



**FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**BRUNO ALEXANDRE RODRIGUES COUTRIM  
LUCAS LEITE NOLÊTO**

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS CONDIÇÕES DE  
CONTORNO EM PILARES METÁLICOS SUBMETIDOS À  
COMPRESSÃO AXIAL**

**PUBLICAÇÃO N°: 12**

**GOIANÉSIA / GO  
2020**



**BRUNO ALEXANDRE  
LUCAS LEITE NOLÊTO**

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS CONDIÇÕES DE  
CONTORNO EM PILARES METÁLICOS SUBMETIDOS À  
COMPRESSÃO AXIAL**

**PUBLICAÇÃO N°: 12**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA FACEG.**

**ORIENTADOR: ME. IGOR CEZAR SILVA BRAGA**

**GOIANÉSIA / GO: 2020**

## FICHA CATALOGRÁFICA

COUTRIM, BRUNO ALEXANDRE RODRIGUES.  
NOLÊTO, LUCAS LEITE

Análise da influência das condições de contorno em pilares metálicos submetido à compressão axial. 2020 xi, 130P, 297 mm (ENC/UEG, Bacharel, Engenharia Civil, 2020).

TCC – FACEG – FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA

Curso de Engenharia Civil.

1. Perfis laminados	2. Estrutura metálica
3. Influência	4. Aço
I. ENC/UNI	II. Análise da influência das condições de contorno em pilares metálicos (Série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

COUTRIM, B. A. R.; NOLÊTO, L. L. Análise da influência das condições de contorno em pilares metálicos submetido à compressão. TCC, Publicação ENC. PF-001A/07, Curso de Engenharia Civil, Unievangélica, Goianésia, GO, 130p. 2020.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DOS AUTORES: Bruno Alexandre Rodrigues Coutrim; Lucas Leite Nolêto:  
ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS CONDIÇÕES DE CONTORNO EM PILARES METÁLICOS SUBMETIDO À COMPRESSÃO AXIAL.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil ANO: 2020

É concedida à Unievangélica a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Bruno Alexandre Rodrigues Coutrim  
Rua 25 nº 24 Setor Dona Fíca  
76380-000 – Goianésia/GO – Goiás

---

Lucas Leite Nolêto  
Rua Santos Dumont nº 343 – Setor Boa Vista  
76380-000 – Goianésia/GO – Goiás

**BRUNO ALEXANDRE  
LUCAS LEITE NOLÊTO**

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS CONDIÇÕES DE  
CONTORNO EM PILARES METÁLICOS SUBMETIDO À  
COMPRESSÃO AXIAL**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE  
ENGENHARIA CIVIL DA FACEG COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL.**

**APROVADO POR:**

---

**Me. IGOR CEZAR SILVA BRAGA, Engenheiro Civil (UEG)  
(ORIENTADOR)**

---

**Me. EDUARDO MARTINS TOLEDO, Engenheiro Civil (UEG)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**Esp. ROBSON DE OLIVEIRA FELIX, Engenheiro Civil (UEG)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

**DATA: GOIANÉSIA/GO, 28 de novembro de 2020.**

*Dedicamos este trabalho  
aos nossos pais, Eiramar e Raimundo; Valteir e Valquíria.  
aos meus avos, Euridia e Antonio;*

## AGRADECIMENTOS

Eu, Bruno Alexandre Rodrigues, quero agradecer primeiramente a Deus, pela minha vida, família e amigos e por permitir a realização deste trabalho.

Aos familiares, em especial meus pais Valteir Rodrigues dos Reis e Valquíria Pereira Coutrim Rodrigues que sempre me motivaram a prosseguir meus estudos.

Aos amigos e colegas que estiveram ao meu lado, aos que me apoiaram e sofreram juntos, que fizeram parte da minha formação e que continuarão presentes na minha vida.

Aos professores, pela orientação, apoio e confiança, ao orientador, pelo empenho dedicado na elaboração deste trabalho.

Ao meu companheiro de TCC e a todos que contribuíram para a realização deste trabalho.

## AGRADECIMENTOS

Eu, Lucas Leite Nolêto, quero agradecer a Deus, não somente pela minha vida, mas também por me ajudar a superar as dificuldades descobertas ao longo do curso, além de permitir que eu tivesse saúde e determinação para não desanimar durante a realização deste trabalho.

Aos familiares, em especial minha mãe Eiramar Aparecido Leite e meu Pai Raimundo da Silva Nolêto, ao meu avô Antônio Leite e sobretudo a minha avó Euridia Martins Leite (in memoriam) que sempre me incentivou a prosseguir na busca dos meus sonhos.

Aos amigos que estiveram ao meu lado ao longo dos vários períodos da faculdade, pelo apoio demonstrado enquanto dedicava meus momentos livres para realização deste trabalho.

Aos professores, pela compreensão, paciência, ensinamentos e correções que permitiram minha chegada até aqui, ao meu professor orientador pelo seu desempenho, dedicação e amizade.

Ao meu companheiro de TCC e a todos que cooperaram, de alguma forma, para a conquista deste trabalho.

*“A menos que modifiquemos a nossa maneira de pensar, não seremos capazes de resolver os problemas causados pela forma como nos acostumamos a ver o mundo”. (Albert Einstein)*



## RESUMO

Este estudo foi sobre a influência que as condições de contorno exercem sobre os perfis metálicos que resistem à compressão axial. Teve como objetivo analisar a carga crítica de flambagem para cada perfil metálico proposto, que são os perfis H, I e W, bem como conhecer e avaliar a resistência que o perfil pode apresentar em três configurações de apoios e contenção lateral. É anunciado ao longo do trabalho as classificações, propriedades e características de cada pilar assim como o processo e todos os critérios para elaboração dos cálculos. Também é referenciado as regras e normas para os cálculos dos perfis metálicos relacionados nos estudos. Os resultados apontam que a contenção lateral nos modelos hipotéticos de perfis metálicos propostos no trabalho, adiciona resistência ao deslocamento lateral quando comparado ao pilar que não apresenta contenção lateral. O acréscimo de resistência ao perfil metálico proporciona maior segurança para a obra. Para realização dos cálculos, foram adotadas duas distâncias hipotéticas para a colocação da contenção, 1,5 e a 2 metros da base, com objetivo somente de demonstrar, através das tabelas e gráficos, qual porcentagem de resistência a compressão axial o perfil, com contenção lateral, teria em relação ao perfil metálico que não possui contenção. Os cálculos comprovaram que, entre os modelos de perfis analisados, o perfil metálico W (250 x 44,8 mm kg/m), na configuração bi apoiado, é o que mais está suscetível a flambagem. Diante disto, caso seja a escolha do perfil W para o projeto, o uso da contenção lateral no centro adicionará 36,64% de resistência enquanto que a  $2/3$  do comprimento a resistência é superior 35,93% do perfil sem a contenção

**Palavras-chave:** Estrutura Metálica, Contenção lateral, Compressão axial.

## ABSTRACT

This study was about the influence that the boundary conditions have on the metal profiles that resist axial compression. It aimed to analyze the critical buckling load for each proposed metal profile, which are the H, I and W profiles, as well as to know and evaluate the resistance that the profile can present in three support configurations and lateral containment. Classifications, properties and characteristics of each pillar are announced throughout the work, as well as the process and all the criteria for preparing the calculations. Also referenced are the rules and standards for calculating the metal profiles listed in the studies. The results show that the lateral containment in the hypothetical models of metal profiles proposed in the work, adds resistance to the lateral displacement when compared to the column that does not present lateral containment. The added resistance to the metal profile provides greater security for the work. To perform the calculations, two hypothetical distances were adopted for the placement of the retainer, 1.5 and 2 meters from the base, with the sole purpose of demonstrating, through the tables and graphs, what percentage of axial compression resistance the profile, with containment lateral, it would have in relation to the metallic profile that does not have containment. The calculations proved that, among the models of profiles analyzed, the metallic profile W (250 x 44.8 mm kg / m), in the bi-supported configuration, is the one that is most susceptible to buckling. Therefore, if the W profile is chosen for the project, the use of lateral containment in the center will add 36.64% of resistance while at 2/3 of the resistance the resistance is higher than 35.93% of the profile without the containment

**Keywords:** Metal Structure, Lateral Containment, Axial Compression

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Identificação dos perfis metálicos .....	6
Figura 2 – Perfis usualmente utilizados como pilares .....	6
Figura 3 – Vigas em perfil metálico .....	6
Figura 4 – Perfis metálico I laminado .....	7
Figura 5 – Viga metálica soldada .....	7
Figura 6 – Perfil H sodado 300x300.....	8
Figura 7 – Gráfico Tensão x Deformação .....	9
Figura 8 – Análise de materiais estruturais em alta temperatura.....	10
Figura 9 – Pilar por efeito de flambagem .....	11
Figura 10 – Tensões nominais de flexão e plastificação progressiva da seção .....	12
Figura 11 – Pilar com compressão centrada.....	17
Figura 12 – Pilar com compressão excêntrica .....	17
Figura 13 – Perfil laminado I.....	18
Figura 14 – Perfil estrutural H.....	18
Figura 15 – Tipos de vínculos externos ou restrições de apoio.....	19
Figura 16 – Tabela com o coeficiente de flambagem por flexão de elemento isolados.....	23
Figura 17 – Tabela com valores de (b/t) lim. AL .....	27
Figura 18 – Tabela com valores de (b/t) lim. AA.....	28
Figura 19 – Perfis adotados no estudo de caso .....	34

**LISTA DE TABELAS**

Tabela 1 - Coeficiente de ponderações das ações $\gamma_f = \gamma_{f1} + \gamma_{f3}$ .....	14
Tabela 2 - Valores de fatores de combinação $\psi_0$ e de redução $\psi_1$ e $\psi_2$ para ações variáveis... ..	15
Tabela 3 - Valores dos coeficientes de ponderação das resistências $\gamma_m$ .....	22
Tabela 4- Condições de contorno e respectivos coeficientes de flambagem.....	31
Tabela 5- Pilar metálico com parâmetros de esbeltez.....	33
Tabela 6- Flexão dos pilares em relação aos eixos X e Y .....	34
Tabela 7- Torção em relação ao eixo Z .....	35
Tabela 8- Comparativo dos valores de resistência com e sem contenção para perfis bi apoiados .....	35
Tabela 9- Comparativo dos valores de resistência com e sem contenção para perfis bi engastados.....	36
Tabela 10- Comparativo dos valores de resistência com e sem contenção para perfis apoiado - engastados.....	37
Tabela 11- Comparativo dos valores de resistência com e sem contenção .....	38
Tabela 12- Comparativo em porcentagem das resistências de compressão dos pilares com e sem contenção.....	39

**LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

AA – Apoiado apoiado ou Biapoiado.

AL – Apoiado livre.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ASTM – *American Society for Testing and Materials*.

DIN – *Deutsche Industrie Normen*.

SI – Sistema Internacional de Unidades.

NBR – Norma Brasileira.

## LISTA DE SÍMBOLOS

### GREGOS

$\lambda_e$  - Parâmetro de esbeltez

$\lambda_e$  - Parâmetro de esbeltez limite

### ROMANOS

#### - MAIUSCULOS

$A$  - Área de seção transversal ( $m^2$ )

$C$  - Capacidade térmica ( $\frac{J}{K}$ )

$A_g$  - Área bruta

$E$  - Módulo de elasticidade do aço

$R_d$  - Valores de cálculo dos correspondentes esforços resistentes

$S_d$  - Valores de cálculo dos esforços atuantes

$K_x L_x$  é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo  $x$ .

$K_y L_y$  é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo  $y$ .

$K_z L_z$  é o comprimento de flambagem por torção.

$I_x$  é o momento da inercia da seção transversal em relação ao eixo  $x$ ;

$I_y$  é o momento da inercia da seção transversal em relação ao eixo  $y$ ;

$E$  é o modulo de elasticidade do aço;

$J$  é a constante de torção da secção transversal;

#### - MINUSCULOS

$c$  - Calor específico ( $\frac{J}{kg \cdot K}$ )

$e$  - Espessura da placa ( $m$ )

$h_c$  - Coeficiente de transferência de calor da superfície ( $W/m^2 \cdot K$ )

$q_{cond}$  - Taxa de transferência de calor por condução ( $W$ )

$b_f$  - Comprimento da chapa da mesa

$b_w$  - Comprimento da chapa da alma

$f_y$  - Tensão de escoamento do pilar

$t_f$  - Espessura da chapa da mesa

$t_w$  - Espessura da garganta

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 JUSTIFICATIVA.....	2
1.2 OBJETIVOS .....	2
1.2.1 Objetivo Geral.....	2
1.2.2 Objetivos Específicos .....	3
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	3
<b>2 REVISÃO DE LITERATURA.....</b>	<b>4</b>
2.1 IDENTIFICAÇÃO DOS PERFIS METÁLICOS .....	5
2.1.1 Classificação dos Perfis .....	5
2.1.2. Perfis Laminados .....	6
2.1.3. Perfis Soldados .....	7
2.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS AO AÇO .....	8
2.2.1 Ductilidade.....	9
2.2.2 Fragilidade .....	9
2.2.3 Dureza.....	9
2.2.4 Elementos Sob Efeito de Temperatura Elevada .....	9
2.3 PROPRIEDADES FÍSICAS DO AÇO .....	10
2.4 COMPRIMENTO DE FLAMBAGEM .....	10
2.5 ESTADO LIMITE .....	11
2.5.1 Método das Tensões Admissíveis.....	11
2.5.2 Teoria Plástica de Dimensionamento das Seções .....	12
2.5.3 Ações .....	13
2.5.4 Valores das Ações.....	13
2.5.5 Coeficientes de Ponderação das Ações no Estado-Limite Último .....	13
2.6 PERFIS INDICADOS PARA PILARES METÁLICOS .....	16

2.7 CONDIÇÕES DE CONTORNO PARA PILARES.....	18
2.8 PARÂMETRO DE ESBELTEZ DO PERFIL .....	19
2.9 TIPOS E PARÂMETROS DE ESBELTEZ DE ELEMENTOS:.....	20
2.9.1 Largura de b Para Alguns Perfis AA (Conforme as Exigências da NBR 8800/2008): .....	20
2.9.2 Largura de b Para Alguns Perfis AL (Conforme as Exigências da NBR 8800/2008): .....	20
2.10 PILAR SUBMETIDO A FORÇA AXIAL DE COMPRESSÃO: .....	21
2.10.1 Condição de Segurança:.....	21
2.10.2 Força Axial de Compressão Resistente de Cálculo: .....	21
2.10.3 Verificação da Esbeltez: .....	22
2.10.4 Verificação da Flambagem Local (Q): .....	23
2.10.5 Verificação do Valor de $Q_a$ e $Q_s$ , quando o Valor da Esbeltez do Elemento $\lambda_e$ é Superior ao Valor da Esbeltez Limite $\lambda_{lim}$ : .....	25
2.10.6 Fator de Redução de $\chi$ :.....	29
2.10.7 Força Axial de Flambagem Elástica $N_e$ : .....	29
2.10.8 Constante de Empenamento da Seção Transversal $C_w$ : .....	30
2.10.9 Raio de Giração Polar da Seção Bruta $r_0$ : .....	30
2.10.10. Coeficiente de Flambagem por Torção $K_z$ : .....	31
<b>3 METODOLOGIA.....</b>	<b>32</b>
RESTRICÇÕES DE MOVIMENTOS .....	32
rotação e translação em ambas as pontas .....	32
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>34</b>
<b>5 CONCLUSÕES.....</b>	<b>42</b>



## 1 INTRODUÇÃO

O uso de estruturas metálicas na construção civil é uma realidade. Para Rodrigues (2017), no decorrer dos anos a utilização de aço na construção civil tem ganhado cada vez mais espaço, o que demonstra a necessidade de moradias causada pelo aumento populacional, e por isso, a construção civil busca alternativas para o seu desenvolvimento e para descobrir novas oportunidades de se utilizar o metal como matéria prima.

Rodrigues (2017), salienta ainda que o aço na construção civil está atribuído não só a temas como agilidade de execução, mas também a estruturas esbeltas. Em virtude de possibilitar maior utilização da área útil, as estruturas de aço tiveram um grande desempenho dentro da construção civil, principalmente em construções de galpões e grandes edificações.

A utilização do aço oferece benefícios não apenas como alívio de cargas nas fundações, redução no prazo de execução da obra, a possibilidade de utilização de uma área útil maior, mas também o baixo desperdício de material, o que torna uma estrutura com grande custo benefício. (NARDIN, 2008).

Ferraz (2003), destaca ainda que o aço possui propriedades como dureza e resistência a penetração em sua superfície. Também possui capacidade de se deformado sob ação de uma carga antes do rompimento, o que facilita o diagnóstico o que pode evitar acidentes na construção.

Segundo (AWA COMERCIAL, 2015), na Europa e Estados Unidos, consideradas regiões de primeiro mundo, o aço já é produzido e utilizado em larga escala desde o século XVIII. Entretanto no Brasil, o mercado de estruturas metálicas está situado predominantemente na região sudeste com cerca de 65% de todo o país (PEREIRA, 2016).

No Brasil existe grande resistência na utilização de estruturas metálicas nas construções que é consequência não somente dos custos de montagem, mas também do material, o que é mais elevado se comparado com o concreto. O cenário das construções brasileiras poderia ser diferente, visto que o Brasil, de acordo com a Confederação Nacional da Indústria (CNI), ocupou em 2016, a 9ª posição do *ranking* mundial liderado pela China com 1,9 % da produção mundial de aço (RODRIGUES, 2017).

As características do aço devem ser analisadas, uma vez que todo o projeto é fundamentado nas mesmas. Ao considerar que o mercado detém inúmeras opções, é de extrema importância o conhecimento dos tipos de aço disponíveis para realização do projeto, quais as limitações e vantagens para assegurar a melhor escolha empenhando-se em conseguir agregar durabilidade (RODRIGUES, 2017).

Martins (2002), diz que é de extrema relevância a análise dos apoios dos pilares tanto para um melhor estudo de condições de contornos em peças comprimidas como para ter um dimensionamento mais assertivo. A escolha para o tipo de apoio para os pilares está relacionada aos custos da construção. Exemplos de apoios para os pilares temos as rótulas e os engastes.

Neste trabalho será analisado três condições de contorno para os perfis metálicos H, W e I, para averiguar qual a configuração mais favorável para uma situação hipotética em que o pilar utilizado seja de 3 metros de comprimento e uma possível necessidade do uso de uma contenção lateral a 1,5 ou 2 metros da base, e destacar a importância de analisar todas as possibilidades e os valores das resistências.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

O presente trabalho se justifica pela crescente utilização de estruturas metálicas na construção civil no Brasil. As estruturas metálicas pertencem a realidade das construções e o aço oferece inúmeros benefícios.

Desta forma, a utilização de estrutura metálica exige critérios de cálculos nos quais os erros se tornam graves problema.

Sendo assim, o trabalho analisará os cálculos de uma estrutura metálica, explorar as influências dos contornos de pilares, estudar os cálculos das flechas e flambagem.

Portanto, para analisar um pilar, deve-se seguir os métodos e fórmulas abordadas na norma NBR 8.800 (ABNT,2008), o que garante maior segurança nos cálculos e na execução dos pilares, o que os tornam duradouros, com menores possibilidades de corrosão, colapso, flechas e outros problemas que aparecem com o tempo.

Sendo que o pilar exerce grande valor na sustentação de uma edificação, esperamos contribuir para futuros trabalhos apontando a necessita de destaque como variáveis de temperatura, flexibilidade, ductilidade, dureza.

## 1.2 OBJETIVOS

Para atingir o objetivo geral, foram definidos objetivos específicos que trata de questões sobre as principais influencias sofridas pelos pilares metálicos utilizados na construção civil.

### 1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem por objetivo analisar através de pesquisas e estudos mais recentes sobre as influências sofridas por pilares metálicos submetidos a solicitação de carga e com diferentes condições de contorno, e a partir disso, indicar o perfil que satisfaz melhor cada situação.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

- Analisar através de estudos bibliográficos a utilização de peças metálicas na construção civil;
- Revisar estudos que abordam as condições de contorno de elementos estruturais;
- Analisar as propostas bibliográficas sobre pilares metálicos e perfis recomendados para pilares;
- Encontrar a carga crítica de flambagem para os pilares metálicos em estudo;
- Analisar os resultados sobre a carga de compressão sobre os pilares metálicos, dos esforços solicitantes nos perfis metálicos H, I e W com condições de contorno;
- Concluir de acordo com os resultados, qual o melhor o perfil metálico para cada condição de contorno considerada.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Dado a introdução, a justificativa, os objetivos e a metodologia, este trabalho têm como corpo, o conteúdo dos capítulos organizados em cinco capítulos. Ao final deste capítulo, é exibido uma revisão bibliográfica que aborda tópicos relacionados a estruturas metálicas como suas propriedades mecânicas e físicas.

Na evolução do segundo capítulo, é exposto o perfil indicado para se utilizar pilares metálicos na avaliação de Bellei, as condições de contorno para pilares metálicos tratadas pela Norma Brasileira Regulamentadora 8800 de 2008 que não só salienta os parâmetros de esbeltez e a força axial de compressão submetidas aos pilares como também examina a esbeltez do perfil metálico, a flambagem local e por torção.

O capítulo III refere-se a metodologia e materiais utilizados na realização do trabalho seguido pelo capítulo IV que aborda os resultados e discussões.

No capítulo V tem-se as principais atribuições que o trabalho gerou para justificar as discussões, com recomendações e sugestões para futuros estudos relacionados ao tema.

## 2 REVISÃO DE LITERATURA

A utilização do aço está presente desde as grandes construções modernas até pequenas pontes. Sua utilização é cada vez mais aplicada devido a eficiência e seu processo inovador e revolucionário. O aço representa como uma das matérias primas nas construções em forma de armaduras, presentes nas fundações de grandes e pequenas obras, como estrutura metálica, em pontes e viadutos (COTEZ et al., 2017).

A engenharia civil apresenta tendências em atender três quesitos consideráveis como a redução de custos efetivos, períodos menores de obra e promoção da eficiência. Na busca por inovações e desenvolvimento, a construção civil utiliza métodos baseados na introdução do aço em suas atividades (Instituto de Engenharia, 2015).

Ainda de acordo com o Instituto de Engenharia (2015), existem mais de três mil tipos de aços disponíveis e parte disso é destinada especificamente para a construção civil. O aço está presente na edificação como componente base da estrutura ou em forma de armaduras para as estruturas de concreto armado.

A estrutura metálica é um elemento estrutural encontradas em pilares, vigas, terças, pergolados, dentre outras. De acordo com Pfeil (2009), o primeiro aço utilizado na construção civil foi o ferro fundido, muito comum a utilização em pontes e arcos treliçadas. Devido a característica de boa resistência a corrosão, em meados do século XVII começa-se a ser utilizado o ferro forjado, muitas destas obras ainda continuam em perfeito estado.

O aço começou a ser utilizado no ramo industrial a partir do ano de 1750. Sendo que no Brasil sua fabricação de perfis em larga escala aconteceu somente no ano 1812 (PINHEIROS, 2005).

Desta forma, a construção já é o maior mercado para o aço, um total de 30% de vendas ao redor do mundo, um volume equivalente a 300 milhões de toneladas por ano. Existe uma forte tendência internacional de crescimento da construção com aço. Os produtores de aço têm reconhecido cada vez mais a importância deste segmento nos seus negócios (CIMM, 2015).

O aço carbono, hoje o mais utilizado na construção civil, começou a ser utilizado por volta dos meados do século XX como diz Pfeil (2009), considera-se ainda que o aço é muito utilizado devido sua ótima resistência a ruptura.

Sobre as estruturas de aço o Instituto de Engenharia (2015), destaca que sua utilização possibilita maior utilização do ambiente uma vez que ocupa menos espaços do que uma estrutura convencional de concreto. Nos projetos habitacionais onde as áreas livres são tão importantes, a estrutura metálica se torna atrativo. Um dos destaques na utilização do aço é a

redução em até 25% do tempo de construção, se comparada com a estrutura de concreto. Além disso, o aço dispõe de uma vasta quantidade de tipos comercializada no mercado nacional.

Souza (2020), ressalta que a estrutura metálica possui vantagens como sendo mais leves se comparadas com as de concreto, assim como os esforços exercidos nas fundações. Destaca também que o aço proveniente de demolições pode ser reciclado, e destinados a outros fins além da construção civil.

O Instituto de Engenharia (2015), enfatiza que o aço contribui com a preservação do meio ambiente pois além de ser 100% reciclável, ele substitui a utilização da madeira na obra, o que ocasiona uma redução de emissões de materiais particulados (partículas sólidas ou líquidas suspensas) no ar. Além disso, Souza (2020), destaca o canteiro de obras das construções com estruturas metálicas, no qual existe maior organização, uma vez que a utilização de materiais de construção como areia, brita e cimento serão menos utilizados.

Para Ferraz (2003), as altas temperaturas foram um dos maiores motivos para a dificuldade de comercialização do aço. Este problema de industrialização fez o aço se tornar um material escasso e de grande valor, o que tornou inviável o uso em obras de pequeno porte. Souza (2020), destaca também a dificuldade de encontrar mão de obra especializada, o deslocamento das peças de aço e em pequenas obras, os custos com uma estrutura de aço comprometeria todo o orçamento.

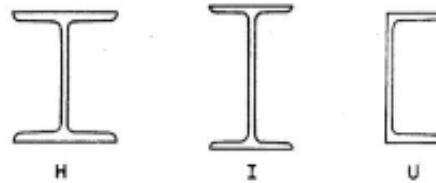
## 2.1 IDENTIFICAÇÃO DOS PERFIS METÁLICOS

Os perfis de aço utilizados na construção de galpões são os mesmos em edifícios de andares múltiplos. O IBDA (Instituto Brasileiro de Desenvolvimento da Arquitetura) destaca que a produção do aço estrutural no Brasil segue as normas do fabricante ou estrangeiras, como por exemplo a ASTM (*American Society for Testing and Materials*) e ou DIN (*Deutsche Industrie Normen*).

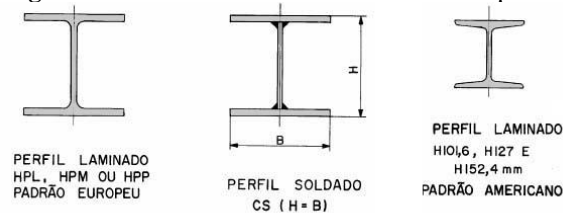
### 2.1.1 Classificação dos Perfis

Através das análises, nota-se que os perfis possuem seção transversal semelhante as letras I, H e U, ilustrada na figura 1, e que o processo de fabricação pode ser por laminação ou formação a frio ou soldagem.

Os perfis metálicos utilizados para pilares nas edificações são do tipo “H”. O perfil “H” possui largura da mesa igual ou próximas da altura da seção. Na figura 2 está ilustrada alguns dos perfis utilizados como pilares.

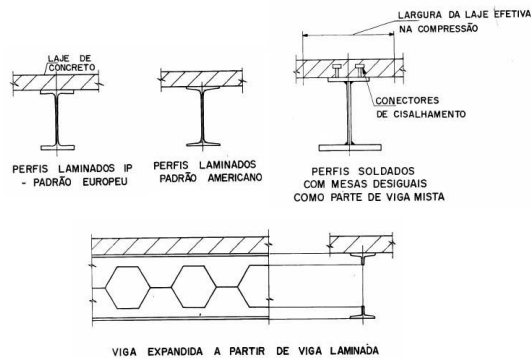
**Figura 1** - Identificação dos perfis metálicos.

Fonte: <https://eduqc.com.br>

**Figura 2** - Perfis usualmente utilizados como pilares.

Fonte: <https://eduqc.com.br>

Os perfis metálicos utilizados como vigas que sustentam o peso da laje dos edifícios são do tipo “H” com a mesa superior travada pelas lajes, o que impede a flambagem lateral com torção. É mais usual a utilização de vigas bi - apoiadas em que o perfil auxilia a laje, no qual se torna uma solução econômica. Vigas em perfil metálico na figura 3, demonstra algumas soluções para as vigas de estrutura metálica:

**Figura 3** - Vigas em perfil metálico.

Fonte: Fórum da construção, sd

### 2.1.2. Perfis Laminados

Os perfis laminados são fabricados em um processo a quente em siderúrgicas. Segundo Dias (2016), o perfil laminado possui como característica relevante não somente as abas paralelas e uniformes como também sua produção a partir de uma única peça, o que dispensa soldas ou emendas, o que causa uma redução de tensões residuais. Pignatta e Fruchtengarten (2012), destaca que os perfis laminados são considerados os mais econômicos para se utilizar nas edificações de estruturas metálicas.

O Brasil possui siderúrgicas projetadas para produção de perfis laminados apropriados para construção civil. A produção é dividida em perfil W e perfil HP. A Figura 4 demonstra o perfil I laminado. Os perfis são geralmente fabricados com aço ASTM A 572 Gr 50, com  $f_y$  de 345 e  $f_u$  de 450 MPa e identificados pela sua altura e sua massa por unidade de comprimento, a exemplo os perfis W 310 x 44,5 ou HP 250 x 62.

**Figura 4** - Perfil metálico I laminado.



**Fonte:** <https://www.emoferestruturas.com.br/perfil-laminado.php>

O perfil W possui aplicabilidade em construções de pequeno, médio e grande porte, seja em estruturas para galpões, casa e edifícios de múltiplos andares. Na construção civil o perfil W é usualmente utilizado em estaqueamento, fundações e pontes, onde sua função é suportar as cargas exercidas pela estrutura, o que exige máxima resistência do material. O perfil W também pode ser utilizado em equipamentos ferroviários e agroindústrias

### **2.1.3. Perfis Soldados**

O perfil soldado, demonstrado na Figura 5, detém importância na construção de estruturas de aço por proporcionar economia na fabricação, facilidade no transporte e montagem das estruturas. Segundo Pignatta e Fruchtengarten (2012), o perfil soldado se destaca nas estruturas de aço devido a sua versatilidade de combinações de espessura, altura e largura, provocando assim uma redução no peso da estrutura.

**Figura 5** – Viga metálica soldada.



**Fonte:** <https://galpaometalico.com.br/>

**Figura 6** – Perfil H soldado 300x300.

Fonte: <http://perfilsoldado.com.br/>

A normativa NBR 5884 (ABNT, 2013), esclarece as conformidades para os perfis I e H soldados e tolerâncias na fabricação e são classificados em série simétrica e monossimétrica como demonstrado na Tabela 1.

**Tabela 1** – Classificação dos perfis.

SIMÉTRICA	Perfis com mesma dimensão na seção transversal XX e YY	CS	Perfil soldado do tipo pilar	$\frac{d}{b_f} = 1$
		CVS	Perfil soldado do tipo viga-pilar	$1 < \frac{d}{b_f} \leq 1,5$
		VS	Perfil soldado tipo viga	$1,5 < \frac{d}{b_f} \leq 4$
		PS	Perfil soldado com dimensões não relacionados na NBR 5884	
MONOSSIMÉTRICA	Perfis soldados que não apresentam simetria na sua seção transversal em relação ao eixo X-X e apresentam simetria em relação ao eixo Y-Y.	PSM	Perfil soldado monossimétrico não relacionado na NBR 5884	
		VSM	perfis soldados monossimétricos tipo viga	$1 < \frac{d}{b_f} \leq 4$

Fonte: Elaborada pelo autor com base na NBR 5884, 2013

## 2.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS AO AÇO

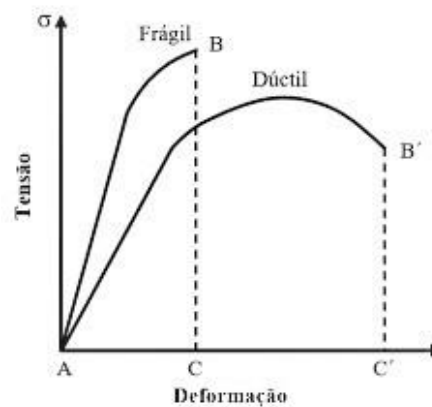
O aço possui características únicas sob a ação de temperaturas atmosféricas.



### 2.2.1 Ductilidade

De acordo com Pfeil (2009), a característica do aço em ser dúctil, fornece a ele a capacidade mecânica de se deformar, ou seja, maior resistência ao rompimento e maior capacidade de suportar carga. Um exemplo seria uma viga de concreto armado, onde antes de se romper apresenta fissuras, o que identifica que o aço da estrutura está no início da deformação plástica devido ao excesso de peso sobre a estrutura. Na Figura 7 se observa a capacidade de deformação de um aço com essas características:

**Figura 7** - Gráfico Tensão x Deformação.



Fonte: PAULO SERGIO, 2011

### 2.2.2 Fragilidade

Segundo Pfeil (2009), a fragilidade é o inverso da ductibilidade, a capacidade de um aço de se tornar frágil depende de fatores como, solda elétrica, temperatura do ambiente, entre outros, descreve que o material frágil possui menos resistência há grandes tensões, e facilidade para se romper devido sua deformação ser praticamente zero.

### 2.2.3 Dureza

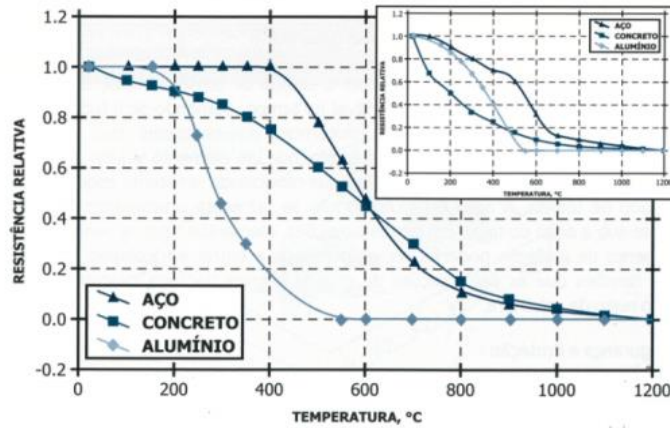
O aço possui característica de dureza, capacidade de resistir a penetrações de outros materiais. Mede-se a dureza de um material pela resistência da superfície à penetração de outro material com maior dureza (PFEIL, 2009).

### 2.2.4 Elementos Sob Efeito de Temperatura Elevada

Ainda segundo Pfeil (2009), os materiais metálicos sob ação de temperaturas elevadas têm suas propriedades afetadas, bem como a redução do escoamento, ruptura, modulo de elasticidade. Caso as temperaturas ultrapassem 250 C° o aço aumenta sua fluência, em situações de incêndio por exemplo. A Figura 8 relata os efeitos de um incêndio em diferentes materiais

como, aço, concreto é alumínio, como se observou o aço após 400 C° percebeu bastante rigidez, quando ultrapassou a 1000 C° sua resistência chegou a zero.

**Figura 8** – Análise de materiais estruturais em alta temperatura.



Fonte: GOUVEIA, 2002

### 2.3 PROPRIEDADES FÍSICAS DO AÇO

Para Pfeil (2009), há algumas características físicas do aço que podem ser adotadas para todos os tipos de aços estruturais com condição da faixa normal de temperaturas atmosféricas

- Módulo de deformação longitudinal ou módulo de elasticidade  $E = 200.000 \text{ MPa}$ ;
- Coeficiente de Poisson  $\nu = 0,3$ ;
- Coeficiente de dilatação térmica  $\beta = 12 \times 10^{-6}$  por  $^{\circ}\text{C}$ ;
- Massa específica  $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$ ;

### 2.4 COMPRIMENTO DE FLAMBAGEM

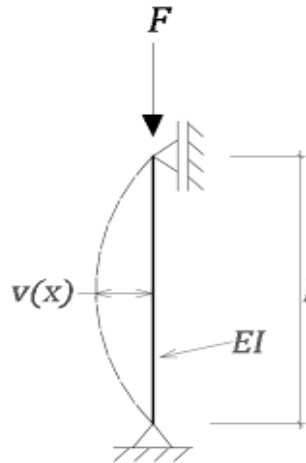
Segundo Pignatta (2012), existe fatores para se considerar um pilar ideal:

- Material homogêneo;
- Com comportamento elástico linear;
- Perfeitamente geométrico;
- Suas extremidades articuladas;
- Não ocorre torção.

De acordo com Silva (2012), o comprimento de flambagem em um pilar metálico, será a distância de um ponto zero do pilar sem nenhuma deformação, até o ponto de deformação lateral nessa peça. A Figura 9 representa um pilar biarticulado, que está sobre ação de uma força, logo após sofre uma deformação, onde se cria um outro pilar deformado, assim cria uma

distância entre o centro do primeiro pilar até o centro do pilar deformado, essa distância será o comprimento de flambagem.

**Figura 9** - Pilar por efeito de flambagem.



Fonte: NILSON TADEU, 2017

## 2.5 ESTADO LIMITE

Para Pfeil (2009), o estado de limite ocorre quando a estrutura deixa de satisfazer o seu objetivo. Os estados limites são divididos em:

- Estado limite último (ELU);
- Estado limite de serviço (ELS).

O Estado limite último decorre de cargas excessivas e conseqüentemente provoca:

- Colapso da estrutura;
- Perda de equilíbrio como corpo rígido;
- Plastificação total de um elemento estrutural ou de uma seção;
- Ruptura de uma ligação ou seção;
- Flambagem em regime elástico ou não;
- Ruptura por fadiga.

O estado de limite de serviço provoca:

- Deformação excessivas;
- Vibrações excessivas.

### 2.5.1 Método das Tensões Admissíveis

Para Pfeil (2009), o dimensionamento que utiliza tensões admissíveis originou-se da resistência dos materiais em regime elástico. Quando um elemento é submetido à uma flexão

simples sem flambagem lateral, a tensão resistente iguala tensão de escoamento  $f_{yk}$ , o que se observa o início de uma deformação plástica expressa na Equação 1.

$$\sigma_{m\acute{a}x} \leq \sigma = \frac{f_{yk}}{\gamma} \quad (1)$$

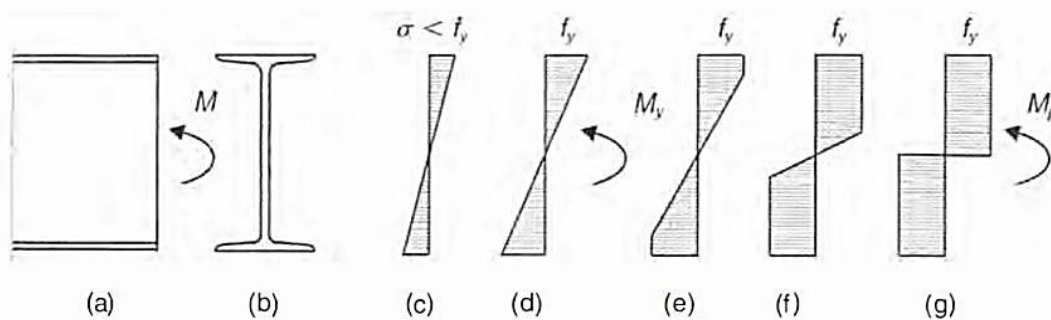
Onde:  $\sigma$  é a tensão admissível;

### 2.5.2 Teoria Plástica de Dimensionamento das Seções

A utilização de métodos antiquados para verificação de segurança, com base na experiência adquirida ao longo dos anos, de materiais como concreto e aço já não era cabível. A necessidade de estabelecer medidas de segurança com base científica, criou-se o conceito de tensões admissíveis onde considera-se que os esforços, analiticamente, podem ser determinados admitindo o comportamento elástico linear, considerando o cálculo de tensões (ATAÍDE; CORRÊA, 2006).

Para exemplificar melhor Pfeil (2009) apresenta a figura 10 para ilustrar uma peça submetida a flexão. O momento  $M_y$  corresponde ao início da plastificação total da seção. A análise estrutural em regime elástico era associada ao limite de resistência e início de plastificação da seção, desconsiderando a reserva de resistência após o início da plastificação e a redistribuição de momentos fletores causadas pela plastificação de uma ou mais seções de estrutura hiperestática. Com o  $M_p > M_y$  a diferença constitui a reserva de resistência ao início de plastificação.

**Figura 10** - Tensões normais de flexão e plastificação progressiva da seção.



Fonte: PFEIL, 2009

O dimensionamento plástico a carga atuante é comparada a outra carga.

$$\gamma Q_{serv} \leq Q_{\mu} \quad (2)$$

Onde:

$Q_\mu$  é o coeficiente de majoração único aplicado a carga de serviço.

### 2.5.3 Ações

Conforme Pinheiro (2005), todas cargas que atuam em estrutura são chamadas de ações, a norma 8800 (ABNT, 2008), diz que para todas as análises estruturais deve ser levado em conta as influências que as ações possam produzir na estrutura.

Segundo a Norma 8800 (ABNT, 2008), as ações são categorizadas em:

- Ações permanentes diretas: observa-se o peso próprio da estrutura, inclui todos os elementos construtivos permanentes na estrutura;
- Ações permanente indiretas: considera-se protensão a retração de materiais e os recalques de apoio;
- Ações variáveis normais: são as ações com grande probabilidade de ocorrência que o obriga a ser considerado no projeto de estrutural;
- Ações variáveis especiais: devem ser considerados certas ações especiais, muito característico de ações de alta intensidade que podem levar ao colapso da estrutura como ações sísmicas, cargas acidentais advindas da natureza e etc;
- Ações Excepcionais: leva-se em consideração ações como choques de veículos, explosões, enchentes entre outras ações do mesmo âmbito.

### 2.5.4 Valores das Ações

Segundo a Norma 8800 (ABNT, 2008), as ações têm valores representativos, separadas em:

- Valores característicos: os valores de  $f_k$  é definido de acordo variabilidade das suas intensidades;
- Valores característicos nominais: são utilizados para ações em que a variabilidade não é expressa por distribuição de probabilidade;
- Valores representativos: todas as ações são quantificadas;
- Valores de cálculo: obtém-se pela multiplicação dos valores representativos  $f_r$  e coeficiente de ponderação  $\gamma_f$ .

### 2.5.5 Coeficientes de Ponderação das Ações no Estado-Limite Último

Conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008), os valores para verificação do estado-limite últimos são apresentados nas Tabelas 1. Nos estados limites de serviço utiliza-se  $\gamma_f$ .

**Tabela 1** - Coeficiente de ponderações das ações  $\gamma_f = \gamma_{f1} + \gamma_{f3}$ .

Ações permanentes ( $\gamma_g$ )						
Combinações	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Diretas			Indiretas
			Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanente	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com a dições <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>ad</sup>						
	Efeito da temperatura <sup>b</sup>	Ação do vento	Ações truncadas <sup>e</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		

**Fonte:** Elaborada pelo autor com base na NBR 8800, 2008

A Norma 8800 (ABNT, 2008), destaca ainda que nas combinações normais poderão ser adotados opcionalmente, um coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis resultados do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m<sup>2</sup> ou 1,4 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.

Os valores entre parênteses na tabela 1 correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis a segurança. Ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações (ABNT NBR 8800, 2008).

Geralmente o coeficiente de ponderação das ações no estado limite de serviço (ELS) é igual a 1,00. Nas combinações de ações de serviços, classificadas como quase permanente, frequente e raras, são usados fatores de redução relacionados na Tabela 2.

**Tabela 2** Valores de fatores de combinação  $\psi_0$  e de redução  $\psi_1$  e  $\psi_2$  para ações variáveis.

Ações	$\gamma_{f2}^a$			
	$\Psi_0$	$\Psi_1^d$	$\Psi_2^e$	
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 elevadas concentrações de pessoas	0,50	0,40	0,30
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,70	0,60	0,40
Vento	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,80	0,70	0,60
	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,60	0,30	0,00
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,60	0,50	0,30
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,60	0,40	0,30
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,00	0,80	0,50
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,70	0,60	0,40

**Fonte:** Elaborada pelo autor com base na NBR 8800, 2008

Pfeil (2009), define algumas combinações de ações para verificar os estados de limites últimos, dentre eles pode-se citar;

- Combinação normal – inclui ações do uso previsto da estrutura;
- Combinação de construção – ações que podem levar algum estado de limite último;
- Combinações especial – inclui várias ações especiais, porém tem uma magnitude de efeitos maior que as combinações normais;
- Combinações excepcionais – inclui várias ações excepcionais, que podem produzir efeitos catastróficos.

Para Combinações normais e combinações últimas de construção e especiais, utiliza-se a Equação 3.

$$Fd = \sum \gamma_{gi} G_i + \gamma_{q1} Q_1 + \sum \gamma_{qj} \gamma \psi_{0j} Q_j \quad (3)$$

Onde:

- $Q_1$  é a ação variável da base;
- $Q_j$  ações que atuam simultaneamente com a  $Q_1$ ;

- $\gamma_g$  e  $\gamma_q$  Coeficiente de Segurança;
- $\psi_0$  fator de combinação.

Para ações excepcionais com Pfeil (2009) apresenta, tem-se algumas variações na Equação 4.

$$F_d = \sum \gamma_{gi} G_i + E + \sum \gamma_q \psi_2 Q_j \quad (4)$$

Para Pfeil (2009), o dimensionamento dos estados limites de serviço é necessário fazer a análise do comportamento da estrutura sobre as ações utilizadas com cargas em serviço, a vantagem da utilização deste método é evitar o desconforto ao usuário com patologias nas estruturas como rachaduras, flexões excessivas, vibrações etc. De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), diz as classificações das combinações de serviço são de acordo com a permanência na estrutura.

As combinações de ações nos estados limites de serviço resultam nestas equações 5 a 7 listadas abaixo de acordo com NBR 8800 (ABNT, 2008).

- Combinações quase permanentes;

$$F = \sum G_{1,k} + \sum \psi_{2j} f_{Qj,k} \quad (5)$$

- Combinações frequentes;

$$F = \sum f_{G_{i,k}} + \psi_1 f_{Q_{1,k}} + \sum (\psi_{2j} Q_{jk}) \quad (6)$$

- Combinações raras;

$$F = \sum f_{G_{i,k_1}} + f_{Q_{1,K}} + \sum (\psi_{1j} f_{Qj,k}) \quad (7)$$

## 2.6 PERFIS INDICADOS PARA PILARES METÁLICOS

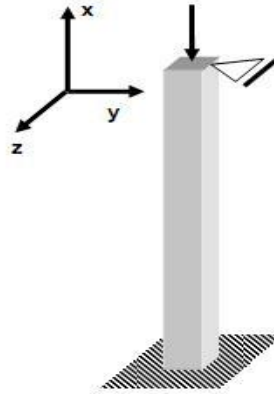
A coluna tem função de descarregar os esforços nas fundações, onde é dissipada para o solo. As colunas são divididas em principais e secundárias, que respectivamente são as colunas que suportam mais e menos carga (BELLEI, 1994).

Segundo Bellei (2009), as colunas possuem duas características distintas, a primeira é aquela que possuem uma carga de compressão no centro do pilar, ou seja, uma força centrada, ilustrada na Figura 11. Outra característica é chamada de compressão excêntrica, que são aquelas



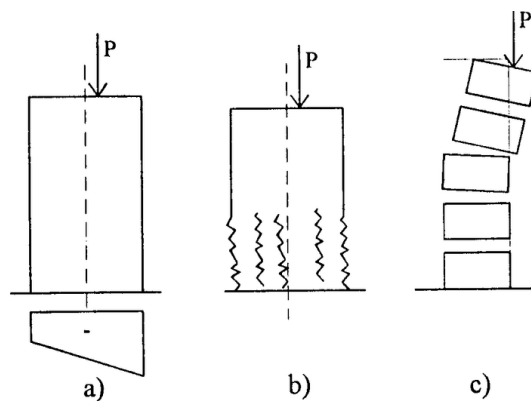
que possuem cargas de compressão fora do eixo central do fuste do pilar, o que causa um momento devido a carga não estar no eixo  $y$  do pilar, ilustrada na Figura 12.

**Figura 11** - Pilar com compressão centrada.



Fonte: APROVA QUESTOES,2012

**Figura 12** - Pilar com compressão excêntrica.



Fonte: RESEARCHGATE,2020

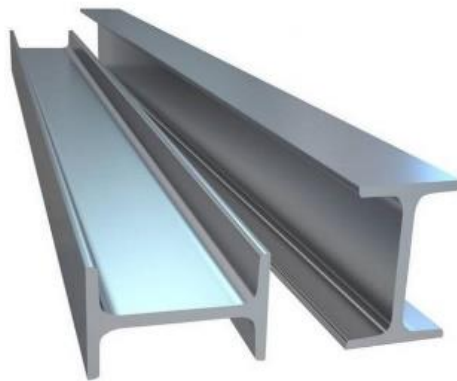
De acordo com Bellei (1998), o tipo de fuste de uma coluna é a ligação de vários perfis metálicos ligados por parafusos ou soldas. Para uma boa economia estrutural é de extrema importância o bom equilíbrio entre essas partes.

Bellei (1994) apresenta muito bem alguns dos principais perfis, quais as vantagens da utilização de cada um assim como as limitações.

- Perfil tubular – é considerado o mais usual e o mais indicado, porém tem-se pouco uso além de um maior custo de ligações devido à dificuldade na execução da solda.
- Perfil I – demonstrado na Figura 13, é pouco utilizado devido sua característica de baixo raio de giro, geralmente em pequenos edifícios ou em colunas com pouca altura
- Perfil H – demonstrado na Figura 14, possui raios de giro muito próximos tem grande aplicação até uma determinada dimensão.

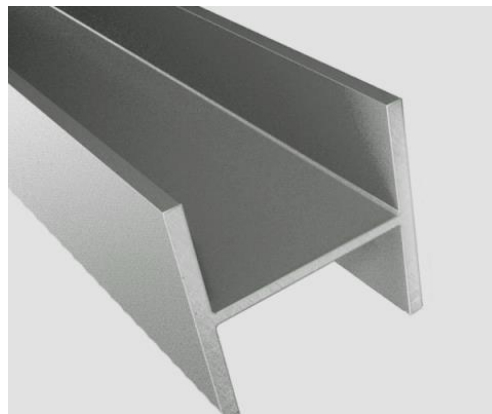
Para melhor utilização de cada característica condizente utiliza-se perfis laminados compostos que é a junção de vários perfis laminados, assim conseguirá ter um melhor aproveitamento do material direcionado seu esforço de maneira mais precisa (BELLEI, 1994).

**Figura 13** – Perfil laminado I.



**Fonte:** NEW AÇO, 2020

**Figura 14** – Perfil estrutural H.



**Fonte:** NEW AÇO, 2020

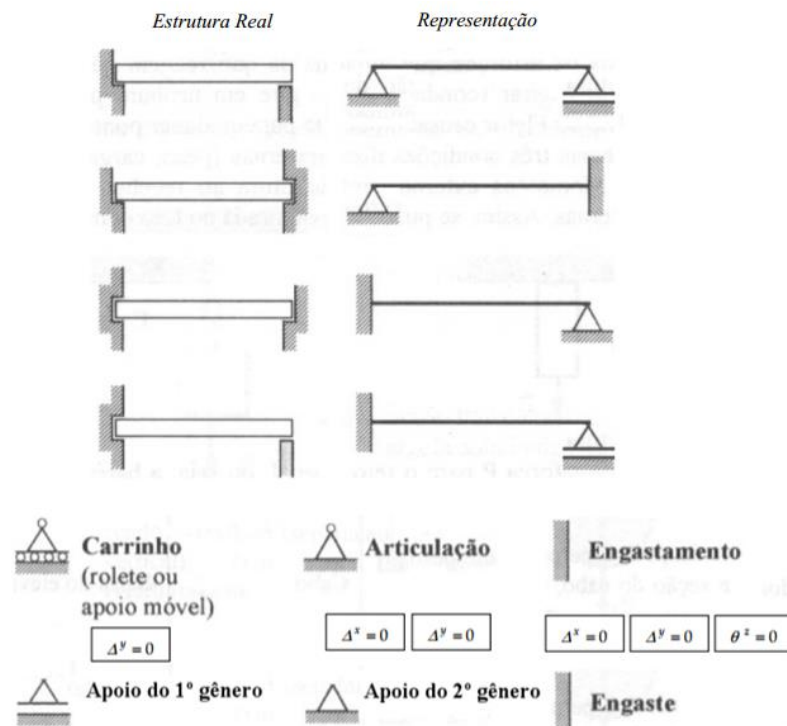
## 2.7 CONDIÇÕES DE CONTORNO PARA PILARES

A classificação dos esforços atuantes em um material são esforços externos ativos e reativos. Exemplos de esforços externos ativos é o peso dos objetos e de pessoas, de um trem que passa por uma ponte, a pressão do vento e o próprio peso da estrutura. Os esforços externos ativos são os carregamentos que exigem a construção de uma estrutura que os suporte (NETO, 1996).

A NBR 8800 (ABNT, 2008), destaca que os tipos de vinculações variam em 1º gênero, os quais possuem restrições de rotação, mas possuem translação, os vínculos de 2º gênero impedem translação, mas possui a rotação. Já o de 3º gênero, também chamado de engaste, impede tanto a rotação quanto a translação.

As restrições de apoio correspondem a uma força ou momento que o vínculo desempenha sobre a estrutura. As restrições de deslocamento correspondem a uma reação força e as de rotação corresponde a uma reação momento. Sendo assim, apoios do 1º gênero reagem contra as forças verticais, os de 2º gênero possuem reações nas forças horizontais e verticais, já um engaste possui três reações: uma horizontal, uma vertical e um momento (MAIA, 2019).

**Figura 15** – Tipos de vínculos externos ou restrições de apoio.



Fonte: <https://maquinadeaprovacao.com.br/wp-content/uploads/2019/03/22-3.png>.

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), os pilares possuem classificação AA (biapoiado) quando o perfil se encontra com as duas extremidades apoiadas, outra opção e AL (apoiado livre), onde a “mesa” por ter uma extremidade apoiada e a outra livre, RR (birotulado) onde as duas extremidades estão rotuladas, EL (engastado-livre), uma de suas extremidades está livre de qualquer apoio e na outra extremidade ela está rígida.

## 2.8 PARÂMETRO DE ESBELTEZ DO PERFIL

Pela NBR 8800 (ABNT, 2008), o objetivo da análise de um pilar metálico, é determinar as ações causadas a estrutura devido a um carregamento instalado, para verificar seu estado limite último e de serviço. A verificação de peças comprimidas abrange uma grande área, o que torna seus cálculos minuciosos, com inúmeras tabelas e formulas. Exemplo de peças que sofrem compressão são os pilares, sejam eles de madeira, concreto armado, pré-moldados e metálicos,

esse pilar enquanto está sob efeito de uma determinada força de compressão, está sujeita a flambagem, torção e flexão.

A flexão ocorre devido a perda da condição de equilíbrio da barra em sua configuração retilínea inicial, a torção acontece quando o eixo da barra se mantém retilíneo ao da barra e uma das extremidades da barra rotaciona devido a compressão e a flambagem acontece quando a barra sofre uma curvatura lateral (ABNT NBR 8800, 2008).

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), o valor do parâmetro de esbeltez dos componentes comprimidos em relação ao parâmetro de esbeltez limite para secções compactas e parâmetro de esbeltez limite para secções Semicompactas são classificados conforme sua secção transversal:

- Compactas: secções em que os elementos comprimidos possuem  $\lambda$  (parâmetro de esbeltez) inferior a  $\lambda_p$  (parâmetro de esbeltez limite para secções compactas) e as mesas são ligadas continuamente as almas;
- Semicompactas: secções que possui um ou mais elementos comprimidos com  $\lambda$  superior a  $\lambda_p$  e inferior ou igual a  $\lambda_r$  (parâmetro de esbeltez limite para secções Semicompactas);
- Esbelto: secções que possui um ou mais elementos comprimidos com  $\lambda$  superior a  $\lambda_r$ .

## 2.9 TIPOS E PARÂMETROS DE ESBELTEZ DE ELEMENTOS:

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), quando se analisa o efeito de flambagem local, os componentes das secções transversais normalmente usadas, exceto as secções tubulares circulares, são classificados em AA (biapoiado), que significa que as duas extremidades do pilar estão vinculadas, tem AL (apoiado livre), que significa que um de suas extremidades está vinculada e outra está livre de apoios. O parâmetro de esbeltez dos elementos componentes da secção transversal é definido pela largura e espessura ( $b/t$ ).

### **2.9.1 Largura de b Para Alguns Perfis AA (Conforme as Exigências da NBR 8800/2008):**

- Para almas de secções I, H ou U laminadas, a distância livre entre as mesas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma;
- Para almas de secções I, H ou U a distância livre entre mesas.

### **2.9.2 Largura de b Para Alguns Perfis AL (Conforme as Exigências da NBR 8800/2008):**

- Para mesas de secções I, H ou T, a metade da largura total da mesa;

- Para abas de cantoneiras e mesas de secções U, a largura total do elemento;
- Para almas de secções T, a largura total da seção transversal (altura da alma mais a espessura da mesa).

## 2.10 PILAR SUBMETIDO A FORÇA AXIAL DE COMPRESSÃO:

### 2.10.1 Condição de Segurança:

Dentro das normativas da NBR 8800 (ABNT, 2008), as exigências para o dimensionamento de peças metálicas comprimidas, e que ( $N_{c,Sd}$ ) seja inferior ou igual a ( $N_{c,Rd}$ ), portanto a força de compressão exercida sobre a peça deve ser menor ou igual que a força que ela suporta, caso contrário, ocorrerá deformações na peça, é ainda tem que avaliar as condições de esbeltez do perfil em questão:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (8)$$

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.

### 2.10.2 Força Axial de Compressão Resistente de Cálculo:

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), quando o esforço resistente de projeto não ocorre flambagem local ou global e estão sujeitas a compressão utiliza-se a equação.9:

$$N_{c,Rd} = \frac{N_c}{\gamma_{a1}} \rightarrow N_{c,Rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad (9)$$

Onde:

$N_{c, Rd}$  é a força axial de compressão resistente de cálculo;

$N_c$  é a força axial de flambagem elástica;

$A_g$  área bruta da secção transversal da barra;

Ainda segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), quando se envolve flambagem local e global se adiciona duas variáveis na Equação 10:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (10)$$

Onde:

$\chi$  é o fator de redução associado a resistência a compressão;

$Q$  é o fator de redução total associado a flambagem local;

$A_g$  área bruta da secção transversal da barra.

### 2.10.3 Verificação da Esbeltez:

De acordo com a norma NBR 8800 (ABNT, 2008), o índice de esbeltez de uma barra comprimida não deve ser superior a 200. Para se chegar nesse resultado é necessário multiplicar o coeficiente de flambagem  $K_x$  ou  $K_y$ . O limite de esbeltez é dado na fórmula (11).

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r} \leq 200 \quad (11)$$

Onde:

$K$  é o coeficiente de flambagem para peças comprimidas, o valor utilizado e o teórico;

$L$  é o comprimento da haste;




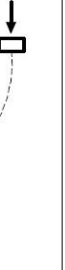






$r$  é o raio de giração do perfil.

**Tabela 3** Valores dos coeficientes de ponderação das resistências

Aço estrutural $\gamma_a$				
Combinações	Escoamento, flambagem e instabilidade	Ruptura	Concreto	Aço das armaduras
	$\gamma_{a1}$	$\gamma_{a2}$	$\gamma_c$	$\gamma_s$
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,00	1,15	1,20	1,00

**Fonte:** Elaborada pelo autor com base na NBR 8800, 2008

**Figura 16** – Tabela com o coeficiente de flambagem por flexão de elemento isolados.

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de $K_x$ ou $K_y$	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	   	Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres				

Fonte: NBR 8800, 2008

#### 2.10.4 Verificação da Flambagem Local (Q):

A classificação para as secções transversais mais usuais exceto as secções tubulares circulares é de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), as AA (biapoiado) significa que as duas extremidades estão vinculadas, em perfis I, H e U essa área se chama “alma”, é a parte rígida do perfil.

Ainda segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), a equação para a esbeltez do elemento para a secção AA

(alma):

$$\lambda_e = \frac{b}{t} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} \quad (12)$$

Onde:

$\lambda_e$  é o limite de esbeltez do perfil em estudo;

$b$  ou  $h_w$  e a largura da alma do perfil;

$t$  ou  $t_w$  e a espessura da alma do perfil.

Verificação da esbeltez limite  $\lambda_{lim}$  do elemento AA dos perfis I, H e U, exceto secção tubular circular, de acordo com equação 13:

$$\lambda_{lim} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (13)$$

Onde:

$f_y$  e a tensão de escoamento do aço do perfil determinado;

$E$  é o modulo de elasticidade do aço.

Dentro da NBR 8800 (ABNT, 2008), quando a esbeltez do perfil  $\lambda_e$  não supera o limite  $\lambda_{lim}$  o valor de  $Q$  e igual a 1, como está na equação 14;

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (14)$$

Ainda na NBR 8800 (ABNT, 2008), a equação para a esbeltez do elemento AL (mesa) como na equação 15:

$$\lambda_e = \frac{b_f}{t_f} \text{ ou } \frac{b_f}{2t_f} \quad (15)$$

Onde:

$\lambda_e$  é o limite de esbeltez do perfil em estudo;

$b_f$  e a largura da mesa do perfil;

$t_f$  e a espessura da mesa perfil;

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), esse valor de  $b_f$  pode variar conforme sua condição de contorno, caso a mesa estiver livre essa largura e dívida por dois, devido pegar somente a metade da distância da mesa;

Verificação da esbeltez limite  $\lambda_{lim}$  para o elemento AL dos perfis I, H e U. Equação 16.

$$\lambda_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (16)$$

Onde:



$f_y$  e a tensão de escoamento do aço do perfil determinado;

$E$  é o módulo de elasticidade do aço.

Quando a esbeltez do perfil não supera o limite o valor de  $Q_s$  é igual a 1;

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_s = 1,00 \quad (17)$$

Quando a esbeltez do perfil  $\lambda_e$  supera o limite  $\lambda_{lim}$  o valor de  $Q$  deve ser calculado pela fórmula 18:

$$Q = Q_s Q_a \quad (18)$$

Onde:

$Q_s$  é o fator de redução para elementos AL da secção transversal;

$Q_a$  é o fator de redução para elementos AA da secção transversal.

Observação:

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), caso o perfil tiver somente elementos AA (biapoiado) seu valor de  $Q = Q_a$ , se tiver somente elementos AL (apoiado-livre) seu valor de  $Q = Q_s$ .

### **2.10.5 Verificação do Valor de $Q_a$ e $Q_s$ , quando o Valor da Esbeltez do Elemento $\lambda_e$ é Superior ao Valor da Esbeltez Limite $\lambda_{lim}$ :**

Para verificação utiliza-se a equação 19:

$$\lambda_e > \lambda_{lim} \quad (19)$$

#### **2.10.5.2. Fator de Redução Para Elementos AL ( $Q_s$ ):**

Equações utilizadas para determinadas situações dos elementos comprimidos AL:

1º - Grupo 3 AL, equação 20 e 21:

$$Q_s = 1,340 - 0,76 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,45 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (20)$$

$$Q_s = \frac{0,53E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (21)$$

2° - Grupo 4 AL, equação 22 e 23:

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (22)$$

$$Q_s = \frac{0,69E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (23)$$

3° - Grupo 5 AL, 24 e 25:

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{k_c E}}, \text{ para } 0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}} < \frac{b}{t} \leq 1,17 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}} \quad (24)$$

$$Q_s = \frac{0,90 E k_c}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,17 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}} \quad (25)$$

Cálculo do coeficiente  $k_c$  e dado pela fórmula 26:

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, \text{ sendo } 0,35 \leq k_c \leq 0,76 \quad (26)$$

4° - Grupo 6 AL, equação 27 e 28:

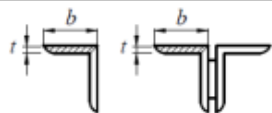
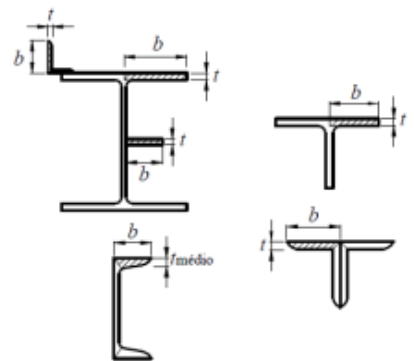
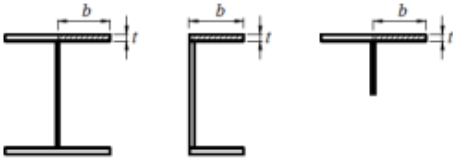
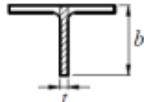
$$Q_s = 1,908 - 1,22 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (27)$$

$$Q_s = \frac{0,69E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (28)$$

Observação:

Conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008), caso existir mais de um elemento AL no perfil, com os valores de redução  $Q_s$  diferentes, sempre adotar o menor valor entre eles;

Figura 17 – Tabela com valores de  $(b/t)$  lim. AL.

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicação de $b$ e $t$	$(b/t)_{lim}$
AL	3	Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travessamento		$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	4	Mesas de seções I, H, T ou U laminadas Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	5	Mesas de seções I, H, T ou U soldadas <sup>a</sup>		$0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y / k_c)}}$
	6	Almas de seções T		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: NBR 8800, 2008

### 2.10.5.3. Fator de Redução Para Elementos AA ( $Q_a$ ):

Em conformidade com a NBR 8800 (ABNT, 2008), quando o valor da esbeltez do elemento ultrapassa o limite, deve-se calcular o valor do fator de redução para elementos AA ( $Q_a$ ), de acordo com a fórmula 29:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (29)$$

Onde:

$A_{ef}$  é a área efetiva da seção transversal;

$A_g$  é a área bruta da seção.

Cálculo para  $A_{ef}$ , utiliza-se a equação 30.

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef}) t \quad (30)$$

Onde:

$b$  é a largura do elemento;

$t$  é a espessura do elemento;

$b_{ef}$  é a largura efetiva do elemento comprimido AA.

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), esse somatório é sobre todos os elementos AA, do perfil analisado. O cálculo para largura efetiva do elemento comprimido AA ( $b_{ef}$ ) de acordo com a equação 31:

$$b_{ef} = 1,92 t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[ 1 - \frac{C_a}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \quad (31)$$

Onde:

$C_a$  é um coeficiente de valor 0,38 para mesas ou almas tubulares retangulares e 0,34 para todos os outros elementos;

$\sigma$  é a tensão que se pode atuar no elemento analisado, Equação (32).

$$\sigma = \chi f_y \quad (32)$$

Onde:

$\chi$  é o valor da flambagem global;

$f_y$  é o obtido de acordo com o tipo de aço do perfil.

**Figura 18.** – Tabela com valores de  $(b/t)_{lim}$  AA.

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicação de $b$ e $t$	$(b/t)_{lim}$
AA	1	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Mesas ou almas de seções tubulares retangulares</li> <li>— Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas</li> </ul>		$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	2	<ul style="list-style-type: none"> <li>— Almas de seções I, H ou U</li> <li>— Mesas ou almas de seção-caixão</li> <li>— Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1</li> </ul>		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: NBR 8800, 2008

### 2.10.6 Fator de Redução de $\chi$ :

Em conformidade com a NBR 8800 (ABNT, 2008), o fator de redução é encontrado pelo índice de esbelteza, caso o valor de  $\lambda_0$  for menor que 3,0 o valor de  $\chi$  também pode ser encontrado nas equações 33 e 34:

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5: \chi = 0,658 \lambda_0^2 \quad (33)$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (34)$$

Onde  $\lambda_0$  é o índice de esbelteza reduzido, que é encontrado pela equação 35.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (35)$$

Onde:

$N_e$  é o coeficiente de flambagem elástica.

### 2.10.7 Força Axial de Flambagem Elástica $N_e$ :

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), a carga de flambagem por flexão pode ser dada pela inercia em  $x$  ou  $y$  na seção transversal ou pela torção no ponto longitudinal  $z$ .

A flambagem por flexão em relação ao eixo da estrutura pela inercia em  $x$  e em  $y$  é dada pelas equações 36 e 37 respectivamente:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (36)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_y L_y)^2} \quad (37)$$

A flambagem por torção e relação ao eixo longitudinal  $z$  a equação 38:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)} \right] + GJ \quad (38)$$

### 2.10.8 Constante de Empenamento da Seção Transversal $C_w$ :

A NBR 8800 (ABNT, 2008), indica a equação 39 para calcular a constante de empenamento.

$$C_w = \frac{I_m h_s^2}{4} \rightarrow \frac{I_m (h_w + t_f)}{4} \quad (39)$$

Onde:

$I_w$  é a menor inercia entre  $x$  e  $y$ ;

$h_s$  e a distância entre o centro de gravidade de uma mesa até a outra;

$h_w + t_f$  significa a soma do comprimento de uma alma  $h_w$  com a metade da espessura de duas mesas,  $t_f/2 + t_f/2 = t_f$ .

### 2.10.9 Raio de Giração Polar da Seção Bruta $r_0$ :

Em concordância com a NBR 8800 (ABNT, 2008), o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento, é dado pela equação 40:

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} \quad (40)$$

Onde:

$r_x r_y$  são os raios de giração em relação aos eixos do centro  $x$  e  $y$  respectivamente;

$x_0 y_0$  são as coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos  $x$  e  $y$  respectivamente, em relação ao centro geométrico da seção.

### **2.10.10. Coeficiente de Flambagem por Torção $K_z$ :**

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), o valor de  $K_z$  varia conforme as condições de contorno:

- Adota-se  $K_z = 1,00$  para as barras que possuem restrições de rotação nas extremidades do eixo longitudinal e empenamento livre;
- Adota-se  $K_z = 2,00$  para barras que tiverem em uma das extremidades rotação em torno do eixo longitudinal e empenamento livre e na outra extremidade, rotação e empenamento impedidos.

### 3 METODOLOGIA

Para realização do trabalho, os cálculos sobre os perfis metálicos e as condições de contorno estão em conformidade com a NBR 8800 (ABNT, 2008). Outras fontes de pesquisas, como trabalhos acadêmicos e pesquisas literárias mais recentes contribuíram para elaboração do mesmo.

Para realização das análises por meio de cálculos, foram adotados 3 tipos de perfis metálicos, H (250 x 73 mm kg/m), W (250 x 44,8 mm kg/m) e I (250 x 17,9 mm kg/m) com comprimento total a 3 metros. Realizou-se cálculos e os representou através de gráficos e tabelas para facilitar a comparação e compreensão dos valores da resistência a compressão axial do pilar que dispõe de contenção com o pilar sem contenção.

A contenção lateral é um apoio incorporado ao pilar em razão de impedir o deslocamento lateral. A exemplo de contenção lateral é a viga fixada ao pilar distante da base com função estrutural, o que promove o acréscimo de sua resistência a flambagem. Para observação dos efeitos causados na estrutura, foi produzido os cálculos para uma análise hipotética de duas situações de contenção, a primeira análise com contenção lateral no centro do pilar outra análise com a contenção a  $2/3$  (dois terços) do comprimento do pilar. Os resultados obtidos foram comparados com o valor do pilar sem contenção para chegar à conclusão da variação de resistência em percentagem de acordo com cada configuração de perfil escolhido.

Foi calculado para todos os 3 perfis as resistências a compressão com e sem contenção lateral, nas condições de contorno engastado – engastado, apoiado – apoiado e apoiado – engastado. Ao final, encontrou-se a melhor configuração de contorno para cada tipo de perfil metálico quando comparadas as resistências do perfil que não possui contenção lateral com o que possui.

Na execução dos cálculos, foram adotados os valores do coeficiente K específicos para cada tipo de contenção indicado na Tabela 4.

**Tabela 4:** Condições de contorno e respectivos coeficientes de flambagem.

VÍNCULOS	RESTRICÇÕES DE MOVIMENTOS	COEFICIENTE k
Engastado-engastado	rotação e translação em ambas as pontas	0,65
Apoiado-apoiado	translação em uma direção	1,00
Apoiado-engastado	rotação e translação em uma ponta	0,80

**Fonte:** Elaborada pelo autor com base na NBR 5884, 2013

Para os cálculos de esbeltez do perfil, foi usado o  $r$  (raio de giração do perfil), disponível em Tabela no Anexo 1, com variação conforme a bitola do perfil. Além disso, para analisar a



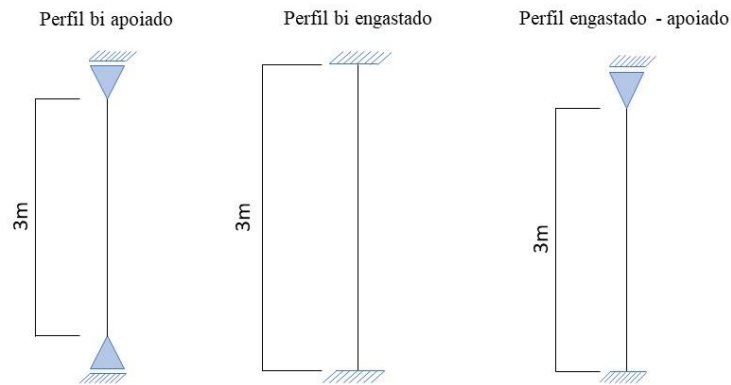
flambagem local, considerou-se que o perfil possuía dois elementos, um deles a parte rígida que é chamado de alma, e a mesa. Para encontrar o valor da flambagem local do perfil foi calculada a esbeltez de cada elemento separadamente, para comparar a esbeltez do elemento com a esbeltez limite do elemento.

A comparação da esbeltez limite dos elementos, estão amparadas na NBR 8800 (ABNT, 2008) que estabelece o valor de flambagem igual a 1,00 quando a esbeltez do elemento for menor ou igual a esbeltez limite do elemento.

#### 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

O índice de esbeltez é um dos importantes parâmetros a serem considerados nas avaliações de projeto, visto que, está relacionado diretamente com a segurança e durabilidade da estrutura. Os pilares são os responsáveis por suportar as cargas solicitadas pela estrutura. Os pilares na Figura são representações dos adotados no estudo de caso.

**Figura 19** – Perfis adotados no estudo de caso.



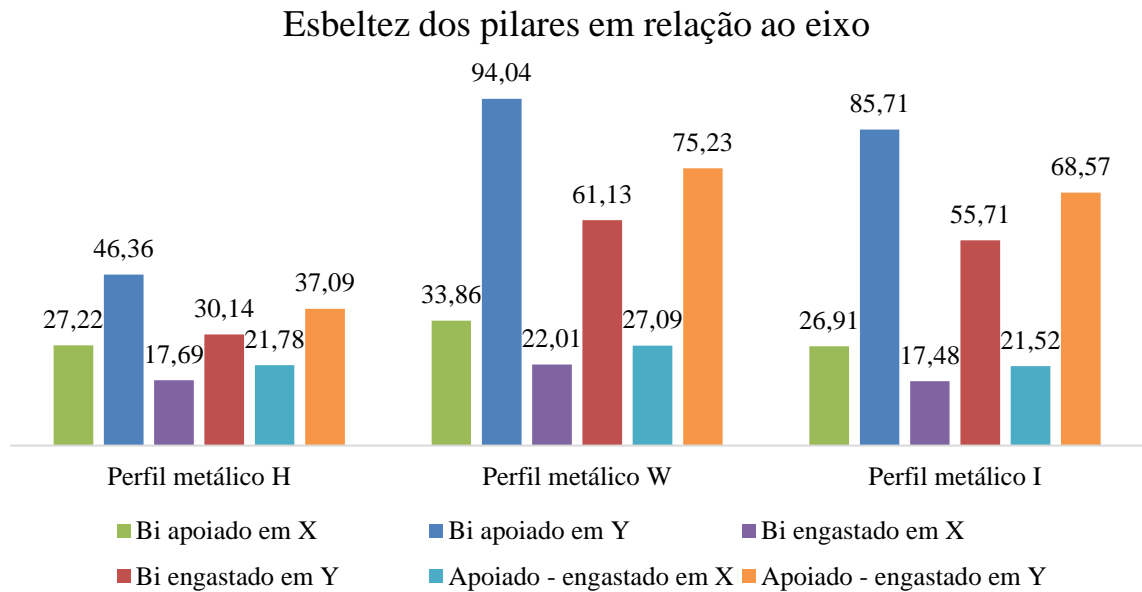
**Fonte:** Elaborada pelo autor, 2020.

Através dos resultados adquiridos através da fórmula 11 e demonstrados na Tabela 5, observa-se que o perfil metálico W (250 x 44,8 mm kg/m), na condição de contorno bi apoiado, apresenta maior esbeltez com relação aos outros perfis. Nota-se ainda que todos os perfis apresentaram menor esbeltez no eixo x quando comparado com o eixo y, sendo que os perfis H e I na condição de contorno bi engastado apresentam relativamente os mesmos valores. A escolha do pilar requer a análise correta da posição no projeto e suas condições de apoio.

**Tabela 5** – Pilares metálicos com parâmetros de esbeltez.

	Perfil metálico H		Perfil metálico W		Perfil metálico I	
	Esbeltez (mm <sup>4</sup> )		Esbeltez (mm <sup>4</sup> )		Esbeltez (mm <sup>4</sup> )	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Bi apoiado	27,22	46,36	33,86	94,04	26,91	85,71
Bi engastado	17,69	30,14	22,01	61,13	17,48	55,71
Apoiado - engastado	21,78	37,09	27,09	75,23	21,52	68,57

**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2020

**Gráfico 1** – Comparativo da esbelteza dos pilares em diferentes condições de contorno para os eixos x e y.

**Fonte:** Elaborado pelos autores, 2020

Os valores para flexão possuem grande importância para a segurança da estrutura pois indica o valor da resistência a rupturas. Através dos cálculos, os valores obtidos demonstram que o perfil H possui uma maior flexão em relação ao eixo x na condição de contorno bi engastado. Ao contrário do perfil W que apresentou menor flexão com relação ao eixo Y na condição de contorno bi apoiado.

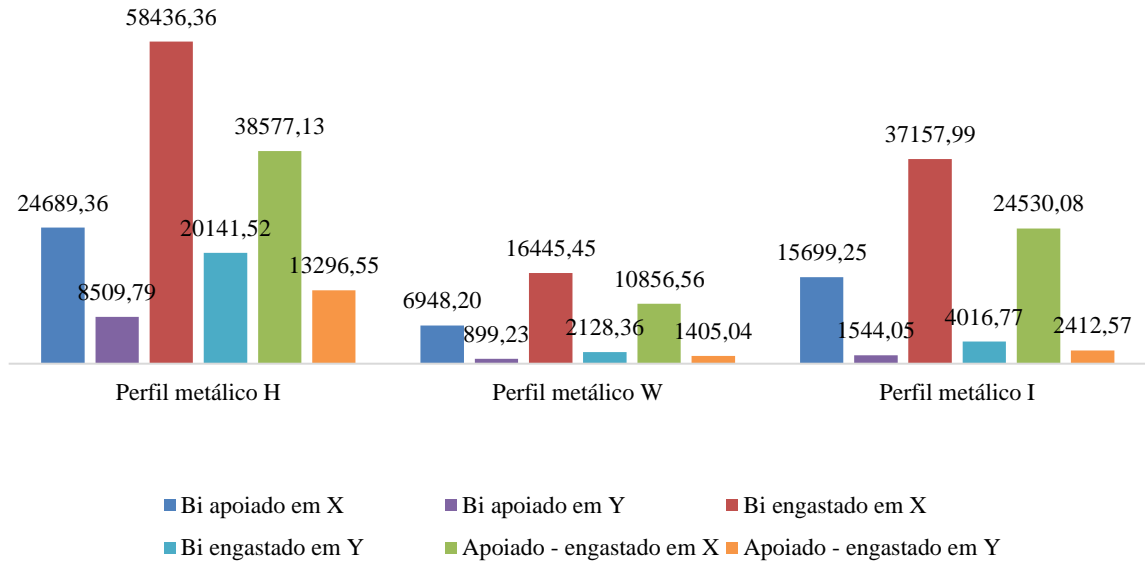
**Tabela 6** – Flexão dos pilares em relação aos eixos X e Y

	Perfil metálico H		Perfil metálico W		Perfil metálico I	
	Flexão (kN)		Flexão (kN)		Flexão (kN)	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Bi apoiado	24689,36	8509,79	6948,20	899,23	15699,25	1544,05
Bi engastado	58436,36	20141,52	16445,45	2128,36	37157,99	4016,77
Apoiado - engastado	38577,13	13296,55	10856,56	1405,04	24530,08	2412,57

**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2020

**Gráfico 2** – Comparação dos valores de flexão entre os perfis metálicos em cada condição de contorno.

## Flexão dos perfis



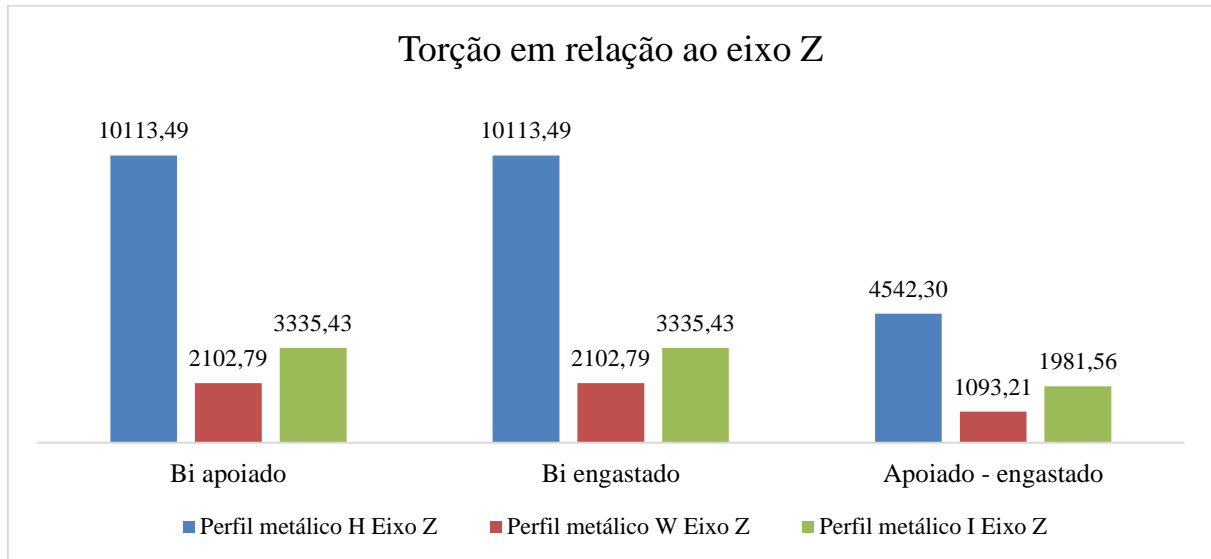
**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2020

Com relação a torção, é importante saber na hora da escolha do perfil a ser utilizado na obra, qual a resistência de torção que o perfil possui, movimento este provocado pelas cargas. Através dos cálculos, foi analisado que a resistência de torção em relação ao eixo Z para o perfil H é exatamente a mesma nas condições de contorno bi apoiado e bi engastado.

**Tabela 7** Torção em relação ao eixo Z

	Perfil metálico H	Perfil metálico W	Perfil metálico I
	Eixo Z (kN)	Eixo Z (kN)	Eixo Z (kN)
Bi apoiado	10113,49	2102,79	3335,43
Bi engastado	10113,49	2102,79	3335,43
Apoiado - engastado	4542,30	1093,21	1981,56

**Fonte:** Elaborada pelo autor, 2020

**Gráfico 3** – Torção dos perfis e suas respectivas condições de contorno

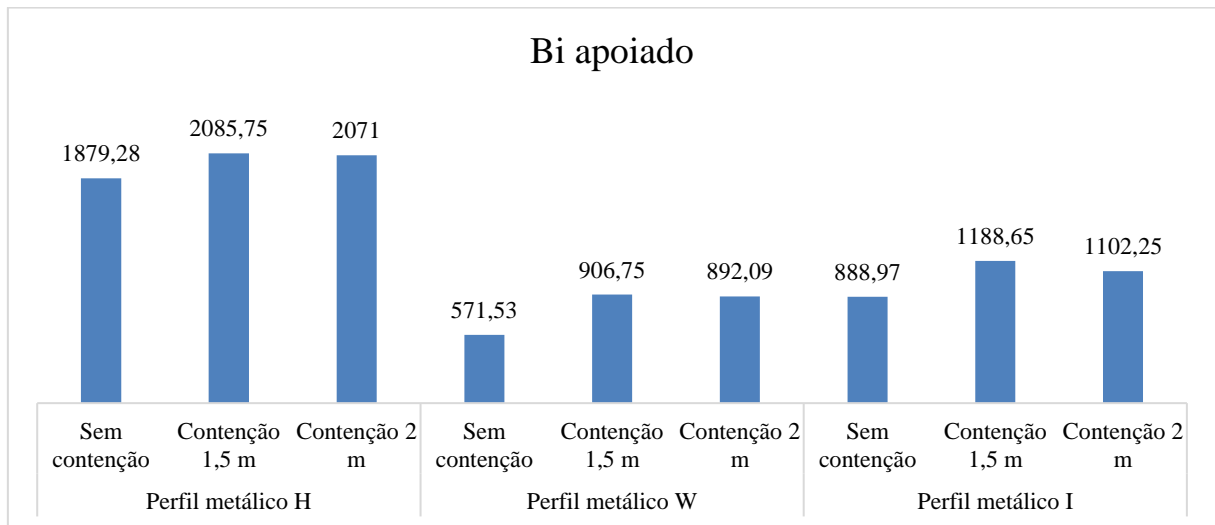
**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2020

A contenção lateral contínua no eixo x-x de cada perfil nos possibilitou analisar os valores das resistências adquiridas. Os resultados do perfil H bi apoiado apresentados na Tabela 8, com contenção lateral a 1,5 metros da base, averiguou-se que o perfil adquiriu resistência a flambagem 9,89% a mais se comparado com o perfil H bi apoiado sem contenção lateral. O perfil possui ainda, se comparada ao perfil sem contenção, 9,54% a mais de resistência a flambagem com uma contenção a 2/3 de comprimento.

**Tabela 8** – Comparativo dos valores de resistência com e sem contenção para perfis bi apoiados

Perfil metálico H (kN)			Perfil metálico W (kN)			Perfil metálico I (kN)		
Sem contenção	Contenção 1,5 m	Contenção 2 m	Sem contenção	Contenção 1,5 m	Contenção 2 m	Sem contenção	Contenção 1,5 m	Contenção 2 m
1879,28	2085,75	2071	571,53	906,75	892,09	888,97	1188,65	1102,25

**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2020

**Gráfico 4** – Resistência em kN dos perfis com condição de contorno Bi apoiado.

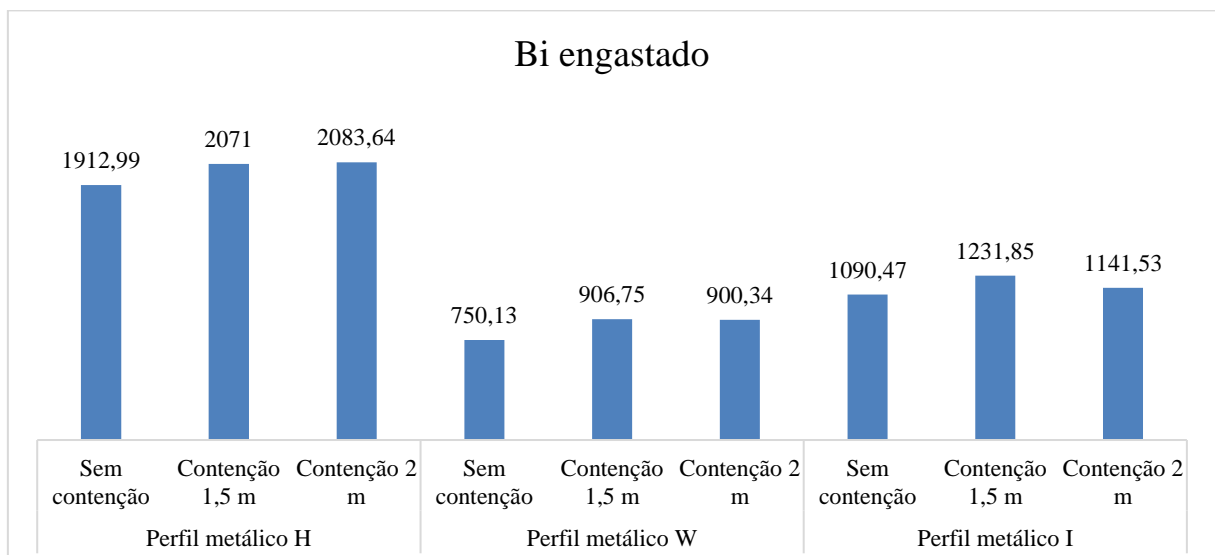
**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2020

O valor, na Tabela 9, da resistência a flambagem do perfil H bi engastado com contenção lateral a 1,5 metros da base, verifica-se que o perfil teria aproximadamente 7,62% de resistência a mais do que um perfil H bi engastado sem contenção lateral contínua e quando comparado com um contenção a 2 metros da base, a resistência é de 18,09% a mais do que um pilar sem contenção.

**Tabela 9** – Comparativo dos valores de resistência com e sem contenção para perfis bi engastados

Perfil metálico H			Perfil metálico W			Perfil metálico I		
Sem contenção	Contenção 1,5 m	Contenção 2 m	Sem contenção	Contenção 1,5 m	Contenção 2 m	Sem contenção	Contenção 1,5 m	Contenção 2 m
1912,99	2071	2083,64	750,13	906,75	900,34	1090,47	1231,85	1141,53

**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2020

**Gráfico 5** – Resistência em kN dos perfis com condição de contorno Bi engastado.

**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2020

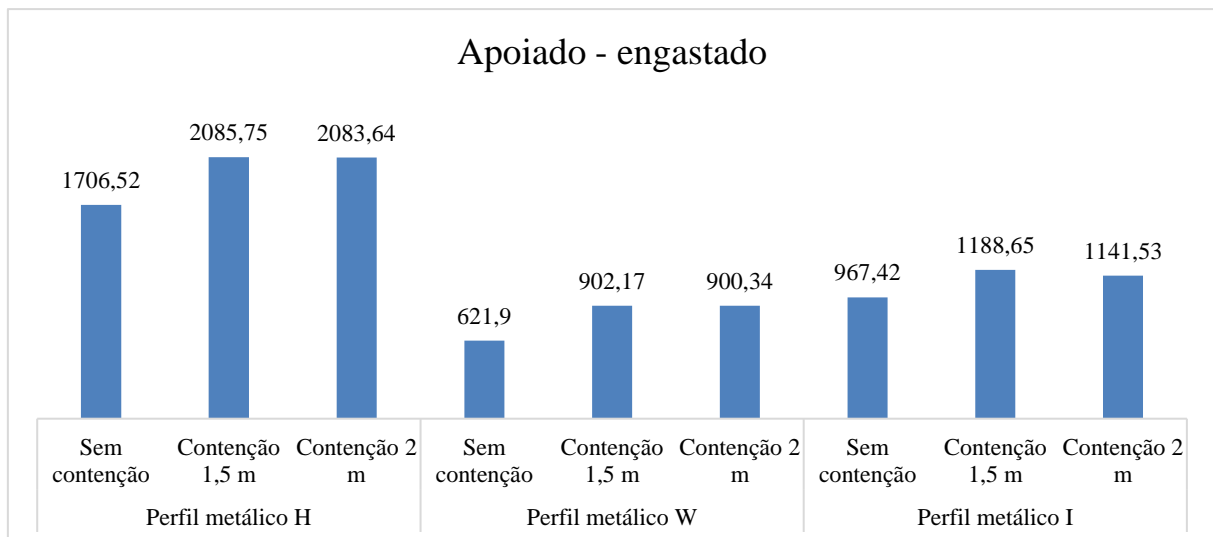
Nota-se que os valores apresentados na Tabela 10 das resistências do perfil H com contenção lateral a 1,5 metros da base, verifica-se que o perfil teria aproximadamente 18,18% de resistência a mais do que um perfil H sem contenção lateral contínua. Ao compararmos os valores da resistência do perfil com contenção lateral a 2 metros da base, obtém-se uma resistência 18,09% maior do que um perfil sem a contenção lateral.

**Tabela 10** – Comparativo dos valores de resistência com e sem contenção para perfis apoiado - engastados

Perfil metálico H (kN)			Perfil metálico W (kN)			Perfil metálico I (kN)		
Sem contenção	Contenção 1,5 m	Contenção 2 m	Sem contenção	Contenção 1,5 m	Contenção 2 m	Sem contenção	Contenção 1,5 m	Contenção 2 m
1706,52	2085,75	2083,64	621,9	902,17	900,34	967,42	1188,65	1141,53

**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2020

**Gráfico 6** – Resistência dos perfis com condição de contorno Apoiado - engastado.



**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2020

Os resultados do perfil W bi apoiado na Tabela 11 com contenção lateral contínua a 1,5 metros da base, averiguou-se que o perfil adquiriu resistência 36,64% a mais se comparado com o perfil W sem contenção lateral. O perfil possui ainda, se comparado com um pilar sem contenção lateral, uma resistência superior 35,93% com a contenção a 2 metros da base.

Já o perfil W bi engastado com contenção lateral a 1,5 metros da base, teria aproximadamente 17,27% de resistência a mais do que um perfil W bi engastado sem contenção lateral contínua e uma resistência de 16,68% a mais com a contenção a 2 metros da base.

Os valores das resistências apresentados na tabela 10 do perfil W apoiado-engastado com contenção lateral a 1,5 metros da base, verifica-se que o perfil teria aproximadamente 31,06% de resistência a mais do que um perfil W sem contenção lateral contínua. O perfil possui

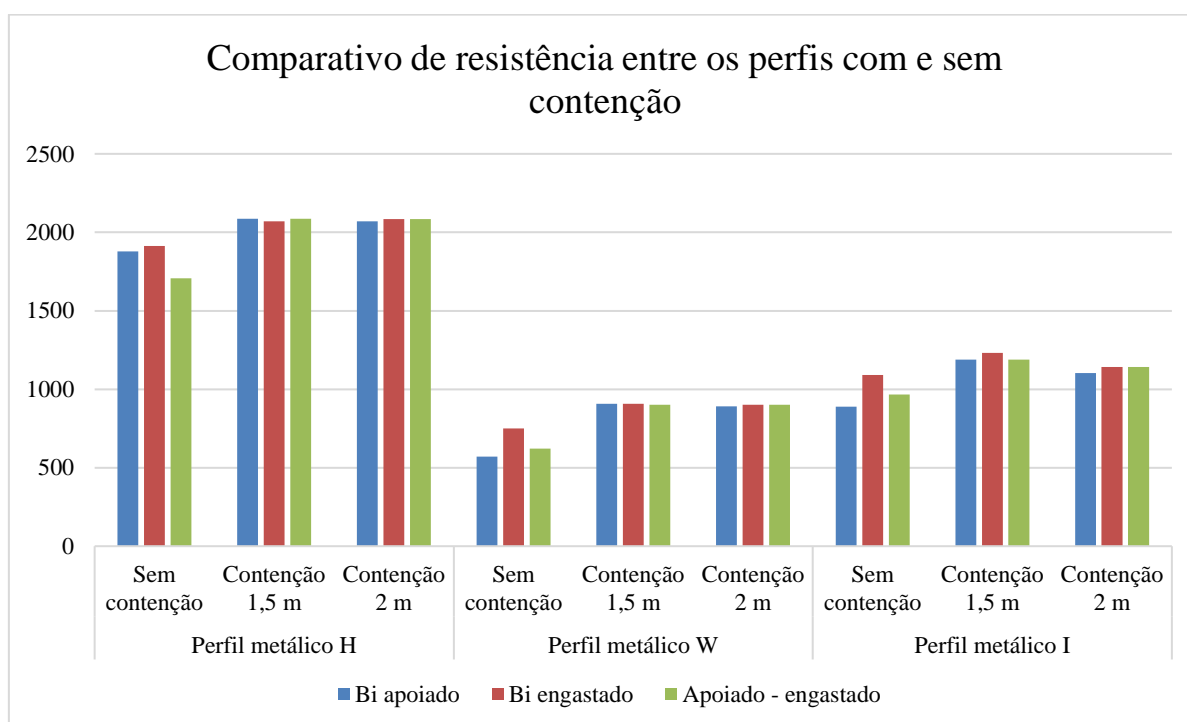
ainda, se comparado com um pilar sem contenção lateral, uma resistência superior 30,93% com a contenção a 2 metros da base.

**Tabela 11** – Comparativo dos valores de resistência com e sem contenção.

	Perfil metálico H (kN)			Perfil metálico W (kN)			Perfil metálico I (kN)		
	Sem contenção	Contenção 1,5 m	Contenção 2 m	Sem contenção	Contenção 1,5 m	Contenção 2 m	Sem contenção	Contenção 1,5 m	Contenção 2 m
Bi apoiado	1879,28	2085,75	2071	571,53	906,75	892,09	888,97	1188,65	1102,25
Bi engastado	1912,99	2071	2083,64	750,13	906,75	900,34	1090,47	1231,85	1141,53
Apoiado - engastado	1706,52	2085,75	2083,64	621,9	902,17	900,34	967,42	1188,65	1141,53

Fonte: Elaborada pelo autor, 2020

**Gráfico 7** – Resistência dos perfis com e sem contenção.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2020

Os resultados na Tabela 11 para o perfil I com contenção lateral a 1,5 metros da base, averiguou-se que o perfil adquiriu resistência 25,22% a mais se comparado com o perfil I sem contenção lateral. O perfil possui ainda, se comparado com um pilar sem contenção lateral, uma resistência superior 19,35% com a contenção a 2 metros da base.

O valor dado na Tabela 11 da resistência do perfil I com contenção lateral a 1,5 metros da base, verifica-se que o perfil teria aproximadamente 11,47% de resistência a mais do que um perfil I sem contenção lateral contínua. O perfil possui ainda, se comparado com um pilar sem contenção lateral, uma resistência superior 4,47% com a contenção a 2 metros da base.



O valor da resistência do perfil I apoiado – engastado, com contenção lateral a 1,5 metros da base, identificado pelos cálculos é de aproximadamente 18,61% maior do que um perfil I sem contenção lateral.

A resistência para o mesmo perfil, mas com contenção lateral a 2 metros da base, se demonstrou superior 15,25% ao perfil sem contenção lateral. A carga máxima de compressão do perfil I é 1440,00 kN.

Na Tabela 12 demonstramos os valores das resistências à compressão adquiridas pelos perfis metálicos, em porcentagem, quando comparados com o perfil sem contenção. Nela podemos comparar cada tipo de condições de contorno para cada perfil com contenções no centro e a dois metros da base.

**Tabela 12** Comparação em porcentagem das resistências de compressão dos pilares com e sem contenção

	contenção no centro (%)			contenção a 2/3 da base (%)		
	Perfil H	Perfil W	Perfil I	Perfil H	Perfil W	Perfil I
Bi apoiado	9,89	36,64	25,22	9,54	35,93	19,35
Bi engastado	7,62	17,27	11,47	18,09	16,68	4,47
Apoiado - engastado	18,18	31,06	18,61	18,09	30,93	15,25

**Fonte:** Elaborado pelo autor, 2020

## 5 CONCLUSÕES

A construção civil a cada dia implementa novas tecnologias e serviços no canteiro de obras. Nas construções de grande porte cada vez mais são utilizados os perfis metálicos principalmente em edificações de múltiplos pavimentos.

O uso de estruturas metálicas proporciona inúmeras vantagens e sua aceitação no mercado é positiva. Ao considerar todas as vantagens que a estrutura metálica proporciona, possuímos ainda um cenário que contrasta toda a agilidade e melhor aproveitamento do espaço como por exemplo a escassa mão de obra especializada e os custos dos materiais que inviabiliza pequenas construções, o que causa um tímido número de construções com estrutura metálica se comparadas ao modelo convencional de construção. As construções onde a estrutura metálica está fortemente presente são as de galpões e indústrias.

Neste trabalho, avaliou-se através de estudos qualitativos e quantitativos, o uso do aço na construção civil, e através dos cálculos o desempenho dos pilares em perfil metálico para as condições de contorno. Foi adotado para os cálculos perfis metálicos com 3 metros de comprimento e duas distâncias hipotéticas para colocação da contenção lateral. Os resultados foram demonstrados através dos gráficos que comprovam, de modo ilustrativo, o ganho de resistência a compressão axial quando submetidos a contenção lateral.

Nos cálculos, certificou-se que o perfil H se sobressai dos demais modelos de perfil quanto ao seu valor de flexão entre as diferentes condições de contorno, destaque para o valor maior na condição bi engastada. E isso é notório ao analisar os gráficos. Para a resistência a torção e os perfis H e W possui exatamente os mesmos valores para as condições de contorno bi apoiado e bi engastado.

No comparativo da resistência a compressão entre os pilares, o perfil H também se destaca com seus valores de resistência. Os ganhos de resistência com a contenção lateral, o perfil H adquiriu somente 9,89% de resistência a flambagem com contenção lateral a 1,5 metros da base e 9,54% quando submetido a contenção a 2/3 do comprimento do pilar. Esse valor se comparado com o ganho de resistência do perfil W é muito pequeno. O perfil W com contenção lateral a 1,5 metros da base adquiriu 31,72% de resistência se comparado com um perfil sem contenção, ambos com condições de contorno bi apoiado.

Conclui-se que o perfil H é superior aos modelos comparados no trabalho, mas que, ao se utilizar contenção lateral, há um significativo ganho de resistência a compressão axial.

## APÊNDICE A

### PERFIL H (250X73) BI-APOIADO

d	Altura do perfil	253 mm
b <sub>f</sub>	Largura da mesa	254 mm
t <sub>f</sub>	Espessura da mesa	14,2 mm
h <sub>w</sub> ou d'	Largura da alma	201 mm
t <sub>w</sub>	Espessura da alma	8,6 mm
L	Comprimento do perfil	3 m = 3000 mm
k	Coefficiente de flambagem	1,00
J	Constante de torção da seção transversal	6,47 cm <sup>4</sup> = 64700 mm <sup>4</sup>
r	Raio de Giração do perfil	7,01 cm = 70,1 mm
A <sub>g</sub>	Área bruta da seção	92,7 cm <sup>2</sup> = 9270 mm <sup>2</sup>
I <sub>x</sub>	Momento de inercia no eixo	11.257 cm <sup>4</sup> = 112,57x10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>
I <sub>y</sub>	Momento de inercia no eixo	3.880 cm <sup>4</sup> = 38,8x10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>
r <sub>x</sub>	Raio de giração em relação ao eixo	11,02 cm = 110,2 mm
r <sub>y</sub>	Raio de giração em relação ao eixo	6,47 cm = 64,7 mm
C <sub>w</sub>	Constante de empenamento da seção transversal	552900 cm <sup>6</sup> = 5,53x10 <sup>11</sup> mm <sup>2</sup>

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} \leq 200$$

$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 3000}{110,2} = 27,27$$

$$27,27 \leq 200 \text{ (OK)}$$

$$\lambda_y = \frac{K \cdot L}{r_y} \leq 200$$

$$\lambda_y = \frac{1,00 \cdot 3000}{64,7} = 46,36$$

$$46,36 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

- Elemento AA

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00$$

$$\lambda_e = \frac{b}{t} \rightarrow \frac{h_w}{t_w}$$

$$\lambda_e = \frac{201}{8,6} = 23,37$$

- Grupo 2. Tabela da figura 2.2 com valores de (b/t) lim AA

$$\lambda_{lim} = 1,49 t \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.13)$$

$$\lambda_{lim} = 1,49 t \sqrt{\frac{200000}{250}} = 42,14$$

$$23,37 \leq 42,14 \rightarrow f_a = 1,00$$

-Elemento AL

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow f_s = 1,00 \quad (2.19)$$

$$\lambda_e = \frac{b}{t} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} \quad (2.12)$$

$$\lambda_e = \frac{254}{2 \times 14,2} = 8,94$$

- Grupo 4. Tabela da figura 2.11 com valores de (b/t) lim AL

$$\lambda_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.16)$$

$$\lambda_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15,84$$

$$8,94 \leq 15,84 \rightarrow f_s = 1,00$$

$$Q = Q_s Q_a \quad (2.18)$$

$$Q = 1,00 \times 1,00 = 1,00$$

Fator de redução (X)

- Raio de giração polar (r<sub>0</sub>)

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} \quad (2.41)$$

$$r_0 = \sqrt{(110,2^2 + 64,7^2)} = 127,78$$

Flambagem elástica (N<sub>e</sub>)

- Flexão em relação ao eixo X

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.37)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 112,57 \times 10^6}{(1,00 \cdot 3000)^2} = 24689,36 \text{ kN}$$

-Flexão em relação ao eixo Y

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_y L_y)^2} \quad (2.38)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 38,8 \times 10^6}{(1,00 \cdot 3000)^2} = 8509792,239 \text{ N ou } 8509,79 \text{ kN}$$

Torção no perfil em relação ao eixo Z:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} \right] + GJ \quad (2.39)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{116,86^2} \left[ \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 5,53 \times 10^{11}}{(1,00 \cdot 3000)^2} \right] + 77000 \cdot 569400$$

$$N_{ez} = 10111904,41 \text{ N ou } 10111,904 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 9270 \cdot 250}{8509792,239}} = 0,52$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} = 0,658^{0,52^2} = 0,892$$

Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

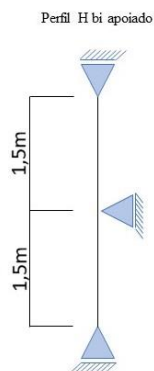
$$N_{c,Rd} = \frac{0,892 \cdot 1 \cdot 9270 \cdot 250}{1,10} = 1879281,82 \text{ N ou } 1879,28 \text{ kN}$$

Carga máxima:

$$P_{\max} = f_y A$$

$$P_{\max} = 250 \cdot 9270 = 2317,500 \text{ N ou } 2317,5 \text{ kN}$$

Cálculo da resistência de compressão do pilar de 3 metros contendo contenção lateral ao centro no eixo x-x.



Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K1 \cdot L1}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 1500}{110,2} = 13,61$$

$$13,61 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{\text{lim}} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 112,57 \times 10^6}{(1,00 \cdot 1500)^2} = 98757454,88 \text{ N ou } 98757,45 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 9279 \cdot 250}{98757454,88}} = 0,15$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

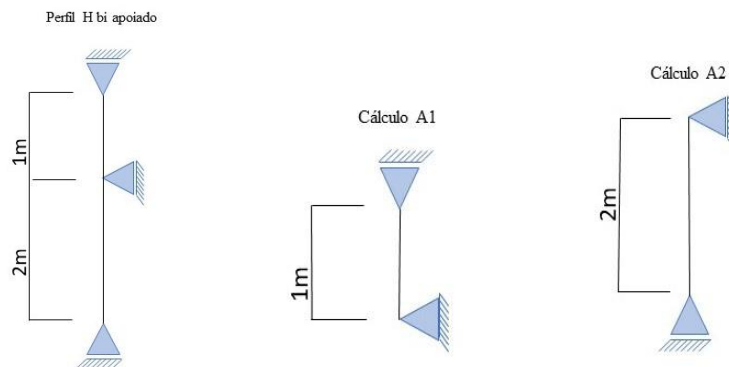
$$\chi = 0,658^{0,15^2} = 0,99$$

Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,99 \cdot 1 \cdot 9270 \cdot 250}{1,10} = 2085750 \text{ N ou } 2085,75 \text{ kN}$$

Cálculo da resistência de compressão do pilar de 3 metros contendo contenção lateral a 2 metros da base no eixo x-x.



Cálculo A1

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K1 \cdot L1}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 1000}{110,2} = 9,07$$

$$9,07 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{\text{lim}} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

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

$$N_{\text{ex}} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 112,57 \times 10^6}{(1,00 \cdot 1000)^2} = 222204273,5 \text{ N ou } 222204,27 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 9279 \cdot 250}{222204273,5}} = 0,10$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,10^2} = 0,995$$

Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,995 \cdot 1 \cdot 9270 \cdot 250}{1,10} = 2096284,09 \text{ N ou } 2096,28 \text{ kN}$$

O pilar com contenção a 1,5 metros da base do pilar possui 9,89% de resistência a mais do que um pilar sem contenção lateral.

Cálculo da resistência de compressão do pilar de 3 metros contendo contenção lateral a 2 metros da base no eixo x-x

Cálculo A2

Verificação da esbelteza do perfil

$$\lambda_x = \frac{K2 \cdot L2}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$



$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 2000}{110,2} = 18,15$$

$$18,15 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 112,57 \times 10^6}{(1,00 \cdot 2000)^2} = 55551068,37 \text{ N ou } 55551,07 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 9279 \cdot 250}{55551068,37}} = 0,20$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,20^2} = 0,983$$

Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,983 \cdot 1 \cdot 9270 \cdot 250}{1,10} = 2071002,273 \text{ N ou } 2071 \text{ kN}$$

Considera-se a menor força axial de compressão = 2071002,273 N ou 2071 kN

O pilar com contenção lateral à 2 m da base possui 9,54% maior resistência do que o pilar que não possui nenhuma contenção.

## PERFIL H (250X73) BI-ENGASTADO

Dados:

$$K_X = K_Y = 0,65$$

$$K_Z = 1,00$$

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{0,65 \cdot 3000}{110,2} = 17,69 \leq 200 \text{ (OK)}$$

$$17,69 \leq 200 \text{ (OK)}$$

$$\lambda_y = \frac{K \cdot L}{r_y} \leq 200$$

$$\lambda_y = \frac{0,65 \cdot 3000}{64,7} = 30,14$$

$$30,14 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

- Elemento AA

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

$$\lambda_e = \frac{b}{t} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} \quad (2.12)$$

$$\lambda_e = \frac{201}{8,6} = 23,37$$

- Grupo 2. Tabela da figura 2.2 com valores de (b/t) lim AA

$$\lambda_{lim} = 1,49 t \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.13)$$

$$\lambda_{lim} = 1,49 t \sqrt{\frac{200000}{250}} = 42,14$$

$$23,37 \leq 42,14 \rightarrow f_a = 1,00$$

- Elemento AL

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow fs = 1,00 \quad (2.19)$$

$$\lambda_e = \frac{b}{t} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} \quad (2.12)$$

$$\lambda_e = \frac{254}{2 \times 14,2} = 8,94$$

- Grupo 4. Tabela da figura 2.11 com valores de (b/t) lim AL

$$\lambda_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.16)$$

$$\lambda_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15,84$$

$$8,94 \leq 15,84 \rightarrow fs = 1,00$$

$$Q = Q_s Q_a \quad (2.18)$$

$$Q = 1,00 \times 1,00 = 1,00$$

Fator de redução (X)

- Raio de giração polar (r0)

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} \quad (2.41)$$

$$r_0 = \sqrt{(110,2^2 + 64,7^2)} = 127,78 \text{ mm}$$

Flambagem elástica (Ne)

- Flexão em relação ao eixo X

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.37)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 112,57 \times 10^6}{(0,65 \cdot 3000)^2} = 58436,36 \text{ kN}$$

-Flexão em relação ao eixo Y

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_y L_y)^2} \quad (2.38)$$

$$N_{e,y} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 38,8 \times 10^6}{(0,65 \cdot 3000)^2} = 20141,52 \text{ kN}$$

-Torção no perfil em relação ao eixo Z:

$$N_{e,z} = \frac{1}{r_0^2} \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)} \right] + GJ \quad (2.39)$$

$$N_{e,z} = \frac{1}{116,86^2} \left[ \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 5,53 \times 10^{11}}{(1,00 \cdot 3000)^2} \right] + 77000 \cdot 569400$$

$$N_{e,z} = 10113487,18 \text{ N ou } N_{e,z} = 10113,49 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (2.35)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 9270 \cdot 250}{10113487,18}} = 0,48$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,48^2} = 0,908$$

Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

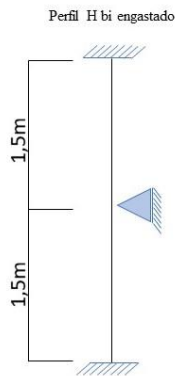
$$N_{c,Rd} = \frac{0,908 \cdot 1 \cdot 9270 \cdot 250}{1,10} = 1912990,91 \text{ N ou } 1912,99 \text{ kN}$$

Carga máxima:

$$P_{\max} = f_y A_g$$

$$P_{\max} = 250 \cdot 9270 = 2317,5 \text{ KN}$$

Cálculo da resistência de compressão do pilar de 3 metros contendo contenção lateral ao centro no eixo x-x.



Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K1 \cdot L1}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 1500}{110,2} = 13,61$$

$$13,61 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 112,57 \times 10^6}{(0,65 \cdot 1500)^2} = 233745455,3444 \text{ N ou } 233745,45 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 9270 \cdot 250}{58436363,84}} = 0,20$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,20^2} = 0,983$$

Força axial de compressão

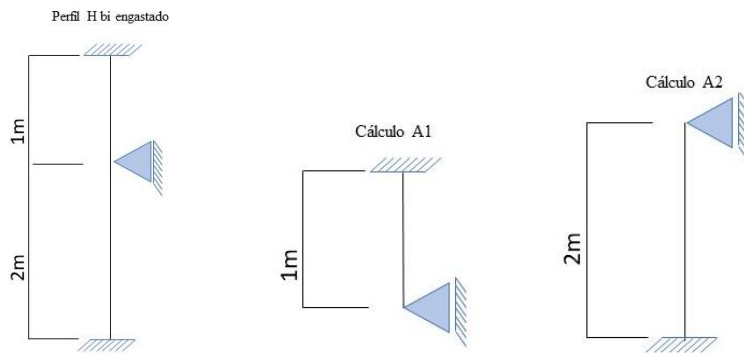
$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,983 \cdot 1 \cdot 9270 \cdot 250}{1,10} = 2071002,27 \text{ N ou } 2071 \text{ KN}$$

Considera-se a menor força axial de compressão = 2071002,27 N ou 2071 KN

O pilar com contenção lateral à 1,5 m da base possui 7,62% maior resistência do que o pilar que não possui nenhuma contenção

Cálculo da resistência de compressão do pilar de 3 metros com contenção lateral a 2 metros da base no eixo x-x.



Cálculo A1

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K1 \cdot L1}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{0,8 \cdot 1000}{110,2} = 7,26$$

$$7,26 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 112,57 \times 10^6}{(0,8 \cdot 1000)^2} = 347194177,3 \text{ N ou } 347194,18 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 9270 \cdot 250}{347194177,3}} = 0,08$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,08^2} = 0,997$$

Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,997 \cdot 1 \cdot 9270 \cdot 250}{1,10} = 2100497,73 \text{ N ou } 2100,50 \text{ KN}$$

## CÁLCULO A2

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K2 \cdot L2}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{0,8 \cdot 2000}{110,2} = 14,51$$

$$14,51 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 112,57 \times 10^6}{(0,8 \cdot 2000)^2} = 86798544,33 \text{ N ou } 86798,54 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 9279 \cdot 250}{86798544,33}} = 0,16$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,16^2} = 0,989$$

Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,989 \cdot 1 \cdot 9270 \cdot 250}{1,10} = 2083643,18 \text{ N ou } 2083,64 \text{ KN}$$

Considera-se a menor força axial de compressão = 2083643,18 N ou 2083,64 KN

O pilar com contenção lateral à 2 m da base possui 18,09 % maior resistência do que o pilar que não possui nenhuma contenção.



PERFIL H (250X73) APOIADO-ENGASTADO

Dados:

$$K_X = K_Y = 0,8$$

$$K_Z = 2,00$$

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K.L}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{0,80.3000}{11,2} = 21,78$$

$$21,78 \leq 200 \text{ (OK)}$$

$$\lambda_y = \frac{K.L}{r_y} \leq 200$$

$$\lambda_y = \frac{0,80.3000}{64,7} = 37,09$$

$$37,09 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

- Elemento AA

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

$$\lambda_e = \frac{b}{t} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} \quad (2.12)$$

$$\lambda_e = \frac{201}{8,6} = 23,37$$

- Grupo 2. Tabela da figura 2.2 com valores de (b/t) lim AA

$$\lambda_{lim} = 1,49 t \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.13)$$

$$\lambda_{lim} = 1,49 t \sqrt{\frac{200000}{250}} = 42,14$$

$$23,37 \leq 42,14 \rightarrow f_a = 1,00$$

- Elemento AL

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow fs = 1,00 \quad (2.19)$$

$$\lambda_e = \frac{b}{t} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} \quad (2.12)$$

$$\lambda_e = \frac{134}{2 \times 10,2} = 6,57$$

- Grupo 4. Tabela da figura 2.11 com valores de (b/t) lim AL

$$\lambda_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.16)$$

$$\lambda_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15,84$$

$$8,94 \leq 15,84 \rightarrow fs = 1,00$$

$$Q = Q_s Q_a \quad (2.18)$$

$$Q = 1,00 \times 1,00 = 1,00$$

Fator de redução (X)

- Raio de giração polar ( $r_0$ )

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} \quad (2.41)$$

$$r_0 = \sqrt{(88,6^2 + 64,7^2)} = 127,78 \text{ mm}$$

Flambagem elástica ( $N_e$ )

- Flexão em relação ao eixo X

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.37)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 112,57 \times 10^6}{(0,8 \cdot 3000)^2} = 38577130,81 \text{ N ou } 38577,13 \text{ KN}$$

- Flexão em relação ao eixo Y

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_y L_y)^2} \quad (2.38)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 5,538 \times 10^6}{(0,8 \cdot 3000)^2} = 13296550,37 \text{ N ou } 13296,55 \text{ KN}$$

- Torção no perfil em relação ao eixo Z:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)} \right] + GJ \quad (2.39)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{94,17^2} \left[ \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 5,53 \times 10^{11}}{(2 \cdot 3000)^2} \right] + 77000 \cdot 569400$$

$$N_{ez} = 4542298,61 \text{ N ou } 4542,3 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (2.35)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 9270 \cdot 250}{4542298,61}} = 0,71$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,71^2} = 0,81$$

- Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,81 \cdot 1 \cdot 9270 \cdot 250}{1,10} = 1706522,73 \text{ N ou } 1706,52 \text{ KN}$$

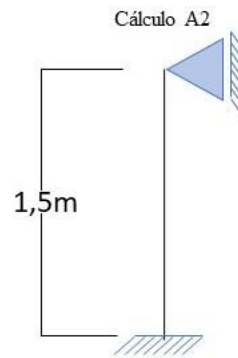
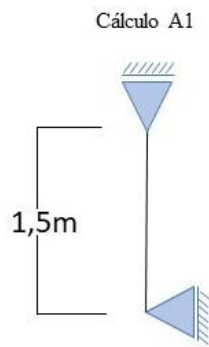
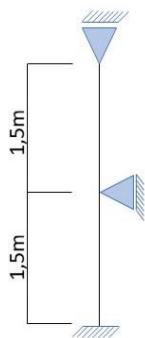
Carga máxima:

$$P_{\max} = f_y A_g$$

$$P_{\max} = 250 \cdot 9270 = 2317500 \text{ N ou } 2317,5 \text{ KN}$$

Cálculo da resistência de compressão do pilar de 3 metros contendo contenção lateral ao centro no eixo x-x.

Perfil H engastado - apoiado



### CÁLCULO A1

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 1500}{110,2} = 13,61$$

$$13,61 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 112,57 \times 10^6}{(1,00 \cdot 1500)^2} = 98757454,88 \text{ N ou } 98757,45 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 9279 \cdot 250}{98757454,88}} = 0,15$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\chi = 0,658^{0,15^2} = 0,99$$

### 6.3. Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,990 \cdot 1 \cdot 9270 \cdot 250}{1,10} = 2085750 \text{ N ou } 2085,75 \text{ KN}$$

### CÁLCULO A2

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{0,80 \cdot 1500}{11,2} = 107,14$$

$$107,14 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 112,57 \times 10^6}{(0,8 \cdot 1500)^2} = 154308523,25 \text{ N ou } 154308,52 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 9279 \cdot 250}{154308523,25}} = 0,12$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,12^2} = 0,993$$

Força axial de compressão

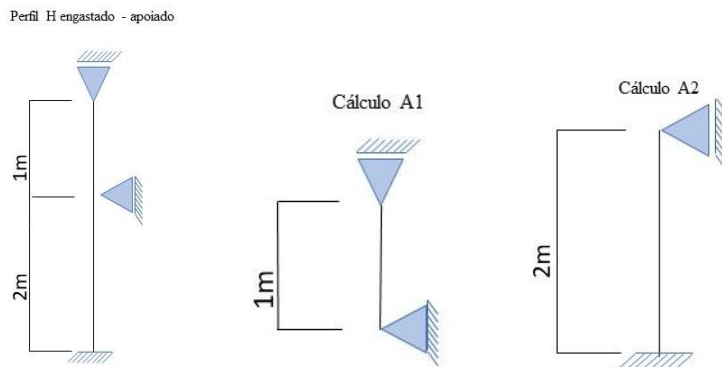
$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,993 \cdot 1 \cdot 9270 \cdot 250}{1,10} = 2092070,45 \text{ N ou } 2092,07 \text{ KN}$$

Considera-se resistência de compressão = 2085750 N ou 2085,75 KN

O pilar com contenção lateral à 1,5 m da base possui 18,18% maior resistência do que o pilar que não possui nenhuma contenção

Cálculo da resistência de compressão do pilar de 3 metros contendo contenção lateral a 2 metros da base no eixo x-x.



Cálculo A1

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K1 \cdot L1}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 1000}{110,2} = 9,07$$

$$9,07 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.37)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 112,57 \times 10^6}{(1,00 \cdot 1000)^2} = 222204273,5 \text{ N ou } 222204,27 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 9279 \cdot 250}{222204273,5}} = 0,10$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,10^2} = 0,995$$

Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,995 \cdot 1 \cdot 9270 \cdot 250}{1,10} = 2096284,09 \text{ N ou } 2096,28 \text{ KN}$$

## CÁLCULO A2

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K_2 \cdot L_2}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{0,8 \cdot 2000}{110,2} = 14,51$$

$$14,51 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 112,57 \times 10^6}{(0,8 \cdot 2000)^2} = 86798544,33 \text{ N ou } 86798,54 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 9279 \cdot 250}{86798544,33}} = 0,16$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,16^2} = 0,989$$

Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,989 \cdot 1 \cdot 9270 \cdot 250}{1,10} = 2083643,18 \text{ N ou } 2083,64 \text{ KN}$$

Considera-se a menor força axial de compressão = 2083643,18 N ou 2083,64 KN

O pilar com contenção lateral à 2 m da base possui 18,09% maior resistência do que o pilar que não possui nenhuma contenção.



## APÊNDICE B

### PERFIL W (200X31,3) BI-APOIADO

d	Altura do perfil	210 mm
b <sub>f</sub>	Largura da mesa	134 mm
t <sub>f</sub>	Espessura da mesa	10,2 mm
h <sub>w</sub> ou d'	Largura da alma	170 mm
t <sub>w</sub>	Espessura da alma	6,4 mm
L	Comprimento do perfil	3 m = 3000 mm
k	Coefficiente de flambagem	1,00
J	Constante de torção da seção transversal	12,59 cm <sup>4</sup> = 125900 mm <sup>4</sup>
r	Raio de Giração do perfil	3,60 cm = 36,0 mm
A <sub>g</sub>	Área bruta da seção	40,3 cm <sup>2</sup> = 4030 mm <sup>2</sup>
I <sub>x</sub>	Momento de inercia no eixo	3168 cm <sup>4</sup> = 31,68x10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>
I <sub>y</sub>	Momento de inercia no eixo	410 cm <sup>4</sup> = 4,1x10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>
r <sub>x</sub>	Raio de giração em relação ao eixo	8,86 cm = 88,6 mm
r <sub>y</sub>	Raio de giração em relação ao eixo	3,19 cm = 31,9 mm
C <sub>w</sub>	Constante de empenamento da seção transversal	4,0822x10 <sup>10</sup> mm <sup>6</sup>

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 3000}{88,6} = 33,86$$

$$33,86 \leq 200 \text{ (OK)}$$

$$\lambda_y = \frac{K \cdot L}{r_y} \leq 200$$

$$\lambda_y = \frac{1,00 \cdot 3000}{31,5} = 94,04$$

$$94,04 \leq 200 \text{ (OK)}$$

2. Verificação da flambagem local

- Elemento AA

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

$$\lambda_e = \frac{b}{t} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} \quad (2.12)$$

$$\lambda_e = \frac{170}{6,4} = 26,56$$

- Grupo 2. Tabela da figura 2.2 com valores de (b/t) lim AA

$$\lambda_{lim} = 1,49 t \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.13)$$

$$\lambda_{lim} = 1,49 t \sqrt{\frac{200000}{250}} = 42,14$$

$$26,56 \leq 42,14 \rightarrow f_a = 1,00$$

-Elemento AL

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow f_s = 1,00 \quad (2.19)$$

$$\lambda_e = \frac{b}{t} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} \quad (2.12)$$

$$\lambda_e = \frac{148}{2 \times 13,00} = 5,69$$

-Grupo 4. Tabela da figura 2.11 com valores de (b/t) lim AL

$$\lambda_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.16)$$

$$\lambda_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15,84$$

$$6,57 \leq 15,84 \rightarrow f_s = 1,00$$

$$Q = Q_s Q_a \quad (2.18)$$

$$Q = 1,00 \times 1,00 = 1,00$$

3. Fator de redução (X)

- Raio de giração polar ( $r_0$ )

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} \quad (2.41)$$

$$r_0 = \sqrt{(88,6^2 + 31,9^2)} = 94,17 \text{ mm}$$

Flambagem elástica (Ne)

- Flexão em relação ao eixo X

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.37)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 31,68 \times 10^6}{(1,00 \cdot 3000)^2} = 6948201,49 \text{ N ou } 6948,20 \text{ KN}$$

- Flexão em relação ao eixo Y

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_y L_y)^2} \quad (2.38)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 4,1 \times 10^6}{(1,00 \cdot 3000)^2} = 899230,62 \text{ N ou } 899231 \text{ KN}$$

- Torção no perfil em relação ao eixo Z:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_y L_y)^2} \quad (2.38)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{94,17^2} \left[ \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 4,0822 \times 10^{10}}{(1,00 \cdot 3000)^2} \right] + 77000 \cdot 105900$$

$$N_{ez} = 2102795,42 \text{ N ou } 2102,8 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (2.35)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 4030 \cdot 250}{899230,62}} = 1,06$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\chi = 0,658^{1,06^2} = 0,624$$

-Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

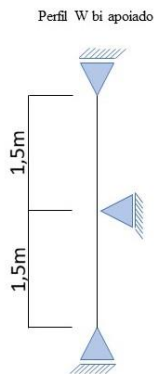
$$N_{c,Rd} = \frac{0,624 \cdot 1 \cdot 4030 \cdot 250}{1,10} = 571527,27 \text{ N ou } 571,53 \text{ KN}$$

Carga máxima:

$$P_{\max} = f_y A_g$$

$$P_{\max} = 250 \cdot 4030 = 1007,5 \text{ KN}$$

Cálculo da resistência de compressão do pilar de 3 metros contendo contenção lateral ao centro no eixo x-x.



Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 1500}{88,6} = 16,93$$

$$16,93 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{\text{lim}} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

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

$$N_{\text{ex}} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 31,68 \times 10^6}{(1,00 \cdot 1500)^2} = 27722622,14 \text{ N ou } 27722,62 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 4030 \cdot 250}{27722622,14}} = 0,19$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,19^2} = 0,985$$

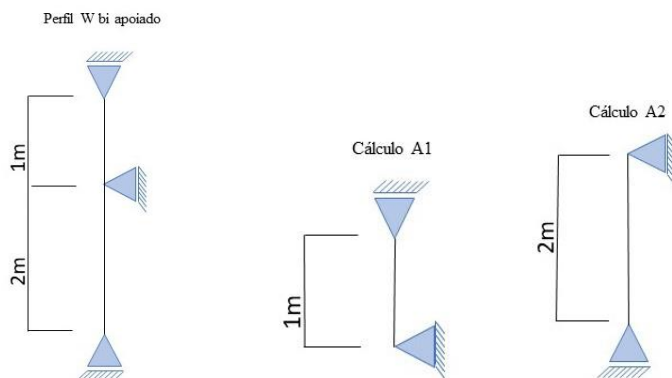
### 6.3. Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,985 \cdot 1 \cdot 4030 \cdot 250}{1,10} = 902170,45 \text{ N ou } 902,17 \text{ KN}$$

O pilar com contenção ao centro possui 36,64% maior resistência do que o pilar que não possui nenhuma contenção

Cálculo da resistência de compressão do pilar de 3 metros contendo contenção lateral a 2 metros da base no eixo x-x.



#### Cálculo A1

$$\lambda_x = \frac{K1 \cdot L1}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 1000}{88,6} = 11,28$$

$$11,28 \leq 200 \text{ (OK)}$$

### 7.2. Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.37)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 31,68 \times 10^6}{(1,00 \cdot 1000)^2} = 62533813,49 \text{ N ou } 62533,81 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (2.35)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 4030 \cdot 250}{62533813,49}} = 0,13$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,13^2} = 0,992$$

-Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,992 \cdot 1 \cdot 4030 \cdot 250}{1,10} = 908581,82 \text{ N ou } 908,58 \text{ KN}$$

## CÁLCULO A2

Verificação da esbelteza do perfil

$$\lambda_x = \frac{K2 \cdot L2}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 2000}{88,6} = 22,57$$

$$22,57 \leq 200 \text{ (OK)}$$

### 7.2. Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.37)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 31,68 \times 10^6}{(1,00 \cdot 2000)^2} = 15633453,37 \text{ N ou } 15633,45 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (2.35)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 4030 \cdot 250}{15633453,37}} = 0,25$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,25^2} = 0,974$$

-Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,974 \cdot 1 \cdot 4030 \cdot 250}{1,10} = 892095,45 \text{ N ou } 892,09 \text{ KN}$$

Considera-se a resistência = 892095,45 N ou 892,09 KN

O pilar com contenção lateral à 2 m da base possui 35,93% maior resistência do que o pilar que não possui nenhuma contenção.

PERFIL W (250X17,9) BI-ENGASTADO

Dados:

$$K_X = K_Y = 0,65$$

$$K_Z = 1,00$$

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{0,65 \cdot 3000}{88,6} = 22,01$$

$$22,01 \leq 200 \text{ (OK)}$$

$$\lambda_y = \frac{K \cdot L}{r_y} \leq 200$$

$$\lambda_y = \frac{0,65 \cdot 3000}{31,9} = 61,13$$

$$61,13 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

- Elemento AA

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

$$\lambda_e = \frac{b}{t} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} \quad (2.12)$$

$$\lambda_e = \frac{170}{6,4} = 26,56$$

- Grupo 2. Tabela da figura 2.2 com valores de (b/t) lim AA

$$\lambda_{lim} = 1,49 t \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.13)$$

$$\lambda_{lim} = 1,49 t \sqrt{\frac{200000}{250}} = 42,14$$

$$26,56 \leq 42,14 \rightarrow f_a = 1,00$$

-Elemento AL



$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow fs = 1,00 \quad (2.19)$$

$$\lambda_e = \frac{b}{t} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} \quad (2.12)$$

$$\lambda_e = \frac{134}{2 \times 10,2} = 6,57$$

- Grupo 4. Tabela da figura 2.11 com valores de (b/t) lim AL

$$\lambda_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.16)$$

$$\lambda_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15,84$$

$$6,57 \leq 15,84 \rightarrow fs = 1,00$$

$$Q = Q_s Q_a \quad (2.18)$$

$$Q = 1,00 \times 1,00 = 1,00$$

Fator de redução (X)

- Raio de giração polar ( $r_0$ )

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} \quad (2.41)$$

$$r_0 = \sqrt{(88,6^2 + 31,9^2)} = 94,17 \text{ mm}$$

Flambagem elástica ( $N_e$ )

- Flexão em relação ao eixo X

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.37)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 31,68 \times 10^6}{(0,65 \cdot 3000)^2} = 16445447,33 \text{ N ou } 16445,45 \text{ KN}$$

- Flexão em relação ao eixo Y

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_y L_y)^2} \quad (2.38)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 4,1 \times 10^6}{(0,65 \cdot 3000)^2} = 2128356,505 \text{ N ou } 2128,36 \text{ KN}$$

- Torção no perfil em relação ao eixo Z:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_y L_y)^2} \quad (2.38)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{116,86^2} \left[ \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 4,08 \times 10^{10}}{(1,00 \cdot 3000)^2} \right] + 77000 \cdot 125900$$

$$N_{ez} = 2102795,422 \text{ N ou } 2102,79 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (2.35)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 4030 \cdot 250}{2102795,422}} = 0,69$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\chi = 0,658^{0,69^2} = 0,819$$

Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

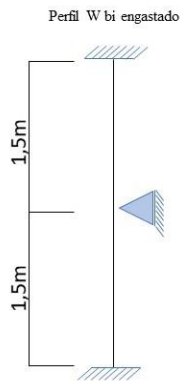
$$N_{c,Rd} = \frac{0,819 \cdot 1 \cdot 4030 \cdot 250}{1,10} = 750129,55 \text{ N ou } 750,13 \text{ KN}$$

Carga máxima:

$$P_{\max} = f_y A$$

$$P_{\max} = 250 \cdot 4030 = 1007,5 \text{ KN}$$

Cálculo da resistência de compressão do pilar de 3 metros contendo contenção lateral ao centro no eixo x-x.



Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{0,8 \cdot 1500}{88,6} = 13,54$$

$$13,54 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 31,68 \times 10^6}{(0,8 \cdot 1500)^2} = 43426259,36 \text{ N ou } 43426,26 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 4030 \cdot 250}{43426259,36}} = 0,15$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,15^2} = 0,990$$

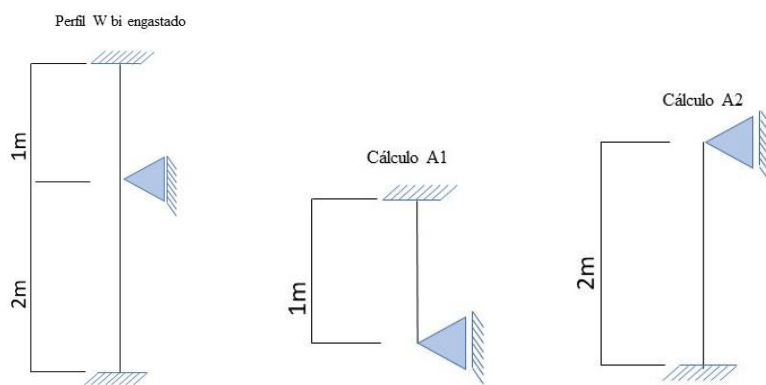
Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,990 \cdot 1 \cdot 4030 \cdot 250}{1,10} = 9067500,45 \text{ N ou } 906,75 \text{ KN}$$

O pilar com contenção ao centro possui 17,27% maior resistência do que o pilar que não possui nenhuma contenção

Cálculo da resistência de compressão do pilar de 3 metros contendo contenção lateral a 2 metros da base no eixo x-x.



Cálculo A1

$$\lambda_x = \frac{K1 \cdot L1}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{0,8 \cdot 1000}{88,6} = 9,03$$

$$9,03 \leq 200 \text{ (OK)}$$

7.2. Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.37)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 31,68 \times 10^6}{(0,8 \cdot 1000)^2} = 97709083,57 \text{ N ou } 97709,08 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (2.35)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 4030 \cdot 250}{97709083,57}} = 0,10$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,10^2} = 0,995$$

-Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,995 \cdot 1 \cdot 4030 \cdot 250}{1,10} = 911329,54 \text{ N ou } 911,33 \text{ KN}$$

## CÁLCULO A2

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K_2 \cdot L_2}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{0,8 \cdot 2000}{88,6} = 18,06$$

$$18,06 \leq 200 \text{ (OK)}$$

### 7.2. Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.37)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 31,68 \times 10^6}{(0,8 \cdot 2000)^2} = 24427270,89 \text{ N ou } 24427,27 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (2.35)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 4030 \cdot 250}{24427270,89}} = 0,20$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,20^2} = 0,983$$

-Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,983 \cdot 1 \cdot 4030 \cdot 250}{1,10} = 900338,64 \text{ N ou } 900,34 \text{ KN}$$

O pilar com contenção lateral à 2 m da base possui 16,68% maior resistência do que o pilar que não possui nenhuma contenção.

## PERFIL W (250X17,9) APOIADO-ENGASTADO

$$K_X = K_Y = 0,8$$

$$K_Z = 2,00$$

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{0,8 \cdot 3000}{88,6} = 27,09$$

$$27,09 \leq 200 \text{ (OK)}$$

$$\lambda_y = \frac{K \cdot L}{r_y} \leq 200$$

$$\lambda_y = \frac{0,80 \cdot 3000}{31,9} = 75,23$$

$$\leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

- Elemento AA

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

$$\lambda_e = \frac{b}{t} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} \quad (2.12)$$

$$\lambda_e = \frac{170}{6,4} = 26,56$$

- Grupo 2. Tabela da figura 2.2 com valores de (b/t) lim AA

$$\lambda_{lim} = 1,49 t \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.13)$$

$$\lambda_{lim} = 1,49 t \sqrt{\frac{200000}{250}} = 42,14$$

$$26,56 \leq 42,14 \rightarrow f_a = 1,00$$

-Elemento AL

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow f_s = 1,00 \quad (2.19)$$

$$\lambda_e = \frac{b}{t} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} \quad (2.12)$$

$$\lambda_e = \frac{134}{2 \times 10,2} = 6,57$$

-Grupo 4. Tabela da figura 2.11 com valores de (b/t) lim AL

$$\lambda_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.16)$$

$$\lambda_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15,84$$

$$6,57 \leq 15,84 \rightarrow f_s = 1,00$$

$$Q = Q_s Q_a \quad (2.18)$$

$$Q = 1,00 \times 1,00 = 1,00$$

Fator de redução (X)

- Raio de giração polar ( $r_0$ )

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} \quad (2.41)$$

$$r_0 = \sqrt{(88,6^2 + 31,9^2)} = 94,17 \text{ mm}$$

Flambagem elástica ( $N_e$ )

- Flexão em relação ao eixo X

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.37)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 31,68 \times 10^6}{(0,8 \cdot 3000)^2} = 10856,56 \text{ KN}$$

- Flexão em relação ao eixo Y

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_y L_y)^2} \quad (2.38)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 4,1 \times 10^6}{(0,8 \cdot 3000)^2} = 1405,048 \text{ KN}$$



- Torção no perfil em relação ao eixo Z:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_y L_y)^2} \quad (2.38)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{94,17^2} \left[ \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 4,0822 \times 10^{10}}{(2,00 \cdot 3000)^2} \right] + 77000 \cdot 125900$$

$$N_{ez} = 1093204,326 \text{ N ou } 1093,21 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (2.35)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 4030 \cdot 250}{1093204,326}} = 0,96$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\chi = 0,658^{0,96^2} = 0,679$$

-Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,679 \cdot 1 \cdot 4030 \cdot 250}{1,10} = 621902,27 \text{ N ou } 621,90 \text{ KN}$$

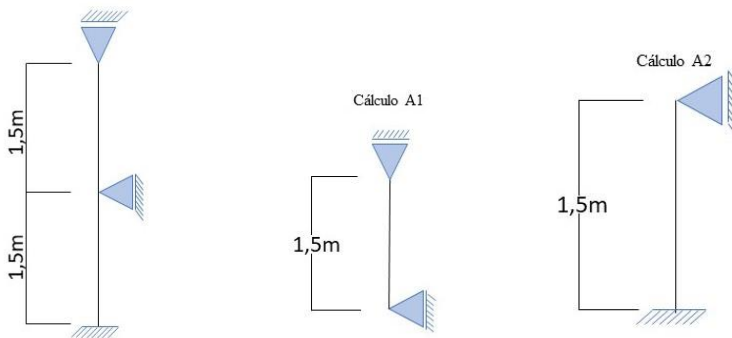
Carga máxima:

$$P_{\max} = f_y A$$

$$P_{\max} = 250 \cdot 4030 = 1007,5 \text{ KN}$$

Cálculo da resistência de compressão do pilar de 3 metros contendo contenção lateral ao centro no eixo x-x.

Perfil W engastado - apoiado



### CÁLCULO A1

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 1500}{88,6} = 16,93$$

$$16,93 \leq 200 \text{ (OK)}$$

6.2. Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 31,68 \times 10^6}{(1,00 \cdot 1500)^2} = 27722622,14 \text{ N ou } 27722,62 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 4030 \cdot 250}{27722622,14}} = 0,19$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,19^2} = 0,985$$

6.3. Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,985 \cdot 1 \cdot 4030 \cdot 250}{1,10} = 902170,45 \text{ N ou } 902,17 \text{ KN}$$

## CÁLCULO A2

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{0,8 \cdot 1500}{88,6} = 13,54$$

$$13,54 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 31,68 \times 10^6}{(0,8 \cdot 1500)^2} = 43426259,36 \text{ N ou } 43426,26 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 4030 \cdot 250}{43426259,36}} = 0,15$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\chi = 0,658^{0,15^2} = 0,990$$

Força axial de compressão

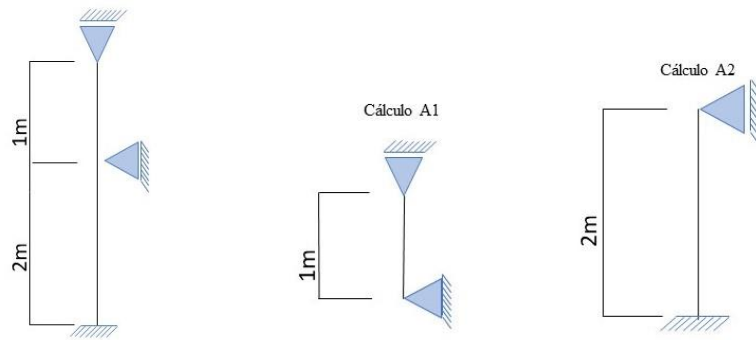
$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,990 \cdot 1 \cdot 4030 \cdot 250}{1,10} = 9067500,45 \text{ N ou } 906,75 \text{ KN}$$

Considera-se 902,17 KN

O pilar com contenção ao centro possui 31,06% maior resistência do que o pilar que não possui nenhuma contenção

Perfil W engastado - apoiado



### CÁLCULO A1

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 1000}{88,6} = 11,28$$

$$11,28 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 31,68 \times 10^6}{(0,8 \cdot 1000)^2} = 97709083,57 \text{ N ou } 97709,08 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 4030 \cdot 250}{97709083,57}} = 0,10$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,10^2} = 0,995$$

Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,995 \cdot 1 \cdot 4030 \cdot 250}{1,10} = 911329,545 \text{ N ou } 911,33 \text{ KN}$$

## CÁLCULO A2

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{0,8 \cdot 2000}{88,6} = 18,05$$

$$18,05 \leq 200 \text{ (OK)}$$

6.2. Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 31,68 \times 10^6}{(0,8 \cdot 2000)^2} = 24427270,89 \text{ N ou } 24427,27 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 4030 \cdot 250}{24427270,89}} = 0,20$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,20^2} = 0,983$$

Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,983 \cdot 1 \cdot 4030 \cdot 250}{1,10} = 900338,636 \text{ N ou } 900,34 \text{ KN}$$

O pilar com contenção a 2 metros da base possui 30,93% maior resistência do que o pilar que não possui nenhuma contenção.

## APÊNDICE C

### PERFIL I (250X44,8) BI-APOIADO

b	Altura do perfil	266 mm
b <sub>f</sub>	Largura da mesa	148 mm
t <sub>f</sub>	Espessura da mesa	13 mm
h <sub>w</sub> ou d'	Largura da alma	220 mm
t <sub>w</sub>	Espessura da alma	7,6 mm
L	Comprimento do perfil	3 m = 3000 mm
k	Coefficiente de flambagem	1,00
J	Constante de torção da seção transversal	27,14 cm <sup>4</sup> = 271400 mm <sup>4</sup>
r	Raio de Giração do perfil	3,96 cm = 39,6 mm
A <sub>g</sub>	Área bruta da seção	57,6 cm <sup>2</sup> = 5760 mm <sup>2</sup>
I <sub>x</sub>	Momento de inercia no eixo	7158 cm <sup>4</sup> = 71,58x10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>
I <sub>y</sub>	Momento de inercia no eixo	704 cm <sup>4</sup> = 7,04x10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>
r <sub>x</sub>	Raio de giração em relação ao eixo	11,15 cm = 111,5 mm
r <sub>y</sub>	Raio de giração em relação ao eixo	3,50 cm = 35,00 mm
C <sub>w</sub>	Constante de empenamento da seção transversal	112.398 mm <sup>6</sup> = 1.12x10 <sup>11</sup> mm <sup>6</sup>

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 3000}{111,5} = 26,91$$

$$26,91 \leq 200 \text{ (OK)}$$

$$\lambda_y = \frac{K \cdot L}{r_y} \leq 200$$

$$\lambda_y = \frac{1,00 \cdot 3000}{35} = 85,71$$

$$85,71 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

- Elemento AA

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

$$\lambda_e = \frac{b}{t} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} \quad (2.12)$$

$$\lambda_e = \frac{220}{7,6} = 28,95$$

- Grupo 2. Tabela da figura 2.2 com valores de (b/t) lim AA

$$\lambda_{lim} = 1,49 t \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.13)$$

$$\lambda_{lim} = 1,49 t \sqrt{\frac{200000}{250}} = 42,14$$

$$28,95 \leq 42,14 \rightarrow f_a = 1,00$$

-Elemento AL

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow f_s = 1,00 \quad (2.19)$$

$$\lambda_e = \frac{b}{t} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} \quad (2.12)$$

$$\lambda_e = \frac{148}{2 \times 13,00} = 5,69$$

- Grupo 4. Tabela da figura 2.11 com valores de (b/t) lim AL

$$\lambda_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.16)$$

$$\lambda_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15,84$$

$$5,69 \leq 15,84 \rightarrow f_s = 1,00$$

$$Q = Q_s Q_a \quad (2.18)$$

$$Q = 1,00 \times 1,00 = 1,00$$

Fator de redução (X)

- Raio de giração polar ( $r_0$ )

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} \quad (2.41)$$

$$r_0 = \sqrt{(111,5^2 + 35,2^2)} = 116,86 \text{ mm}$$

Flambagem elástica ( $N_e$ )

- Flexão em relação ao eixo X

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.37)$$



$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 71,58 \times 10^6}{(1,00 \cdot 3000)^2} = 15699250,73 \text{ N ou } 15699,25 \text{ KN}$$

Flexão em relação ao eixo Y

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_y L_y)^2} \quad (2.38)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 7,04 \times 10^6}{(1,00 \cdot 3000)^2} = 1544044,78 \text{ N ou } 1544,05 \text{ KN}$$

- Torção no perfil em relação ao eixo Z:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)} \right] + GJ \quad (2.39)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{116,86^2} \left[ \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 1,12 \times 10^{11}}{(1,00 \cdot 3000)^2} \right] + 77000 \cdot 271400$$

$$N_{ez} = 3335425,75 \text{ N ou } 3335,43 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (2.35)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 5760 \cdot 250}{1544044,78}} = 0,97$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\chi = 0,658^{0,96^2} = 0,679$$

Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

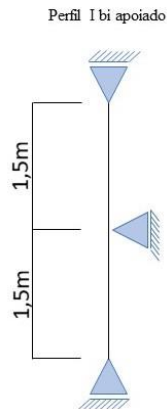
$$N_{c,Rd} = \frac{0,679 \cdot 1 \cdot 5760 \cdot 250}{1,10} = 888872,73 \text{ N ou } 888,87 \text{ KN}$$

Carga máxima:

$$P_{\max} = f_y A_g$$

$$P_{\max} = 250 \cdot 5760 = 1440 \text{ KN}$$

Cálculo da resistência de compressão do pilar de 3 metros contendo contenção lateral ao centro no eixo x-x.



Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 1500}{111,5} = 13,45$$

$$13,45 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{\text{lim}} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

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

$$N_{\text{ex}} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 7,04 \times 10^6}{(1,00 \cdot 1500)^2} = 6176179,11 \text{ N ou } 6176,18 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 5760 \cdot 250}{6176179,11}} = 0,48$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,48^2} = 0,908$$

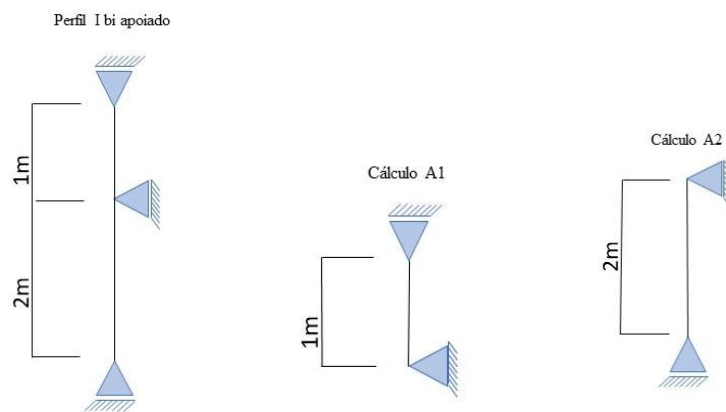
Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,908 \cdot 1 \cdot 5760 \cdot 250}{1,10} = 1188654,55 \text{ N ou } 1188,65 \text{ KN}$$

O pilar com contenção ao centro possui 25,22% maior resistência do que o pilar que não possui nenhuma contenção

Cálculo da resistência de compressão do pilar de 3 metros contendo contenção lateral a 2 metros da base no eixo x-x.



Cálculo A1

$$\lambda_x = \frac{K1 \cdot L1}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 1000}{111,5} = 8,96$$

$$8,96 \leq 200 \text{ (OK)}$$

7.2. Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.37)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 7,04 \times 10^6}{(1,00 \cdot 1000)^2} = 13896403 \text{ N ou } 13896,40 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (2.35)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 4030 \cdot 250}{13896403}} = 0,32$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,32^2} = 0,958$$

-Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,958 \cdot 1 \cdot 5760 \cdot 250}{1,10} = 1254109,09 \text{ N ou } 1254,11 \text{ KN}$$

## CÁLCULO A2

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K2 \cdot L2}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 2000}{111,5} = 17,94$$

$$17,94 \leq 200 \text{ (OK)}$$

### 7.2. Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.37)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 7,04 \times 10^6}{(1,00 \cdot 2000)^2} = 3474100,749 \text{ N ou } 3474,10 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (2.35)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 5760 \cdot 250}{3474100,749}} = 0,64$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,64^2} = 0,842$$

-Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,842 \cdot 1 \cdot 5760 \cdot 250}{1,10} = 1102254,545 \text{ N ou } 1102,25 \text{ KN}$$

Considera-se resistência = 1102,25 KN

O pilar com contenção lateral à 2 m da base possui 19,35% maior resistência do que o pilar que não possui nenhuma contenção.

PERFIL I (250X44,8) BI-ENGASTADO

Dados:

$$K_X = K_Y = 0,65$$

$$K_Z = 1,00$$

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{0,65 \cdot 3000}{111,5} = 17,48$$

$$26,91 \leq 200 \text{ (OK)}$$

$$\lambda_y = \frac{K \cdot L}{r_y} \leq 200$$

$$\lambda_y = \frac{0,65 \cdot 3000}{35} = 55,71$$

$$55,71 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

- Elemento AA

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

$$\lambda_e = \frac{b}{t} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} \quad (2.12)$$

$$\lambda_e = \frac{220}{7,6} = 28,95$$

- Grupo 2. Tabela da figura 2.2 com valores de (b/t) lim AA

$$\lambda_{lim} = 1,49 t \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.13)$$

$$\lambda_{lim} = 1,49 t \sqrt{\frac{200000}{250}} = 42,14$$

$$28,95 \leq 42,14 \rightarrow f_a = 1,00$$

- Elemento AL

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow fs = 1,00 \quad (2.19)$$

$$\lambda_e = \frac{b}{t} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} \quad (2.12)$$

$$\lambda_e = \frac{148}{2 \times 13,00} = 5,69$$

- Grupo 4. Tabela da figura 2.11 com valores de (b/t) lim AL

$$\lambda_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.16)$$

$$\lambda_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15,84$$

$$5,69 \leq 15,84 \rightarrow fs = 1,00$$

$$Q = Q_s Q_a \quad (2.18)$$

$$Q = 1,00 \times 1,00 = 1,00$$

Fator de redução (X)

- Raio de giração polar (r0)

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} \quad (2.41)$$

$$r_0 = \sqrt{(111,5^2 + 35,^2)} = 116,86 \text{ mm}$$

Flambagem elástica (Ne)

- Flexão em relação ao eixo X

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.37)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 71,58 \times 10^6}{(0,65 \cdot 3000)^2} = 3715798,9 \text{ N ou } 37157,99 \text{ KN}$$

Flexão em relação ao eixo Y

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_y L_y)^2} \quad (2.38)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 7,04 \times 10^6}{(0,65 \cdot 3000)^2} = 4016765,81 \text{ N ou } 4016,77 \text{ KN}$$

- Torção no perfil em relação ao eixo Z:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)} \right] + GJ \quad (2.39)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{116,86^2} \left[ \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 1,12 \times 10^{11}}{(1,00 \cdot 3000)^2} \right] + 77000 \cdot 271400$$

$$N_{ez} = 3335425,75 \text{ N ou } 3335,43 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (2.35)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 5760 \cdot 250}{3335425,75}} = 0,66$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\chi = 0,658^{0,66^2} = 0,83$$

Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,833 \cdot 1 \cdot 5760 \cdot 250}{1,10} = 1090472,73 \text{ N ou } 1090,47 \text{ KN}$$

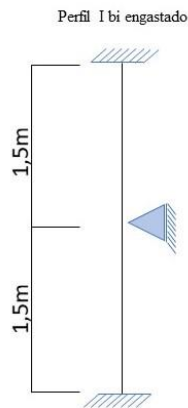
Carga máxima:

$$P_{\max} = f_y A_g$$

$$P_{\max} = 250 \cdot 5760 = 1440 \text{ KN}$$

Cálculo da resistência de compressão do pilar de 3 metros contento contenção lateral ao centro no eixo x-x.





Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{0,8 \cdot 1500}{111,5} = 10,76$$

$$10,76 \leq 200 \text{ (OK)}$$

6.2. Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{\text{lim}} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

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

$$N_{\text{ex}} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 7,04 \times 10^6}{(0,8 \cdot 1500)^2} = 9650279,859 \text{ N ou } 9650,28 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 5760 \cdot 250}{9650279,859}} = 0,38$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,38^2} = 0,941$$

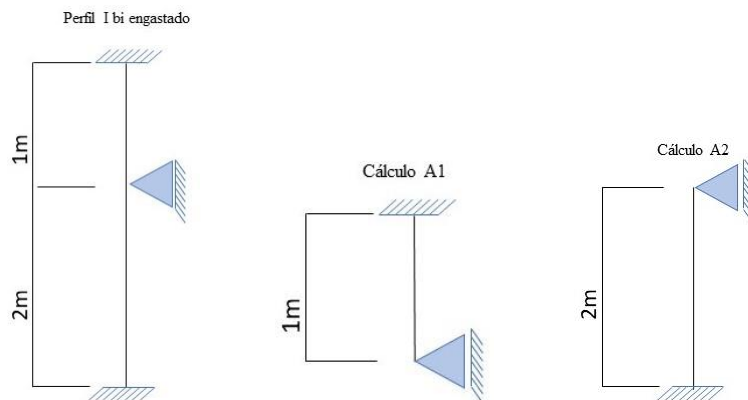
Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,941 \cdot 1 \cdot 5760 \cdot 250}{1,10} = 1231854,545 \text{ N ou } 1231,85 \text{ KN}$$

O pilar com contenção ao centro possui 11,47% maior resistência do que o pilar que não possui nenhuma contenção

Cálculo da resistência de compressão do pilar de 3 metros contendo contenção lateral a 2 metros da base no eixo x-x.



## CÁLCULO A1

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K1 \cdot L1}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{0,8 \cdot 1000}{111,5} = 7,17$$

$$7,17 \leq 200 \text{ (OK)}$$

6.2. Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 7,04 \times 10^6}{(0,8 \cdot 1000)^2} = 5428282,42 \text{ N ou } 5428,28 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 5760 \cdot 250}{5428282,42}} = 0,51$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,51^2} = 0,896$$

Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,896 \cdot 1 \cdot 5760 \cdot 250}{1,10} = 1172945,455 \text{ N ou } 1172,94 \text{ KN}$$

## CÁLCULO A2

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K2 \cdot L2}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{0,8 \cdot 2000}{111,5} = 14,35$$

$$14,35 \leq 200 \text{ (OK)}$$

### 7.2. Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.37)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 7,04 \times 10^6}{(0,8 \cdot 2000)^2} = 4342625,936 \text{ N ou } 4342,62 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (2.35)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 5760 \cdot 250}{4342625,936}} = 0,57$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,57^2} = 0,872$$

-Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,872 \cdot 1 \cdot 5760 \cdot 250}{1,10} = 1141527,22 \text{ N ou } 1141,53 \text{ KN}$$

Considera-se 1141,53 KN

O pilar com contenção lateral à 2 m da base possui 4,47% maior resistência do que o pilar que não possui nenhuma contenção.

## PERFIL I (250X44,8) APOIADO-ENGASTADO

Dados:

$$K_X = K_Y = 0,8$$

$$K_Z = 2,00$$

Verificação da esbelteza do perfil

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{0,8 \cdot 3000}{111,5} = 21,52$$

$$21,52 \leq 200 \text{ (OK)}$$

$$\lambda_y = \frac{K \cdot L}{r_y} \leq 200$$

$$\lambda_y = \frac{0,8 \cdot 3000}{35} = 68,57$$

$$68,57 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

- Elemento AA

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

$$\lambda_e = \frac{b}{t} \rightarrow \frac{h_w}{t_w} \quad (2.12)$$

$$\lambda_e = \frac{220}{7,6} = 28,95$$

- Grupo 2. Tabela da figura 2.2 com valores de (b/t) lim AA

$$\lambda_{lim} = 1,49 t \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.13)$$

$$\lambda_{lim} = 1,49 t \sqrt{\frac{200000}{250}} = 42,14$$

$$28,95 \leq 42,14 \rightarrow f_a = 1,00$$

- Elemento AL

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow fs = 1,00 \quad (2.19)$$

$$\lambda_e = \frac{b_f}{t_f} \text{ ou } \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_e = \frac{148}{2 \times 13,00} = 5,69$$

- Grupo 4. Tabela da figura 2.11 com valores de (b/t) lim AL

$$\lambda_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.16)$$

$$\lambda_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15,84$$

$$5,69 \leq 15,84 \rightarrow fs = 1,00$$

$$Q = Q_s Q_a \quad (2.18)$$

$$Q = 1,00 \times 1,00 = 1,00$$

Fator de redução (X)

- Raio de giração polar (r<sub>0</sub>)

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} \quad (2.41)$$

$$r_0 = \sqrt{(111,5^2 + 35,^2)} = 116,86 \text{ mm}$$

Flambagem elástica (N<sub>e</sub>)

- Flexão em relação ao eixo X

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.37)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 71,58 \times 10^6}{(0,8 \cdot 3000)^2} = 24530079,27 \text{ N ou } 24530,08 \text{ KN}$$

Flexão em relação ao eixo Y

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_y L_y)^2} \quad (2.38)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 7,04 \times 10^6}{(0,8 \cdot 3000)^2} = 2412569,96 \text{ N ou } 2412,57 \text{ KN}$$

- Torção no perfil em relação ao eixo Z:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)} \right] + GJ \quad (2.39)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{116,86^2} \left[ \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 1,12 \times 10^{11}}{(2,00 \cdot 3000)^2} \right] + 77000 \cdot 271400$$

$$N_{ez} = 1981560,89 \text{ N ou } 1981,56 \text{ KN}$$

$$\lambda^0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (2.35)$$

$$\lambda^0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 5760 \cdot 250}{1981560,89}} = 0,85$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,85^2} = 0,739$$

Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,739 \cdot 1 \cdot 5760 \cdot 250}{1,10} = 967418,18 \text{ N ou } 967,42 \text{ KN}$$

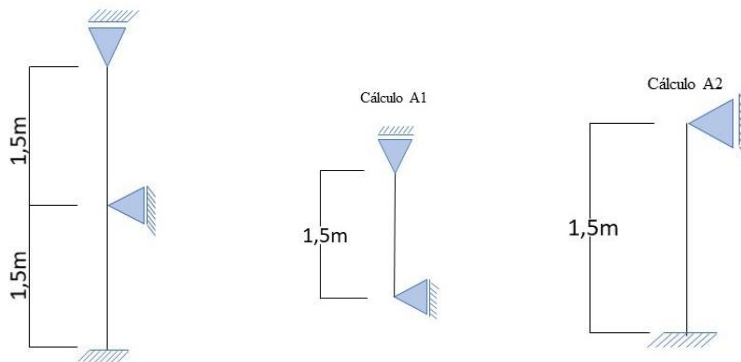
Carga máxima:

$$P_{\max} = f_y A_g$$

$$P_{\max} = 250 \cdot 5760 = 1440 \text{ KN}$$

Cálculo da resistência de compressão do pilar de 3 metros contendo contenção lateral ao centro no eixo x-x.

Perfil I engastado - apoiado



Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 1500}{111,5} = 13,45$$

$$13,45 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{\text{lim}} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

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

$$N_{\text{ex}} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 7,04 \times 10^6}{(1,00 \cdot 1500)^2} = 6176179,11 \text{ N ou } 6176,18 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 5760 \cdot 250}{6176179,11}} = 0,48$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\chi = 0,658^{0,48^2} = 0,908$$

Força axial de compressão



$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,908 \cdot 1 \cdot 5760 \cdot 250}{1,10} = 1188654,55 \text{ N ou } 1188,65 \text{ KN}$$

## CÁLCULO A2

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{0,8 \cdot 1500}{111,5} = 10,76$$

$$10,76 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 7,04 \times 10^6}{(0,8 \cdot 1500)^2} = 9650279,859 \text{ N ou } 9650,28 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 5760 \cdot 250}{9650279,859}} = 0,38$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,38^2} = 0,941$$

Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

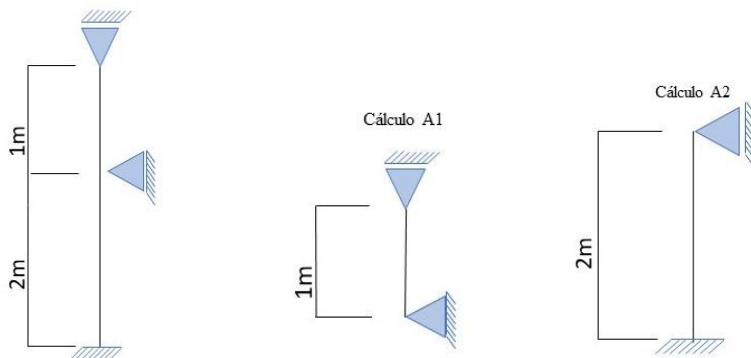
$$N_{c,Rd} = \frac{0,941 \cdot 1 \cdot 5760 \cdot 250}{1,10} = 1231854,545 \text{ N ou } 1231,85 \text{ KN}$$

Considera-se resistência = 1188654,55 N ou 1188,65 KN

O pilar com contenção ao centro possui 18,61% maior resistência do que o pilar que não possui nenhuma contenção

Cálculo da resistência de compressão do pilar de 3 metros contendo contenção lateral a 2 metros da base no eixo x-x.

Perfil I engastado - apoiado



Cálculo A1

$$\lambda_x = \frac{K1 \cdot L1}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{1,00 \cdot 1000}{111,5} = 8,96$$

$$8,96 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.37)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 7,04 \times 10^6}{(1,00 \cdot 1000)^2} = 13896403 \text{ N ou } 13896,40 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (2.35)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 4030 \cdot 250}{13896403}} = 0,32$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,32^2} = 0,958$$

-Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,958 \cdot 1 \cdot 5760 \cdot 250}{1,10} = 1254109,09 \text{ N ou } 1254,11 \text{ KN}$$

## CÁLCULO A2

Verificação da esbeltez do perfil

$$\lambda_x = \frac{K_2 \cdot L_2}{r_x} \leq 200 \quad (2.11)$$

$$\lambda_x = \frac{0,8 \cdot 2000}{111,5} = 14,35$$

$$14,35 \leq 200 \text{ (OK)}$$

Verificação da flambagem local

$$\lambda_e \leq \lambda_{lim} \rightarrow Q_a = 1,00 \quad (2.14)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (2.37)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 7,04 \times 10^6}{(0,8 \cdot 2000)^2} = 4342625,936 \text{ N ou } 4342,62 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (2.35)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \cdot 5760 \cdot 250}{4342625,936}} = 0,57$$

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 \geq 1,5 \quad \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0,658^{0,57^2} = 0,872$$

-Força axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.10)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,872 \cdot 1 \cdot 5760 \cdot 250}{1,10} = 1141527,22 \text{ N ou } 1141,53 \text{ KN}$$

Considera-se 1141,52 KN

O pilar com contenção lateral à 2 m da base possui 15,25% maior resistência do que o pilar que não possui nenhuma contenção.

## ANEXO 1

Tabela com informações de bitolas para perfil W da empresa Gerdau

Bitola mm x kg/m	d mm	b <sub>f</sub> mm	h mm	d' mm	Eixo x-x		Eixo y-y		r <sub>t</sub> cm	Área cm <sup>2</sup>	Espessura	
					I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	r <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm	r <sub>y</sub> cm			t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm
W 150 x 13,00	148	100	138	118	635	6,18	82	2,22	2,60	16,6	4,3	4,9
W 150 x 18,00	153	102	139	119	939	6,34	126	2,32	2,69	23,4	5,8	7,1
W 200 x 22,50	206	102	190	170	2029	8,37	142	2,22	2,63	29,0	6,2	8
W 200 x 26,60	207	133	190	170	2611	6,73	330	3,10	3,54	34,2	5,8	8,4
W200 x 31,30	210	134	190	170	3168	8,86	410	3,19	3,60	40,3	6,4	10,2
W250 x 22,30	254	102	240	220	2939	10,09	123	2,06	2,54	28,9	5,8	6,9
W250 x 25,30	257	102	240	220	3473	10,31	149	2,14	2,58	32,6	6,1	8,4
W250 x 32,70	258	146	240	220	4937	10,83	473	3,35	3,86	42,1	6,1	9,1
W250 x 44,80	266	148	240	220	7158	11,15	704	3,50	3,96	57,6	7,6	13,0
W250 x 73,00 (H)	253	254	225	201	11257	11,02	3880	6,47	7,01	92,7	8,6	14,2
W310 x 21,00	303	101	292	272	3776	11,77	98	1,90	2,42	27,2	5,1	5,7
W310 x 23,80	305	101	292	272	4346	11,89	116	1,94	2,45	30,7	5,6	6,7
W310 x 38,70	310	165	291	271	8581	13,14	727	3,82	4,38	49,7	5,8	9,7
W310 x 44,50	313	166	291	271	9997	13,22	855	3,87	4,41	57,2	6,6	11,2
W360 x 39,00	353	128	332	308	10331	14,35	375	2,73	3,27	50,2	6,5	10,7
W360 x 44,00	352	171	332	308	12258	14,58	818	3,77	4,43	57,7	6,9	9,8
W360 x 51,00	355	171	332	308	14222	14,81	968	3,87	4,49	64,8	7,2	11,6
W360 x 57,80	358	172	332	308	16143	14,92	1113	3,92	4,53	72,5	7,9	13,1
W360 x 64,00	347	203	320	288	17890	14,80	1885	4,80	5,44	81,7	7,7	13,5
W360 x 72,00	350	204	320	288	20169	14,86	2140	4,84	5,47	91,3	8,6	15,1
W360 x 79,00	354	205	320	288	22713	14,98	2416	4,89	5,51	101,2	9,4	16,8
W410 x 38,80	399	140	381	357	12777	15,94	404	2,83	3,49	50,3	6,4	8,8
W410 x 46,10	403	140	381	357	15690	16,27	514	2,95	3,55	59,2	7	11,2
W410 x 53,00	403	177	381	357	18734	16,55	1009	3,84	4,56	68,4	7,5	10,9
W410 x 60,00	407	178	381	357	21707	16,88	1205	3,98	4,65	76,2	7,7	12,8
W410 x 67,00	410	179	381	357	24678	16,91	1379	4,00	4,67	86,3	8,8	14,4
W460 x 60,00	455	153	428	404	25652	18,35	796	3,23	3,89	76,2	8	13,3
W460 x 68,00	459	154	428	404	29851	18,46	941	3,28	3,93	87,6	9,1	15,4
W460 x 74,00	457	190	428	404	33415	18,77	1661	4,18	4,93	94,9	9	14,5
W460 x 89,00	463	192	428	404	41105	18,98	2093	4,28	5,01	114,1	10,5	17,7
W460 x 97,00	466	193	428	404	44658	19,03	2283	4,30	5,03	123,4	11,4	19
W530 x 66,00	525	165	502	478	34971	20,46	857	3,20	4,02	83,6	8,9	11,4
W530 x 72,00	524	207	502	478	39969	20,89	1615	4,20	5,16	91,6	9	10,9
W530 x 82,00	528	209	501	477	47569	21,34	2028	4,41	5,31	104,5	9,5	13,3
W530 x 85,00	535	166	502	478	48453	21,21	1263	3,42	4,17	107,7	10,3	16,5
W530 x 92,00	533	209	502	478	55157	21,65	2379	4,50	5,36	117,6	10,2	15,6
W610 x 125,00	612	229	573	541	99184	24,89	3933	4,96	5,89	160,1	11,9	19,6
W610 x 140,00	617	230	573	541	112619	25,06	4515	5,02	5,94	179,3	13,1	22,2
W610 x 155,00	611	324	573	541	129583	25,58	10783	7,38	8,53	198,1	12,7	19

**Fonte:** Elaborada pelo autor com base nos dados da empresa Gerdau

Tabela com as normas e aços de uso estrutural.

ABNT NBR 7007			ABNT NBR 6648			ABNT NBR 6649/ ABNT NBR 5560		
Aço-carbono e microligados para uso estrutural e geral			Chapas grossas de aço-carbono para uso estrutural			Chapas finas de aço-carbono para uso estrutural		
Denominação	$f_y$ Mpa	$f_u$ Mpa	Denominação	$f_y$ Mpa	$f_u$ Mpa	Denominação	$f_y$ Mpa	$f_u$ Mpa
MR 250	250	400-560	CG-26	255	410	CF-26	260/260	400/410
AR 350	350	450	CG-28	275	440	CF-28	280/280	440/440
AR 350 COR	350	485				CF-30	.../300	.../490
AR 415	415	520						
ABNT NBR 5000			ABNT NBR 5004			ABNT NBR 5008		
Chapas grossas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica			Chapas finas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica			Chapas grossas e bobinas grossas, de aço de baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica para uso estrutural		
Denominação	$f_y$ Mpa	$f_u$ Mpa	Denominação	$f_y$ Mpa	$f_u$ Mpa	Denominação	$f_y$ Mpa	$f_u$ Mpa
G-30	300	415	F-32/Q-32	310	410			
G-35	345	450	F-35/Q-35	340	450	CGR 400	250	380
G-42	415	520	Q-40	380	480	CGR 500 e CGR 500A	370	490
G-45	450	550	Q-42	410	520			
			Q-45	450	550			
ABNT NBR 5920/ ABNT NBR 5921			ABNT NBR 5004					
Chapas finas e bobinas finas (a frio/a quente), de aço de baixa liga, resistentes a corrosão atmosférica, para uso estrutural			Perfil tubular, de aço-carbono, formado a frio, com e sem costura, de seção circular ou retangular para uso estrutural					
Denominação	$f_y$ Mpa	$f_u$ Mpa	Denominação	Seção circular		Seções quadradas e retangulares		
CFR 400	.../250	.../380		$f_y$ Mpa	$f_u$ Mpa	$f_y$ Mpa	$f_u$ Mpa	
CFR 500	310/370	450/490	B	290	400	317	400	
			C	317	427	345	427	

**Fonte:** Elaborada pelo autor com base na NBR 8800 (ABNT, 2008)

## Aço de uso frequente especificado pela ASTM para uso estrutural

Classificação	Denominação	Produto	Grupo de perfil ou faixa de espessura disponível	Grau	F <sub>y</sub> Mpa	F <sub>u</sub> Mpa
Aços-carbono	A 36	Perfis	1, 2 e 3	-	250	400 a 550
		Chapas e barras	$t \leq 200$ mm			
	A 500	Perfis	4	A	230	310
				B	290	400
Aços de baixa liga e alta resistência mecânica	A572	Chapas e barras	1,2,3	42	290	415
				50	345	450
				55	380	485
		1 e 2	60	415	520	
			$t \leq 150$ mm	65	450	550
			$t \leq 100$ mm	42	290	415
	A992	Chapas e barras	$t \leq 50$ mm	50	345	450
			$t \leq 31,5$ mm	55	380	485
				60	415	530
		Perfis		65	450	550
			1, 2 e 3	-	A	450
						450
Aço de baixa liga e alta resistência mecânica resistentes à corrosão atmosférica	A242	Chapas e barras	1	-	345	485
			2	-	315	460
			3	-	290	435
	A588	Chapas e barras	$t \leq 19$ mm	-	345	480
			$19 \text{ mm} < t \leq 37,5$ mm	-	315	460
			$37,5 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	-	290	435
				-	290	435
	A913	Perfis	1 e 2	-	345	485
			$t \leq 100$ mm	-	345	480
			$100 \text{ mm} < t \leq 125$ mm	-	315	460
Aço de baixa liga temperados e auto-revenidos	A913	Perfis	$125 \text{ mm} < t \leq 200$ mm	-	290	435
				50	345	450
				60	415	520
			65	450	550	

Fonte: Elaborada pelo autor com base na NBR 8800 (ABNT, 2008)

Grupos de perfis laminados para efeito de propriedades mecânicas:

- Grupo 1: Perfis com espessura de mesa inferior ou igual a 37,5 mm;
- Grupo 2: Perfis com espessura de mesa superior a 37,5 mm e inferior ou igual a 50 mm;
- Grupo 3: Perfis com espessura de mesa superior a 50 mm;
- Grupo 4: Perfis tubulares

$t$  correspondente à menor dimensão ou ao diâmetro da seção transversal da barra.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5884**: Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico – Requisitos gerais. 2013. 32 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. 2 ed. Rio de Janeiro, 2008. 237 p.

AWA COMERCIAL. **Porque utilizar estruturas de aço em obras de construção civil?**.2015. AWA Comercial. Disponível em:<[awacomercial.com.br/blog/por-que-utilizar-estruturas-de-aco-em-obras-de-construcao](http://awacomercial.com.br/blog/por-que-utilizar-estruturas-de-aco-em-obras-de-construcao)>. Acesso em: 06/06/2020. 18:46.

ATAÍDE, César Alexandre Valera; CORRÊA, Márcio Roberto Silva. **Estudo comparativo entre o método das tensões admissíveis e o método dos estados limites para a alvenaria estrutural**. 2006. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 8, n. 34, p. 105-134, 2006. Disponível em: [http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova\\_versao/pdf/cee34\\_105.pdf](http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova_versao/pdf/cee34_105.pdf) > Acesso em: 01/12/2020

CORTEZ, L. A. R. et al. **Uso das estruturas de aço no Brasil**. In: Ciências exatas e tecnológicas, v. 4, n. 2, 2017, Alagoas, p. 217-228. Disponível em: <https://periodicos.set.edu.br/fitsexatas/article/viewFile/5215/2570>. Acesso em: 02/12/2020.

Estruturas na UFPR. **Dimensionamento à compressão simples**. 2015. Centro Politécnico – Bloco Lame/Cesec Jardim das Américas, Curitiba, Paraná .Disponível em: <<http://www.estruturas.ufpr.br/wp-content/uploads/2015/02/Capitulo4.pdf> >. Acesso em: 08/06/2020

Confederação Nacional da Indústria. **A indústria do aço no Brasil** / Confederação Nacional da Indústria. Instituto Aço Brasil. – Brasília: CNI, 2017. Disponível em: <[https://bucket-gw-cni-static-cms-si.s3.amazonaws.com/media/filer\\_public/04/a2/04a2a7ac-4a9f-4505-84a5-f4c54242ead7/aco\\_brasil.pdf](https://bucket-gw-cni-static-cms-si.s3.amazonaws.com/media/filer_public/04/a2/04a2a7ac-4a9f-4505-84a5-f4c54242ead7/aco_brasil.pdf) >. Acesso em: 25/07/2020

CIMM. 2015. [http://www.cimm.com.br/portal/material\\_didatico/6334#.VdTJSfIVikp](http://www.cimm.com.br/portal/material_didatico/6334#.VdTJSfIVikp). Acesso em: 16/07/2020.



FERRAZ, H. **O Aço na Construção Civil**. Revista Eletrônica de Ciências, Arquitetura e Urbanismo, São Carlos: Universidade de São Paulo, n. 22, 2003. 16

DIAS, Luís Andrade De Mattos. **Estruturas de Aço: Conceitos, Técnicas e Linguagem**. 5ª edição. São Paulo. Zigurate, 2006

MANCINI, Luciana Cotta. **Pré-dimensionamento de estruturas metálicas em fase de concepção arquitetônica**. 2003. 256 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2003. Disponível em: <<http://www.repositorio.ufop.br/handle/123456789/6034>>

MARTINS, Marcelo Melo. **Estudo de bases de pilares metálicos pelo método dos elementos finitos**. 2002. 141 f. Dissertação (Pós-graduação em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2002. Disponível em: <[https://repositorio.ufmg.br/bitstream/1843/FACO-5JVSCU/1/estudo\\_de\\_bases\\_de\\_pilares\\_met\\_licos\\_marcelo\\_melo\\_martins.pdf](https://repositorio.ufmg.br/bitstream/1843/FACO-5JVSCU/1/estudo_de_bases_de_pilares_met_licos_marcelo_melo_martins.pdf)>

NARDIN, Fabiano Ângelo. **Importância da estrutura metálica na construção civil**. 2008. 63 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia civil) - Universidade São Francisco, Itatiba, 2008. Disponível em: <<http://lyceumonline.usf.edu.br/salavirtual/documentos/1268.pdf>>. Acesso em: 20/05/2020

NETO, Henrique Lindenberg. **Introdução à Mecânica das Estruturas. Capítulos 1 a 5**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações. Disponível em: <[https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/2657533/mod\\_resource/content/1/Apostila%20de%20Teoria%20-%20Cap%20C3%ADtulos%201%20a%204.pdf](https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/2657533/mod_resource/content/1/Apostila%20de%20Teoria%20-%20Cap%20C3%ADtulos%201%20a%204.pdf)>. Acesso em: 20/05/2020

PEREIRA, Bárbara Pastre. **Análise da solução em estrutura metálica adotada para a construção do edifício do banco SICOOB - Sistema de Cooperativas de Crédito do Brasil, em São Lourenço do Oeste - SC**. 2016. 104 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2016. Disponível em: <[http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/7933/1/PB\\_COECI\\_2016\\_2\\_32.pdf](http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/7933/1/PB_COECI_2016_2_32.pdf)>

PFEIL, Michèle; PFEIL, Walter. **Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008**. 8. ed. Rio de Janeiro: Ltc -livros Técnicos e Científicos Editora LTDA, 2009. 627 p.

PINHEIRO, A. C. P. B. **Estruturas Metálicas. Cálculos, detalhes, projetos e exercícios**. – São Paulo- SP, Edgard Blücher, 2005, 2ª Edição. 2005. 300 p.

RODRIGUES, Robson André. **O uso de estruturas metálicas na Construção Civil**. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) –Faculdade Finom de Patos de Minas, Patos de Minas,2017.

ROSSATTO, Bárbara Maier. **Estudo comparativo de uma edificação em estrutura metálica/concreto armado: estudo de caso**. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Rio Grande do Sul. 2015.

SILVA, V. P e. **Dimensionamento de estruturas de aço**. São Paulo, junho. 2012. 150 f. Disponível em: < <https://www.passeidireto.com/arquivo/76122785/dimensionamento-de-estruturas-de-aco-valdir-pignatta-e-silva-politecnica>>. Acesso em: 17/05/2020.