

**ROMILDO RUAN DE LIMA IAZOLI**

**ESTUDO COMPARATIVO DE DUAS SOLUÇÕES  
DE PILARES PARA EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS**

**SÃO CARLOS**

**2019**

**ROMILDO RUAN DE LIMA IAZOLI**

**ESTUDO COMPARATIVO DE DUAS SOLUÇÕES DE PILARES  
PARA EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS**

**Trabalho de Conclusão de Curso, apresentado ao Curso de Graduação de Engenharia Civil do Centro Universitário Central Paulista, como requisito para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.**

**Orientador: Prof. MSc. Sineval Esteves Pereira Jr.**

**SÃO CARLOS**

**2019**

Dedico aos meus pais, as minhas irmãs, aos meus sobrinhos a minha pessoa e principalmente a Deus.

## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de agradecer primeiramente à Deus que possibilitou a minha capacidade para concluir este curso, aos meus pais que me educaram e me ensinaram os passos a serem dados durante minha vida, a minha família que sempre esteve do meu lado durante toda minha trajetória acadêmica e que sempre me incentivou, ao meu orientador Prof. Sineval Esteves que me orientou para a elaboração deste trabalho realizado.

“Se interesse menos por pessoas e mais por ideias”  
Autor Desconhecido.

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE ILUSTRAÇÕES .....</b>	<b>VII</b>
<b>RESUMO.....</b>	<b>X</b>
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 JUSTIFICATIVA .....	5
1.2 OBJETIVO.....	5
<b>2 REVISÃO DE LITERATURA .....</b>	<b>6</b>
2.1 Generalidades.....	6
2.2 Pilares de concreto Pré-moldados.....	7
2.2.1 Dimensionamento de pilares de concreto pré-moldado.....	9
2.2.2 Excentricidade inicial de forma normal do pilar.....	12
2.2.3 Excentricidade de forma.....	13
2.2.4 Excentricidade de 2º ordem ou excentricidade complementar da força normal do pilar produzida pelo efeito da esbeltez.....	13
2.2.5 Método do pilar-padrão com curvatura aproximada.....	13
2.3 Pilares de Aço.....	15
2.3.1 Procedimento para dimensionamento de pilar de aço.....	14
<b>3 MATERIAL E MÉTODO .....</b>	<b>19</b>
3.1 Galpão industrial.....	19
3.2 Descrição do projeto.....	19
3.3 Características do Galpão.....	20
3.4 Pré-dimensionamento dos elementos do Galpão.....	22
3.5 Ações atuantes na estrutura.....	26
3.5.1 Ação do vento.....	26
3.5.2 Carregamento e Análise estrutural.....	37
3.5.3 Combinações solicitantes.....	52
3.5.4 Dimensionamento.....	62
3.5.5 Resumo dos materiais.....	66
<b>4 RESULTADOS.....</b>	<b>68</b>
4.1 Dimensionamento dos pilares.....	68
4.1.1 Pilar em aço.....	68
4.1.2 Pila de concreto pré-moldado.....	73

4.2 Orçamento de viabilidade economica.....	76
<b>5 DISCUSSÃO E CONCLUSÕES.....</b>	<b>77</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>78</b>

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 - VALORES DO COEF. DE MAJORAÇÃO DOS PILARES.....	10
FIGURA 2 - ESTADO-LIMITE ULTIMO.....	10
FIGURA 3 -DIMENSÕES PADRÃO DE GALPÃO EM PORTICOS.....	20
FIGURA 4 - TABELA DE DIMENSÕES PADRÃO.....	20
FIGURA 5 - PLANTA BAIXA DO PROJETO.....	21
FIGURA 6 - DETALHAMENTO DO CONTRAVENTAMENTO.....	22
FIGURA 7 - DIMENSÕES DO PROJETO.....	26
FIGURA 8 - GRÁFICO DE ISOPLETA.....	27
FIGURA 9 - FATOR TOPOGRAFICO.....	28
FIGURA 10 - FATOR DE RUGOSIDADE.....	29
FIGURA 11 - FATOR ESTÁTICO.....	30
FIGURA 12 - TABELA DE COEF. DE PRESSÃO EXTERNA, PAREDES.....	31
FIGURA 13 - COEF. DE PRESSÃO EXTERNA PAREDE.....	32
FIGURA 14 - TABELA DE COEF. PARA TELHADOS .....	33
FIGURA 15 - COEF. DE PRESSÃO EXTERNA TELHADO.....	34
FIGURA 16 - COMPOSIÇÃO DOS COEF. DE PRESSÃO.....	35
FIGURA 17 - ESFORÇOS RESULTANTES.....	36
FIGURA 18 - COEF. DE PONDERAÇÃO.....	52
FIGURA 19 - FATORES DE COMBINAÇÃO.....	53
FIGURA 20 - NUMERAÇÃO DAS BARRAS DO PORTICO.....	55
FIGURA 21 - INTERFACE DO SOFTWARE VISUALMETAL.....	62
FIGURA 22 - ESCOLHA DO AÇO PARA OS PERFIS .....	63
FIGURA 23 - PERFIL DA TERÇA.....	63
FIGURA 24 - PERFIL DO BANZO SUPERIOR E INFERIOR.....	64
FIGURA 25 - PERFIL DA DIAGONAL E MONTANTE.....	64
FIGURA 26 - PERFIL DO PILAR .....	65
FIGURA 27 - PERFIL DA VIGA DE COROAMENTO.....	66

<b>QUADRO 1 - DETALHAMENTO DAS CARACTERÍSTICAS DO GALPÃO.....</b>	<b>21</b>
<b>QUADRO 2 - RESULTADOS OBTIDOS PARA AÇÃO DO VENT.....</b>	<b>36</b>
<b>QUADRO 3 - DESCRIÇÃO DAS FORÇAS NA TERÇA.....</b>	<b>37</b>
<b>QUADRO 4 - DESCRIÇÃO DAS FORÇAS NO PORTICO.....</b>	<b>41</b>
<b>QUADRO 5 - CARREGAMENTOS LATERAIS.....</b>	<b>41</b>
<b>QUADRO 6 - DESCRIÇÃO DA VIGA DE COROAMENTO.....</b>	<b>49</b>
<b>QUADRO 7 - CUSTO DE VIABILIDADE.....</b>	<b>78</b>
<b>TABELA 1 - ESFORÇO NORMAL NAS BARRAS DO PORTICO.....</b>	<b>56</b>
<b>TABELA 2 - RESULTADO DAS COMBINAÇÕES DE ESFORÇO NORMAL.....</b>	<b>58</b>
<b>TABELA 3 - ESFORÇOS CORTANTES DA ESTRUTURA.....</b>	<b>60</b>
<b>TABELA 4 - COMBINAÇÃO PARA ESFORÇO CORTANTE.....</b>	<b>60</b>
<b>TABELA 5 - MOMENTO FLETOR NA ESTRUTURA.....</b>	<b>60</b>
<b>TABELA 6 - COMBINAÇÃO PARA MOMENTO FLETOR.....</b>	<b>61</b>
<b>TABELA 7 - RESUMO DOS ESFORÇOS PARA O DIMENSIONAMENTO.....</b>	<b>61</b>

## RESUMO

O objetivo deste estudo é apresentar uma análise comparativa entre duas soluções de sistemas estruturais de pilares em um galpão industrial, os pilares em aço e pilares em concreto pré-moldado, levando-se em consideração as características estruturais de cada uma das tipologias analisadas, realizando uma viabilidade técnica e econômica para a solução estrutural.

Para o desenvolvimento do trabalho foi realizado um amplo estudo bibliográfico das principais pesquisas acadêmicas e prescrições normativas brasileiras, baseando-se nos procedimentos de dimensionamento das normas específicas a partir dos critérios e requisitos prescritos na NBR 8800:2008 e NBR 6118:2014.

Para o projeto de galpão industrial deste trabalho foi utilizado todo o seu sistema estrutural em aço, para a solução com pilares em aço, substituindo-se apenas os pilares pré-moldados para solução em pilares de concreto. O dimensionamento será somente dos perfis da estrutura do galpão industrial, apresentado dados, desenhos, detalhamentos, resultados e análises, com a utilização de um programa educacional para determinação dos esforços, e métodos analíticos para determinação da capacidade resistente dos pilares.

Após o dimensionamento e verificações de segurança de cada elemento da estrutura, foi realizado um levantamento orçamentário para as duas soluções do estudo e a utilização do pilar em pré-moldado mostrou-se com uma viabilidade econômica com maior atratividade. No entanto, este trabalho não tem o objetivo de generalizar os resultados apresentados, mas de auxiliar na escolha da estruturação de empreendimentos semelhantes.

**Palavras-chave:** Comparação, Galpão industrial, Pilares.

# 1 INTRODUÇÃO

A estrutura de um edifício, seja ele de um ou de múltiplos andares, é a parte resistente de uma construção. Os elementos estruturais recebem os esforços e transmitem os efeitos das ações diretamente para o solo ou rocha. Os principais elementos estruturais que compõem uma edificação são: fundações, pilares, vigas, lajes e cobertura, que podem ser projetados por diversas soluções.

Os construtores da antiguidade possuíam conhecimentos, possivelmente empíricos, de como dispor os elementos estruturais em uma construção, a fim de obter a estabilidade necessária. Nas construções com grandes dimensões, utilizavam a pedra, e nos menores tijolos ou madeiras (SALES, 1995).

Segundo Sales (1995), com a verificação das vantagens que o ferro oferecia e a busca por melhores resultados, surge um novo campo de aplicação, que são os edifícios, com alternativas de pilares e vigas de ferro fundido, como na construção do palácio de cristal de Paxton em 1851, Londres. Porém, Bellei (2004) afirma que o primeiro edifício de múltiplos andares projetado, foi a construção de uma fábrica de chocolate Noisiel-Sur-Marne, na França. “Trata-se de um edifício de vários andares, construídos por Jules Saulnier em 1872, sobre os quatro pilares de uma antiga ponte sobre o rio Marne, de forma a aproveitar a energia hidráulica do rio ” (BELLEI, 2004, p. 01).

No início da década de 1880, no Estados Unidos, iniciou-se um movimento que seria a nova evolução da construção metálica, a Escola de Chicago. Esse movimento era composto por engenheiros e arquitetos que se propuseram e aperfeiçoaram, métodos e sistemas construtivos, que passaram a serem modelos de construções metálicas das edificações modernas. Segundo Bellei (2004) o primeiro edifício foi o “Leiter I” em Chicago, projetado por Willian Le Baron Jenney engenheiro e também arquiteto, que era um dos fundadores e líder deste novo movimento. Este edifício possuía sete andares, com uma estrutura mista composta por vigas de madeira apoiada em vigas de ferro forjado, apoiados em pilares de ferro fundido no interior da edificação e por pilares de alvenaria nos planos da fachada.

Segundo Sales (1994) a aplicação não somente da fabricação do ferro fundido, mas também outras atividades floresceram no Brasil após a vinda de D. João VI. As sociedades inglesas facilitaram nessa época a introdução das primeiras pontes e edifício de ferro. Segundo Martins (2010), diante do desenvolvimento e expansões das ferrovias, o aprimoramento para as construções de pontes que se estendiam e criava vãos cada vez maiores, eram imprecidível, necessitando de estudo dos materiais derivados do ferro, em países como Inglaterra, Alemanha e França.

Com o estudo é descoberto a possibilidades dos materiais, abrindo um novo campo de aplicação para os metais, que são os edifícios de exposição, residenciais e comerciais.

A produção do aço no Brasil ganha força somente após a primeira guerra mundial, na década de 20, Sales (1994) relata que em 1921, foi constituída a companhia siderúrgica belgo mineira, e que em 1945 após a segunda guerra mundial, foi fundada a Companhia Siderúrgica Nacional – C.S.N., já em meados da década de 60, com o intuito de consolidar o mercado, entraram em operação as usinas de Usiminas e Cosipa e, anos mais tarde a Açominas. Esse desenvolvimento do setor siderúrgico nacional, possibilitou a produção de diversos produtos derivados do aço como, chapas, trilhos e perfis laminados.

Em 1953 foi fundada a F.E.M. Fábrica de Estruturas Metálicas da C.S.N., cujo objetivo, segundo Ballei (2004), era iniciar a formação de mão-de-obra especializada no uso do aço na construção civil, assim como, do ciclo completo de produção das estruturas metálicas. Apartir da década de 50 é que surgem os primeiros edifícios de múltiplos andares em estruturas de aço no Brasil. Em 1957, em São Paulo, Ballei (2004) informa que foi construído o primeiro edifício a ser projetado pela F.E.M, o edifício Garagem America, que possuía 16 andares. O projeto foi assinado pelo engenheiro Paulo Fragoso, um dos mais sensíveis a todos os movimentos de renovação que ocorreu naquela época.

Somente na década de 90, o desenvolvimento das industriais no setor siderúrgico se expande, devido a implantação do Plano de abertura comercial realizada pelo governo do presidente Fernando Collor de Melo, cujo objetivo era ampliar o mercado nacional, inserindo o país no processo de globalização (NEVES e CAMISASCA,

2013). Em 2003 o aço era produzido em pleno desenvolvimento, diante do crescimento do mercado interno no Brasil e em 2004 segundo Crossetti e Fernandes (2005) o setor siderúrgico brasileiro, contava com 24 usinas, administradas por 11 empresas, com capacidade de produzir até 34 milhões de toneladas por ano de aço bruto.

As estruturas pré-moldadas de concreto surgiram diante da viabilidade econômica do aço. Esta alternativa que não ficou para trás no desenvolvimento industrial foi as estruturas pré-fabricadas de concreto. Inicialmente, o emprego da pré-moldagem aumenta com o grau de desenvolvimento tecnológico e social do país, pois esse acarreta maior oferta de equipamentos, valorização da mão-de-obra e exigências mais rigorosas em relação a qualidade dos produtos fabricados (VASCONCELOS, 2002).

No Brasil, o emprego da pré-moldagem teve início em 1925, com a fabricação das estacas para a fundação do Jockey Clube do Rio de Janeiro (SALES, 1994). Embora haja aplicação de peças pré-moldadas em qualquer campo da construção civil, no Brasil ela ainda é limitada, sua aplicação tem sido mais intensa na construção de galpões industriais e em certos componentes, como elementos de laje, estacas, postes e tubos circulares de concreto para drenagem de esgotos (ELDEBS, 2000).

A primeira grande obra onde se utilizou elementos pré-fabricados no Brasil refere-se ao hipódromo da Gávea, no Rio de Janeiro. A empresa construtora Dinamarquesa Christiane-Nielsen, com sucursal no Brasil, executou em 1926 a obra completa do hipódromo, com diversas aplicações de elementos pré-fabricados, dentre eles, pode-se citar as estacas nas fundações e as cercas no perímetro da área reservadas ao hipódromo. Nesta obra o canteiro de pré-fabricação teve que ser minuciosamente planejado para não alongar demasiadamente o tempo de construção (VASCONCELOS, 2002).

Nas últimas décadas, a construção civil vem apresentando transformações construtivas em função de grandes inovações tecnológicas. Diante destas evoluções que possibilitaram a viabilidade técnica e econômica, alternativas de estruturas híbridas têm se destacado. Estrutura híbrida é a utilização de componentes de aço e de concreto pré-moldado ou moldado *in loco*, numa mesma construção.

Para a execução de um projeto de galpão industrial, é necessário planejamento e análises de viabilidade técnica e econômica para verificar a melhor alternativa para a execução, atentando-se a estrutura que pode ser de pequeno, médio ou grande porte. Na fase de projeto, fazem-se necessários realizar cálculos de dimensionamento e análises estruturais. Para diferentes tipos de projetos de edificações, é essencial o estudo comparativo das soluções estruturas a serem projetadas, para que seja escolhida a opção mais adequada.

Neste trabalho será desenvolvido um estudo comparativo de duas soluções de pilares em projetos de um galpão industrial, levando em conta o prazo de entrega, o método de execução, a viabilidade dos materiais na região de São Carlos-SP.

Pilares são elementos constituintes da estrutura submetidos, predominantemente, por esforços normais de compressão. Em edifícios residenciais ou comerciais, os pilares e vigas formam pórticos especiais que são responsáveis por absorver os esforços verticais e horizontais atuantes na estrutura (AUFIERI, 1997). Segundo Macgregor (1997), a maior parte dos pilares nas edificações em concreto armado, pode ser classificada na categoria de pilares curtos, em que a análise dos efeitos locais de segunda ordem pode ser desconsiderada.

Geralmente, esta condição não se aplica em prédios industriais, pontes e em edifícios que, por motivos arquitetônicos, apresentam pé-direito elevado.

Neste estudo, será realizada a comparação de duas soluções para os pilares de um projeto de galpão industrial, utilizando o sistema construtivo com pilares em aço e outra alternativa com elementos em concreto pré-moldado. Após o dimensionamento da estrutura, será realizada uma avaliação de viabilidade técnica e econômica entre as duas soluções de projeto.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

A melhor alternativa para a estrutura de um projeto é definida a partir de um bom planejamento, baseado nas necessidades específicas de cada obra, na sua localização e nos recursos disponíveis para a execução.

Este estudo comparativo tem a finalidade de contribuir na avaliação de viabilidade técnica e econômica de sistema estrutural em edifícios industriais, permitindo aos estudantes e profissionais da área de construção civil, uma melhor compreensão do comportamento estrutural das soluções analisadas e o custo-benefício do empreendimento na construção de pilares de um galpão industrial diante destas análises.

## 1.2 OBJETIVO

Este trabalho tem como objetivo realizar um estudo exploratório de eficiência estrutural e viabilidade econômica de um projeto de galpão industrial com uma solução em estrutura de aço e outra solução em estrutura híbridas com pilares em concreto pré-moldado.

## 2 REVISÃO DE LITERATURA

### 2.1 GENERALIDADES

As construções industriais surgiram da necessidade de proteger e de dar condições de utilização a determinados espaços físicos, analisando os elementos da natureza como insolação, umidade e vento, dando condições de utilização quando à segurança e ao conforto, tanto térmico como acústico e de iluminação, permitindo a movimentação de equipamentos, de materiais e de pessoal no seu interior (SALES, 1994).

Esse tipo de construção é, normalmente, destinado à indústria, ao comércio, aos depósitos em geral, oficina e etc... Podem também ser incluídos nesse tipo de edificação os estábulos e as granjas. O projeto de um edifício industrial, de qualquer porte, exige, normalmente do projetista de estruturas, uma série de conhecimentos adicionais em áreas ligadas ao processo industrial e a projetos complementares. Desta forma o trabalho do projetista de estruturas não fica restrito ao dimensionamento de uma estrutura já concebida (SALES, 1994).

Segundo VARALLA (2003) o processo para o desenvolvimento de uma construção destaca-se porque a realização de planejamento envolve grande quantidade de atividade, tais como:

- Desenvolver as pessoas envolvidas e suas responsabilidades;
- Definir e coletar as informações a serem utilizadas;
- Estabelecer prazo para realizar (planejamento);
- Definir o grau de detalhes que se deseja atingir;
- Definir os recursos necessários e mais viáveis para cada tipo de construção.

A elaboração do projeto de um edifício industrial exige planejamento global e cuidadoso, sendo que todos estes problemas acabam, na maioria dos casos, sendo resolvidos pelo engenheiro estrutural. Ao projetista da estrutura caberá a tarefa de levantar todas as variáveis a serem consideradas, compatibilizando-as da melhor maneira possível com seu projeto estrutural.

Os pilares são elementos estruturais verticais solicitados por ação axiais de compressão, acompanhadas ou não por momentos fletores ou torsores (SALES, 1994), e recebem ações e carregamentos de outros elementos estruturais e transmitem esse carregamento para as fundações. EL DEBS (2000) destaca que o cálculo estrutural dos pilares envolve o dimensionamento de seções à flexão compostas e à flecha-compressão oblíqua. Seções solicitadas somente por compressão são escolhidos de forma a terem, sempre que possível, a mesma medida nas direções X e Y. Quanto à estabilidade, o perfil mais vantajoso, quando se tem o mesmo comprimento destravado nos dois sentidos, é a circular. Devido às dificuldades de ligação, o seu emprego é restrito SALES (1994).

Os materiais mais utilizados na construção de pilares são o concreto e o aço.

Em estruturas de aço, geralmente ocorre a utilização direta do perfil laminados ou soldados. Quando estes atendem às solicitações de cálculo e as considerações de estabilidade, são as soluções mais adotadas, por apresentarem alto grau de industrialização, precisão na fabricação e elevado controle de qualidade.

Em superestrutura de pilares pré-moldados, entre as soluções mais utilizadas nas construções de galpão industrial, estão os elementos de seções **tipo I e tipo vierendeel** (VASCONCELOS, 2002).

## 2.2 PILARES DE CONCRETO PRÉ-MOLDADOS

Segundo El debs (2000) o emprego da pré-moldagem aumenta com o grau de desenvolvimento tecnológico e social do país, pois este acarreta maior oferta de equipamentos, valorização da mão-de-obra e exigências mais rigorosas em relação à qualidade dos produtos, dessa forma as perspectivas são de aumento de emprego do concreto pré-moldado em países em desenvolvimento como o Brasil.

Lima (2004) relata que a utilização do sistema construtivo pré-fabricado em concreto facilita o gerenciamento, revela ganhos e garante o controle da obra nas diversas etapas do empreendimento, em vez da intensiva fiscalização, o gestor passa a traçar metas e acompanhar resultados, e, o tempo que seria necessário para executar uma tarefa muito importante (estrutura), porém de valor relativamente menor em uma

construção (15% a 20%), passa a ser utilizado na viabilização do negócio, na comercialização, no marketing, nas instalações e no acabamento.

Para construções de edificação, os pré-moldados é empregado em obras industriais, comerciais e habitacionais. A pré-moldagem não se aplica somente em estruturas principais, ela também é utilizada nos fechamentos.

A pré-moldagem é caracterizada como um processo de construção em que a obra, ou parte dela, é moldada fora do seu local de utilização definitivo. Frequentemente a pré-moldagem é relacionada a outros dois termos: a pré-fabricação e a industrialização da construção (EL DEBS 2000).

A norma brasileira ABNT NBR 9062:2014 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado faz distinção entre elementos pré-moldados e elementos pré-fabricado. Essa distinção tem base no controle de qualidade para execução do elemento. Segundo a norma, o elemento pré-moldado é aquele “... executado fora do local de utilização definitiva na estrutura”. Já o elemento pré-fabricado é aquele “... executado industrialmente, em instalações permanentes da empresa destinada para este fim”.

El debs (2000) diz que na verificação da estabilidade global de edifícios podem-se empregar os mesmos procedimentos das estruturas de concreto moldado no local. Um dos procedimentos para fazer a verificação da estabilidade é por meio do parâmetro  $\alpha$  calculado com a expressão:

$$\alpha = h \sqrt{\frac{\sum N_k}{(EI)_{eq}}} \leq \alpha_{lim}$$

$h$  – Altura total do edifício, medida do topo da fundação;

$\sum N_k$  – Soma de todas as cargas verticais atuantes na estrutura;

$EI_{eq}$  – Rigidez á flexão equivalente na direção considerada.

Os limites para o valor  $\alpha$  são os seguintes:

$$\alpha_{lim} = 0,2 + 0,1 * n \quad \text{para } n < 3$$

$$\alpha_{lim} = 0,6 \quad \text{para } n > 4$$

Onde:  $n$  é o número de pavimentos.

Se o valor de  $\alpha$  for menor que o limite indicado, não é necessário considerar os efeitos globais de segunda ordem.

### 2.2.1 Dimensionamento de pilares de concreto pré-moldado

Para o dimensionamento de pilares, as variáveis mais importantes envolvidas são as características geométricas da seção, esbeltes da peça, e posição de projeto (compressão centrada, flecha- compressão normal ou flexão composta oblíqua).

A seguir será apresentado o procedimento de cálculo de pilares de concreto armado segundo a ABNT 6118:2014.

#### **ABNT NBR 6118:2014**

A ABNT NBR 6118:2014 apresenta alguns parâmetros que devem ser seguidos durante a realização do dimensionamento de pilares de concreto.

As estruturas de um galpão industrial, é proporcionada por ação de pórticos composto por pilares e treliças (vigas), interligados por ligações resistentes a momento fletor. É obrigatório a verificação dos efeitos de 2º ordem considerando a não linearidade física, conforme a ABNT NBR 6118:2014.

Será utilizado o cálculo dos Estados-limite para este dimensionamento de pilar, nesse método a segurança da estrutura é garantida pela majoração das cargas solicitantes em relação a solicitações últimas. A segurança da estrutura é apropriada até quando as solicitações de cálculo forem, no máximo, iguais aos valores suportados pela estrutura no estados-limite considerado.

$$R_d \geq S_d$$

- **Dimensões limites**

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a seção transversal de um pilar de qualquer geometria, deve-se ter uma dimensão superior a 19cm, porem a casos especiais que pode ser utilizado com dimensões de até 14cm, assim necessitando de um coeficiente de majoração  $\gamma_n$  para o esforço solicitante de cálculo. Conforme o Tabela 1:

Tabela 1: Valores do Coeficiente de Majoração em Relação ao Pilares.

$b$ cm	$\geq 19$	18	17	16	15	14
$\gamma_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
onde $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$ ; $b$ é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm). NOTA O coeficiente $\gamma_n$ deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.						

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

- **Cálculo da resistência do concreto**

A resistência de cálculo à compressão do concreto é determinada pela ABNT NBR 6118:2014 com a equação a seguir:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Para o estado-limite último, os valores base para verificação são apresentados no Tabela 2.

Tabela 2: Estado-limite último

<b>Combinações</b>	<b>Concreto (<math>\gamma_c</math>)</b>	<b>Aço (<math>\gamma_s</math>)</b>
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Para obras em situações normais em geral, os valores respectivos das resistências de cálculo para os estado-limite último do concreto e do aço, são mostrados a seguir:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15}$$

Por meio do esmagamento do concreto os pilares curtos podem apresentar falhas. Mais à medida que a esbeltes da peça aumenta, a resistência passa a não depender somente da resistência da seção transversal.

A ABNT NBR 6118:2014 define que, na análise estrutural de estruturas de nós moveis, é obrigatoriamente ser aplicado os efeitos da não linearidade física e da não linearidade geométrica. Dessa forma no dimensionamento os efeitos globais e locais de segunda ordem devem ser aplicados. Para a análise global de segunda ordem somente é fornecido esforços nas extremidades dos pilares, assim sendo necessária uma análise dos efeitos locais de 2º ordem ao longo dos eixos do pilar.

Pilares com índice de esbeltes superior 200 não são permitidos pela ABNT NBR 6118: 2014.

O valor de  $\lambda_1$  depende da excentricidade relativa de 1º ordem ( $e_1/h$ ) da vinculação das extremidades do pilar isolado e da forma do diagrama de momentos de 1º ordem sendo estes dois últimos fatores representados pelo termo  $\alpha_b$ , sendo dado pela expressão.

$$35 \leq \lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot (e_1/h)}{\alpha_b} \leq 90$$

Onde  $e_1$  é a excentricidade de primeira ordem na seção de extremidade do pilar (em geral obtida da análise de 2º ordem global), na qual não se inclui a excentricidade correspondente a imperfeições locais; e  $h$  é a dimensões da seção transversal na

direção considerada. Para pilares bi apoiadas sem cargas transversais, o termo  $\alpha_b$  é dado por.

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_b}{M_a} > 0,40$$

Em que  $M_a$  e  $M_b$  são os momentos de 1º ordem nos extremos do pilar, sinal se a curvatura é simples e sinais opostos se a curvatura é reversa.

Os pilares de concreto podem ser classificados de acordo com o seu posicionamento na estrutura.

- Intermediários: onde as reações de momentos que a vigas transmite são desprezíveis nas duas direções (compressão centrada);
- Extremidade: onde as reações de momento das vigas são relevantes apenas em uma das direções (flexo – compressão normal);
- Canto: onde a reação de momento das vigas considerada nas duas direções (flexão oblíqua composta).

Diante de pilares esbeltos submetidos a flecho – compressão normal ou flexão composta oblíqua, será apresentado a seguir a excentricidades consideradas pela ABNT NBR 6118:2014.

### 2.2.2 Excentricidade inicial da força normal do pilar( $e_i$ )

A excentricidade é calculada em teoria de primeira ordem, isto é, com a geometria inicial do sistema. Ocorre nos pilares de extremidade e de canto. É o braço de alavanca da força normal  $N_{sd}$  que gera o momento  $M_{sd}$ .

$$e_i = \frac{M_{sd}}{N_{sd}}$$

### 2.2.3 Excentricidade de forma ( $e_f$ )

Ocorre quando os eixos das vigas suportadas não passam pelo centro geométrico da seção transversal do pilar, onde as reações das vigas apresentam excentricidades em relação ao centro do pilar.

### 2.2.4 Excentricidade de segunda ordem ou excentricidade complementar da força normal do pilar produzida pelo efeito da esbeltez.

Para pilares com  $1 < 90$ , seção transversal constante e armadura simétrica e constante ao longo do eixo. A não linearidade geométrica é considerada supondo – se que a deformação da barra seja senoidal, e não linearidade física é considerada através de uma expressão aproximada da curvatura na seção crítica. Neste caso a excentricidade é dada:

$$e_2 = \frac{Le^2}{\pi^2} \cdot \frac{1}{r} \cong \frac{Le^2 \cdot 1}{10 \cdot r}$$

### 2.2.5 Método do pilar-padrão com curvatura aproximada

O método pode ser empregado no cálculo de pilares de seção constantes e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. A não-linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja senoidal.

De acordo com Fusco (1981), pilar-padrão é um pilar em balanço com uma distribuição de curvatura que provoque na sua extremidade livre uma flecha  $\alpha$  dado por:

$$\alpha = 0,4 \left( \frac{L^2}{r} \right)_{\text{base}} = \frac{Le^2}{10} \left( \frac{1}{r} \right)_{\text{base}}$$

Observa-se que o valor da flecha  $\alpha$  é o mesmo da excentricidade de segunda ordem.

O momento máximo do pilar é calculado pela expressão:

$$M_{d_{total}} = ab \cdot M_{1d,A} + N_{sd} \cdot \frac{Le^2}{10} \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (2.1)$$

Onde **ab** para pilares biapoiados sem cargas transversais é dado pela equação (2.1), o momento  $M_{1d,A}$  é o momento de primeira ordem. ( $N_{sd} \cdot e_i$ ) e  $1/r$  é a curvatura crítica, avaliada pela expressão aproximada:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (2.2)$$

Onde **h** é a altura da seção transversal na direção considerada e **v** é a força adimensional definida por:

$$v = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (2.3)$$

O momento de primeira ordem  $M_{1d,A}$  deve ser maior que o momento.

## 2.3 PILARES DE AÇO

### 2.3.1 Procedimento para dimensionamento de pilar de Aço

Para o dimensionamento dos pilares de aço, foi consultada os critérios e requisitos prescritos pela norma Brasileira ABNT NBR 8800:2008, e procedimentos publicado por Zacarias (2013).

#### ABNT NBR 8800: 2008

Para elementos axialmente comprimidos, a resistência de cálculo deve atender a seguinte condição:

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

Onde:

$N_{c,sd}$  - É a força axial de compressão solicitante de cálculo.

$N_{c,Rd}$  - É a força axial de compressão resistente de cálculo.

Para a força axial de compressão resistente de cálculo deve ser observada as condições estabelecidas a seguir:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi * Q * A_g * f_y}{\gamma}$$

Onde:

$X$  – É o fator de redução associado á resistência á compressão;

$Q$  – É o fator de redução total associado á flambagem local cujo valor é obtido através do anexo F;

$A_g$  – É a área bruta da seção transversal da barra.

O fator de redução associado a compressão é determinado em função do valor do índice de esbeltez reduzido  $\lambda_0$ . O índice de esbeltez reduzido é definido pela equação que segue.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{QA_g f_y}{N_e}}$$

Onde:

$N_e$  – É a força axial de flambagem elástica.

Com o índice de esbeltez definido, pode-se definir o fator de redução associado à resistência à compressão, que deve enquadrar-se em um dos casos mostrados a seguir.

- Para  $\lambda_0 \leq 1,5$   $\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$
- Para  $\lambda_0 > 1,5$   $\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$

Serão apresentadas as equações de definição das forças axiais de flambagem elástica duplamente simétrica ou simétrica em relação a um ponto.

- Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inercia  $x$  da seção transversal

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2}$$

- Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2}$$

- Para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right]$$

Onde:

$K_x L_x$  - É o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x;

$I_x$  - É o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x;

$K_y L_y$  - É o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y;

$I_y$  - É o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y;

$K_z L_z$  - É o comprimento de flambagem por torção;

$E_a$  - É o módulo de elasticidade do aço;

$C_w$  - É a constante de empenamento da seção transversal;

$G$  - É o módulo de elasticidade transversal do aço;

$J$  - É a constante de torção da seção transversal;

$r_0$  - É o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento.

O raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento, é dado por:

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)}$$

Onde  $r_x$  e  $r_y$  são os raios de giração em relação aos eixos centrais  $x$  e  $y$ , respectivamente, e  $x_0$  e  $y_0$  são as coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais  $x$  e  $y$ , respectivamente, em relação ao centro geométrico da seção.

### **3 MATERIAIS E MÉTODO**

#### **3.1 GALPÃO INDUSTRIAL**

Para o desenvolvimento do estudo proposto foi realizado um exemplo de aplicação do projeto estrutural de um edifício à partir dos métodos de dimensionamento de pilares de concreto recomendados pela norma brasileira NBR 6118:2014, e o procedimento para o cálculo de pilares em aço com referência na norma brasileira NBR 8800:2008.

#### **3.2 DESCRIÇÃO DO PROJETO**

Este projeto tem por objetivo realizar o dimensionamento de um galpão industrial, composto por sistema estrutural em pórtico com treliça de banzo trapezoidal e cobertura plana duas águas, com pé direito de 9m e área total construída de 1200 m<sup>2</sup>, localizado na cidade de São Carlos – SP.

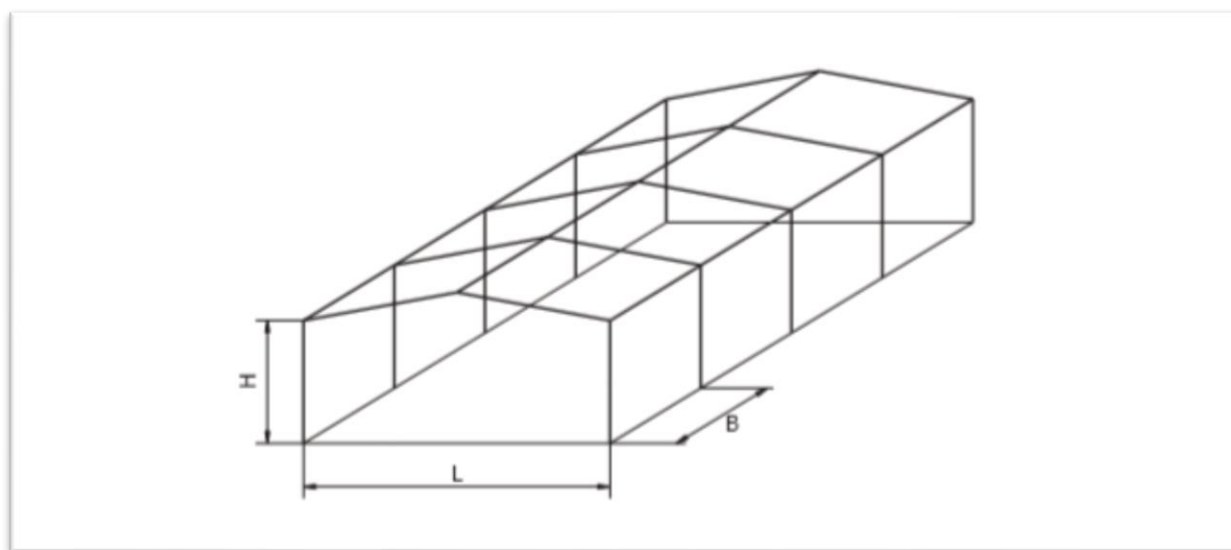
Primeiramente será realizado o pré-dimensionamento de todos os elementos para a construção do edifício industrial (pilares, vigas, tesoura, terças, paredes e cobertura), em seguida o cálculo das ações solicitantes da estrutura e o dimensionamento de duas soluções de pilares de diferentes materiais, para que seja feito um estudo comparativo de melhor viabilidade técnica e custo-benefício.

Para determinação das ações de vento foi utilizado o programa educacional VisualVentos desenvolvido pela Universidade de Passo Fundo (UPF), referenciado na norma ABNT NBR 6123:1988. Os esforços solicitantes foram determinados utilizando o programa Ftool desenvolvido pela PUC-RJ, para fins educacionais.

### 3.3 CARACTERÍSTICAS DO GALPÃO

Para a elaboração deste projeto foi considerado dimensão padrão para galpão industriais, segundo o manual de galpões em pórticos da Gerdau (2012), como mostram as figuras 3 e 4.

Figura 3: Dimensões padrão de galpões em pórticos.



Fonte: manual de galpões em pórticos (Gerdau, 2012)

Figura 4: Tabela de dimensões padrão

Vão dos Pórticos	Altura das Colunas	Distância entre Pórticos
L 1 = 15,00	H 1 = 6,0	B 1 = 6,00
L 2 = 20,00	H 2 = 9,0	B 2 = 9,00
L 3 = 25,00	H 3 = 12,0	B 3 = 12,00
L 4 = 30,00		
L 5 = 35,00		
L 6 = 40,00		
L 7 = 45,00		

Fonte: manual de galpões em pórticos (Gerdau, 2012)

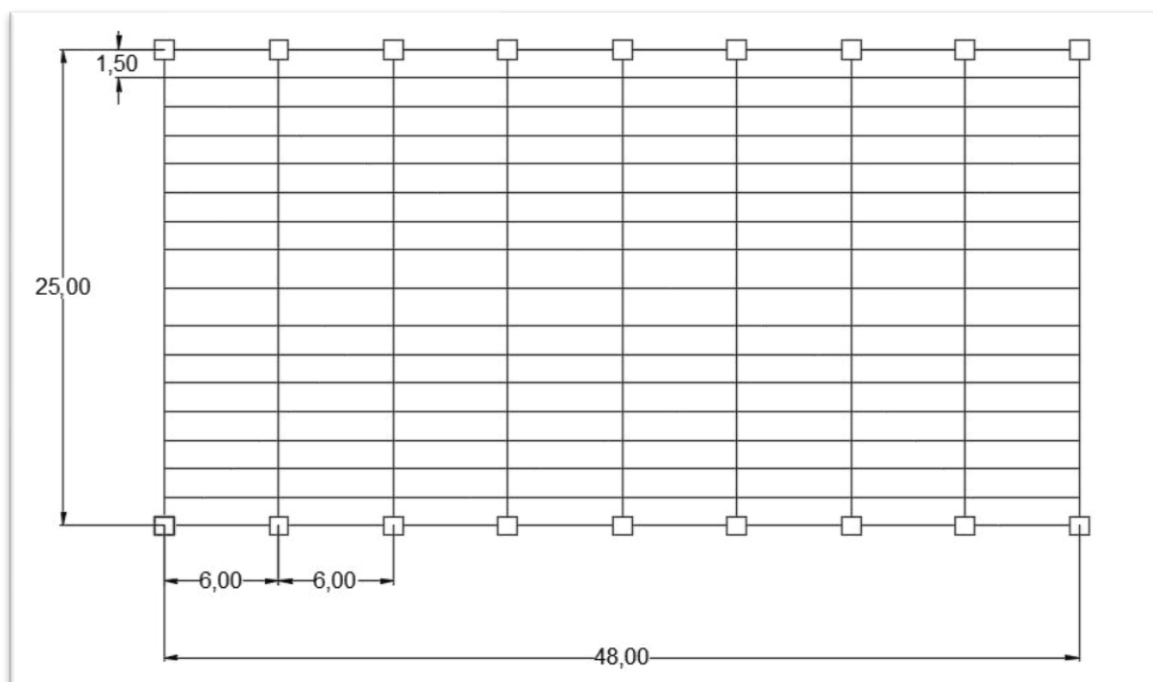
Da tabela de dimensões padrão, foi adotado:

$L3 = 25\text{m}$ ,  $H2 = 9\text{m}$  e  $B1 = 6\text{m}$ , com maiores detalhes no quadro a seguir e nas figuras 5 e 6.

Quadro 1: Detalhamento das características do galpão

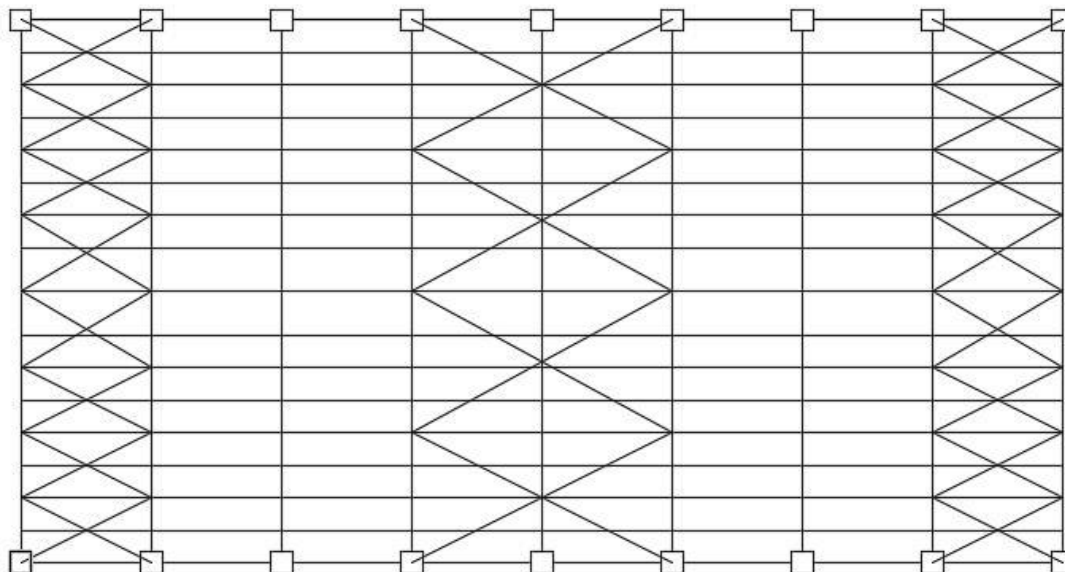
Vão	Simplex
Vão longitudinal entre pórticos	6,00 m
Comprimento total	48 m
Pé direito	9 m
Distância entre terças	1,5 m
Largura de vão livre	25 m
Inclinação da cobertura	5%

Figura 5: planta baixa do projeto



Fonte: Autor, 2019

Figura 6: Detalhamento do contraventamento.



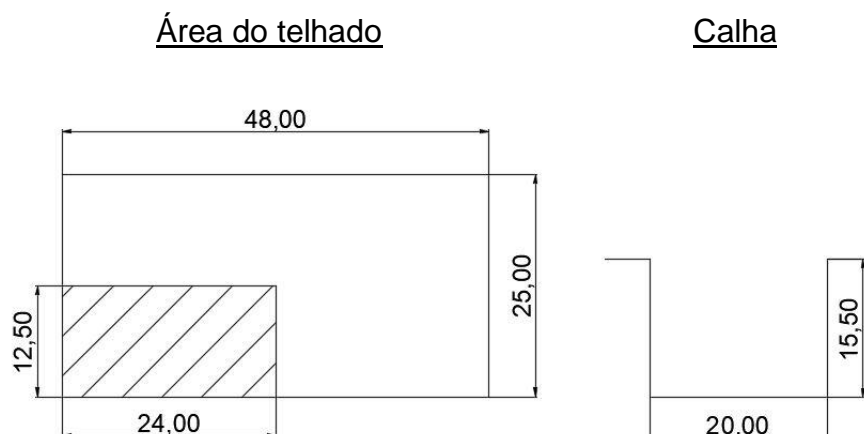
Fonte: autor, 2019

### 3.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DO GALPÃO

Para todos os cálculos foram considerados o uso de perfis estruturais em aço ASTM A 572 grau 50, com  $f_y = 345 \text{ Mpa}$ .

- **Escolha da telha:**
  - Tipo: LR 40
  - Vão: 3,00m
  - Espessura: 0,43mm
  - Sobrecarga:  $50 \text{ daN/m}^2 = 0,5 \text{ KN/m}^2$
  - Flecha:  $L/120$
  - 3 apoios
  - Inclinação mínima: 5%
  - Peso:  $4,05 \text{ daN/m}^2 = 0,0405 \text{ KN/m}^2$
  
- **Escolha da Cumeeira:**
  - Tipo: **Cumeeira lisa** (Catalogo Arcelor)
  - Espessura: 0,43mm
  - Comprimento total: 3000mm
  - Comprimento útil: 2850mm

- **Dimensionamento da calha**



Cada 1cm<sup>2</sup> de seção transversal da calha drena 1m<sup>2</sup> de área do telhado

- Área do telhado = 12,5 m x 24 m = 300 m<sup>2</sup>
- Adotada calha de 15,5 cm x 20 cm = 310 cm<sup>2</sup>

Área do Telhado 300 m<sup>2</sup> < 310 cm<sup>2</sup> seção transversal

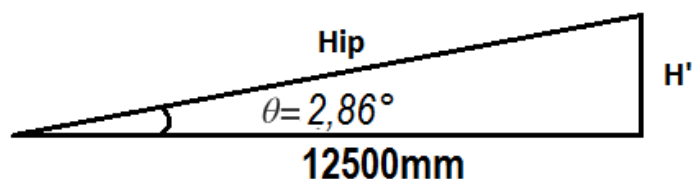
- **Treliça**

- Adotando inclinação de 5% encontra-se ângulo igual a 2,86°.
- Pré-dimensionamento da treliça.

$$\frac{L}{15} \leq H \leq \frac{L}{8} \rightarrow \frac{25000}{15} \leq H \leq \frac{25000}{8} \rightarrow$$

$$1666mm \leq H \leq 3125mm$$

Onde L é o comprimento do vão e H a altura da treliça.



$$\cos \theta = \frac{CA}{Hip} \rightarrow Hip = \frac{CA}{\cos \theta} = \frac{12500}{\cos 2,86^\circ} \rightarrow Hip = 12516 \text{ mm}$$

$$\sin \theta = \frac{CO}{Hip} \rightarrow H = \sin \theta * Hip = \sin 2,86^\circ * 12516 \rightarrow H = 625 \text{ mm}$$

➤ Altura de montante

$$0 \leq H_e \leq 2000 \text{ mm}$$

Foi adotado  $H_e = 1000 \text{ mm}$

➤ Altura máxima.

$$H_t = H + H_e = 625 + 1000 = 1625 \text{ mm}$$

### • Terças

➤ Adotando terças tipo alma cheia para vãos até 6m.

$$\frac{L}{60} \leq h \leq \frac{L}{40} \rightarrow \frac{6000}{60} \leq h \leq \frac{6000}{40} \rightarrow 100\text{mm} \leq h \leq 150\text{mm}$$

Onde L é o vão da terça e h é a altura do perfil.

Adotado  $h=150\text{mm}$

➤ Perfil adotado: **U 6" x 12,20**

- **Pilares**

- Coluna de alma cheia

$$\frac{H}{30} < h < \frac{H}{20} \rightarrow \frac{9000}{30} < h < \frac{9000}{20} \rightarrow 300 < h < 450$$

Onde H é a altura da coluna e h é a altura para o perfil.

Adotado h= 410 mm

- Perfil adotado: **W 410x53**

- **Vigas**

$$\frac{L}{30} < h < \frac{L}{20} = \frac{12500}{30} < h < \frac{12500}{20} = 417 < h < 625$$

Onde L é o comprimento do vão e h a altura do perfil

- Perfil adotado: **W 530x72**

## 3.5 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA.

### 3.5.1 Ação do vento

As determinações das forças devido a ação do vento são calculadas e regidas segundo a norma NBR 6123/1988 – “Forças devido ao vento em edificações”. O software visual vento nos fornece os cálculos necessários para que tenhamos os resultados esperados.

Figura 7: Dimensões do projeto

VisualVento

Geometria | Velocidade Básica | Fator S1 | Fator S2 | Fator S3 | Cpe - Paredes | Cpe - Telhado | Cpi | Combinações | Esforços | Resultados

Dimensões

Medidas

b 25 m a 48 m h 9 m Distância entre pórticos

b1 12,50 m a1 12,00 m a2 12,00 m p 6 m

$\beta$  5,14 ° h1 1,125 m

Confirmar

Área das aberturas

Face	Fixa	Móvel
A1	0 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>
A2	0 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>
A3	0 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>
B1	0 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>
B2	0 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>
B3	0 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>
C1	0 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>
C2	0 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>
D1	0 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>
D2	0 m <sup>2</sup>	0 m <sup>2</sup>

Continuar →

Fonte: visualvento, 2019

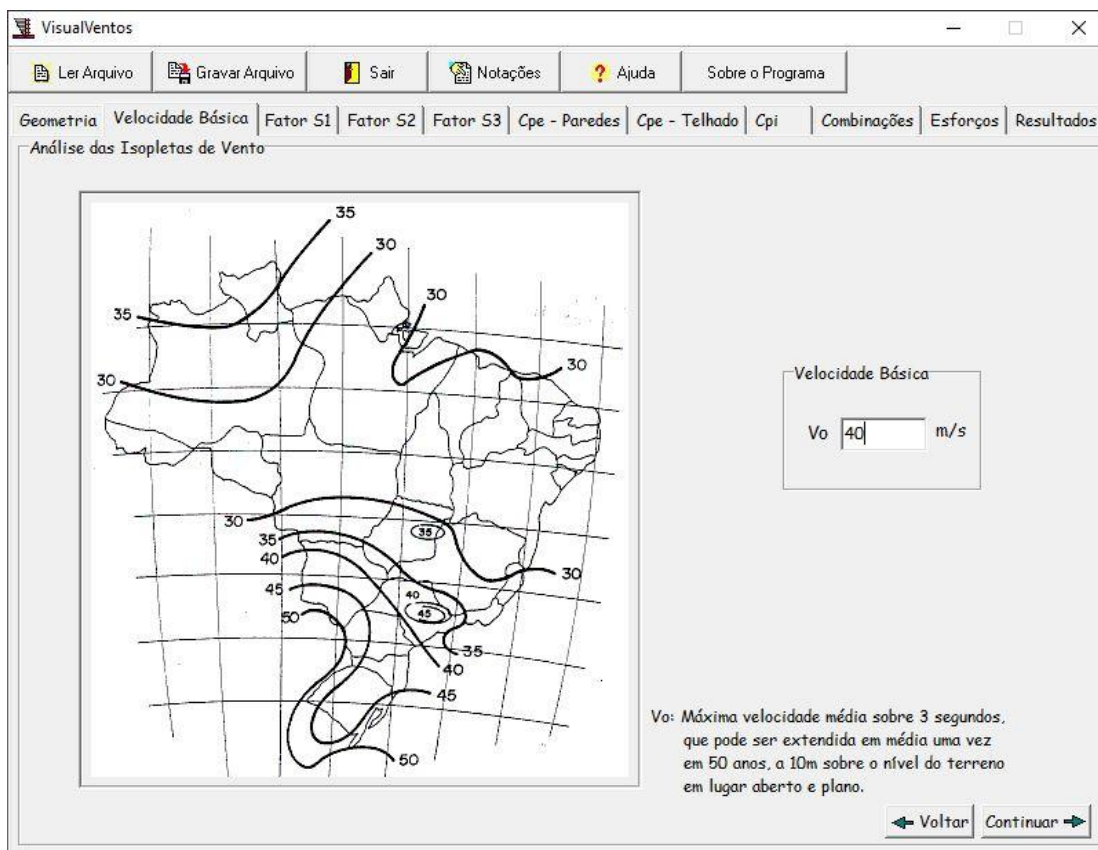
- Pressão dinâmica do vento ( $V_k$ ):

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3$$

➤ Velocidade Básica do vento ( $V_0$ ):

A cidade de São Carlos está localizada próximo a o centro do estado de São Paulo, e diante do gráfico de isopleta sua velocidade básica do vento é de 40 m/s.

Figura 8: Gráfico de Isopleta



Fonte: visualvento, 2019

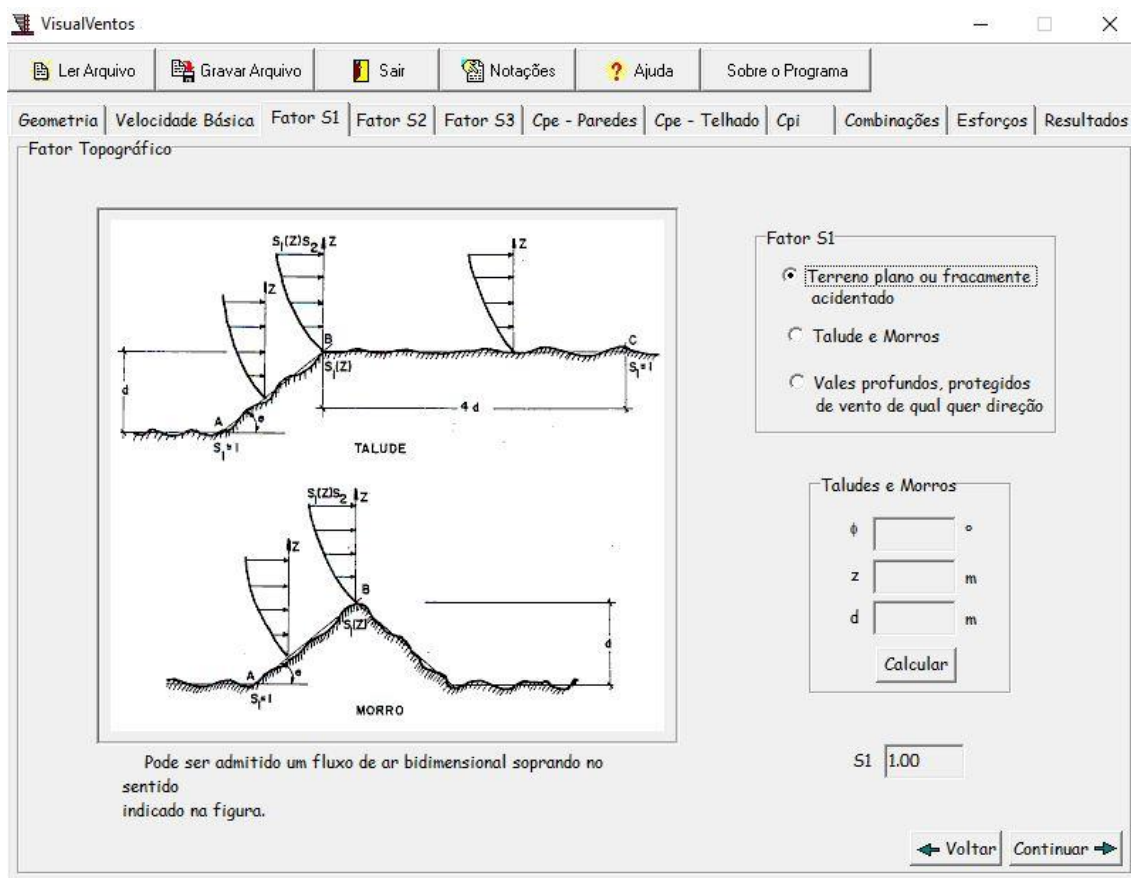
➤ Fator topográfico  $S_1$ :

Para o fator topográfico, o relevo do terreno foi considerado terreno plano.

Então:

$$S_1 = 1,0$$

Figura 9: Fator topográfico



Fonte: visualvento, 2019

➤ Fator de rugosidade  $S_2$

A classificação das categorias para dimensionar o fator de rugosidade deste projeto é a seguinte:

Categoria IV – Área industrial parcialmente desenvolvida;

Classe A = 25m – Vento longitudinal  $0^\circ$  (dimensão < 20);

Classe B = 48m – Vento Transversal  $90^\circ$  (dimensões entre 20 e 50m);

Altura sobre o terreno  $H = 9\text{m}$ ;

Então:

$$S_2 = 0,83$$

Figura 10: Fator de rugosidade

VisualVentos

Ler Arquivo Gravar Arquivo Sair Notações Ajuda Sobre o Programa

Geometria Velocidade Básica Fator S1 Fator S2 Fator S3 Cpe - Paredes Cpe - Telhado Cpi Combinações Esforços Resultados

Fator de Rugosidade

Categoria do terreno

Categoria	Descrição do ambiente
<input type="radio"/> I	Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.
<input type="radio"/> II	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1m. Exemplos: zonas costeiras planas; pântanos com vegetação rala; campos de aviação; pradarias e charnecas; fazendas sem sebes ou muros.
<input type="radio"/> III	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3m. Exemplos: granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos, fazendas com sebes e/ou muros, subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.
<input checked="" type="radio"/> IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados em zona florestal, industrial ou urbanizada. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10m. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores; cidades pequenas e seus arredores; subúrbios densamente construídos de grandes cidades; áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.
<input type="radio"/> V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25m. Exemplos: florestas com árvores altas de copas isoladas; centros de grandes cidade; complexo industriais bem desenvolvidos.

Classe de edificação

Classe	Descrição
<input type="radio"/> A	Maior dimensão menor ou igual a 20m
<input checked="" type="radio"/> B	Maior dimensão entre 20 e 50m
<input type="radio"/> C	Maior dimensão maior ou igual 50m

Maior dimensão:  m

Fator S2:

Calcular

Voltar Continuar

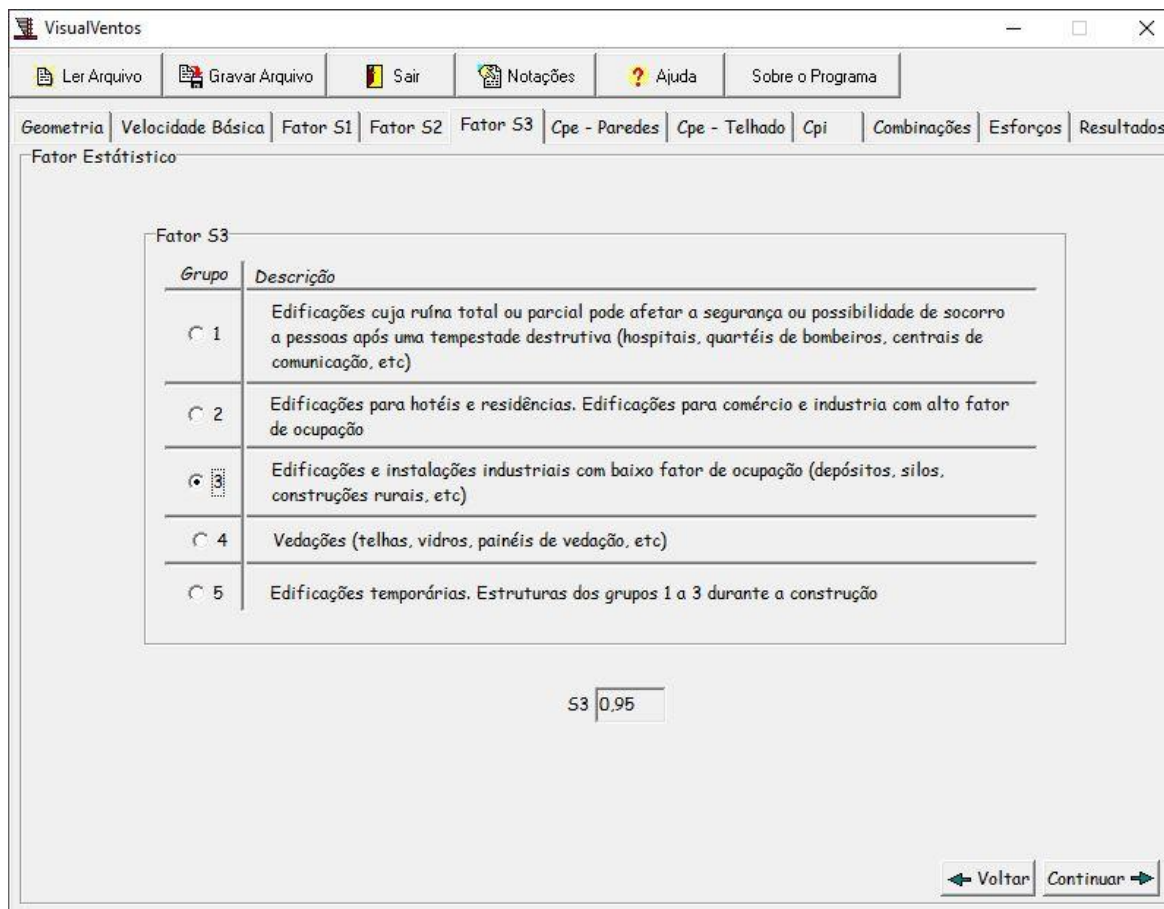
Fonte: Visualvento, 2019

➤ Fator estático  $S_3$

Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (deposito, silos, construções rurais e etc).

$$S_3 = 0,95$$

Figura 11: Fator estático



Fonte: Visualvento, 2019

Então a Pressão Dinâmica do vento ( $V_k$ ) é:

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 = 40 * 1,0 * 0,83 * 0,95 = 31,54 \text{ m/s}$$

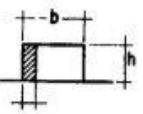

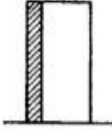
- **Pressão estática do vento - pressão de obstrução (q)**

$$q = 0,613 * V_k^2 = 0,613 * (31,54)^2 = 609,79 \text{ N/m}^2$$

- **Coefficiente de pressão externa (paredes)**

O coeficiente de pressão externa é calculado de acordo com a tabela 4 da NBR 6123, quando o resultado achado é diferente das usuais da tabela podem ser encontrados os resultados com interpolação linear.

Figura 12: coeficiente de pressão externa, para paredes de edificação retangular

Altura relativa		Valores de $C_e$ para								$C_{pe}$ médio
		$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$				
		$A_1$ e $\beta_1$	$A_2$ e $\beta_2$	C	D	A	B	$C_1$ e $D_1$	$C_2$ e $D_2$	
 $0,2b$ ou $h$ (o menor dos 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: NBR 6123, 1988

$$\frac{h}{b} = \frac{9}{25} = 0,36 \therefore \left[ \frac{h}{b} \leq \frac{1}{2} \right]$$

$$\frac{a}{b} = \frac{48}{25} = 1,92$$

Nesse caso é necessário fazer interpolação linear:

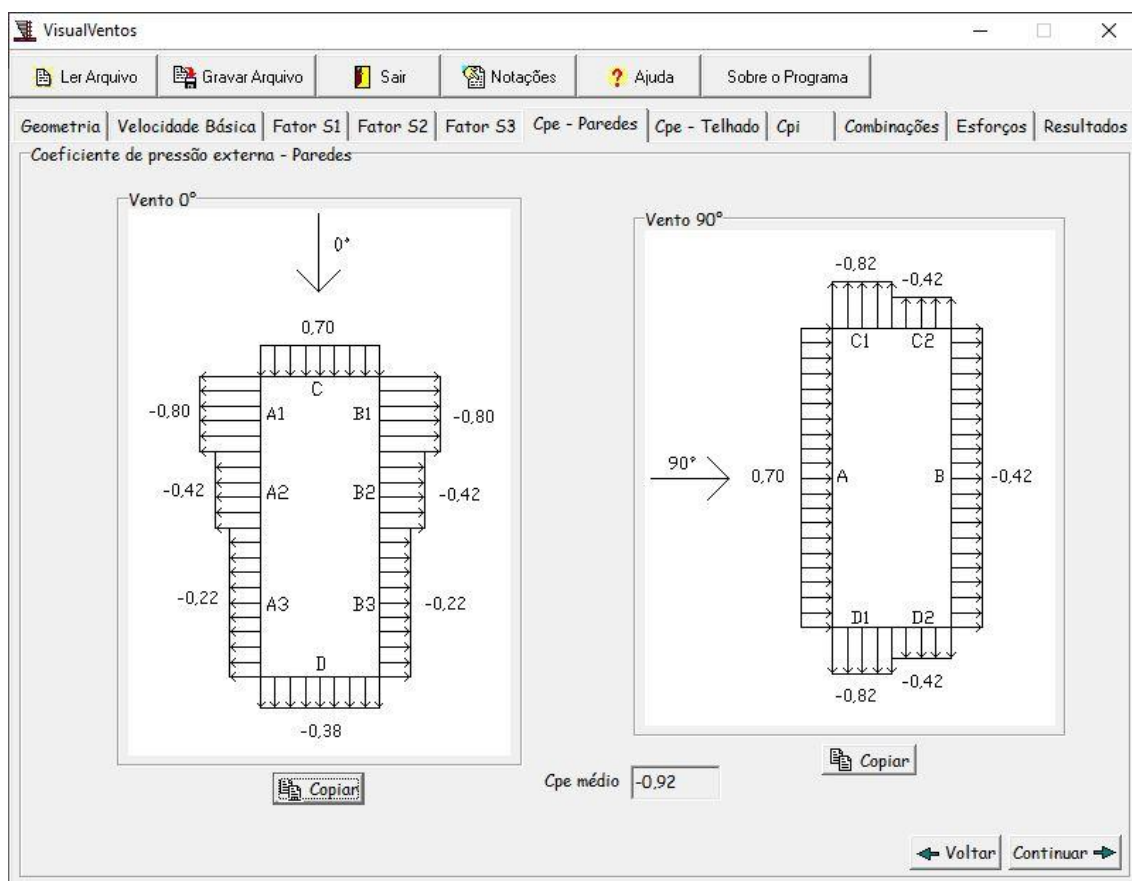
$$\begin{array}{r} 1,5 \\ 1,92 \\ 2,0 \end{array} \quad \begin{array}{r} 0,5 \\ X \\ 0,4 \end{array}$$

Então:

$$\frac{2,0 - 1,5}{1,92 - 1,5} = \frac{0,4 - 0,5}{X - 0,5} \rightarrow \frac{0,5}{0,42} = \frac{-0,1}{X - 0,5} \rightarrow X - 0,5 = \frac{-0,1}{1,19} \rightarrow X = -0,084 + 0,5$$

$$X = 0,42$$

Figura 13: coeficiente de pressão externa



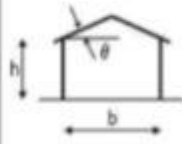
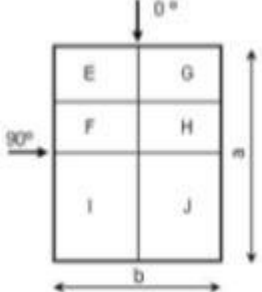
Fonte: Visualvento, 2019

Adotando inclinação de 5° temos:

- **Coefficiente de pressão externa (Telhado)**

O coeficiente de pressão externa é calculado de acordo com a tabela 14 que pode ser encontrado na NBR 6123, quando o telhado tem inclinação diferente das usuais da tabela podem ser encontrados os resultados com interpolação linear.

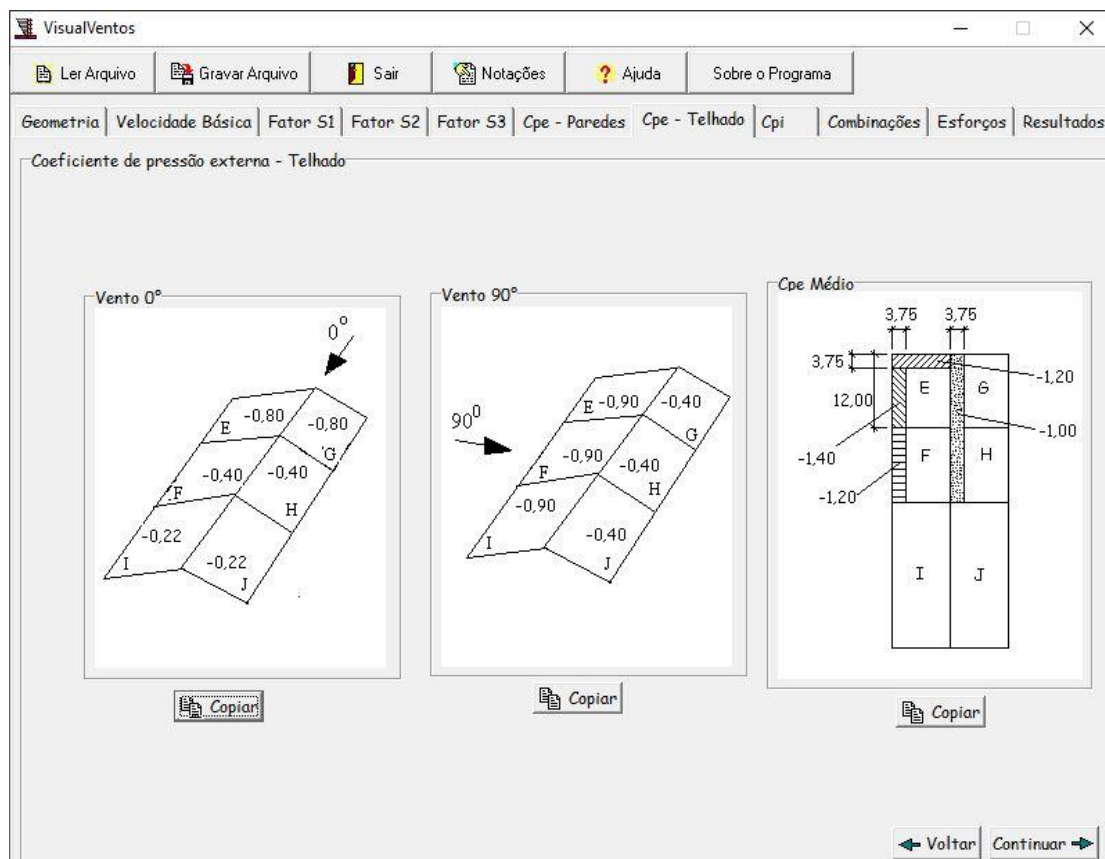
Figura 14: coeficiente de forma para telhados com águas, simétricos em edificações de planta retangular.

Altura relativa		$\theta$	Valores de $C_e$				
			$\alpha = 90^\circ$		$\alpha = 0^\circ$		
			EF	GH	EG	FH	
$h/b \leq 0,5$		0	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	
		5	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	
		10	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	
		15	-1	-0,4	-0,8	-0,6	
		20	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	
		30	0	-0,4	-0,7	-0,6	
		45	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6	
		60	+0,7	-0,6	-0,7	-0,6	

Fonte: NBR 6123/1988

O software apresenta os resultados obtidos do coeficiente de pressão do telhado.

Figura 15: Coeficiente de pressão externa - telhado



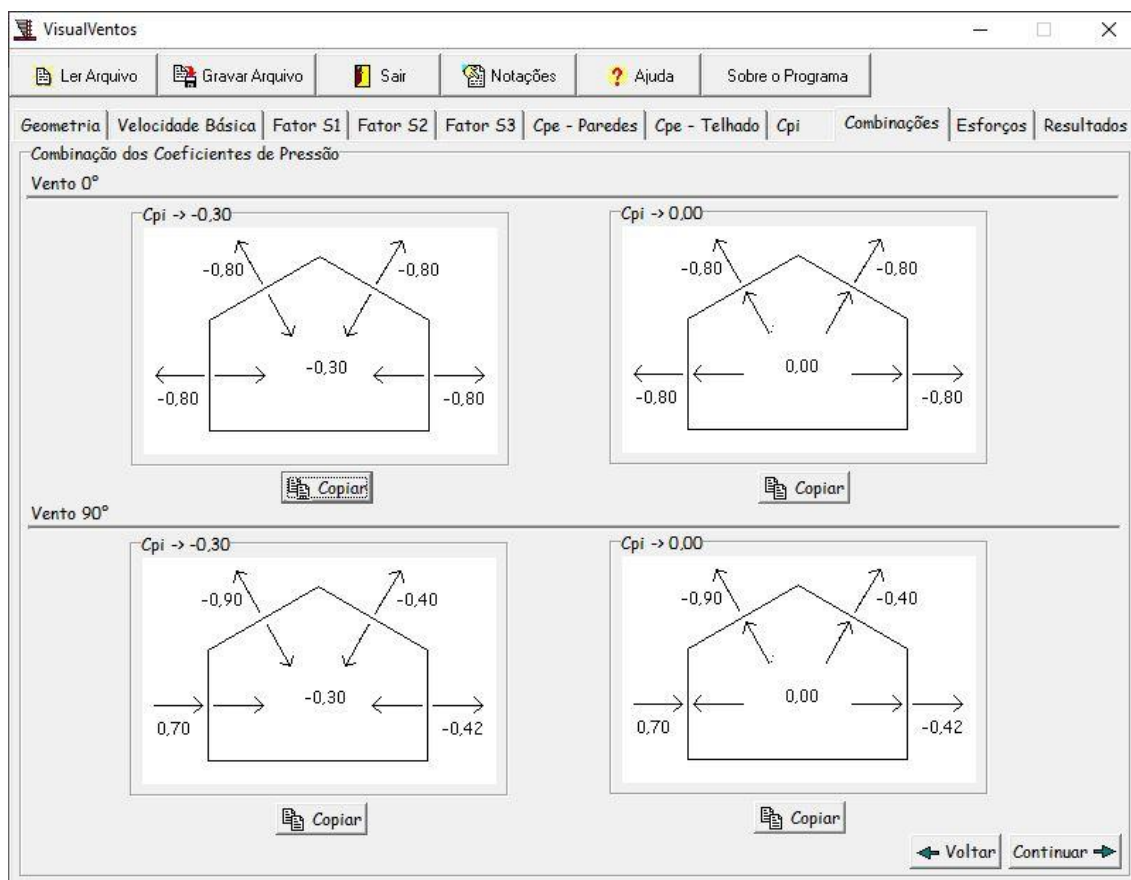
Fonte: Visualvento, 2019

- **Coeficiente de pressão interna**

- Quatro faces igualmente permeáveis.
  - $C_{pi} = -0,3$  ou  $C_{pi} = 0$  (usar o mais nocivo)

Combinando os coeficientes encontrados anteriormente, foi possível encontrar os resultados utilizando o software visual vento.

Figura 16: Composição dos coeficientes de pressão



Fonte: Visualvento, 2019

Para o cálculo de um pórtico isolado, multiplica-se esses coeficientes pela pressão dinâmica  $q$  e pela distância entre os pórticos  $d$ .

$$C = C_p * q * d$$

Onde:

$C$  – é os esforços resultantes

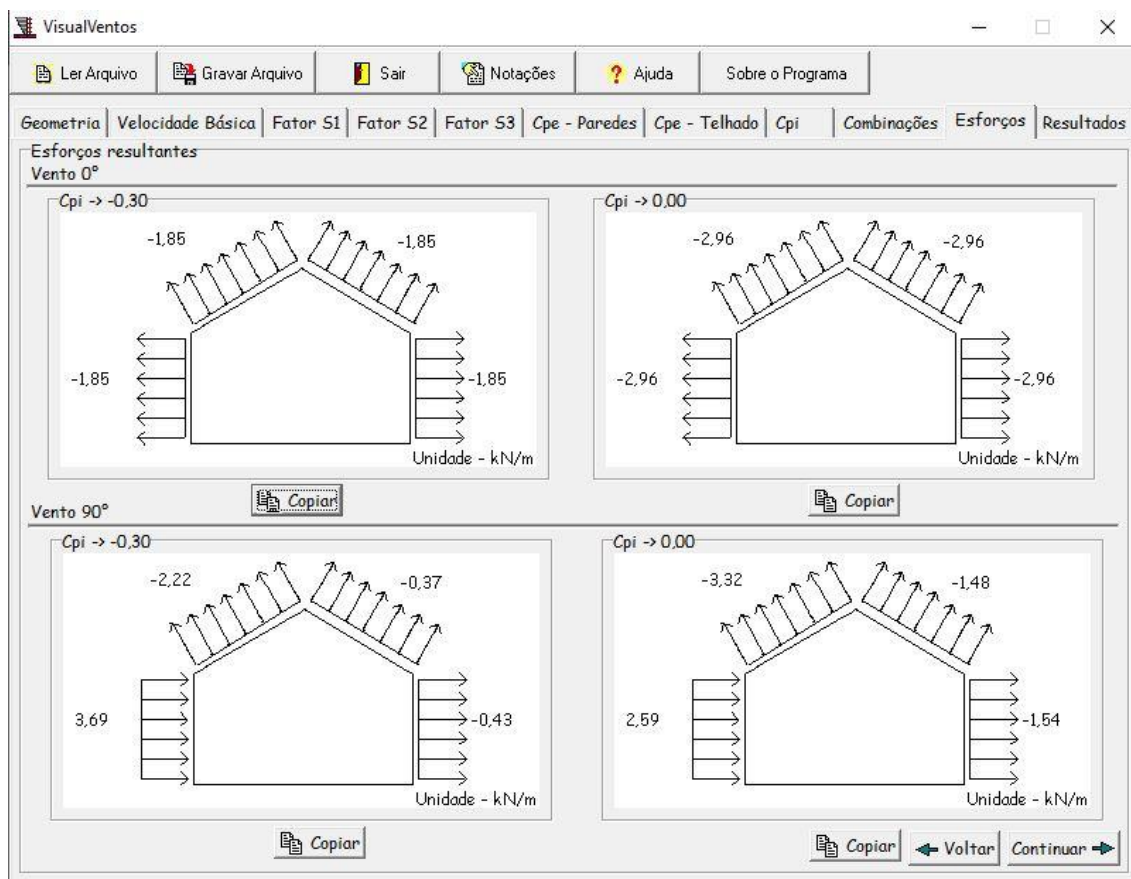
$C_p$  – é a combinação entre o  $C_{pi}$  e o  $C_{pe}$  ( $C_{pe} - C_{pi}$ );

$q$  – é a pressão dinâmica KN/m;

$d$  – é a distância entre os pórticos.

Com esse cálculo o software nos fornece os esforços que atuam nos porticos.

Figura 17: esforços resultantes.



Fonte: Visualvento, 2019.

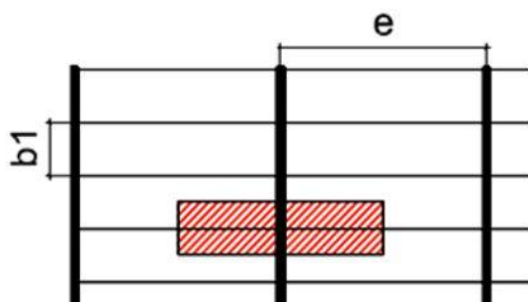
Quadro 2: resultados obtidos para a ação do vento

Velocidade básica	$V = 40 \text{ m/s}$
Fator S1	$S1 = 1,00$
Fator S2	$S2 = 0,91$
Fator S3	$S3 = 1,00$
Velocidade característica	$V_k = 33,28 \text{ m/s}$
Pressão Dinâmica	$q = 0,679 \text{ KN/m}^2$

### 3.5.2 Carregamentos e análise estrutural

- **Terças**

Para ser lançado os carregamentos deve ser levado em consideração a área de influência, que pontua o carregamento nos nós. A imagem mostra a área de influência considerada.



Logo pode concluir que a área de influência é dada pela equação a seguir:

$$A_{influência} = b1 * e$$

$$A_{influência} = 1,5 * 6$$

$$A_{influência} = 9 \text{ m}^2$$

Quadro 3: descrição das forças na terça

Descrição		
Perfil	U 6" 12,20	
largura entre as terças	1,5	m
Distancia entre pórticos	6	m
Peso próprio do perfil	0,012	KN/m <sup>2</sup>
Telha	0,041	KN/m <sup>2</sup>
Sobrecarga	0,5	KN/m <sup>2</sup>
Vento 0°	-1,85	KN/m
Vento 90°	-2,22	KN/m

Telha:  $0,041 \text{ KN/m}^2 \times 1,5 \text{ m} = 0,0615 \text{ KN/m}$

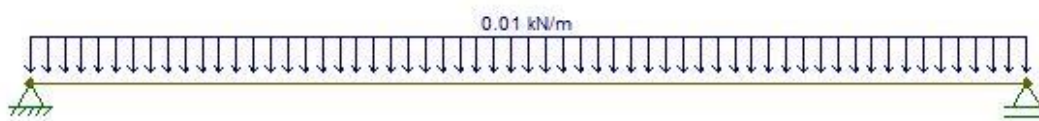
Sobrecarga:  $0,5 \text{ KN/m}^2 \times 1,5 \text{ m} = 0,75 \text{ KN/m}$

Vento 0°:  $(-1,85 \text{ KN/m}^2 / 6 \text{ m}) \times 1,5 \text{ m} = -0,46 \text{ KN/m}$

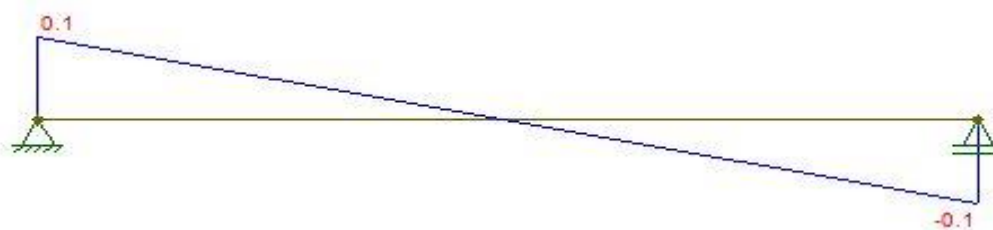
Vento 90°  $(-2,22 \text{ KN/m}^2 / 6 \text{ m}) \times 1,5 \text{ m} = -0,55 \text{ KN/m}$

Permanente:  $0,0615 \text{ KN/m} + 0,012 \text{ KN/m} = 0,074 \text{ KN/m}$

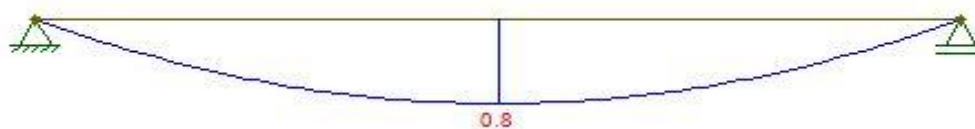
➤ **Peso próprio**



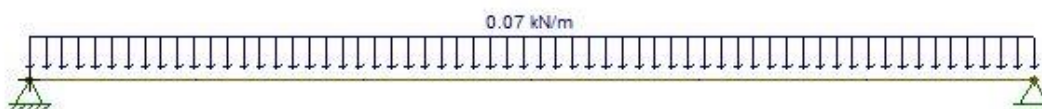
- Força cortante



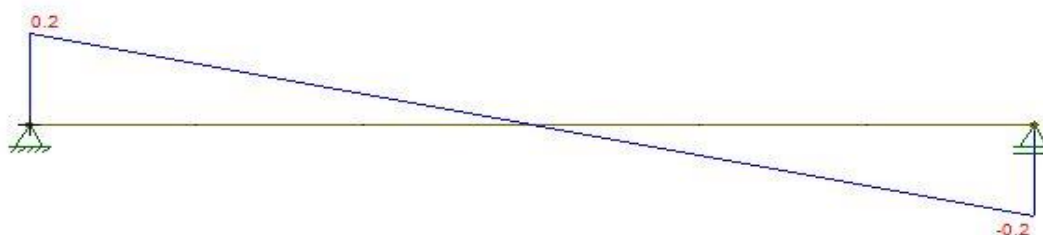
- Momento fletor



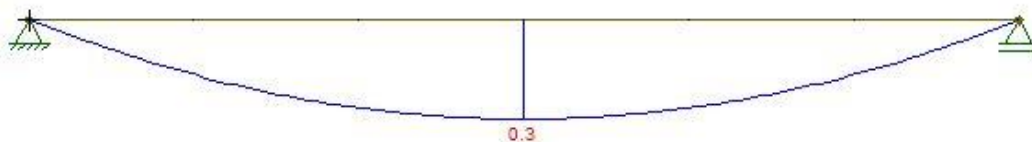
➤ **Permanente**



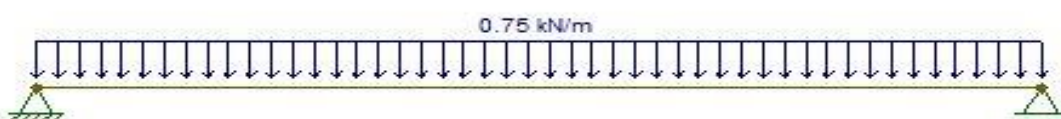
- Força cortante



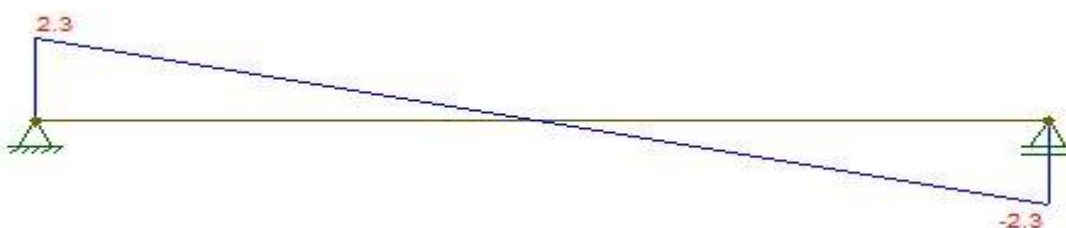
- Momento fletor



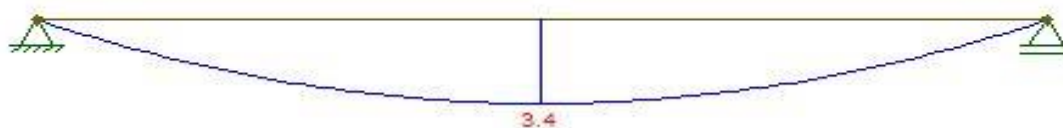
➤ Sobrecarga



- Força cortante



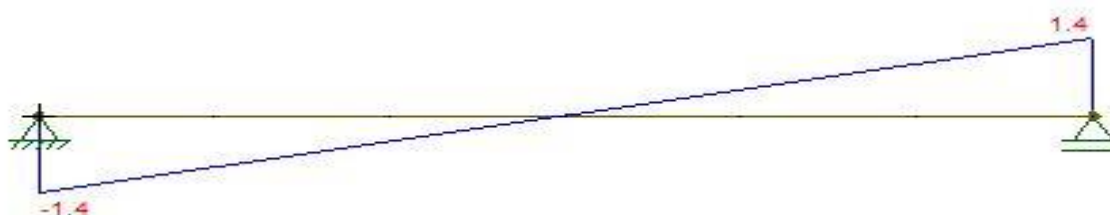
- Momento fletor



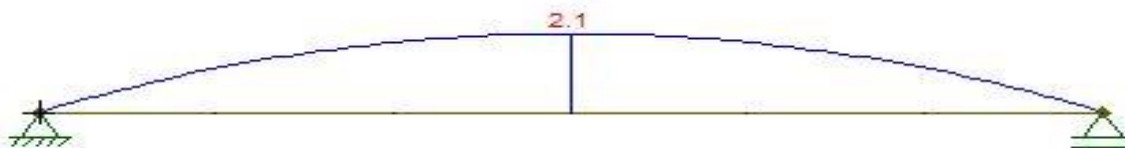
➤ Vento 0°



- Força cortante



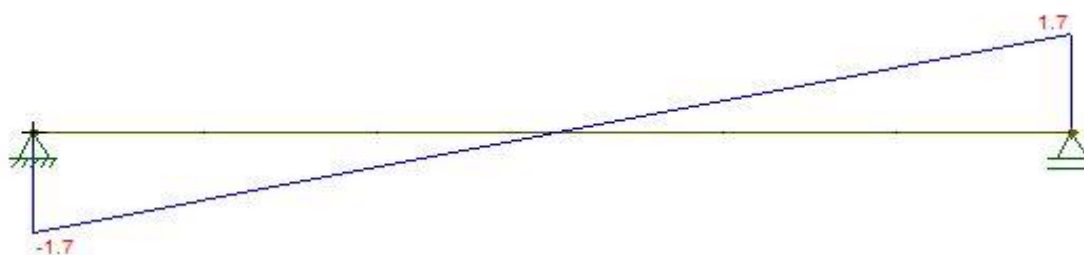
- Momento fletor



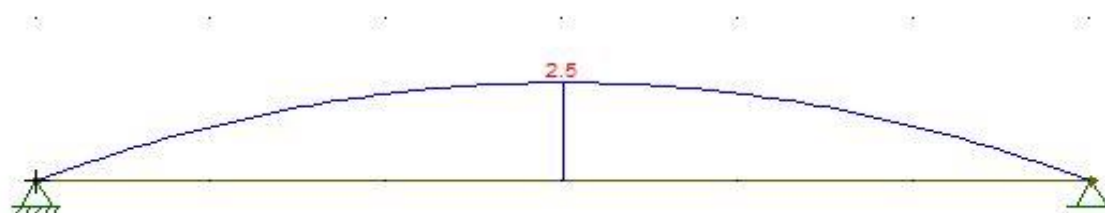
- Vento 90°



- Força cortante



- Momento fletor



- **Pórtico**

Quadro 4: descrição das forças no portico

Descrição		
Peso Estimado	0,20	KN/m <sup>2</sup>
Largura entre as Terças	1,50	m
Distancia entre os Pórticos	6,00	m
Pilar <b>W 410 x 53</b>	0,53	KN/m <sup>2</sup>
Terça + Telha	0,09	KN/m <sup>2</sup>
Sobrecarga	0,25	KN/m <sup>2</sup>
Vento 0°	-2,96	KN/m <sup>2</sup>
Vento 90°	-3,32	KN/m <sup>2</sup>

Quadro 5: carregamentos laterais

Carregamentos Laterais			
	Esquerda	Direita	
Vento 0°	-2,96	2,96	KN/m <sup>2</sup>
Vento 90°	3,69	2,59	KN/m <sup>2</sup>

Peso próprio da estrutura: 0,20 KN/m<sup>2</sup>

Peso da terça e da telha: 0,09 KN/m<sup>2</sup>

**0,29 KN/m<sup>2</sup>**

Peso próprio = 0,20 KN/m<sup>2</sup> x 6,0 m x 1,5 m = 1,8 KN

Permanente = 0,09 KN/m x 6,0 m x 1,5 m = 0,81 KN

Pilar = 0,53 KN/m x 9m = 4,77 KN

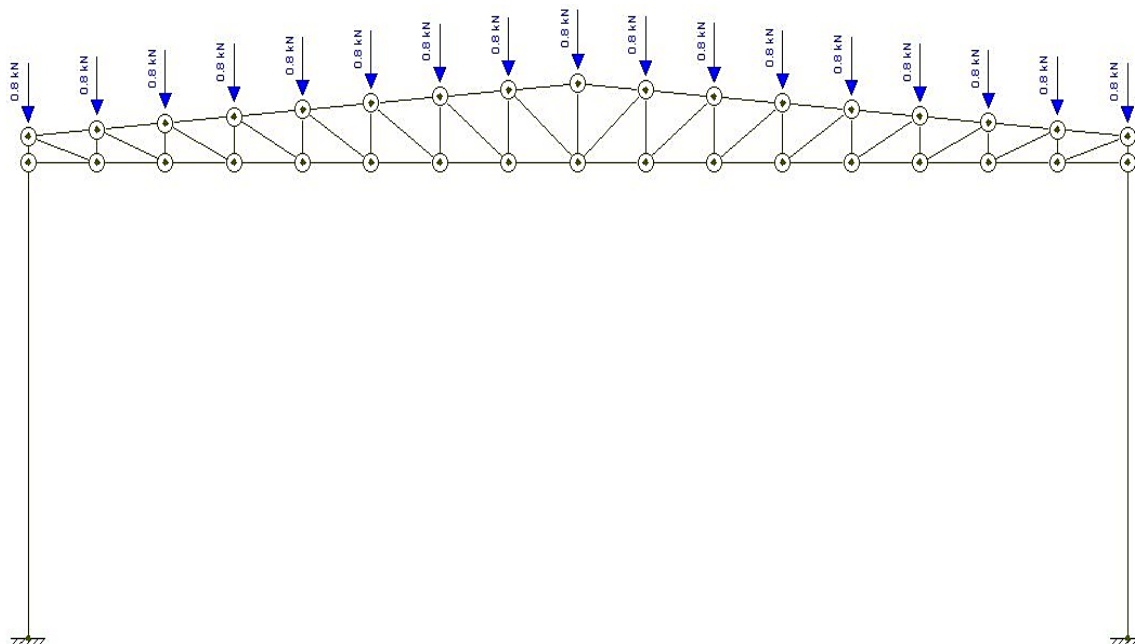
Sobrecarga = 0,25 KN/m<sup>2</sup> x 6,0 m x 1,5 m = 2,25 KN

Vento 0° = - 2,96 KN/m<sup>2</sup> x 1,5 m = - 4,44 KN

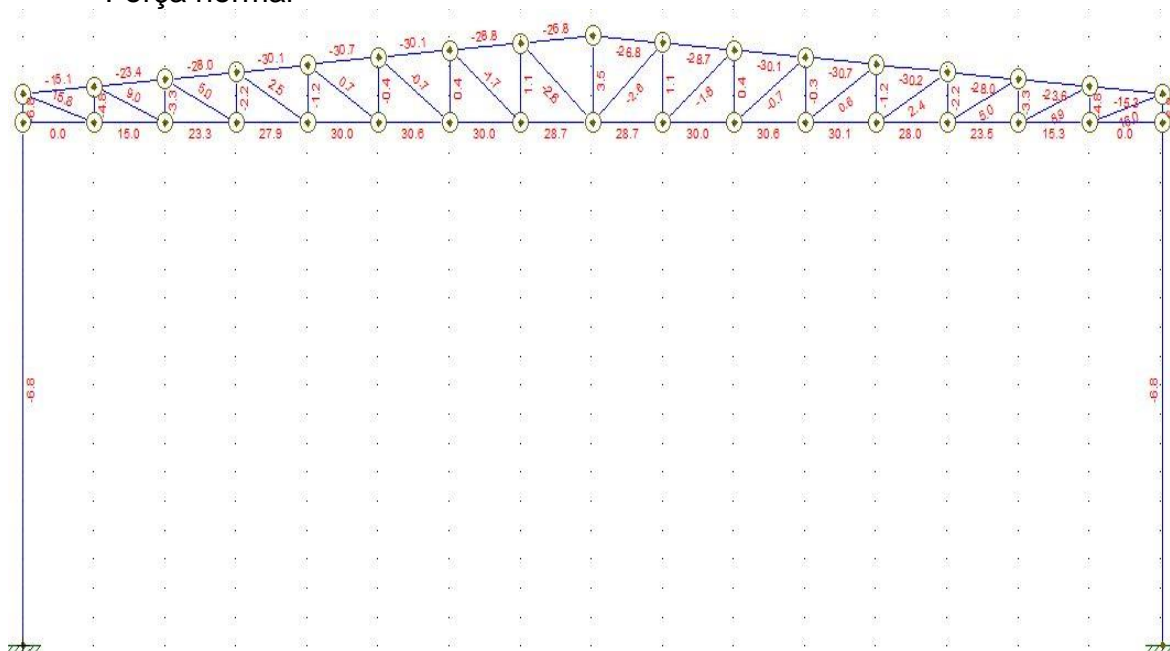
Vento 90° = - 3,32 KN/m<sup>2</sup> x 1,5 m = - 4,98 KN



### ➤ Permanente

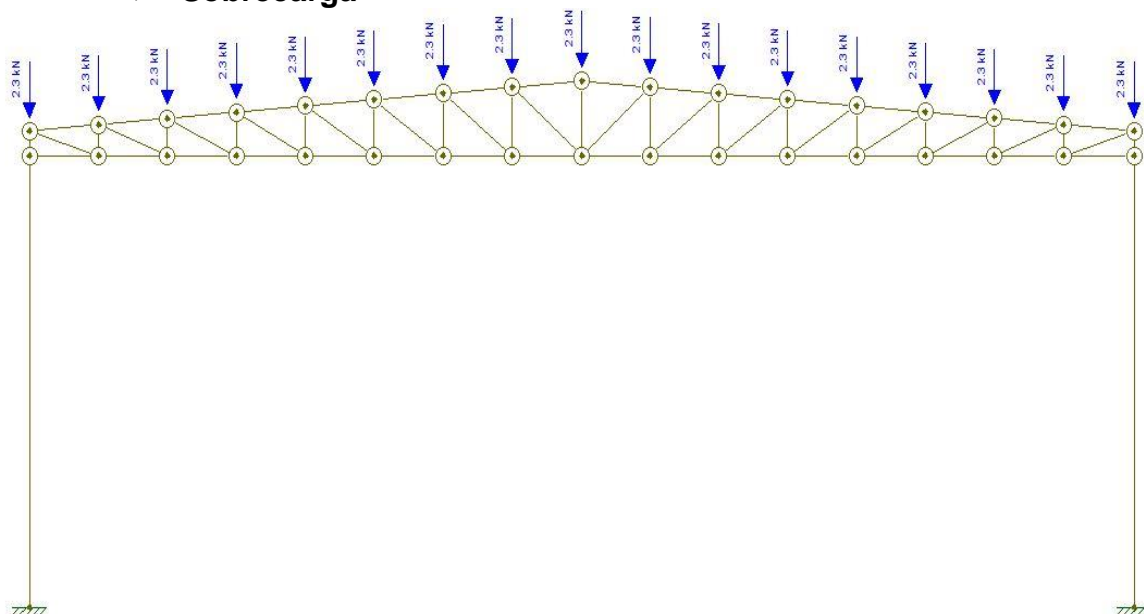


- Força normal

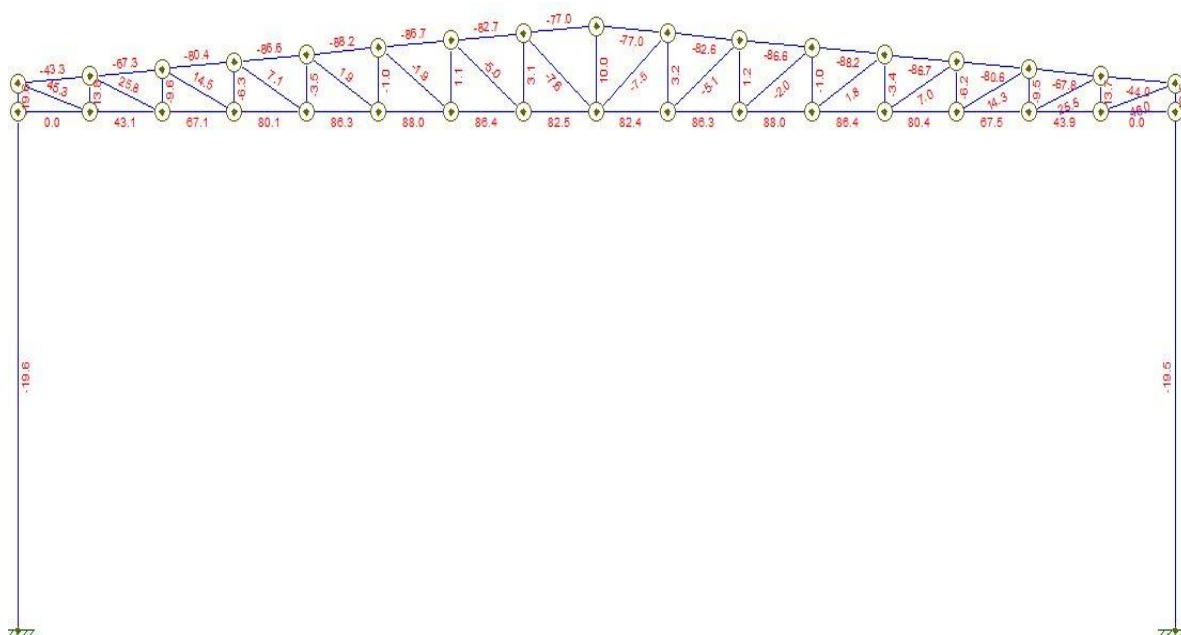


os efeitos de força cortante e momento fletor são praticamente nulos.

### ➤ Sobrecarga

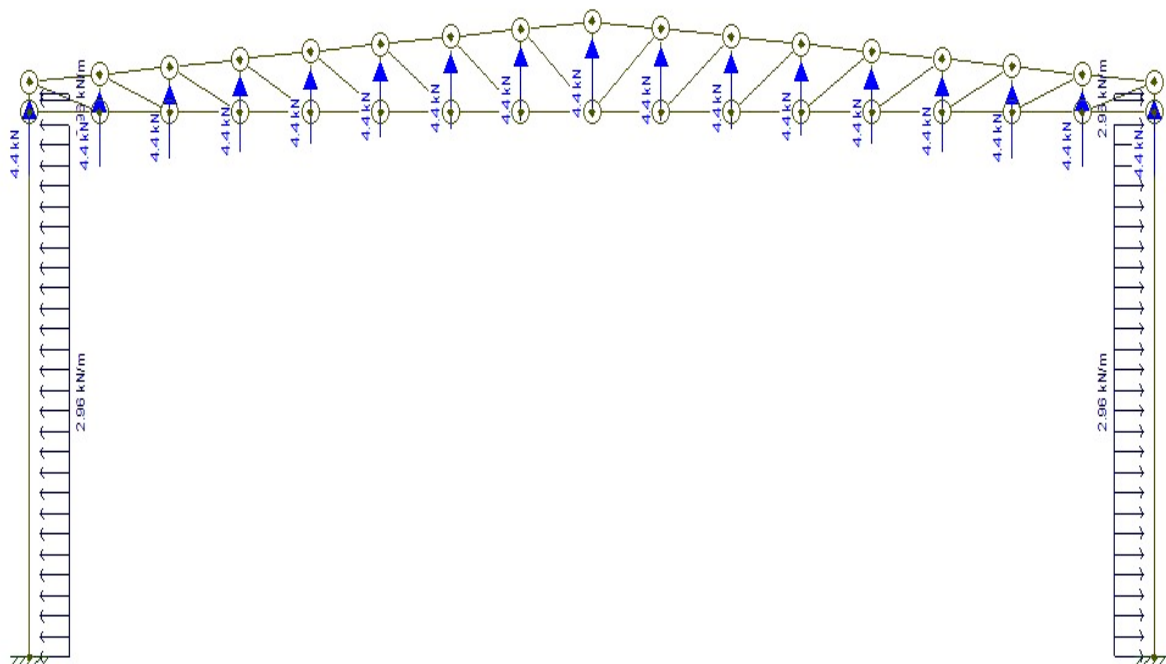


- Força normal

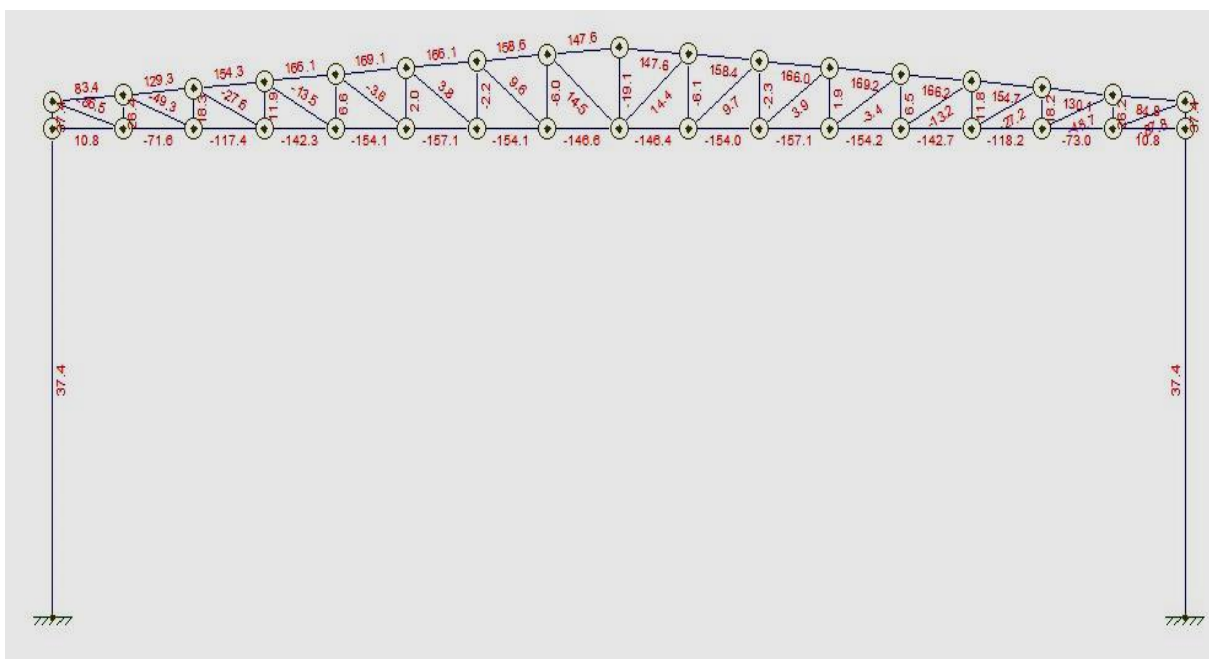


Os efeitos de força cortante e momento fletor são praticamente nulos.

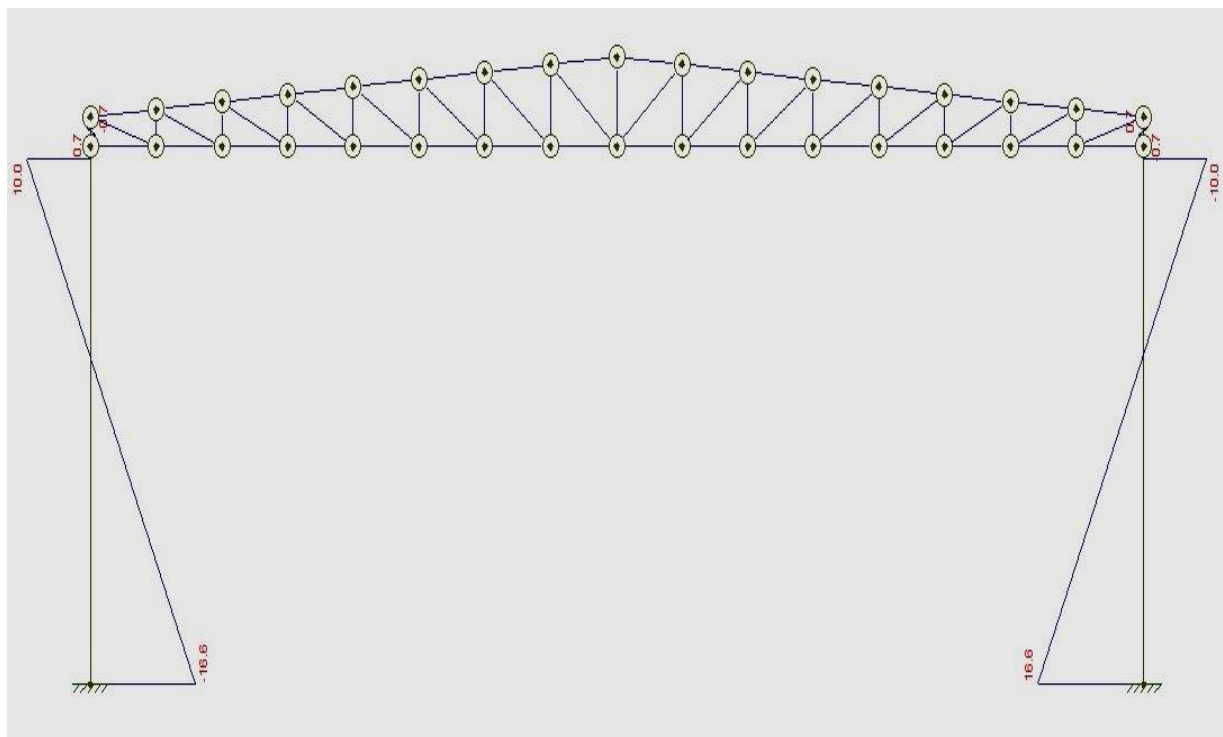
➤ Vento 0°



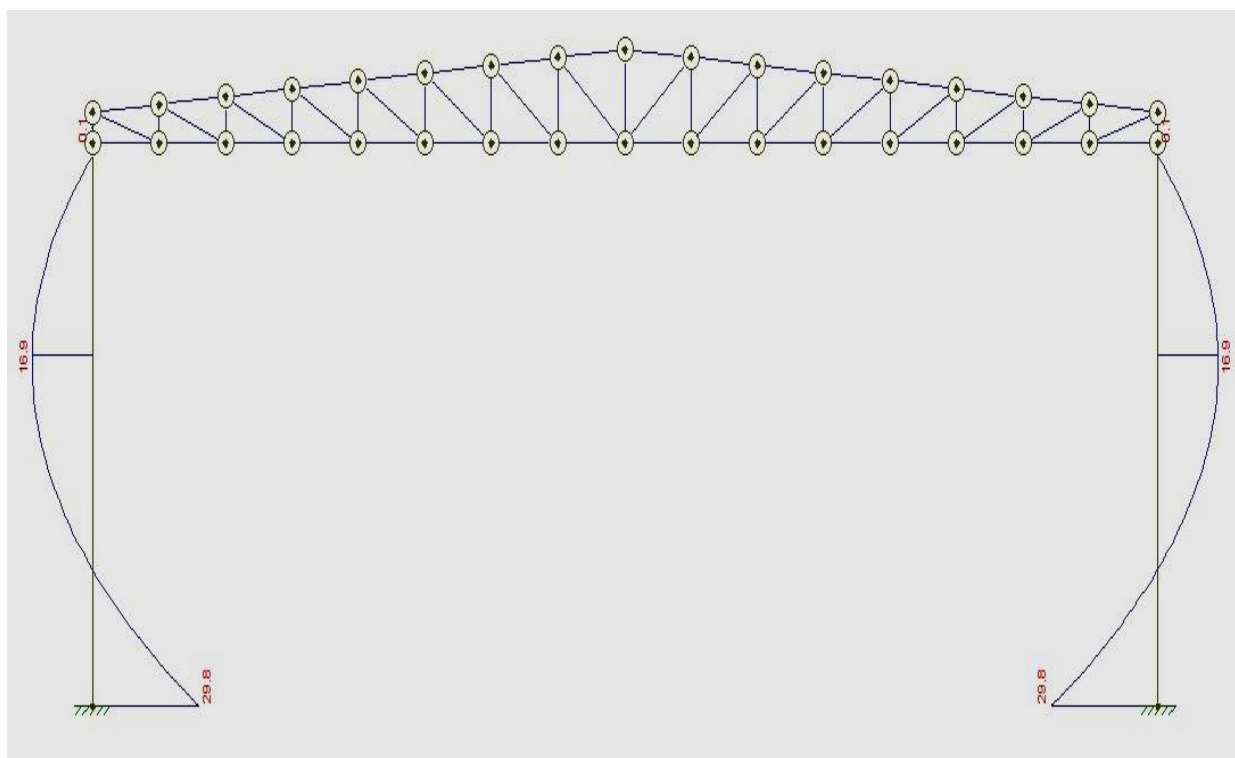
- Força normal



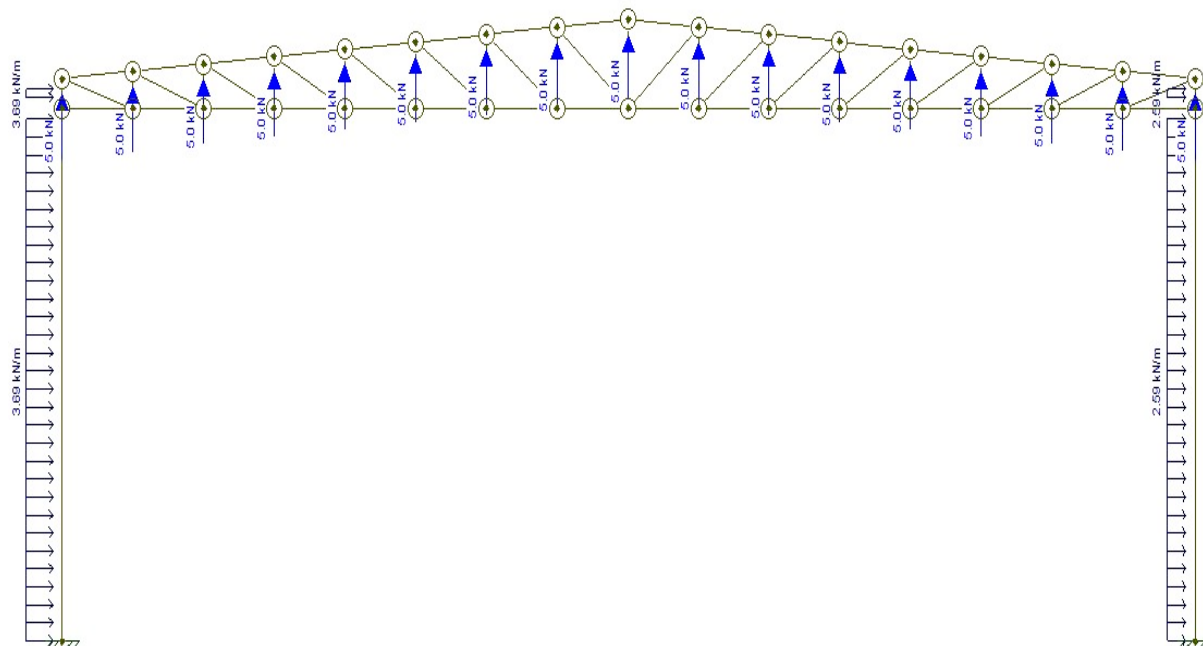
- Esforço cortante



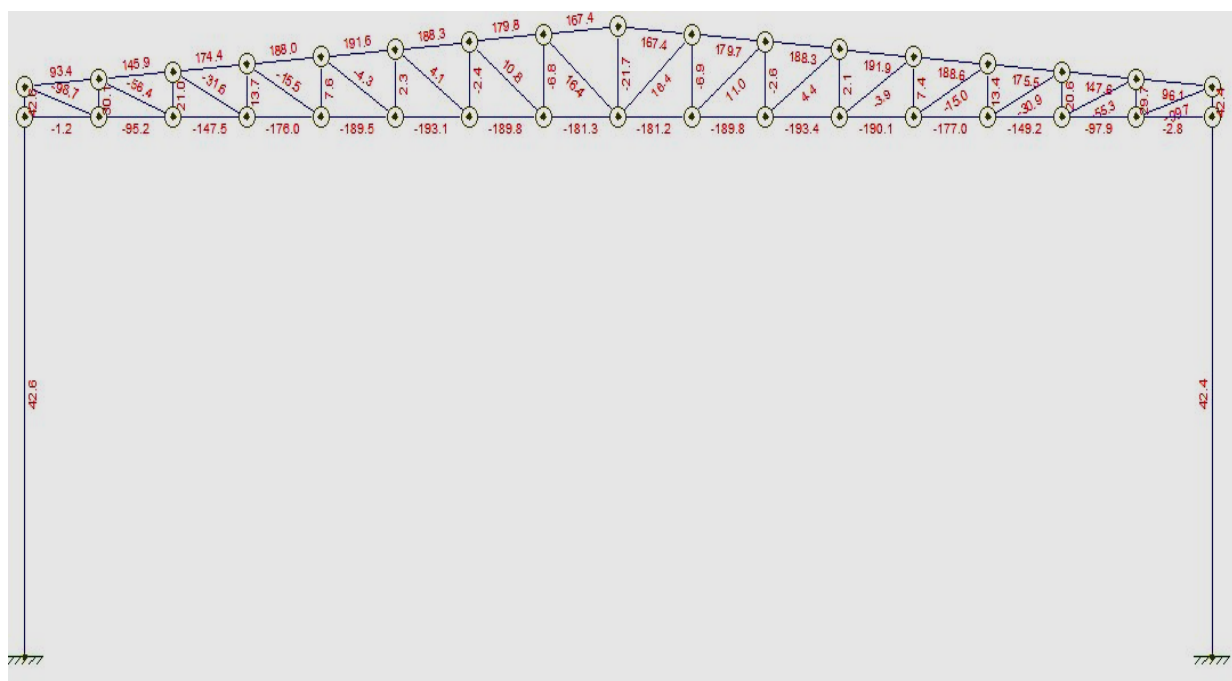
- Momento fletor



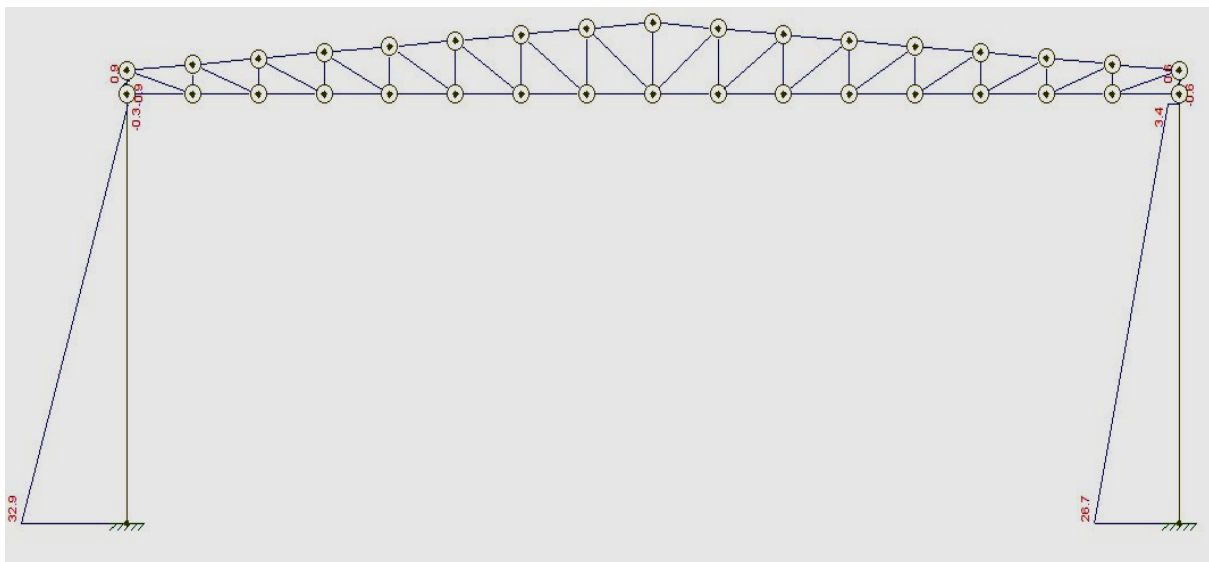
➤ Vento 90°



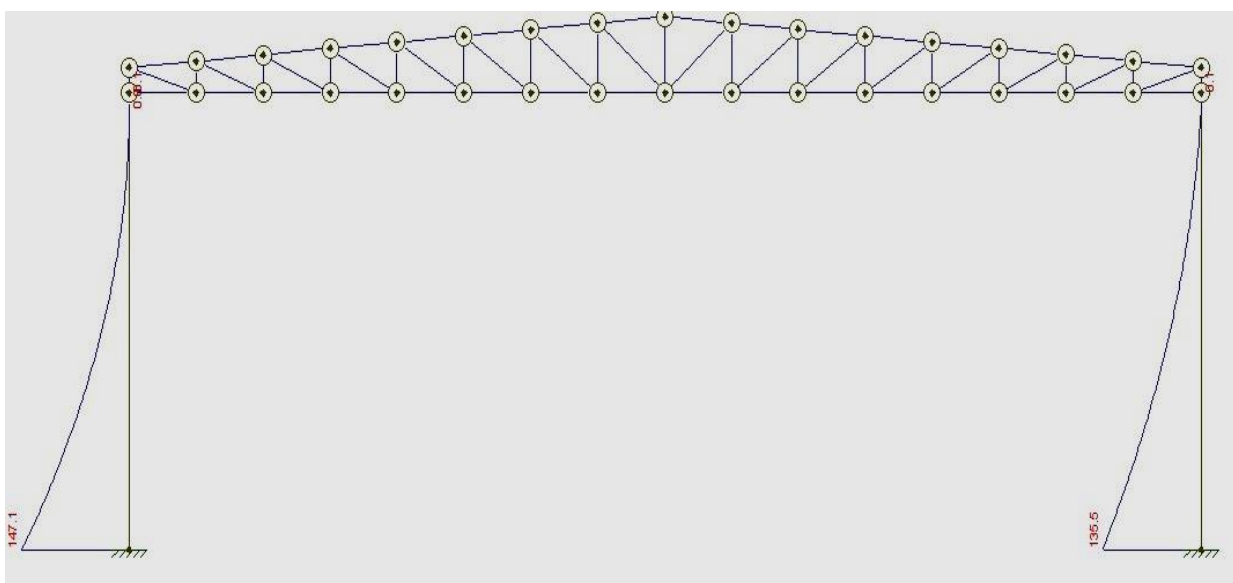
- Esforço normal



- Esforço cortante



- Momento fletor



- **Viga de coroamento**

Perfil adotado: **W 530x72**

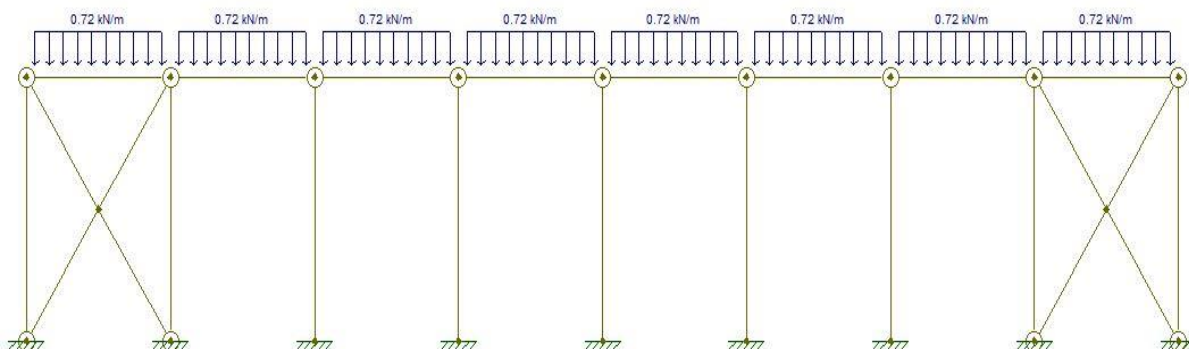
Quadro 6: descrição da viga de coroamento entre pórticos.

<b>Viga de coroamento</b>			
Carga permanente	Peso próprio do perfil	0,72	KN/m
	$V_0$	40	m/s
Carga variável	distancia de influencia	6,00	m
	$V_k$	31,54	m/s
	q	0,609	N/m
<b>Carregamento lateral</b>			
	esquerda	Direita	
Vento 0°	-2,96	2,96	KN/m

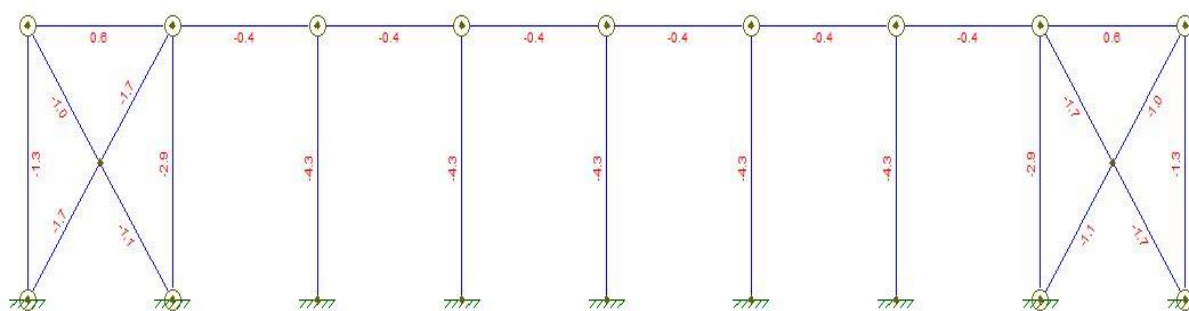
Peso proprio: 0,72 KN/m

Vento 0°: 2,96

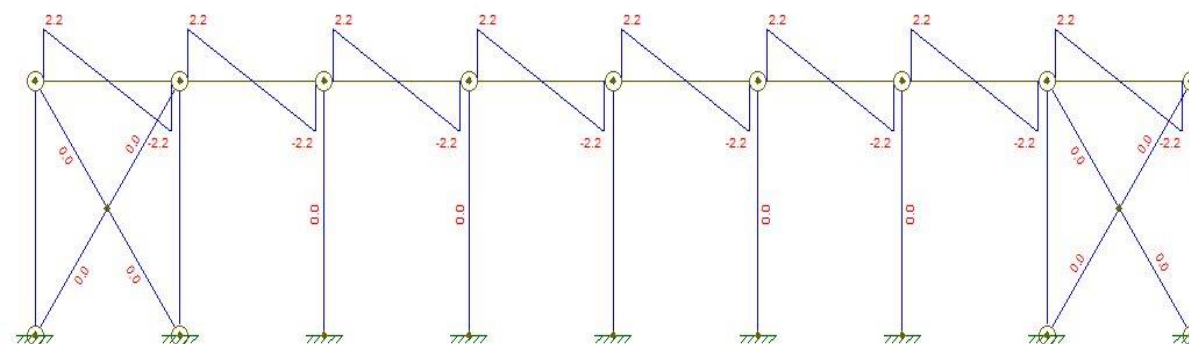
➤ **Peso próprio**



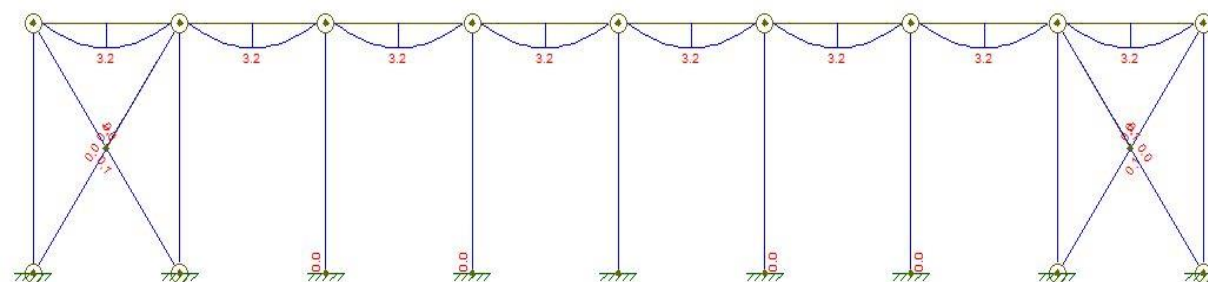
• **Força normal**



• **Força cortante**



• **Momento fletor**





### 3.5.3 Combinações das solicitações.

Segundo a NBR 8800 o carregamento das estruturas é definido de acordo com a combinação de ações que tem uma probabilidade não desprezível de atuar na mesma, durante um período preestabelecido. Essa combinação é feita diante dos efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

Para o coeficiente de ponderação e fatores de combinação os valores são retirados da tabela 1 e 2 na NBR 8800:2008. Conforme as figuras 18 e 19.

Figura 18: coeficiente de ponderação.

Tabela 1 — Valores dos coeficientes de ponderação das ações  $\gamma_f = \gamma_d \gamma_Q$

Combinações	Ações permanentes ( $\gamma_p$ ) <sup>2,3</sup>					
	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 ( $\gamma_Q$ ) <sup>2,4</sup>					
	Efeito da temperatura <sup>5</sup>	Ação do vento	Ações truncadas <sup>6</sup>	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		

<sup>2</sup> 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.

<sup>3</sup> O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

<sup>4</sup> 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 1,25 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m<sup>2</sup>, ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,20, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

<sup>5</sup> 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/m<sup>2</sup>, 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.

<sup>6</sup> 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.

Figura 19: fatores de combinação.

Tabela 2 — Valores dos fatores de combinação  $\psi_0$  e de redução  $\psi_1$  e  $\psi_2$  para as ações variáveis

Ações		$\gamma \psi^a$		
		$\psi_0$	$\psi_1^c$	$\psi_2^e$
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 <sup>b1</sup>	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 <sup>c</sup>	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

<sup>a</sup> Ver alínea c) de 4.7.5.3.  
<sup>b1</sup> Edificações residenciais de acesso restrito.  
<sup>c</sup> Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.  
<sup>d</sup> Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar  $\psi_1$  igual a 1,0.  
<sup>e</sup> Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para  $\psi_2$  o valor zero.

Fonte: NBR 8800/2008

De acordo com a NBR 8800:2008 para cada combinação se aplica a seguinte expressão:

$$F_d = \sum (\gamma_{gi} * F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} * F_{Q1,k} + \sum (\gamma_{qj} \psi_{0j,ef} F_{Qj,k})$$

Onde:

$F_{Gi,k}$  - Representa os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$  - É o valor característicos das ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$  - Representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

$\gamma_{gi}$  - Coeficiente de ponderação das ações permanentes;

$\gamma_q$  - Coeficiente de ponderação das ações variáveis;

$\Psi$  - Fatores de combinação das ações variáveis.

Combinações:

$$1^\circ - (1,25 \times PP + 1,35 \times CP) + (1,50 \times SC)$$

$$2^\circ - (1,25 \times PP + 1,35 \times CP) + (1,50 \times SC) - (1,40 \times 0,6 \times V0 \text{ sucção})$$

$$3^\circ - (1,25 \times PP + 1,35 \times CP) + (1,50 \times SC) + (1,40 \times 0,6 \times V90)$$

$$4^\circ - (1,25 \times PP + 1,35 \times CP) - (1,40 \times V0 \text{ sucção}) + (1,50 \times 0,8 \times SC)$$

$$5^\circ - (1,25 \times PP + 1,35 \times CP) + (1,40 \times V90) + (1,50 \times 0,8 \times SC)$$

$$6^\circ - (1,00 \times (PP + CP)) - (1,40 \times V0 \text{ sucção})$$

$$7^\circ - (1,00 \times (PP + CP)) + (1,40 \times V90)$$

Onde:

PP = Peso Próprio

CP = Carga Permanente

SC = Sobrecarga

V0 = Vento 0°

V90 = Vento 90°



Tabela 1: Esforços normais de cada barra do pórtico.

Esforços Normais (KN)						
	Barras	Peso próprio (PP)	Permanente (CP)	Sobrecarga (SC)	Vento 0°	Vento 90°
Banzo superior	1	-33,9	-15,1	-43,3	83,4	93,4
	2	-52,7	-23,4	-67,3	129,3	145,9
	3	-62,9	-28,0	-80,4	154,3	174,4
	4	-67,8	-30,1	-86,6	166,1	188,0
	5	-69,1	-30,7	-88,2	169,1	191,6
	6	-67,8	-30,1	-86,7	166,1	188,3
	7	-64,8	-28,8	-82,7	158,6	179,8
	8	-60,3	-26,8	-77,0	147,6	167,4
	9	-60,3	-26,8	-77,0	147,6	167,4
	10	-64,7	-28,7	-82,6	158,4	179,7
	11	-67,8	-30,1	-86,6	166,0	188,3
	12	-69,1	-30,7	-88,2	169,2	191,9
	13	-67,9	-30,2	-86,7	166,2	188,6
	14	-63,1	-28,0	-80,6	154,7	175,5
	15	-53,0	-23,6	-67,8	130,1	147,6
	16	-34,5	-15,3	-44,0	84,8	96,1
Banzo inferior	17	0,0	0,0	0,0	10,8	-1,2
	18	33,7	15,0	43,1	-71,6	-95,2
	19	52,5	23,3	67,1	-117,4	-147,5
	20	62,7	27,9	80,1	-142,3	-176,0
	21	67,6	30,0	86,3	-154,1	-189,5
	22	68,8	30,6	88,0	-157,1	-193,1
	23	67,6	30,0	86,4	-154,1	-189,8
	24	64,5	28,7	82,5	-146,6	-181,3
	25	64,5	28,7	82,4	-146,4	-181,2
	26	67,6	30,0	86,3	-154,0	-189,8
	27	68,8	30,6	88,0	-157,1	-193,4
	28	67,6	30,1	86,4	-154,2	-190,1

	29	62,9	28,0	80,4	-142,7	-177,0
	30	52,8	23,5	67,5	-118,2	-149,2
	31	34,3	15,3	43,9	-73,0	-97,9
	32	0,0	0,0	0,0	10,8	-2,8
Montante	33	-20,1	-6,8	-19,6	37,4	42,6
	34	-10,8	-4,8	-13,8	26,4	30,1
	35	-7,5	-3,3	-9,6	18,3	21,0
	36	-4,9	-2,2	-6,3	11,9	13,7
	37	-2,7	-1,2	-3,5	6,6	7,6
	38	-0,8	-0,4	-1,0	2,0	2,3
	39	0,9	0,4	1,1	-2,2	-2,4
	40	2,4	1,1	3,1	-6,0	-6,8
	41	7,8	3,5	10,0	-19,1	-21,7
	42	2,5	1,1	3,2	-6,1	-6,9
	43	0,9	0,4	1,2	-2,3	-2,6
	44	-0,8	-0,3	-1,0	1,9	2,1
	45	-2,7	-1,2	-3,4	6,5	7,4
	46	-4,8	-2,2	-6,2	11,8	13,4
	47	-7,5	-3,3	-9,5	18,2	20,6
	48	-10,7	-4,8	-13,7	26,2	29,7
	49	-20,1	-6,8	-19,5	37,4	42,4
Diagonal	50	35,4	15,8	45,3	-86,5	-98,7
	51	20,2	9,0	25,8	-49,3	-56,4
	52	11,3	5,0	14,5	-27,6	-31,6
	53	5,8	2,5	7,1	-13,5	-15,5
	54	1,5	0,7	1,9	-3,6	-4,3
	55	-1,5	-0,7	-1,9	3,8	4,1
	56	-3,9	-1,7	-5,0	9,6	10,8
	57	-5,9	-2,6	-7,5	14,5	16,4
	58	-5,9	-2,6	-7,5	14,4	16,4
	59	-4,0	-1,8	-5,1	9,7	11,0
	60	-1,6	-0,7	-2,0	3,9	4,4

	61	1,4	0,8	1,8	-3,4	-3,9
	62	5,4	2,4	7,0	-13,2	-15,0
	63	11,2	5,0	14,3	-27,2	-30,9
	64	20,0	8,9	25,5	-48,7	-55,3
	65	36,0	16,0	46,0	-87,8	-99,7
Pilar	66	-20,1	-6,8	-19,6	37,4	42,6
	67	-20,1	-6,8	-19,5	37,4	42,4

Aqui e apresentado os valores de cada combinação para todas as barras solicitada pelo esforço normal, Tabela 2:

Tabela 2: Resultado das Combinações de esforços normais do pórtico.

Combinações de Esforços Normais (KN)										
	Barras	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3	Comb. 4	Comb. 5	Comb.6	Comb.7	Tração	Compr.
Banzo Superior	1	-127,7	-197,8	-49,3	-231,5	16,0	-165,8	81,8	81,8	-231,5
	2	-198,4	-307,0	-75,9	-359,2	26,0	-257,1	128,2	128,2	-359,2
	3	-237,0	-366,6	-90,5	-428,9	31,3	-306,9	153,3	153,3	-428,9
	4	-255,3	-394,8	-97,4	-461,8	33,9	-330,4	165,3	165,3	-461,8
	5	-260,1	-402,2	-99,2	-470,4	34,6	-336,5	168,4	168,4	-470,4
	6	-255,4	-395,0	-97,3	-462,0	34,2	-330,4	165,7	165,7	-462,0
	7	-243,9	-377,2	-92,9	-441,2	32,6	-315,6	158,1	158,1	-441,2
	8	-227,1	-351,0	-86,4	-410,6	30,4	-293,7	147,3	147,3	-410,6
	9	-227,1	-351,0	-86,4	-410,6	30,4	-293,7	147,3	147,3	-410,6
	10	-243,5	-376,6	-92,6	-440,5	32,8	-315,2	158,2	158,2	-440,5
	11	-255,3	-394,7	-97,1	-461,7	34,3	-330,3	165,7	165,7	-461,7
	12	-260,1	-402,2	-98,9	-470,5	35,0	-336,7	168,9	168,9	-470,5
	13	-255,7	-395,3	-97,3	-462,4	34,4	-330,8	165,9	165,9	-462,4
	14	-237,6	-367,5	-90,2	-430,0	32,3	-307,7	154,6	154,6	-430,0
	15	-199,8	-309,1	-75,8	-361,6	27,2	-258,7	130,0	130,0	-361,6
	16	-129,8	-201,0	-49,1	-235,3	18,0	-168,5	84,7	84,7	-235,3
Banzo Inferior	17	0,0	-9,1	-1,0	-15,1	-1,7	-15,1	-1,7		-15,1
	18	127,0	187,2	47,1	214,3	-19,2	148,9	-84,6	214,3	-84,6
	19	197,7	296,3	73,8	342,0	-28,9	240,2	-130,7	342,0	-130,7
	20	236,2	355,7	88,4	411,4	-34,2	289,8	-155,8	411,4	-155,8
	21	254,5	383,9	95,3	444,3	-36,7	313,3	-167,7	444,3	-167,7
	22	259,3	391,3	97,1	452,9	-37,4	319,3	-170,9	452,9	-170,9
	23	254,6	384,0	95,2	444,4	-37,0	313,3	-168,1	444,4	-168,1
	24	243,1	366,3	90,8	423,6	-35,5	298,4	-160,6	423,6	-160,6

	25	243,0	365,9	90,8	423,2	-35,4	298,2	-160,5	423,2	-160,5
	26	254,5	383,8	95,0	444,2	-37,2	313,2	-168,1	444,2	-168,1
	27	259,3	391,3	96,9	452,9	-37,9	319,3	-171,4	452,9	-171,4
	28	254,7	384,3	95,1	444,7	-37,3	313,6	-168,4	444,7	-168,4
	29	237,0	356,9	88,3	412,7	-34,9	290,7	-156,9	412,7	-156,9
	30	199,0	298,3	73,6	344,2	-30,2	241,8	-132,6	344,2	-132,6
	31	129,4	190,7	47,1	218,4	-20,9	151,8	-87,5	218,4	-87,5
	32	0,0	-9,1	-2,4	-15,1	-3,9	-15,1	-3,9		
Montante	33	-63,7	-95,1	-27,9	-110,2	1,8	-79,3	32,7	32,7	-110,2
	34	-40,7	-62,9	-15,4	-73,5	5,6	-52,6	26,5	26,5	-73,5
	35	-28,2	-43,6	-10,6	-51,0	4,1	-36,4	18,6	18,6	-43,6
	36	-18,5	-28,5	-7,0	-33,3	2,5	-23,8	12,1	12,1	-33,3
	37	-10,2	-15,8	-3,9	-18,4	1,4	-13,1	6,7	6,7	-18,4
	38	-3,0	-4,7	-1,1	-5,5	0,5	-4,0	2,0	2,0	-5,5
	39	3,3	5,2	1,3	6,1	-0,4	4,4	-2,1	6,1	-2,1
	40	9,1	14,2	3,4	16,6	-1,3	11,9	-6,0	16,6	-6,0
	41	29,5	45,5	11,2	53,2	-3,9	38,0	-19,1	53,2	-19,1
	42	9,4	14,5	3,6	17,0	-1,2	12,1	-6,1	17,0	-6,1
	43	3,5	5,4	1,3	6,3	-0,5	4,5	-2,3	6,3	-2,3
	44	-2,9	-4,5	-1,1	-5,3	0,3	-3,8	1,8	1,8	-5,3
	45	-10,1	-15,6	-3,9	-18,2	1,3	-13,0	6,5	6,5	-108,2
	46	-18,3	-28,2	-7,0	-32,9	2,4	-23,5	11,8	11,8	-32,9
	47	-28,1	-43,4	-10,8	-50,7	3,6	-36,3	18,0	18,0	-50,7
	48	-40,4	-62,4	-15,5	-73,0	5,3	-52,2	26,1	26,1	-73,0
	49	-63,6	-95,0	-27,9	-110,1	1,7	-79,3	32,5	32,5	-110,1
Diagonal	50	133,5	206,2	50,6	241,0	-18,2	172,3	-87,0	241,0	-87,0
	51	76,1	117,5	28,7	137,4	-10,6	98,2	-49,8	117,5	-49,8
	52	42,6	65,8	16,1	76,9	-6,0	54,9	-27,9	76,9	-27,9
	53	21,3	32,6	8,3	38,0	-2,6	27,2	-13,4	38,0	-13,4
	54	5,7	8,7	2,1	10,1	-0,9	7,2	-3,8	10,1	-3,8
	55	-5,7	-8,9	-2,2	-10,4	0,6	-7,5	3,5	3,5	-10,4
	56	-14,7	-22,7	-5,6	-26,6	2,0	-19,0	9,5	9,5	-26,6
	57	-22,1	-34,3	-8,4	-40,2	3,1	-28,8	14,5	14,5	-40,2
	58	-22,1	-34,2	-8,4	-40,0	3,1	-28,7	14,5	14,5	-40,0
	59	-15,1	-23,2	-5,8	-27,1	1,9	-19,4	9,6	9,6	-23,2
	60	-5,9	-9,2	-2,2	-10,8	0,8	-7,8	3,9	3,9	-10,8
	61	5,5	8,4	2,3	9,8	-0,5	7,0	-3,3	9,8	-3,3
	62	20,5	31,6	7,9	36,9	-2,6	26,3	-13,2	31,6	-13,2
	63	42,2	65,0	16,2	76,0	-5,3	54,3	-27,1	76,0	-27,1
	64	75,3	116,2	28,8	135,8	-9,8	97,1	-48,5	135,8	-48,5
	65	135,6	209,4	51,9	244,7	-17,8	174,9	-87,6	244,7	-87,6
	Pilar	66	-63,7	-95,1	-27,9	-110,2	1,8	-79,3	32,7	32,7
67		-63,6	-95,0	-27,9	-110,1	1,7	-79,3	32,5	32,5	-110,1

Para o esforço cortante será considerado somente os elementos que obteve um valor significativo para os cálculos das combinações.

Tabela 3: Esforços cortantes da estrutura.

Esforços Cortantes (KN)					
	Peso Proprio (PP)	Permanente (CP)	Sobrecarga (SC)	Vento 0°	Vento 90°
Terça de cobertura	0,1	0,2	2,3	1,4	1,7
Pilar	-	-	-	16,6	32,9
Coroamento	2,2	-	-	-	-

Tabela 4: Combinação para esforços cortantes

Combinações para esforço cortante (KN)								
	comb. 1	comb. 2	comb. 3	comb. 4	comb. 5	comb. 6	comb. 7	Maior
Terça	3,85	2,67	5,27	1,20	5,54	-1,66	2,68	5,54
Pilar		-13,94	27,64	-23,24	46,06	-23,24	46,06	46,06
coroamento	2,75	2,75	2,75	2,75	2,75	2,20	2,20	2,75

A seguir é mostrado os elementos da estrutura que sofreram momento fletor diante dos esforços, não será considerado elementos que tiveram valores não significantes para o cálculo das combinações.

Tabela 5: Momento fletor na estrutura.

Esforços Momento Fletor (KN.m)					
	Peso Proprio (PP)	Permanente (CP)	Sobrecarga (SC)	Vento 0°	Vento 90°
Terça de cobertura	0,8	0,3	3,4	-2,1	-2,5
Pilar	-	-	-	29,8	147,1
Coroamento	3,2	-	-	-	-

Tabela 6: Combinação para momento fletor

Combinações para momento fletor (KN)								
	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3	Comb. 4	Comb. 5	Comb. 6	Comb. 7	Maior
Terça	6,51	8,27	4,41	8,43	1,99	4,04	-2,40	8,43
Pilar		-25,03	123,56	-41,72	205,94	-41,72	205,94	205,94
coroamento	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	3,20	3,20	4,00

Abaixo a tabela com o resumo dos esforços crítico que serão utilizados para que seja feito o dimensionamento final dos elementos.

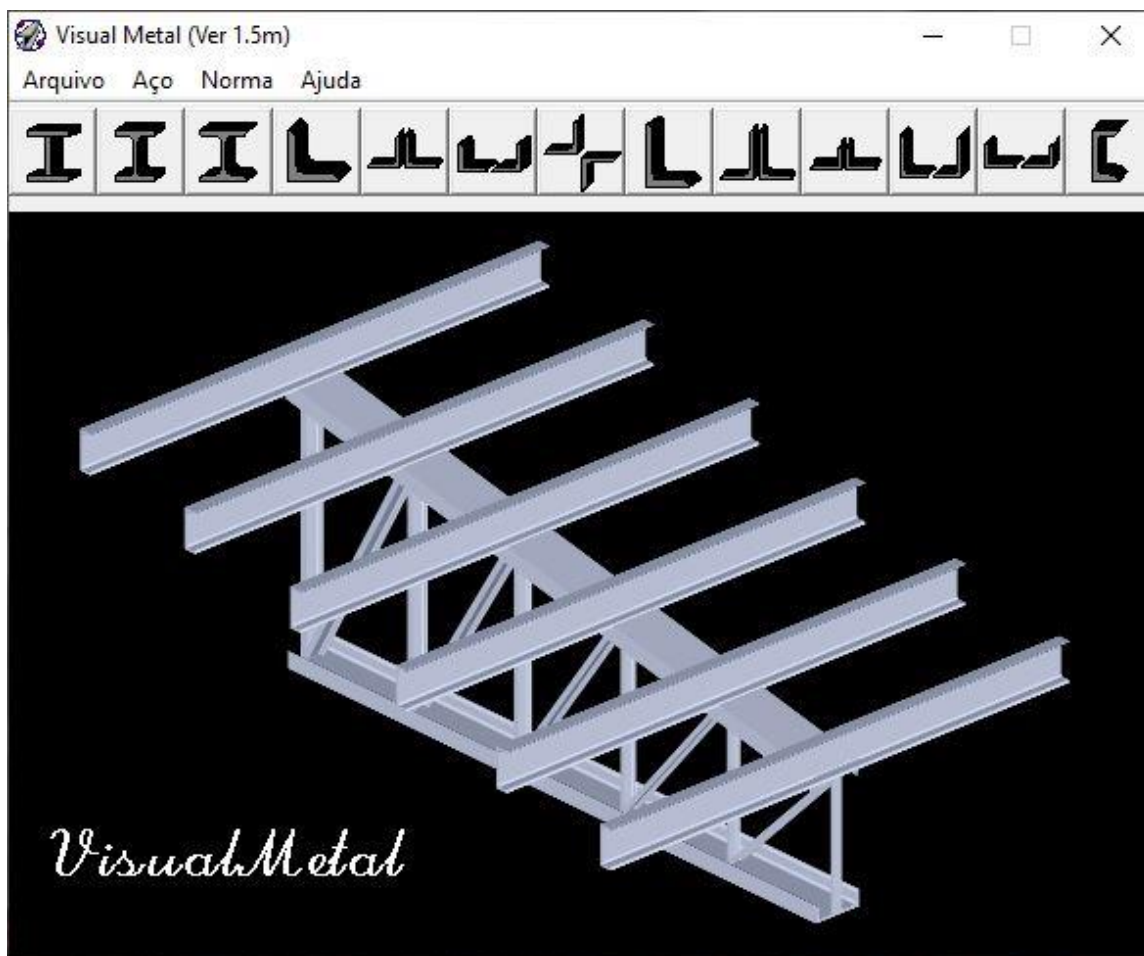
Tabela 7: Resumo dos esforços para o dimensionamento

Elementos	Msd	Vsd	Nsd	
			Compressão	Tração
Terça	8,43	5,54	-	-
Banzo Superior	-	-	-470,5	168,9
Banzo Inferior	-	-	-171,4	452,9
Montante	-	-	-110,2	53,2
Diagonal	-	-	-87,6	244,7
Pilar do Portico	205,94	46,06	-110,2	32,7
Viga de coroamento	4	2,75		

### 3.5.4 Dimensionamento

Para o dimensionamento dos elementos da estrutura, será utilizado o software visual metal.

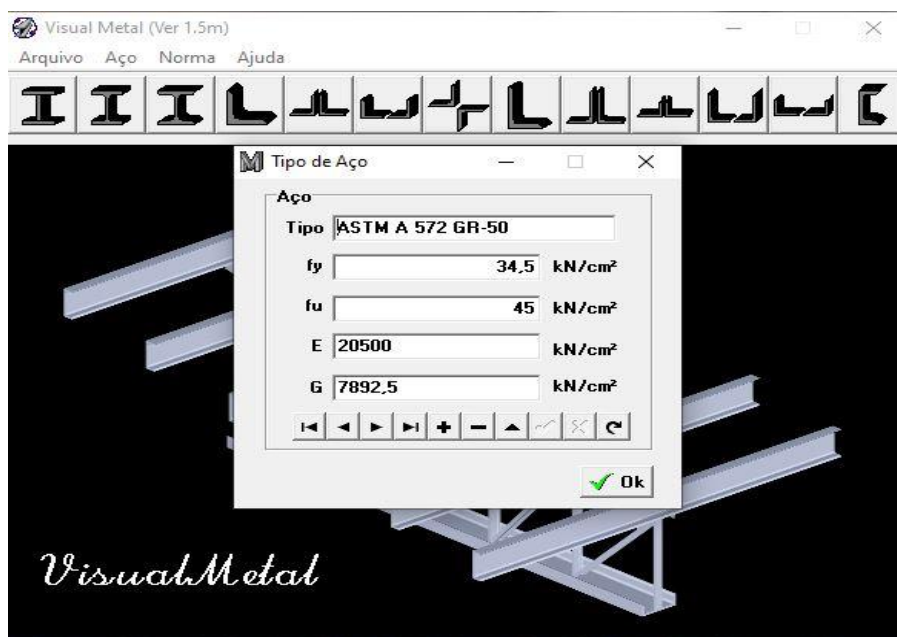
Figura 21: Interface do software visual metal



Fonte: Visualmetal, 2019

Agora é necessário escolher o tipo de aço a ser utilizado para a escolha dos perfis a serem dimensionados.

Figura 22: Escolha do aço para os perfis.

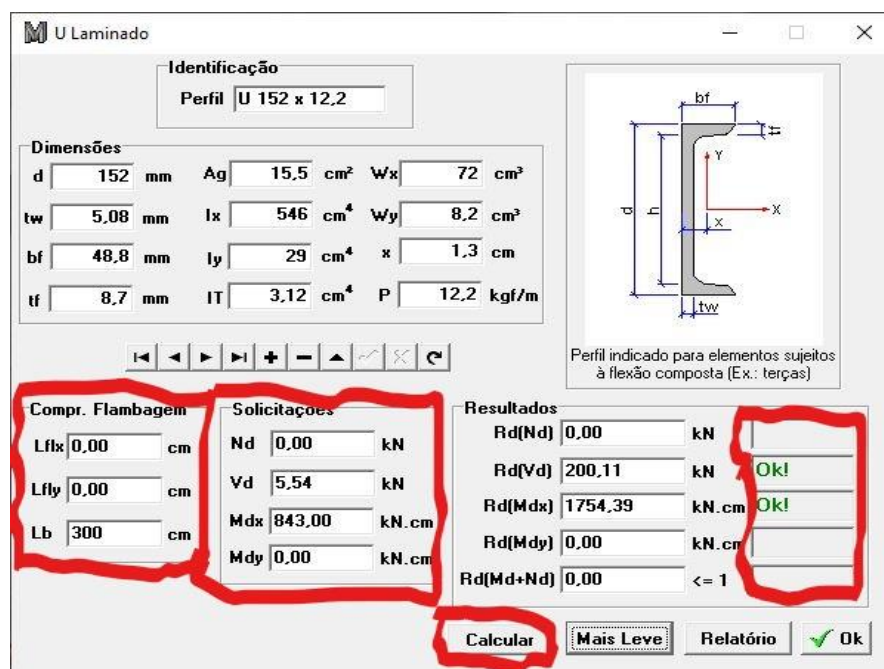


Fonte: Visualmetal, 2019

Após a escolha do aço, clicar no perfil desejado na interface principal do programa, escolher qual tipo de perfil será calculado para o elemento desejado.

### ➤ Terça

Figura 23: Perfil da terça.



Fonte: Visualmetal, 2019

Após a entrada de dados, a tecla calcular, nos mostra se o perfil selecionado estará de acordo com as condições de segurança.

### ➤ Banzo superior e inferior

Figura 24: perfil do banzo superior e inferior

**Identificação**  
Perfil L 101,6 x 9,8

**Dimensões**  
 $bf^*$  101,6 mm     $Ag^*$  12,5 cm<sup>2</sup>  
 $tf^*$  6,4 mm     $I_x^*=I_y^*$  125 cm<sup>4</sup>  
 $x=y^*$  2,77 cm     $r_z^*$  2,01 cm  
 $P^*$  9,8 kgf/m

\* Dado referente a uma única cantoneira

**Espaçamento**  
e 8 mm

**Solicitações**  
Ncd 470,5 kN  
Ntd 452,9 kN

**Compr. Flambagem**  
Lflx 156 cm  
Lfly 156 cm

**Resultados**  
 $Rd(Nc)$  -503,93 kN **OK!**  
 $Rd(Nt)$  776,25 kN **OK!**  
 Espaçadores no máximo a cada 482,40 cm

Calcular    Mais Leve    Relatório    Ok

Fonte: Visualmetal, 2019.

### ➤ Diagonais e montantes

Figura 25: Diagonal e montante.

**Identificação**  
Perfil L 50,8 x 4,74

**Dimensões**  
 $bf^*$  50,8 mm     $Ag^*$  6,06 cm<sup>2</sup>  
 $tf^*$  6,4 mm     $I_x^*=I_y^*$  14,6 cm<sup>4</sup>  
 $x=y^*$  1,5 cm     $r_z^*$  0,99 cm  
 $P^*$  4,47 kgf/m

\* Dado referente a uma única cantoneira

**Espaçamento**  
e 8 mm

**Solicitações**  
Ncd 110,2 kN  
Ntd 244,7 kN

**Compr. Flambagem**  
Lflx 165 cm  
Lfly 165 cm

**Resultados**  
 $Rd(Nc)$  -136,60 kN **OK!**  
 $Rd(Nt)$  376,33 kN **OK!**  
 Espaçadores no máximo a cada 237,60 cm

Calcular    Mais Leve    Relatório    Ok

Fonte: Visualmetal, 2019.

➤ **Pilar do pórtico**

$$L_{flx} = K_x \cdot L_x$$

$$L_{fly} = K_y \cdot L_y$$

$$L_{flx} = 0,8 \cdot 9$$

$$L_{fly} = 0,8 \cdot 9$$

$$L_{flx} = 7,2 \text{ m}$$

$$L_{fly} = 7,2 \text{ m}$$

Figura 26: Pilar do pórtico.

**M | Laminado**

**Identificação**  
Perfil **W 610 x 101**

**Dimensões**

d	603 mm	Ag	130,3 cm <sup>2</sup>	W <sub>x</sub>	2554 cm <sup>3</sup>
tw	10,5 mm	P	101 kgf/m	W <sub>y</sub>	258,8 cm <sup>3</sup>
bf	228 mm	I <sub>x</sub>	77003 cm <sup>4</sup>	Z <sub>x</sub>	2922,7 cm <sup>3</sup>
tf	14,9 mm	I <sub>y</sub>	2951 cm <sup>4</sup>	Z <sub>y</sub>	405 cm <sup>3</sup>
		IT	81,68 cm <sup>4</sup>		

**Compr. Flambagem**

L <sub>flx</sub>	720 cm
L <sub>fly</sub>	720 cm
L <sub>b</sub>	900 cm

**Solicitações**

N <sub>d</sub>	-110,2 kN
V <sub>d</sub>	46,06 kN
M <sub>dx</sub>	20594 kN.cm
M <sub>dy</sub>	0,00 kN.cm

**Resultados**

R <sub>d</sub> (N <sub>d</sub> )	-816,67 kN	OK!
R <sub>d</sub> (V <sub>d</sub> )	1081,26 kN	OK!
R <sub>d</sub> (M <sub>dx</sub> )	27666,70 kN.cm	OK!
R <sub>d</sub> (M <sub>dy</sub> )	0,00 kN.cm	
R <sub>d</sub> (M <sub>d</sub> +N <sub>d</sub> )	0,88 <= 1	OK!

Perfil indicado para elementos sujeitos à flexão composta (Ex.: vigas)

Calculador | **Mais Leve** | Relatório | **Ok**

Fonte: Visaulmetal, 2019.

### ➤ Viga de coroamento

Figura 27: Viga de coroamento

**M | Laminado**

**Identificação**  
Perfil **W 150 x 13**

**Dimensões**

d	148 mm	Ag	16,6 cm <sup>2</sup>	W <sub>x</sub>	85,8 cm <sup>3</sup>
tw	4,3 mm	P	13 kgf/m	W <sub>y</sub>	16,4 cm <sup>3</sup>
bf	100 mm	I <sub>x</sub>	635 cm <sup>4</sup>	Z <sub>x</sub>	96,4 cm <sup>3</sup>
tf	4,9 mm	I <sub>y</sub>	82 cm <sup>4</sup>	Z <sub>y</sub>	25,5 cm <sup>3</sup>
		IT	1,72 cm <sup>4</sup>		

**Compr. Flambagem**

L<sub>flx</sub> 600 cm  
L<sub>fly</sub> 600 cm  
L<sub>b</sub> 600 cm

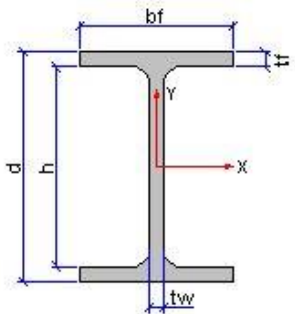
**Solicitações**

N<sub>d</sub> 0 kN  
V<sub>d</sub> 2,75 kN  
M<sub>dx</sub> 400 kN.cm  
M<sub>dy</sub> 0,00 kN.cm

**Resultados**

R<sub>d</sub>(N<sub>d</sub>) 0,00 kN  
R<sub>d</sub>(V<sub>d</sub>) 108,68 kN **Ok!**  
R<sub>d</sub>(M<sub>dx</sub>) 771,25 kN.cm **Ok!**  
R<sub>d</sub>(M<sub>dy</sub>) 0,00 kN.cm  
R<sub>d</sub>(M<sub>d</sub>+N<sub>d</sub>) 0,00 <= 1

Calcula**r** **Mais Leve** **Relatório** **Ok**



Perfil indicado para elementos sujeitos à flexão composta (Ex.: vigas)

Fonte: Visualmetal, 2019.

### 3.5.5 Resumo dos Materiais.

Quadro 7: Resumo do consumo dos materiais.

Elementos	comprimento (m)	Kg/m	quantidade	peso (Kg)
terça	6	12,2	112	8198,40
Banzo	50	9,8	18	8820,00
Montante	42,81	4,47	18	3444,49
Diagonal	32,32	4,47	18	2600,47
Pilar	9	101	18	16362,00
Viga de coroamento	6	13	16	1248,00
peso total				40673,36

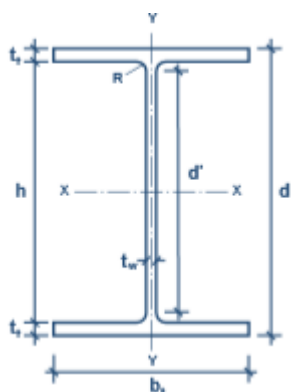


## 4 RESULTADOS

### 4.1 DIMENSIONAMENTO DO PILAR

#### 4.1.1 Pilar em aço

Características geométricas da seção transversal.



#### Perfil W 610 x 101

Dados:

Massa linear = 101kg/m

$d = 603 \text{ mm}$

$b_f = 228 \text{ mm}$

$t_w = 10,5 \text{ mm}$

$t_f = 14,9 \text{ mm}$

$h = 573 \text{ mm}$

$d' = 541 \text{ mm}$

$r_t = 5,76 \text{ cm}$

$I_t = 81,68 \text{ cm}^4$

$C_w = 2.544.966 \text{ cm}^6$

$u = 2,07 \text{ m}^2/\text{m}$

$A_g = 130,30 \text{ cm}^2$

$I_x = 77003 \text{ cm}^4$

$W_x = 2554 \text{ cm}^3$

$r_x = 24,31 \text{ cm}$

$z_x = 2922,7 \text{ cm}^3$

$I_y = 2951 \text{ cm}^4$

$W_y = 258,8 \text{ cm}^3$

$r_y = 4,76 \text{ cm}$

$z_y = 405,0 \text{ cm}^3$

- **Verificação do coeficiente de deformação local (Q)**

➤ Para Q:

$$Q = Q_s * Q_a$$

$Q_s$ :

$$\frac{b}{t} = \frac{28,65}{1,05} = 27,28$$

$$\frac{b}{t_{lim}} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,56 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 13,48$$

$$\frac{b}{t} > \frac{b}{t_{lim}}$$

Então:

$$Q_s = \frac{0,69 E}{fy \left(\frac{b}{t}\right)^2} = \frac{0,69 * 20000}{34,5 * \left(\frac{28,65}{1,05}\right)^2} = \frac{13800}{25685,59} = 0,53$$

➤ Para  $Q_a$ :

$$\frac{b}{t} = \frac{573}{10,5} = 54,57$$

$$\frac{b}{t_{lim}} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1,49 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 35,87$$

$$\frac{b}{t} > \frac{b}{t_{lim}}$$

$$Q_a = \frac{Aef}{Ag}$$

Onde:

$Aef$  - é a área efetiva da seção transversal, da por:

$$Aef = Ag - \sum (b - bef) t$$

$$b_{ef} = 1,92 t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[ 1 - \frac{Ca}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b$$

$$b_{ef} = 1,92 * 10,5 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} \left[ 1 - \frac{0,34}{54,57} \sqrt{\frac{20000}{34,5}} \right] \leq 573$$

$$b_{ef} = 485,40[1 - 0,15] \leq 573$$

$$b_{ef} = 412,58 \leq 573$$

Então:

$$A_{ef} = 130,3 - \sum (573 - 412,58)$$

$$A_{ef} = -30,12$$

Qa então :

$$Q_A = \frac{-30,12}{10,5}$$

$$Q_a = -2,87$$

$$Q = Q_s * Q_a = 0,53 * 2,87 = 1,52$$

- **Força axial de flambagem elástica:**

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(K \cdot L)^2}$$

- Flambagem em relação ao eixo x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \times L_x)^2}$$

$$N_{ex} = \frac{3,14^2 \cdot 20000 \cdot 77003}{900^2} = 18.746,14 \text{ KN}$$

- Flambagem em relação ao eixo y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2}$$

$$N_{ey} = \frac{3,14^2 \cdot 20000 \cdot 2951}{(900)^2} = 718,41 \text{ KN}$$

- Flambagem em relação ao eixo z

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0} \cdot \left[ \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right]$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2}$$

$$r_0 = \sqrt{24,31^2 + 4,76^2} = 46,97$$

Então:

$$N_{ez} = \frac{1}{46,97^2} * \left[ \frac{(3,14^2 \cdot 20000 \cdot 2.544.966)}{(1 \cdot 900)^2} + 7700 \cdot 81,86 \right] = 566,53 \text{ KN}$$

$$\therefore N_e = 566,53 \text{ KN}$$

- Fator de redução ( $\chi$ )

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot Ag \cdot fy}{N_e}}$$

Então:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1,52 * 130,3 * 34,5}{566,53}} = 3,47$$

$\lambda_0 > 1,5$ , então :

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} = \frac{0,877}{3,47^2} = 0,073$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times Q \times Ag \times fy}{1,10}$$

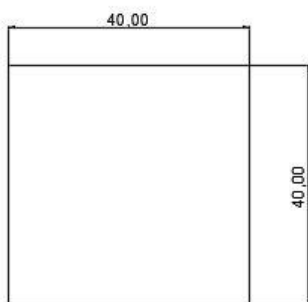
$$N_{c,Rd} = \frac{0,073 * 1,52 * 130,3 * 34,5}{1,10} = 453,45$$

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

$$205,94 \leq 453,45$$

Perfil ok!!!

#### 4.1.2 Pilar de pré-moldado.



Dados:

Aço = CA-50

C30 = 30 Mpa

Nk = 110,2 KN

L = 9m = 900 cm

$$Nd = \gamma_f * Nk = 1,4 * 110,2 = 154,28 \text{ KN}$$

➤ Área de concreto

$$Ac = 0,40 * 0,40 = 0,16 \text{ cm}^2$$

➤ Índice de esbeltes

$$\lambda_e = 3,46 \frac{L}{H} = 3,46 \frac{900}{40} = 77,85$$

➤ Momento mínimo

$$M_{min} = Nd(0,015 + 0,03 * h)$$

$$M_{min} = 154,28(0,015 + 0,03 * 40)$$

$$M_{min} = 416 \text{ KN.cm}$$

$$ei_{min} = \frac{M_{min}}{Nd} = \frac{416}{154,28} = 2,69 \text{ cm}$$

➤ Esbeltez limite

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 * (e^1/h)}{\alpha b}$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 * (1,33/40)}{0,40}$$

$$\lambda_1 = 63,53$$

$$35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

Ok

$$\alpha b = 0,60 + 0,40 \frac{Mb}{Ma} > 0,40$$

$$\alpha b = 0,60 + 0,40 \frac{-205,94}{205,94} > 0,40$$

$$\alpha b = 0,20 > 0,40$$

$$\alpha b = 0,40$$

➤ Excentricidade inicial da força normal do pilar

$$e_i = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{205,94}{154,28} = 1,33 \text{ cm}$$

Então:  $\lambda_e = 77,85 > \lambda_1 = 63,53$  são considerados os efeitos de segunda ordem.

➤ Momento de 2º ordem

$$M_{d_{total}} = \alpha b * M_{sd} + N_{sd} * \frac{L^2}{10r} \geq M_{sd}$$

$$M_{d_{total}} = 0,40 * 205,94 + 154,28 * \frac{900^2}{10} 0,0001$$

$$M_{d_{total}} = 1332,044 \frac{KN}{cm}$$

$$M_{d_{total}} = 1332,044 \geq M_{d_{min}} = 416$$

Ok!!

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{40(0,045 + 0,5)} \leq \frac{0,005}{40}$$

$$\frac{1}{r} = 0,0002 \leq 0,0001$$

$$v = \frac{Nsd}{Ac * fcd} = \frac{154,28}{1600 * 2,14} = 0,045$$

## 4.2 ORÇAMENTO DE VIABILIDADE ECONÔMICA

Os cálculos realizados, foram elaborados levando em consideração o pilar mais crítico, com o esforço mais solicitado, e este foram eficientemente adequados para garantir a estabilidade do perfil.

Para a análise de viabilidade econômica foram levantados os custos das duas soluções incluindo material, mão de obra e transporte. Os custos foram empregados de duas empresas no mês de outubro de 2019, na cidade de São carlos-sp

Quadro 7: Custo de Viabilidade

	<b>Pilar em aço</b>	<b>Pilar Pré-moldado</b>
Orçamento 1	R\$ 27.960,00	R\$ 25.407,50
Orçamento 2	R\$ 32.360,00	R\$ 30.799,50

Alem do custo total, e interessante avaliar a composição de cada solução, pois o material sofre variações em seus preços, principalmente o aço que é sensível na mercadologia, sendo o mais caro por unidade de peso/ volume. Por outro lado, nos pórticos com pilares em concreto pre-moldados os componentes de concreto e armadura tem predominância na composição de custo total. Vale salientar que para esse estudo exploratório não foi considerado os custos com instalações e equipamentos.

Por fim, diante dos orçamentos e resultados apresentados, acredita-se da viabilidade da utilização de pilares em pré-moldados trazendo vantagens construtivas, econômicas e estrutural para o projeto estudado.

## 5 DISCUSSÃO E CONCLUSÕES

Neste trabalho foi apresentado um projeto de galpão industrial em estruturas de cobertura em aço, avaliando a utilização de duas alternativas de pilares. Os pilares foram dimensionados utilizando as recomendações das normas das respectivas soluções: pilares em aço e pilares em concreto pré-moldado. Para esse tipo de estudo exploratório foi considerado o elemento mais crítico para uma melhor análise.

Neste estudo foi possível desenvolver os cálculos e especificações de análise de elementos estruturais, considerado os esforços gerados por combinações de esforços.

Após análise dos resultados obtidos, concluiu-se que os pilares em pré-moldados mostrou maior viabilidade econômica, considerando apenas o consumo e valor de mercado do material. No entanto, este trabalho não tem o objetivo de generalizar os resultados apresentados, mas de auxiliar na escolha da estruturação de empreendimentos com semelhanças, fazendo as devidas adaptações.



## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devida ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estrutura de aço e estrutura mista de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6114: Projeto de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro 2014.

AUFIERI, F.A. (1997). **Diretrizes para o dimensionamento e detalhamento de pilares de edifícios em concreto armado**. São Carlos. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BELLEI, Ildony H; **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 1d. São Paulo. 2004.

D'ALAMBET, F. **Coletanea uso do aço: Galpões em Portico com perfil de estruturais laminados**. Brasil. 2002. Gedau.

EL DEBS, M.K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. 2000. 269p. São Carlos - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SALES, J.J. **Estudo do projeto e da Construção de edifícios de andares múltiplos com estrutura em aço**. São Carlos, 1995. 257p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 28/08/1995.

SALES, J.J. **Construções em aço: Projeto**. São Carlos, 1994. Apostila S155ca – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

VARALLA, RUY. **Planejamento e controle de obra**. São Paulo. 2003.

VASCONCELOS, A.C. **O Concreto no Brasil: Pré-Fabricação, monumentos, fundações. Volume 3**. Studio Nobel. São Paulo.







