

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**CLEYTON LIMA DE OLIVEIRA
MATHEUS EMMANUEL MONTEIRO**

**DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS EM ESTRUTURA DE AÇO**

ANÁPOLIS / GO

2019

CLEYTON LIMA DE OLIVEIRA
MATHEUS EMMANUEL MONTEIRO

**DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS EM ESTRUTURA DE AÇO**

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

ORIENTADOR: ROGÉRIO SANTOS CARDOSO

ANÁPOLIS/GO: 2019

FICHA CATALOGRÁFICA

DE OLIVEIRA, CLEYTON LIMA / MONTEIRO, MATHEUS EMMANUEL

Dimensionamento de um edifício de múltiplos pavimentos em estrutura de aço 105P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2019).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

1. NBR 8800:2008

2. Dimensionamento

3. Estrutura metálica

4. Cálculo estrutural

I. ENC/UNI

II. Título (Série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

DE OLIVEIRA, Cleyton Lima; MONTEIRO, Matheus Emmanuel. Dimensionamento de um edifício de múltiplos pavimentos em estrutura de aço. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 105p. 2019.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Cleyton Lima de Oliveira

Matheus Emmanuel Monteiro

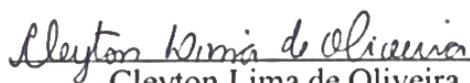
TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:

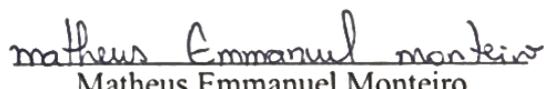
Dimensionamento de um edifício de múltiplos pavimentos em estrutura de aço

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.


Cleyton Lima de Oliveira
cleyto.lima@hotmail.com


Matheus Emmanuel Monteiro
matheusmonteiro_8@hotmail.com

CLEYTON LIMA DE OLIVEIRA
MATHEUS EMMANUEL MONTEIRO

**DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS EM ESTRUTURA DE 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**

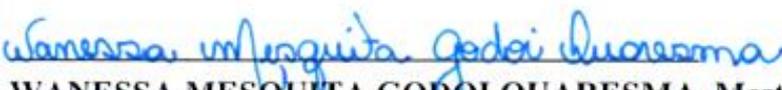
APROVADO POR:



ROGÉRIO SANTOS CARDOSO, Mestre (UniEvangélica)
(ORIENTADOR)



HAYDÊE LISBOA VIEIRA MACHADO, Mestre (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)



WANESSA MESQUITA GODOI QUARESMA, Mestre (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)

DATA: ANÁPOLIS/GO de 2019.

AGRADECIMENTOS

Antes de tudo agradeço a Deus que me permitiu chegar a este ponto, sabendo que ainda é o começo da minha trajetória, me deu forças, perseverança e uma família que não deixou faltar definitivamente nada.

Longe de casa almejo atingir meus sonhos, com o apoio dos meus pais, João e Creusa, que foram meus pilares e que a todo o momento acreditaram em mim e isso eu agradeço eternamente.

A minha companheira, Elizabeth, que sempre me transmitiu calma e esteve comigo nos momentos mais difíceis que passei neste período.

Aos meus amigos que me acolheram, por estarem comigo não somente em momentos felizes, mas como nas dificuldades.

Ao nosso orientar, professor Rogério, pelo apoio e ensinamentos transmitidos no decorrer das aulas e realização deste trabalho.

Esses são meus agradecimentos a todos que participaram comigo nessa jornada, pois “pobre do homem que cai e não tem quem o ajude a levantar-se”.

Cleyton Lima de Oliveira

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, que sustenta o meu propósito todos os dias, certificando a minha identidade como um próspero profissional, por suas bênçãos supreendentes, sua transformadora graça, que foram fundamentais para que eu pudesse chegar onde estou hoje.

Ao Centro de Ensino Universitário, seu corpo docente, direção e administração, que me propuseram oportunidades para que eu pudesse alcançar os meus objetivos.

Aos meus amigos e colegas que junto comigo traçaram esse caminho de muito estudo e aprendizado, e desejo a eles, de todo coração, muito sucesso em suas carreiras profissionais.

À Letícia Parreira Alves, que me acompanhou durante todo esse período de curso, me sustentando com grandes palavras de apoio, acreditando plenamente em mim e no meu sucesso.

Dedico esta e outras conquistas aos meus pais, Antônio Vanderlei Monteiro e Maria Aparecida Rodrigues Monteiro, pelo amor, incentivo e suporte, sem eles eu não seria o que sou hoje.

A todos que direta ou indiretamente fizeram parte dessa formação, o meu muito obrigado.

Matheus Emmanuel Monteiro

RESUMO

A concorrência entre empresas do ramo da construção civil está progressivamente instigada, com isso, novas oportunidades são identificadas baseadas nas necessidades que são impostas no mercado. Objetivando aprimorar o processo produtivo, as empresas anseiam por novos sistemas construtivos e novas tecnologias. Uma construção mais limpa e eficiente são alguns dos pontos mais exigidos atualmente. Com destaque na execução de obras que demandam padrão técnico elevado e presteza na execução as estruturas metálicas apresentam variadas conveniências se comparado ao concreto armado e são amplamente empregadas em países desenvolvidos.

A partir da identificação dessas necessidades acima citada, surge à ideia do dimensionamento das vigas e pilares de um edifício de múltiplos pavimentos, tendo como base teórica a NBR 8800 (ABNT, 2008) e notas de aula. Tendo em vista uma representação mais correlata ao comportamento real da estrutura avaliada e objetivando a obtenção de resultados mais confiáveis os elementos foram analisados de forma individualizada, observando condições de apoio, comprimento e cargas atuantes.

Este trabalho foi estruturado com a finalidade da validação da eficácia dos perfis utilizados expondo tabelas comparativas entre esforços solicitantes e resistentes realizando a análise do desempenho estrutural das vigas em perfil I de um edifício de múltiplos pavimentos, para uma estrutura simples (vigas sem a cooperação da laje de concreto) sujeita à força cortante e momento fletor e os pilares em perfil H que são submetidos aos esforços de compressão axial, força cortante e momento fletor.

PALAVRAS-CHAVE: Estruturas, Dimensionamento, Aço estrutural, Edifício.

ABSTRACT

Competition between constructions companies is progressively instigated there by new opportunities are identified based on the needs that are imposed on the market. In order to improve the production process, companies are looking forward to new construction systems and new technologies. A Cleaner and more efficient construction are some of the most demanded points today. With emphasis in the execution of works that demand high technical standard and readiness in the execution the metallic structures present varied conveniences when compared to the reinforced concrete and are widely used in developed countries.

From the identification of these needs mentioned above, the idea of dimensioning of the beams and pillars of a multi-storey building comes up, having as a theoretical base the NBR 8800 (ABNT, 2008) and class notes. Considering a more correlated representation to the actual behavior of the evaluated structure and aiming to obtain more reliable results, the elements were analyzed in an individualized way, observing conditions of support, length and working loads.

This work was structured with the purpose of validating the efficacy of the profiles used, exposing comparative tables between requested and resistant efforts, performing the analysis of the structural performance of the beams in profile I of a multi-storey building, for a simple structure (beams without the cooperation of the concrete slab)subjected to the shear force and bending moment and the profile pillars H which are subjected to the axial compression forces, shear force and bending moment.

KEYWORDS: Structures, Sizing, Structures steel, Building.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ilustração dos espaços s e g em furos em ziguezague.....	21
Figura 2 - Localização da viga tipo V01	37
Figura 3 - Combinação de cargas 1	40
Figura 4 - Combinação de cargas 2	40
Figura 5 - Diagrama do deslocamento real da viga tipo VP04.....	47
Figura 6 - Diagrama da cortante da viga tipo VP04.....	47
Figura 7 - Diagrama de momento da viga tipo VP04.....	50
Figura 8 - Combinação de cargas	64
Figura 9 - Diagrama do deslocamento real do pilar tipo P01	65
Figura 10 - Diagrama da cortante solicitante de cálculo do pilar tipo P01	66
Figura 11 - Diagrama do momento solicitante de cálculo do pilar tipo P01	69
Figura 12 - Combinação de cargas	72
Figura 13 - Diagrama do deslocamento real do pilar tipo P01	73
Figura 14 - Diagrama da cortante solicitante de cálculo do pilar tipo P01	74
Figura 15 - Diagrama do momento solicitante de cálculo do pilar tipo P01	76

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m	20
Quadro 2 - Valores de $(b/t)_{lim}$	89
Quadro 3 - Parâmetros referentes ao momento máximo fletor resistente	91
Quadro 4 - Deslocamentos máximos.....	95

LISTA DE TABELA

Tabela 1 - Limite de escoamento mínimo	17
Tabela 2 - Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados	26
Tabela 3 - Carregamentos atuantes.....	38
Tabela 4 - Carregamentos atuantes e combinações de cargas	44
Tabela 5 - Deslocamento real, cortante e momento solicitante.....	45
Tabela 6 - Carregamentos atuantes e combinações de cargas	55
Tabela 7 - Deslocamento real, cortante e momento solicitante.....	56
Tabela 8 - Carregamentos atuantes e combinações de cargas	57
Tabela 9 - Deslocamento real, cortante e momento solicitante.....	57
Tabela 10 - Carregamentos atuantes e combinações de cargas	58
Tabela 11 - Deslocamento real, deslocamento limite, cortante e momento solicitante.....	58
Tabela 12 - Carregamentos atuantes e combinações de cargas	59
Tabela 13 - Deslocamento real, cortante e momento solicitante.....	59
Tabela 14 - Carregamentos atuantes e combinações de cargas	60
Tabela 15 - Deslocamento real, cortante e momento solicitante.....	60
Tabela 16 - Carregamento atuante e combinação de cargas.....	78
Tabela 17 - Força axial, deslocamento real, cortante e momento solicitante.....	78
Tabela 18 - Valor de χ em função do índice de esbeltez λ	87
Tabela 19 - Comparativo dos resultados para as vigas de pavimento	101
Tabela 20 - Comparativo dos resultados para as vigas de cobertura.....	103
Tabela 21 - Comparativo dos resultados para os pilares	104

LISTA DE ABREVIATURA E SIGLA

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR Norma Brasileira

CBCA Centro Brasileiro de Construção em Aço

ELU Estados-Limites Últimos

ELS Estados-Limites de Serviço

FLT Flambagem Lateral por Torção

FLM Flambagem Local da Mesa

FLA Flambagem Local da Alma

ESB ESCOAMENTO DA SEÇÃO BRUTA

RSL RUPTURA DA SEÇÃO LÍQUIDA

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 CONTEXTO HISTÓRICO.....	12
1.2 CONCEITO	13
1.2.1 Aço	13
1.2.2 Estruturas Metálicas	14
1.1 JUSTIFICATIVA.....	14
1.2 OBJETIVOS	15
1.2.1 Objetivo Geral	15
1.2.2 Objetivos Específicos	15
1.3 METODOLOGIA	15
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	16
2 EMBASAMENTO TEÓRICO	16
2.1 AÇO ESTRUTURAL	16
2.2 ESTADOS-LIMITES.....	18
2.3 DIMENSIONAMENTO	19
2.3.1 Peças submetidas à tração	19
2.3.1.1 Força axial de tração resistente de cálculo	19
2.3.1.2 Área líquida efetiva (A).....	20
2.3.1.3 Área líquida (An).....	21
2.3.1.4 Área líquida (An) com furos em diagonal ou ziguezague.....	21
2.3.1.5 Pressão de contato em furos	22
2.3.1.6 Rasgamento	23
2.3.1.7 Cisalhamento	23
2.3.2 Peças submetidas à compressão	24
2.3.2.1 Força axial resistente de cálculo.....	24
2.3.2.2 Fator de redução χ	25
2.3.2.3 Instabilidade local de barras axialmente comprimidas.....	27
2.3.2.3.1 <i>Correção dos elementos comprimidos AL</i>	28
2.3.2.3.2 <i>Correção dos elementos comprimidos AA</i>	31
2.3.3 Peças submetidas à flexão e cisalhamento	32
2.3.3.1 Força cortante resistente de cálculo.....	33

	11
2.3.3.2	Momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não esbelta..... 34
2.3.3.3	Deslocamentos máximos 36
3	EXEMPLO NUMÉRICO 36
3.1	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS 36
3.1.1	Viga VP01 37
3.1.2	Vigas VP02, VP03, VP11 e VP14 44
3.1.3	Vigas VP04..... 45
3.1.4	Vigas VP06..... 51
3.1.5	Vigas VP05, VP08 e VP15..... 55
3.1.6	Vigas VP07, VP09, VP10, VP12 e VP13 56
3.1.7	Vigas VC01 e VC02..... 58
3.1.8	Vigas VC03 e VC04..... 59
3.1.9	Vigas VC05 e VC06..... 60
3.2	DIMENSIONAMENTO DOS PILARES 61
3.2.1	Pilar P01 61
3.2.2	Pilar P02, P03, P04, P05, P06, P07, P08, P09, P10, P11 77
4	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS 79
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS 80
	REFERÊNCIAS 81
	ANEXO A – Tabela de perfis – Gerdau Açominas 82
	ANEXO B – Tabela 3 - Valor de χ em função do índice de esbeltez λ 86
	ANEXO C – Quadro 2 - Valores de (b/t)_{lim} 88
	ANEXO D – Quadro 3 - Parâmetros referentes ao momento máximo fletor resistente.. 90
	ANEXO E – Quadro 4 - Deslocamentos máximos 94
	ANEXO F – Planta de forma do pavimento tipo 96
	ANEXO G – Planta de forma da cobertura 98
	ANEXO H – Comparativos dos resultados 100

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO HISTÓRICO

Devido à revolução industrial nos meados do século XVIII, a utilização do ferro ganhou lugar em países mais desenvolvidos sendo produzido em larga escala. Em 1779, a Ponte sobre o Rio Severn em Coalbrookdale na Inglaterra, inaugurou as obras de grande porte utilizando estrutura metálica (Bellei; Pinho; Pinho, 2008). Alguns acidentes ocorreram e tornaram urgente a necessidade de se usar um material estrutural de melhor qualidade, a partir de então o aço ganhou destaque.

O inglês Henry Bessemer e os irmãos Martin, em épocas distintas, respectivamente, ao criarem um forno para produção do aço e ampliarem a capacidade, transformaram-se em figuras importantes na história do aço quando permitiram um processo industrial de fabricação e geraram competitividade, antes não vista, a até então única liga metálica utilizada em grande escala na construção civil (Pfeil, 2009).

O Palácio de Cristal foi o primeiro edifício concebido em estrutura metálica, localizado em Londres, em 1851. No entanto, a fábrica de chocolates de Noisiel-Sur-Name, desenvolvida por Jules Saulnier, em 1872, nas proximidades de Paris, inaugura o formato de concepção que os edifícios devem ter, o prédio apresenta vários andares, apoiado por vigas em balanço nas laterais, mas destaca-se o sistema de estabilidade lateral do prédio, que se assemelha ao contraventamento existente na concepção moderna (Bellei; Pinho; Pinho, 2008).

No Brasil fizeram-se necessários alguns acontecimentos que obrigaram a evolução na fabricação e utilização das ligas metálicas. A Primeira Guerra Mundial foi o gatilho para gerar alterações na construção civil Brasileira. Progressivamente após a criação da Companhia Siderúrgica Belgo Mineira na década de 20 a produção da gusa desenvolveu-se constantemente, avançando a produção nesta época de 35 mil toneladas para 96 mil toneladas no término do decênio. Durante a Segunda Guerra Mundial a Companhia Siderúrgica Nacional foi instituída com o propósito de fabricar chapas, trilhos e perfis nas bitolas americanas. Todavia, para alicerçar o mercado fez-se necessário a atuação das usinas Usiminas, Cosipa e Gerdau Açominas que constituíram uma ampla expansão no setor siderúrgico do Brasil que galgou da exclusiva importação para, por conseguinte a exportação (Bellei; Pinho; Pinho, 2008).

Como exemplar inaugural de prédios de andares múltiplos em estruturas metálicas, observa-se o Edifício Garagem América (1957) com 16 andares, em São Paulo, destacando-se a princípio por ser o primeiro em estrutura metálica (Bellei; Pinho; Pinho, 2008).

O emprego do aço na construção civil desenvolveu várias alternativas arquitetônicas e construtivas, adquirindo formas bastante funcionais primordialmente não vislumbradas, juntamente, a capacitação das siderúrgicas, mão-de-obra e ciência em torno do material, desse modo, qualificando o Brasil como um dos maiores produtores de aço do mundo, tornando-o mais difundido.

1.2 CONCEITO

1.2.1 Aço

É indiscutível que a liga metálica mais flexível e mais importante já conhecida pelo ser humano é o aço, sua produção mundial chegou a mais de 1,249 bilhões de toneladas no ano de 2006, e no Brasil, país dentro dos dez maiores produtores, fabricou cerca de 31 milhões de toneladas (Silva; Pannoni, 2010).

O aço é a liga de ferro e carbono onde o teor de carbono se concentra entre 0,008% e 2,11% além de outros elementos residuais adicionados com o fim de aperfeiçoar suas características físicas e mecânicas (Chiaverini, 1996). Em relação à aplicabilidade, o aço pode ser caracterizado de diversas maneiras. Para estruturas necessitam de propriedades de boa ductilidade, soldabilidade e homogeneidade, requerem-se também uma eminente relação entre a tensão resistente e a de escoamento. Para tanto se utilizam aços em baixo teor de liga, com baixo teor de carbono, o responsável pela ductilidade do aço, sendo que alguns aços alcançam uma elevada resistência a partir de tratamentos térmicos ou processos de conformação (Pfeil, 2009).

Torna-se vantajoso o emprego do aço em estruturas metálicas devido a sua alta resistência, possibilitando a execução de estruturas leves capaz de vencer grandes vãos, bem como sua plasticidade, que permite formar peças geométricas complexas com relativa facilidade (Pinheiro, 2005).

1.2.2 Estruturas Metálicas

O sistema estrutural obrigatoriamente compreende-se como disposições racionais e pertinentes aos vários elementos estruturais. Pilares, vigas, contraventos são componentes que trabalham para resistir principalmente às solicitações de esforços verticais referentes ao peso próprio da estrutura, carga de utilização e demais, e esforços horizontais originários da ação do vento, elementos estes que constituem o esqueleto e asseguram a solidez de um edifício de andares múltiplos (Bellei; Pinho; Pinho, 2008).

Segundo Bellei (2008), estruturas metálicas obtiveram largo destaque principalmente por suas características físicas que propiciam soluções para as arquiteturas progressivamente mais inovadoras e desafiadoras, portanto, é imprescindível obter exatidão milimétrica e consonância com os demais projetos bem executada para usufruir-se das vastas vantagens que é proporcionado no manuseio deste elemento, ao longo dos anos, motivados por estas características, ocorreram amplos avanços no desenvolvimento estrutural de edificações, permitindo crescentemente vãos maiores.

O edifício da Casa do Comércio, em Salvador foi inaugurado em 1988 e é um exemplo bem-sucedido da união entre arquitetura e estrutura metálica no Brasil, visto que, adquiriu relevância na região sendo discernido por sua arquitetura acrônica (Bellei; Pinho; Pinho, 2008).

1.1 JUSTIFICATIVA

Alguns quesitos como eficiência, agilidade e qualidade estão progressivamente mais necessários na construção civil abrindo as portas, exponencialmente para obras realizadas puramente em aço ou obras mistas.

O aço na sua essência tem notoriedade em relação a outros materiais utilizados na construção civil. Ponderando as vantagens e peculiaridades que o aço engloba faz-se obrigatório um novo processo construtivo. Assumindo esse fato como premissa pode-se pontuar primeiramente as vantagens do material que são alta resistência, produção industrializada que gera menores custos e menores prazos tanto para fabricação dos elementos construtivos quanto na execução da obra propriamente dita, alteração do modelo construtivo com maior facilidade e execução de reforço sem maiores problemas, pois a substituição de peças é facilitada. Analisando as características do aço, obtém-se as vantagens no processo construtivo que são o menor custo de administração visto que é exigido menos funcionários,

edificações em estrutura metálica pesam em média dez vezes menos que obras de concreto e esse fato gera economia nas fundações, maior velocidade de giro de capital investido entre outros fatos pontuais (Bellei; Pinho; Pinho, 2008).

Após citado suas vantagens, é evidente a relevância desse sistema construtivo, em razão disso destaca-se uma importância maior no estudo desse processo, já que atualmente não se verifica na formação do engenheiro um apelo maior em questões mais relevantes a formação acadêmica como o aço. Em comparação a países desenvolvidos que fazem o estudo e uso de estruturas metálicas há várias décadas, no Brasil ainda é um tanto quanto recente.

Conseqüentemente, esse trabalho terá um estudo mais dirigido nos detalhes do dimensionamento dos principais elementos de uma edificação de múltiplos pavimentos, podendo em sequência auxiliarem e direcionar os discentes que buscam maior conhecimento na área.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Apresentar a estrutura metálica com o destaque na economia, na agilidade e na qualidade obtida na utilização do elemento e expondo um resumo de cálculo dos elementos de uma edificação de múltiplos pavimentos em aço, fundamentado na NBR 8800 (ABNT, 2008).

1.2.2 Objetivos Específicos

Apresentar um roteiro de cálculo dos elementos de uma edificação de múltiplos pavimentos em aço fundamentado na NBR 8800 (ABNT, 2008).

Relacionar a literatura que trata de edificações verticais usando o aço como elemento estrutural.

1.3 METODOLOGIA

Este trabalho de conclusão de curso foi realizado mediante pesquisas bibliográficas aplicadas a um estudo de caso de investigação de uma estrutura metálica, exibindo

procedimentos de cálculos e dimensionamentos dos principais elementos de um edifício de múltiplos pavimentos em aço.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho foi estruturado em 5 capítulos. No capítulo 1 temos destaque para as justificativas que fazem o trabalho ter sua relevância e objetivos que guiam essa monografia, além disto, expõe conceitos notáveis para a compreensão de estruturas metálicas, bem como, alguns contextos históricos de como as estruturas metálicas ganharam destaque no mundo atualmente.

O capítulo 2 evidencia de forma mais precisa as particularidades do aço, tal como, todas as tabelas e equações fundamentais para o dimensionamento dos elementos estruturais, junto da apresentação apoiada na norma sobre tração, compressão, cisalhamento e flexão.

O capítulo 3 é estruturado no estudo de caso. Nesse capítulo são evidenciados os cálculos necessários para os dimensionamentos das vigas e pilares. É preenchida com figuras que ilustram os cálculos em softwares utilizados, uma linguagem que facilita a compressão do dimensionamento executado.

O capítulo 4 exhibe todos os resultados fundamentais adquiridos no dimensionamento a respeito da resistência dos elementos estruturais e dos esforços solicitantes, com isso, efetuando uma verificação da viabilidade embasada nos conceitos dos capítulos anteriormente abordados.

No capítulo 5 contém as considerações finais do trabalho, com o propósito de validar a utilização de estruturas metálicas nas obras civis, sobretudo, anunciar que os perfis empregados no estudo de caso suportam aos esforços solicitantes.

2 EMBASAMENTO TEÓRICO

2.1 AÇO ESTRUTURAL

O aço é a mais importante e versátil liga metálica, ele é fornecido de vários tipos e formas em que cada uma delas ampara a uma ou mais aplicações. Essas variedades provem da necessidade de adequação do produto a algumas exigências do mercado, seja pelo controle da composição química, ou pela qualidade do produto ou, ainda, na forma final (chapas, perfis, tubos, barras, etc.).

O aço é classificado de acordo com a quantidade de carbono, divididos em baixo, médio e alto teor do mesmo. Aços de baixo carbono, até 0,3% desse elemento, apresentam grande ductilidade, sendo o mais utilizado na construção civil, como exemplo, pontes, edifícios, distinguido por serem bons para o trabalho mecânico e soldagem. Os aços de médio carbono, de 0,3% a 0,6% de carbono, são usados em engrenagens, bielas e outros componentes mecânicos, possuem boa capacidade de aderência uma superfície e boa resistência quando temperados. Aços de alto carbono, mais do que 0,6% de carbono, costumam-se utilizá-los, como exemplo, em trilhos, molas, pequenas ferramentas, por apresentar ser um material com elevada dureza e resistência após ser levado a um resfriamento brusco (CENTRO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO EM AÇO – CBCA, 2015).

Os aços estruturais podem ser classificados em três grupos principais, conforme a tensão de escoamento mínima especificada. A tabela 1 mostra essa classificação com os seus respectivos limites.

Tabela 1 - Limite de escoamento mínimo

Tipo	MPa
Aço carbono de média resistência	195 a 259
Aço de alta resistência e baixa liga	290 a 345
Aços ligados tratados termicamente	630 a 700

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

O aumento de teor de carbono eleva a resistência do aço, contudo diminui a sua capacidade de se deformar (ductilidade), o que leva a problemas na soldagem (Pfeil, 2009).

Atualmente o aço mais utilizado dentro os aços estruturais é o A36, que é classificado como um aço de médio carbono. Porém, com o crescimento de obras de estruturas cada vez maiores, tem levado os engenheiros, projetistas e construtores a utilizaraços de maior resistência, de modo a evitar estruturas mais pesadas (CENTRO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO EM AÇO – CBCA, 2015).

A fabricação do aço se dá de várias formas, entre elas se destacam as barras, chapas, perfis, cordoalhas e cabos. Onde os perfis, produzidos na forma de H, I, U e L, podem ser laminados, soldados e também de chapa dobrada.

2.2 ESTADOS-LIMITES

Para permitir uma boa funcionalidade durante toda a vida de uma estrutura, os elementos estruturais devem ter resistência necessária, bem como rigidez e dureza. O projeto deve conter ainda alguma resistência reserva além das que seriam necessárias para resistir às cargas de serviço, ou seja, deve-se considerar a possibilidade de um excesso de carga (Bellei; Pinho; Pinho, 2008).

Segundo Pfeil (2009), os estados limites são divididos em duas categorias:

- Estado limites últimos;
- Estado limites de utilização;

Os estados limites últimos estão ligados ao excesso de carga e o colapso da estrutura, em consequência de:

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

Os estados limites de utilização abrangem:

- Deformações excessivas;
- Vibrações excessivas.

Em geral a expressão para a condição da segurança estrutural em relação a cada uma das solicitações pode ser descrita como:

$$R \geq S$$

Onde R representa a resistência de cálculo do elemento estrutural e S representa a solicitação de cálculo que deve atuar (Bellei; Pinho; Pinho, 2008).

2.3 DIMENSIONAMENTO

2.3.1 Peças submetidas à tração

Peças sujeitas a solicitações de tração axial, ou tração simples, são chamadas peças tracionadas, elas são estabelecidas nas estruturas de múltiplas formas, como em tirantes, contraventamentos de torres, travamentos de vigas ou colunas, e outros (Pfeil, 2009). Quando uma barra é tracionada, sua seção transversal diminui. A NBR 8800 (ABNT, 2008) determina as posteriores expressões para o cálculo da força axial de tração resistente.

2.3.1.1 Força axial de tração resistente de cálculo

A ABNT NBR 8800 determina que a força axial de tração resistente de cálculo a ser usada no dimensionamento de um elemento tracionado, exceto para barras redondas e barras ligadas por pinos, é o menor resultado, considerando os estados limites últimos de escoamento na seção bruta e ruptura na seção líquida efetiva, dos seguintes valores:

Escoamento da seção bruta, de área A_g :

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (1)$$

Onde:

$\gamma_{a1} = 1,10$ para esforço normal solicitante decorrente de combinação normal de ações (ver Quadro 1).

f_y = tensão de escoamento à tração do aço.

Ruptura da seção líquida (com furos) de área líquida efetiva A_e :

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (2)$$

Onde:

$\gamma_{a2} = 1,35$ para esforço normal solicitante decorrente de combinação normal de ações (ver Quadro 1).

f_u = tensão resistente à tração do aço.

Quadro 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	1,00	1,15	1,20	1,00

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

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

2.3.1.2 Área líquida efetiva (A)

Uma seção coopera inteiramente na transferência dos esforços quando a ligação é feita por todos os segmentos de um perfil. Isso não ocorre nas ligações das cantoneiras com a chapa de nó, onde a transferência dos esforços se oferece através de uma aba de cada cantoneira. Nesse caso as tensões se concentram no segmento ligado e não se distribuem em toda seção. A partir disso a área líquida efetiva é calculada como:

$$A_e = C_t \cdot A_n \quad (3)$$

Na expressão de A_e , A_n é a área líquida da barra, e C_t é um coeficiente de redução da área líquida. O comprimento da ligação é inversamente proporcional à redução aplicada às áreas.

2.3.1.3 Área líquida (A_n)

A área líquida de uma barra é a somatória do produto da espessura pela largura líquida de cada elemento. Calcula-se descontando as áreas de furo contidas na área bruta.

No cálculo da área dos furos considera-se o acréscimo de:

- a) 2mm caso não se possa garantir uso de brocas para a realização dos furos;
- b) 1,5mm considerando-se a folga do furo padrão.

2.3.1.4 Área líquida (A_n) com furos em diagonal ou ziguezague

A área líquida de uma barra que contém uma série de furos distribuídos transversalmente ao eixo da barra, em diagonal ou em ziguezague é calculado pela seguinte expressão:

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

Onde:

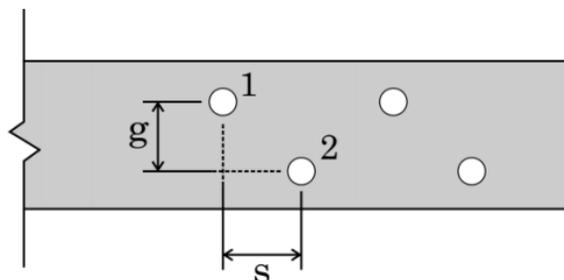
s é os espaçamentos longitudinais entre dois furos;

g é o espaçamento transversal entre dois furos;

d é o diâmetro do parafuso;

t é a espessura da chapa.

Figura 1 – Ilustração dos espaços s e g em furos em ziguezague



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

2.3.1.5 Pressão de contato em furos

Para calcular a pressão de contato em furos, devem-se considerar alguns fatores da limitação do projeto estrutural. A NBR 8800(ABNT, 2008) define as seguintes expressões para o cálculo das pressões de contato:

- a) Em furos-padrão, furos alargados ou pouco alongados em qualquer direção e furos bem alongados na direção da força, nessas condições, quando a deformação no furo para forças de serviço:

For uma limitação de projeto

$$P_c = \frac{2,4 d_b t f_u}{\gamma_{a2}} \quad (5)$$

Não for uma limitação de projeto

$$P_c = \frac{3,0 d_b t f_u}{\gamma_{a2}} \quad (6)$$

- b) Nas mesmas condições do item a, no caso de furos muito alongados na direção perpendicular à da força:

$$P_c = \frac{2,0 d_b t f_u}{\gamma_{a2}} \quad (7)$$

Onde:

d_b é o diâmetro do parafuso;

t é a espessura da parte ligada;

f_u é a resistência à ruptura.

2.3.1.6 Rasgamento

Deve-se levar em conta o rasgamento entre o furo e a borda ou entre dois furos consecutivos. Os valores resultantes do cálculo de rasgamento deve ser menor ou igual aos de pressão de contato, de acordo com as seguintes condições:

- a) Em furos-padrão, furos alargados, furos pouco alongados em qualquer direção e furos muito alongados na direção da força, em todas essas condições, quando a deformação no furo para forças de serviço:

For uma limitação de projeto

$$R = \frac{1,2 l_f t f_u}{Y_{a2}} \quad (8)$$

Não for uma limitação de projeto

$$R = \frac{1,5 l_f t f_u}{Y_{a2}} \quad (9)$$

- b) Nas mesmas condições do item a, no caso de furos muito alongados na direção perpendicular à da força:

$$R = \frac{1,0 l_f t f_u}{Y_{a2}} \quad (10)$$

Onde:

l_f é a distância entre a borda do furo e a borda do furo adjacente ou a borda livre.

2.3.1.7 Cisalhamento

A força de cisalhamento resistente de cálculo de uma barra redonda rosqueada ou de um parafuso é, por plano de corte, igual a:

- a) Quando o plano de corte passa pela rosca

$$F_{y,Rd} = \frac{0.4 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad (11)$$

$$A_b = 0,25 \pi d b^2 \quad (12)$$

b) Quando o plano de corte não passa pela rosca

$$F_{y,Rd} = \frac{0.5 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad (13)$$

2.3.2 Peças submetidas à compressão

Peças metálicas com curvaturas iniciais quando recebem esforços de tração é verificada a correção da peça eliminando a curvatura pré-existente. Contrário a este efeito, a compressão intensifica o arqueamento (Pfeil, 2009).

Barras prismáticas submetidas à força axial de compressão devem seguir a seguinte condição:

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

Onde:

$N_{c,Sd}$ é o valor de calculo da força axial de compressão solicitante;

$N_{c,Rd}$ é o valor de calculo da força axial de compressão resistente.

2.3.2.1 Força axial resistente de cálculo

A seguinte expressão determina a força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, de uma barra, associada aos estados-limites últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção e de flambagem local.

$$N_{c,Rd} = \left(\frac{\chi Q A_g f_y}{\lambda_{a1}} \right) \quad (14)$$

Onde:

χ é fator de redução relacionado à resistência à compressão devido à instabilidade global, obtidos através das formulas 15 e 16 ou (Ver no Anexo B, Tabela 3);

Q é o fator de redução total devido a instabilidade local;

A_g é a área bruta da seção transversal da barra, obtido através da Tabela de perfis – Gerdau Açominas no Anexo A.

2.3.2.2 Fator de redução χ

Fator de redução relacionado à resistência a compressão, χ , obtém-se por:

$$\text{- para } \lambda_0 \leq 1,5: \chi = 0,658\lambda_0^2 \quad (15)$$

$$\text{- para } \lambda_0 > 1,5: \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (16)$$

Onde λ_0 é o índice de esbeltez reduzido, obtido pela seguinte equação.

$$\lambda_0 = \frac{Kl}{r} \quad (17)$$

Onde:

K é o coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados, obtido através da Tabela 2;

l é o comprimento da peça destravada;

r é o raio de giração, obtido através da Tabela de perfis – Gerdau Açominas no Anexo A.

Como limitação o índice de esbeltez das barras comprimidas não pode ultrapassar 200.

Dependendo do tipo de aço temos as seguintes formulas para determinação do índice de esbeltez:

a) Para aço MR 250

$$\lambda_0 = 0,0113 \left(\frac{Kl}{r} \right) \tag{18}$$

b) Para aço AR 350

$$\lambda_0 = 0,0133 \left(\frac{Kl}{r} \right) \tag{19}$$

c) Para aço A572 G50

$$\lambda_0 = 0,0132 \left(\frac{Kl}{r} \right) \tag{20}$$

Tabela 2 - Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados

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

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

Em condições que λ_0 não supere 3,0, tem-se resultados para o fator de redução χ em função do índice de esbeltez reduzido (Ver no Anexo B, Tabela 3).

2.3.2.3 Instabilidade local de barras axialmente comprimidas

As seções transversais usuais são compostas por elementos classificados em AL (apenas uma borda longitudinal vinculada) e AA (duas bordas longitudinais vinculadas), exceto em seções tubulares circulares. O fator de redução total devido à instabilidade local, Q , é igual a 1,00 quando a relação (b/t) não supere os valores de $(b/t)_{lim}$. Em casos, em que a relação (b/t) supere o $(b/t)_{lim}$, o fator de redução Q é dado pela seguinte equação:

$$Q = Q_s Q_a \quad (21)$$

Cujo Q_s e Q_a são fatores de redução analisando individualmente e respectivamente os elementos AL e AA da seção transversal.

A seção possuindo apenas elementos AL:

$$Q = Q_s \quad (22)$$

A seção possuindo apenas elementos AA:

$$Q = Q_a \quad (23)$$

Em caso de perfis laminados, obedecem-se as seguintes equações:

a) Elementos comprimidos AL.

Mesa:

$$Q_s = \frac{b_f}{2t_f} \quad (24)$$

Onde:

b_f corresponde a largura da mesa, obtido através da Tabela de perfis – Gerdau Açominas no Anexo A;

t_f corresponde a espessura da mesa, obtido através da Tabela de perfis – Gerdau Açominas no Anexo A.

b) Elementos comprimidos AA.

Alma:

$$Q_a = \frac{d'}{t_w} \quad (25)$$

Onde:

d' corresponde a largura da alma, obtido através da Tabela de perfis – Gerdau Açominas no Anexo A;

t_w corresponde a espessura da alma, obtido através da Tabela de perfis – Gerdau Açominas no Anexo A.

2.3.2.3.1 Correção dos elementos comprimidos AL

Seguindo a equação descrita anteriormente para relações (b/t) que superem o $(b/t)_{lim}$ é obedecido os seguintes procedimentos para correção dos valores Q_s :

a) Para elementos do grupo 3 no Anexo C, Quadro 2:

Se a relação (b/t) obedecer a seguinte condição:

$$0,45 \sqrt{\frac{f_y}{E}} < \frac{b}{t} \leq 0,91 \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (26)$$

Então Q_s é:

$$Q_s = 1,340 - 0,76 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (27)$$

Se a relação (b/t) obedecer a seguinte condição:

$$\frac{b}{t} > 0,91 \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (28)$$

Então Q_s é:

$$Q_s = \frac{0,53E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (29)$$

b) Para elementos do grupo 4 no Anexo C, Quadro 2:

Se a relação (b/t) obedecer a seguinte condição:

$$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (30)$$

Então Q_s é:

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (31)$$

Se a relação (b/t) obedecer a seguinte condição:

$$\frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (32)$$

Então Q_s é:

$$Q_s = \frac{0,69E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (33)$$

c) Para elementos do grupo 5 no Anexo C, Quadro 2:

Se a relação (b/t) obedecer a seguinte condição:

$$0,64 \sqrt{\frac{E}{k_c}} < \frac{b}{t} < 1,17 \sqrt{\frac{E}{k_c}} \quad (34)$$

Então Q_s é:

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{k_c E}} \quad (35)$$

Se a relação (b/t) obedecer a seguinte condição:

$$\frac{b}{t} > 1,17 \sqrt{\frac{E}{k_c}} \quad (36)$$

Então Q_s é:

$$Q_s = \frac{0,90 E k_c}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (37)$$

Cujo k_c é obtido por:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \quad (38)$$

Sendo $0,35 \leq k_c \leq 0,76$

d) Para elementos do grupo 6no Anexo C, Quadro 2:

Se a relação (b/t) obedecer a seguinte condição:

$$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (39)$$

Então Q_s é:

$$Q_s = 1,908 - 1,22 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (40)$$

Se a relação (b/t) obedecer a seguinte condição:

$$\frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (41)$$

Então Q_s é:

$$Q_s = \frac{0,69E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (42)$$

Onde:

h é a altura da alma;

t_w é a espessura da alma;

b e t são a largura e espessura do elemento, respectivamente.

Em caso de existirem dois ou mais elementos AL com fatores de redução Q_s distintos, adota-se o menor dentre os fatores.

2.3.2.3.2 Correção dos elementos comprimidos AA

Seguindo a equação descrita anteriormente para relações (b/t) que superem o $(b/t)_{lim}$ é obedecido os seguintes procedimentos para correção dos valores Q_a :

a) Cálculo da largura efetiva.

$$b_{ef} = 1,92t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{c_a}{\frac{b}{t}} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \quad (43)$$

Onde c_a é um coeficiente igual a 0,38 para mesas ou almas de seções tubulares retangulares e 0,34 para todos os outros elementos.

Sendo a favor da segurança, adota-se:

$$\sigma = f_y \quad (44)$$

b) Cálculo da área efetiva.

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t \quad (45)$$

Onde:

A_g é a área bruta do perfil, obtido através da Tabela de perfis – Gerdau Açominas no Anexo A;

b corresponde ao d' que é a largura da alma, obtido através da Tabela de perfis – Gerdau Açominas no Anexo A;

t é a espessura do perfil, obtido através da Tabela de perfis – Gerdau Açominas no Anexo A;

c) Correção do fator de redução Q_a :

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (46)$$

2.3.3 Peças submetidas à flexão e cisalhamento

No dimensionamento de barras submetidas à força cortante e momento fletor, devem cumprir as seguintes condições:

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

$$V_{sd} \leq V_{rd}$$

Onde:

M_{sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;

M_{rd} é o momento fletor resistente de cálculo;

V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo;

V_{rd} é a força cortante resistente de cálculo.

2.3.3.1 Força cortante resistente de cálculo

A força cortante de cálculo V_{Rd} das barras fletidas é fornecida considerando os estados-limites últimos de escoamento e flambagem por cisalhamento.

Para seções I, H e U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma, a força cortante de cálculo, V_{Rd} , é tomada por:

Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (47)$$

Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$V_{Rd} = \frac{\gamma_p V_{pl}}{\lambda \gamma_{a1}} \quad (48)$$

Para $\lambda > \lambda_r$:

$$V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (49)$$

Onde:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (50)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \quad (51)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \quad (52)$$

K_v para almas sem enrijecedores transversais é 5,0;

t_w é a espessura da alma;

V_{pl} é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento, calculado a partir da equação:

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y \quad (53)$$

Sendo A_w a área efetiva de cisalhamento, que deve ser tomada igual a:

$$A_w = d t_w \quad (54)$$

Onde:

d é a altura total da seção transversal;

t_w é a espessura da alma.

2.3.3.2 Momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não esbelta

Vigas de alma não esbelta são formadas por seções I, H, U, caixão e tubulares retangulares, quando perpendiculares ao eixo de flexão têm parâmetros de esbeltez λ inferior ou igual a λ_r , por seções tubulares circulares com relação entre diâmetro e espessura de parede não superior a $0,45 E/f_y$ e por seções T, seções constituídas por duas cantoneiras em T seções sólidas circulares ou retangulares com quaisquer dimensões.

Os momentos fletores resistentes de cálculo de vigas de alma não-esbelta para os esses tipos de seções e estado limite (FLT) são determinadas a partir das seguintes condições:

Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (55)$$

Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$M_{rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (56)$$

Para $\lambda > \lambda_r$:

$$M_{rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (57)$$

Onde:

$$M_{pl} = Z f_y \quad (58)$$

Para os mesmos tipos de seções e eixo de flexão nos estados-limites de flambagem local da mesa (FLM) e flambagem local da alma (FLA), calcula-se o momento fletor resistente de cálculo a partir das seguintes condições:

Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (59)$$

Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$M_{rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (60)$$

Para $\lambda > \lambda_r$:

$$M_{rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \quad (61)$$

Onde:

M_{pl} é o momento fletor plástico;

M_{cr} é o momento fletor crítico;

M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento;

C_b é o fator de modificação para o diagrama de momento fletor não-uniforme;

Z é o módulo de resistência plástico, retirada da Tabela de perfis – Gerdau Açominas no Anexo A.

2.3.3.3 Deslocamentos máximos

Os valores dos deslocamentos máximos solicitados para situações usuais nas construções devem ser entendidos como valores práticos a serem utilizados para verificar o estado-limite de serviço de deslocamentos em excesso na estrutura.

Os valores máximos para os deslocamentos horizontais e verticais são obtidos no Anexo E, Quadro 4.

3 EXEMPLO NUMÉRICO

Para o exemplo numérico, a fim de exibir o roteiro de cálculo dos elementos de uma edificação de múltiplos pavimentos em aço, foi utilizado um projeto de um edifício que tem como principal objetivo servir como salas de aula e ambientes educacionais para os discentes.

O edifício compreende um pavimento cobertura e três pavimentos tipos, com pé direito de 3,2 metros de altura, resultando em uma altura total de 12 metros e 80 centímetros e área total de 1.311,82 m².

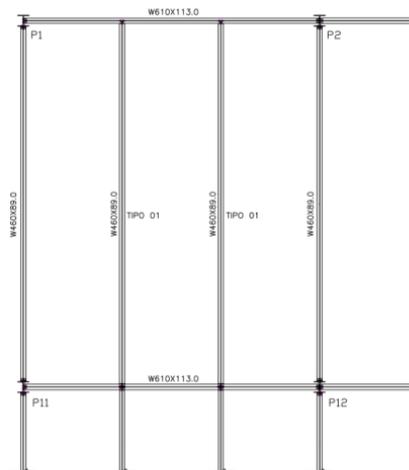
3.1 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

O dimensionamento da viga metálica será conforme preconiza NBR 8800 (ABNT, 2008) e notas de aula. Para fins de cálculos foram utilizados alguns setores específicos da

estrutura, haja vista que os demais elementos se repetem, tornando desnecessário o seu dimensionamento. Primeiramente serão dimensionadas as vigas dos pavimentos onde são incluso cargas de parede. Vigas de cobertura têm os mesmos perfis do pavimento com diferença somente no deslocamento limite, portanto serão apenas apresentados os valores em tabela.

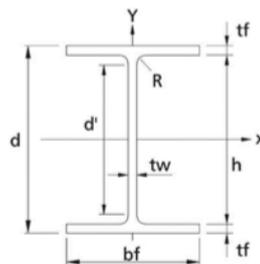
3.1.1 Viga VP01

Figura 2- Localização da viga tipo V01



Fonte: R.C – Projetos e consultoria em aço, 2019.

Para o dimensionamento da viga VP01 de pavimento, da qual o perfil escolhido é o W460x89.0 com aço A-572 Grau 50, os valores equivalentes as incógnitas do perfil são adquiridos a partir da tabela de bitolas para perfis estruturais em I, inclusos no catálogo da Gerdau no Anexo A. Temos:



Fonte: CATÁLOGO DELTA AÇOS, 2019.

$d = 463 \text{ mm}$

$d' = 404 \text{ mm}$

$bf = 192 \text{ mm}$

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

$tf = 17,7 \text{ mm}$

$r_y = 4,28 \text{ cm}$

Inicialmente calcula-se a área de influência da viga pela fórmula:

$$A_{if} = \text{Largura de influência} * \text{comprimento da viga}$$

Onde,

Largura de influência = 266,7 cm e comprimento da viga = 1000 cm.

$$A_{if} = 266700 = \text{cm}^2$$

Para o cálculo das combinações de cargas atuantes na estrutura, temos os dados da tabela 3, adquiridos a partir das propriedades dos materiais estabelecidos, simultaneamente com a devida análise do projeto da edificação:

Tabela 3 - Carregamentos atuantes

Fatores de carregamento	Abreviação	Dados de carregamento
Peso próprio do perfil	Pp	0,89 kN/cm
Carga laje maciça	Pl	2,5 kN/m ²
Carga do revestimento	Pr	0,82 kN/m ²
Carga do forro	Pf	0,18 kN/m ²
Peso de Sobrecarga	Psob	2,5 kN/m ²

Fonte: Autoria própria (2019)

Sabendo-se os carregamentos atuantes na estrutura, devem-ser calculadas as combinações de cargas, com a finalidade de determinar os efeitos mais desfavoráveis ao qual a estrutura será sujeitada.

As cargas que atuarão sobre a viga, devem estar na unidade de medida kN/cm para o cálculo:

- a) O peso próprio do perfil W460x89.0:

$$P_p = 0,89 \text{ kgf/cm} = 0,008722 \text{ KN/cm}$$

- b) A carga da laje maçica: $P_{tm} = 0,00255 \text{ kgf/cm}^2$ e $L_{V01} = 1000 \text{ cm}$.

$$C_{Pl} = \frac{P_{tm} * A_{V01}}{L_{V01}} = \frac{0,0255 * 266700}{1000} = 6,801 \text{ kgf/cm}$$

$$C_{pl} = 0,06665 \text{ KN/cm}$$

c) A carga do revestimento para o respectivo valor: $P_R = 0,0050 \text{ kgf/cm}^2$.

$$C_R = \frac{P_R * A_{V01}}{L_{V01}} = \frac{0,0082 * 266700}{1000} = 2,1756 \text{ kgf/cm}$$

$$C_R = 0,02132 \text{ KN/cm}$$

d) A carga do forro para o respectivo valor: $P_F = 0,0018 \text{ kgf/cm}^2$.

$$C_F = \frac{P_F * A_{V01}}{L_{V01}} = \frac{0,0018 * 266700}{1000} = 0,48006 \text{ kgf/cm}$$

$$C_F = 0,00470 \text{ KN/cm}$$

e) A sobrecarga para o respectivo valor: $P_{Sob} = 0,0250 \text{ kgf/cm}^2$.

$$CP_{Sob} = \frac{P_{Sob} * A_{V01}}{L_{V01}} = \frac{0,0250 * 266700}{1000} = 6,79895 \text{ kgf/cm}$$

$$CP_{Sob} = 0,06663 \text{ KN/cm}$$

Foram calculadas duas combinações de cargas diferentes:

Combinação 1 para o cálculo do esforço cortante e do momento de projeto:

$$Comb1 = 1,2 * (P_P + C_{pl} + CP_R + CP_F) + 1,3 * CP_{Sob}$$

$$Comb1 = 1,2 * (0,008722 + 0,06665 + 0,02132 + 0,0047) + 1,3 * 0,06663$$

$$Comb1 = 0,20829 \text{ KN/cm}$$

Combinação 2 para o cálculo do deslocamento:

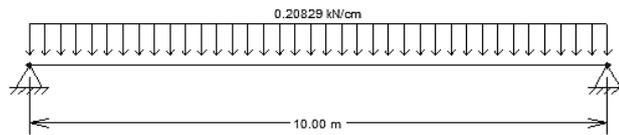
$$Comb2 = P_P + C_{pl} + CP_R + CP_F + CP_{Sob}$$

$$Comb2 = 0,008722 + 0,06665 + 0,02132 + 0,0047 + 0,06663$$

$$Comb2 = 0,16803 \text{ KN/cm}$$

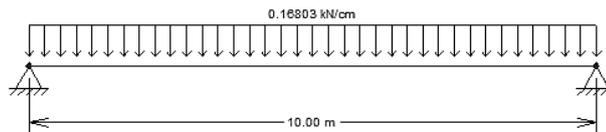
Temos, para cada combinação, os diagramas de cargas das figuras 3 e 4:

Figura 3 - Combinação de cargas 1



Fonte: Aatoria própria (2019)

Figura 4 - Combinação de cargas 2



Fonte: Aatoria própria (2019)

A combinação I apresenta os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura, e deve ser adotada no cálculo dos esforços cortantes e momentos fletores.

3.1.1.1 Deslocamento vertical

O deslocamento vertical, de acordo com o a norma, não pode ultrapassar o valor de $\frac{L_b}{350}$, já que se trata de uma viga de piso, sendo l_b o vão teórico da laje na direção das nervuras, correspondente ao valor de 1000 cm, então:

$$\Delta_{max} = \frac{L_b}{350} = \frac{1000}{350} = 2,857143 \text{ cm}$$

O deslocamento real calculado para as combinações de cargas distribuídas em vigas biapoiadas, com os valores de $I_x = 1305 \text{ cm}^4$ e $E = 20000 \text{ KN/cm}^2$.

$$\Delta_{real} = \frac{5Pl^4}{384EI} = \frac{5 * 0,16803 * 1000^4}{384 * 20000 * 41105} = 2,66128 \text{ cm}$$

3.1.1.2 Cisalhamento

Os parâmetros de esbeltez são calculados para obter-se a verificação do cisalhamento, para isso faz-se necessário os valores de incógnitas ainda não empregues: $d' = 40,4 \text{ cm}$, $t_w = 1,05 \text{ cm}$, $K_v = 5$, $f_y = 34,5 \text{ KN/cm}^2$, $d = 46,3 \text{ cm}$ e $\gamma_{a1} = 1,1$.

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} = \frac{40,4}{1,05} = 38,48$$

$$\lambda_p = 1,10 * \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,10 * \sqrt{\frac{5 * 20000}{34,5}} = 59,22$$

$$\lambda_r = 1,37 * \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,37 * \sqrt{\frac{5 * 20000}{34,5}} = 73,76$$

$$A_w = dt_w = 46,3 * 1,05 = 48,615 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y = 0,60 * 48,615 * 34,5 = 1006,3305 \text{ KN}$$

Comparando os valores de λ e λ_p , conforme orientações da NBR 8800 (ABNT, 2008), verificaram que $\lambda \leq \lambda_p$. Portanto, então, a seção é compacta e deve-se calcular a força resistente de cálculo:

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{1006,3305}{1,1} = 914,85 \text{ KN}$$

Determinação da cortante solicitante de cálculo da viga 01 para comparação e verificação ao final do dimensionamento:

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{0,20829 * 1000}{2} = 104,145 \text{ KN}$$

3.1.1.3 Momento fletor

Para a verificação da viga quanto ao momento fletor, devem ser consideradas a flambagem lateral por torção (FLT), a flambagem local da mesa (FLM) e a flambagem local da alma (FLA).

Para o cálculo da flambagem lateral por torção (FLT) faz-se necessário os valores de incógnitas: $L_b = 40 \text{ cm}$, $r_y = 4,28 \text{ cm}$, $W_x = 1775,6 \text{ cm}^3$, $J = 92,49 \text{ cm}^4$, $I_y = 2093 \text{ cm}^4$, $t_f = 1,77 \text{ cm}$ e $Z_x = 2019,4 \text{ cm}^3$.

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{40}{4,28} = 9,35$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 42,38$$

Para o cálculo de λ_r é necessário se determinar os valores β_1 e C_w (para seções I):

$$\beta_1 = \frac{(0,7f_y)W_x}{EJ} = \frac{(0,7 * 34,5) * 1775,6}{20000 * 92,49} = 0,02318$$

$$C_w = \frac{I_y(d - t_f)^2}{4} = \frac{2093 * (1000 - 1,77)^2}{4} = 1037563,361$$

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

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{87 * 2,05}}{2,12 * 2,05 * 0,07678} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 * 1037563,361 * 1037563 * 0,02318^2}{2093}}}$$

$$= 130,03$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$ a seção é compacta, portanto, o momento resistente de cálculo à FLT é obtido pela seguinte equação:

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

Sendo necessário determinar o M_{pl} e o M_r :

$$M_{pl} = Z_x f_y = 2019,4 * 34,5 = 69669,3 \text{ KN} * \text{cm}$$

$$M_r = (0,70f_y)W_x = (0,70 * 34,5) * 1775,6 = 42880,74 \text{ KN} * \text{cm}$$

Temos:

$$M_{rd} = \frac{69669,3}{1,1}$$

$$M_{rd} = 63335,73 \text{ KN} * \text{cm}$$

Verificação quanto à flambagem local da mesa (FLM) da viga tipo VP01 para o respectivo valor de incógnita ainda não relacionada: $b_f = 19,2$ cm.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{19,2}{2 * 1,77} = 5,42$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,83 \sqrt{\frac{20000}{(0,7 * 34,5)}} = 23,89$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$ a seção é compacta, portanto, o momento resistente de cálculo à FLM é obtido pela mesma equação:

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

$$M_{rd} = \frac{69669,3}{1,1}$$

$$M_{rd} = 63335,73 \text{ KN} * \text{cm}$$

Verificação quanto à flambagem local da alma (FLA) da viga tipo V01:

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} = \frac{40,4}{1,05} = 38,48$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 137,24$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$, a seção é compacta, portanto, o momento resistente de cálculo à FLA é obtido pela mesma equação:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{69669,3}{1,1} = 63335,73 \text{ KN.cm}$$

Deve-se determinar o momento solicitante de cálculo da viga VP01 para comparação e verificação ao final do dimensionamento:

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{0,20829 * 1000^2}{8} = 26036,81 \text{ KN.cm}$$

Comparando o maior valor obtido de momento resistente $M_{rd} = 63335,73 \text{ kN.cm}$ com o valor de momento solicitante anteriormente exibido, $M_{sd} = 26036,81 \text{ kN.cm}$, concluímos que $M_{sd} \leq M_{rd}$. Ou seja, a viga resiste um momento maior que o momento fletor solicitado, conseqüentemente a viga passa na verificação do momento fletor.

3.1.2 Vigas VP02, VP03, VP11 e VP14

As vigas tipo VP02, VP03, VP11 e VP14 de pavimento, por possuírem o mesmo perfil (W460x89.0 – aço A-572 Grau 50) da viga tipo VP01, apresentaram os mesmos resultados para deslocamento máximo e cortante e momento resistente. Porém, existem variações com relação à área de influência e o comprimento destravado (L_b) gerando diferenças quanto aos carregamentos atuantes e cortante e momento solicitante. Dimensionando da mesma forma que para viga tipo VP01, foram obtidos os seguintes resultados exibidos nas tabelas a seguir:

Tabela 4 - Carregamentos atuantes e combinações de cargas

Viga tipo	Área de influência (cm ²)	C_{pl} (KN/cm)	C_R (KN/cm)	C_F (KN/cm)	S_{ob} (KN/cm)	Carga de parede (KN/cm)	Comb1 (KN/cm)	Comb2 (KN/cm)
VP02	266700	0,06665	0,02132	0,00470	0,06663	P_{dw}	0,20845	0,16815
VP03	133350	0,03332	0,01066	0,00235	0,03331	P_{pc}	0,10961	0,08856
VP11	165354	0	0,02132	0,00470	0,06663	P_{pc}	0,12854	0,10157

VP14	248031	0,09997	0,03198	0,00706	0,09994	P_{dw}	0,30736	0,24780
-------------	--------	---------	---------	---------	---------	----------	---------	---------

P_p é o peso próprio do perfil metálico = 0,008722 kN/cm

P_{dw} é o peso parede dry wall = 0,000125525 kN/cm

P_{pc} é o peso parede de placa cimentícia = 0,000188288 kN/cm

C_{pl} é a carga da laje;

C_R é a carga do revestimento;

C_F é a carga do forro;

S_{ob} é a sobrecarga;

Comb1 é a combinação de cargas 1;

Comb2 é a combinação de cargas 2.

Fonte: Autoria própria (2019)

Tabela 5 - Deslocamento real, cortante e momento solicitante.

Viga tipo	Δ_{real} (cm)	V_{sd} (KN)	M_{sd} (KN*cm)
VP02	2,66327	104,22255	26055,64
VP03	1,40270	54,80319	13700,80
VP11	0,23770	39,84815	6176,46
VP14	0,57995	95,28133	14768,61

Δ_{real} é o deslocamento real;

V_{sd} é a cortante solicitante de cálculo;

M_{sd} é o momento solicitante de cálculo.

Fonte: Autoria própria (2019)

3.1.3 Vigas VP04

Para o dimensionamento da viga VP04 de pavimento, o aço adotado foi o A-572 Grau 50 e o perfil a ser dimensionado é o W610 x 140.

Os carregamentos atuantes sobre a viga tipo VP04 são o peso próprio do perfil (W360x32.9) mais as cargas de laje, revestimento, forro, sobrecarga e parede de placa cimentícia.

Sendo o peso próprio do perfil W610x140:

$$P_p = 0,01372 \text{ KN/cm}$$

Foram calculadas duas combinações de cargas diferentes:

Combinação 1 para o cálculo do esforço cortante e do momento de projeto:

$$\begin{aligned}
 \mathbf{Comb1} &= \mathbf{1,2 * (P_P + CP_L + CP_R + CP_F + C_{pc}) + 1,3 * CP_{Sob}} \\
 \mathbf{Comb1} &= \mathbf{1,2 * (0,01372 + 0,12495 + 0,03997 + 0,00882 + 0,000188288) + 1,3} \\
 &\quad \mathbf{* 0,12492} \\
 \mathbf{Comb1} &= \mathbf{0,38757 KN/cm}
 \end{aligned}$$

Combinação 2 para o cálculo do deslocamento:

$$\begin{aligned}
 \mathbf{Comb2} &= \mathbf{P_P + CP_L + CP_R + CP_F + C_{pc} + CP_{Sob}} \\
 \mathbf{Comb2} &= \mathbf{0,01372 + 0,12495 + 0,03997 + 0,00882 + 0,000188288 + 0,12492} \\
 \mathbf{Comb2} &= \mathbf{0,31257 KN/cm}
 \end{aligned}$$

A combinação I apresenta os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura, e deve ser adotada no cálculo dos esforços cortantes e momentos fletores.

Se tratando de uma viga de piso, para deslocamento máximo temos:

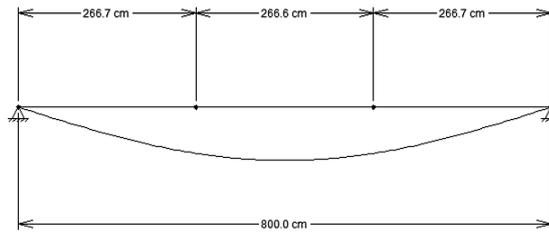
$$\Delta_{max} = \frac{L_{V04}}{350} = \frac{800}{350} = 2,28571 \text{ cm}$$

Onde:

L_{V04} é o comprimento da viga tipo VP04

Para se determinar o deslocamento real, foi gerado um diagrama baseado nas cargas aplicadas na figura 5, veja a seguir:

Figura 5 - Diagrama do deslocamento real da viga tipo VP04



Fonte: Autoria própria (2019)

$$\Delta_{real} = 1,606 \text{ cm}$$

Verificação quanto ao cisalhamento da viga tipo VP04 para os respectivos valores de incógnitas: $d' = 54,1 \text{ cm}$, $t_w = 1,31 \text{ cm}$, $K_v = 5$, $E = 20000 \text{ KN/cm}^2$, $f_y = 34,5 \text{ KN/cm}^2$, $d = 61,7 \text{ cm}$ e $\gamma_{a1} = 1,1$.

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} = \frac{54,1}{1,31} = 41,30$$

$$\lambda_p = 1,10 * \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,10 * \sqrt{\frac{5 * 20000}{34,5}} = 59,22$$

$$\lambda_r = 1,37 * \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,37 * \sqrt{\frac{5 * 20000}{34,5}} = 73,76$$

$$A_w = dt_w = 61,7 * 1,31 = 80,827 \text{ cm}^2$$

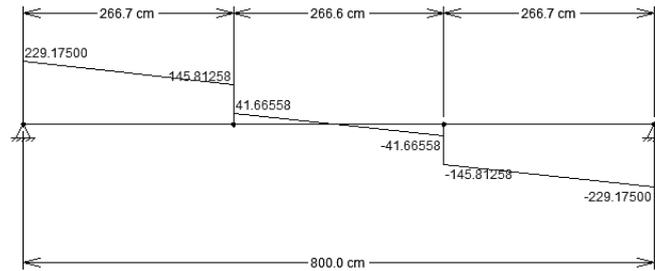
$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y = 0,60 * 80,827 * 34,5 = 1673,1189 \text{ KN}$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$, a seção é compacta, portanto, a cortante resistente de cálculo é calculada pela seguinte equação:

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{1673,1189}{1,1} = 1521,02 \text{ KN}$$

Determinação da cortante solicitante de cálculo da viga VP04 para comparação e verificação ao final do dimensionamento a partir do diagrama a seguir:

Figura 6 - Diagrama da cortante da viga tipo VP04



Fonte: Autorial própria (2019)

$$V_{sd} = 229,18 \text{ kN}$$

Verificação quanto à flambagem lateral por torção (FLT) da viga tipo VP04 para os respectivos valores de incógnitas ainda não relacionadas: $L_b = 40 \text{ cm}$, $r_y = 5,02 \text{ cm}$, $W_x = 3650,5 \text{ cm}^3$, $J = 225,01 \text{ cm}^4$, $I_y = 4515 \text{ cm}^4$, $t_f = 2,22 \text{ cm}$ e $Z_x = 4173,1 \text{ cm}^3$.

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{40}{5,02} = 7,97$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 42,38$$

Para o cálculo de λ_r é necessário se determinar primeiro β_1 e C_w (para seções I):

$$\beta_1 = \frac{(0,7f_y)W_x}{EJ} = \frac{(0,7 * 34,5) * 3650,5}{20000 * 225,01} = 0,01959$$

$$C_w = \frac{I_y(d - t_f)^2}{4} = \frac{4515 * (61,7 - 2,22)^2}{4} = 3993371,214$$

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

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{4515 * 225,01}}{5,02 * 225,01 * 0,01959} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 * 3993371,214 * 0,01959^2}{4515}}} = 128,64$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$, a seção é compacta, portanto, o momento resistente de cálculo à FLT é obtido pela seguinte equação:

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

Sendo necessário determinar o M_{pl} :

$$M_{pl} = Z_x f_y = 4173,1 * 34,5 = 143971,95 \text{ KN.cm}$$

Então:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{143971,95}{1,1}$$

$$M_{rd} = 130883,59 \text{ KN.cm}$$

Verificação quanto à flambagem local da mesa (FLM) da viga tipo VP04 para o respectivo valor de incógnita ainda não relacionada: $b_f = 23$ cm.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{23}{2 * 2,22} = 5,18$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,83 \sqrt{\frac{20000}{(0,7 * 34,5)}} = 23,89$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$, a seção é compacta, portanto, o momento resistente de cálculo à FLM é obtido pela seguinte equação:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{143971,95}{1,1}$$

$$M_{rd} = 130883,59 \text{ KN.cm}$$

Agora será feita a verificação quanto à flambagem local da alma (FLA) da viga tipo VP04:

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} = \frac{54,1}{1,31} = 41,30$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

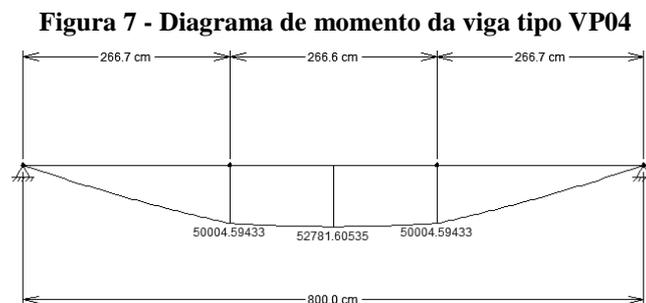
$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 137,24$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$, a seção é compacta, portanto, o momento resistente de cálculo à FLA é obtido pela mesma equação:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{143971,95}{1,1}$$

$$M_{rd} = 130883,59 \text{ KN.cm}$$

Deve-se determinar o momento solicitante de cálculo da viga VP04 para comparação e verificação ao final do dimensionamento a partir do diagrama a seguir:



Fonte: Autoria própria (2019)

Comparando o maior valor obtido de momento resistente $M_{rd} = 130883,59 \text{ kN.cm}$ com o valor de momento solicitante anteriormente exibido, $M_{sd} = 52781,61 \text{ kN.cm}$, concluímos que $M_{sd} \leq M_{rd}$. Ou seja, a viga resiste um momento maior que o momento fletor solicitado, conseqüentemente a viga passa na verificação do momento fletor.

3.1.4 Vigas VP06

Para o dimensionamento da viga VP06 de pavimento, o aço adotado foi o A-572 Grau 50 e o perfil a ser dimensionado é o W360 x 32.9.

Os carregamentos atuantes sobre a viga tipo VP06 são o peso próprio do perfil (W360x32.9) mais as cargas da laje maciça, a carga de revestimento, a carga do forro e o peso de sobrecarga.

Sendo o peso próprio do perfil W360x32.9:

$$P_P = 0,0032242 \text{ KN/cm}$$

Foram calculadas duas combinações de cargas diferentes:

Combinação 1 para o cálculo do esforço cortante e do momento de projeto:

$$\begin{aligned} \mathbf{Comb1} &= \mathbf{1,2 * (P_P + CP_L + CP_R + CP_F) + 1,3 * CP_{Sob}} \\ \mathbf{Comb1} &= \mathbf{1,2 * (0,0032242 + 0,06665 + 0,02132 + 0,0047) + 1,3 * 0,06663} \\ \mathbf{Comb1} &= \mathbf{0,20170 \text{ KN/cm}} \end{aligned}$$

Combinação 2 para o cálculo do deslocamento:

$$\begin{aligned} \mathbf{Comb2} &= \mathbf{P_P + CP_L + CP_R + CP_F + RP_{Sob}} \\ \mathbf{Comb2} &= \mathbf{0,0032242 + 0,06665 + 0,02132 + 0,0047 + 0,06663} \\ \mathbf{Comb2} &= \mathbf{0,16253 \text{ KN/cm}} \end{aligned}$$

A combinação I apresenta os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura, e deve ser adotada no cálculo dos esforços cortantes e momentos fletores.

Se tratando de uma viga de piso, para deslocamento máximo temos:

$$\Delta_{max} = \frac{L_{V06}}{350} = \frac{300}{350} = 0,85714 \text{ cm}$$

Onde:

L_{V06} é o comprimento da viga tipo VP06

Para viga biapoada com carga distribuída, temos o deslocamento real igual a:

$$\Delta_{real} = 0,10255 \text{ cm}$$

Verificação quanto ao cisalhamento da viga tipo VP06 para os respectivos valores de incógnitas: $d' = 30,8 \text{ cm}$, $t_w = 0,58 \text{ cm}$, $K_v = 5$, $E = 20000 \text{ KN/cm}^2$, $f_y = 34,5 \text{ KN/cm}^2$, $d = 34,9 \text{ cm}$ e $\gamma_{a1} = 1,1$.

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} = \frac{30,8}{0,58} = 53,10$$

$$\lambda_p = 1,10 * \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,10 * \sqrt{\frac{5 * 20000}{34,5}} = 59,22$$

$$\lambda_r = 1,37 * \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,37 * \sqrt{\frac{5 * 20000}{34,5}} = 73,76$$

$$A_w = dt_w = 34,9 * 0,58 = 20,242 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y = 0,60 * 20,242 * 34,5 = 419,0094 \text{ KN}$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$, a seção é compacta, portanto, a cortante resistente de cálculo é calculada pela seguinte equação:

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{419,0094}{1,1} = 380,92 \text{ KN}$$

Determinação da cortante solicitante de cálculo da viga VP06 para comparação e verificação ao final do dimensionamento:

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{0,20170 * 300}{2} = 30,255 \text{ KN}$$

Verificação quanto à flambagem lateral por torção (FLT) da viga tipo VP06 para os respectivos valores de incógnitas ainda não relacionadas: $L_b = 40$ cm, $r_y = 2,63$ cm, $W_x = 479$ cm³, $J = 9,15$ cm⁴, $I_y = 291$ cm⁴, $t_f = 0,85$ cm e $Z_x = 547,6$ cm³.

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{40}{2,63} = 15,21$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 42,38$$

Para o cálculo de λ_r é necessário se determinar primeiro β_1 e C_w (para seções I):

$$\beta_1 = \frac{(0,7f_y)W_x}{EJ} = \frac{(0,7 * 34,5) * 479}{20000 * 9,15} = 0,06321$$

$$C_w = \frac{I_y(d - t_f)^2}{4} = \frac{291 * (34,9 - 0,85)^2}{4} = 84346,53188$$

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

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{291 * 9,15}}{2,63 * 9,15 * 0,06321} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 * 84346,53188 * 0,06321^2}{291}}} = 121$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$, a seção é compacta, portanto, o momento resistente de cálculo à FLT é obtido pela seguinte equação:

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

Sendo necessário determinar o M_{pl} :

$$M_{pl} = Z_x f_y = 547,6 * 34,5 = 18892,2 \text{ KN.cm}$$

Então:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{18892,2}{1,1}$$

$$M_{rd} = 17174,73 \text{ KN.cm}$$

Verificação quanto à flambagem local da mesa (FLM) da viga tipo VP06 para o respectivo valor de incógnita ainda não relacionada: $b_f = 12,7$ cm.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{12,7}{2 * 0,85} = 7,47$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,83 \sqrt{\frac{20000}{(0,7 * 34,5)}} = 23,89$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$, a seção é compacta, portanto, o momento resistente de cálculo à FLM é obtido pela seguinte equação:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{18892,2}{1,1}$$

$$M_{rd} = 17174,73 \text{ KN.cm}$$

Agora será feita a verificação quanto à flambagem local da alma (FLA) da viga tipo VP06:

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} = \frac{30,8}{0,58} = 53,10$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 137,24$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$, a seção é compacta, portanto, o momento resistente de cálculo à FLA é obtido pela mesma equação:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{18892,2}{1,1}$$

$$M_{rd} = 17174,73 \text{ KN.cm}$$

Deve-se determinar o momento solicitante de cálculo da viga VP06 para comparação e verificação ao final do dimensionamento:

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{0,20170 * 300^2}{8} = 2269,09 \text{ KN.cm}$$

Comparando o maior valor obtido de momento resistente $M_{rd} = 17174,73 \text{ kN.cm}$ com o valor de momento solicitante anteriormente exibido, $M_{sd} = 2269,09 \text{ kN.cm}$, concluímos que $M_{sd} \leq M_{rd}$. Ou seja, a viga resiste um momento maior que o momento fletor solicitado, consequentemente a viga passa na verificação do momento fletor.

3.1.5 Vigas VP05, VP08 e VP15

As vigas tipo VP05, VP08 e VP15 de pavimento por possuírem o mesmo perfil (W610x140– aço A-572 Grau 50) da viga tipo VP04, apresentaram os mesmos resultados para deslocamento máximo e cortante e momento resistente. Porém, existem variações com relação à área de influência e o comprimento destravado (L_b) gerando diferenças quanto aos carregamentos atuantes e cortante e momento solicitante. Dimensionando da mesma forma que para viga tipo VP04, foram obtidos os seguintes resultados exibidos nas tabelas a seguir:

Tabela 6 - Carregamentos atuantes e combinações de cargas

Viga tipo	Área de influência (cm ²)	C_{pl} (KN/cm)	C_R (KN/cm)	C_F (KN/cm)	S_{ob} (KN/cm)	Carga de parede (KN/cm)	Comb1 (KN/cm)	Comb2 (KN/cm)
VP05	520000	0,16244	0,05196	0,01147	0,16239	P_{dw}	0,49876	0,40210
VP08	272000	0,08497	0,02718	0,00600	0,08494	P_{dw}	0,26866	0,21681
VP15	266700	0,12495	0,03997	0,00882	0,12492	-	0,38135	0,30738

P_p é o peso próprio do perfil metálico = 0,01372 kN/cm

P_{dw} é o peso parede dry wall = 0,000125525 kN/cm

P_{pc} é o peso parede de placa cimentícia = 0,000188288 kN/cm

C_{pl} é a carga da laje;

C_R é a carga do revestimento;

C_F é a carga do forro;

S_{ob} é a sobrecarga;

Comb1 é a combinação de cargas 1;

Comb2 é a combinação de cargas 2.

Fonte: Autorial própria (2019)

Tabela 7 - Deslocamento real, cortante e momento solicitante.

Viga tipo	Δ_{real} (cm)	V_{sd} (KN)	M_{sd} (KN*cm)
VP05	2,069	295,24	68013,013
VP08	1,084	155,30	35634,291
VP15	0,549	101,14	16042,098

Δ_{real} é o deslocamento real;

V_{sd} é a cortante solicitante de cálculo;

M_{sd} é o momento solicitante de cálculo.

Fonte: Autorial própria (2019)

3.1.6 Vigas VP07, VP09, VP10, VP12 e VP13

As vigas tipo VP07, VP09, VP10, VP12 e VP13 de pavimento por possuírem o mesmo perfil (W360x32.9 – aço A-572 Grau 50) da viga tipo VP06, apresentaram os mesmos resultados para deslocamento máximo e cortante e momento resistente. Porém, existem variações com relação à área de influência e o comprimento destravado (L_b) gerando diferenças quanto aos carregamentos atuantes e cortante e momento solicitante. Dimensionando da mesma forma que para viga tipo VP06, foram obtidos os seguintes resultados exibidos nas tabelas a seguir:

Tabela 8 - Carregamentos atuantes e combinações de cargas

Viga tipo	Área de influência (cm ²)	C_{pl} (KN/cm)	C_R (KN/cm)	C_F (KN/cm)	S_{ob} (KN/cm)	Carga de parede (KN/cm)	Comb1 (KN/cm)	Comb2 (KN/cm)
VP07	40005	0,03332	0,01066	0,00235	0,03331	P_{pc}	0,10301	0,08306
VP09	133350	0,12495	0,03997	0,00882	0,12492	P_{pc}	0,37482	0,30194
VP10	165354	0	0,02478	0,00547	0,07745	P_{pc}	0,14108	0,11111
VP12	50673	0,03332	0,01066	0,00235	0,03331	P_{pc}	0,10301	0,08306
VP13	101346	0,06665	0,02132	0,00470	0,06663	-	0,20170	0,16253

P_p é o peso próprio do perfil metálico = 0,0032242 kN/cm

P_{dw} é o peso parede dry wall = 0,000125525 kN/cm

P_{pc} é o peso parede de placa cimentícia = 0,000188288 kN/cm

C_{pl} é a carga da laje;

C_R é a carga do revestimento;

C_F é a carga do forro;

S_{ob} é a sobrecarga;

Comb1 é a combinação de cargas 1;

Comb2 é a combinação de cargas 2.

Fonte: Autoria própria (2019)

Tabela 9 - Deslocamento real, cortante e momento solicitante

Viga tipo	Δ_{real} (cm)	V_{sd} (KN)	M_{sd} (KN*cm)
VP07	0,05241	15,45135	1158,85
VP09	0,11899	49,98237	3332,57
VP10	0,70061	37,62565	5017,38
VP12	0,13491	19,57171	1859,31
VP13	0,26398	38,32245	3640,63

Δ_{real} é o deslocamento real;

V_{sd} é a cortante solicitante de cálculo;

M_{sd} é o momento solicitante de cálculo.

Fonte: Autoria própria (2019)

3.1.7 Vigas VC01 e VC02

As vigas tipo VC01 e VC02 de cobertura por possuírem o mesmo perfil (W460x89.0 – aço A-572 Grau 50), das vigas tipo VP02 e VP03 de pavimento, apresentaram resultados para deslocamento máximo e cortante e momento resistente muito semelhantes. Porém, existem variações com relação ao deslocamento máximo (Δ_{max}) dessas vigas em comparação as vigas tipo VP02e VP03 do pavimento e a ausência do carregamento da parede.

Dimensionando da mesma forma que para viga tipo VP02 e VP03, foram obtidos os seguintes resultados exibidos nas tabelas a seguir:

Tabela 10 - Carregamentos atuantes e combinações de cargas

Viga tipo	Área de influência (cm ²)	C_{pl} (KN/cm)	C_R (KN/cm)	C_F (KN/cm)	S_{ob} (KN/cm)	Comb1 (KN/cm)	Comb2 (KN/cm)
VC01	266700	0,06665	0,02132	0,0047	0,06663	0,20829	0,16803
VC02	133350	0,03332	0,01066	0,00235	0,03331	0,10938	0,08837

P_p é o peso próprio do perfil metálico = 0,008722 kN/cm

C_{pl} é a carga da laje;

C_R é a carga do revestimento;

C_F é a carga do forro;

S_{ob} é a sobrecarga;

Comb1 é a combinação de cargas 1;

Comb2 é a combinação de cargas 2.

Fonte: Autoria própria (2019)

Tabela 11 - Deslocamento real, deslocamento limite, cortante e momento solicitante.

Viga tipo	Δ_{lim} (cm)	Δ_{real} (cm)	V_{sd} (KN)	M_{sd} (KN*cm)
VC01	4,0	2,66128	104,14723	26036,81
VC02	4,0	1,39971	54,69022	13672,55

Δ_{real} é o deslocamento real;

Δ_{lim} é o deslocamento limite;

V_{sd} é a cortante solicitante de cálculo;

M_{sd} é o momento solicitante de cálculo.

Fonte: Autoria própria (2019)

3.1.8 Vigas VC03 e VC04

As vigas tipo VC03 e VC04 de cobertura por possuírem o mesmo perfil (W610x140–aço A-572 Grau 50) e por possuírem carregamento distribuído sobre toda sua extensão, assim como nas vigas tipo VP04 e VP05, apresentaram os mesmos resultados para deslocamento máximo e cortante e momento resistente. Porém, existem variações com relação ao deslocamento máximo (Δ_{max}) dessas vigas em comparação as vigas tipo VP04 e VP05 do pavimento e a ausência do carregamento da parede.

Dimensionando da mesma forma que para as vigas tipo VP04 e VP05, foram obtidos os seguintes resultados exibidos nas tabelas a seguir:

Tabela 12 - Carregamentos atuantes e combinações de cargas

Viga tipo	Área de influência (cm ²)	C_{pl} (KN/cm)	C_R (KN/cm)	C_F (KN/cm)	S_{ob} (KN/cm)	Comb1 (KN/cm)	Comb2 (KN/cm)
VC03	400000	0,12495	0,03997	0,00882	0,12492	0,38742	0,31244
VC04	520000	0,16244	0,05196	0,01147	0,16239	0,49866	0,40201

P_p é o peso próprio do perfil metálico = 0,01372 kN/cm

C_{pl} é a carga da laje;

C_R é a carga do revestimento;

C_F é a carga do forro;

S_{ob} é a sobrecarga;

Comb1 é a combinação de cargas 1;

Comb2 é a combinação de cargas 2.

Fonte: Autoria própria (2019)

Tabela 13 - Deslocamento real, cortante e momento solicitante.

Viga tipo	Δ_{real} (cm)	Δ_{lim} (cm)	V_{sd} (KN)	M_{sd} (KN*cm)
VC03	1,605	3,2	229,12	30993,27
VC04	2,069	3,2	295,21	39892,54

Δ_{real} é o deslocamento real;

Δ_{lim} é o deslocamento limite;

V_{sd} é a cortante solicitante de cálculo;

M_{sd} é o momento solicitante de cálculo.

Fonte: Autoria própria (2019)

3.1.9 Vigas VC05 e VC06

As vigas tipo VC05 e VC06 de cobertura por possuírem o mesmo perfil (W360x32.9 – aço A-572 Grau 50) e por possuírem carregamento distribuído sobre toda sua extensão, assim como nas vigas tipo VP06 e VP07, apresentaram os mesmos resultados para deslocamento máximo e cortante e momento resistente. Porém, existem variações com relação ao deslocamento máximo (Δ_{max}) dessas vigas em comparação as viga tipo VP06 e VP07 do pavimento e a ausência do carregamento da parede.

Dimensionando da mesma forma que para as vigas tipo VP06 e VP07, foram obtidos os seguintes resultados exibidos nas tabelas a seguir:

Tabela 14 - Carregamentos atuantes e combinações de cargas

Viga tipo	Área de influência (cm ²)	C_{pl} (KN/cm)	C_R (KN/cm)	C_F (KN/cm)	S_{ob} (KN/cm)	Comb1 (KN/cm)	Comb2 (KN/cm)
VC05	80010	0,06665	0,02132	0,00470	0,06663	0,20170	0,16253
VC06	40005	0,03332	0,01066	0,00235	0,03331	0,10278	0,08288

P_p é o peso próprio do perfil metálico = 0,0032242kN/cm

C_{pl} é a carga da laje;

C_R é a carga do revestimento;

C_F é a carga do forro;

S_{ob} é a sobrecarga;

Comb1 é a combinação de cargas 1;

Comb2 é a combinação de cargas 2.

Fonte: Autoria própria (2019)

Tabela 15 - Deslocamento real, cortante e momento solicitante.

Viga tipo	Δ_{lim} (cm)	Δ_{real} (cm)	V_{sd} (KN)	M_{sd} (KN*cm)
VC05	1,2	0,10255	30,25457	2269,09
VC06	1,2	0,05229	15,41746	1156,31

Δ_{real} é o deslocamento real;

Δ_{lim} é o deslocamento limite;

V_{sd} é a cortante solicitante de cálculo;

M_{sd} é o momento solicitante de cálculo.

Fonte: Autoria própria (2019)

3.2 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Para fins de estudo, foram dimensionados somente alguns pilares, da mesma forma que para as vigas. Observa-se que não se faz necessário demonstrar todo o cálculo da estrutura, pois os métodos utilizados se repetem para os elementos.

A fim de facilitar os cálculos foram utilizados os softwares Ftool versão 3.0.1 e Visual Ventos versão 2.0.2. Os dados e as particularidades relacionadas ao pilar serão apresentados no decorrer do desenvolvimento dos cálculos sendo exemplificando cada passo, seguido por uma tabela com todos os resultados dos pilares subsequentes já que todos os pilares serão dimensionados com o perfil HP 310x93 H.

3.2.1 Pilar P01

Para o dimensionamento do pilar tipo P01, o aço adotado foi o A-572 Grau 50 e o perfil a ser dimensionado é o HP 310x93 H.

O cálculo será dividido em dois trechos, sendo o primeiro o pavimento ligado á fundação, pois neste caso o apoio será engaste e apoio e o segundo trecho sendo apoio e apoio, que se repetirá até a cobertura, dessa forma ao final do cálculo será feito a somatoria da cortante solicitante de cálculo e momento solicitante de cálculo, ao fim, comparando-se as forças resistentes do perfil.

Primeiramente, é verificada a resistência do pilar quanto à solicitação axial de compressão. Para isso deve-se determinar inicialmente o índice de esbeltez do pilar P01 para os respectivos valores de incógnitas: $K_x = 0,8$, $L_x = 320$ cm, $r_x = 12,85$, $K_y = 0,8$, $L_y = 320$ cm e $r_y = 7,32$.

1° Trecho:

Para o eixo x:

$$\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{0,8 * 320}{12,85} = 19,92$$

Para o eixo y:

$$\lambda_y = \frac{k_y L_y}{r_y} = \frac{0,8 * 320}{7,32} = 34,97$$

Agora será feito o cálculo do índice de esbeltez reduzido. Sendo λ_y o maior índice de esbeltez temos:

Para aço o A-572 Grau 50:

$$\lambda_0 = 0,0132 * 34,97 = 0,46$$

Logo, para determinação do fator de redução X, temos:

Para $\lambda_0 \leq 1,5$:

$$X = 0,658^{0,46^2} = 0,9147$$

Verificação quanto à flambagem local:

Para elementos AL do pilar P01 para os respectivos valores de incógnitas: $b_f = 30,8\text{cm}$ e $t_f = 1,31\text{cm}$.

$$\frac{b}{t} = \frac{b_f}{t_f} = \frac{30,8}{2 * 1,31} = 11,76$$

Sendo $(b/t)_{lim}$ do pilar P01 para os respectivos valores de incógnitas: $E = 20000 \text{ KN/cm}^2$ e $f_y = 34,5 \text{ KN/cm}^2$.

$$(b/t)_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 13,5$$

Como $b/t < (b/t)_{lim}$, o fator de redução para elementos AL será:

$$Q_s = 1$$

Agora para os elementos AA do pilar P01 para os respectivos valores de incógnitas: $d' = 24,5 \text{ cm}$ e $t_w = 1,31 \text{ cm}$.

$$\frac{b}{t} = \frac{d'}{t_w} = \frac{24,5}{1,31} = 18,7$$

Sendo $(b/t)_{lim}$ do pilar P01:

$$(b/t)_{lim} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 35,9$$

Como $b/t < (b/t)_{lim}$, o fator de redução para elementos AA será:

$$Q_a = 1$$

Logo o fator de redução total será:

$$Q = Q_s Q_a = 1 * 1 = 1$$

Determinação da força axial de compressão resistente de cálculo do pilar P01 para os respectivos valores de incógnitas: $A_g = 119,2 \text{ cm}^2$ e $\gamma_{a1} = 1,1$.

$$N_{c,Rd} = \frac{X Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,9147 * 1 * 119,2 * 34,5}{1,1} = 3.419,648 \text{ KN}$$

Nesta fase do cálculo será feito a comparação somente do trecho calculado, porém, ao final, será feito a somatória de todas as forças axiais de compressão solicitante, com isso será verificado se as cargas solicitantes são menores que as resistentes. Para a determinação da força axial de compressão solicitante de cálculo será feita a somatória das cargas das vigas (tipo V03 e V04) apoiadas sobre o pilar P01:

$$N_{c,Sd} = V_{sd(V03)} + V_{sd(V04)} = 54,8 + 229,18 = 283,98 \text{ KN}$$

O pilar P01 será dimensionado quanto ao momento fletor, porém, agora gerado pelas forças atuantes do vento.

Primeiramente será determinada a área de influência do pilar para os respectivos valores: Largura de influência = 900 cm e Comprimento do pilar = 320 cm.

$$A_{P01} = 900 * 320 = 288.000 \text{ cm}^2$$

Agora serão determinadas as cargas que atuarão sobre o pilar, sendo elas:

O peso próprio do perfil HP 310x93 H:

$$P_p = 0,93 \text{ kgf/cm} = 0,009114 \text{ KN/cm}$$

A carga atuante do vento para os respectivos valores: $P_d = 0,000061 \text{ KN/cm}^2$, $L_{P01} = 320 \text{ cm}$ e $C_{pi} = 0,3$.

$$C_v = C_{pi} \left(\frac{P_d A_{P01}}{L_{P01}} \right) = 0,3 * \left(\frac{0,000061 * 288000}{320} \right) = 0,01647 \text{ KN/cm}$$

Onde:

P_d é a pressão dinâmica dos ventos

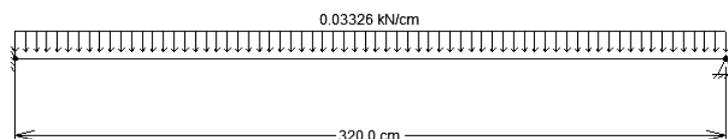
L_{P01} é o comprimento do pilar tipo P01

C_{pi} é o coeficiente de pressão interna

Com os carregamentos determinados pode-se criar a combinação de cargas que será utilizada no dimensionamento:

$$Comb = 1,3(P_p + C_v) = 1,3 * (0,009114 + 0,01647) = 0,033259 \text{ KN/cm}$$

Figura 8 - Combinação de cargas



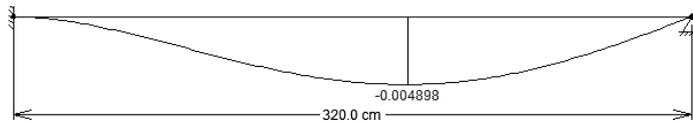
Fonte: Autoria própria (2019)

Verificação quanto ao deslocamento horizontal máximo dopilar tipo P01:

$$\Delta_{max} = \frac{L_{P01}}{400} = \frac{320}{400} = 0,8 \text{ cm}$$

Para determinar o deslocamento real foi gerado um diagrama baseado nas cargas aplicadas na figura 9, a seguir:

Figura 9 - Diagrama do deslocamento real do pilar tipo P01



Fonte: Autoria própria (2019)

Logo:

$$\Delta_{real} = 0,005 \text{ cm}$$

Verificação quanto ao cisalhamento dopilar tipo P01 para os respectivos valores de incógnitas: $d' = 24,5 \text{ cm}$, $t_w = 1,31 \text{ cm}$, $K_v = 5$, $E = 20000 \text{ KN/cm}^2$, $f_y = 34,5 \text{ KN/cm}^2$, $d = 30,3 \text{ cm}$ e $\gamma_{a1} = 1,1$.

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} = \frac{24,5}{1,31} = 18,70$$

$$\lambda_p = 1,10 * \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,10 * \sqrt{\frac{5 * 20000}{34,5}} = 59,22$$

$$\lambda_r = 1,37 * \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,37 * \sqrt{\frac{5 * 20000}{34,5}} = 73,76$$

$$A_w = dt_w = 30,3 * 1,31 = 39,69 \text{ cm}^2$$

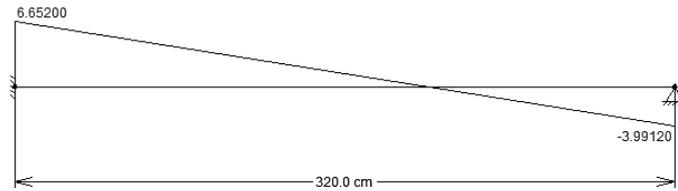
$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y = 0,60 * 39,69 * 34,5 = 821,65 \text{ KN}$$

Como $\lambda < \lambda_p$, a seção é compacta, portanto, a cortante resistente de calculo é calculada pela seguinte equação:

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{821,65}{1,1} = 746,95 \text{ KN}$$

Para se determinar a cortante solicitante de cálculo do pilar tipo P01, foi gerado um diagrama baseado nas cargas aplicadas na figura 10, a seguir:

Figura 10 - Diagrama da cortante solicitante de cálculo do pilar tipo P01



Fonte: Autoria própria (2019)

Logo:

$$V_{sd} = 6,652 \text{ KN}$$

Verificação quanto à flambagem lateral por torção (FLT) do pilar tipo P01 para os respectivos valores de incógnitas ainda não relacionadas: $L_b = 320 \text{ cm}$, $r_y = 7,32 \text{ cm}$, $W_x = 1299,1 \text{ cm}^3$, $J = 77,33 \text{ cm}^4$, $I_y = 6387 \text{ cm}^4$, $t_f = 1,31 \text{ cm}$ e $Z_x = 1450,3 \text{ cm}^3$.

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{320}{7,32} = 43,72$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 42,38$$

Para o cálculo de λ_r é necessário se determinar primeiro β_1 e C_w (para seções I):

$$\beta_1 = \frac{(0,7f_y)W_x}{EJ} = \frac{(0,7 * 34,5) * 1299,1}{20000 * 77,33} = 0,02029$$

$$C_w = \frac{I_y(d - t_f)^2}{4} = \frac{6387 * (30,3 - 1,31)^2}{4} = 1.341.941$$

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

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{6387 * 77,33}}{7,32 * 77,33 * 0,02029} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 * 1341941 * 0,02029^2}{6387}}} = 141,99$$

Como $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, a seção é semi-compacta, portanto, o momento resistente de calculo à FLT é obtido pela seguinte equação:

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

Sendo necessário determinar o M_{pl} e o M_r :

$$M_{pl} = Z_x f_y = 1450,3 * 34,5 = 50.035,35 \text{ KN} * \text{cm}$$

$$M_r = (0,70 f_y) W_x = (0,70 * 34,5) * 1299,1 = 31.373,27 \text{ KN} * \text{cm}$$

Considerando o fator de modificação $C_b = 1,14$, temos:

$$M_{rd} = \frac{1,14}{1,1} \left[50035,35 - (50035,35 - 31373,27) \frac{43,72 - 42,38}{141,99 - 42,38} \right] \leq \frac{50035,35}{1,1}$$

$$M_{rd} = 51.594,63 \text{ KN} * \text{cm} \leq 45.486,68 \text{ KN} * \text{cm}$$

Logo:

$$M_{rd} = 45.486,68 \text{ KN} * \text{cm}$$

Agora será feita a verificação quanto à flambagem local da mesa (FLM) do pilar tipo P01 para o respectivo valor de incógnita ainda não relacionada: $b_f = 30,8$ cm.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{30,8}{2 * 1,31} = 11,76$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,83 \sqrt{\frac{20000}{(0,7 * 34,5)}} = 23,89$$

Como $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, a seção é semi-compacta, portanto, o momento resistente de cálculo à FLM é obtido pela seguinte equação:

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

$$M_{rd} = \frac{1}{1,1} \left[50035,35 - (50035,35 - 31373,27) \frac{11,76 - 9,15}{23,89 - 9,15} \right]$$

$$M_{rd} = 42.485,98 \text{ KN} * \text{cm}$$

Verificação quanto à flambagem local da alma (FLA) dopilar tipo P01:

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} = \frac{24,5}{1,31} = 18,70$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

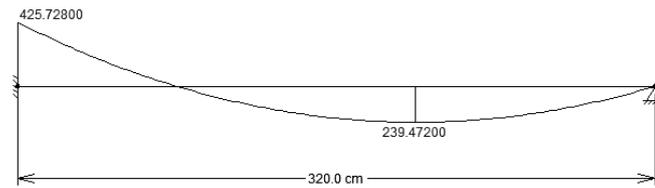
$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 137,24$$

Como $\lambda < \lambda_p$, a seção é compacta, portanto, o momento resistente de calculo à FLA é obtido pela seguinte equação:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{50035,35}{1,1} = 45.486,68 \text{ KN} * \text{cm}$$

Para determinar o momento solicitante de cálculo do pilar tipo P01 foi gerado um diagrama baseado nas cargas aplicadas na figura 11, a seguir:

Figura 11 - Diagrama do momento solicitante de cálculo do pilar tipo P01



Fonte: Aatoria própria (2019)

Logo:

$$M_{sd} = 425,728 \text{ KN} * \text{cm}$$

2° Trecho:

Anteriormente foi realizado o cálculo do trecho ligado à fundação, com isso, foi verificado engaste e apoio. O segundo trecho será entre pavimentos onde é verificado apoio e apoio, portanto os valores obtidos servirão para os pavimentos até a cobertura. Para isso deve-se determinar inicialmente o índice de esbeltez do pilar P01 para os respectivos valores de incógnitas: $K_x = 1,0$, $L_x = 320 \text{ cm}$, $r_x = 12,85$, $K_y = 1,0$, $L_y = 320 \text{ cm}$ e $r_y = 7,32$.

Para o eixo x:

$$\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1,0 * 320}{12,85} = 24,9$$

Para o eixo y:

$$\lambda_y = \frac{k_y L_y}{r_y} = \frac{1,0 * 320}{7,32} = 43,72$$

Agora será feito o cálculo do índice de esbeltez reduzido. Sendo λ_y o maior índice de esbeltez temos:

Para aço o A-572 Grau 50:

$$\lambda_0 = 0,0132 * 43,72 = 0,577$$

Logo, para determinação do fator de redução X, temos:

Para $\lambda_0 \leq 1,5$:

$$X = 0,658^{0,577^2} = 0,8699$$

Verificação quanto à flambagem local:

Para elementos AL do pilar P01 para os respectivos valores de incógnitas: $b_f = 30,8$ cm e $t_f = 1,31$ cm.

$$\frac{b}{t} = \frac{b_f}{t_f} = \frac{30,8}{2 * 1,31} = 11,76$$

Sendo $(b/t)_{lim}$ do pilar P01 para os respectivos valores de incógnitas: $E = 20000$ KN/cm² e $f_y = 34,5$ KN/cm².

$$(b/t)_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 13,5$$

Como $b/t < (b/t)_{lim}$, o fator de redução para elementos AL será:

$$Q_s = 1$$

Agora para os elementos AA do pilar P01 para os respectivos valores de incógnitas: $d' = 24,5$ cm e $t_w = 1,31$ cm.

$$\frac{b}{t} = \frac{d'}{t_w} = \frac{24,5}{1,31} = 18,7$$

Sendo $(b/t)_{lim}$ do pilar P01:

$$(b/t)_{lim} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 35,9$$

Como $b/t < (b/t)_{lim}$, o fator de redução para elementos AA será:

$$Q_a = 1$$

Logo o fator de redução total será:

$$Q = Q_s Q_a = 1 * 1 = 1$$

Determinação da força axial de compressão resistente de cálculo do pilar P01 para os respectivos valores de incógnitas: $A_g = 119,2 \text{ cm}^2$ e $\gamma_{a1} = 1,1$.

$$N_{c,Rd} = \frac{X Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,8699 * 1 * 119,2 * 34,5}{1,1} = 3.252,161 \text{ KN}$$

Nesta fase do cálculo será feito a comparação somente do trecho calculado, porém, ao final, será feito a somatória de todas as forças axiais de compressão solicitante, com isso será verificado se as cargas solicitantes são menores que as resistentes. Para a determinação da força axial de compressão solicitante de cálculo será feita a somatória das cargas das vigas (tipo V03 e V04) apoiadas sobre o pilar P01:

$$N_{c,Sd} = V_{sd(V03)} + V_{sd(V04)} = 54,8 + 229,18 = 283,98 \text{ KN}$$

O pilar P01 será dimensionado quanto ao momento fletor, porém, agora gerado pelas forças atuantes do vento.

Primeiramente será determinada a área de influência do pilar para os respectivos valores: Largura de influência = 900 cm e Comprimento do pilar = 320 cm.

$$A_{P01} = 900 * 320 = 288.000 \text{ cm}^2$$

Agora serão determinadas as cargas que atuarão sobre o pilar, sendo elas:

O peso próprio do perfil HP 310x93 H:

$$P_p = 0,93 \text{ kgf/cm} = 0,009114 \text{ KN/cm}$$

A carga atuante do vento para os respectivos valores: $P_d = 0,000061 \text{ KN/cm}^2$, $L_{P01} = 320 \text{ cm}$ e $C_{pi} = 0,3$.

$$C_v = C_{pi} \left(\frac{P_d A_{P01}}{L_{P01}} \right) = 0,3 * \left(\frac{0,000061 * 288000}{320} \right) = 0,01647 \text{ KN/cm}$$

Onde:

P_d é o pressão dinâmica dos ventos

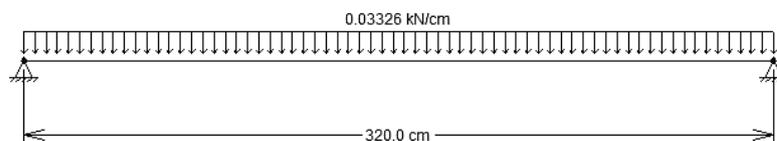
L_{P01} é o comprimento do pilar tipo P01

C_{pi} é o coeficiente de pressão interna

Com os carregamentos determinados pode-se criar a combinação de cargas que será utilizada no dimensionamento:

$$Comb = 1,3(P_p + C_v) = 1,3 * (0,009114 + 0,01647) = 0,033259 \text{ KN/cm}$$

Figura 12 - Combinação de cargas



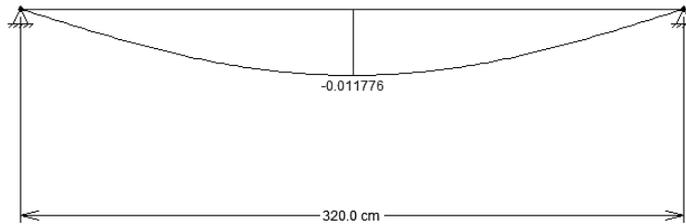
Fonte: Autoria própria (2019)

Verificação quanto ao deslocamento horizontal máximo do pilar tipo P01:

$$\Delta_{max} = \frac{L_{P01}}{400} = \frac{320}{400} = 0,8 \text{ cm}$$

Para determinar o deslocamento real foi gerado um diagrama baseado nas cargas aplicadas na figura 13, a seguir:

Figura 13 - Diagrama do deslocamento real do pilar tipo P01



Fonte: Autoria própria (2019)

Logo:

$$\Delta_{real} = 0,0117 \text{ cm}$$

Verificação quanto ao cisalhamento do pilar tipo P01 para os respectivos valores de incógnitas: $d' = 24,5 \text{ cm}$, $t_w = 1,31 \text{ cm}$, $K_v = 5$, $E = 20000 \text{ KN/cm}^2$, $f_y = 34,5 \text{ KN/cm}^2$, $d = 30,3 \text{ cm}$ e $\gamma_{a1} = 1,1$.

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} = \frac{24,5}{1,31} = 18,70$$

$$\lambda_p = 1,10 * \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,10 * \sqrt{\frac{5 * 20000}{34,5}} = 59,22$$

$$\lambda_r = 1,37 * \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,37 * \sqrt{\frac{5 * 20000}{34,5}} = 73,76$$

$$A_w = dt_w = 30,3 * 1,31 = 39,69 \text{ cm}^2$$

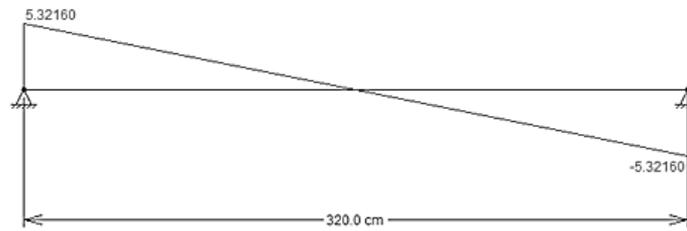
$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y = 0,60 * 39,69 * 34,5 = 821,65 \text{ KN}$$

Como $\lambda < \lambda_p$, a seção é compacta, portanto, a cortante resistente de cálculo é calculada pela seguinte equação:

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{821,65}{1,1} = 746,95 \text{ KN}$$

Para se determinar a cortante solicitante de cálculo do pilar tipo P01, foi gerado um diagrama baseado nas cargas aplicadas na figura 14, a seguir:

Figura 14 - Diagrama da cortante solicitante de cálculo do pilar tipo P01



Fonte: Autoria própria (2019)

Logo:

$$V_{sd} = 5,321 \text{ KN}$$

Verificação quanto à flambagem lateral por torção (FLT) do pilar tipo P01 para os respectivos valores de incógnitas ainda não relacionadas: $L_b = 320 \text{ cm}$, $r_y = 7,32 \text{ cm}$, $W_x = 1299,1 \text{ cm}^3$, $J = 77,33 \text{ cm}^4$, $I_y = 6387 \text{ cm}^4$, $t_f = 1,31 \text{ cm}$ e $Z_x = 1450,3 \text{ cm}^3$.

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{320}{7,32} = 43,72$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 42,38$$

Para o cálculo de λ_r é necessário se determinar primeiro β_1 e C_w (para seções I):

$$\beta_1 = \frac{(0,7f_y)W_x}{EJ} = \frac{(0,7 * 34,5) * 1299,1}{20000 * 77,33} = 0,02029$$

$$C_w = \frac{I_y(d - t_f)^2}{4} = \frac{6387 * (30,3 - 1,31)^2}{4} = 1.341.941$$

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

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{6387 * 77,33}}{7,32 * 77,33 * 0,02029} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 * 1341941 * 0,02029^2}{6387}}} = 141,99$$

Como $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, a seção é semi-compacta, portanto, o momento resistente de calculo à FLT é obtido pela seguinte equação:

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

Sendo necessário determinar o M_{pl} e o M_r :

$$M_{pl} = Z_x f_y = 1450,3 * 34,5 = 50.035,35 \text{ KN} * \text{cm}$$

$$M_r = (0,70 f_y) W_x = (0,70 * 34,5) * 1299,1 = 31.373,27 \text{ KN} * \text{cm}$$

Considerando o fator de modificação $C_b = 1,14$, temos:

$$M_{rd} = \frac{1,14}{1,1} \left[50035,35 - (50035,35 - 31373,27) \frac{43,72 - 42,38}{141,99 - 42,38} \right] \leq \frac{50035,35}{1,1}$$

$$M_{rd} = 51.594,63 \text{ KN} * \text{cm} \leq 45.486,68 \text{ KN} * \text{cm}$$

Logo:

$$M_{rd} = 45.486,68 \text{ KN} * \text{cm}$$

Agora será feita a verificação quanto à flambagem local da mesa (FLM) do pilar tipo P01 para o respectivo valor de incógnita ainda não relacionada: $b_f = 30,8$ cm.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{30,8}{2 * 1,31} = 11,76$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,83 \sqrt{\frac{20000}{(0,7 * 34,5)}} = 23,89$$

Como $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, a seção é semi-compacta, portanto, o momento resistente de cálculo à FLM é obtido pela seguinte equação:

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

$$M_{rd} = \frac{1}{1,1} \left[50035,35 - (50035,35 - 31373,27) \frac{11,76 - 9,15}{23,89 - 9,15} \right]$$

$$M_{rd} = 42.485,98 \text{ KN} * \text{cm}$$

Verificação quanto à flambagem local da alma (FLA) dopilar tipo P01:

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} = \frac{24,5}{1,31} = 18,70$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

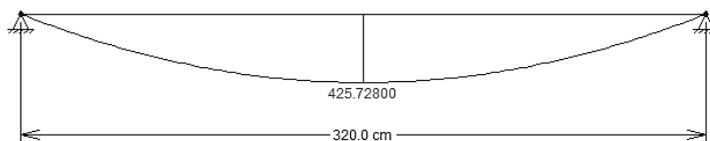
$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 137,24$$

Como $\lambda < \lambda_p$, a seção é compacta, portanto, o momento resistente de cálculo à FLA é obtido pela seguinte equação:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{50035,35}{1,1} = 45.486,68 \text{ KN} * \text{cm}$$

Para determinar o momento solicitante de cálculo do pilar tipo P01 foi gerado um diagrama baseado nas cargas aplicadas na figura 15, a seguir:

Figura 15 - Diagrama do momento solicitante de cálculo do pilar tipo P01



Fonte: Autoria própria (2019)

Logo:

$$M_{sd} = 425,728 \text{ KN} * \text{cm}$$

Para verificação da força axial de compressão solicitante, cortante solicitante e momento solicitante serão feitos as somatórias de todos os valores pertinentes e verificado com o as resistentes do pilar pertencente ao 1º trecho.

Para a determinação da força axial de compressão solicitante de cálculo será feita a somatória das cargas dos 04 pilares:

$$N_{c,SD} = 4 * P01 = 4 * 283,98 = 1.135,92 \text{ KN}$$

Para a determinação da cortante solicitante de cálculo do pilar tipo P01 será feita a somatória das cargas dos 04 pilares:

$$V_{sd} = Vsd_{1^\circ \text{ trecho}} + 3 * Vsd_{2^\circ \text{ trecho}} = 6,65 + 3 * 5,32 = 22,61 \text{ KN}$$

Para a determinação do momento solicitante de cálculo do pilar tipo P01 será feita a somatória das cargas dos 04 pilares:

$$M_{sd} = 4 * Msd_{P01} = 4 * 425,73 = 1.702,92 \text{ KN} * \text{cm}$$

3.2.2 Pilar P02, P03, P04, P05, P06, P07, P08, P09, P10, P11

Os pilares tipo P02, P03, P04, P05, P06, P07, P08, P09, P10, P11, por possuírem o mesmo perfil (HP310 x 93 H – Aço A-572 Grau 50) que o pilar tipo P01, apresentaram os mesmos resultados para deslocamento máximo e cortante e momento resistente. Porém, existem variações com relação às áreas de influência e aos carregamentos de compressão aplicados sobre os eixos dos pilares em comparação ao pilar tipo P01 gerando diferenças quanto aos carregamentos atuantes e cortante e momento solicitante.

Dimensionando da mesma forma que para o pilar tipo P01, foram obtidos os seguintes resultados exibidos nas tabelas a seguir:

Tabela 16 - Carregamento atuante e combinação de cargas

Pilar tipo	Área de influência (cm ²)	C_V (KN/cm)	$Comb$ (KN/cm)
P02	256.000	0,01464	0,03088
P03	208.000	0,011895	0,027312
P04	0	0	0,011848
P05	208.000	0,011895	0,027312
P06	0	0	0,011848
P07	160.000	0,00915	0,023743
P08	0	0	0,011848
P09	288.000	0,01647	0,033259
P10	127.952	0,007317	0,021361
P11	256.000	0,01464	0,03088

C_V é a carga atuante do vento;

$Comb$ é a combinação de cargas .

Fonte: Autoria própria (2019)

Tabela 17 - Força axial, deslocamento real, cortante e momento solicitante.

Pilar tipo	$N_{c,sd}$ (KN)	Δ_{real} (cm)	V_{sd} (KN)	M_{sd} (KN*cm)
P02	2.249,99	0,010933	20,998	1.581,06
P03	1.461,99	0,009669	18,569	1.398,27
P04	2.899,35	0,004195	8,058	606,72
P05	936,28	0,00967	14,737	1.115,29
P06	2.479,64	0,004196	8,058	606,72
P07	642,24	0,008405	16,142	1.215,48
P08	938,97	0,004196	8,058	606,72
P09	516,23	0,011776	18,611	1.407,22
P10	731,56	0,007563	14,521	1.093,63
P11	1.712,31	0,010933	17,707	1.337,47

$N_{c,sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo

Δ_{real} é o deslocamento real;

V_{sd} é a cortante solicitante de cálculo;

M_{sd} é o momento solicitante de cálculo.

Fonte: Autoria própria (2019)

4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Por meio de tabelas serão apresentados todos os resultados obtidos no dimensionamento dos elementos estruturais analisados. Com isso, será realizado um comparativo entre os esforços resistentes com os respectivos solicitantes, sendo eles: cortante resistente de cálculo, momento resistente de cálculo e força axial de compressão resistente de cálculo.

Na verificação do dimensionamento das vigas que contém carregamento pontual, ocasionado por consequência das vigas apoiadas é gerado carregamentos de esforço cortante, deslocamento e momento solicitante maior, com isso, foi verificado como exemplo que na viga de pavimento TIPO 05 do perfil W610x140 o Δ_{real} equivale a 90% do Δ_{lim} , sendo este entre os valores verificados o valor que mais se aproxima do limite exigido em norma.

A viga de pavimento TIPO 02 e perfil W460x89 tem como valores solicitantes críticos a sua área de influência e o carregamento da parede, portanto sendo entre as vigas de mesmo perfil a mais solicitada, com isso obtendo valores como V_{sd} equivalendo a 11% do V_{rd}, M_{sd} sendo 41% do M_{rd} e Δ_{real} equivalendo a 93% do Δ_{lim} .

O perfil W360x32.9 utilizado como viga de pavimento TIPO 10, por contar com carregamento da parede obteve entre os de mesmo perfil os valores mais expressivos sendo os seguintes: V_{sd} equivalendo a 10% do V_{rd}, M_{sd} sendo 29% do M_{rd} e Δ_{real} equivalendo a 46% do Δ_{lim} .

Na verificação dos pilares foi observado que o pilar com maior carregamento solicitante é o de TIPO 04, pois recebe o carregamento de 04 vigas sendo 02 delas o perfil W610x140 este perfil contando com o maior peso próprio entre os perfis das vigas, é observado também que entre as 04 vigas, 03 delas tem o carregamento da parede, portanto sendo este pilar o mais solicitado, com isso obteve valores como V_{sd} equivalendo a 1,1% do V_{rd}, M_{sd} sendo 1,43% do M_{rd} , Δ_{real} equivalendo a 0,5% do Δ_{lim} , todos estes sendo valores resistentes muito superiores, mas em relação aos valores de compressão foi verificado que $N_{c,sd}$ equivale a 89% do $N_{c,rd}$, sendo o valor mais expressivo, portanto assim verificado o motivo da escolha deste perfil.

Resultados de todos os elementos calculados inclusos nas tabelas exibidas no anexo H.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A estrutura metálica destaca-se ao apresentar resultados eficientes para a proposta de uma construção de um edifício de múltiplos pavimentos, é notório o alto valor de força resistente de cálculo à compressão, tração e flexão, comparado aos esforços solicitados.

Evidencia-se a proficiência e a alta resistência dos perfis metálicos levando em consideração as dimensões esbeltas da seção transversal e o peso próprio dos componentes estudados, conseqüentemente tais elementos estruturais podem-se apresentar com melhores custos benéficos comparados com outros tipos de sistema construtivos utilizados na construção civil, levando em consideração o baixo peso global da estrutura que gera economia diretamente na infraestrutura.

Dentre várias vantagens a se utilizar o material em questão sobressai a facilidade de adaptações ou alterações posteriores a sua conclusão, apresentam agilidade na sua execução, viabiliza canteiros de obras mais limpos e possibilita espaços com grandes vãos entre os pilares.

No exemplo numérico foi analisado cada elemento estrutural de um edifício de múltiplos pavimentos, em que muitos casos a força resistente de cálculo se apresentou bem superior à força solicitante da peça, mas no dimensionamento são verificados vários outros fatores, como o exemplo das vigas onde o deslocamento real em comparação com o limite se mostrou bastante importante para escolha do perfil que foi adotado no projeto, também a título de exemplo, os pilares apresentaram valores de deslocamento, esforço cortante e momento de cálculo muito inferior aos limites, ou seja, o perfil mostrou ter valores característicos de resistência muito superiores aos carregamentos solicitantes, mas que ao analisar condições de compressão observaram-se valores próximos ao limite, assim sendo, sempre são importantes as verificações de todos os critérios pertinentes em um dimensionamento, com isso é constatado que estruturas metálicas por contarem com resistências muito superiores proporcionam maior segurança ao se tratar da resistência do sistema estrutural.

REFERÊNCIAS

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

BELLEI, Ildony H.; Fernando O.; PINHO, Mauro O. **Edifícios de Múltiplos Andares em Aço**. 2ª ed. PINI São Paulo, 2008

CATÁLOGO GERDAU. **Catálogo de perfis estruturais**. Gerdau, 2018

CENTRO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO EM AÇO – CBCA (São Paulo). **CONSTRUÇÃO EM AÇO: Sustentabilidade**. 2015. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/construcao-em-aco-sustentabilidade.php>>. Acesso em: 25 nov. 2017.

CHIAVERINI, Vicente. **Aços e Ferros Fundidos**. 7. ed. São Paulo: ABM, 1996.

DIAS, Luís Andrade de Mattos. **Estruturas de Aço: Conceitos, Técnicas e Linguagem**. São Paulo: Zigurate, 2006.

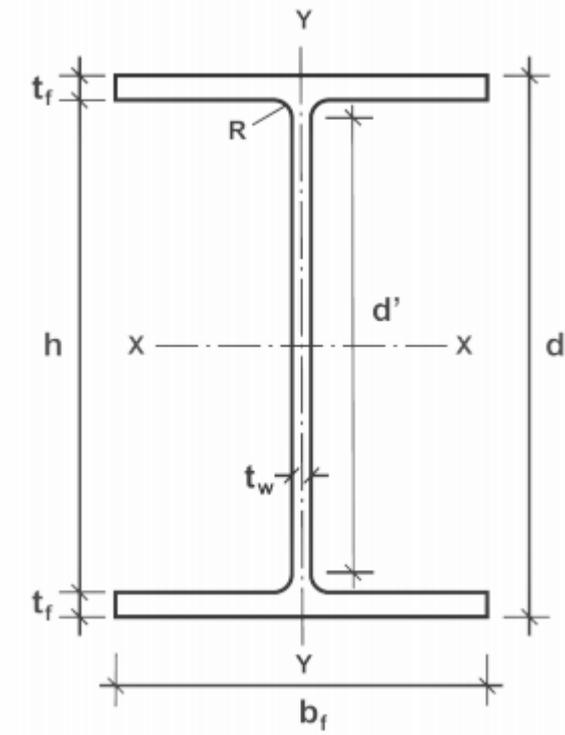
INABA, Roberto; COELHO, Cátia Mac Cord Simões. A Evolução da Construção em Aço no Brasil. **Arquitetura & Aço**, Rio de Janeiro, n. 42, p.58-59, 01 jun. 2012. Semestral. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/noticias-detalhes.php?cod=7074>>. Acesso em: 17 set. 2017.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. **Estruturas de Aço: Dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008**. 8. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2012.

SILVA, Valdir Pignatta; PANNONI, Fabio Domingos. **Estruturas de Aço para Edifícios**. São Paulo: Edgar Blucher, 2010.

SANTOS, T. J. **Edifícios de múltiplos pavimentos estruturados em concreto, aço e em elementos mistos de aço e concreto: análise comparativa**. Trabalho de Conclusão de Curso - Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2010.

ANEXO A – Tabela de perfis – Gerdau Açominas



Fonte: Gerdau S. A., 2014 – adaptada.

TABELA DE BITOLAS

BITOLA mm x kg/m	Masse Linear kg/m	d	ESPESURA			d'	Area	EIXO X - X			EIXO Y - Y			r _i	I _y	Z _y	r _i	I _x	Z _x	ESBELTEZ MESA- _y ALMA- _x b _y /2L _y d'/L _x	C _c	u	BITOLA in x lb/ft
			t ₁	t ₂	t ₃			W _x	r _x	Z _x	W _y	r _y	Z _y										
W 150 x 13.0	13.0	148	100	4.3	4.9	138	118	16.5	635	85.8	6.18	96.4	82	16.4	2.22	25.5	2.60	10.20	27.49	4.181	0.67	W 6 x 8.5	
W 150 x 18.0	18.0	153	102	5.8	7.1	139	119	23.4	839	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 6 x 12
W 150 x 22.5 (H)	22.5	152	102	5.8	6.6	139	119	29.0	1229	161.7	6.51	179.6	387	50.9	3.65	77.9	4.10	4.75	11.52	20.48	20.417	0.88	W 6 x 15
W 150 x 24.0	24.0	160	102	6.6	10.3	139	115	31.5	1384	173.0	6.63	197.6	183	35.9	2.41	55.8	2.73	11.08	4.95	17.48	10.206	0.69	W 6 x 16
W 150 x 29.8 (H)	29.8	157	153	6.6	9.3	138	118	38.5	1724	221.5	6.72	247.5	556	72.6	3.80	110.8	4.18	10.95	8.23	17.94	30.277	0.90	W 6 x 20
W 150 x 37.1 (H)	37.1	162	154	8.1	11.6	139	119	47.8	2244	277.0	6.85	313.5	707	91.8	3.84	140.4	4.22	20.58	6.64	14.67	39.930	0.91	W 6 x 25
W 200 x 15.0	15.0	200	100	4.3	5.2	190	170	19.4	1305	130.5	8.20	147.9	87	17.4	2.12	27.3	2.55	2.05	9.62	39.44	8.222	0.77	W 8 x 10
W 200 x 19.3	19.3	203	102	5.8	6.5	190	170	25.1	1686	166.1	8.19	190.6	116	22.7	2.14	35.9	2.59	4.02	7.85	29.31	11.068	0.79	W 8 x 13
W 200 x 22.5	22.5	206	102	6.2	8.0	190	170	29.0	2029	197.0	8.37	225.5	142	27.9	2.22	43.9	2.63	6.18	6.38	27.42	13.868	0.79	W 8 x 15
W 200 x 26.6	26.6	207	133	5.8	8.4	190	170	34.2	2511	252.3	8.73	282.3	330	49.6	3.10	76.3	3.54	7.65	7.92	29.34	32.477	0.92	W 8 x 18
W 200 x 31.3	31.3	210	134	6.4	10.2	190	170	40.3	3168	301.7	8.86	338.6	410	61.2	3.19	94.0	3.60	12.59	6.57	26.50	40.822	0.93	W 8 x 21
W 200 x 35.9 (H)	35.9	201	165	6.2	10.2	181	161	45.7	3437	342.0	8.67	379.2	764	92.6	4.09	141.0	4.50	14.51	8.09	25.90	69.502	1.03	W 8 x 24
W 200 x 41.7 (H)	41.7	205	166	7.2	11.8	181	157	53.5	4114	401.4	8.77	448.6	901	108.5	4.10	165.7	4.53	22.19	7.03	21.86	83.948	1.04	W 8 x 28
W 200 x 46.1 (H)	46.1	203	203	7.2	11.0	181	161	58.6	4543	447.6	8.81	495.3	1535	151.2	5.12	229.5	5.58	22.01	9.23	22.36	141.342	1.19	W 8 x 31
W 200 x 52.0 (H)	52.0	206	204	7.9	12.6	181	157	66.9	5288	514.4	8.90	572.5	1784	174.9	5.16	265.8	5.61	33.34	8.10	19.85	166.710	1.19	W 8 x 35
HP 200 x 53.0 (H)	53.0	204	207	11.3	11.3	181	161	68.1	4977	488.0	8.95	551.3	1673	161.7	4.96	248.6	5.57	31.93	9.16	14.28	155.075	1.20	HP 8 x 36
W 200 x 59.0 (H)	59.0	210	205	8.1	14.2	182	158	76.0	6140	584.8	8.99	665.9	2041	199.1	5.18	303.0	5.64	47.69	7.22	17.32	195.418	1.22	W 8 x 48
W 200 x 71.0 (H)	71.0	216	206	10.2	17.4	181	161	91.0	7660	709.2	9.17	803.2	2537	246.3	5.28	374.5	5.70	81.66	5.92	15.80	249.976	1.22	W 8 x 58
W 200 x 86.0 (H)	86.0	222	209	13.0	20.6	181	157	110.9	9488	855.7	9.26	984.2	3139	300.4	5.32	458.7	5.77	142.19	5.07	12.06	317.844	1.23	W 8 x 58
W 200 x 100.0 (H)*	100.0	229	210	14.5	23.7	182	158	127.1	11355	991.7	9.45	1152.2	3664	349.0	5.37	533.4	5.80	212.61	4.43	10.87	385.454	1.25	W 8 x 67
W 250 x 17.9	17.9	251	101	4.8	5.3	240	220	23.1	2291	182.6	9.96	211.0	91	18.1	1.99	28.8	2.48	2.54	9.53	45.92	13.795	0.88	W 10 x 12
W 250 x 22.3	22.3	254	102	5.8	6.9	240	220	28.9	2939	231.4	10.08	267.7	123	24.1	2.06	38.4	2.54	4.77	7.39	37.97	18.629	0.89	W 10 x 15
W 250 x 25.3	25.3	257	102	6.1	8.4	240	220	32.6	3473	270.2	10.31	311.1	149	29.3	2.14	46.4	2.58	7.06	6.07	36.10	22.955	0.89	W 10 x 17
W 250 x 28.4	28.4	260	102	6.4	10.0	240	220	36.6	4046	311.2	10.51	357.3	178	34.8	2.20	54.9	2.62	10.34	5.10	34.38	27.636	0.90	W 10 x 19
W 250 x 32.7	32.7	268	146	6.1	9.1	240	220	42.1	4937	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 10 x 22
W 250 x 38.5	38.5	262	147	6.6	11.2	240	220	49.6	6057	462.4	11.05	517.8	594	80.8	3.46	124.1	3.93	17.63	6.56	33.27	93.242	1.08	W 10 x 26
W 250 x 44.8	44.8	266	148	7.6	13.0	240	220	57.5	7158	538.2	11.51	606.3	704	95.1	3.50	146.4	3.96	27.14	5.69	28.95	112.398	1.09	W 10 x 30
HP 250 x 62.0 (H)	62.0	246	256	10.5	10.7	225	201	79.6	8728	709.6	10.47	790.5	2995	234.0	6.13	357.8	6.89	33.46	11.96	19.10	414.130	1.47	HP 10 x 42
W 250 x 73.0 (H)	73.0	263	254	8.6	14.2	225	201	92.7	11257	889.9	11.02	983.3	3880	305.5	6.47	463.1	7.01	56.94	8.94	23.33	552.900	1.48	W 10 x 49
W 250 x 80.0 (H)	80.0	266	255	9.4	15.6	225	201	101.9	12550	980.5	11.10	1088.7	4313	338.3	6.51	513.1	7.04	75.02	8.17	21.36	622.878	1.49	W 10 x 54
HP 250 x 85.0 (H)	85.0	254	260	14.4	14.4	225	201	108.5	12280	966.9	10.64	1224.2	4225	325.0	6.24	499.6	7.00	49.62	9.03	13.97	605.403	1.50	HP 10 x 57
W 250 x 89.0 (H)	89.0	260	256	10.7	17.3	225	201	113.9	14237	1095.1	11.18	1024.4	4841	378.2	6.52	574.3	7.06	102.81	7.40	18.82	712.351	1.50	W 10 x 60
W 250 x 101.0 (H)	101.0	264	257	11.9	19.6	225	201	128.7	16362	1238.8	11.27	1395.0	5549	431.8	6.57	666.3	7.10	147.70	6.56	16.87	828.031	1.51	W 10 x 68
W 250 x 115.0 (H)	115.0	269	259	13.5	22.1	225	201	146.1	18920	1406.7	11.38	1597.4	6405	494.6	6.62	752.7	7.16	212.00	5.86	14.87	975.265	1.53	W 10 x 77
W 250 x 131.0 (H)*	131.0	275	261	15.4	25.1	225	193	167.8	22243	1617.7	11.51	1855.6	7448	570.7	6.66	870.7	7.21	321.06	5.20	12.52	1.161.225	1.54	W 10 x 88
W 250 x 149.0 (H)*	149.0	282	263	17.3	28.4	225	193	190.5	28027	1845.9	11.69	2137.5	8624	655.8	6.73	1001.7	7.27	462.06	4.63	11.17	1.384.436	1.55	W 10 x 100
W 250 x 167.0 (H)*	167.0	289	265	19.2	31.8	225	193	214.0	30110	2083.7	11.86	2435.3	9880	745.7	6.79	1140.2	7.33	644.95	4.17	10.07	1.631.156	1.57	W 10 x 112
W 310 x 21.0	21.0	303	101	5.1	5.7	292	272	27.2	3776	249.2	11.77	291.9	98	19.5	1.90	31.4	2.42	3.27	8.86	53.25	21.628	0.98	W 12 x 14
W 310 x 23.8	23.8	305	101	5.6	6.7	292	272	30.7	4346	285.0	11.89	333.2	116	22.9	1.94	36.9	2.45	4.85	7.54	48.50	25.594	0.99	W 12 x 16
W 310 x 28.3	28.3	309	102	6.0	8.9	291	271	36.5	5500	356.0	12.28	412.0	158	31.0	2.08	49.4	2.55	8.14	5.73	45.20	35.441	1.00	W 12 x 19
W 310 x 32.7	32.7	313	102	6.6	10.8	291	271	42.1	6570	419.8	12.49	485.3	192	37.6	2.13	59.8	2.58	12.91	4.72	41.12	43.612	1.00	W 12 x 22
W 310 x 38.7	38.7	310	165	5.8	9.7	291	271	49.7	8581	553.6	13.14	615.4	727	88.1	3.82	134.9	4.38	13.20	8.51	46.66	163.728	1.25	W 12 x 26
W 310 x 44.5	44.5	313	166	5.6	11.2	291	271	57.2	9997	638.8	13.22	712.8	855	103.0	3.87	158.0	4.41	19.90	7.41	41.00	194.433	1.26	W 12 x 30
W 310 x 52.0	52.0	317	167	7.6	13.2	291	271	67.0	11908	751.4	13.33	842.5	1026	122.9	3.91	188.8	4.45	31.81	6.33	35.61	236.422	1.27	W 12 x 35
W 310 x 60.0*	60.0	303	203	7.5	13.1	277	245	76.1	12008	852.0	13.02	944.3	1829	228.7	4.90	275.4	5.48	40.46	6.29	26.11	363.747	1.38	W 12 x 40
W 310 x 67.0*	67.0	306	204	8.5	14.6	277	245	85.3	14559	951.5	13.06	1060.4	2069	202.8	4.92	310.5	5.51	55.35	6.99	28.80	438.542	1.38	W 12 x 45
W 310 x 74.0*	74.0	310	205	9.4	16.3	277	245	95.1	16501	1064.6	13.17	1192.0	2344	180.2	4.96	350.5	5.54	75.51	7.75	32.64	504.715	1.39	W 12 x 50
HP 310 x 79.0 (H)	79.0	299	306	11.0	11.0	277	245	100.0	16316	1091.3	12.77	1210.1	5258	343.7	7.25	525.4	8.20	46.72	13.91	22.27	1.089.258	1.77	HP 12 x 53
HP 310 x 93.0 (H)	93.0	308	308	13.1	13.1	277	245	119.2	19632	1299.1	12.85	1450.3	6387	417.7	7.32	635.5	8.26	77.33	11.76	18.69	1.340.320	1.78	HP 12 x 63
W 310 x 97.0 (H)	97.0	308	305	9.9	15.4	277	245	123.6	22284	1447.0	13.43	1594.2	7286	477.8	7.68	725.0	8.38	92.12	9.90	24.77	1.558.682	1.79	W 12 x 65

W 360 x 32.9	32.9	349	127	5.8	8.5	332	308	42.1	8358	479.0	14.08	547.6	291	45.9	2.63	72.0	3.20	9.15	7.47	53.10	84.111	1.17	W 14 x 22
W 360 x 39.0	39.0	353	128	6.5	10.7	332	308	50.2	10331	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 14 x 26
W 360 x 44.6	44.6	352	171	6.9	9.8	332	308	57.7	12258	696.5	14.58	784.3	818	95.7	3.77	148.0	4.43	16.70	8.72	44.70	239.091	1.35	W 14 x 30
W 360 x 51.0	51.0	355	171	7.2	11.6	332	308	64.8	14222	801.2	14.81	899.5	968	113.3	3.87	174.7	4.49	24.65	7.37	42.75	284.994	1.36	W 14 x 34
W 360 x 58	58.0	359	172	7.9	13.1	332	308	72.5	16143	901.8	14.92	1014.8	1113	129.4	3.92	199.8	4.53	34.45	6.56	38.96	330.394	1.37	W 14 x 38
W 360 x 64.0	64.0	347	203	7.7	13.5	320	288	81.7	17890	1031.1	14.80	1145.5	1895	185.7	4.80	284.5	5.44	44.57	7.52	37.40	523.362	1.46	W 14 x 43
W 360 x 72.0	72.0	350	204	8.6	15.1	320	288	91.3	20169	1152.5	14.86	1285.9	2140	209.8	4.84	321.8	5.47	61.18	6.75	33.47	599.082	1.47	W 14 x 48
W 360 x 79.0	79.0	354	205	9.4	16.8	320	288	101.2	22713	1293.2	14.98	1437.0	2416	235.7	4.89	361.9	5.51	82.61	6.10	30.68	685.701	1.48	W 14 x 53
W 360 x 91.0 (H)	91.0	353	254	9.5	16.4	320	288	115.9	26755	1515.9	15.19	1680.1	4483	353.0	6.22	538.1	6.90	92.61	7.74	30.34	1,268.709	1.68	W 14 x 61
W 360 x 101.0 (H)	101.0	357	255	10.5	18.3	320	286	129.5	30279	1696.3	15.29	1888.9	5063	397.1	6.25	606.1	6.93	128.47	6.97	27.28	1,450.410	1.68	W 14 x 68
W 360 x 110.0 (H)	110.0	360	256	11.4	19.9	320	288	140.6	33155	1841.9	15.36	2059.3	5570	435.2	6.29	684.5	6.96	161.93	6.43	25.28	1,609.070	1.69	W 14 x 74
W 360 x 122.0 (H)	122.0	363	257	13.0	21.7	320	288	155.3	36599	2016.5	15.35	2269.8	6147	478.4	6.29	732.4	6.98	212.70	5.92	22.12	1,787.806	1.70	W 14 x 82
W 410 x 38.8	38.8	399	140	6.4	8.8	381	357	50.3	12777	840.5	15.94	736.8	404	57.7	2.83	90.9	3.49	11.69	7.95	55.84	153.180	1.32	W 16 x 26
W 410 x 46.1	46.1	403	140	7.0	11.2	381	357	59.2	15690	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 16 x 31
W 410 x 53.0	53.0	403	177	7.5	10.9	381	357	68.4	18734	929.7	16.55	1052.2	1009	114.0	3.84	176.9	4.56	23.38	8.12	47.63	387.194	1.48	W 16 x 36
W 410 x 60.0	60.0	407	178	7.7	12.8	381	357	76.2	21707	1066.7	16.88	1201.5	1205	135.4	3.98	209.2	4.65	33.78	6.95	46.42	467.404	1.49	W 16 x 40
W 410 x 67.0	67.0	410	179	8.8	14.4	381	357	86.3	24678	1203.8	16.91	1362.7	1379	154.1	4.00	239.0	4.67	48.11	6.22	40.59	538.546	1.50	W 16 x 45
W 410 x 75.0	75.0	413	180	9.7	16.0	381	357	95.8	27616	1337.3	16.98	1518.6	1559	173.2	4.03	269.1	4.70	65.21	5.63	36.80	612.784	1.51	W 16 x 50
W 410 x 85.0	85.0	417	181	10.9	18.2	381	357	108.6	31658	1518.4	17.07	1731.7	1804	199.3	4.08	310.4	4.74	94.48	4.97	32.72	715.165	1.52	W 16 x 57
W 460 x 52.0	52.0	450	152	7.6	10.8	428	404	66.6	21370	949.8	17.91	1095.9	634	83.5	3.09	131.7	3.79	21.79	7.04	53.21	304.837	1.47	W 18 x 35
W 460 x 60.0	60.0	455	153	8.0	13.3	428	404	76.2	25652	1127.6	18.35	1292.1	796	104.1	3.23	163.4	3.89	34.60	5.75	50.55	387.230	1.49	W 18 x 40
W 460 x 68.0	68.0	459	154	9.1	15.4	428	404	87.6	29851	1300.7	18.46	1495.4	941	122.2	3.28	192.4	3.93	52.29	5.00	44.42	461.163	1.50	W 18 x 46
W 460 x 74.0	74.0	457	190	9.0	14.5	428	404	94.9	33415	1482.4	18.77	1657.4	1661	174.8	4.18	271.3	4.93	52.97	6.55	44.89	811.417	1.64	W 18 x 55
W 460 x 82.0	82.0	460	191	9.9	16.0	428	404	104.7	37157	1615.5	18.84	1836.4	1862	195.0	4.22	303.3	4.96	70.62	5.97	40.81	915.745	1.64	W 18 x 55
W 460 x 89.0	89.0	463	192	10.5	17.7	428	404	114.1	41105	1775.6	18.98	2019.4	2093	218.0	4.28	339.0	5.01	92.49	5.42	38.44	1,035.073	1.65	W 18 x 60
W 460 x 97.0	97.0	466	193	11.4	19.0	428	404	123.4	44658	1916.7	19.03	2187.4	2283	236.6	4.30	368.8	5.03	115.05	5.08	35.44	1,137.180	1.66	W 18 x 65
W 460 x 106.0	106.0	469	194	12.6	20.6	428	404	135.1	48978	2088.6	19.04	2394.6	2515	259.3	4.32	405.7	5.05	148.19	4.71	32.05	1,260.063	1.67	W 18 x 71
W 530 x 66.0	66.0	525	165	8.9	11.4	502	478	83.6	34971	1332.2	20.46	1558.0	857	103.9	3.20	166.0	4.02	31.52	7.24	52.73	562.854	1.67	W 21 x 44
W 530 x 72.0	72.0	524	207	9.0	10.9	502	478	91.6	39969	1525.5	20.89	1788.9	1615	156.0	4.20	244.6	5.16	33.41	9.50	53.13	1,060.548	1.84	W 21 x 48
W 530 x 74.0	74.0	529	166	9.7	13.6	502	478	95.1	40969	1548.9	20.76	1804.9	1041	125.5	3.31	200.1	4.10	47.39	6.10	49.26	688.558	1.68	W 21 x 50
W 530 x 82.0	82.0	528	209	9.5	13.3	501	477	104.5	47569	1801.8	21.34	2058.5	2028	194.1	4.41	302.7	5.31	51.23	7.86	50.25	1,340.255	1.85	W 21 x 55
W 530 x 85.0	85.0	535	166	10.3	16.5	502	478	107.7	48453	1811.3	21.21	2099.8	1263	152.2	3.42	241.6	4.17	72.93	5.03	46.41	845.463	1.69	W 21 x 57
W 530 x 92.0	92.0	533	209	10.2	15.6	502	478	117.6	55157	2069.7	21.65	2359.8	2379	227.6	4.50	354.7	5.36	75.50	6.70	46.84	1,588.565	1.86	W 21 x 62
W 530 x 101.0	101.0	537	210	10.9	17.4	502	470	130.0	62198	2316.5	21.87	2640.4	2693	256.5	4.55	400.6	5.40	106.04	6.03	43.14	1,812.734	1.86	W 21 x 68
W 530 x 109.0	109.0	539	211	11.6	18.8	501	469	139.7	67226	2494.5	21.94	2847.0	2952	279.8	4.60	437.4	5.44	131.38	5.61	40.47	1,991.291	1.87	W 21 x 73
W 530 x 123.0*	123.0	544	212	13.1	21.2	502	470	157.8	76577	2815.3	22.03	3228.1	3378	318.7	4.63	500.2	5.47	186.69	5.00	35.85	2,300.400	1.88	W 21 x 83
W 530 x 138.0*	138.0	549	214	14.7	23.8	501	469	177.8	87079	3172.3	22.13	3653.3	3904	364.8	4.69	574.5	5.53	262.76	4.50	31.93	2,680.751	1.90	W 21 x 93
W 610 x 82.0	82.0	599	178	10.0	12.8	573	541	105.1	56628	1890.8	23.21	2219.9	1210	135.9	3.39	219.0	4.29	51.82	6.95	54.14	1,033.595	1.86	W 24 x 55
W 610 x 92.0	92.0	603	179	10.9	15.0	573	541	118.4	65277	2185.1	23.48	2535.8	1442	161.1	3.49	259.3	4.37	74.73	5.97	49.63	1,239.349	1.87	W 24 x 62
W 610 x 101.0	101.0	603	228	10.5	14.9	573	541	130.3	77003	2554.0	24.31	2922.7	2951	258.8	4.76	405.0	5.76	81.68	7.65	51.54	2,544.966	2.07	W 24 x 68
W 610 x 113.0	113.0	608	228	11.2	17.3	573	541	145.3	88196	2901.2	24.64	3312.9	3426	300.5	4.86	489.7	5.82	116.50	6.59	48.34	2,981.078	2.08	W 24 x 76
W 610 x 125.0	125.0	612	229	11.9	19.6	573	541	160.1	99184	3241.3	24.89	3697.3	3933	343.5	4.96	536.3	5.89	159.50	5.84	45.45	3,441.766	2.09	W 24 x 84
W 610 x 140.0	140.0	617	230	13.1	22.2	573	541	179.3	112619	3650.5	25.06	4173.1	4515	392.6	5.02	614.0	5.94	225.01	5.18	41.27	3,981.687	2.10	W 24 x 94
W 610 x 153.0*	153.0	623	229	14.0	24.9	573	541	196.5	125783	4038.0	25.30	4622.7	4999	436.6	5.04	683.3	5.94	303.29	4.60	38.66	4,456.995	2.11	W 24 x 103
W 610 x 155.0	155.0	611	324	12.7	19.0	573	541	198.1	129583	4241.7	25.58	4749.1	10783	665.6	7.38	1022.6	8.53	200.77	8.53	42.60	9,436.714	2.47	W 24 x 104
W 610 x 174.0	174.0	616	325	14.0	21.6	573	541	222.8	147754	4797.2	25.75	5383.3	12374	761.5	7.45	1171.1	8.58	286.88	7.52	38.63	10,915.665	2.48	W 24 x 117
W 610 x 195.0	195.0	622	327	15.4	24.4	573	541	250.1	168484	5417.5	25.96	6095.4	14240	870.9	7.55	1341.0	8.66	405.29	6.70	35.14	12,695.302	2.49	W 24 x 131
W 610 x 217.0	217.0	628	328	16.5	27.7	573	541	278.4	191395	6095.4	26.22	6868.8	16316	994.9	7.66	1531.6	8.73	570.21	5.92	32.76	14,676.643	2.51	W 24 x 146

ANEXO B – Tabela 18 - Valor de χ em função do índice de esbeltez λ

Tabela 18 - Valor de χ em função do índice de esbeltez λ

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).

ANEXO C – Quadro 2 - Valores de (b/t)lim

Quadro 2 - Valores de $(b/t)_{lim}$

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicações de b e t	$(b/t)_{lim}$
AA	1	<ul style="list-style-type: none"> — Mesas ou almas de seções tubulares retangulares. — Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas. 		$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	2	<ul style="list-style-type: none"> — Almas de seções I, H ou U. — Mesas ou almas de seção-caixão. — Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1. 		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	3	<ul style="list-style-type: none"> — Abas ou cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travamento. 		$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	4	<ul style="list-style-type: none"> — Mesas de seções I, H, T ou U laminadas. — Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas. — Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas. 		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	5	<ul style="list-style-type: none"> — Mesas de seções I, H, T ou U soldadas. 		$0,64 \sqrt{\frac{E}{f_y K_c}}$
	6	<ul style="list-style-type: none"> — Almas de seções T. 		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

^a O coeficiente K_c é dado na equação 39.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

ANEXO D – Quadro 3 - Parâmetros referentes ao momento máximo fletor resistente

Quadro 3 - Parâmetros referentes ao momento máximo fletor resistente

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 sujeitosa 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 H da NBR 8800)	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
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	$\frac{Lb}{r_{yc}}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	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 H da NBR 8800)	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{h_c \sqrt{\frac{E}{f_y}}}{\left(0,54 \frac{M_{pl}}{M_r} - \leq \lambda_r\right)}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
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	$f_y W$	$\frac{2,00 C_b E}{\lambda} \sqrt{J}$	$\frac{Lb}{r_y}$	$\frac{0,13 E}{M_{pl}} \sqrt{JA}$	$\frac{2,00 E}{M_r} \sqrt{JA}$

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;

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

As notas referentes ao Quadro 3 no Anexo D são as seguintes:

$$1) \quad \Delta r = \frac{1,38\sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad (62)$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w}\right)} \quad (63)$$

Onde:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W}{E J} \quad (64)$$

Para seções I:

$$C_w = \frac{I_y (d - t_f)^2}{4} \quad (65)$$

Para seções U:

$$C_w = \frac{t_f (b_f - 0,5 t_w)^3 (d - t_f)^2}{12} \left[\frac{3 (b_f - 0,5 t_w) t_f + 2 (d - t_f) t_w}{6 (b_f - 0,5 t_w) t_f + (d - t_f) t_w} \right] \quad (66)$$

5) σ_r representa a tensão residual de compressão nas mesas e deve representar 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado.

6) Para perfis laminados:

$$M_{cr} = \frac{0,69 E}{\Lambda^2} W_c, \quad \lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} \quad (67)$$

Para perfis soldados:

$$M_{cr} = \frac{0,90 E K_c}{\Lambda^2} W_c, \quad \lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E}{\frac{f_y - \sigma_r}{K_c}}} \quad (68)$$

Onde:

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad (69)$$

Sendo $0,35 \leq K_c \leq 0,76$.

8) b/t é a relação entre largura e espessura aplicável à mesa do perfil.

ANEXO E – Quadro 4 - Deslocamentos máximos

Quadro 4 - Deslocamentos máximos

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.	$H / 400^{kl}$
Edifícios de dois ou mais pavimentos:	
Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base;	$H / 400$
Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos.	$h / 500^m$
Lajes mistas	<i>Ver anexo Q (ABNT, 2008).</i>

^aL 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.

^bDeslocamento paralelo ao plano de fechamento.

^cDeslocamento perpendicular ao plano de fechamento.

^dConsiderar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento com seu valor característico.

^e Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente.

^f Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente com seu valor característico.

^g Deve-se evitar também a ocorrência de empoçamento.

^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.

ⁱ Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.

^j Considerar combinações raras de serviço.

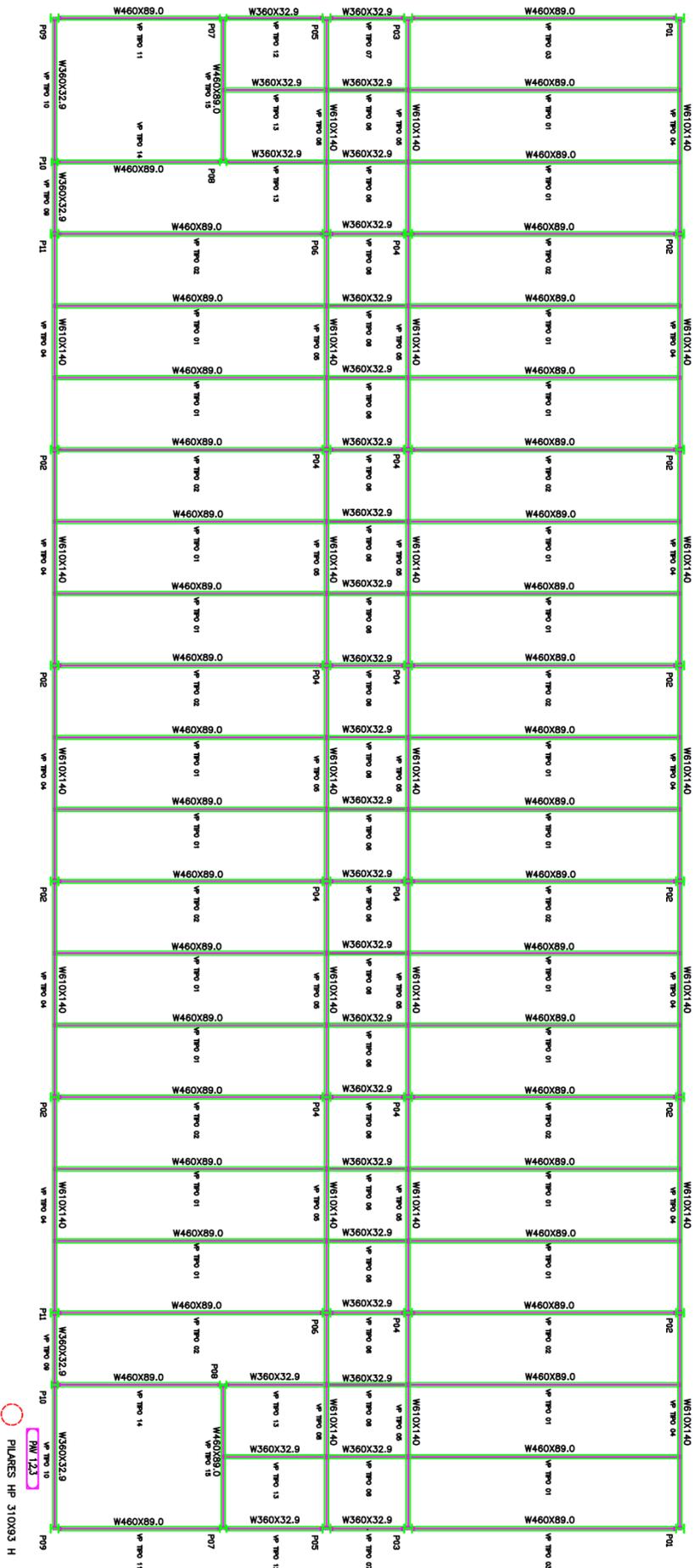
^k No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não pode ser superior a 50 mm.

^l O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.

^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.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

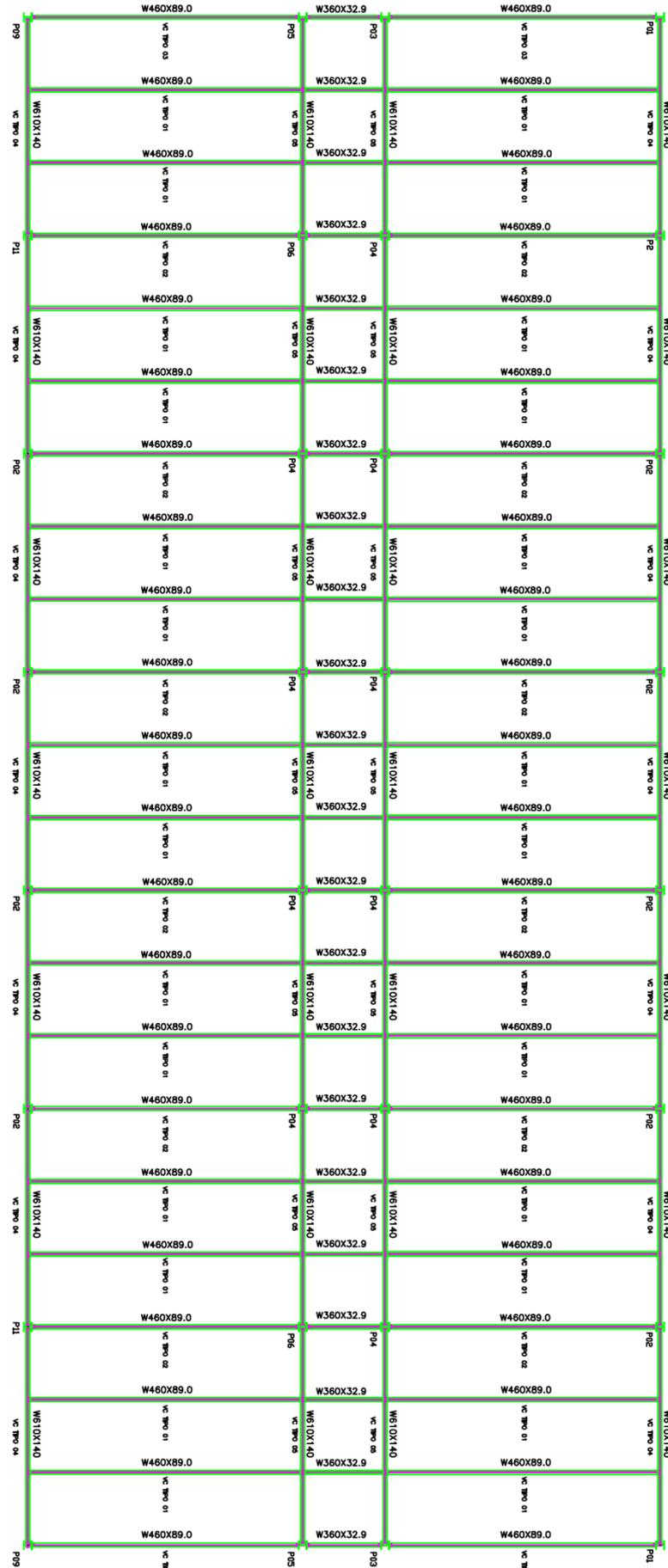
ANEXO F – Planta de forma do pavimento tipo



PIARES HP 310X93 H

PI 12.3

ANEXO G – Planta de forma da cobertura



ANEXO H – Comparativo dos resultados

Tabela 19 - Comparativo dos resultados para as vigas de pavimento

(continua)

Viga tipo	Resultados obtidos	Parâmetros de comparação	Verificação
VP01	$V_{rd} = 914,85 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 104,15 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 2,66 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 2,86 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 63.335,73 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 26.036,81 \text{ KN*cm}$	Passou
VP02	$V_{rd} = 914,85 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 104,22 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 2,66 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 2,86 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 63.335,73 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 26.055,64 \text{ KN*cm}$	Passou
VP03	$V_{rd} = 914,85 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 54,8 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 1,40 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 2,86 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 63.335,73 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 13.700,80 \text{ KN*cm}$	Passou
VP04	$V_{rd} = 1.521,02 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 229,18 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 1,61 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 2,29 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 130.883,59 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 52.781,61 \text{ KN*cm}$	Passou
VP05	$V_{rd} = 1.521,02 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 295,24 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 2,07 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 2,29 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 130.883,59 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 68.013,01 \text{ KN*cm}$	Passou
VP06	$V_{rd} = 380,92 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 30,25 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,10 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 0,86 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 17.174,73 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 2.269,09 \text{ KN*cm}$	Passou
VP07	$V_{rd} = 380,92 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 15,45 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,05 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 0,86 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 17.174,73 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 1.158,85 \text{ KN*cm}$	Passou
VP08	$V_{rd} = 1.521,02 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 155,30 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 1,08 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 2,29 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 130.883,59 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 35.634,29 \text{ KN*cm}$	Passou

Fonte: Autoria própria (2019)

Tabela 19 - Comparativo dos resultados para as vigas de pavimento

(conclusão)

Viga tipo	Resultados obtidos	Parâmetros de comparação	Verificação
VP09	$V_{rd} = 380,92 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 49,98 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,12 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 0,76 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 17.174,73 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 3.332,57 \text{ KN*cm}$	Passou
VP10	$V_{rd} = 380,92 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 37,63 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,70 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 1,52 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 17.174,73 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 5.017,38 \text{ KN*cm}$	Passou
VP11	$V_{rd} = 914,85 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 39,85 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,24 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 1,77 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 63.335,73 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 6.176,46 \text{ KN*cm}$	Passou
VP12	$V_{rd} = 380,92 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 19,57 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,13 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 1,09 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 17.174,73 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 1.859,31 \text{ KN*cm}$	Passou
VP13	$V_{rd} = 380,92 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 38,32 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,26 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 1,09 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 17.174,73 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 3.640,63 \text{ KN*cm}$	Passou
VP14	$V_{rd} = 914,85 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 95,28 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,58 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 1,77 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 63.335,73 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 14.768,61 \text{ KN*cm}$	Passou
VP15	$V_{rd} = 914,85 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 101,14 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,55 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 1,52 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 63.335,73 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 16.042,10 \text{ KN*cm}$	Passou

Fonte: Autoria própria (2019)

Tabela 20 - Comparativo dos resultados para as vigas de cobertura

Viga tipo	Resultados obtidos	Parâmetros de comparação	Verificação
VC01	$V_{rd} = 914,85 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 104,15 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 2,66 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 4,0 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 63.335,73 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 26.036,81 \text{ KN*cm}$	Passou
VC02	$V_{rd} = 914,85 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 54,69 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 1,40 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 4,0 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 63.335,73 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 13.672,55 \text{ KN*cm}$	Passou
VC03	$V_{rd} = 1.521,02 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 229,12 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 1,61 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 3,20 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 130.883,59 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 52.771,21 \text{ KN*cm}$	Passou
VC04	$V_{rd} = 1.521,02 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 295,21 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 2,07 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 3,20 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 130.883,59 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 68.005,76 \text{ KN*cm}$	Passou
VC05	$V_{rd} = 380,92 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 30,25 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,10 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 1,20 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 17.174,73 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 2.269,09 \text{ KN*cm}$	Passou
VC06	$V_{rd} = 380,92 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 15,42 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,05 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 1,20 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 17.174,73 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 1.156,31 \text{ KN*cm}$	Passou

Fonte: Autoria própria (2019)

Tabela 21 - Comparativo dos resultados para os pilares

(continua)

Pilar tipo	Resultados obtidos	Parâmetros de comparação	Verificação
P01	$N_{c,Rd} = 3.252,16 \text{ KN}$	$\geq N_{c,Sd} = 1.135,90 \text{ KN}$	Passou
	$V_{rd} = 746,95 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 22,62 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,012 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 0,80 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 42.485,98 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 1.702,91 \text{ KN*cm}$	Passou
P02	$N_{c,Rd} = 3.252,16 \text{ KN}$	$\geq N_{c,Sd} = 2.249,99 \text{ KN}$	Passou
	$V_{rd} = 746,95 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 21,00 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,011 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 0,80 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 42.485,98 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 1.581,06 \text{ KN*cm}$	Passou
P03	$N_{c,Rd} = 3.252,16 \text{ KN}$	$\geq N_{c,Sd} = 1.461,99 \text{ KN}$	Passou
	$V_{rd} = 746,95 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 18,57 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,01 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 0,80 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 42.485,98 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 1.398,27 \text{ KN*cm}$	Passou
P04	$N_{c,Rd} = 3.252,16 \text{ KN}$	$\geq N_{c,Sd} = 2.899,35 \text{ KN}$	Passou
	$V_{rd} = 746,95 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 8,06 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,004 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 0,80 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 42.485,98 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 606,72 \text{ KN*cm}$	Passou
P05	$N_{c,Rd} = 3.252,16 \text{ KN}$	$\geq N_{c,Sd} = 936,29 \text{ KN}$	Passou
	$V_{rd} = 746,95 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 14,74 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,01 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 0,80 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 42.485,98 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 1.115,29 \text{ KN*cm}$	Passou
P06	$N_{c,Rd} = 3.252,16 \text{ KN}$	$\geq N_{c,Sd} = 2.479,65 \text{ KN}$	Passou
	$V_{rd} = 746,95 \text{ KN}$	$\geq V_{sd} = 8,06 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,004 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 0,80 \text{ cm}$	Passou
	$M_{rd} = 42.485,98 \text{ KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 606,72 \text{ KN*cm}$	Passou

Tabela 21 - Comparativo dos resultados para os pilares

(conclusão)

Pilar tipo	Resultados obtidos	Parâmetros de comparação	Verificação
P07	$N_{c,Rd} = 3.252,16\text{KN}$	$\geq N_{c,Sd} = 642,24 \text{ KN}$	Passou
	$V_{rd} = 746,95\text{KN}$	$\geq V_{sd} = 16,14 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,01 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 0,80\text{cm}$	Passou
	$M_{rd} = 42.485,98\text{KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 1.215,48 \text{ KN*cm}$	Passou
P08	$N_{c,Rd} = 3.252,16\text{KN}$	$\geq N_{c,Sd} = 938,97 \text{ KN}$	Passou
	$V_{rd} = 746,95\text{KN}$	$\geq V_{sd} = 8,06 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,004 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 0,80\text{cm}$	Passou
	$M_{rd} = 42.485,98\text{KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 606,72 \text{ KN*cm}$	Passou
P09	$N_{c,Rd} = 3.252,16\text{KN}$	$\geq N_{c,Sd} = 516,23 \text{ KN}$	Passou
	$V_{rd} = 746,95\text{KN}$	$\geq V_{sd} = 18,61 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,012 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 0,80\text{cm}$	Passou
	$M_{rd} = 42.485,98\text{KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 1.407,22 \text{ KN*cm}$	Passou
P10	$N_{c,Rd} = 3.252,16\text{KN}$	$\geq N_{c,Sd} = 731,56 \text{ KN}$	Passou
	$V_{rd} = 746,95\text{KN}$	$\geq V_{sd} = 14,52 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,01 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 0,80\text{cm}$	Passou
	$M_{rd} = 42.485,98\text{KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 1.093,63 \text{ KN*cm}$	Passou
P11	$N_{c,Rd} = 3.252,16\text{KN}$	$\geq N_{c,Sd} = 1.712,31 \text{ KN}$	Passou
	$V_{rd} = 746,95\text{KN}$	$\geq V_{sd} = 17,71 \text{ KN}$	Passou
	$\Delta_{real} = 0,011 \text{ cm}$	$\leq \Delta_{max} = 0,80\text{cm}$	Passou
	$M_{rd} = 42.485,98\text{KN*cm}$	$\geq M_{sd} = 1.337,47 \text{ KN*cm}$	Passou

Fonte: Autoria própria (2019)