

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ELCIONY PEREIRA DA SILVA FILHO

**DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO DE MÉDIO PORTE
EM AÇO**

ANÁPOLIS / GO

2019

ELCIONY PEREIRA DA SILVA FILHO

**DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO DE MÉDIO PORTE
EM AÇO**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA**

ORIENTADOR: Me. ROGÉRIO SANTOS CARDOSO

ANÁPOLIS / GO: 2019

FICHA CATALOGRÁFICA

FILHO, Elciony Pereira Silva

Dimensionamento de um Edifício de Médio Porte em Aço

82P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2019).

TCC - UniEVANGÉLICA

Curso de Engenharia Civil.

1. Dimensionamento

2. Esforços Solicitantes

3. Estrutura de Aço

4. Edificações

I. ENC/UNI

II. Título (Série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

FILHO, Elciony Pereira Silva. Dimensionamento de um edifício de médio porte em aço. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 82p. 2019.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Elciony Pereira da Silva Filho

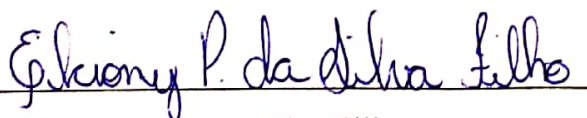
TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:

Dimensionamento de um edifício de médio porte em aço.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2019

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.



Elciony Pereira da Silva Filho

E-mail: elcionyfilho@hotmail.com

ELCIONY PEREIRA DA SILVA FILHO

**DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO DE MÉDIO PORTE
EM AÇO**

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

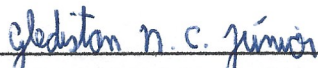
APROVADO POR:



**ROGÉRIO SANTOS CARDOSO, Mestre (UniEVANGÉLICA)
(ORIENTADOR)**



**PAULO ALEXANDRE DE OLIVEIRA, Mestre (UniEVANGÉLICA)
(EXAMINADOR INTERNO)**



**GLEDISTON NEPOMUCENO COSTA JÚNIOR, Mestre (UniEVANGÉLICA)
(EXAMINADOR INTERNO)**

DATA: ANÁPOLIS/GO, 03 de Dezembro de 2019.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus que sempre tem me mantido de pé para enfrentar as lutas do dia a dia, pois sem a presença dele em minha vida, jamais poderia chegar tão longe e com muita força de vontade em cada dia mais buscar o progresso. Devo também agradecer a toda a minha família que sem medir esforços sempre tem me apoiado, depositando seu voto de confiança sobre mim, e isso me traz mais motivos para buscar os meus objetivos e poder me tornar não só um bom profissional, mas também uma pessoa que contribui para o desenvolvimento intelectual da sociedade. Jamais poderia me esquecer dos meus professores que com tanto prazer dedicaram seu tempo para que eu pudesse adquirir conhecimento o suficiente para me tornar um bom profissional.

Enfim, encerro meus mais sinceros agradecimentos a todos os que contribuíram para que eu pudesse chegar no fim de um percurso e no início de uma longa jornada que terei pela frente. Aos meus colegas de sala, que logo mais se tornarão meus parceiros de profissão, devo-lhes o mais sincero obrigado, por terem sido dentre todo esse tempo juntos parte do meu círculo de pessoas que eu levarei comigo para a vida, pois com vocês aprendi diversas lições que culminaram para o meu desenvolvimento ético e moral. Amigos, vocês que não me deixaram desistir de prosseguir sempre avante, tenho por vocês imensa gratidão, agradeço por tudo.

Elciony Pereira da Silva Filho

RESUMO

A construção de edificações tem cada dia mais se tornado uma luta contra o tempo, e por esta razão novas tecnologias e meios de construção tentam aprimorar e acelerar todo esse processo de se edificar. Sendo assim as estruturas formadas por aço, são muito bem aplicadas quando se quer obter rapidez na execução, uma vez que, para este tipo de estrutura o meio construtivo é padronizado e com informações devidas para que se possa fazer a montagem correta e garantir que a estrutura tenha funcionalidade, segurança e atenda os princípios para os quais ela foi destinada.

Portanto, através deste preceito aplica-se a estrutura metálica às edificações, que irão garantir muitas vezes economia e rapidez na execução quando comparada com as estruturas de concreto armado que são as mais usadas ainda hoje. Partindo desta premissa, o presente trabalho irá nos mostrar as etapas que devem ser analisadas quando se pretende dimensionar uma estrutura composta por aço, contemplando assim os esforços que estarão presentes na estrutura e como dimensioná-los a partir das regras previstas na NBR 8.800 (ABNT, 2008), sendo tais esforços concebidos como: Tração, Compressão e Flexão, que estarão presentes em peças que compõem a estrutura fazendo com que ela se torne um só elemento.

Sendo assim, aborda-se como se fazer o dimensionamento para que seja o mais econômico e que garanta que todos os componentes estarão funcionando bem individualmente e que assim a estrutura cumpra o papel a que ela foi submetida.

Faremos então um dimensionamento de peças inicialmente dispostas num edifício e assim destinar as cargas e combinações de cargas que serão usadas para o dimensionamento, verificações obtendo resultados que passarão por análises que mostrarão informações importantes dentro do dimensionamento dos edifícios compostos por aço.

PALAVRAS-CHAVE: Dimensionamento. Cargas. Esforços Solicitantes. Resistências. Análise Estrutural. Edificações.

ABSTRACT

The construction of buildings has become more and more a struggle against time, and for this reason new technologies and means of construction try to improve and accelerate this whole process of building. Therefore, steel structures are very well applied when it comes to speedy execution, since for this type of structure the construction environment is standardized and with the necessary information so that the correct assembly can be made and guarantee that the structure has functionality, safety and meets the principles for which it was intended.

Therefore, through this precept, the metallic structure is applied to the buildings, which will often guarantee economy and speed in the execution when compared to the reinforced concrete structures that are the most used even today. Starting from this premise, the present work will show us the steps that should be analyzed when it is intended to design a structure composed of steel, thus contemplating the efforts that will be present in the structure and how to design them from the rules provided in NBR 8.800 (ABNT, 2008), being such efforts conceived as: Traction, Compression and Bending, which will be present in parts that make the structure become a single element.

Thus, it is approached how to make the design to be the most economical and ensure that all components will be working well individually and so that the structure fulfills the role to which it was submitted.

It will then be given a dimensioning of parts initially arranged in a building and thus allocate the loads and combinations of loads that will be used for the dimensioning, checks obtaining results that will pass through analyses that will show important information within the dimensioning of buildings composed of steel.

KEYWORDS: Design. Loads. Requesting Efforts. Resistances. Structural Analysis. Buildings.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Elementos tracionados em estruturas.....	21
Figura 2 – Seção líquida de peças com furos: (a) furação reta; (b) furação em zigue-zague...	23
Figura 3 – Colunas de seção simples e de seção múltipla.....	28
Figura 4 – Flambagem local e flambagem lateral em vigas.....	37
Figura 5 – Diagrama da carga total da laje (<i>Qlajec</i>) em KN/m.....	46
Figura 6 – Diagrama da carga total da sobrecarga (<i>Qsabd</i>) em KN/m.....	46
Figura 7 – Diagrama de forças gerais (combinação I) em KN/m.....	47
Figura 8 – Diagrama de momento fletor (combinação I) em KN.cm.....	47
Figura 9 – Diagrama de esforço cortante (combinação I) em KN.....	47
Figura 10 – Diagrama da carga total da laje (<i>Qlajec</i>) em KN/m.....	52
Figura 11 – Diagrama da carga total da sobrecarga (<i>Qsabd</i>) em KN/m.....	52
Figura 12 – Diagrama de forças gerais (combinação I) em KN/m.....	53
Figura 13 – Diagrama de momento fletor (combinação I) em KN.cm.....	53
Figura 14 – Diagrama de esforço cortante (combinação I) em KN.....	54

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Deslocamentos máximos.....	43
---------------------------------------	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m	20
Tabela 2 - Dimensões máximas de furos para parafusos e barras redondas rosqueadas.....	24
Tabela 3 – Distância mínima do centro de um furo-padrão à borda. ^{a)}	26
Tabela 4- Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados.	30
Tabela 5 - Valor de χ em função do índice de esbeltez λ_0	31
Tabela 6- Valores de $(b/t)_{lim}$	33
Tabela 7 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente.....	41
Tabela 8 – Parâmetros referentes a viga W410x38,8	45
Tabela 9 – Possíveis combinações de carregamentos	46
Tabela 10 – Parâmetros referentes a viga W360x32,9	51
Tabela 11 – Possíveis combinações de carregamentos	52
Tabela 12 – Valores do dimensionamento da viga posição 17 – Perfil W410x38,8.....	65
Tabela 13 – Valores do dimensionamento da viga posição 20 – Perfil W360x32,9.....	66
Tabela 14 – Valores do dimensionamento da viga posição 17 – Perfil W460x82.....	66

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	13
1.1 CONTEXTO HISTÓRICO.....	13
1.1.1 O Aço.....	13
1.1.2 Estruturas de Aço.....	14
1.2 JUSTIFICATIVA.....	14
1.3 OBJETIVOS.....	15
1.3.1 Objetivo Geral.....	15
1.3.2 Objetivos Específicos.....	15
1.4 METODOLOGIA.....	16
1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	16
2 EMBASAMENTO TEÓRICO.....	17
2.1 TIPOS DE AÇOS ESTRUTURAIS.....	17
2.2 PROPRIEDADES DOS AÇOS.....	18
2.2.1 Constantes Físicas do Aço.....	18
2.2.2 Produtos Siderúrgicos Estruturais.....	19
2.3 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	19
2.3.1 Tração.....	20
2.3.1.1 Força axial resistente de cálculo.....	21
2.3.1.2 Área líquida efetiva.....	22
2.3.1.3 Área líquida.....	22
2.3.1.4 Verificações de dimensionamento.....	23
2.3.1.4.1 <i>Pressão de contato em furos.....</i>	<i>24</i>
2.3.1.4.2 <i>Espaçamento mínimo entre furos.....</i>	<i>25</i>
2.3.1.4.3 <i>Espaçamento máximo entre parafusos.....</i>	<i>25</i>
2.3.1.4.4 <i>Distância mínima de um furo às bordas.....</i>	<i>25</i>
2.3.1.4.5 <i>Cisalhamento.....</i>	<i>26</i>
2.3.2 Compressão.....	27
2.3.2.1 Força axial resistente de cálculo.....	28
2.3.2.2 Fator de redução χ	29
2.3.2.3 Fator de redução Q.....	32
2.3.3 Flexão.....	36
3 DIMENSIONAMENTO.....	45

3.1	VIGA W410X38,8	45
3.2	VIGA W360X32,9	51
3.3	REDIMENSIONAMENTO DA VIGA NA POSIÇÃO 17	59
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	65
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	67
	REFERÊNCIAS	68
	ANEXO A – Deslocamentos elásticos em vigas	69
	ANEXO B – Anexo normativo H da NBR 8800 (ABNT, 2008).....	71
	ANEXO C – Tabela de perfis Gerdau Açominas	75
	ANEXO D – Planta de fôrmas do Edifício Modelo	79
	ANEXO E – Detalhe das Vigas do Dimensionamento	81

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO HISTÓRICO

A história em que se baseia o avanço da humanidade se dá em diversas épocas e dentre elas ocorreram muitas descobertas que culminaram para o desenvolvimento de técnicas que de certa forma vieram a trazer melhorias para o dia a dia das pessoas, e em muitas dessas descobertas, a engenharia tem sua contribuição nos provando que necessitamos dela para o progresso contínuo.

Ao buscar na história relatos que denominam a idade do uso do ferro pelos seres humanos, encontramos que a cerca de 2000 a.C civilizações já conheciam esse minério, mas somente por volta de 1500 a.C que faziam a exploração para a fabricação de instrumentos e a 1000 a.C que descobriram a técnica de fundição do ferro, tornando-se ainda mais útil na fabricação de ferramentas.

Ao longo dos anos que foram passando o uso do ferro se tornou cada vez maior dentre as civilizações que já conheciam o quão resistente ele era e que podiam moldá-lo através da técnica de fundição. Sendo assim, o ferro além de ser empregado nas ferramentas, podia agora ser um material usado nas edificações, uma vez que sendo tratado e trabalhado nas siderúrgicas, poderia garantir ainda uma melhor resistência, e assim temos breves históricos do primeiro material siderúrgico empregado na construção, o ferro fundido, que por volta de 1780 e 1820 foi usado para a construção de pontes em arco ou treliçadas, como exemplo a ponte de Coalbrookdale, na Inglaterra.

1.1.1 O Aço

O aço nos dias atuais tem grande relevância, pois com o crescimento de técnicas que o aperfeiçoaram, o seu uso passou a ser cada vez mais intuitivo para as edificações pois agrega características como alta resistência, peso próprio reduzido quando comparado ao concreto e ainda rapidez na execução de estruturas.

O inglês Henry Bessemer inventou em 1856, um forno que permitiu a produção do aço em larga escala e em 1864 os irmãos Martin desenvolveram outro tipo de de forno de maior capacidade, daí o aço rapidamente substituiu o ferro fundido na indústria da construção, com o processo de fabricação conhecido como Siemens-Martin e os laminadores de barras vieram por volta de 1880 (PFEIL & PFEIL, 2012).

O cenário nacional do aço, segundo Pfeil & Pfeil (2012, pg.03) a indústria siderúrgica foi implantada após a Segunda Guerra Mundial, com a construção da Usina Presidente Vargas da CSN – Companhia Siderúrgica Nacional, em Volta Redonda, no Estado do Rio de Janeiro.

Para consolidar o mercado, entraram em operação na década de 60 a Usiminas e a Cosipa, para a produção de chapas. A partir daí houve grandes expansões no setor siderúrgico com a criação da Açominas para a produção de perfis laminados série americana, sendo assim nos dias atuais o Brasil produz hoje cerca de 33 milhões de toneladas de aço (BELLEI, 2010).

1.1.2 Estruturas de Aço

Segundo Dias (1997, pg.13) estrutura é a parte ou o conjunto das partes de uma construção que se destina a resistir a cargas.

Com essa definição, podemos basear no real estudo das estruturas e como se dá o comportamento de tais, pois assim podemos dimensionar para que ela esteja sempre em equilíbrio e resistindo aos carregamentos que a ela forem solicitados.

As primeiras estruturas de aço foram disseminadas propriamente nos Estados Unidos, de início o aço foi usado para a construção de pontes, como a de Eads, sobre o Rio Mississipe, em Saint Louis, construída entre 1867 e 1875. Somente em 1885 que o aço foi aplicado na construção de edifícios, como o Home Insurance Building, um edifício de dez pavimentos em Chicago que ficou relatado como o primeiro edifício construído em estrutura de aço.

No Brasil as estruturas de aço ganharam espaço a partir de 1957, com a construção do Edifício Garagem América, com as peças todas produzidas pela FEM – Fábrica de Estruturas Metálicas que foi desativada em 1998, tal construção gerou um grande desenvolvimento das estruturas metálicas no Brasil, e um pioneiro nesse desenvolvimento foi Paulo Fragoso que acreditou no sucesso e implantou as primeiras grandes edificações de aço no Brasil. Daí em diante tivemos grandes construções utilizando o aço como material principal de estruturação das edificações, o que representa o grande avanço pelo qual temos nos dias de hoje.

1.2 JUSTIFICATIVA

Ao se buscar um novo meio de construção, que fosse rápido de ser executado e com qualidade no produto final, obteve-se através do aço uma forma de garantir que esse processo pudesse ser alcançado e assim agilizar cada vez mais a série construtiva. Uma vez que ao dimensionar uma estrutura proveniente do aço, as peças terão que ter um padrão de qualidade

e dimensional para que não ocorra problemas que irão acarretar em erros no momento da montagem dessas peças.

Baseando por meios construtivos já utilizados, vemos que as estruturas de aço obedecem um padrão de construção que segue com três atividades distintas: projeto de engenharia; projeto de fabricação e projeto de montagem (DIAS, 1997).

Para um sistema estrutural que terá funcionalidade, segurança e qualidade, devemos cumprir todas as etapas previstas em norma de uma forma correta e com um grau de precisão severo, garantindo assim desde a concepção estrutural até a montagem uma qualidade extrema. E para que isso possa ocorrer, o dimensionamento das peças que constituirão a estrutura, precisarão de um estudo prévio e que garantirá que todo o sistema ao ser finalizado possa trabalhar dentro das margens de segurança e que também seja uma forma econômica de se construir, o que trará ainda mais vantagens para aplicarmos esse tipo de modelo nas edificações.

Portanto, este irá abordar uma série de procedimentos que devem ser tomados para que se faça um bom dimensionamento de estruturas em aço, como também analisar os esforços provenientes das cargas aplicadas e então buscar soluções que irão mostrar o melhor meio para se construir, independente do padrão a ser adotado.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

Tem como objetivo apresentar as etapas do dimensionamento de uma estrutura composta por aço.

1.3.2 Objetivos Específicos

- a) Exposição do dimensionamento de peças de aço aos esforços solicitantes: Tração, Compressão e Flexão.
- b) Apresentar as etapas, desde o estudo dos esforços solicitantes, ao comparativo de resistências das peças.
- c) Aplicação do dimensionamento para vigas de um edifício de médio porte em aço, de acordo com a NBR 8800.

1.4 METODOLOGIA

A metodologia a ser utilizada, consiste em analisar o comportamento de peças estruturais compostas de aço e aplicar os conceitos e normas que regem o dimensionamento das mesmas para o uso em estruturas de edifícios, baseando-se nas regras que estão expostas na NBR 8800 (ABNT, 2008).

Além disso, buscar ampliar o estudo com o dimensionamento de um edifício de médio porte para a real situação de uso, conforme foram especificadas as peças dimensionadas.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho prescrito aqui compõe-se por cinco capítulos. O capítulo 1 descreve um breve histórico mundial e nacional sobre o aço e como ele é usado para aplicação na construção de estruturas que fazem o uso do mesmo, juntamente neste capítulo temos a apresentação de justificativas e objetivos que culminaram no momento do desenvolvimento do trabalho como um todo e serviram de alicerce para que se fizesse o estudo do tema.

O capítulo 2 apresenta o embasamento teórico, onde tratará de todas as premissas para o desenvolvimento do dimensionamento estrutural, assim como as regras e normas básicas da NBR 8800 (ABNT, 2008).

O capítulo 3, o dimensionamento de vigas que compõem a estrutura do edifício modelo, sendo aplicados todos os conceitos explicitados no capítulo 2 e que servirão como preceitos para o apontamento de resultados posteriormente.

O capítulo 4 trata da apresentação e análise dos resultados obtidos com o dimensionamento estrutural feito anteriormente.

O capítulo 5 e último, explicita as considerações finais que obtivemos após a análise de resultados.

2 EMBASAMENTO TEÓRICO

2.1 TIPOS DE AÇOS ESTRUTURAIS

Os aços estruturais, são classificados segundo a sua composição química, em dois grupos: aços-carbono e aços de baixa liga.

- **Aços-Carbono:** Esse tipo de aço praticamente é o mais usado, pois o aumento de resistência em relação ao ferro puro é produzido pelo carbono e, em menor escala, pelo manganês. Os aços-carbonos possuem em sua composição alguns elementos químicos que são limitados como: carbono, silício, manganês, enxofre e fósforo, enquanto em função do teor de carbono, eles se distinguem em três classes: baixo carbono (0% a 0,29%), médio carbono (0,30% a 0,59%) e alto carbono (0,6% a 2,0%). Sendo assim quanto mais se aumenta o teor de carbono aplicado no aço, ele eleva a sua resistência, porém reduz a sua ductilidade (capacidade de se deformar), acarretando em problemas na soldagem.
- **Aços de Baixa Liga:** São aços-carbono como o citado anteriormente, porém acrescidos de elementos de liga (cobre, manganês, cromo, molibdênio, níquel, fósforo, vanádio, zircônio), que ajudarão na melhoria de algumas propriedades mecânicas. Estes elementos de liga fazem com que na fabricação do aço-carbono propriamente dito, haja uma modificação na microestrutura para grãos finos, o que leva-se a obtenção de resistência elevada e facilita o processo de soldagem.

Estes aços além de receberem elementos químicos que contribuem para sua resistência no processo de fabricação, ainda podem receber um tipo de tratamento térmico que aumenta ainda mais a sua resistência, mas que dificulta o processo de soldagem e por isso são usados com maior frequência, em parafusos de alta resistência e barras para protensão.

2.2 PROPRIEDADES DOS AÇOS

2.2.1 Constantes Físicas do Aço

Segundo Pfeil & Pfeil (2009, pg.16), o aço, em sua faixa normal de temperaturas atmosféricas detém tais características que podem ser aplicadas a todos os tipos de aços estruturais, sendo elas:

- Módulo de deformação longitudinal ou módulo de elasticidade $E = 200.000$ MPa
- Coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$
- Coeficiente de dilatação térmica $\beta = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Massa específica $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$

Dentre as propriedades do aço, podemos citar algumas que têm grande relevância em se conhecer.

- a) Ductilidade – Capacidade do material se deformar sob a ação de cargas.
- b) Fragilidade – Oposto da ductilidade. Alguns aços podem se tornar frágeis pela ação de agentes que irão diminuir a taxa de escoamento do material, fazendo com que eles se rompam de forma brusca, ou seja, sem aviso prévio.
- c) Resiliência e Tenacidade – São duas propriedades que devem ser analisadas juntas, uma vez que a resiliência trata da capacidade do material absorver energia mecânica em regime elástico e logo depois restituí-la e a tenacidade baseia na quantidade total de energia que o material é capaz de absorver em regime elástico e plástico, até a sua ruptura.
- d) Dureza – É denominada dureza, a resistência ao risco ou abrasão, sendo que na prática, se mede a resistência que um material oferece diante à penetração de uma peça de maior dureza.
- e) Efeito de Temperatura Elevada – Os aços tem um comportamento não muito agradável quando submetidos a temperaturas acima de 100°C , pois acima dessa temperatura, os limites de escoamento tendem a sofrer mudanças como a redução das resistências de escoamento f_y e ruptura f_u , além do módulo de elasticidade E .
- f) Fadiga – A característica da fadiga se dá pela ação de esforços repetidos em grande número, fazendo com que o material possa vir a ter ruptura em tensões

inferiores as obtidas em ensaios estáticos e geralmente são mais visíveis em pontos onde se tem concentrações de tensão.

- g) Corrosão – É um processo de reação do aço com alguns elementos presentes no ambiente e promove a perda de seção das peças de aço. Com conhecimento disso, alguns aços são protegidos contra a corrosão pelo uso de pinturas ou galvanização. O cobre é responsável por aumentar a resistência do aço à corrosão, uma vez que aplicado na composição do aço, a peça ao ser exposta a ação de agentes do ambiente, cria-se uma película (pátina) produzida pela própria corrosão e que se torna uma barreira reduzindo a evolução do processo.

2.2.2 Produtos Siderúrgicos Estruturais

Atualmente no cenário da fabricação do aço temos um processo bastante comum que são as indústrias siderúrgicas produzindo esse material em grande escala e sob diversas formas: barras, perfis laminados, chapas, fios trefilados, cabos e cordoalhas, que fazem parte de uma gama de produtos usados na construção civil. Os perfis estruturais podem ainda ser fabricados por dobramento de chapas e por associação de chapas através de solda (PFEIL & PFEIL, 2012).

Analisando as subcategorias destes produtos advindos do aço, temos exemplos de produtos laminados, as barras, as chapas (finas e grossas), perfis laminados, trilhos, tubos, são estes que saem da siderúrgica com especificações coerentes com o projeto estrutural e que vão fazer parte e intervir diretamente na estrutura. Existem ainda os fios, cordoalhas e cabos que são produzidos por trefilação e geralmente são submetidos a cabos de protensão de estruturas. Partindo para um horizonte um pouco mais antigo porém ainda é muito usual, existem ainda os perfis de chapa dobrada e perfis soldados, que são respectivamente dobradas a frio com aços dúcteis e, soldados pela associação de chapas ou perfis laminados simples, no último caso com a soldagem das peças, pode-se obter diferentes características geométricas e dimensões que não são encontradas em catálogos (PFEIL & PFEIL, 2012).

2.3 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

O dimensionamento de estruturas de aço é regido pela ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, e para tal dimensionamento devemos segui-la. Assim levando em consideração na prática, o cálculo dos esforços presentes na estrutura são todos baseados no Estado-Limite Último (ELU). Então

inicialmente para efeito de cálculo, temos os seguintes valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m .

Tabela 1 - Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m

Combinações	Aço estrutural ^a		Concreto γ_c	Aço das armaduras γ_s
	γ_a			
	Escoamento, flambagem e instabilidade γ_{a1}	Ruptura γ_{a2}		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,10	1,15	1,20	1,00

^a Inclui o aço de fôrma incorporada, usada nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

2.3.1 Tração

Denominam-se peças tracionadas as peças sujeitas a solicitações de tração axial, ou tração simples (Pfeil & Pfeil, 2009, pg. 47). Sendo que essas peças podem ser empregadas nas edificações em diversas maneiras, tais como, figura 05:

- Tirantes ou pendurais;
- Contraventamentos de torres;
- Travejamento de vigas ou colunas;
- Tirantes de vigas armadas;
- Barras tracionadas de treliças.

Esta subseção aplica-se a barras prismáticas submetidas à força axial de tração, incluindo barras ligadas por pinos e barras redondas com extremidades rosqueadas (ABNT, 2008, pg 37).

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), para o dimensionamento axial de tração deve ser atendida a condição explicitada na equação (1):

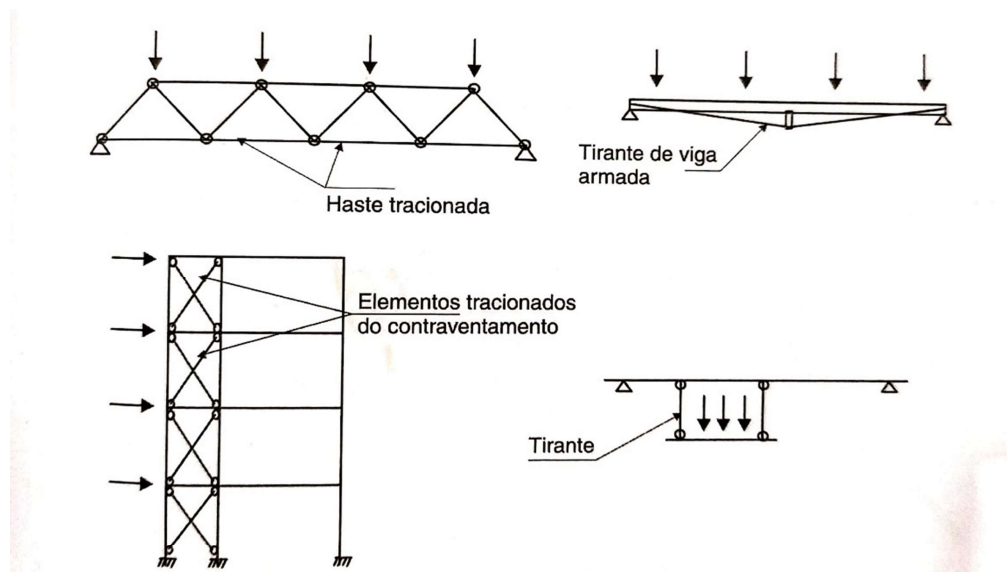
$$N_{t, Sd} \leq N_{t, Rd} \quad (1)$$

Onde:

- $N_{t, Sd}$ é a força axial de tração solicitante de cálculo;
- $N_{t, Rd}$ é a força axial de tração resistente de cálculo.

E ainda deve-se atentar para as considerações feitas pela norma quanto à limitação da esbeltez.

Figura 1 - Elementos tracionados em estruturas.



Fonte: PFEIL, 2009

2.3.1.1 Força axial resistente de cálculo

A força axial de tração resistente de cálculo, $N_{t, Rd}$, estabelecida pela norma para ser usada no dimensionamento deve ser o menor dos valores obtidos conforme os estados-limites últimos de escoamento para a seção bruta e ruptura da seção líquida, explicitados em (2) e (3) (ABNT, 2008).

- a) Para escoamento da seção bruta, (2)

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2)$$

- b) Para ruptura da seção líquida, (3)

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (3)$$

Onde:

- A_g é a área bruta da seção transversal da barra;
- A_e é a área líquida efetiva da seção transversal da barra, determinada a partir da equação (4);
- f_y é a resistência ao escoamento do aço;
- f_u é a resistência à ruptura do aço;
- γ_{a1} refere-se ao coeficiente de ponderação de resistência para escoamento segundo tabela 1;
- γ_{a2} refere-se ao coeficiente de ponderação de resistência para ruptura segundo tabela 1.

2.3.1.2 Área líquida efetiva

Uma peça quando se encontra ligada por todos os segmentos do perfil, adotamos a área bruta para o cálculo da força resistente de cálculo, porém quando isso não ocorre somos submetidos a encontrar a área efetiva da peça, ou seja, a área que irá contribuir para a resistência de cálculo da peça em questão e por isso temos que a área efetiva é dada pela equação (4).

$$A_e = C_t A_n \quad (4)$$

Onde:

- A_n é a área líquida da barra, determinada conforme equação (5), se atender o caso da alínea (b) da seção 2.4.1.3 ou a alínea (a) da seção 2.4.1.3.
- C_t é um coeficiente de redução da área líquida, adota-se o valor de 1,0 para a força de tração que é transmitida diretamente para cada um dos elementos da seção transversal da barra, por soldas ou parafusos.

2.3.1.3 Área líquida

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) em casos de peças com regiões que contém furos, feitos para a ligação ou para qualquer outra finalidade, o cálculo da área líquida se dará pela soma dos produtos da espessura pela largura líquida de cada elemento, como exemplificado pela figura 02:

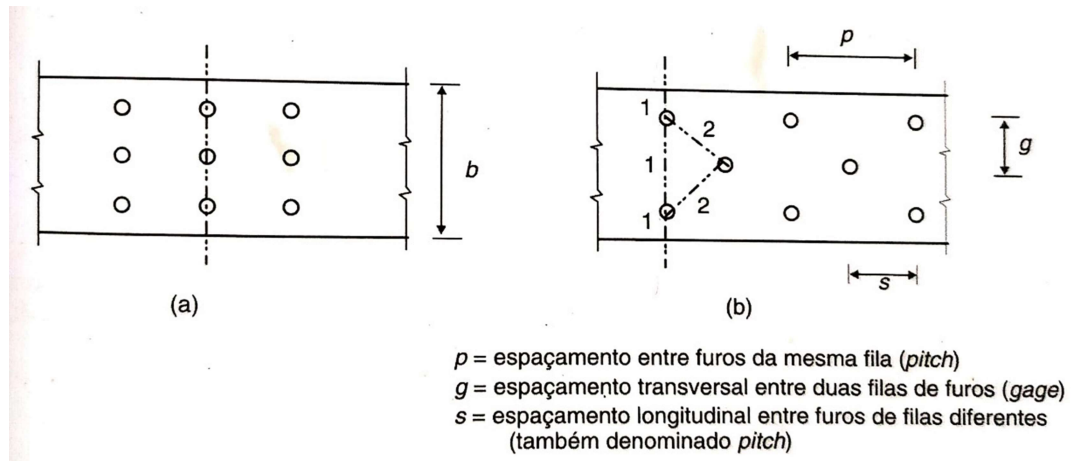
- a) Em ligações parafusadas, a largura dos furos devem ser considerada 2,0 mm maior que a dimensão máxima desses furos, conforme definida na Tabela 2, perpendicular à direção da força aplicada ou caso se possa garantir que o furo será executado com broca, então pode-se usar a largura igual à dimensão máxima (ABNT, 2008).
- b) Sendo uma série de furos distribuídos transversalmente ao eixo da barra seja diagonal ou ziguezague, o cálculo da área líquida será feita conforme a equação (5).

$$A_n = [b + \sum \frac{s^2}{4g} - \sum (d + 0,35)]t \quad (5)$$

Onde:

- b é a largura da barra em centímetros;
- s é o espaçamento longitudinal entre os furos em centímetros;
- g é o espaçamento transversal (gabarito) entre os furos em centímetros;
- d é o diâmetro do parafuso que fará a ligação do furo em centímetros;
- t é a espessura da barra em centímetros.

Figura 2 – Seção líquida de peças com furos: (a) furação reta; (b) furação em zigue-zague



Fonte: PFEIL, 2009

2.3.1.4 Verificações de dimensionamento

Existem algumas verificações para que o dimensionamento ocorra de forma ideal, ou seja, que não tragam problemas que irão acarretar em falhas na estrutura e portanto devemos

nos atentarmos para tais processos que darão sustentação ao bom dimensionamento estrutural das peças, são eles:

Tabela 2 - Dimensões máximas de furos para parafusos e barras redondas rosqueadas.

	Diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada d_b	Diâmetro do furo-padrão	Diâmetro do furo alargado	Dimensões do furo pouco alongado	Dimensões do furo muito alongado
Dimensões em milímetros	≤ 24	$d_b + 1,5$	$d_b + 5$	$(d_b + 1,5) \times (d_b + 6)$	$(d_b + 1,5) \times (2,5d_b)$
	27	28,5	33	28,5 x 35	28,5 x 67,5
	≥ 30	$d_b + 1,5$	$d_b + 8$	$(d_b + 1,5) \times (d_b + 9,5)$	$(d_b + 1,5) \times 2,5d_b$
Dimensões em polegadas	$\leq 7 / 8$	$d_b + 1 / 16$	$d_b + 3 / 16$	$(d_b + 1/16) \times (d_b + 1/4)$	$(d_b + 1/16) \times 2,5d_b$
	1	11 / 16	11 / 4	11/16 + 15/16	11/16 + 2 1/2
	$\geq 11 / 8$	$d_b + 5/16$	$d_b + 5 / 16$	$(d_b + 1/16) \times (d_b + 3/8)$	$(d_b + 1/16) \times 2,5d_b$

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

2.3.1.4.1 Pressão de contato em furos

Conforme indica a NBR 8800 (ABNT, 2008, pg. 77), “a força resistente de cálculo à pressão de contato na parede de um furo, já levando em conta o rasgamento entre dois furos consecutivos ou entre um furo extremo e a borda é dada pela seguinte equação” (6), que habitualmente é usada quando a deformação no furo para forças de serviço for uma limitação de projeto:

$$F_{C,Rd} = \frac{1,2 l_f t f_u}{\gamma_{a2}} \leq \frac{2,4 d_b t f_u}{\gamma_{a2}} \quad (6)$$

Onde:

- l_f é a distância, na direção da força, entre a borda do furo e a borda do furo adjacente ou a borda livre;
- d_b é o diâmetro do parafuso;
- t é a espessura da parte ligada;
- f_u é a resistência à ruptura do aço da parede do furo.

Além de tais verificações, ainda devemos nos atentarmos para os espaçamentos mínimos e máximos para que o dimensionamento ocorra como o prescrito na norma:

2.3.1.4.2 *Espaçamento mínimo entre furos*

De acordo com o prescrito na NBR 8800 (ABNT, 2008), a distância mínima entre os centros de furos-padrão, alargados ou alongados, não devem ser inferiores a $2,7 d_b$, e ainda assim diz que de preferência, se adote o valor de $3 d_b$, onde o d_b representa o diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada. Sendo de objeto de análise também, a distância livre entre a borda de dois furos consecutivos não pode ser inferior ao diâmetro do parafuso (d_b).

2.3.1.4.3 *Espaçamento máximo entre parafusos*

Determinamos o espaçamento máximo entre os parafusos que fazem a ligação de uma chapa a um perfil ou outra chapa da seguinte forma:

- a) “Para elementos pintados ou não sujeitos a corrosão, o espaçamento máximo não deverá ser maior que 24 vezes a espessura da parte ligada menos espessa, nem 300 mm” (ABNT, 2008, pg. 84), sendo assim devemos adotar o menor valor obtido através dessa regra.
- b) Em elementos que estão sujeitos à corrosão, mesmo que resistentes ao ataque corrosivo, não pintados, o espaçamento deverá ser menor que 14 vezes a espessura da parte ligada menos espessa, nem 180 mm, sendo válido o menor valor dentre os dois apresentados (ABNT, 2008).

2.3.1.4.4 *Distância mínima de um furo às bordas*

Usamos como base para furos-padrão, o valor especificado na tabela 3, onde os valores explicitados nela devem ser os limites para o espaçamento mínimo entre os furos, ou seja, a distância do centro de um furo-padrão a qualquer borda de uma parte ligada não poderá ser inferior ao valor indicado na tabela, sendo que d_b é o diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada (ABNT, 2008).

Tabela 3 – Distância mínima do centro de um furo-padrão à borda. ^{a)}

Diâmetro d_b		Borda cortada com serra ou tesoura mm	Borda laminada ou cortada a maçarico ^{b)} mm
pol	mm		
1/2		22	19
5/8	16	29	22
3/4		32	26
	20	35	27
7/8	22	38 ^{c)}	29
	24	42	31
1		44	32
1 1/8	27	50	38
	30	53	39
1 1/4		57	42
	36	64	46
> 1 1/4	> 36	1,75 d_b	1,25 d_b

^{a)} São permitidas distâncias inferiores às desta Tabela, desde que a equação (6) seja satisfeita.

^{b)} Nesta coluna, as distâncias podem ser reduzidas de 3 mm, quando o furo está em um ponto onde a força solicitante de cálculo não exceda 25 % da força resistente de cálculo.

^{c)} Nas extremidades de cantoneiras de ligação de vigas e de chapas de extremidade para ligações flexíveis, esta distância pode ser igual a 32 mm.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

2.3.1.4.5 Cisalhamento

Seguindo a determinação da força de cisalhamento resistente de cálculo de um parafuso ou barra redonda rosqueada é, por plano de corte, diante da NBR 8800 (ABNT, 2008):

- a) Quando o plano de corte passa pela rosca do parafuso ou da barra rosqueada, temos a seguinte equação (7):

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad (7)$$

- b) Quando o plano de corte não passa pela rosca do parafuso ou barra rosqueada, temos a seguinte equação (8):

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5A_b F_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad (8)$$

Uma vez que F_{ub} , é a resistência a ruptura do material do parafuso ou barra redonda rosqueada à tração, especificada conforme o Anexo A da NBR 8800 (ABNT, 2008).

E A_b é a área bruta, de acordo com o diâmetro do parafuso ou barra rosqueada, d_b , conforme a equação (9):

$$A_b = \frac{\pi d_b^2}{4} \quad (9)$$

Sendo assim, a força resistente de cálculo da peça que está sendo dimensionada, será o menor valor dentre as forças calculadas para resistir ao esforço.

2.3.2 Compressão

Conforme Pfeil & Pfeil, (2009, pg. 119) as peças comprimidas são definidas como o inverso do que se tem nas peças tracionadas, ou seja, enquanto o esforço de tração tende a reduzir o efeito de curvatura, a compressão, acentua esse processo fazendo com que os deslocamentos gerados verticalmente produzam um processo conhecido como flambagem por flexão, efeito tal que reduz a capacidade de carga da peça em relação as peças tracionadas, tendo ainda mais um tipo de flambagem conhecida como flambagem local, que se caracteriza por uma instabilidade e deslocamentos transversais à chapa, formando ondulações, veremos segundo a figura 03.

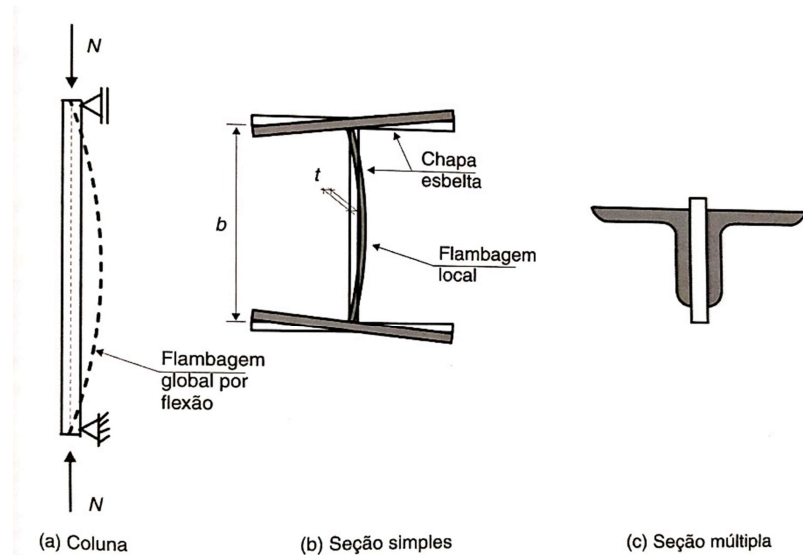
Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), o dimensionamento de barras prismáticas submetidas à força axial de compressão devem atender a condição da equação (10):

$$N_{c, Sd} \leq N_{c, Rd} \quad (10)$$

Onde:

- $N_{c,Sd}$ é a força axial de compressão solitante de cálculo;
- $N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo, determinada pela equação (11).

Figura 3 – Colunas de seção simples e de seção múltipla



Fonte: PFEIL, 2009

Para tal, ainda devem ser levadas em consideração, as condições de limite de esbeltez, que diz que “o índice de esbeltez das barras comprimidas, sendo a maior relação entre o produto de KL e o raio de giração correspondente r , (KL/r), onde K é o coeficiente de flambagem fornecido pela Tabela 4, e L é o comprimento destravado, não sendo o resultado superior a 200” NBR 8800 (ABNT, 2008, pg. 46)

2.3.2.1 Força axial resistente de cálculo

A determinação da força axial de compressão resistente de cálculo, de acordo com os estados-limites últimos, é definida pela expressão (11):

$$N_{c,Rd} = \left(\frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \right) \quad (11)$$

Onde:

- χ é o fator de redução associado à resistência à compressão segundo item 2.4.2.2;

- Q é o fator de redução total associado à flambagem local, cujo valor é obtido conforme 2.4.2.3;
- A_g é a área bruta da seção transversal da barra.

2.3.2.2 Fator de redução χ

O fator de redução χ pode ser obtido pelas seguintes expressões (12) e (13) NBR 8800 (ABNT, 2008):

- Para $\lambda_0 \leq 1,5$:

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} \quad (12)$$

- Para $\lambda_0 > 1,5$:

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (13)$$

Onde o λ_0 é o índice de esbeltez reduzido, como apresentado na equação (14).

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{QA_g f_y}{N_e}} \quad (14)$$

Onde:

- N_e é a força axial de flambagem elástica, obtida conforme o Anexo E da NBR 8800 (ABNT, 2008).

Os valores de λ_0 foram definidos segundo Pfeil & Pfeil (2009, pg.123), para os aços de uso corrente, como definido em (15) e (16):

- MR250:

$$\lambda_0 = 0,0113 \left(\frac{KL}{r} \right) \quad (15)$$

-
-

Tabela 5 - Valor de χ em função do índice de esbeltez λ_0 .

λ_0	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	λ_0
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,998	0,997	0,997	0,0
0,1	0,996	0,995	0,994	0,993	0,992	0,991	0,989	0,988	0,987	0,985	0,1
0,2	0,983	0,982	0,980	0,978	0,976	0,974	0,972	0,970	0,968	0,965	0,2
0,3	0,963	0,961	0,958	0,955	0,953	0,950	0,947	0,944	0,941	0,938	0,3
0,4	0,935	0,932	0,929	0,926	0,922	0,919	0,915	0,912	0,908	0,904	0,4
0,5	0,901	0,897	0,893	0,889	0,885	0,881	0,877	0,873	0,869	0,864	0,5
0,6	0,860	0,856	0,851	0,847	0,842	0,838	0,833	0,829	0,824	0,819	0,6
0,7	0,815	0,810	0,805	0,800	0,795	0,790	0,785	0,780	0,775	0,770	0,7
0,8	0,765	0,760	0,755	0,750	0,744	0,739	0,734	0,728	0,723	0,718	0,8
0,9	0,712	0,707	0,702	0,696	0,691	0,685	0,680	0,674	0,669	0,664	0,9
1,0	0,658	0,652	0,647	0,641	0,636	0,630	0,625	0,619	0,614	0,608	1,0
1,1	0,603	0,597	0,592	0,586	0,580	0,575	0,569	0,564	0,558	0,553	1,1
1,2	0,547	0,542	0,536	0,531	0,525	0,520	0,515	0,509	0,504	0,498	1,2
1,3	0,493	0,488	0,482	0,477	0,472	0,466	0,461	0,456	0,451	0,445	1,3
1,4	0,440	0,435	0,430	0,425	0,420	0,415	0,410	0,405	0,400	0,395	1,4
1,5	0,390	0,385	0,380	0,375	0,370	0,365	0,360	0,356	0,351	0,347	1,5
1,6	0,343	0,338	0,334	0,330	0,326	0,322	0,318	0,314	0,311	0,307	1,6
1,7	0,303	0,300	0,296	0,293	0,290	0,286	0,283	0,280	0,277	0,274	1,7
1,8	0,271	0,268	0,265	0,262	0,259	0,256	0,253	0,251	0,248	0,246	1,8
1,9	0,243	0,240	0,238	0,235	0,233	0,231	0,228	0,226	0,224	0,221	1,9
2,0	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211	0,209	0,207	0,205	0,203	0,201	2,0
2,1	0,199	0,197	0,195	0,193	0,192	0,190	0,188	0,186	0,185	0,183	2,1
2,2	0,181	0,180	0,178	0,176	0,175	0,173	0,172	0,170	0,169	0,167	2,2
2,3	0,166	0,164	0,163	0,162	0,160	0,159	0,157	0,156	0,155	0,154	2,3
2,4	0,152	0,151	0,150	0,149	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,141	2,4
2,5	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131	2,5
2,6	0,130	0,129	0,128	0,127	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122	0,121	2,6
2,7	0,120	0,119	0,119	0,118	0,117	0,116	0,115	0,114	0,113	0,113	2,7
2,8	0,112	0,111	0,110	0,110	0,109	0,108	0,107	0,106	0,106	0,105	2,8
2,9	0,104	0,104	0,103	0,102	0,101	0,101	0,100	0,099	0,099	0,098	2,9
3,0	0,097	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,0

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

2.3.2.3 Fator de redução Q

Por definição da NBR 8800 (ABNT, 2008), temos que o fator de redução total associado à flambagem local é dado pela equação (17):

$$Q = Q_s Q_a \quad (17)$$

Uma vez que as barras que estão submetidas à compressão, nas quais os elementos componentes da seção transversal possuem relações entre largura e espessura (b/t) não superiores ao $(b/t)_{lim}$ dados na Tabela 6, o valor de Q é igual a 1,00. Porém caso essa relação seja maior que o valor de $(b/t)_{lim}$, então Q é diferente de 1,00 e assim devemos calcular o Q_s (elementos AL) e o Q_a (elementos AA) para que saiba o valor real do fator de redução Q .

Para isso temos definidas as seguintes equações (18) e (19):

- a) Se a seção possuir apenas elementos AL (apenas uma borda longitudinal vinculada), temos que:

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

- b) Se a seção possuir apenas elementos AA (duas bordas longitudinais vinculadas), temos que:

$$Q = Q_a \quad (19)$$

No caso da relação (b/t) tanto dos elementos AL quanto dos elementos AA forem maiores que a relação limite, devemos analisar os valores através das fórmulas (20) a (28) para elementos AL, conforme o caso, e através da fórmula (29) para elementos AA.

Para definirmos o valor real de Q_s , temos que:

Tabela 6- Valores de $(b/t)_{lim}$

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicações de b e t	$(b/t)_{lim}$
		— Mesas ou almas de seções tubulares retangulares;		
AA	1	— Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas.		$1,40 \sqrt{\frac{E}{fy}}$
AA	2	— Almas de seções I, H ou U; — Mesas ou almas de seção-caixão; — Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1.		$1,49 \sqrt{\frac{E}{fy}}$
AL	3	— Abas ou cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travamento.		$0,45 \sqrt{\frac{E}{fy}}$
AL	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.		$0,56 \sqrt{\frac{E}{fy}}$
AL	5	— Mesas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas.		$0,64 \sqrt{\frac{E}{fy/k_c}}$
AL	6	— Almas de seções T.		$0,75 \sqrt{\frac{E}{fy}}$

^a O coeficiente K_c é dado na equação (26).

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

a) Elementos do Grupo 3 da Tabela 6:

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

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

Onde:

- E é o módulo de elasticidade.

b) Elementos do Grupo 4 da Tabela 6:

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

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

c) Elementos do Grupo 5 da Tabela 6:

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

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

Onde, k_c é dado pela equação (26):

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

d) Elementos do Grupo 6 da Tabela 6:

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

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

Para a definição do Q_a , que se refere aos elementos AA, temos o explicitado em (29):

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

Onde:

- A_g é a área bruta da seção;
- A_{ef} é a área efetiva da seção transversal e é definida segundo a equação (30):

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

Sendo que, b e t , são, respectivamente a largura e a espessura do elemento comprimido AA, segundo a Tabela 6 e b_{ef} , é a largura efetiva de um elemento comprimido e é calculado de acordo com a expressão (31).

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

Onde, temos c_a que é um coeficiente, igual a 0,38 para mesas ou almas de seções tubulares retangulares e 0,34 para todos os outros elementos e que σ é a tensão que pode atuar no elemento analisado, que geralmente quando se deseja obter o Q com valor igual a 1,00, o valor de σ opcionalmente pode ser adotado como em (32):

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

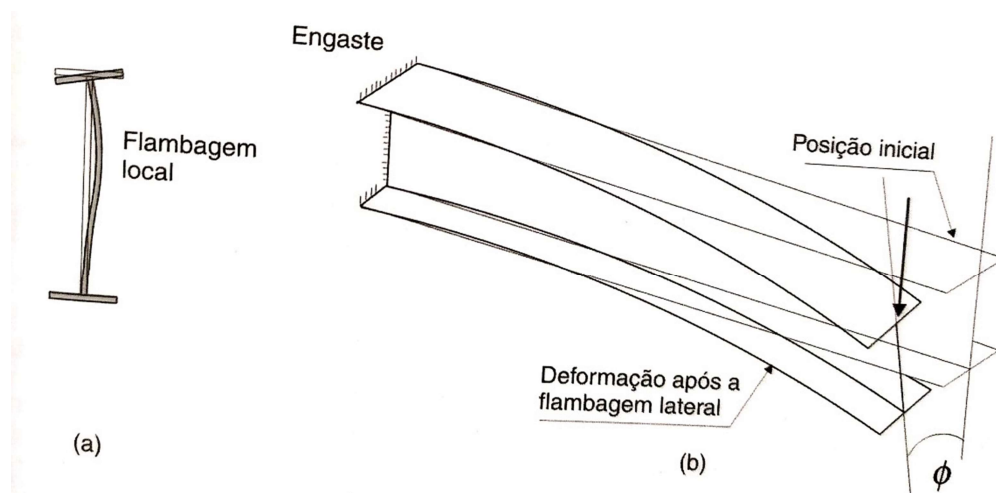
2.3.3 Flexão

Para esforços de flexão, a NBR 8800 (ABNT, 2008) diz que para o dimensionamento de barras prismáticas submetidas a momento fletor e força cortante, devemos nos atentarmos para as seguintes condições:

- Seções I e H com dois eixos de simetria, fletidas em relação a um desses eixos;
- Seções I e H com apenas um eixo de simetria, situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma;
- Seções T fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma;
- Seções constituídas por duas cantoneiras em forma de T, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao eixo de simetria;
- Seções U fletidas em relação a um dos eixos centrais de inércia;
- Seções-caixão e tubulares retangulares com dois eixos de simetria fletidas em relação a um desses eixos;
- Seções sólidas circulares ou retangulares fletidas em relação a um dos eixos centrais de inércia;
- Seções tubulares circulares fletidas e, relação a qualquer eixo que passe pelo centro geométrico.

Segundo Pfeil & Pfeil (2009. pg. 153) para vigas a resistência a flexão pode ser afetada pela flambagem local e pela flambagem lateral. Sendo que a flambagem local gera a perda de estabilidade das chapas comprimidas componentes do perfil, reduzindo o seu momento resistente da seção e a flambagem lateral faz com que a viga perca seu equilíbrio no plano de flexão e apresenta deslocamentos laterais e rotações provenientes da torção, conforme vemos na figura 04.

Figura 4 – Flambagem local e flambagem lateral em vigas



Fonte: PFEIL, 2009

Quando dimensionamos as peças submetidas a momento fletor e força cortante, as condições previstas nas equações (33) e (34) devem ser atendidas:

$$M_{sd} \leq M_{rd} \quad (33)$$

$$V_{sd} \leq V_{rd} \quad (34)$$

Onde:

- M_{sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;
- V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo;
- M_{rd} é o momento fletor resistente de cálculo, determinado a partir da equação (41);
- V_{rd} é a força cortante resistente de cálculo, determinada a partir das definições a seguir.

Para seções I, H e U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma, a força cortante resistente de cálculo, V_{rd} , é dada conforme (35), (36) ou (37):

- $\lambda \leq \lambda_p$ (seção compacta):

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (35)$$

- $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ (seção semi compacta):

$$V_{rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (36)$$

- $\lambda > \lambda_p$ (seção esbelta):

$$V_{rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (37)$$

Diante que o valor de cortante plástico, é dado como a equação (38):

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y \quad (38)$$

Nessa equação, A_w é a área efetiva de cisalhamento, que deve ser tomada igual a (39):

$$A_w = d t_w \quad (39)$$

Onde:

- d é a altura total da seção transversal;
- t_w é a espessura da alma.

Definindo o parâmetro de esbeltez λ segundo (40), (41) e (42):

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} \quad (40)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (41)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (42)$$

Onde:

- V_{pl} é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento;
- k_v é considerado como sendo um valor igual a 5,0 para almas sem enrijecedores transversais;
- h é a altura da alma, tomada igual à distância entre as faces internas das mesas nos perfis soldados e igual a esse valor menos os dos raios de concordância entre a mesa e alma nos perfis laminados;
- λ_p é o parâmetro de esbeltez de plastificação;
- λ_r é o parâmetro de esbeltez de ruptura.

É necessário que se faça a verificação quanto ao deslocamento vertical indicada nas tabelas inseridas no Anexo A.

Para vigas de alma não-esbelta constituídas de seções I, H, U, caixão e tubulares retangulares, cujas almas tem parâmetros de esbeltez, λ , inferior ou igual a λ_r (λ e λ_r são definidos na Tabela 7 para o estado limite de flambagem local da alma – FLA).

Para os tipos de seções e eixos de flexão indicados na Tabela 7, para o estado limite de flambagem lateral por torção (FLT) o momento fletor resistente de cálculo é dado pelas seguintes condições, equações (43), (44) e (45):

a) $\lambda \leq \lambda_p$:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (43)$$

b) $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$M_{rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (44)$$

c) $\lambda > \lambda_r$:

$$M_{rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (45)$$

Para os tipos de seções e eixos de flexão indicados na Tabela 7, para o estado limite de flambagem local da mesa (FLM) e flambagem local da alma (FLA) o momento fletor resistente de cálculo é dado pelas seguintes condições, equações (46), (47), (48) e (49):

a) $\lambda \leq \lambda_p$:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (46)$$

b) $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$M_{rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (47)$$

c) $\lambda > \lambda_r$:

$$M_{rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \quad (48)$$

Para o momento fletor de plastificação temos:

$$M_{pl} = Z f_y \quad (49)$$

Onde:

- M_{pl} é o momento fletor plástico;
- M_{cr} é o momento fletor crítico;
- C_b é o fator de modificação para o diagrama de momento fletor não-uniforme cujo valor é 1,00;
- Z é o módulo de resistência plástico

Tabela 7 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente

(continua)

Tipos de seção e eixo de flexão	Estados limites aplicáveis	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_r
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver nota 5	Ver nota 1	$\frac{L_b}{r}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 1
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver nota 5	Ver nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo B) ²	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com apenas um eixo de simetria situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia (Ver nota 9)	FLT	$(f_y - \sigma_r)W_c$ $\leq f_y W_t$ Ver nota 5	Ver nota 2	$\frac{L_b}{r_{yc}}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 2
Seções I e H com apenas um eixo de simetria situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia (Ver nota 9)	FLM	$(f_y - \sigma_r)W_c$ Ver nota 5	Ver nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo B) ²	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{h_c \sqrt{\frac{E}{f_y}}}{(0,54 \frac{M_{pl}}{M_r} - 0)}$ $\leq \lambda_r$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

Tabela 7- Parâmetros referentes ao momento fletor resistente

Tipos de seção e eixo de flexão	Estados limites aplicáveis	M_r	M_{cr}	λ	(conclusão)	
					λ_p	λ_p
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia	FLM Ver nota 3	$(f_y - \sigma_r)W$	Ver nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 6
	FLA Ver nota 3	$f_y W_{ef}$ Ver nota 4	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver nota 4	$\frac{h_c}{t_w}$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções sólidas retangulares fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$f_y W$	$\frac{2,00 C_b E}{\lambda} \sqrt{JA}$	$\frac{Lb}{r_y}$	$\frac{0,13 E}{M_{pl}} \sqrt{JA}$	$\frac{2,00 E}{M_r} \sqrt{JA}$

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

Onde:

r_{yc} é o raio de giração da seção T formada pela mesa comprimida e a parte comprimida da alma anexo, em regime elástico, em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma;

r_y é o raio de giração da seção em relação ao eixo principal de inércia perpendicular ao eixo de flexão;

J é a constante de torção da seção transversal;

W_t é o módulo de resistência elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo de flexão;

W é o módulo de resistência elástico mínimo da seção, relativo ao eixo de flexão;

W_c é o módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão;

h_c é duas vezes a distância do centro geométrico da seção transversal à face interna da mesa comprimida;

Lb é a distância entre duas seções contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado).

A NBR 8800 (ABNT, 2008), prevê uma taxa de deslocamentos máximos ($\Delta_{m\acute{a}x}$) conforme a situação requerida na construção, e que tais taxas podem ser calculadas de acordo com as equações presentes no Quadro 1, a seguir:

Quadro 1 - Deslocamentos máximos

(continua)

Descrição	δ^a
Travessas de fechamento	$L/180^b$
	$L/120^{cd}$
Terças de cobertura ^g	$L/180^e$
	$L/180^f$
Vigas de cobertura ^g	$L/250^h$
Vigas de piso	$L/350^h$
Vigas que suportam pilares	$L/500^h$
Vigas de rolamento ^j	
Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 KN;	$L/600^i$
Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 KN, exceto pontes siderúrgicas;	$L/800^i$
Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 KN;	$L/1000^i$
Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas;	$L/400$
Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas.	$L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento: Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base;	$H/300$
Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base.	$H/400^{kl}$

Quadro 1 – Deslocamentos máximos

(conclusão)

Descrição	δ^a
Edifícios de dois ou mais pavimentos: Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base; Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos.	$H/400$ $h/500^m$
Lajes mistas	Ver anexo Q da norma NBR 8800 (ABNT 2008)
<p>^a L é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, H é a altura total do pilar ou a distância do nível da viga de rolamento à base, h é a altura do andar.</p> <p>^b Deslocamento paralelo ao plano de fechamento.</p> <p>^c Deslocamento perpendicular ao plano de fechamento.</p> <p>^d Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento com seu valor característico.</p> <p>^e Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente.</p> <p>^f Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente com seu valor característico.</p> <p>^g Deve-se evitar também a ocorrência de empoçamento.</p> <p>^h Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não deve exceder a 15 mm.</p> <p>ⁱ Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.</p> <p>^j Considerar combinações raras de serviço.</p> <p>^k No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não pode ser superior a 50 mm.</p> <p>^l O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.</p> <p>^m Tomar apenas os deslocamentos provocados pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos do corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e das vigas.</p>	

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

3 DIMENSIONAMENTO

Para a análise do dimensionamento do edifício, está disposto como edifício exemplo uma edificação composta por estrutura metálica, lajes maciças em concreto armado, localizada na Faculdade UniEvangélica de Ceres, onde conta com um pavimento térreo e um andar superior, com distância de piso a piso de 3,20 metros e altura total de 6,40 metros. Sendo que não foram consideradas a existência de demais pavimentos, como exemplo, coberturas, mezanino, pilotis e subsolo.

A planta baixa do pavimento tipo está disposta no Anexo D e servirá como base para a análise do dimensionamento de 2 vigas dispostas em direções e com comprimentos diferentes, podendo assim realizar uma comparação entre elas.

As vigas a serem analisadas são respectivamente:

- W410x38,8 – Posição 17 – Comprimento de 9,97 metros
- W360x32,9 – Posição 20 – Comprimento de 2,97 metros

3.1 VIGA W410X38,8

Para a viga da posição 17 temos os dados de cargas presentes na Tabela 8.

Tabela 8 – Parâmetros referentes a viga W410x38,8

	Dados de carregamentos
Ai^a	26,60 m ²
Pp_{laje}^b	338 Kgf/m ²
Q_{laje}^c	901,87 Kgf/m
<i>Sobrecarga</i>	250 Kgf/m ²
Q_{sob}^d	667,07 Kgf/m

^a Ai é a área de influência;

^b Pp_{laje} é o peso próprio da laje;

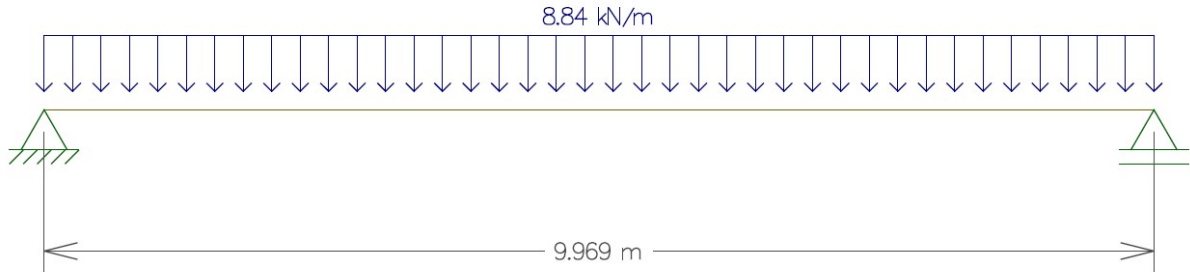
^c Q_{laje} é a carga total da laje;

^d Q_{sob} é a carga total da sobrecarga.

Fonte: Autoria própria (2019)

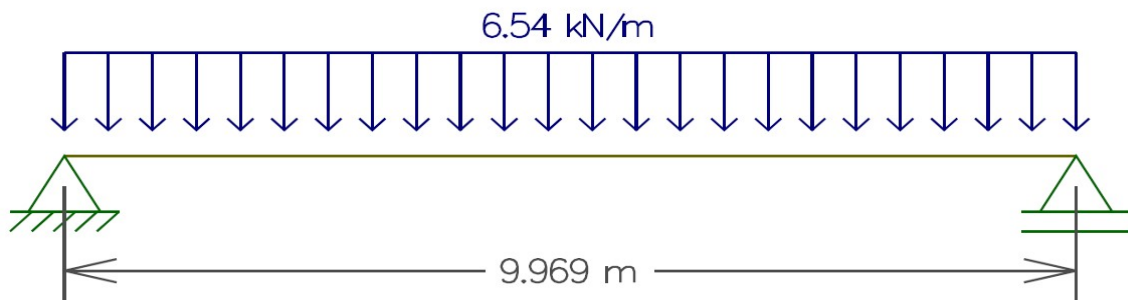
Com tais dados obteremos assim os diagramas de cargas aplicadas na viga, representadas pelas figuras (5) e (6).

Figura 5 – Diagrama da carga total da laje (Q_{laje^c}) em KN/m



Fonte: Autoria própria, 2019

Figura 6 – Diagrama da carga total da sobrecarga (Q_{sob^d}) em KN/m



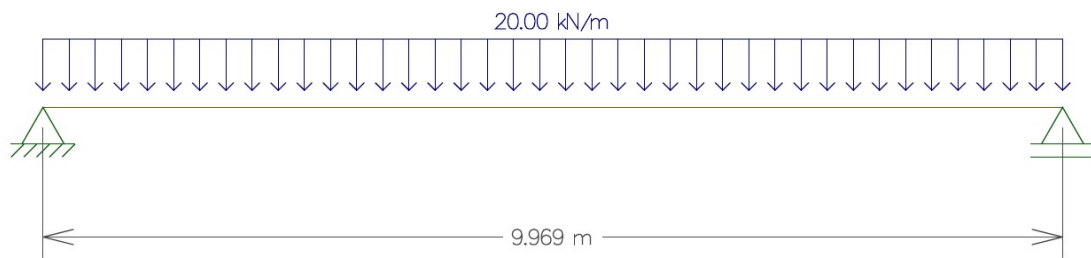
Fonte: Autoria própria, 2019

Tabela 9 – Possíveis combinações de carregamentos

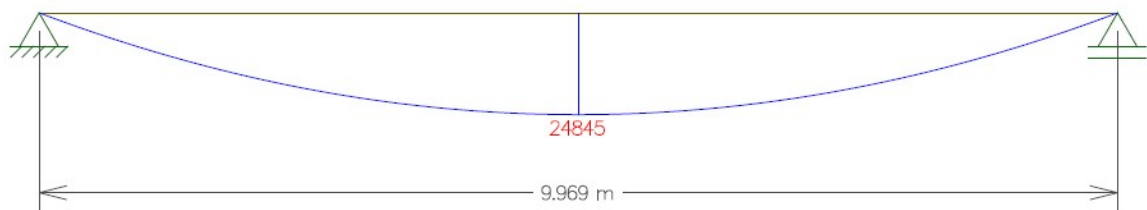
Combinação	Carregamento
I	$1,3Q_{laje} + 1,3Q_{sob}$
II	$1,0Q_{laje} + 1,0Q_{sob}$

Fonte: Autoria própria (2019)

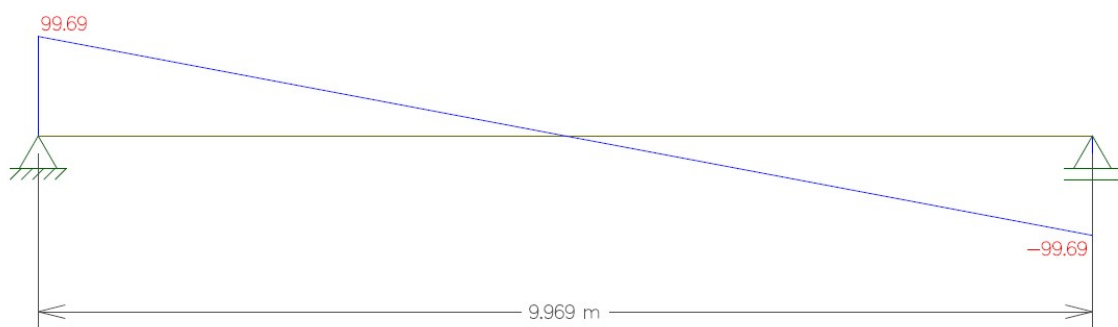
Em tese, usaremos a combinação I para o dimensionamento e a combinação II que implica na verificação do deslocamento vertical da viga. Sendo assim teremos que de acordo com a combinação I de cargas, nos dará um total de 2039,62 Kgf/m, ou seja, 20,00 KN/m. Logo o diagrama das forças gerais, será conforme a figura (7), apresentado respectivamente o diagrama de momento fletor solicitante para a carga aplicada, figura (8) e a cortante solicitante, figura (9).

Figura 7 – Diagrama de forças gerais (combinação I) em KN/m

Fonte: Autoria própria, 2019

Figura 8 – Diagrama de momento fletor (combinação I) em KN.cm

Fonte: Autoria própria, 2019

Figura 9 – Diagrama de esforço cortante (combinação I) em KN

Fonte: Autoria própria, 2019

Serão calculados a seguir os estados limites da viga W410x38,8 conforme as equações presentes na Tabela 7, referentes ao tipo de seção da viga em questão, que se dispõe de dados como: $d = 399$ mm, $b_f = 140$ mm, $t_w = 6,4$ mm, $t_f = 8,8$ mm, $d' = 357$ mm, $E = 20.000$ KN/cm², $f_y = 35$ KN/cm², $L_b = 996,9$ cm, $r_y = 2,83$ cm e $\gamma_{a1} = 1,10$.

Para flambagem local da mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda = 7,95 \text{ cm}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 9,08 \text{ cm}$$

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a equação (46) para o cálculo do momento resistente.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{pl} = Z f_y$$

$$M_{pl} = 25.788 \text{ KN.cm}$$

$$M_{rd} = 23.443,6 \text{ KN.cm}$$

Sendo assim, o momento resistente da viga não é capaz de suportar o momento solicitante de cálculo em que a viga está sujeita no sistema de cargas da combinação I.

Para flambagem local da alma (FLA):

$$\lambda = \frac{d'}{t_w}$$

$$\lambda = 55,78$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 89,88$$

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a equação (46) para o cálculo do momento resistente.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{pl} = Z f_y$$

$$M_{pl} = 25.788 \text{ KN.cm}$$

$$M_{rd} = 23.443,6 \text{ KN.cm}$$

O momento resistente de cálculo, não é capaz de suportar o momento fletor a que a viga está sujeita, onde o valor do momento resistente é menor que o momento solicitante.

Para flambagem lateral por torção (FLT):

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y}$$

$$\lambda = 352,26 \text{ cm}$$

Como $\lambda > 200$ a seção não passou na verificação.

Conforme a regra devemos analisar também o cisalhamento que ocorre na viga através do esforço cortante, segundo os dados: $d' = 35,7$ cm, $t_w = 0,64$ cm, $k_v = 5$, $E = 20.000$ KN/cm² e $f_y = 35$ KN/cm².

$$\lambda = \frac{d'}{t_w}$$

$$\lambda = 55,78$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 58,8$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$ a seção é compacta, portanto deve-se calcular agora a força cortante resistente de cálculo (V_{rd}), segundo a equação (35).

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y$$

$$V_{pl} = 536,25 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = 487,5 \text{ KN}$$

Com tal resultado a viga passa na verificação quanto ao esforço cortante, onde a resistência ao cisalhamento é maior que o esforço de cisalhamento aplicado na viga, sendo $V_{rd} = 487,5 \text{ KN} > V_{sd} = 99,69 \text{ KN}$.

Para a verificação do deslocamento presente na viga, levaremos em consideração a combinação de esforços II, que contempla as cargas sem majoração e a fórmula presente no quadro 1, sendo viga de piso, com $l = 996,9$ cm.

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{l}{350}$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 2,85 \text{ cm}$$

Para que possamos avaliar o deslocamento real da viga quando sujeita a aplicação do esforço, devemos aplicar a fórmula presente no Anexo A, com os seguintes dados: $P = 0,1538$ KN/cm, $l = 996,9$ cm, $E = 20.000$ KN/cm² e $I = 12.777$ cm⁴.

$$\Delta = \frac{5Pl^4}{384EI}$$

$$\Delta = 7,74 \text{ cm}$$

Como $\Delta > \Delta_{m\acute{a}x}$ a viga não passou na verificação do deslocamento, podendo assim ser redimensionada para a combinação de carga nela aplicada.

3.2 VIGA W360X32,9

Para a viga da posição 20 temos os dados de cargas presentes na Tabela 10.

Tabela 10 – Parâmetros referentes a viga W360x32,9

	Dados de carregamentos
Ai^a	3,96 m ²
Pp_{laje}^b	338 Kgf/m ²
Q_{laje}^c	450,97 Kgf/m
<i>Sobrecarga</i>	250 Kgf/m ²
Q_{sob}^d	333,56 Kgf/m

^a Ai  a área de influência;

^b Pp_{laje} é o peso próprio da laje;

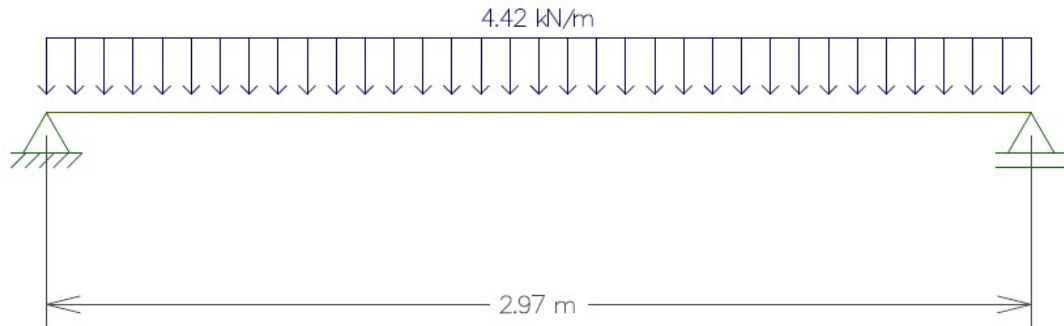
^c Q_{laje} é a carga total da laje;

^d Q_{sob}  a carga total da sobrecarga.

Fonte: Autoria própria (2019)

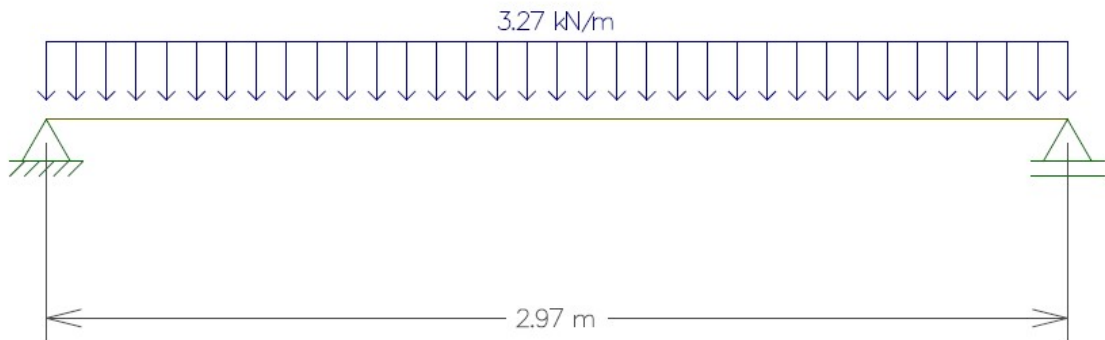
Com tais dados obteremos assim os diagramas de cargas aplicadas na viga, representadas pelas figuras (10) e (11).

Figura 10 – Diagrama da carga total da laje (Q_{laje^c}) em KN/m



Fonte: Autoria própria, 2019

Figura 11 – Diagrama da carga total da sobrecarga (Q_{sob^d}) em KN/m



Fonte: Autoria própria, 2019

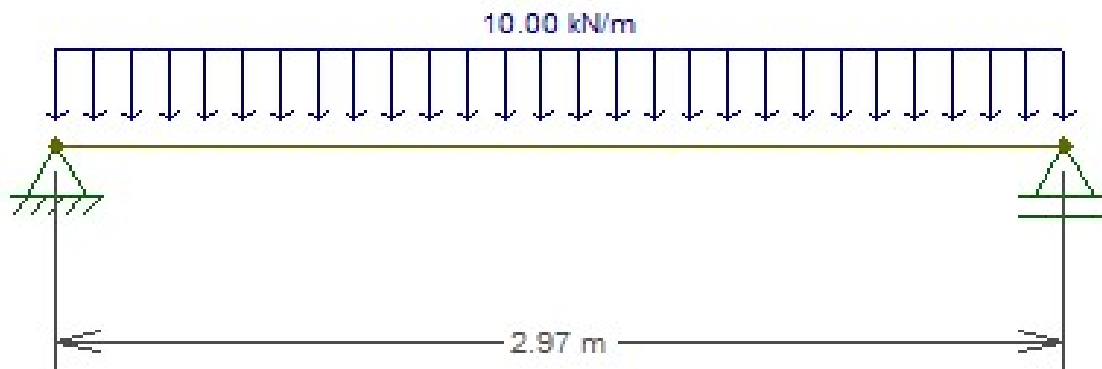
Tabela 11 – Possíveis combinações de carregamentos

Combinação	Carregamento
I	$1,3Q_{laje} + 1,3Q_{sob}$
II	$1,0Q_{laje} + 1,0Q_{sob}$

Fonte: Autoria própria (2019)

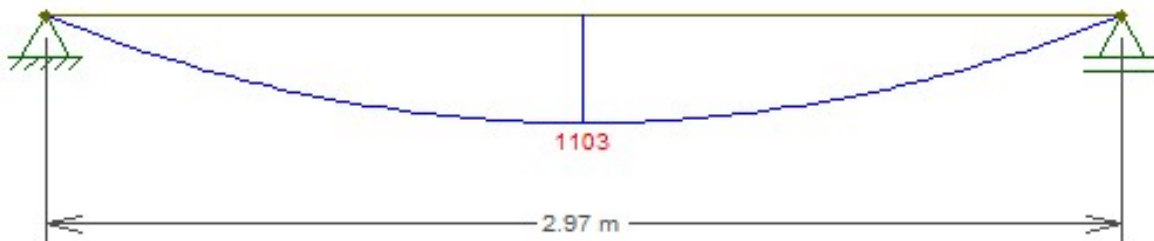
Em tese, usaremos a combinação I para o dimensionamento e a combinação II que implica na verificação do deslocamento vertical da viga. Sendo assim teremos que de acordo com a combinação I de cargas, nos dará um total de 1019,89 Kgf/m, ou seja, 10,0 KN/m. Logo o diagrama das forças gerais, será conforme a figura (12), apresentado respectivamente o diagrama de momento fletor solicitante para a carga aplicada, figura (13) e a cortante solicitante, figura (14).

Figura 12 – Diagrama de forças gerais (combinação I) em KN/m



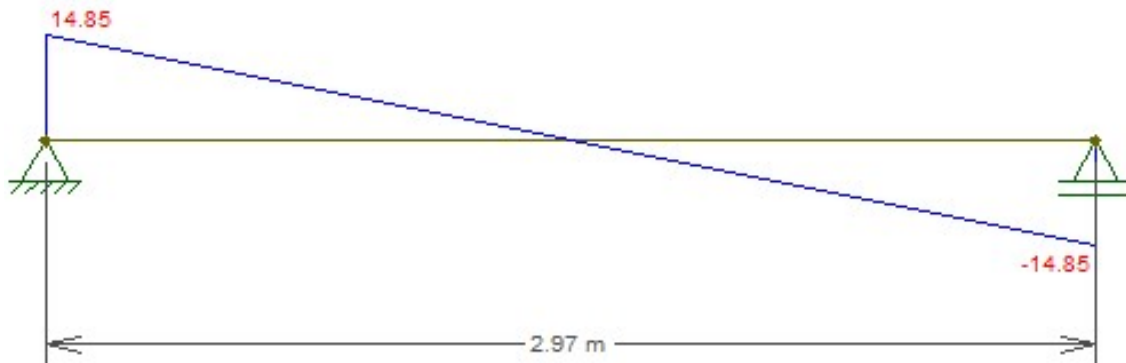
Fonte: Autoria própria, 2019

Figura 13 – Diagrama de momento fletor (combinação I) em KN.cm



Fonte: Autoria própria, 2019

Figura 14 – Diagrama de esforço cortante (combinação I) em KN



Fonte: Autoria própria, 2019

Serão calculados a seguir os estados limites da viga W360x32,9 conforme as equações presentes na Tabela 7, referentes ao tipo de seção da viga em questão, que se dispõe de dados como: $d = 349$ mm, $b_f = 127$ mm, $t_w = 5,8$ mm, $t_f = 8,5$ mm, $d' = 308$ mm, $E = 20.000$ KN/cm², $f_y = 35$ KN/cm², $L_b = 2,968$ cm, $r_y = 2,63$ cm e $\gamma_{a1} = 1,10$.

Para flambagem local da mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda = 7,47 \text{ cm}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 9,08 \text{ cm}$$

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a equação (46) para o cálculo do momento resistente.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{pl} = Zf_y$$

$$M_{pl} = 19.166 \text{ KN.cm}$$

$$M_{rd} = 17423,63 \text{ KN.cm}$$

Sendo assim, o momento resistente da viga é capaz de suportar o momento solicitante de cálculo em que a viga está sujeita no sistema de cargas da combinação I.

Para flambagem local da alma (FLA):

$$\lambda = \frac{d'}{t_w}$$

$$\lambda = 53,10$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 89,88$$

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a equação (46) para o cálculo do momento resistente.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{pl} = Zf_y$$

$$M_{pl} = 19.166 \text{ KN.cm}$$

$$M_{rd} = 17.423,63 \text{ KN.cm}$$

O momento resistente de cálculo, é capaz de suportar o momento fletor a que a viga está sujeita, onde o valor do momento resistente é maior que o momento solicitante.

Para flambagem lateral por torção (FLT):

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y}$$

$$\lambda = 112,85$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 42,07$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y I_t}}{r_y I_t \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}}$$

$$I_y = 291 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 9,15 \text{ cm}^4$$

$$\beta_1 = 0,0641$$

$$C_w = 84.111 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_r = 119,94$$

Temos que $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, portanto para encontrarmos o momento resistente no regime FLT, devemos utilizar a equação (44).

$$M_{rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r)W$$

$$W = 479 \text{ cm}^2$$

$$M_{pl} = 19.166 \text{ KN.cm}$$

$$C_b = 1,00$$

$$M_{rd} = 11.283,67 \text{ KN.cm}$$

A viga passa na verificação do FLT, uma vez que o momento resistente supera o momento solicitante com o carregamento previsto.

Devemos analisar também o cisalhamento que ocorre na viga através do esforço cortante, segundo os dados: $d' = 30,8 \text{ cm}$, $t_w = 0,58 \text{ cm}$, $k_v = 5$, $E = 20.000 \text{ KN/cm}^2$ e $f_y = 35 \text{ KN/cm}^2$.

$$\lambda = \frac{d'}{t_w}$$

$$\lambda = 53,10$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 58,79$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$ a seção é compacta, portanto deve-se calcular agora a força cortante resistente de cálculo (V_{rd}), segundo a equação (35).

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y$$

$$V_{pl} = 425,08 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = 386,44 \text{ KN}$$

Com tal resultado a viga passa na verificação quanto ao esforço cortante, onde a resistência ao cisalhamento é maior que o esforço de cisalhamento aplicado na viga, sendo $V_{rd} = 386,44 \text{ KN} > V_{sd} = 14,85 \text{ KN}$.

Para a verificação do deslocamento presente na viga, levaremos em consideração a combinação de esforços II, que contempla as cargas sem majoração e a fórmula presente no quadro 1, sendo viga de piso, com $l = 296,8 \text{ cm}$.

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{l}{350}$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 0,85 \text{ cm}$$

Para que possamos avaliar o deslocamento real da viga quando sujeita a aplicação do esforço, devemos aplicar a fórmula presente no Anexo A, com os seguintes dados: $P = 0,0770 \text{ KN/cm}$, $l = 296,8 \text{ cm}$, $E = 20.000 \text{ KN/cm}^2$ e $I = 8358 \text{ cm}^4$.

$$\Delta = \frac{5Pl^4}{384EI}$$

$$\Delta = 0,046 \text{ cm}$$

Como $\Delta < \Delta_{m\acute{a}x}$ a viga passou na verificação do deslocamento, podendo assim ser utilizada para a combinação de carga nela aplicada.

3.3 REDIMENSIONAMENTO DA VIGA NA POSIÇÃO 17

Como para o perfil explicitado no dimensionamento anterior, não foram atendidas as especificações que a combinação de cargas estabelece para a resistência da viga em questão, deveremos então reavaliá-la para que atenda ao dimensionamento.

Partindo do princípio que para encontrar um perfil que satisfaça as condições necessárias, pois não poderemos diminuir o comprimento destravado da mesma, devemos analisar conforme o Anexo A, o deslocamento máximo para o comprimento da viga na sua característica de viga de piso, e assim encontrar através da Inércia do perfil, um que poderá satisfazer as necessidades quanto as cargas aplicadas, conforme o comprimento da viga $l = 996,9\text{cm}$.

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{l}{350}$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = 2,85 \text{ cm}$$

Partindo agora do princípio reverso, iremos usar o deslocamento máximo, a fim de encontrar o perfil ideal para as cargas solicitadas, e temos como dados: $P = 0,1538 \text{ KN/cm}$, $l = 996,9 \text{ cm}$, $E = 20.000 \text{ KN/cm}^2$.

$$\Delta = \frac{5Pl^4}{384EI}$$

$$I = 34.699,77 \text{ cm}^4$$

Conforme a Inércia relativa ao perfil, vamos consultar o Anexo C, na tabela de perfis da Gerda para encontrar um perfil que se adeque as necessidades previstas.

Encontramos o W460x82 com as seguintes especificações: $d = 460 \text{ mm}$, $b_f = 191 \text{ mm}$, $t_w = 9,9 \text{ mm}$, $d' = 404 \text{ mm}$, $r_y = 4,22 \text{ cm}$.

Sendo assim vamos recalcular os parâmetros e verificar o FLM, FLA e FLT, além do cisalhamento, para a combinação de cargas I da viga na posição 17.

Flambagem local da Mesa (FLM)

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda = 5,97 \text{ cm}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 9,08 \text{ cm}$$

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a equação (45) para o cálculo do momento resistente.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{pl} = Z f_y$$

$$M_{pl} = 64.274 \text{ KN.cm}$$

$$M_{rd} = 58.430,90 \text{ KN.cm} > M_{sd} = 24.845 \text{ KN.cm}$$

Sendo assim, o momento resistente da viga é capaz de suportar o momento solicitante de cálculo em que a viga está sujeita no sistema de cargas da combinação I.

Para flambagem local da alma (FLA):

$$\lambda = \frac{d'}{t_w}$$

$$\lambda = 40,80$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 89,88$$

Como $\lambda < \lambda_p$ a seção é compacta, portanto utiliza-se a equação (46) para o cálculo do momento resistente.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{pl} = Z f_y$$

$$M_{pl} = 64.274 \text{ KN.cm}$$

$$M_{rd} = 58.430,90 \text{ KN.cm} > M_{sd} = 24.845 \text{ KN.cm}$$

O momento resistente de cálculo, é capaz de suportar o momento fletor a que a viga está sujeita, onde o valor do momento resistente é maior que o momento solicitante.

Para flambagem lateral por torção (FLT):

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y}$$

$$\lambda = 236,23$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 42,07$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y I_t}}{r_y I_t \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}}$$

$$I_y = 1862 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 70,62 \text{ cm}^4$$

$$\beta_1 = 0,0280$$

$$C_w = 915.745 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_r = 125,48$$

Temos que $\lambda > \lambda_r$, portanto para encontrarmos o momento resistente no regime FLT, devemos utilizar a equação (45).

$$M_{rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{pl} = 64.274 \text{ KN.cm}$$

$$C_b = 1,00$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{I_t L_b^2}{C_w} \right)}$$

$$M_{cr} = 16.380,75 \text{ KN.cm}$$

$$M_{rd} = 14.891,6 \text{ KN.cm} < M_{sd} = 24.845 \text{ KN.cm}$$

Conforme a verificação do FLT, mais uma vez a viga não está adequada para o uso, sendo que o seu comprimento destravado implica na flambagem lateral por torção, e o seu momento resistente é inferior ao momento solicitante.

Para o novo perfil, devemos calcular o novo deslocamento, com os dados: $P = 0,1538 \text{ KN/cm}$, $l = 996,9 \text{ cm}$, $E = 20.000 \text{ KN/cm}^2$ e $I = 37.157 \text{ cm}^4$.

$$\Delta = \frac{5Pl^4}{384EI}$$

$$\Delta = 2,66 \text{ cm}$$

Com tal resultado, agora obedece o deslocamento, com um valor menor que o deslocamento máximo.

Segundo a verificação do cisalhamento temos: $d' = 40,4 \text{ cm}$, $t_w = 0,99 \text{ cm}$, $k_v = 5$, $E = 20.000 \text{ KN/cm}^2$ e $f_y = 35 \text{ KN/cm}^2$.

$$\lambda = \frac{d'}{t_w}$$

$$\lambda = 40,80$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 58,79$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$ a seção é compacta, portanto deve-se calcular agora a força cortante resistente de cálculo (V_{rd}), segundo a equação (35).

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y$$

$$V_{pl} = 956,34 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = 869,4 \text{ KN}$$

A viga em questão passa no dimensionamento para o cisalhamento, uma vez que o perfil testado anteriormente obedecia o limite para o cisalhamento, logo este perfil que por sua vez é mais rígido, então dará suporte legal para o esforço cortante de cálculo.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os dados referentes aos dimensionamentos feitos nas vigas, serão melhor compreendidos através de tabelas que resumirão em tese, cada resultado e os seguintes aspectos das vigas em questão, sendo que em um caso a viga não obteve sucesso no dimensionamento e assim foi preciso redimensioná-la para que atendesse as devidas solicitações, que também iremos mostrar e analisar os resultados pertinentes a essa questão.

As tabelas irão mostrar separadamente os esforços solicitantes e respectivamente as resistências, tanto para a viga presente na posição 17, quanto para a viga da posição 20, e assim facilitando a análise dos resultados obtidos.

Avaliaremos inicialmente o dimensionamento da viga presente na posição 17 e que conta com um perfil W410x38,8:

Tabela 12 – Valores do dimensionamento da viga posição 17 – Perfil W410x38,8

	FLM	FLA	FLT	DESLOC.	CISALHAM.
	M (KN.cm)	M (KN.cm)	M (KN.cm)	Δ (cm)	V (KN)
Solicitante	24.845	24.845	24.845	2,85	99,69
Resistente	23.443	23.443	-	7,74	487,5

Fonte: Autoria Própria (2019)

Com os valores presentes na tabela 12, podemos ver claramente que o dimensionamento contemplando o tipo de perfil em questão, não garante a resistência necessária a solicitação que há na viga, sendo que para o momento no estado limite FLT, não temos valores, pois o mesmo não pôde ser calculado por conta do parâmetro de esbeltez extrapolar o valor limite estabelecido por norma, e também por conta do comprimento destravado, o deslocamento excedeu o limite de deslocamento máximo na configuração da viga, deixando claro que a viga deverá passar por um redimensionamento para que atenda as solicitações.

Já para a viga da posição 20, temos os seguintes dados presentes na Tabela 13, e a mesma conta inicialmente com um perfil W360x32,9.

Tabela 13 – Valores do dimensionamento da viga posição 20 – Perfil W360x32,9

	FLM	FLA	FLT	DESLOC.	CISALHAM.
	M (KN.cm)	M (KN.cm)	M (KN.cm)	Δ (cm)	V (KN)
Solicitante	1.103	1.103	1.103	0,85	14,85
Resistente	17.423,63	17.423,73	11.283,67	0,046	386,44

Fonte: Autoria Própria (2019)

Analisando os valores obtidos à partir dos resultados na Tabela 13, podemos notar que para o perfil aplicado, as solicitações são resistidas e que a viga passa no dimensionamento e verificações, não sendo preciso redimensioná-la.

Considerando que a viga da posição 17, deveria passar por redimensionamento, fizemos tal para garantir que os esforços solicitantes possam ser suportados e assim fazer com que a viga passe no dimensionamento e verificações, e os resultados estão dispostos conforme a Tabela 14, onde poderemos visualizar melhor os resultados obtidos.

Tabela 14 – Valores do dimensionamento da viga posição 17 – Perfil W460x82

	FLM	FLA	FLT	DESLOC.	CISALHAM.
	M (KN.cm)	M (KN.cm)	M (KN.cm)	Δ (cm)	V (KN)
Solicitante	24.845	24.845	24.845	2,85	99,69
Resistente	58.530,9	58.530,90	14.891,6	2,66	869,4

Fonte: Autoria Própria (2019)

Redimensionando a viga, obtivemos melhores resultados quanto aos estados limites FLM e FLA e também quanto ao deslocamento, porém para o estado limite FLT, a viga continua não passando, uma vez que, conforme o seu comprimento destravado que representa um vão muito grande, logo o perfil não resiste ao momento de FLT, sendo preciso assim, ou diminuir o comprimento destravado ou então modificar a viga, passando a ter a configuração de viga mista, onde não existirá o momento de FLT, mas que isso é pauta para um outro caso.

Sendo assim, realizamos o dimensionamento para duas vigas com características diferentes e notamos como cada uma se comporta de acordo com os resultados mostrados acima.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após análise dos resultados obtidos, segundo as tabelas (12), (13) e (14), vimos que de acordo com o tipo de carregamento previsto, o comprimento da peça e o tipo de perfil usado poderá garantir grandes diferenças entre solicitações e resistências, sendo que, no exemplo que foi abordado para o dimensionamento, uma viga que se dispôs de um comprimento destravado muito grande, sofreu um momento devido a torção lateral bem maior do que o resistente pela peça, mesmo quando buscamos um novo perfil que fosse mais resistente e que pudesse suportar as cargas solicitantes de maneira em que quando fosse verificado o dimensionamento, todas elas fossem resistidas pela peça em questão, porém todas as outras solicitações foram atendidas, mas por conta do vão livre da viga ser muito grande, o estado limite FLT não pode ser atendido e assim fazendo com que a viga não estivesse de acordo com o dimensionamento.

Para a viga que estava na posição 20, tivemos um bom dimensionamento que garantiu que os esforços a ela aplicados fossem suportados pela mesma e na configuração inicial do perfil, fazendo assim com que todos os parâmetros fossem atendidos e a viga podendo ser aplicada para o caso real.

Além disso, conforme outras especificações, os demais esforços como: Tração e Compressão não foram dimensionados, mas que fazem parte da estrutura quando montada como um único elemento, formando assim o edifício que terá ainda um comportamento baseando-se na configuração de cada peça, como foi realizada aqui para as vigas, que foram analisadas separadamente e cada uma nos mostrou diferentes resultados, moldando assim a grande variação que podemos ter dentro de uma estrutura, seja ela metálica, concreto armado ou mista, onde se une os dois tipos.

REFERÊNCIAS

BELLEI, I. H. **Edifícios Industriais em aço – Projeto e Cálculo**. 6º ed. São Paulo, SP. Ed PINI, 2010.

DIAS, L. A. D. M. **Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem**. 1º ed. São Paulo: Zigurate, 1997.

DIAS, L. A. D. M. **Edificações de Aço no Brasil**. 3º ed. São Paulo: Zigurate, 2002.

Instituto Aço Brasil. **Edifícios de pequeno porte estruturados em aço**. Ildony Hélio Bellei (rev), Humberto N. Bellei. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil: CBCA, 2011.

Instituto Aço Brasil. **Ligações em estruturas metálicas**. Alexandre Luiz Vasconcelos (rev). Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil: CBCA, 2017.

Instituto Aço Brasil. **O Aço**. Disponível em: <http://www.acobrasil.org.br/site2015/introducao_historia.html>. Acesso em: 08 mar. 2019.

NBR 6120. **Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 2019.

NBR 8800. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 2008.

PFEIL, W; PFEIL, M. **Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático**. 8º ed. Rio de Janeiro, RJ. Ed LTC, 2012.

Portal Metálica Construção Civil. **Histórico da Estrutura Metálica**. Disponível em: <<http://wwwo.metallica.com.br/historico-da-estrutura-metallica>>. Acesso em: 08 mar. 2019.

Portal Metálica Construção Civil. **Cronologia do Uso dos Metais**. Disponível em: <<http://wwwo.metallica.com.br/cronologia-do-uso-dos-metais-revolucao-cientifica-industrial>>. Acesso em 08 mar. 2019.

ANEXO A – Deslocamentos elásticos em vigas

DESLOCAMENTOS ELÁSTICOS EM VIGAS				
CASO	VINCULAÇÃO E CARREGAMENTO	FLECHA		EQUAÇÃO DA ELÁSTICA
		w_{max}	x	
1		$\frac{1}{8} \frac{p\ell^4}{EI}$	0	$\frac{p\ell^4}{24EI} (\alpha^4 - 4\alpha + 3)$
2		$\frac{1}{30} \frac{p\ell^4}{EI}$	0	$\frac{p\ell^4}{120EI} (\alpha^5 - 5\alpha + 4)$
3		$\frac{11}{120} \frac{p\ell^4}{EI}$	0	$\frac{p\ell^4}{120EI} (-\alpha^5 + 5\alpha^4 - 15\alpha + 11)$
4		$\frac{1}{3} \frac{P\ell^3}{EI}$	0	$\frac{P\ell^3}{6EI} (\alpha^3 - 3\alpha + 2)$
5		$\frac{1}{2} \frac{M\ell^2}{EI}$	0	$\frac{M\ell^2}{2EI} (1 - \alpha)^2$
6		$\frac{5}{384} \frac{p\ell^4}{EI}$	0,5ℓ	$\frac{p\ell^4\alpha}{24EI} (\alpha^3 - 2\alpha^2 + 1)$
7		$\frac{3}{460} \frac{p\ell^4}{EI}$ (*)	0,519ℓ	$\frac{p\ell^4\alpha}{360EI} (3\alpha^4 - 10\alpha^2 + 7)$
8		$\frac{1}{120} \frac{p\ell^4}{EI}$	0,5ℓ	$\frac{p\ell^4\alpha}{960EI} (16\alpha^4 - 40\alpha^2 + 25)$ (**)
9		$\frac{1}{48} \frac{P\ell^3}{EI}$	0,5ℓ	$\frac{P\ell^3\alpha}{48EI} (-4\alpha^2 + 3)$ (**)
10		$(a \geq b)$ $\frac{Pb}{3EI\ell} \sqrt{\left(\frac{\ell^2 - b^2}{3}\right)^3}$	$\sqrt{\left(\frac{\ell^2 - b^2}{3}\right)}$	$x < a: \frac{Pbx}{6EI\ell} (\ell^2 - b^2 - x^2)$ $x = a: \frac{Pa^2b^2}{3EI\ell}$ $x > a: \frac{Pa(\ell - x)}{6EI\ell} (2\ell x - a^2 - x^2)$
11		$\frac{1}{9\sqrt{3}} \frac{M\ell^2}{EI}$	0,423ℓ	$\frac{M\ell^2\alpha}{6EI} (\alpha^2 - 3\alpha + 2)$
12		$(a \geq 0,423\ell)$ $\frac{M}{3EI\ell} \sqrt{\left(\frac{\ell^2}{3} - b^2\right)^3}$	$\sqrt{\left(\frac{\ell^2}{3} - b^2\right)}$	$x < a: \frac{Mx}{6EI\ell} (\ell^2 - 3b^2 - x^2)$ $x > a: \frac{M(\ell - x)}{6EI} (x^2 + 3a^2 - 2\ell x)$

Extraída de ISNARD; GREKOW; MROZOWICZ (1971) e de SCHIEL (1976).
 Revista e adaptada por Libânio M. Pinheiro, Bruna Catoia e Thiago Catoia.
 $\alpha = x/\ell$ (*) Valor aproximado (***) $\alpha \leq 0,5$

ANEXO B – Anexo normativo H da NBR 8800 (ABNT, 2008)

Anexo H (normativo)

Momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma esbelta

H.1 Generalidades

H.1.1 Este Anexo apresenta os procedimentos para determinação do momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma esbelta.

H.1.2 Vigas de alma esbelta são aquelas com seção I ou H soldada com dois eixos de simetria ou um eixo de simetria no plano médio da alma, carregadas nesse plano, com o parâmetro de esbeltez da alma $\lambda = h/t_w$, onde h é a distância entre as faces internas das mesas e t_w a espessura da alma, superior a $5,70\sqrt{E/f_y}$.

H.1.3 As vigas de alma esbelta tratadas neste Anexo devem atender aos seguintes requisitos:

- a) no caso de seções monossimétricas, a soma das áreas da menor mesa e da alma deve ser superior à área da maior mesa, e $1/9 \leq \alpha_y \leq 9$, com $\alpha_y = \frac{I_{yc}}{I_{yt}}$, onde I_{yc} e I_{yt} são respectivamente os momentos de inércia das mesas comprimida e tracionada em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma;
- b) a relação entre a área da alma e da mesa comprimida não pode exceder 10;
- c) a relação h/t_w não pode exceder 260 nem:

$$— 11,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ para } a/h \leq 1,5;$$

$$— \frac{0,42E}{f_y} \text{ para } a/h > 1,5.$$

H.2 Momento fletor resistente de cálculo

H.2.1 O valor do momento fletor resistente de cálculo, para o estado-limite último de escoamento da mesa tracionada, é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{W_{xt} f_y}{\gamma_{a1}}$$

onde W_{xt} é o módulo de resistência elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo de flexão.

H.2.2 O momento fletor resistente de cálculo, para o estado-limite último de flambagem lateral com torção (FLT), é dado por:

$$\text{a) para } \lambda \leq \lambda_p: M_{Rd} = \frac{k_{pg} W_{xc} f_y}{\gamma_{al}}$$

$$\text{b) para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r: M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{al}} C_b k_{pg} \left[1 - 0,3 \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] W_{xc} f_y \leq \frac{k_{pg} W_{xc} f_y}{\gamma_{al}}$$

$$\text{c) para } \lambda > \lambda_r: M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{al}} \frac{C_b k_{pg} \pi^2 E W_{xc}}{\lambda^2} \leq \frac{k_{pg} W_{xc} f_y}{\gamma_{al}}$$

com:

$$\lambda = \frac{L_b}{r_{yT}}$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = \pi \sqrt{\frac{E}{0,7 f_y}}$$

$$k_{pg} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300 a_r} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq 1,0$$

onde:

L_b é a distância entre duas seções contidas lateralmente;

C_b é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, definido em 5.4.2.3 e 5.4.2.4, o que for aplicável;

r_{yT} é o raio de giração, relativo ao eixo de menor momento de inércia, da seção formada pela mesa comprimida mais um terço da alma comprimida.

a_r igual à relação entre a área da alma e da mesa comprimida, sendo que a seção não pode ter esta relação com valor superior a 10;

h_c igual a duas vezes a distância do centro geométrico da seção transversal à face interna da mesa comprimida;

W_{xc} é o módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão.

H.2.3 O momento fletor resistente de cálculo, para o estado-limite último de flambagem local da mesa comprimida (FLM), é dado por:

$$\text{a) para } \lambda \leq \lambda_p: M_{Rd} = \frac{k_{pg} W_{xc} f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$\text{b) para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r: M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} k_{pg} \left[1 - 0.3 \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] W_{xc} f_y$$

$$\text{c) para } \lambda > \lambda_r: M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{0,90 k_{pg} E k_c W_{xc}}{\lambda^2}$$

com:

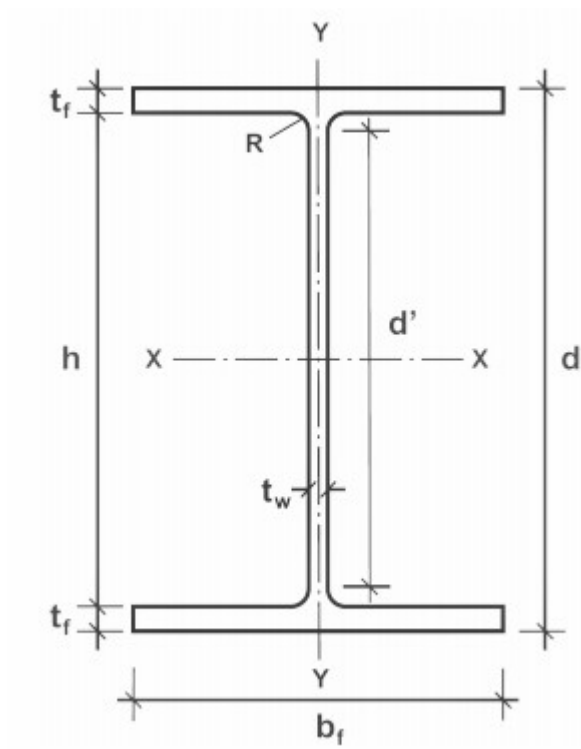
$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{k_c E}{0,7 f_y}}$$

onde k_c é dado em F.2 e b_f e t_f são a largura total e a espessura, respectivamente, da mesa comprimida.

ANEXO C – Tabela de perfis Gerdau Açominas



Fonte: Gerdau S. A., 2014 – adaptada.

(continua)

Bitola (mm x kg/m)	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	bf (mm)	rw (mm)	tf (mm)	h (mm)	d' (mm)	Área (cm ²)	I _x (cm ⁴)	W _x (cm ³)	r _x (cm)	Z _x (cm ³)	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)	r _y (cm)	Z _y (cm ³)	rt (cm)	I _t (cm ⁴)	Erbeletz Mesa bf/2Hf	Alma d/tw	C _w (cm ⁶)	u (m ² /m)
W 150 x 13,0	13	148	100	4,3	4,9	138	118	16,6	635	85,8	6,18	96,4	82	16,4	2,22	25,5	2,6	1,72	10,2	27,49	4,181	0,67
W 150 x 18,0	18	153	102	5,8	7,1	139	119	23,4	939	122,8	6,34	139,4	126	24,7	2,32	38,5	2,69	4,34	7,18	20,48	6,683	0,69
W 150 x 22,5 (H)	22,5	152	152	5,8	6,6	139	119	29	1.229	161,7	6,31	179,6	387	50,9	3,65	77,9	4,1	4,75	11,52	20,48	20,417	0,88
W 150 x 24,0	24	160	102	6,6	10,3	139	115	31,5	1.384	173	6,63	197,6	183	35,9	2,41	55,8	2,73	11,08	4,95	17,48	10,206	0,69
W 150 x 29,8 (H)	29,8	157	133	6,6	9,3	138	118	38,5	1.739	221,5	6,72	247,5	556	72,6	3,8	110,8	4,18	10,95	8,23	17,94	30,277	0,9
W 150 x 37,1 (H)	37,1	162	154	8,1	11,6	139	119	47,8	2.244	277	6,85	313,5	707	91,8	3,84	140,4	4,22	20,58	6,64	14,67	39,930	0,91
W 200 x 15,0	15	200	100	4,3	5,2	190	170	19,4	1.305	130,5	8,2	147,9	87	17,4	2,12	27,3	2,55	2,05	9,62	39,44	8,222	0,77
W 200 x 19,3	19,3	203	102	5,8	6,5	190	170	25,1	1.686	166,1	8,19	190,6	116	22,7	2,14	35,9	2,59	4,02	7,85	29,31	11,098	0,79
W 200 x 22,5	22,5	206	102	6,2	8	190	170	29	2.029	197	8,37	285,3	142	27,9	2,22	43,9	2,63	6,18	6,38	27,42	13,868	0,79
W 200 x 26,6	26,6	207	133	5,8	8,4	190	170	34,2	2.611	252,3	8,73	323,3	330	49,6	3,1	76,3	3,54	7,65	7,92	29,34	32,477	0,92
W 200 x 31,3	31,3	210	134	6,4	10,2	190	170	40,3	3.168	301,7	8,86	338,6	410	61,2	3,19	94	3,6	12,59	6,57	26,5	40,822	0,93
W 200 x 35,9 (H)	35,9	201	165	6,2	10,2	181	161	45,7	3.437	342	8,67	379,2	764	92,6	4,09	141	4,5	14,51	8,09	25,9	69,502	1,03
W 200 x 41,7 (H)	41,7	205	166	7,2	11,8	181	161	53,5	4.114	401,4	8,77	448,6	901	108,5	4,1	165,7	4,53	23,19	7,03	21,86	83,948	1,04
W 200 x 46,1 (H)	46,1	203	203	7,2	11	181	161	58,6	4.543	447,6	8,81	493,3	1.335	151,2	5,12	229,5	5,58	22,01	9,23	22,36	141,342	1,19
W 200 x 52,0 (H)	52	206	204	7,9	12,6	181	157	66,9	5.298	514,4	8,9	572,5	1.784	174,9	5,16	265,8	5,61	33,94	8,1	19,85	166,710	1,19
HP 200 x 33,0 (H)	53	204	207	11,3	11,3	181	161	68,1	4.977	488	8,55	551,3	1.673	161,7	4,98	248,6	5,57	31,99	9,16	14,28	155,075	1,2
W 200 x 59,0 (H)	59	210	205	9,1	14,2	182	158	76	6.140	584,8	8,99	655,9	2.041	199,1	5,18	303	5,64	47,69	7,22	17,32	195,418	1,2
W 200 x 71,0 (H)	71	216	206	10,2	17,4	181	161	91	7.660	709,2	9,17	803,2	2.537	246,3	5,28	374,5	5,7	81,66	5,92	15,8	249,976	1,22
W 200 x 86,0 (H)	86	222	209	13	20,6	181	157	110,9	9.498	855,7	9,26	984,2	3.139	300,4	5,32	458,7	5,77	142,19	5,07	12,06	317,844	1,23
W 250 x 17,9	17,9	231	101	4,8	5,3	240	220	23,1	2.291	182,6	9,96	211	91	18,1	1,99	28,8	2,48	2,54	9,33	45,92	13,735	0,88
W 250 x 22,3	22,3	254	102	5,8	6,9	240	220	28,9	2.939	231,4	10,09	267,7	123	24,1	2,06	38,4	2,54	4,77	7,39	37,97	18,639	0,89
W 250 x 25,3	25,3	257	102	6,1	8,4	240	220	32,6	3.473	270,2	10,31	311,1	149	29,3	2,14	46,4	2,58	7,06	6,07	36,1	22,955	0,89
W 250 x 28,4	28,4	260	102	6,4	10	240	220	36,6	4.046	311,2	10,51	357,3	178	34,8	2,2	54,9	2,62	10,34	5,1	34,38	27,636	0,9
W 250 x 32,7	32,7	258	146	6,1	9,1	240	220	42,1	4.937	382,7	10,83	428,5	473	64,8	3,35	99,7	3,86	10,44	8,02	36,03	73,104	1,07
W 250 x 38,5	38,5	262	147	6,6	11,2	240	220	49,6	6.057	462,4	11,05	517,8	594	80,8	3,46	124,3	3,93	17,43	6,56	33,27	93,242	1,08
W 250 x 44,8	44,8	266	148	7,6	13	240	220	57,6	7.158	538,2	11,15	606,3	704	95,1	3,5	146,4	3,96	27,14	5,69	28,95	112,388	1,09
HP 250 x 62,0 (H)	62	246	256	10,5	10,7	225	201	79,6	8.728	709,6	10,47	790,5	2.995	234	6,13	357,8	6,89	33,46	11,96	19,1	417,130	1,47
W 250 x 73,0 (H)	73	253	254	8,6	14,2	225	201	92,7	11.257	889,9	11,02	983,3	3.880	305,5	6,47	463,1	7,01	56,94	8,94	23,33	552,900	1,48
W 250 x 80,0 (H)	80	256	255	9,4	15,6	225	201	101,9	12.550	980,5	11,1	1.088,70	4.313	338,3	6,51	513,1	7,04	75,02	8,17	21,36	622,878	1,49
HP 250 x 85,0 (H)	85	254	260	14,4	14,4	225	201	108,5	12.280	966,9	10,64	1.093,20	4.225	325	6,24	499,6	7	82,07	9,03	13,97	605,403	1,5
W 250 x 89,0 (H)	89	260	256	10,7	17,3	225	201	113,9	14.237	1.095,10	11,18	1.224,40	4.841	378,2	6,52	574,3	7,06	102,81	7,4	18,82	712,351	1,5
W 250 x 101,0 (H)	101	264	257	11,9	19,6	225	201	128,7	16.352	1.238,80	11,27	1.395,00	5.549	431,8	6,57	656,3	7,1	147,7	6,56	16,87	828,031	1,51
W 250 x 115,0 (H)	115	269	259	13,5	22,1	225	201	146,1	18.920	1.406,70	11,38	1.597,40	6.405	494,6	6,62	752,7	7,16	212	5,86	14,87	975,265	1,53
W 310 x 21,0	21	303	101	5,1	5,7	292	272	27,2	3.776	249,2	11,77	291,9	98	19,5	1,9	31,4	2,42	3,27	8,86	53,25	21,628	0,98
W 310 x 23,8	23,8	305	101	5,6	6,7	292	272	30,7	4.346	285	11,89	333,2	116	22,9	1,94	36,9	2,45	4,65	7,54	48,3	25,594	0,99
W 310 x 28,3	28,3	309	102	6	8,9	291	271	36,5	5.300	356	12,38	412	158	31	2,08	49,4	2,55	8,14	5,73	45,2	35,441	1
W 310 x 32,7	32,7	313	102	6,6	10,8	291	271	42,1	6.570	419,8	12,49	483,3	192	37,6	2,13	59,8	2,58	12,91	4,72	41,12	43,612	1
W 310 x 38,7	38,7	310	165	5,8	9,7	291	271	49,7	8.381	553,6	13,14	615,4	227	88,1	3,82	134,9	4,38	13,2	8,31	46,66	163,738	1,25
W 310 x 44,5	44,5	313	166	6,6	11,2	291	271	57,2	9.997	638,8	13,22	712,8	855	103	3,87	158	4,41	19,9	7,41	41	194,433	1,26
W 310 x 52,0	52	317	167	7,6	13,2	291	271	67	11.909	731,4	13,33	842,5	1.026	122,9	3,91	188,8	4,45	31,81	6,33	35,61	236,422	1,27
HP 310 x 79,0 (H)	79	299	306	11	11	277	245	100	16.316	1.091,30	12,77	1.210,10	5.258	345,7	7,25	525,4	8,2	46,72	13,91	22,27	1.089,258	1,77
HP 310 x 83,0 (H)	93	303	308	13,1	13,1	277	245	119,2	19.682	1.299,10	12,85	1.450,30	6.387	414,7	7,32	635,5	8,26	77,33	11,76	18,69	1.340,320	1,78
W 310 x 97,0 (H)	97	308	305	9,9	15,4	277	245	123,6	22.284	1.447,00	13,43	1.594,20	7.286	477,8	7,68	725	8,38	92,12	9,9	24,77	1.558,682	1,79
W 310 x 107,0 (H)	107	311	306	10,9	17	277	245	136,4	24.839	1.597,30	13,49	1.768,20	8.123	530,9	7,72	806,1	8,41	122,86	9	22,48	1.754,271	1,8
HP 310 x 110,0	110	308	310	15,4	15,5	277	245	141	23.703	1.539,10	12,97	1.730,60	7.707	497,3	7,39	763,7	8,33	125,66	10	15,91	1.646,104	1,8
W 310 x 117,0 (H)	117	314	307	11,9	18,7	277	245	149,9	27.563	1.755,60	13,56	1.952,60	9.024	587,9	7,76	893,1	8,44	161,61	8,21	20,55	1.965,950	1,8

(conclusão)

Bitola (mm x kg/m)	Massa Linear (kg/m)	d (mm)	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)	h (mm)	d' (mm)	Área (cm ²)	Ix (cm ⁴)	Wx (cm ³)	rx (cm)	Zx (cm ³)	Iy (cm ⁴)	Wy (cm ³)	ry (cm)	Zy (cm ³)	rt (cm)	It (cm ⁴)	Esbeltez		u (m ² /m)	
																			Mesa bf/2tf	Alma d'/tw		
HP 310 x 125,0	125	312	312	17,4	17,4	277	245	159	27.076	1.735,60	13,05	1.903,30	8,823	565,6	7,45	870,6	8,38	177,98	8,97	14,09	1.911,029	1,81
W 360 x 32,9	32,9	349	127	5,8	8,5	332	308	42,1	8.358	479	14,09	547,6	291	45,9	2,63	72	3,2	9,15	7,47	53,1	84,111	1,17
W 360 x 39,0	39	353	128	6,5	10,7	332	308	50,2	10.331	585,3	14,35	667,7	375	58,6	2,73	91,9	3,27	15,83	5,98	47,32	109,551	1,18
W 360 x 44,6	44,6	352	171	6,9	9,8	332	308	57,7	12.258	696,5	14,58	784,3	818	95,7	3,77	148	4,43	16,7	8,72	44,7	239,091	1,35
W 360 x 51,0	51	355	171	7,2	11,6	332	308	64,8	14.222	801,2	14,81	899,5	968	113,3	3,87	174,7	4,49	24,65	7,37	42,75	284,984	1,36
W 360 x 58,0	58	358	172	7,9	13,1	332	308	72,3	16.143	901,8	14,92	1.014,80	1.113	129,4	3,92	199,8	4,53	34,45	6,56	38,96	330,384	1,37
W 360 x 64,0	64	347	203	7,7	13,5	320	288	81,7	17.890	1.031,10	14,8	1.145,50	1.885	185,7	4,8	284,5	5,44	44,57	7,52	37,4	523,362	1,46
W 360 x 72,0	72	350	204	8,6	15,1	320	288	91,3	20.169	1.152,50	14,86	1.285,9	2.140	209,8	4,84	321,8	5,47	61,18	6,75	33,47	599,082	1,47
W 360 x 79,0	79	354	205	9,4	16,8	320	288	101,2	22.713	1.283,20	14,98	1.437,00	2.416	235,7	4,89	361,9	5,51	82,41	6,1	30,68	685,701	1,48
W 360 x 91,0 (H)	91	353	254	9,5	16,4	320	288	115,9	26.755	1.515,90	15,19	1.680,10	4.483	353	6,22	538,1	6,9	92,61	7,74	30,34	1.268,709	1,68
W 360 x 101,0	101	357	255	10,3	18,3	320	286	129,5	30.279	1.696,30	15,29	1.888,90	5.063	397,1	6,25	606,1	6,93	138,47	6,97	27,28	1.450,410	1,68
W 360 x 110,0	110	360	256	11,4	19,9	320	288	140,6	33.155	1.841,90	15,36	2.059,30	5.570	455,2	6,29	664,5	6,96	161,93	6,43	25,28	1.609,070	1,69
W 360 x 122,0	122	363	257	13	21,7	320	288	155,3	36.599	2.016,50	15,35	2.269,80	6.147	478,4	6,29	732,4	6,98	212,7	5,92	22,12	1.787,806	1,7
W 410 x 38,8	38,8	399	140	6,4	8,8	381	357	50,3	12.777	640,5	15,94	736,8	404	57,7	2,83	90,9	3,49	11,69	7,95	55,84	153,190	1,32
W 410 x 46,1	46,1	403	140	7	11,2	381	357	59,2	15.690	778,7	16,27	891,1	514	73,4	2,95	115,2	3,55	20,06	6,25	50,94	196,571	1,33
W 410 x 53,0	53	403	177	7,5	10,9	381	357	68,4	18.934	929,7	16,55	1.032,20	1.009	114	3,84	176,9	4,56	23,38	8,12	47,63	387,194	1,48
W 410 x 60,0	60	407	178	7,7	12,8	381	357	76,2	21.707	1.066,70	16,88	1.201,50	1.205	135,4	3,98	209,2	4,65	33,78	6,95	46,42	467,404	1,49
W 410 x 67,0	67	410	179	8,8	14,4	381	357	86,3	24.678	1.203,80	16,91	1.362,70	1.379	154,1	4	239	4,67	48,11	6,22	40,59	538,546	1,5
W 410 x 75,0	75	413	180	9,7	16	381	357	95,8	27.616	1.337,30	16,98	1.518,60	1.539	173,2	4,03	269,1	4,7	65,21	5,63	36,8	612,784	1,51
W 410 x 85,0	85	417	181	10,9	18,2	381	357	108,6	31.658	1.518,40	17,07	1.731,70	1.804	193,3	4,08	310,4	4,74	94,48	4,97	32,72	715,165	1,52
W 460 x 32,0	32	450	152	7,6	10,8	428	404	66,6	21.370	949,8	17,91	1.095,90	634	83,5	3,09	131,7	3,79	21,79	7,04	53,21	304,837	1,47
W 460 x 40,0	40	455	153	8	13,3	428	404	76,2	25.652	1.127,60	18,35	1.292,10	796	104,1	3,23	163,4	3,89	34,6	5,75	50,55	387,230	1,49
W 460 x 48,0	48	459	154	9,1	15,4	428	404	87,6	29.851	1.300,70	18,46	1.495,40	941	122,2	3,28	192,4	3,93	52,29	5	44,42	461,163	1,5
W 460 x 74,0	74	457	190	9	14,5	428	404	94,9	33.435	1.462,40	18,77	1.657,40	1.061	174,8	4,18	271,3	4,93	52,97	6,55	44,89	811,417	1,64
W 460 x 82,0	82	460	191	9,9	16	428	404	104,7	37.157	1.615,50	18,84	1.836,40	1.862	195	4,22	303,3	4,96	70,62	5,97	40,81	915,745	1,64
W 460 x 89,0	89	463	192	10,5	17,7	428	404	114,1	41.105	1.775,60	18,98	2.019,40	2.093	218	4,28	339	5,01	92,49	5,42	38,44	1.035,073	1,65
W 460 x 97,0	97	466	193	11,4	19	428	404	123,4	44.658	1.916,70	19,03	2.187,40	2.283	236,6	4,3	368,8	5,03	115,05	5,08	35,44	1.137,180	1,66
W 460 x 106,0	106	469	194	12,6	20,6	428	404	135,1	48.978	2.088,60	19,04	2.394,60	2.515	259,3	4,32	405,7	5,05	148,19	4,71	32,05	1.260,083	1,67
W 530 x 66,0	66	525	165	8,9	11,4	502	478	83,6	34.971	1.332,20	20,46	1.538,00	857	103,9	3,2	166	4,02	31,52	7,24	53,73	562,854	1,67
W 530 x 72,0	72	524	207	9	10,9	502	478	91,6	39.869	1.525,50	20,89	1.755,90	1.615	156	4,2	244,6	5,16	33,41	9,5	53,13	1.060,548	1,84
W 530 x 74,0	74	529	166	9,7	13,6	502	478	95,1	40.969	1.548,90	20,76	1.804,90	1.041	125,5	3,31	200,1	4,1	47,39	6,1	49,26	688,538	1,68
W 530 x 82,0	82	528	209	9,5	13,3	501	477	104,5	47.569	1.801,80	21,34	2.058,50	2.028	194,1	4,41	302,7	5,31	51,23	7,86	50,25	1.340,255	1,85
W 530 x 85,0	85	535	166	10,3	16,5	502	478	107,7	48.453	1.811,30	21,21	2.099,80	1.263	152,2	3,42	241,6	4,17	72,93	5,03	46,41	845,463	1,69
W 530 x 92,0	92	533	209	10,2	15,6	502	478	117,6	55.157	2.069,70	21,65	2.359,80	2.379	227,6	4,5	354,7	5,36	75,5	6,7	46,84	1.588,565	1,86
W 530 x 101,0	101	537	210	10,9	17,4	502	478	130	62.198	2.316,50	21,87	2.640,40	2.693	250,5	4,55	400,6	5,4	106,04	6,03	43,14	1.812,734	1,86
W 530 x 109,0	109	539	211	11,6	18,8	501	469	139,7	67.026	2.484,50	21,94	2.847,00	2.952	279,8	4,6	437,4	5,44	131,38	5,61	40,47	1.991,991	1,87
W 610 x 101,0	101	603	228	10,5	14,9	573	541	130,3	77.003	2.594,50	24,31	2.922,70	2.951	233,8	4,76	405	5,76	81,68	7,65	51,54	2.544,966	2,07
W 610 x 113,0	113	608	228	11,2	17,3	573	541	145,3	88.196	2.901,20	24,64	3.312,90	3.426	300,5	4,86	469,7	5,82	116,5	6,59	48,34	2.981,078	2,08
W 610 x 125,0	125	612	229	11,9	19,6	573	541	160,1	99.184	3.241,30	24,89	3.697,30	3.933	343,5	4,96	536,3	5,89	159,5	5,84	45,45	3.441,766	2,09
W 610 x 140,0	140	617	230	13,1	22,2	573	541	179,3	112.619	3.650,50	25,06	4.173,10	4.515	392,6	5,02	614	5,94	225,01	5,18	41,27	3.981,687	2,1
W 610 x 155,0	155	611	324	12,7	19	573	541	198,1	129.583	4.241,70	25,58	4.749,10	10.783	665,6	7,38	1022,6	8,53	200,77	8,53	42,6	9.436,714	2,47

ANEXO D – Planta de fôrmas do Edifício Modelo

ANEXO E – Detalhe das Vigas do Dimensionamento

