dimensões da estrutura.....	32
Figura 10 — Dimensões do pórtico	33
Figura 11 — Esquema de numeração de barras e nós.....	34
Figura 12 — Perfis H de faces paralelas produzidos pela Gerdau.....	35
Figura 13 — Perfis I de faces paralelas produzidos pela Gerdau	35
Figura 14 — Peso próprio da estrutura metálica (FG1).....	37
Figura 15 — Peso próprio das telhas (FG2).....	38
Figura 16 — Isopletras da velocidade básica V_0 (m/s)	39
Figura 17 — Tabela de parâmetros meteorológicos	41
Figura 18 — Tabela de coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular.....	44
Figura 19 — Esquema de atuação do vento a 90° em paredes.....	45
Figura 20 — Atuação do vento a 90° em paredes.....	46
Figura 21 —Tabela dos coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular	47
Figura 22 — Esquema de atuação do vento a 0° e a 90° no telhado.....	48
Figura 23 — Atuação do vento a 90° no telhado.....	49
Figura 24 — Resumo – Vento a 90°	49
Figura 25 — 1º Caso e 2ºCaso	50
Figura 26 — Ação do vento 1º caso (FQV1).....	51

Figura 27 — Ação do vento 2º caso (FQV2)	51
Figura 28 — Sobrecarga (FQ3)	52
Figura 29 — Combinação Sd1 e suas respectivas decomposições em estrutura nt e lt	54
Figura 30 — Diagrama de esforço axial (SAP2000).....	57
Figura 31 — Diagrama de esforço cortante (SAP2000)	58
Figura 32 — Diagrama de momento fletor (SAP2000).....	58
Figura 33 — Deslocamento no nó 4 da estrutura (SAP2000)	59
Figura 34 — Diagrama de esforço axial (Robot Structural Analysis).....	60
Figura 35 — Diagrama de esforço cortante (Robot Structural Analysis)	60
Figura 36 — Diagrama de momento fletor (Robot Structural Analysis).....	61
Figura 37 — Deslocamento dos nós 2,4 e 5 da estrutura (Robot Structural Analysis)	61
Figura A.1 — Diagrama de esforço axial estrutura nt (MAES)	66
Figura A.2 — Diagrama de esforço cortante estrutura nt (MAES).....	66
Figura A.3 — Diagrama de momento fletor estrutura nt (MAES)	67
Figura A.4 — Diagrama de esforço axial estrutura lt (MAES)	67
Figura A.5 — Diagrama de esforço cortante estrutura lt (MAES).....	68
Figura A.6 — Diagrama de momento fletor estrutura lt (MAES).....	68
Figura A.7 — Diagrama de deformação da estrutura lt (MAES).....	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 — Parâmetros do galpão industrial	32
Tabela 2 — Parâmetros dos perfis.....	36
Tabela 3 — Valor do Fator S2.....	42
Tabela 4 — Velocidade característica do vento (V_k).....	42
Tabela 5 — Resultado da pressão dinâmica (q)	43
Tabela 6 — Resultados h/b e a/b e intervalos a serem adotados	44
Tabela 7 — Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular utilizados.....	45
Tabela 8 — Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular utilizados para $\theta = 10^\circ$ e $\alpha = 90^\circ$	48
Tabela 9 — Combinações últimas normais adotadas	53
Tabela 10 — Determinação do coeficiente B1 (parte 1).....	54
Tabela 11 — Determinação do coeficiente B1 (parte 2).....	55
Tabela 12 — Determinação do coeficiente B2	55
Tabela 13 — Resultados de força axial solicitante de cálculo (MAES)	56
Tabela 14 — Resultados de força cortante solicitante de cálculo (MAES).....	56
Tabela 15 — Resultados de momento fletor solicitante de cálculo	57
Tabela 16 — Resultados de esforços axial, cortante e momento fletor no método MAES, no SAP2000 e no Robot Structural Analysis	62
Tabela 17 — Resultados de variação: MAES x SAP2000, MAES x ROBOT e SAP2000 x ROBOT.....	63

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAP	<i>Campus</i> Alto Paropeba
ELS	Estado limite de serviço
ELU	Estado limite último
FG1	Peso próprio da estrutura metálica
FG2	Peso próprio das telhas
FND	Força nocional
FQ3	Sobrecarga mínima no telhado
FQV1	Ação do vento 1º caso
FQV2	Ação do vento 2º caso
MAES	Método da amplificação dos esforços solicitantes
NBR	Norma Brasileira
UFSJ	Universidade Federal de São João del-Rei

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O estudo das estruturas na construção civil, parte da necessidade histórica da civilização de executar melhorias em seus processos construtivos. O principal objetivo de uma estrutura projetada é resistir a todas as ações atuantes durante a sua vida útil com segurança, desempenho e durabilidade adequada a sua utilização, com custos de construção e manutenção compatíveis (SOUZA, 2017).

Na engenharia civil, o estudo das estruturas abrange também a aplicabilidade dos materiais de construção civil, onde tem-se como objetivo a utilização de materiais que apresentem melhores resultados trabalhando juntos ou separados. Um exemplo são as estruturas em aço, as estruturas mistas e as estruturas híbridas, que apresentam respectivamente os conceitos do trabalho individual do aço, do trabalho em conjunto do aço e concreto em uma mesma componente estrutural e do trabalho de composição de componentes estruturais, em diferentes materiais, que juntas formam a mesma estrutura.

As estruturas de aço podem ter diversas utilizações, tais como: estruturas industriais, escritórios funcionais, áreas de armazenamento e logística, entre outras. As estruturas de aço são conhecidas principalmente por sua força e funcionalidade, são leves e fáceis de trabalhar e baratas para transportar e armazenar (Portal Met@lica, 2021).

Diante da necessidade de regulamentação das estruturas em aço e estruturas mistas de aço e concreto, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) desenvolveu a Norma Brasileira (NBR) 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

O presente trabalho tem como proposta a aplicação do Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES), anexo D da ABNT NBR 8800:2008, no pórtico de um galpão, e analisar os resultados do método e através da utilização dos softwares SAP2000 e o *Robot Structural Analysis*.

Este trabalho foi desenvolvido como forma de aprimorar os conhecimentos de uma análise estrutural, possibilitando um melhor aproveitamento das disciplinas da

área de estruturas do curso de graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São João del-Rei (UFSJ), *Campus Alto Paraopeba (CAP)*.

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivos:

- a) Revisar conceitos de análise estrutural de 2ª ordem;
- b) Definir a estrutura, a localização e as características para o pórtico do galpão;
- c) Definir os carregamentos atuantes na estrutura do pórtico;
- d) Aplicar o Método MAES, anexo D da ABNT NBR 8800:2008, no pórtico de um galpão;
- e) Aplicar o pórtico do galpão nos softwares SAP2000 e *Robot Structural Analysis*;
- f) Analisar os resultados obtidos na aplicação do método MAES e de ambos os softwares.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A definição de uma estrutura pode ser dita como uma composição de uma ou mais peças, ligadas entre si e ao meio exterior que forme um sistema em equilíbrio (ALMEIDA, 2009). Com um dimensionamento adequado, pode-se dizer que uma estrutura irá desempenhar satisfatoriamente a função a qual se destina, e que também terá segurança (FAKURY, SILVA e CALDAS, 2016).

Logo, o dimensionamento das estruturas é realizado com base nas propriedades dos materiais utilizados, nas possíveis cargas que atuarão na estrutura, nos esforços e ações que a estrutura sofrerá e na finalidade da estrutura construída. Diante deste cenário, é necessário a revisão de conceitos que serão abordados neste trabalho.

2.1 ANÁLISE LINEAR E NÃO LINEAR

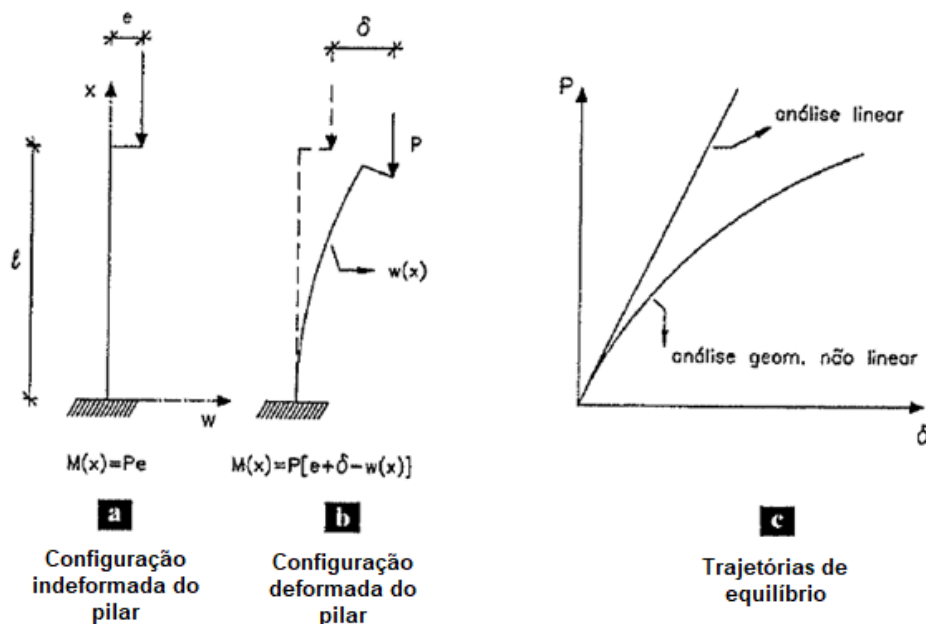
A análise linear está associada a uma análise estrutural mais simples, ela baseia-se na hipótese de todas as equações serem lineares, onde pressupõe-se a linearidade física e a linearidade geométrica de uma estrutura. Contudo, a análise linear de estruturas não possibilita identificar ou estudar fenômenos de instabilidade, que são fenômenos de natureza geométrica não linear, que são analisados pela análise não linear. Ainda, tem-se por definição que qualquer análise de estabilidade de uma estrutura envolve obrigatoriamente o estabelecimento das equações de equilíbrio na sua configuração deformada e/ou a consideração de relações cinemáticas não lineares (REIS e CAMOTIM, 2000).

Os mesmos autores propõem, a título de exemplo, a consideração de um pilar submetido a uma força vertical (P) que atua com uma excentricidade em relação ao seu eixo. Ao analisar a configuração deformada do pilar e as trajetórias de equilíbrio no plano $P - \delta$ (onde δ é o deslocamento horizontal no topo do pilar), nota-se que para valores de P elevados, a influência da não linearidade geométrica é extremamente significativa.

Na Figura 1, é possível observar o exemplo proposto por Reis e Camotim (2000), assim como a representação da trajetória da análise linear e da análise geométrica não linear. No esquema a, é apresentado a configuração indeformada do

pilar; no esquema b, é apresentada a configuração deformada do pilar; e no esquema c, tem-se as trajetórias de equilíbrio.

Figura 1 — Comportamento de um pilar comprimido excentricamente



Fonte: Adaptado de Reis e Camotim (2000).

2.2 ANÁLISE ESTRUTURAL

O objetivo da análise estrutural é determinar a capacidade de uma estrutura, e/ou de quaisquer dos elementos que a constituem, de transmitir com segurança um conjunto de cargas sem sobrecarregar os materiais ou provocar deformações excessivas. Pode-se dizer que a análise estrutural vai ocorrer somente com uma estrutura específica e com certas condições de carregamento (CHING, ONOUYE e ZUBERBULHER, 2010).

Segundo Fakury, Silva e Caldas (2016), a análise estrutural é realizada normalmente elástica, considerando que os materiais possuem o diagrama de tensão deformação elástico-linear, onde a análise elástica pode ser de primeira ou de segunda ordem.

A análise elástica de primeira ordem pode ser definida, quando na análise estrutural, as equações de equilíbrio são adotadas na geometria indeformada da estrutura, já a análise elástica de segunda ordem é caracterizada quando são adotadas as equações de equilíbrio com base na geometria deformada da estrutura e quando, em ambas as análises, os materiais da estrutura são considerados com o comportamento sempre elástico-linear (FAKURY, SILVA e CALDAS, 2016).

2.3 ANÁLISE ESTRUTURAL DE 2ª ORDEM

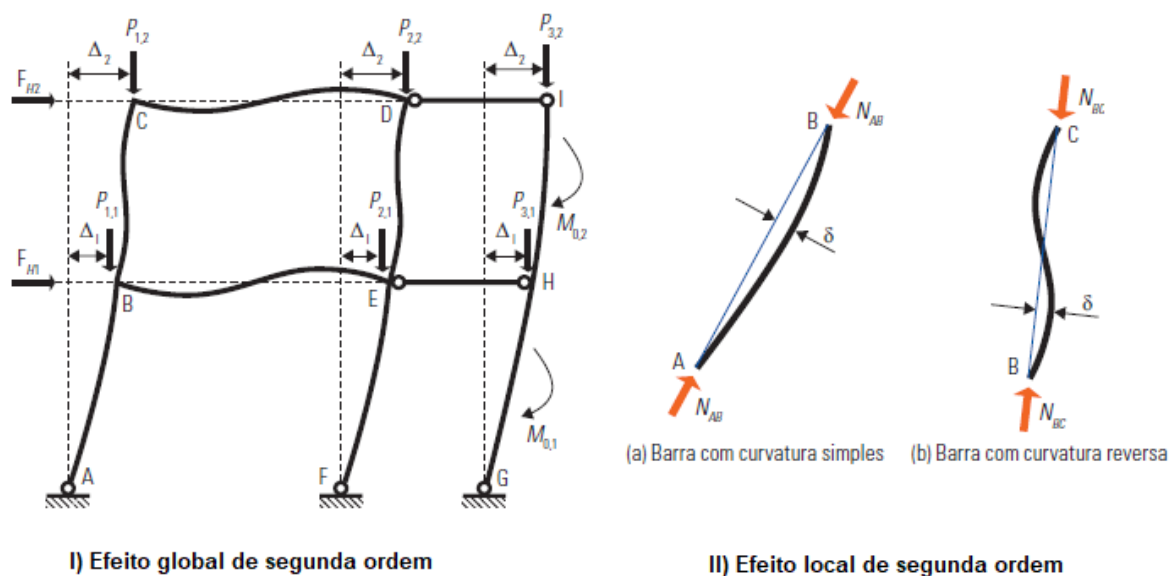
2.3.1 Efeitos global e local de 2ª ordem

Ao se trabalhar a análise elástica de segunda ordem, é importante considerar os efeitos globais e os efeitos locais de segunda ordem. O efeito global de segunda ordem ($P-\Delta$) é resultante do deslocamento horizontal das extremidades das barras, submetidas às cargas verticais que atuam na estrutura. Já o efeito local de segunda ordem ($P-\delta$) é caracterizado pelos deslocamentos da configuração deformada de cada barra da estrutura submetida a sua própria força axial (FAKURY, SILVA e CALDAS, 2016).

No item (I) da Figura 2 é representado o efeito global de segunda ordem, que devido a carga gravitacional total em cada andar em relação a estrutura original, surge um momento de segunda ordem. O momento de segunda ordem será diferente em cada andar, logo, no primeiro andar, o momento é o valor obtido entre a soma das cargas atuantes multiplicado pelo valor do deslocamento no primeiro andar (Δ_1). Já o momento no segundo andar é o valor obtido entre a soma das cargas atuantes apenas naquele andar multiplicado pelo valor do deslocamento do segundo andar subtraído o valor do deslocamento do primeiro andar ($\Delta_2-\Delta_1$) (FAKURY, SILVA e CALDAS, 2016).

No item (II) da Figura 2 é representado o efeito local de segunda ordem, onde são ilustrados esse efeito com curvatura simples e com curvatura reversa.

Figura 2 — Efeitos global e local de segunda ordem



Fonte: Adaptado de Fakury, Silva e Caldas (2016).

É importante ressaltar que o efeito global e o efeito local de segunda ordem irão influenciar nos valores de momento fletor, apenas o efeito global irá influenciar nos valores de força axial e nenhum dos dois efeitos irão influenciar nos valores da força cortante (FAKURY, SILVA e CALDAS, 2016).

2.3.2 Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES)

O método MAES é utilizado para a execução da análise elástica aproximada de segunda ordem, considerando os efeitos global ($P - \Delta$) e local ($P - \delta$) (ABNT NBR 8800, 2008).

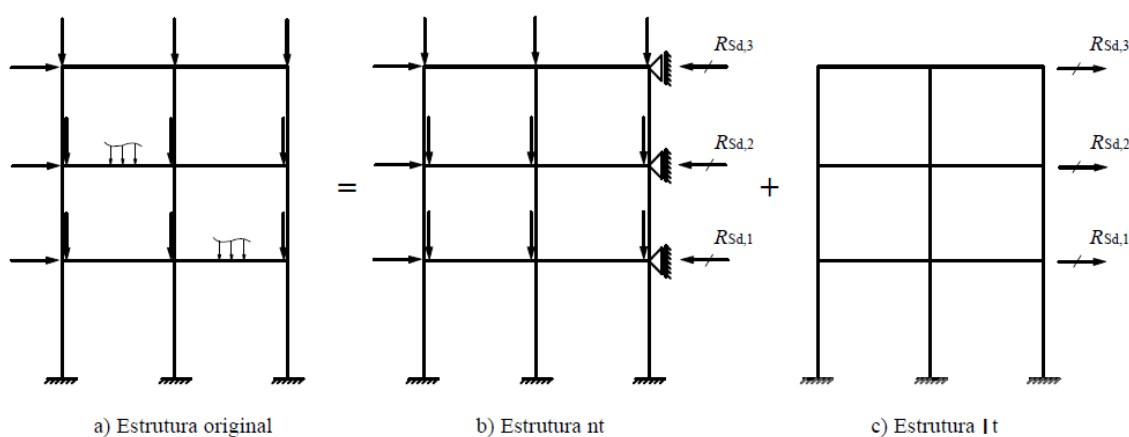
Para o uso do método, deve-se determinar o momento fletor solicitante de cálculo (M_{sd}) e a força axial solicitante de cálculo (N_{sd}). O momento fletor de cálculo deve ser determinado pela Equação 1, e a força axial solicitante deve ser determinada pela Equação 2.

$$M_{sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (1)$$

$$N_{sd} = N_{nt} + B_2 N_{lt} \quad (2)$$

O momento fletor solicitante de cálculo (M_{nt}) e a força axial solicitante de cálculo (N_{nt}) serão obtidos por análise elástica de primeira ordem, considerando a estrutura nt indicada no item b da Figura 3, onde existe restrição de deslocamento horizontal para os nós da estrutura. O momento fletor solicitante de cálculo (M_{lt}) e a força axial solicitante de cálculo (N_{lt}) serão obtidos por análise elástica de primeira ordem, considerando a estrutura lt indicada no item c da Figura 3, que irão corresponder apenas aos efeitos dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura (ABNT NBR 8800, 2008).

Figura 3 — Modelo para análise



Fonte: ABNT NBR 8800 (2008).

O coeficiente B_1 apresentado na Equação 1, é obtido através da Equação 3.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{sd1}}{N_e}} \geq 1,0 \quad (3)$$

Onde, tem-se:

- N_e é a força axial que provoca a flambagem elástica por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor (ABNT NBR 8800, 2008).
- N_{sd1} é a força axial de compressão solicitante de cálculo na barra considerada, em análise de primeira ordem, de acordo com a Equação 4 (ABNT NBR 8800, 2008).

$$N_{Sd1} = N_{nt} + N_{lt} \quad (4)$$

- C_m é um coeficiente a ser definido seguindo duas condições. A primeira condição consiste em que se não houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão, C_m será definido pela Equação 5. A relação entre M_1 e M_2 na Equação 5, significa a relação entre o menor e o maior dos momentos fletores solicitantes de cálculo na estrutura n_t no plano de flexão, nas extremidades apoiadas na barra. A segunda condição consiste em que se houverem forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão, C_m poderá ser tomado conservadoramente igual a 1,0 ou ser determinado por uma análise racional (ABNT NBR 8800, 2008).

$$C_m = 0,60 - 0,40 \frac{M_1}{M_2} \quad (5)$$

Ou ainda, B_1 , poderá ser tomado igual a 1,0 se a força axial solicitante na barra for de tração (ABNT NBR 8800, 2008).

O coeficiente B_2 apresentados nas Equações 1 e 2, é obtido através das Equação 6.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \frac{\Delta h}{h} \frac{\sum N_{Sd}}{\sum H_{Sd}}} \quad (6)$$

Onde, tem-se:

- $\sum N_{Sd}$ é a carga gravitacional total que atua no andar da estrutura analisada (ABNT NBR 8800, 2008).
- R_s é um coeficiente de ajuste, onde seus valores podem ser iguais a 0,85 ou a 1,00. O Valor de R_s será igual a 0,85 quando o sistema resistente a ações horizontais é constituído apenas por subestruturas de contraventamento formadas por pórticos nos quais a estabilidade lateral é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações e o valor de R_s será igual a 1,0 para todas as outras estruturas (ABNT NBR 8800, 2008).

- Δ_h é o deslocamento relativo entre os níveis superior e inferior do andar considerado (ABNT NBR 8800, 2008).
- $\sum H_{Sd}$ é a força cortante no andar (ABNT NBR 8800, 2008).
- h é a altura do andar (ABNT NBR 8800, 2008).

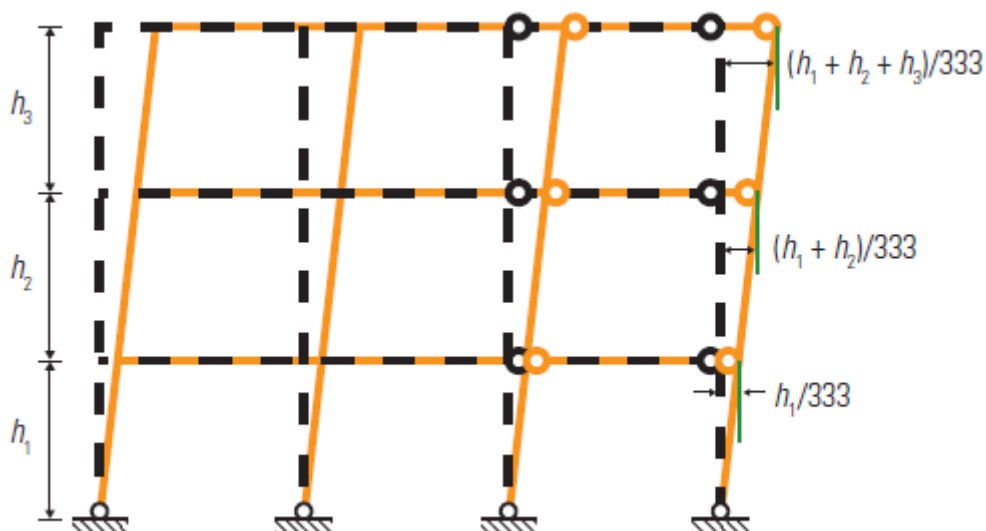
2.3.3 Consideração de efeitos de imperfeições na análise

2.3.3.1 Imperfeições iniciais geométricas

As imperfeições iniciais geométricas são resultantes dos possíveis desaprumos na montagem de uma estrutura e de elementos não retilíneos (SOUZA, 2017).

O efeito das imperfeições iniciais geométricas deve fazer parte da análise estrutural, uma vez que se pretende prever seus efeitos sob a estrutura. Portanto, deve-se considerar em cada andar um deslocamento horizontal relativo entre os níveis inferior e superior, também chamado de deslocamento interpavimento, de $h/333$, onde h é a altura de cada andar (FAKURY, SILVA e CALDAS, 2016). Na Figura 4 é ilustrado o esquema de análise.

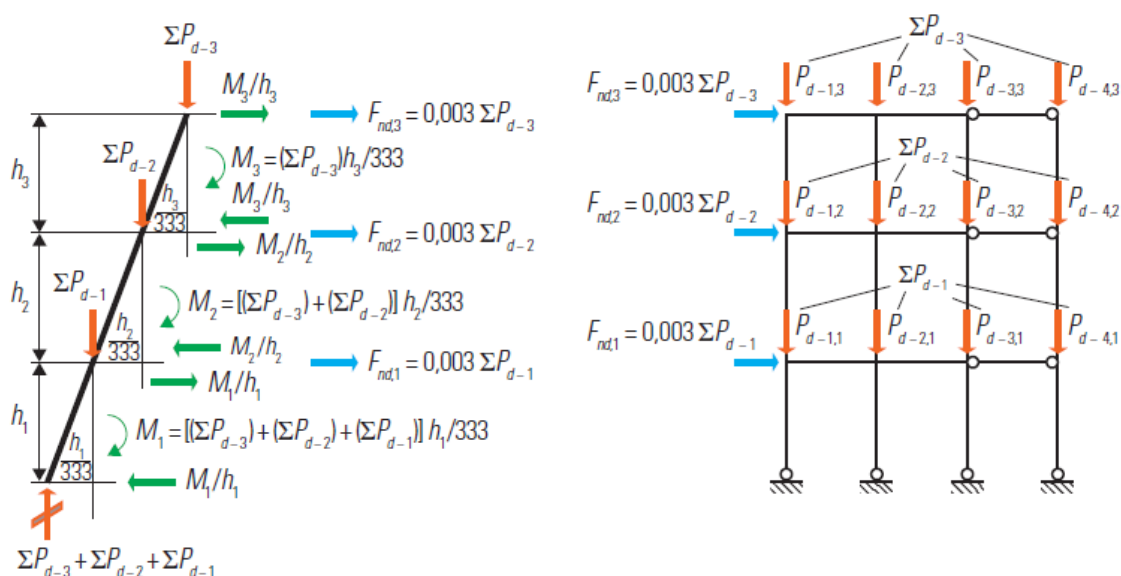
Figura 4 — Imperfeições geométricas iniciais da estrutura



Fonte: Fakury, Silva e Caldas (2016).

Segundo Fakury, Silva e Caldas (2016), o deslocamento interpavimento de $h/333$ é estaticamente equivalente a introdução, em cada andar de uma força horizontal fictícia, que pode ser chamada de força nocional (F_{nd}) com seu valor igual a 0,3% das cargas gravitacionais totais, conforme apresentado na Figura 5.

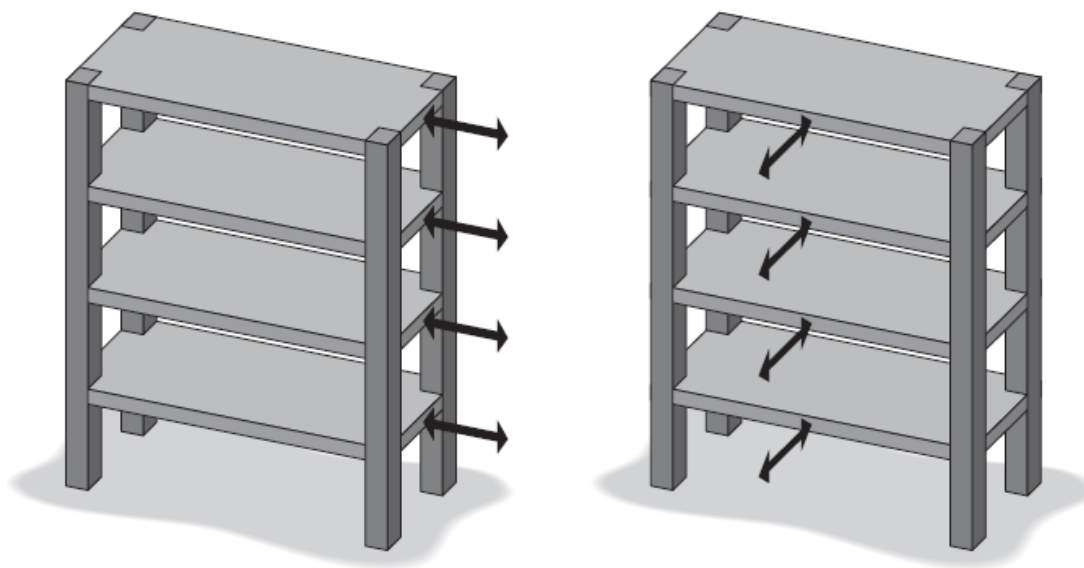
Figura 5 — Forças nocionais para consideração do efeito das imperfeições geométricas



Fonte: Fakury, Silva e Caldas (2016).

O efeito das imperfeições geométricas deve ser considerado em todas as direções relevantes da estrutura, porém em apenas uma direção por vez, conforme apresentado na Figura 6. A ABNT NBR 8800:2008 considera que não é necessário inserir o efeito em questão quando nas combinações existam forças horizontais. Deve-se lembrar que não é recomendado a inclusão deste efeito no valor de reações horizontais para dimensionamento das bases dos pilares e das fundações.

Figura 6 — Forças nocionais aplicadas nas duas direções horizontais principais



Fonte: Fakury, Silva e Caldas (2016).

2.3.3.2 Imperfeições iniciais de material

As imperfeições iniciais de material são causadas pela presença de tensões residuais que acontecem nos processos de fabricação dos perfis de aço (SOUZA, 2017). Pode-se considerar como um procedimento simplificado das imperfeições iniciais de material, que deve ser levado em conta na análise estrutural, a redução da rigidez à flexão e da rigidez axial de todas as barras da estrutura para 80% dos valores considerados originalmente (FAKURY, SILVA e CALDAS, 2016).

Deve-se ainda ressaltar, que quando a estrutura vier a ser classificada como estrutura de pequena deslocabilidade, não é necessário a consideração do módulo de elasticidade reduzido (ABNT NBR 8800, 2008).

Na Equação 7 é demonstrada essa redução.

$$E_{a,red} = 0,8 \times E_a = 0,8 \times 200.000 \text{ MPa} = 160.000 \text{ MPa} \quad (7)$$

Onde, tem-se:

- $E_{a,red}$ é o módulo de elasticidade reduzido (FAKURY, SILVA e CALDAS, 2016).

- E_a é o módulo de elasticidade original, considerado para barras de aço no valor de 200.000 MPa (FAKURY, SILVA e CALDAS, 2016).

É importante ressaltar que o módulo de elasticidade reduzido deve ser utilizado em todo processo da análise estrutural, inclusive para a determinação do N_e presente na Equação 3 (FAKURY, SILVA e CALDAS, 2016).

2.3.4 Classificação das estruturas quando à deslocabilidade

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, as estruturas são classificadas quanto à sua sensibilidade a deslocamentos laterais em estruturas de pequena deslocabilidade, média deslocabilidade ou grande deslocabilidade.

Uma estrutura é de pequena deslocabilidade quando, em todos os seus andares, a relação entre o deslocamento lateral do andar for igual ou inferior a 1,1. Uma estrutura é de média deslocabilidade quando a máxima relação entre o deslocamento lateral do andar for superior a 1,1 e igual ou inferior a 1,4. Logo, se a relação entre o deslocamento lateral do andar for superior a 1,4 a estrutura será de grande deslocabilidade (ABNT NBR 8800, 2008).

Deve-se ainda ressaltar que a classificação da estrutura deve ser obtida para as combinações últimas de ações, onde os deslocamentos horizontais oriundos das forças horizontais tenham os mesmos sentidos dos deslocamentos horizontais resultantes das cargas gravitacionais (ABNT NBR 8800, 2008).

Segundo Fakury, Silva e Caldas (2016), o coeficiente B_2 , quando calculado com as rigidezes reduzidas, será de pequena deslocabilidade quando o valor de B_2 não for maior que 1,13, será de média deslocabilidade quando o valor de B_2 for superior a 1,13 e inferior a 1,55, e será de grande deslocabilidade quando o valor de B_2 ultrapassar 1,55.

2.4 ESTADOS LIMITES

2.4.1 Estado Limite Último (ELU)

O estado limite último (ELU) está relacionado ao colapso total ou parcial de uma estrutura, onde compromete a segurança dos usuários, e associados ao

esgotamento da capacidade resistente, instabilidade e perda de equilíbrio (SOUZA, 2017).

Ainda segundo Souza (2017), de acordo com o método dos estados limites, a segurança estrutural pode ser expressa pela Equação 8.

$$S_d \leq R_d \quad (8)$$

Onde, tem-se:

- S_d são as solicitações de cálculo, resultantes de efeitos gerados por combinações de ações aplicadas à estrutura.
- R_d é a resistência de cálculo, que é o limite de resistência do material associado a uma determinada forma de colapso.

2.4.2 Estado Limite de Serviço (ELS)

O estado limite de serviço (ELS) está relacionado a deficiências no desempenho para condições de utilização de uma estrutura, logo, o estado limite de serviço é aquele que apresenta os indícios de má funcionalidade da estrutura, como: rachaduras, trincas, danos no funcionamento de portas e janelas (SOUZA, 2017).

De acordo com a Equação 9, podem ser analisadas as condições referentes aos estados limites de serviço (SOUZA, 2017).

$$S_{ser} \leq S_{lim} \quad (9)$$

Onde, tem-se:

- S_{ser} é o valor dos efeitos estruturais obtidos com base nas combinações de serviço.
- S_{lim} é o valor de limite adotado para o efeito em cada caso específico.

2.5 AÇÕES

As ações podem ser definidas como qualquer tipo de influência ou conjunto de influências capazes de produzir estados de tensão, deformação ou até mesmo movimento do corpo rígido em uma estrutura (FAKURY, SILVA e CALDAS, 2016).

2.5.1 Ações permanentes

As ações permanentes são aquelas que ocorrem com valores constantes em quase toda a vida útil da construção e que devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis, para a segurança da estrutura (ABNT NBR 8800, 2008).

A ABNT NBR 8681:2003 classifica as ações permanentes como diretas ou indiretas. São ações permanentes diretas, as ações como: os pesos próprios dos elementos da construção, os pesos dos equipamentos fixos, os empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre ela aplicada. São ações permanentes indiretas a proteção, os recalques de apoio e a retração dos materiais.

2.5.2 Ações variáveis

São ações variáveis, aquelas que ocorrem com variações significativas nos valores durante a vida útil da construção. São ações causadas pelo uso e ocupação da edificação, ações de sobrecarga, pela ação do vento e variação da temperatura (ABNT NBR 8800, 2008).

As ações variáveis podem ser classificadas como ações variáveis normais ou ações variáveis especiais. As ações variáveis normais são aquelas com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas. Já as ações variáveis especiais podem ser definidas como ações sísmicas ou outras cargas acidentais da natureza, que atuarão nas estruturas em que devam ser consideradas tal efeito (ABNT NBR 8681, 2003).

2.5.3 Ações excepcionais

As ações excepcionais podem ser definidas como aquelas que tem duração extremamente curta e baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil da estrutura (ABNT NBR 8800, 2008).

Podem ser exemplos de ações excepcionais: explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes, entre outros (ABNT NBR 8681, 2003).

2.6 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações de ações são aquelas que caracterizam um carregamento. Elas definem as probabilidades de as ações ocorrerem de maneiras simultâneas ou não sobre a estrutura, durante um período preestabelecido (ABNT NBR 8800, 2008).

Portanto, segundo a ABNT NBR 8681:2003, para a verificação da segurança nos possíveis estados limites, para cada tipo de carregamento é necessário considerar todas as possíveis combinações de ações que possam acarretar os efeitos mais prejudiciais nas seções críticas da estrutura analisada.

No Anexo D da ABNT NBR 8800:2008 é recomendado que, ao se aplicar o método MAES se adote as combinações últimas atuando na estrutura.

As combinações últimas podem ser classificadas em combinações últimas normais, combinações últimas especiais, combinações últimas de construção e combinações últimas excepcionais.

As combinações últimas normais são aquelas que decorrem do uso previsto para a edificação e devem ser consideradas quantas combinações forem necessárias para a verificação de segurança em relação a todos os estados-limites últimos aplicáveis. Na Equação 10, é representada a expressão que deve ser aplicada em cada combinação última normal (ABNT NBR 8800, 2008).

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (10)$$

Onde:

- $F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes;
- $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como principal para a combinação;
- $F_{Qj,k}$ representa os demais valores característicos das ações variáveis que podem atuar simultaneamente com a ação variável principal.

As combinações últimas especiais são aquelas que decorrem da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especial, onde os efeitos vêm a superar

em intensidade os efeitos que são produzidos pelas ações consideradas nas combinações normais. Deve-se ressaltar que os carregamentos especiais têm duração muito pequena em relação a vida útil da estrutura. Na Equação 11, é representada a expressão que deve ser aplicada em cada combinação última especial (ABNT NBR 8800, 2008).

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k}) \quad (11)$$

Onde:

- $F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes;
- $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável especial;
- $F_{Qj,k}$ representa os demais valores característicos das ações variáveis que podem atuar simultaneamente com a ação variável especial;
- $\Psi_{0j,ef}$ representa os fatores de combinação efetivos de cada uma das ações variáveis que podem atuar simultaneamente com a ação variável especial F_{Q1} .

Já as combinações últimas de construção são aquelas que devem ser consideradas nas estruturas que possam haver riscos de ocorrência de estados limites últimos durante a fase de construção. A ABNT NBR 8800:2008 determina que a expressão adotada para a análise dessa combinação seja a mesma considerada para as combinações últimas especiais, a Equação 13, onde o $F_{Q1,k}$ será o valor característico da ação variável admitida com principal para a situação transitória que venha a ocorrer na duração da construção.

E por último, tem-se as combinações últimas excepcionais, que são aquelas que decorrem da atuação de ações excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos. Deve-se considerar que as ações excepcionais só serão consideradas em projetos de estruturas de determinados tipos de construção, onde essas não possam ser desprezadas, e este tipo de carregamento excepcional é transitório de duração extremamente curta. Na Equação 12, é representada a expressão que deve ser aplicada em cada combinação última excepcional (ABNT NBR 8800, 2008).

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + F_{Q,exc} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k}) \quad (12)$$

Onde:

- $F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes;
- $F_{Q,exc}$ é o valor da ação transitória excepcional;
- $F_{Qj,k}$ representa os demais valores característicos das ações variáveis que podem atuar simultaneamente com a ação variável excepcional.

A ABNT NBR 8800:2008 apresenta no corpo de seu texto, uma tabela para coeficientes de ponderação das ações e uma tabela para os valores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para as ações variáveis. Essas tabelas são apresentadas nas Figuras 7 e 8, respectivamente.

Figura 7 — Tabela de valores dos coeficientes de ponderação das ações

Combinações	Ações permanentes (γ_g) ^{a,c}					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_q) ^{a,d}					
	Efeito da temperatura ^b	Ação do vento	Ações truncadas ^e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

^a Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

^b O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

^c Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

^d Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

^e Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008).

Figura 8 — Tabela de valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para as ações variáveis

Ações		γ_{Ω} ^a		
		ψ_0	ψ_1 ^d	ψ_2 ^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4
^a Ver alínea c) de 4.7.5.3. ^b Edificações residenciais de acesso restrito. ^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público. ^d Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar ψ_1 igual a 1,0. ^e Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.				

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008).

3 METODOLOGIA

3.1 APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO INDUSTRIAL

3.1.1 Estrutura

Inicialmente foram definidos os parâmetros do edifício industrial analisado neste trabalho, sendo eles: a altura do pilar principal (h), a largura entre os pilares principais (b), o comprimento total da estrutura (a), a distância entre os pórticos da estrutura (L), a inclinação da cobertura (θ) e a altura total da estrutura (z).

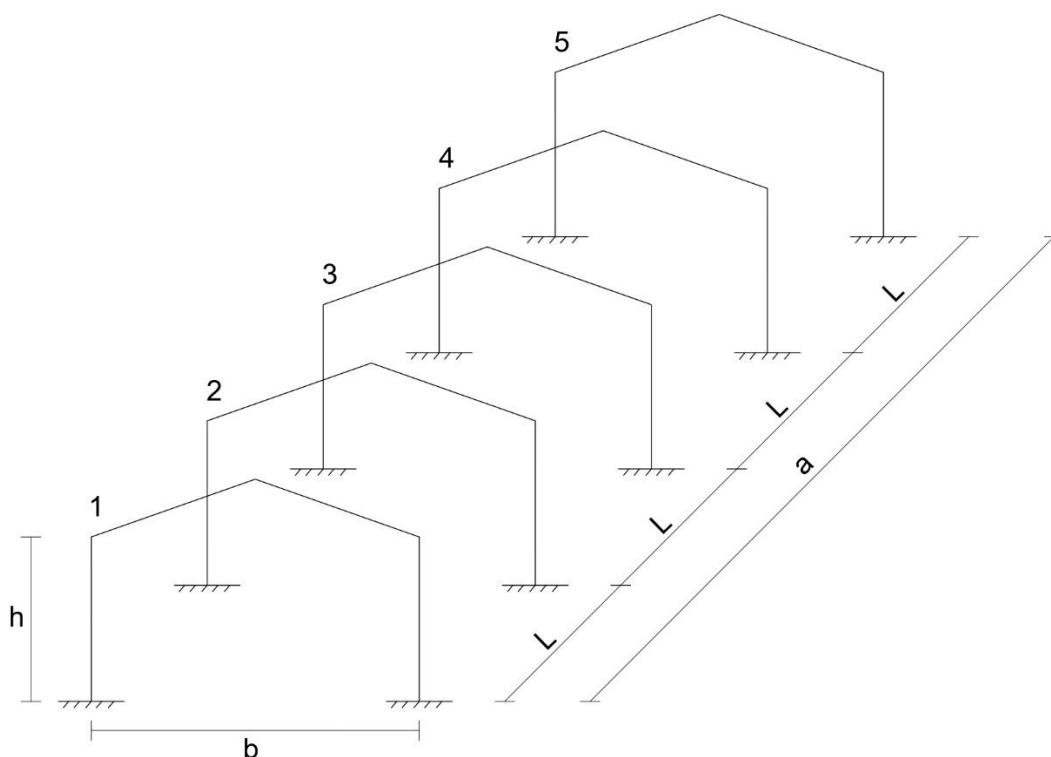
Na Tabela 1, estão demonstrados os valores adotados para os parâmetros neste trabalho, e nas Figuras 9 e 10, é possível observar esquemas representativos da estrutura.

Tabela 1 — Parâmetros do galpão industrial

h (m)	b (m)	a (m)	L (m)	θ (°)	z (m)
5,00	10,00	20,00	5,00	10,00	5,88

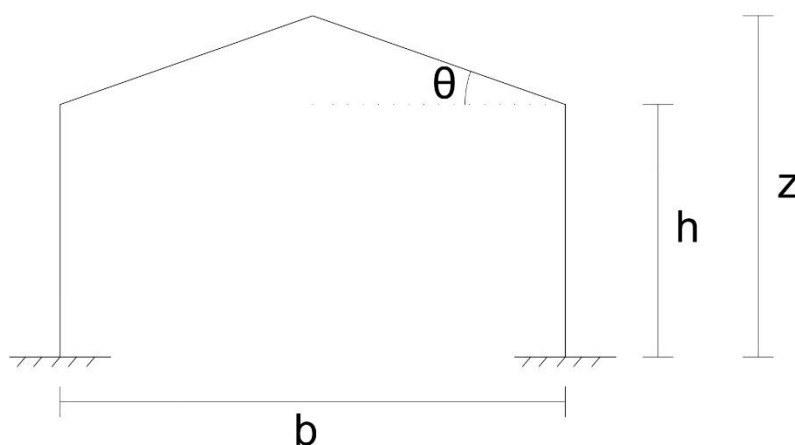
Fonte: Os autores.

Figura 9 — Dimensões da estrutura



Fonte: Os autores.

Figura 10 — Dimensões do pórtico



Fonte: Os autores.

Logo, tem-se um edifício industrial que contará com cinco pórticos igualmente espaçados entre si, enumerados de 1 a 5 na Figura 9. O edifício terá a área total de 200,00 metros quadrados. Neste trabalho será analisado um pórtico interno, sendo ele o pórtico 2.

3.1.2 Localização

Neste trabalho, considerou-se que a estrutura hipotética analisada, terá finalidade industrial, com baixo fator de ocupação e será construída em uma região plana de uma área industrial na cidade de Ouro Branco, no estado de Minas Gerais.

3.1.3 Características dos materiais

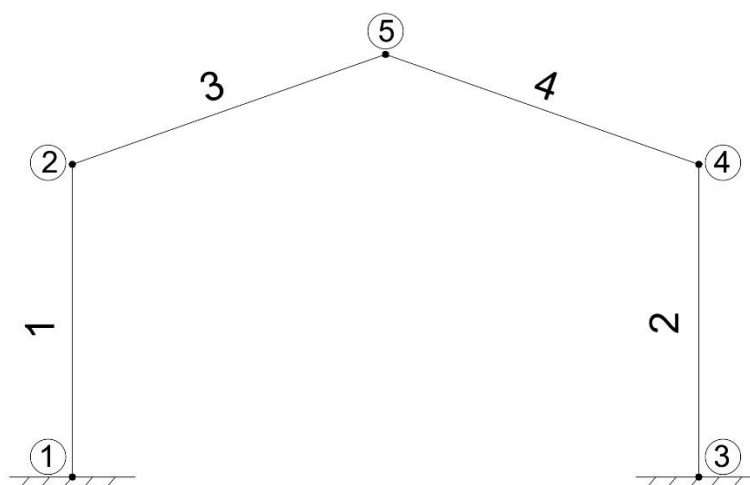
A ABNT NBR 8800:2008 determina que para efeito de cálculo nos aços que ela relaciona, deve-se utilizar os seguintes valores de propriedades mecânicas:

- Módulo de elasticidade, $E = E_a = 200.000 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de Poisson, $\nu_a = 0,3$;
- Módulo de elasticidade transversal, $G = 77.000 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de dilatação térmica, $\beta_a = 1,2 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$;
- Massa específica, $\rho_a = 7.850 \text{ kg/m}^3$.

3.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS

Para um melhor entendimento, adotou-se um esquema de numeração de barras e nós presentes na estrutura analisada por este trabalho, apresentado na Figura 11.

Figura 11 — Esquema de numeração de barras e nós



Fonte: Os autores.

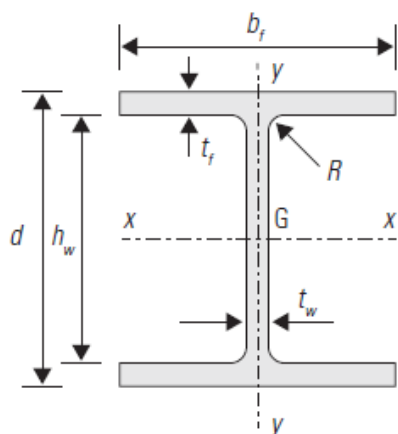
Utilizando o software SAP2000 foi realizado um pré-dimensionamento das barras, utilizando as cargas que são descritas no item 3.3 deste trabalho, e adotando perfis padronizados para pilares e vigas.

Para os pilares (barras 1 e 2 da Figura 11) será utilizado o perfil HP200x53, que é um perfil H de faces paralelas produzido pela Gerdau. E para as vigas (barras 3 e 4 da Figura 11) será utilizado o perfil W200x26,6, que é um perfil I de faces paralelas também produzido pela Gerdau.

Os pilares (barras 1 e 2 da Figura 11) possuem o comprimento de 5,00 metros e as vigas (barras 3 e 4 da Figura 11) possuem o comprimento de 5,08 metros.

As Figuras 12 e 13 apresentam os parâmetros destes perfis e a Tabela 2 apresenta os valores dos parâmetros dos perfis empregados neste trabalho.

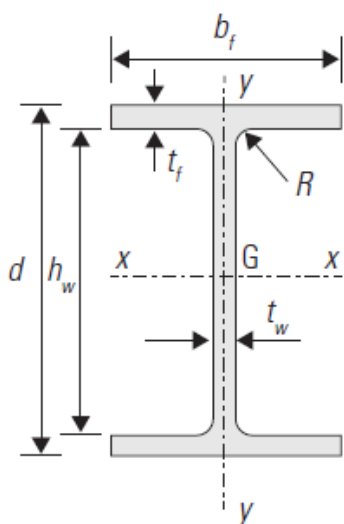
Figura 12 — Perfis H de faces paralelas produzidos pela Gerdau



d = altura total
 R = raio de concordância entre a mesa e alma
 h_w = altura interna da alma
 b_f = largura das mesas
 t_f = espessura das mesas
 t_w = espessura da alma
 A_g = área bruta
 I_x = momento de inércia em relação ao eixo x
 W_x = módulo de resistência elástico em relação ao eixo x
 r_x = raio de giração em relação ao eixo x
 Z_x = módulo de resistência plástico em relação ao eixo x
 I_y = momento de inércia em relação ao eixo y
 W_y = módulo de resistência elástico em relação ao eixo y
 r_y = raio de giração em relação ao eixo y
 Z_y = módulo de resistência plástico em relação ao eixo y
 J = constante de torção
 C_w = constante de empenamento

Fonte: Fakury, Silva e Caldas (2016)

Figura 13 — Perfis I de faces paralelas produzidos pela Gerdau



d = altura total
 R = raio de concordância entre a mesa e alma
 h_w = altura interna da alma
 b_f = largura das mesas
 t_f = espessura das mesas
 t_w = espessura da alma
 A_g = área bruta
 I_x = momento de inércia em relação ao eixo x
 W_x = módulo de resistência elástico em relação ao eixo x
 r_x = raio de giração em relação ao eixo x
 Z_x = módulo de resistência plástico em relação ao eixo x
 I_y = momento de inércia em relação ao eixo y
 W_y = módulo de resistência elástico em relação ao eixo y
 r_y = raio de giração em relação ao eixo y
 Z_y = módulo de resistência plástico em relação ao eixo y
 J = constante de torção
 C_w = constante de empenamento

Fonte: Fakury, Silva e Caldas (2016)

Tabela 2 — Parâmetros dos perfis

Designação (mm x kg/m)	HP 200 x 53,0	W 200 x 26,6
d (mm)	204	207
b_f (mm)	207	133
R (mm)	10	10
h_w (mm)	181	190
t_w (mm)	11,3	5,8
t_f (mm)	11,3	8,4
A_g (cm²)	68,1	34,2
Massa (kg/m)	53,0	26,6
I_x (cm⁴)	4.977	2.611
W_x (cm³)	488,0	252,3
r_x (cm)	8,55	8,73
Z_x (cm³)	551,3	282,3
I_y (cm⁴)	1.673	330
W_y (cm³)	161,7	49,6
r_y (cm)	4,96	3,10
Z_y (cm³)	248,6	76,3
J (cm⁴)	31,93	7,65
C_w (cm⁶)	155.075	32.477

Fonte: Adaptado de Fakury, Silva e Caldas (2016).

3.3 CARREGAMENTOS ATUANTES

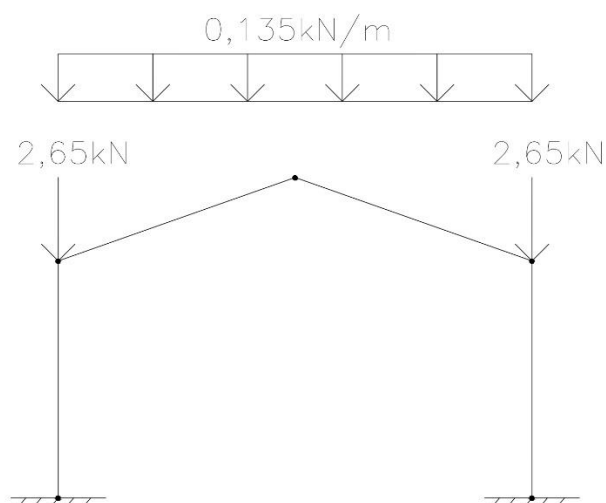
As ações atuantes na estrutura analisada, são ações permanentes diretas e ações variáveis, provenientes do peso próprio da estrutura, da ação do vento e da sobrecarga da chuva. Portanto, fez-se necessário também a definição de seus respectivos valores.

3.3.1 Cargas de peso próprio

Neste trabalho, adotou-se duas cargas de peso próprio, a primeira é o peso próprio da estrutura metálica (FG1) e a segunda é o peso próprio das telhas que serão empregadas na estrutura (FG2).

O peso próprio da estrutura metálica (FG1), foi obtido após o pré-dimensionamento da estrutura, onde sabendo-se o valor da massa de cada barra e seus respectivos comprimentos, é possível então obter seus valores de peso próprio. Logo, o valor de FG1 é de 2,65 kN para cada pilar, a carga referente aos pilares será aplicada de forma pontual em cada pilar, e de 0,689 kN para cada viga, onde a carga das vigas será aplicada de forma distribuída, sendo assim, tem-se uma carga de 0,135 kN/m. A Figura 14 apresenta a distribuição da ação do peso próprio proveniente da estrutura metálica.

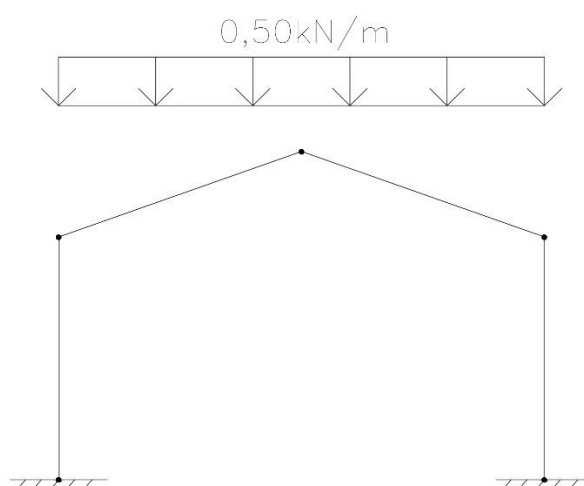
Figura 14 — Peso próprio da estrutura metálica (FG1)



Fonte: Aos autores.

Já o peso próprio das telhas (FG2), foi obtido através da norma ABNT NBR 6120:2019, que fornece tabelas com peso específico de materiais de construção para determinação de peso próprio da estrutura. Para este trabalho, optou-se pelo emprego da telha de aço ondulada ou trapezoidal com espessura de 0,8 mm, que possui o peso na superfície inclinada de 0,10 kN/m², este peso já considera que a superfície é inclinada, que existe superposição, os elementos de fixação e a absorção de água (ABNT NBR 6120, 2019). A Figura 15 apresenta a distribuição da ação do peso próprio proveniente das telhas.

Figura 15 — Peso próprio das telhas (FG2)



Fonte: Aos autores.

3.3.2 Cargas devido ao vento

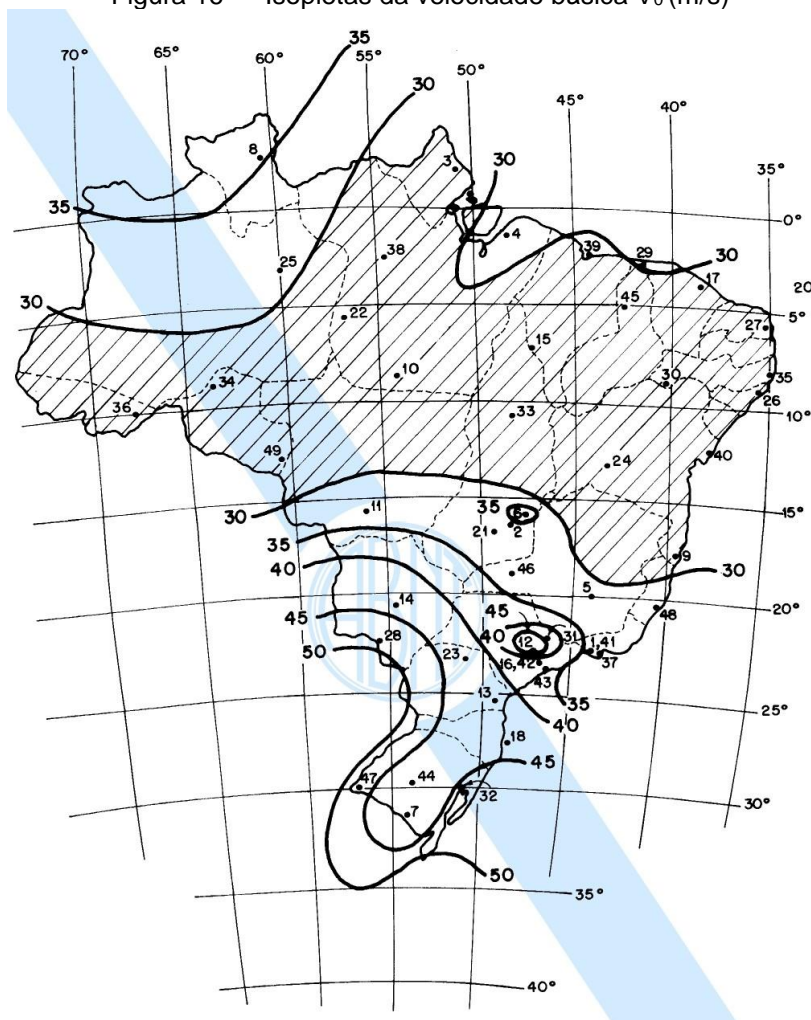
Ação variável relativa ao vento é calculada seguindo as instruções da norma brasileira ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações. Portanto, a seguir é demonstrado como foram obtidos os valores adotados neste trabalho.

Inicialmente é necessário determinar a velocidade básica do vento (V_0), que é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano (ABNT NBR 6123, 1988).

Segundo a mesma norma, que determina também um mapa de isopletas da velocidade básica do vento, indicado na Figura 16, em metros por segundo, onde é

possível identificar a região onde será implantada a edificação e em seguida é possível identificar qual a velocidade básica do vento (V_0).

Figura 16 — Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

Para este trabalho, em que o pórtico analisado será construído na cidade de Ouro Branco, Minas Gerais, verifica-se que de acordo com a Figura 10, a região desta localidade encontra-se no intervalo das isopletas de 30 e de 35 m/s. Para considerar a hipótese mais desfavorável a estrutura, adotou-se portanto a velocidade básica do vento (V_0) como sendo igual a 35 m/s.

Prosseguindo, é necessário determinar a velocidade característica do vento (V_k), e para obtê-la, deve-se determinar os valores do fator topográfico S_1 , do fator S_2 e do fator estatístico S_3 .

O fator topográfico S_1 é aquele que leva em consideração as variações do relevo do terreno, por tratar-se de uma edificação em terreno plano, a ABNT NBR 6123:1988 determina o valor de S_1 igual a 1,0 para terreno plano ou fracamente acidentado, como é o caso do edifício industrial apresentado neste trabalho.

Já o fator S_2 é determinado como aquele que considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação considerada (ABNT NBR 6123, 1988).

Logo, a ABNT NBR 6123:1988 determina como é possível se obter os valores para a rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da altura sobre o terreno e como deve-se relacionar estes resultados.

Para a rugosidade do terreno, são possíveis cinco categorias de classificação, onde o presente trabalho se enquadra na categoria III, que engloba terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas (ABNT NBR 6123, 1988).

Para as dimensões da edificação, são possíveis três classes para classificação, onde o presente trabalho se enquadra na classe A, que engloba todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estrutura sem vedação, toda a edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m (ABNT NBR 6123, 1988), como é o caso do trabalho aqui apresentado.

Assim sendo, a ABNT NBR 6123:1988 fornece uma tabela de parâmetros meteorológicos, relacionando as categorias com as classes, essa tabela é apresentada na Figura 17.

Figura 17 — Tabela de parâmetros meteorológicos

Categoria	Z _g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F _r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

Analisando a Figura 17, considerando a categoria III e a classe A, retiramos da tabela de parâmetros meteorológicos os valores de b e p, sendo eles respectivamente: 0,94 e 0,10. A ABNT NBR 6123:1988 também determina que o fator de rajada (F_r) sempre será o correspondente da categoria II, portanto F_r será considerado com o seu valor igual a 1,00.

Para a obtenção dos valores de S₂, tem-se a Equação 13, que combina os valores anteriormente obtidos e a altura da edificação sobre o terreno (z) (ABNT NBR 6123, 1988).

$$S_2 = bF_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (13)$$

No presente trabalho, considerou-se a altura (z) como o valor total da altura da estrutura, sendo de 6,76 metros. Na Tabela 3, são apresentados os valores empregados no cálculo da Equação 9 e o valor obtido para o Fator S_2 .

Tabela 3 — Valor do Fator S_2

b	p	Fr	z (m)	S_2
0,94	0,10	1,00	5,88	0,89

Fonte: Os autores.

Ainda segundo a ABNT NBR 6123:1988, o fator estatístico S_3 é aquele que é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. A mesma norma também determina cinco grupos de valores mínimos do fator estatístico S_3 , onde o presente trabalho se enquadra no grupo 3 de edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação, logo, o valor de S_3 será de 0,95.

Portanto, conhecendo-se os valores de S_1 , S_2 , S_3 e V_0 , é possível calcular a velocidade característica do vento (V_k), dada pela Equação 14 (ABNT NBR 6123, 1988). O valor obtido através da Equação 14 é apresentado na Tabela 4.

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (14)$$

Tabela 4 — Velocidade característica do vento (V_k)

z (m)	V_0	S_1	S_2	S_3	V_k
5,88	35,00	1,00	0,89	0,95	29,64

Fonte: Os autores.

A ABNT NBR 6123:1988, determina que após se obter o valor da velocidade característica do vento (V_k) é possível determinar o valor da pressão dinâmica (q), através da Equação 15. O resultado da pressão dinâmica (q) obtido através da Equação 15 é indicado na Tabela 5.

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (15)$$

Tabela 5 — Resultado da pressão dinâmica (q)

V_k (m/s)	q (N/m ²)
29,64	538,50

Fonte: Os autores.


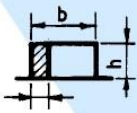
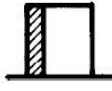
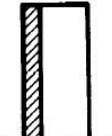
Neste trabalho todos os pórticos são iguais, logo, eles são submetidos a mesma pressão dinâmica do vento. Portanto, a pressão dinâmica distribuída (q_p) é indicada na Equação 16.

$$q_p = 0,538 \frac{kN}{m^2} \times 5m = 2,69 \frac{kN}{m} \quad (16)$$

Prosseguindo, deve-se determinar os coeficientes de pressão externos atuantes na estrutura. A ABNT NBR 6123:1988 apresenta essa parte do cálculo em formato de tabelas e de esquemas representativos da atuação do vento na estrutura à 0° e a 90° em paredes e telhados.

Para o presente trabalho, analisaremos apenas a atuação do vento a 90°. A ABNT NBR 6123:1988 apresenta a tabela de coeficiente de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular, que é mostrada na Figura 18.

Figura 18 — Tabela de 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	
 $0,2b$ ou h (o menor dos dois) $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-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	-1,0
 $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,1
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,1
 $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-1,0	-0,6	+0,8	-0,6	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-1,0	-0,5	+0,8	-0,3	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

Inicialmente é necessário observar a primeira e segunda coluna presentes na Figura 17, nelas são apresentadas a primeira e segunda condição necessárias para utilização desta tabela da ABNT NBR 6123:1988. A relação entre h e b , e a relação entre a e b .

Na Tabela 6, são apresentados os seus respectivos valores para a estrutura adotada neste trabalho, os valores das suas relações e também quais os intervalos que serão adotados da Figura 17.

Tabela 6 — Resultados h/b e a/b e intervalos a serem adotados

h (m)	a (m)	b (m)	h/b	Intervalo adotado	a/b	Intervalo adotado
5,00	20,00	10,00	1/2	$h/b \leq 1/2$	2	$2 \leq a/b \leq 4$

Fonte: Os autores.

Logo, foi elaborada a Tabela 7, onde são apresentados os valores que serão adotados neste trabalho.

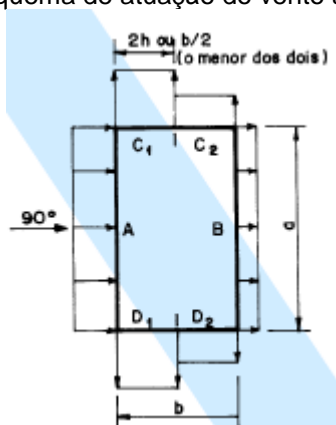
Tabela 7 — Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular utilizados

$\alpha = 90^\circ$			
A	B	C1 e D1	C2 e D2
+0,7	-0,5	-0,9	-0,6

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988)

Na Figura 19 estão apresentados os esquemas de atuação do vento a 0° e 90° que a ABNT NBR 6123:1988 relaciona com a atuação dos coeficientes de pressão externos em paredes.

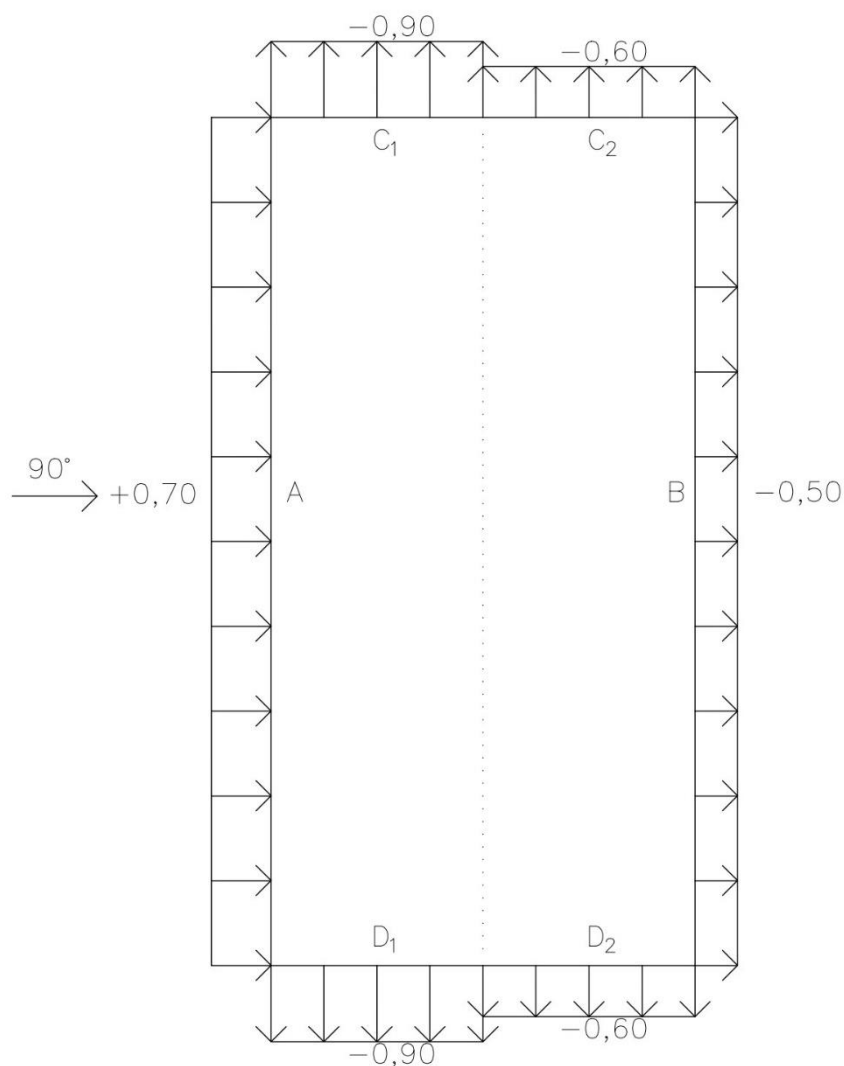
Figura 19 — Esquema de atuação do vento a 90° em paredes



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

Para o vento a 90° , deve-se definir o tamanho da faixa de atuação de C_1 e D_1 . A relação proposta é a análise entre a divisão de $b/2$ ou $2h$, onde o tamanho da faixa será o menor dos dois valores. Na Figura 20, é apresentado o esquema de atuação do vento a 90° , para este trabalho.

Figura 20 — Atuação do vento a 90° em paredes





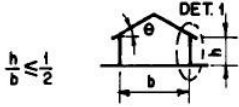
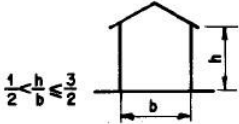
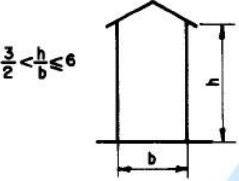


Fonte: Os autores.

Após determinados os coeficientes de pressão externos atuantes nas paredes da estrutura, deve-se determinar o coeficiente de pressão externos atuantes na cobertura.

A Figura 21 apresenta a tabela da ABNT NBR 6123:1988 que demonstra os coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular.

Figura 21 —Tabela dos coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular

Altura relativa	θ	Valores de C_e para				c_{pe} médio			
		$\alpha = 90^\circ$ (A)		$\alpha = 0^\circ$					
		EF	GH	EG	FH				
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$ 	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	
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$ 	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					
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$ 	0°	-0,8	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,8	-1,8	-1,5	-1,2
	20°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30°	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5			
	40°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0			
50°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,7					
60°	+0,5	-0,5	-0,8	-0,7					

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

A primeira relação proposta na tabela da ABNT NBR 6123:1988 é a relação entre h/b . Para o presente trabalho, sabe-se que h possui o valor de 5,00 metros e que b possui o valor de 10,00 metros, onde o resultado da divisão é igual à 0,5.

Como a cobertura da estrutura em análise possui inclinação de $\theta = 10^\circ$, a Tabela 8 apresenta os coeficientes de pressão para telhados que serão adotados neste trabalho.

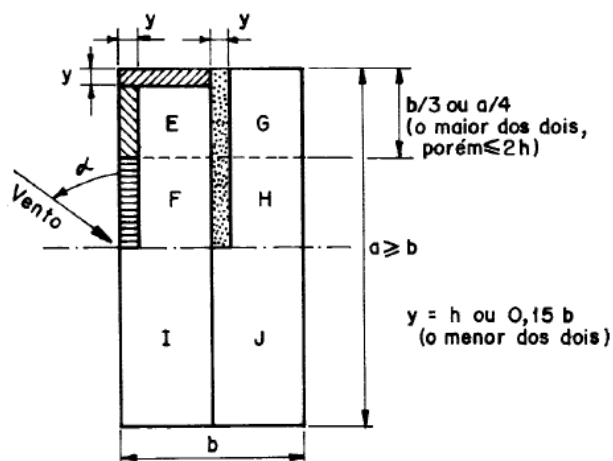
Tabela 8 — Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular utilizados para $\theta = 10^\circ$ e $\alpha = 90^\circ$

Valores de C_e para		
θ	$\alpha = 90^\circ$	
	EF	GH
10°	-1,2	-0,4

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

Assim como nos coeficientes de pressão externos em paredes, para os coeficientes de pressão externos do telhado, a ABNT NBR 6123:1988 demonstra um esquema que relaciona os valores com as posições onde os coeficientes irão atuar na estrutura. A Figura 22 apresenta este esquema.

Figura 22 — Esquema de atuação do vento a 0° e a 90° no telhado



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

No esquema apresentado na Figura 23, mostra-se necessário a determinação da dimensão da faixa EG. As condições propostas são a divisão entre $b/3$ e $a/4$, onde deverá prevalecer o maior dos dois valores, sendo que este valor deverá ser menor ou igual a $2h$. A Figura 23 apresenta o esquema de coeficiente de pressão externa no telhado para a estrutura analisada neste trabalho, a 90° .

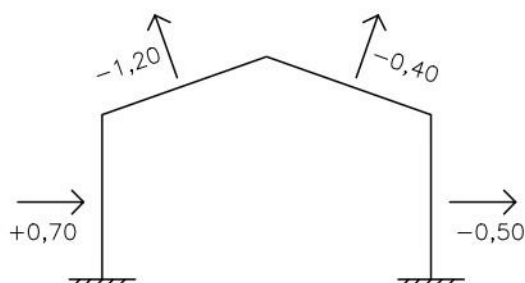
Figura 23 — Atuação do vento a 90° no telhado

	E	G
	-1,20	-0,40
	F	H
	-1,20	-0,40
90° →	I	J
	-1,20	-0,40

Fonte: Os Autores.

Portanto, após obtidos os coeficientes de pressão para paredes e telhado, é possível determinar um resumo de coeficientes de pressão externos. Na Figura 24 são apresentados o resumo de coeficientes com a atuação do vento a 90°. Na situação, o resumo considera a pior situação de coeficiente de pressão para a face analisada.

Figura 24 — Resumo – Vento a 90°



Fonte: Os Autores.

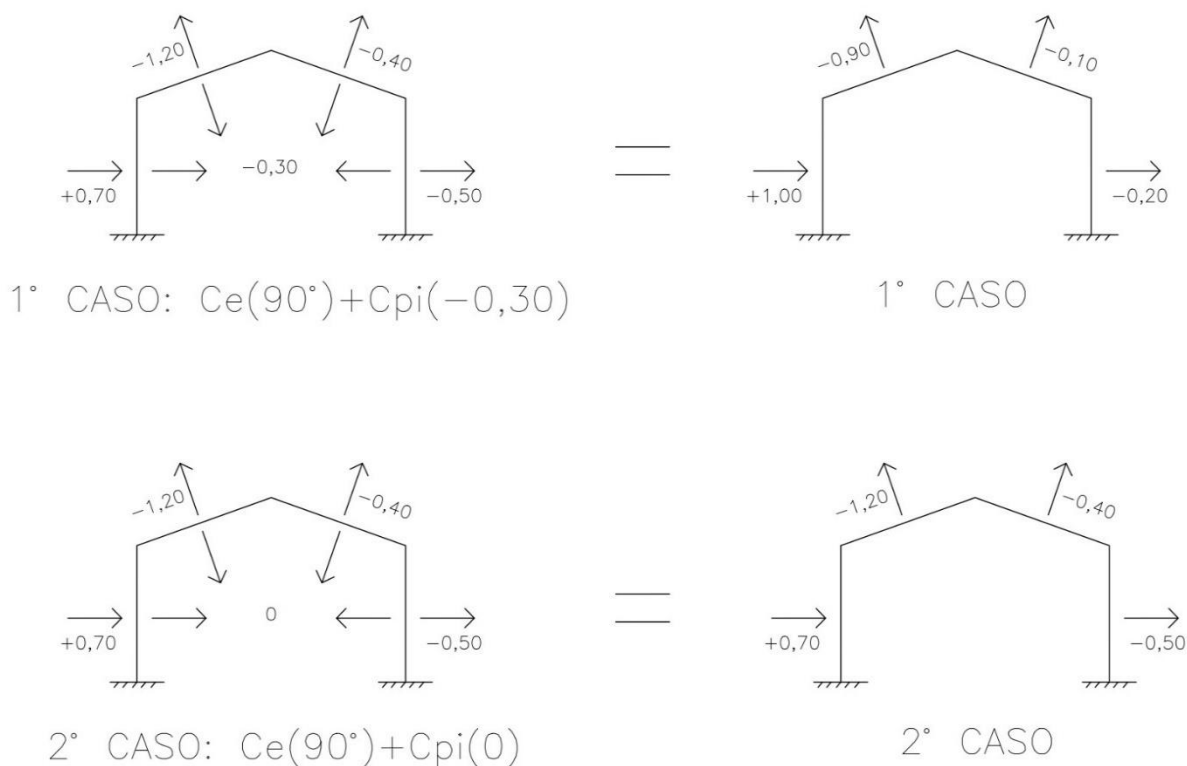
Após a determinação de todos os coeficientes de pressão externos, deve-se determinar os coeficientes de pressão internos. A ABNT NBR 6123:1988 mostra que

para edificações com paredes internas permeáveis, a pressão interna pode ser considerada uniforme.

No presente trabalho, considerou-se que a estrutura possui quatro faces permeáveis, onde a ABNT NBR 6123:1988 determina que os coeficientes de pressão interna terão os valores de 0 ou -0,3, onde deve-se considerar o valor mais nocivo para a estrutura.

Ao relacionar os coeficientes de pressão externa da ação do vento a 90° , com os coeficientes de pressão interna 0 e -0,3, é possível obter dois possíveis casos, que são apresentados na Figura 25.

Figura 25 — 1º Caso e 2º Caso



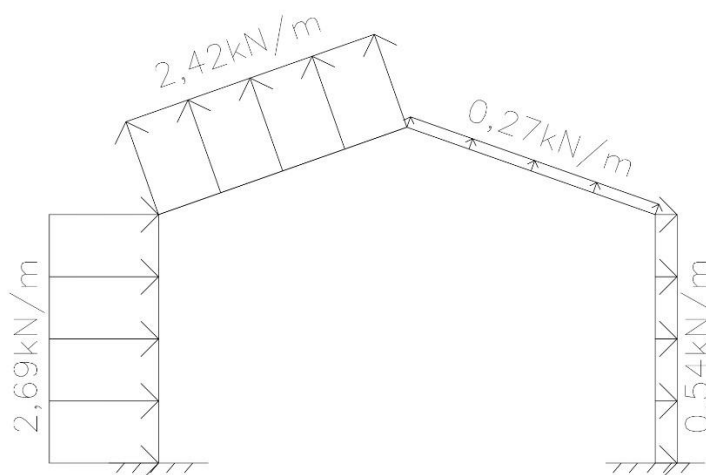
Fonte: Os Autores.

Os casos apresentados na Figura 25, exemplificam como agem as ações dos coeficientes de pressão na estrutura e apresentam também os resultados obtidos nas combinações entre estes coeficientes.

Visando as ações que serão a favor da segurança para a estrutura, serão adotados o 1º caso sendo FQV1, e o 2º caso sendo FQV2.

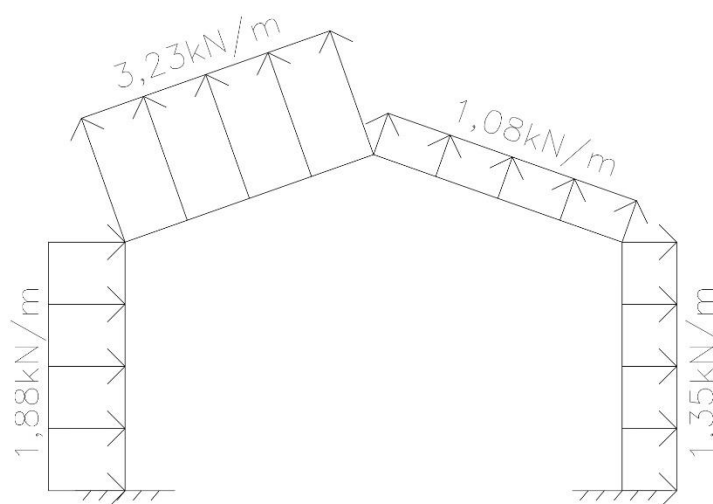
As Figuras 26 e 27 mostram as ações finais devidas ao vento nos pórticos, que são obtidas devido ao produto dos coeficientes de forma e de pressão com a pressão dinâmica distribuída.

Figura 26 — Ação do vento 1º caso (FQV1)



Fonte: Os Autores.

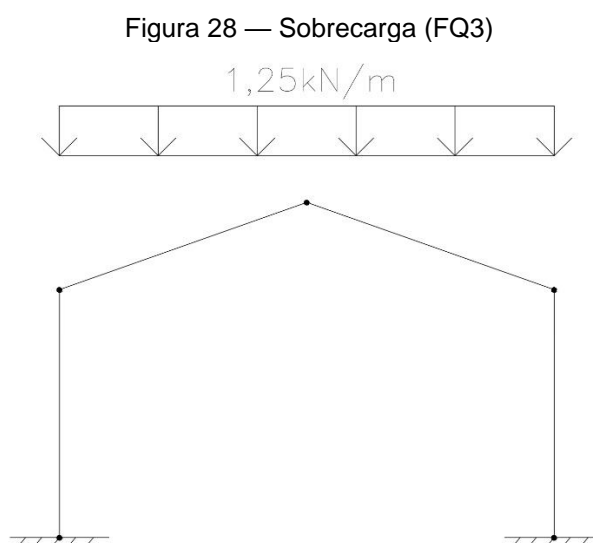
Figura 27 — Ação do vento 2º caso (FQV2)



Fonte: Os Autores.

3.3.3 Sobrecarga em coberturas

Adotou-se a sobrecarga mínima no telhado (FQ3), estabelecida pela ABNT NBR 8800:2008, onde deve ser prevista uma sobrecarga característica mínima de $0,25\text{kN/m}^2$ em coberturas comuns, como telhados, em projeção horizontal. Essa carga engloba cargas decorrentes de instalações elétricas, isolamentos térmico e acústico, entre outras peças que eventualmente podem ser fixadas juntas a cobertura. A Figura 28 apresenta a distribuição desta carga no pórtico.



Fonte: Os Autores.

3.3.4 Força Nocional

Devido às imperfeições iniciais geométricas, empregou-se a força nocional (FND1) com valores de 0,3% do valor das cargas gravitacionais totais atuantes na estrutura. Deve-se lembrar que a força nocional apenas atuará em combinações onde não exista outras forças horizontais atuando.

3.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Considerando os tipos de combinações últimas, adotou-se as combinações últimas normais, de modo que se obtenha o cenário mais desfavorável e a favor da segurança para a estrutura. A Tabela 9 apresenta as possíveis combinações.

Tabela 9 — Combinações últimas normais adotadas

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j} F_{Qj,k})$$

Sd1	=	((1,25*FG1) + (1,5*FG2))	+	1,4*FQV1	+	1,5*0,8*FQ3
Sd2	=	((1,25*FG1) + (1,5*FG2))	+	1,4*FQV2	+	1,5*0,8*FQ3
Sd3	=	((1,25*FG1) + (1,5*FG2))	+	1,5*FQ3	+	1,4*0,6*FQV1
Sd4	=	((1,25*FG1) + (1,5*FG2))	+	1,5*FQ3	+	1,4*0,6*FQV2
Sd5	=	((1,0*FG1) + (1,0*FG2))	+	1,4*FQV1		
Sd6	=	((1,0*FG1) + (1,0*FG2))	+	1,4*FQV2		
Sd7	=	((1,25*FG1) + (1,5*FG2))	+	1,5*FQ3	+	FND1

Fonte: Os Autores.

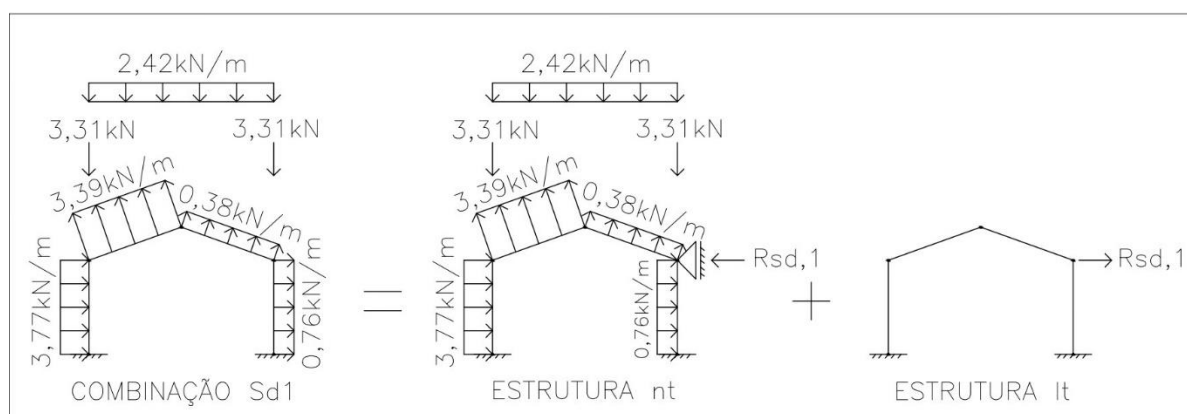
Ao aplicar sob a estrutura as combinações através do software SAP2000, observou-se que a combinação onde se obtém o maior deslocamento no nó 4 é a combinação Sd1. Portanto, essa será a combinação que adotaremos para a aplicação do método MAES e para a análise nos softwares SAP2000 e no *Robot Structural Analysis*.

4 APLICAÇÕES E RESULTADOS

4.1 APLICAÇÃO DO MÉTODO MAES NO PÓRTICO

Para a aplicação do método MAES é necessário estabelecer o carregamento da combinação atuante no pórtico e decompor a combinação em estruturas nt e lt. Para demonstrar o carregamento e a decomposição, tem-se a Figura 29.

Figura 29 — Combinação Sd1 e suas respectivas decomposições em estrutura nt e lt



Fonte: Os Autores.

Para obtenção dos diagramas de esforços axial, cortante e de momento fletor para as estruturas nt e lt, neste trabalho utilizou-se o software SAP2000, estes diagramas estão disponíveis no Apêndice A.

4.1.1 Determinação do coeficiente B1

Para determinação do coeficiente B1, inicialmente é necessário o conhecimento dos esforços axiais solicitantes de cálculo nas estruturas nt e lt, e também a sua soma. Na Tabela 10, é possível observar tais resultados.

Tabela 10 — Determinação do coeficiente B1 (parte 1)

COMBINAÇÕES	BARRA	$N_{nt,Sd}$ (kN)	$N_{lt,Sd}$ (kN)	N_{Sd1} (kN)
Sd1	1	-2,91	0,72	-2,19
	2	-11,00	-0,72	-11,72
	3	-7,49	2,19	-5,30
	4	-6,29	1,94	-4,35

Fonte: Os Autores.

Tem-se a necessidade de determinar a força axial que provoca a flambagem elástica por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor da estrutura nt, de conhecer os momentos máximos e mínimos da estrutura nt e de definir o valor do coeficiente C_m .

Em combinações onde houverem a existência de forças transversais atuando na barra analisada, o valor de C_m será adotado igual a 1,0. Na Tabela 11, é possível observar os valores obtidos.

Tabela 11 — Determinação do coeficiente B_1 (parte 2)

COMBINAÇÕES	BARRA	N_e (kN)	M1	M2	C_m	B_1
Sd1	1	3143,75	5,82	10,29	1,00	1,00
	2	3143,75	5,08	5,55	1,00	1,00
	3	1597,71	0,72	3,18	1,00	1,00
	4	1597,71	4,54	5,55	1,00	1,00

Fonte: Os Autores.

4.1.2 Determinação do coeficiente B_2

Por se tratar de um edifício de um único andar, o deslocamento relativo entre os níveis superior e inferior do andar considerado, terá o mesmo valor do deslocamento obtido através do SAP2000, demonstrado no Apêndice A. Deve-se ressaltar que a unidade de medida empregada no SAP2000 é metros, e na Tabela 12, empregou-se utilizando a unidade de medida em centímetros.

Tabela 12 — Determinação do coeficiente B_2

COMBINAÇÕES	Δ_i (cm)	h (cm)	$\sum N_{Sd}$ (kN)	$\sum H_{Sd}$ (kN)	R_s	B_2
Sd1	0,72	500,00	30,82	4,789	0,85	1,011

Fonte: Os Autores.

Os valores obtidos para $\sum N_{Sd}$ que representa a carga gravitacional total que atua no andar da estrutura analisada e os valores de $\sum H_{Sd}$ que representa a força cortante no andar, e estão indicados nas Equações 17 e 18.

$$\sum N_{sd} = 3,31 + 3,31 + (2,42 * 10) = 30,82 \text{ kN} \quad (17)$$

$$\sum H_{sd} = 4,789 \text{ kN} \quad (18)$$

A estrutura analisada pelo método MAES pode ser classificada como uma estrutura de pequena deslocabilidade, devido ao valor obtido de B2 serem menores que 1,13.

4.1.3 Resultados dos esforços solicitantes de cálculo

A força axial solicitante de cálculo sofre apenas a interferência do valor de B2. Na Tabela 13, pode-se observar os valores obtidos para a força axial solicitante de cálculo através do método MAES.

Tabela 13 — Resultados de força axial solicitante de cálculo (MAES)

COMBINAÇÃO	BARRAS	Nnt	Nlt	Nsd
Sd1	1	-2,91	0,72	-2,18
	2	-11,00	-0,72	-11,73
	3	-7,49	2,19	-5,28
	4	-6,29	1,94	-4,33

Fonte: Os Autores.

Já a força cortante solicitante de cálculo não sofre interferência dos valores obtidos para os coeficientes B1 e B2. Na Tabela 14 estão demonstrados os valores obtidos.

Tabela 14 — Resultados de força cortante solicitante de cálculo (MAES)

COMBINAÇÃO	BARRAS	Vnt		Vlt	Vsd		Vsd adotado
		Vnt (+)	Vnt (-)		Vsd (+)	Vsd (-)	
Sd1	1	11,15	-7,68	2,10	13,25	-5,58	13,25
	2	4,02	0,24	2,69	6,71	2,93	6,71
	3	1,70	-2,62	0,35	2,05	-2,27	-2,27
	4	6,72	-4,25	1,08	7,80	-3,17	7,80

Fonte: Os Autores.

Na Tabela 15, tem-se o momento fletor solicitante de cálculo, que tem a interferência dos dois coeficientes obtidos através do método MAES, B1 e B2.

Tabela 15 — Resultados de momento fletor solicitante de cálculo

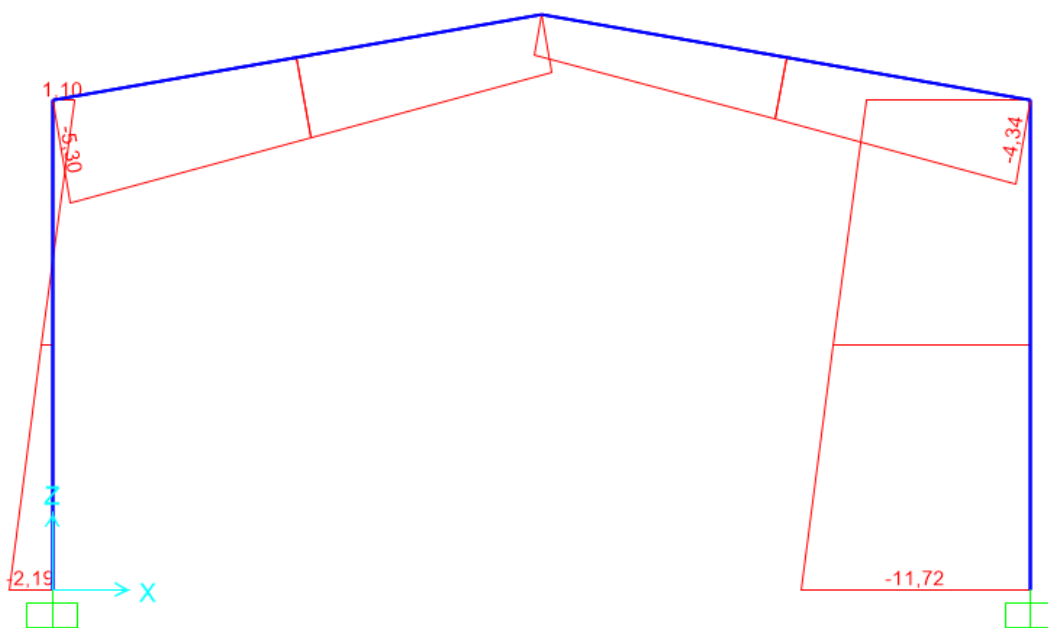
COMBINAÇÃO	BARRAS	Mnt		Mlt		Msd		Msd adotado
		Mnt (+)	Mnt (-)	Mlt (+)	Mlt (-)	Msd (+)	Msd (-)	
Sd1	1	10,29	-5,82	7,72	-2,76	18,09	-8,61	18,09
	2	5,08	-5,55	8,98	-4,49	14,16	-10,09	14,16
	3	0,72	-3,18	0,98	1,78	1,71	-1,38	1,71
	4	4,54	-5,55	0,98	-4,49	5,53	-10,09	-10,09

Fonte: Os Autores.

4.2 APLICAÇÃO DO PÓRTICO NO SAP2000

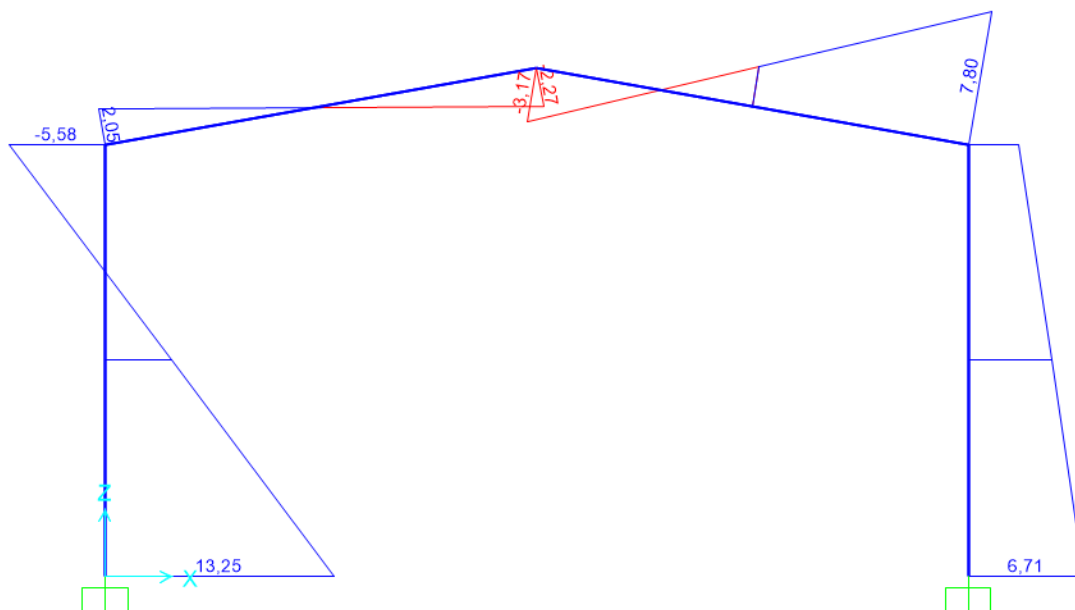
Ao aplicar a análise de segunda ordem no pórtico estabelecido neste trabalho para a combinação Sd1, com a utilização do software SAP2000, foram obtidos os diagramas de esforços axial, cortante e de momento fletor. Os diagramas estão representados respectivamente nas Figuras 30, 31 e 32.

Figura 30 — Diagrama de esforço axial (SAP2000)



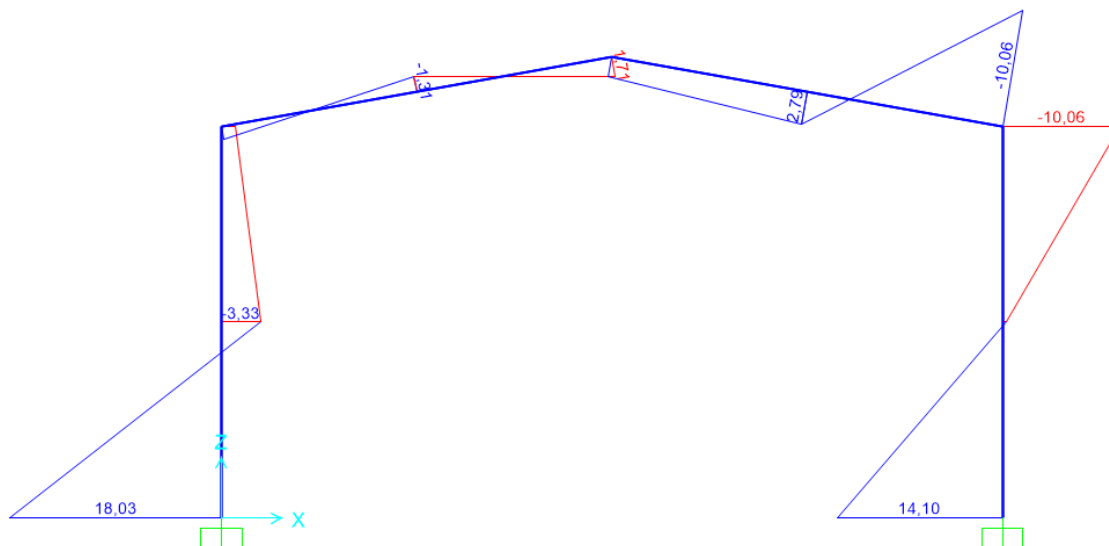
Fonte: Software SAP2000.

Figura 31 — Diagrama de esforço cortante (SAP2000)



Fonte: Software SAP2000.

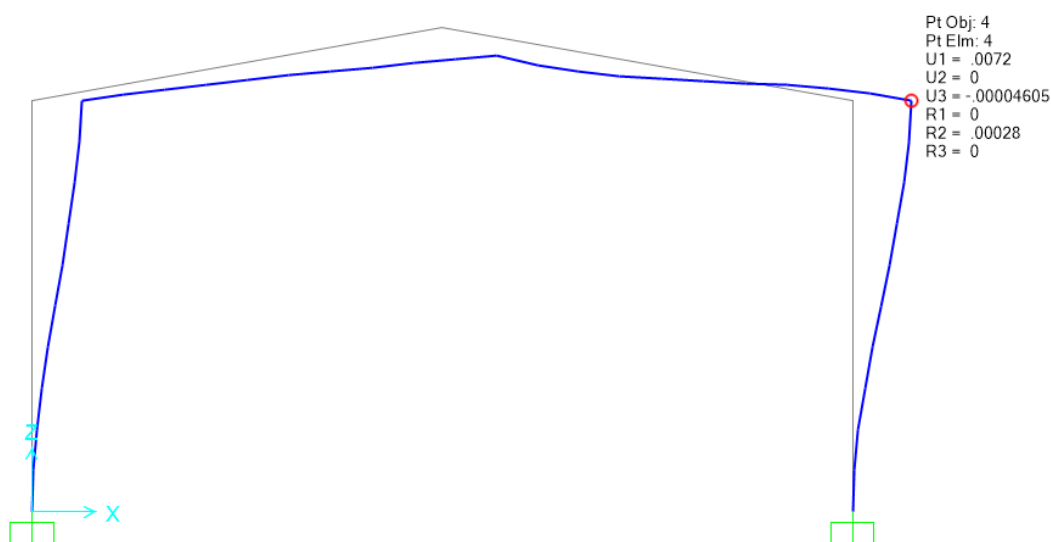
Figura 32 — Diagrama de momento fletor (SAP2000)



Fonte: Software SAP2000.

Na Figura 33, pode-se observar o deslocamento obtido para o nó 4 na aplicação em questão.

Figura 33 — Deslocamento no nó 4 da estrutura (SAP2000)

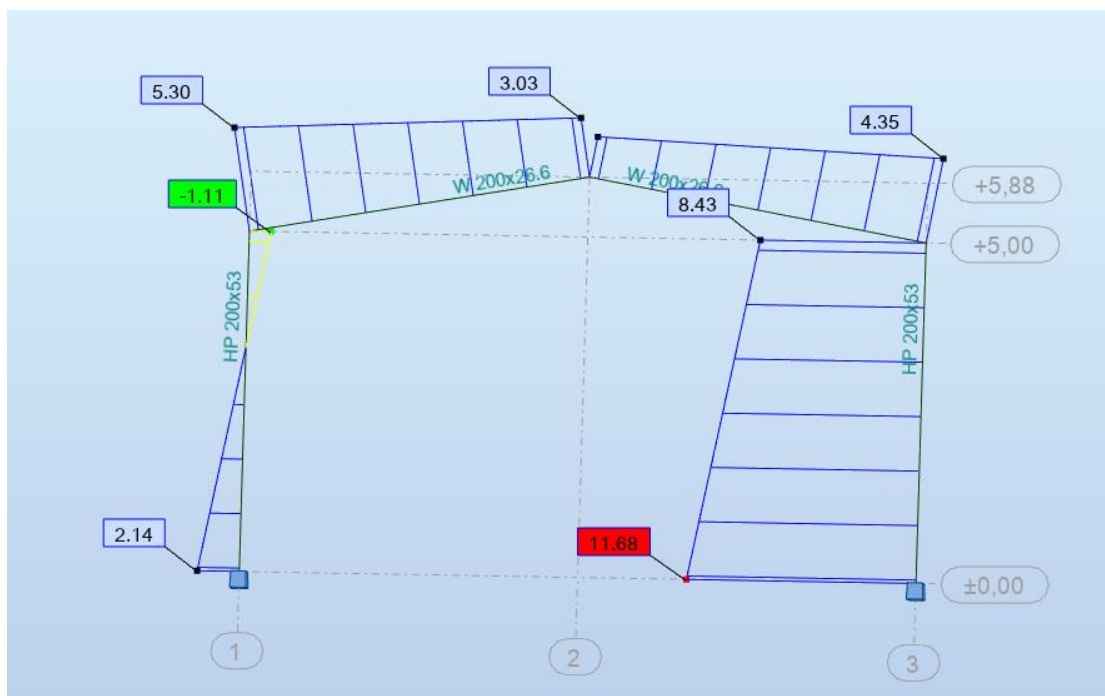


Fonte: Software SAP2000.

4.3 APLICAÇÃO DO PÓRTICO NO *ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*

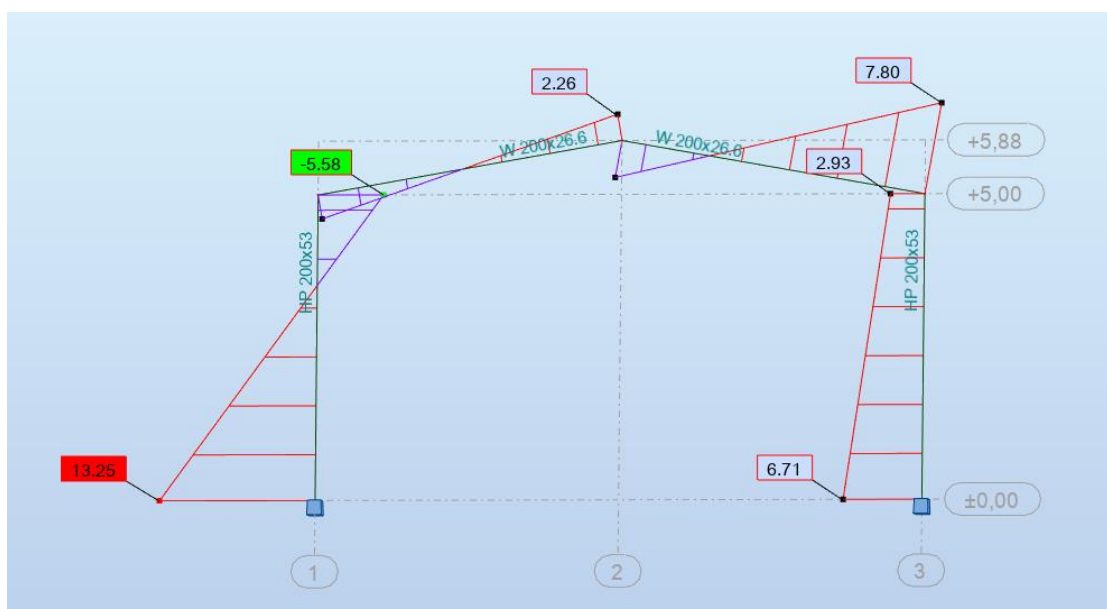
Ao aplicar a análise de segunda ordem no pórtico estabelecido neste trabalho para a combinação Sd1, com a utilização do software *Robot Structural Analysis*, foram obtidos os diagramas de esforços axial, cortante e de momento fletor. Os diagramas estão representados respectivamente nas Figuras 34, 35 e 36.

Figura 34 — Diagrama de esforço axial (*Robot Structural Analysis*)



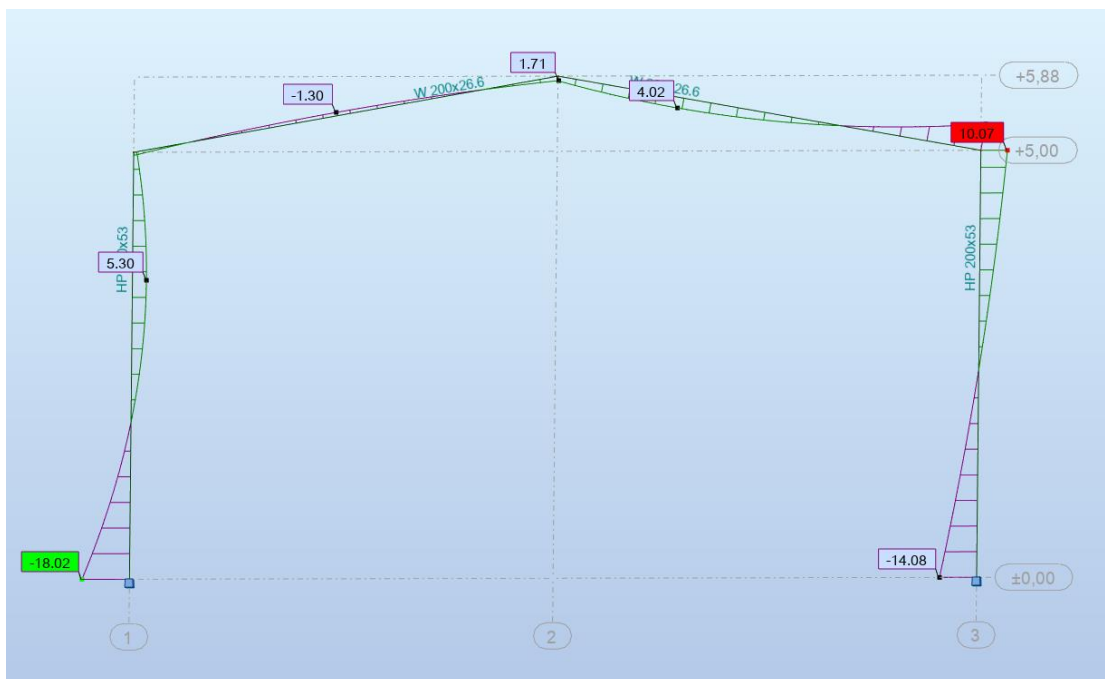
Fonte: Software *Robot Structural Analysis*.

Figura 35 — Diagrama de esforço cortante (*Robot Structural Analysis*)



Fonte: Software *Robot Structural Analysis*.

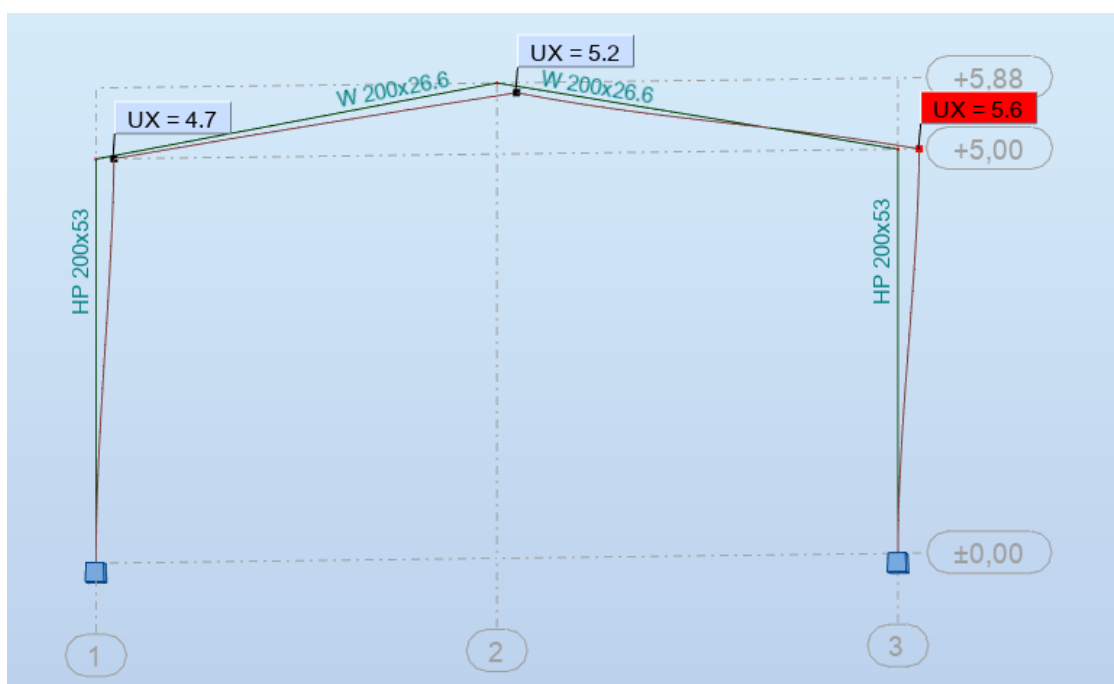
Figura 36 — Diagrama de momento fletor (*Robot Structural Analysis*)



Fonte: Software *Robot Structural Analysis*.

Através do software *Robot Structural Analysis*, é possível obter o deslocamento nos nós 2, 4 e 5 da estrutura do pórtico analisado. O diagrama de deslocamento é apresentado na Figura 37.

Figura 37 — Deslocamento dos nós 2,4 e 5 da estrutura (*Robot Structural Analysis*)



Fonte: Software *Robot Structural Analysis*.

4.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Na Tabela 16 são apresentados os valores obtidos de esforços axial, cortante e de momento fletor, para o método MAES, para o software SAP2000 e para o software *Robot Structural Analysis*.

Tabela 16 — Resultados de esforços axial, cortante e momento fletor no método MAES, no SAP2000 e no *Robot Structural Analysis*

ESFORÇO	BARRA	MAES	SAP2000	ROBOT
Nsd (kN)	1	2,18	2,19	2,14
	2	11,73	11,72	11,68
	3	5,28	5,30	5,30
	4	4,33	4,34	4,35
Vsd (kN)	1	13,25	13,25	13,25
	2	6,71	6,71	6,71
	3	2,27	2,27	2,26
	4	7,80	7,80	7,80
Msd (kNm)	1	18,09	18,03	18,02
	2	14,16	14,10	14,08
	3	1,71	1,71	1,71
	4	10,09	10,06	10,07

Fonte: Os Autores.

Na Tabela 16, adotou-se os maiores esforços, em módulo, para a análise deste trabalho, visando apresentar o maior esforço solicitante que atua em cada barra. Nota-se que os valores dos esforços obtidos pelas três aplicações são próximos para todas as barras do pórtico.

Diante disso, é possível indicar a variação entre o método MAES e o software SAP2000, a variação entre o método MAES e o software *Robot Structural Analysis* e a variação entre o software SAP2000 e o software *Robot Structural Analysis*. Na Tabela 17, é possível observar essas variações em porcentagem.

Tabela 17 — Resultados de variação: MAES x SAP2000, MAES x *ROBOT* e SAP2000 x *ROBOT*

ESFORÇO	BARRA	MAES X SAP2000	MAES X ROBOT	SAP2000 x ROBOT
Nsd (kN)	1	0,46%	1,87%	2,34%
	2	0,09%	0,43%	0,34%
	3	0,38%	0,38%	0,00%
	4	0,23%	0,46%	0,23%
Vsd (kN)	1	0,00%	0,00%	0,00%
	2	0,00%	0,00%	0,00%
	3	0,00%	0,44%	0,44%
	4	0,00%	0,00%	0,00%
Msd (kNm)	1	0,33%	0,39%	0,06%
	2	0,43%	0,57%	0,14%
	3	0,00%	0,00%	0,00%
	4	0,30%	0,20%	0,10%

Fonte: Os Autores.

Como pode-se observar na Tabela 17, em todas as comparações de variação, a maior variação ocorreu na barra 1 na análise entre os softwares SAP2000 e *Robot Structural Analysis*, de 2,34%.

Já no deslocamento do nó 4, observou-se que: no método MAES e no software SAP2000 a estrutura sofreu um deslocamento de 7,2 mm, enquanto no software *Robot Structural Analysis* a estrutura sofreu um deslocamento de 5,6 mm. Logo, a diferença do deslocamento foi de 1,6 mm entre o método MAES e o software *Robot Structural Analysis*.

Observa-se que o método MAES, obteve no deslocamento o mesmo resultado obtido pelo software SAP2000. Tal fato pode ser justificado devido que para o cálculo do método MAES, os diagramas de esforços das estruturas nt e lt e o deslocamento foram obtidos através deste mesmo software.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo a revisão dos conceitos de análise estrutural de 2ª ordem, a definição da estrutura, a sua localização, as suas características, a definição dos carregamentos atuantes, a aplicação do método MAES, a aplicação do pórtico nos softwares SAP2000 e *Robot Structural Analysis* e a análise dos resultados.

Notou-se que para os esforços axiais, esforços cortantes e momentos fletores apresentaram pequenas variações nas comparações entre as diferentes aplicações, onde a maior variação ocorreu no esforço axial na barra 1, sendo de 2,34% na comparação entre o SAP2000 e o *Robot Structural Analysis*.

Em todas as aplicações do pórtico, tanto nos softwares quanto no método MAES, o deslocamento do nó 4 obteve-se pequena diferença, que foi de 1,6 milímetros, e convergiu para a mesma direção.

Sabe-se ainda, que os softwares são elaborados com a finalidade de facilitar os cálculos complexos de análises estruturais, mas que também é possível realizar métodos que devem fornecer resultados próximos aos dos softwares.

Os resultados e conclusões aqui apresentados, possuem validade apenas para a situação deste trabalho. Para o desenvolvimento de trabalhos futuros, sugere-se a aplicação deste tema para edifícios de andares múltiplos, onde pode-se obter uma maior variação do coeficiente B2 na aplicação do método MAES.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 6120. **Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ABNT NBR 6123. **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

ABNT NBR 8681. **Ações segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ABNT NBR 8800. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ALMEIDA, M. C. F. D. **Estruturas isostáticas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

CHING, F. D. K.; ONOUYE, B. S.; ZUBERBULHER, D. **Sistemas estruturais ilustrados**. Porto Alegre: Bookman, 2010.

FAKURY, R. H.; SILVA, A. L. R. C. E.; CALDAS, R. B. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016.

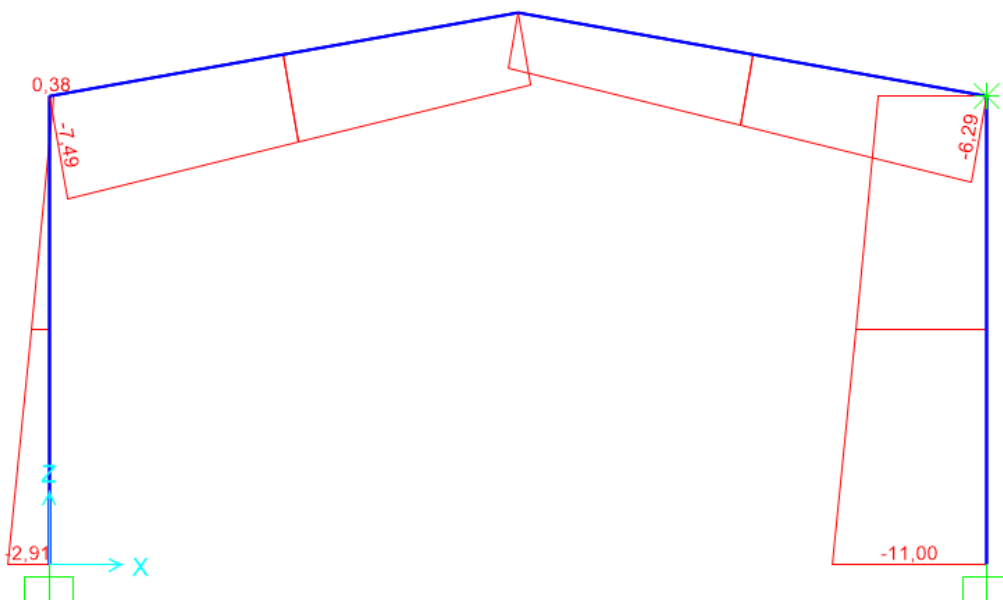
PORTAL Met@lica. **Portal Met@alica**, 2021. Disponível em: <<https://metalica.com.br/vantagens-do-uso-de-estruturas-de-aco-como-material-de-construcao/>>. Acesso em: 01 Abril 2023.

REIS, A.; CAMOTIM, D. **Estabilidade Estrutural**. Amadora: McGRAW-HILL de Portugal, 2000.

SOUZA, A. S. C. D. **Dimensionamento de elementos e ligações em estruturas de aço**. São Carlos: EdUFSCar, 2017.

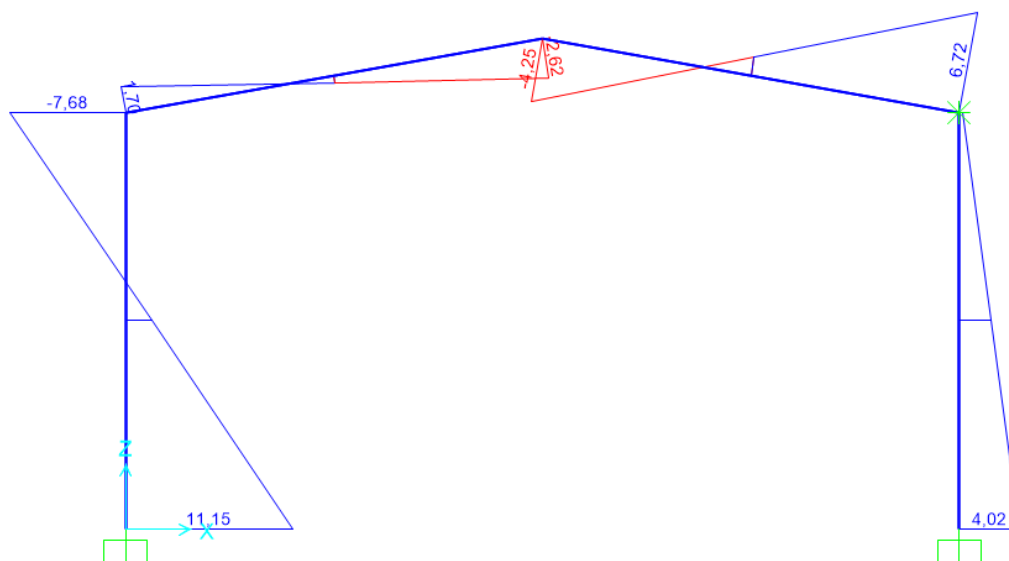
APÊNDICE A – DIAGRAMAS DE ESFORÇOS DA ESTRUTURA NT E LT NA APLICAÇÃO DO MÉTODO MAES

Figura 38 — Diagrama de esforço axial estrutura nt - Unidade kN (MAES)



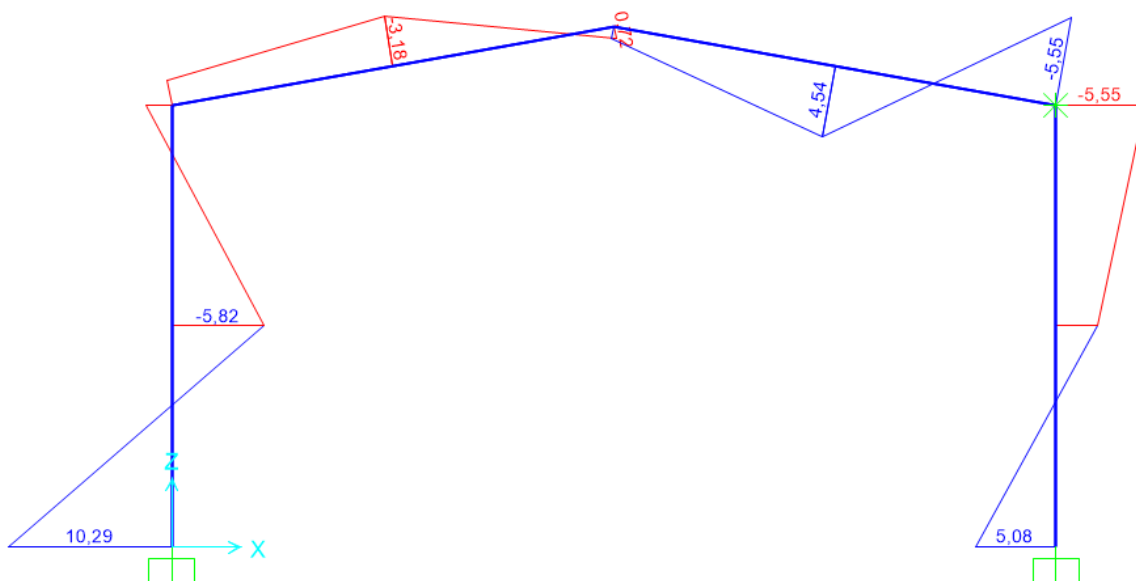
Fonte: Software SAP2000.

Figura 39 — Diagrama de esforço cortante estrutura nt - Unidade kN (MAES)



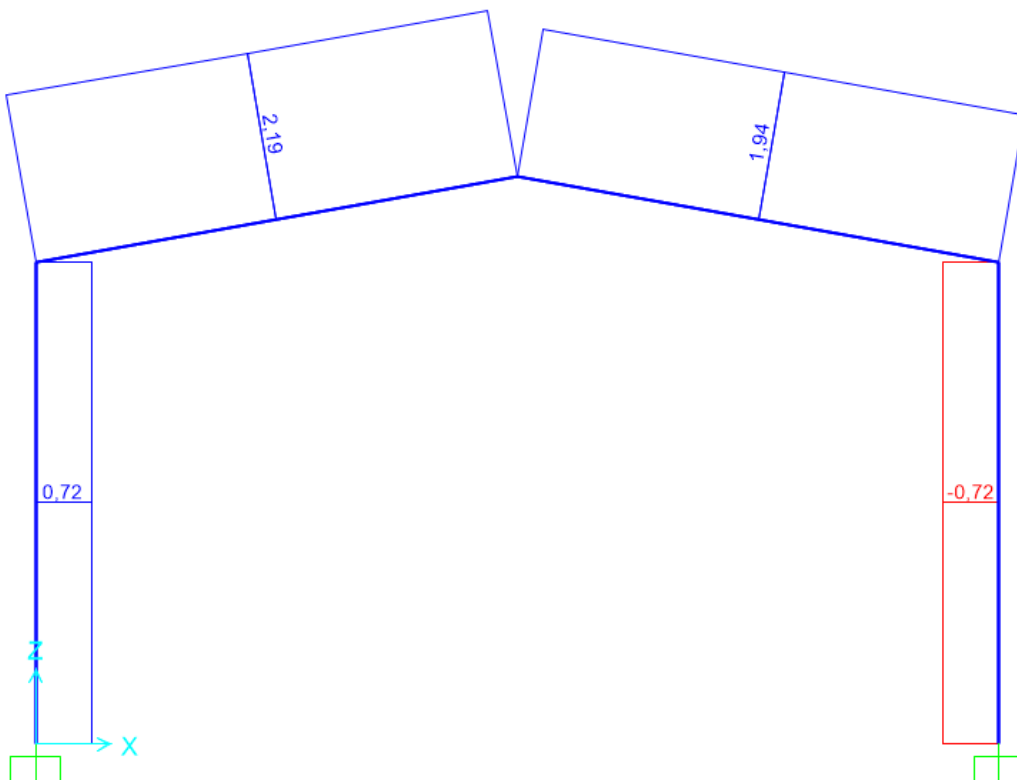
Fonte: Software SAP2000.

Figura 40 — Diagrama de momento fletor estrutura nt - Unidade kNm (MAES)



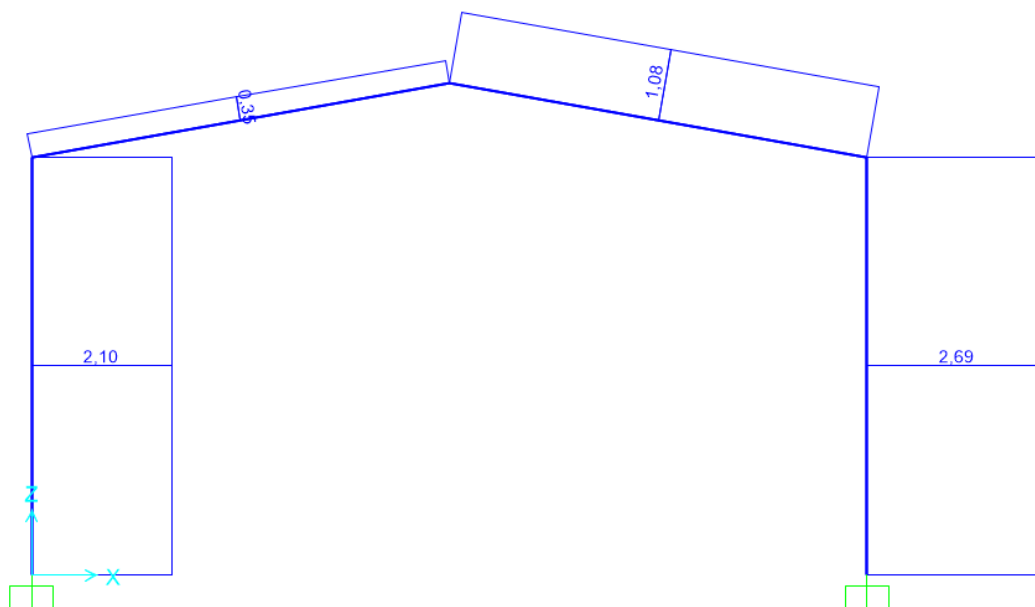
Fonte: Software SAP2000.

Figura 41 — Diagrama de esforço axial estrutura It - Unidade kN (MAES)



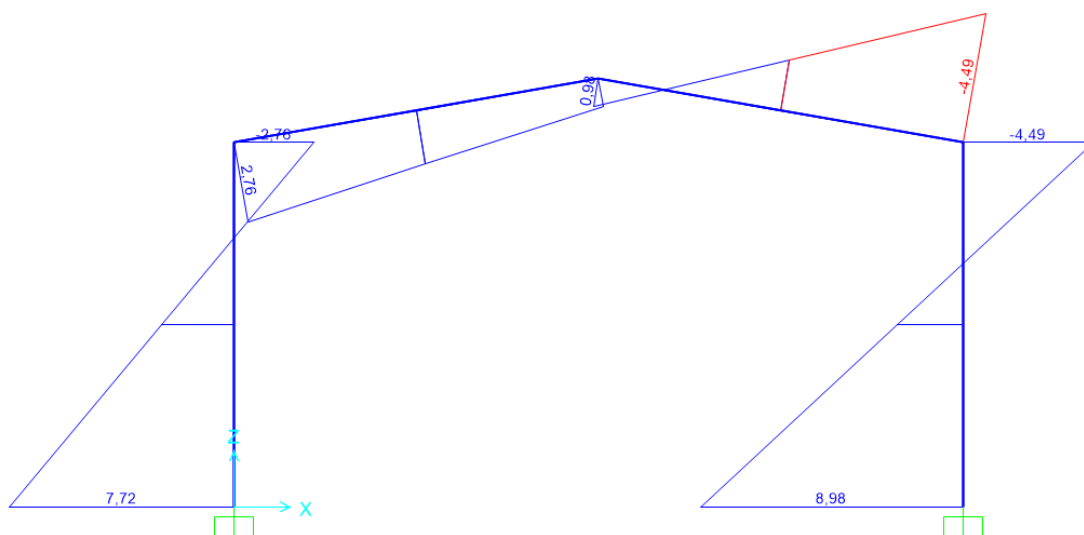
Fonte: Software SAP2000.

Figura 42 — Diagrama de esforço cortante estrutura It - Unidade kN (MAES)



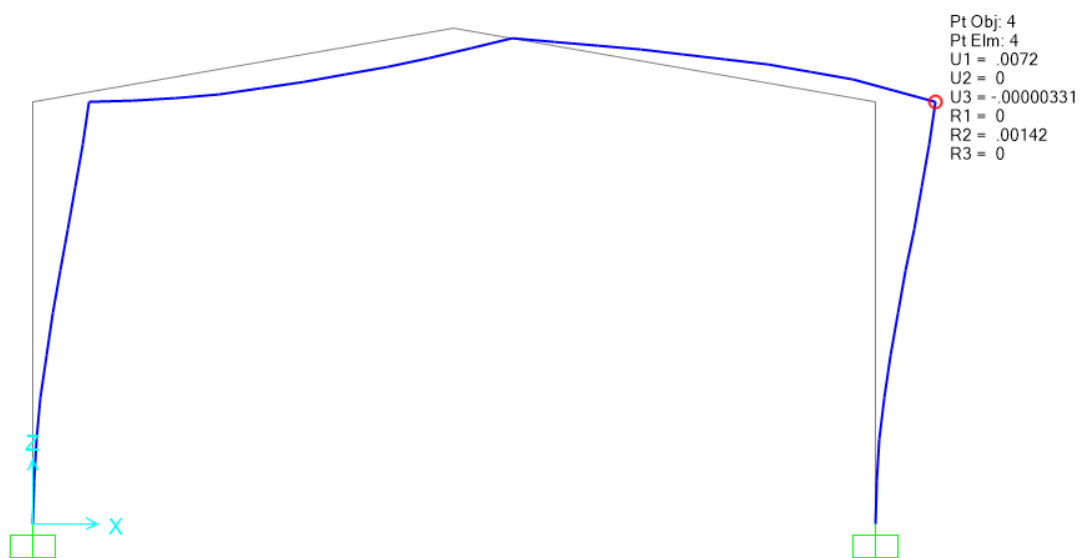
Fonte: Software SAP2000.

Figura 43 — Diagrama de momento fletor estrutura It - Unidade kNm (MAES)



Fonte: Software SAP2000.

Figura 44 — Diagrama de deformação da estrutura It - Unidade m (MAES)



Fonte: Software SAP2000.