

DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM ESTRUTURA DE AÇO

Cleyton Lima Oliveira

*Discente, Bacharelado em Engenharia Civil, UniEVANGÉLICA - Centro Universitário de Anápolis
(cleyto.lima@hotmail.com)*

Matheus Emmanuel Monteiro

*Discente, Bacharelado em Engenharia Civil, UniEVANGÉLICA - Centro Universitário de Anápolis
(matheusmonteiro_8@hotmail.com)*

Rogério Santos Cardoso

*Professor Mestre, Bacharelado em Engenharia Civil, UniEVANGÉLICA - Centro Universitário de Anápolis
(rogerio.cardoso@unievangolica.edu.br)*

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.

1 INTRODUÇÃO

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).

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.

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.

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 à 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.

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.

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 e Estado limites de utilização.

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.

f_y = tensão de escoamento à tração do aço.

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 deve seguir a seguinte condição:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (2)$$

Onde:

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

$N_{c,Rd}$ é o valor de cálculo 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.

$$N_{c,Rd} = \left(\frac{\chi Q A_g f_y}{\Lambda_{a1}} \right) \quad (3)$$

Onde:

χ é fator de redução relacionado à resistência à compressão devido à instabilidade global;

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.

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:

$$\begin{aligned} M_{sd} &\leq M_{rd} \\ V_{sd} &\leq V_{rd} \end{aligned}$$

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 $\lambda \leq \lambda_p$:

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (4)$$

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

$$V_{Rd} = \frac{\gamma_p V_{pl}}{\lambda \gamma_{a1}} \quad (5)$$

Para $\lambda > \lambda_r$:

$$V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (6)$$

Onde:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (7)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \quad (8)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \quad (9)$$

K_v para almas sem enrijecedor 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:

$$V_{pl} = 0,60A_w f_y \quad (10)$$

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

$$A_w = dt_w \quad (11)$$

Onde:

d é a altura total da seção transversal;

t_w é a espessura da alma.

3 ESTUDO DE CASO

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

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.

3.1.1 Viga VP01

Para o dimensionamento da viga VP01 de pavimento, da qual o perfil a ser adotado é o W460x89.0 com aço A-572 Grau 50, os valores correspondentes as incógnitas do perfil são obtidas a partir da tabela de bitolas para perfis estruturais em I, contidos no catálogo da Gerdau.

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

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

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

Para o cálculo das combinações de cargas atuantes na estrutura, temos os dados da tabela 1:

Tabela 1 - 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)

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

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

$$\begin{aligned} \mathbf{Comb1} &= \mathbf{1,2 * (P_P + C_{pl} + CP_R + CP_F) + 1,3 * CP_{Sob}} \\ \mathbf{Comb1} &= \mathbf{1,2 * (0,008722 + 0,06665 + 0,02132 + 0,0047) + 1,3 * 0,06663} \\ \mathbf{Comb1} &= \mathbf{0,20829KN/cm} \end{aligned}$$

Combinação 2 para o cálculo do deslocamento:

$$\begin{aligned} \mathbf{Comb2} &= \mathbf{P_P + C_{pl} + CP_R + CP_F + CP_{Sob}} \\ \mathbf{Comb2} &= \mathbf{0,008722 + 0,06665 + 0,02132 + 0,0047 + 0,06663} \\ \mathbf{Comb2} &= \mathbf{0,16803KN/cm} \end{aligned}$$

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:

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

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

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

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 $\gamma_{a1} = 1,1$.

$$\lambda = 38,48, \lambda_p = 59,22, \lambda_r = 73,76, A_w = 48,615cm^2, V_{pl} = 1006,3305KN, V_{rd} = 914,85KN, V_{sd} = 104,145KN$$

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 $Z_x = 2019,4 \text{ cm}^3$.

$$\begin{aligned} \lambda &= 9,35 \\ \lambda_p &= 42,38 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,02318 \\ C_w &= 1037563,361 \\ \lambda_r &= 130,03 \end{aligned}$$

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 :

$$M_{pl} = 69669,3 \text{KN} * \text{cm}$$

$$M_r = 42880,74 \text{KN} * \text{cm}$$

Temos:

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

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.

$$\lambda = 5,42$$

$$\lambda_p = 9,15$$

$$\lambda_r = 23,89$$

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

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

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

$$\lambda = 38,48$$

$$\lambda_p = 90,53$$

$$\lambda_r = 137,24$$

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

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

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

$$M_{sd} = 26036,81 \text{KN} * \text{cm}$$

Comparando o maior valor obtido de momento resistente $M_{rd} = 63335,73 \text{kN} * \text{cm}$ com o valor de momento solicitante previamente obtido, $M_{sd} = 26036,81 \text{kN} * \text{cm}$, concluímos que $M_{sd} \leq M_{rd}$.

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. Dimensionando da mesma forma que para viga tipo VP01, foram obtidos os seguintes resultados exibidos nas tabelas a seguir:

Tabela 2 - 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 3 - 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:

$$\begin{aligned}
 P_p &= 0,01372 \text{ KN/cm} \\
 \text{Comb1} &= 0,38757 \text{ KN/cm} \\
 \text{Comb2} &= 0,31257 \text{ KN/cm} \\
 \Delta_{max} &= 2,28571 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Verificação quanto ao cisalhamento da viga tipo VP04 para os respectivos valores de incógnitas: $d' = 54,1$ cm, $t_w = 1,31$ cm, $K_v = 5$, $E = 20000$ KN/cm², $f_y = 34,5$ KN/cm², $d = 61,7$ cm e $\gamma_{a1} = 1,1$.

$$\lambda = 41,30$$

$$\begin{aligned}\lambda_p &= 59,22 \\ \lambda_r &= 73,76 \\ A_w &= 80,827 \text{ cm}^2 \\ V_{pl} &= 1673,1189 \text{ KN}\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}V_{rd} &= 1521,02 \text{ KN} \\ V_{sd} &= 229,18 \text{ kN}\end{aligned}$$

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 $Z_x = 4173,1 \text{ cm}^3$.

$$\begin{aligned}\lambda &= 7,97 \\ \lambda_p &= 42,38\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,01959 \\ C_w &= 3993371,214 \\ \lambda_r &= 128,64\end{aligned}$$

Sendo necessário determinar o M_{pl} :

$$M_{pl} = 143971,95 \text{ KN.cm}$$

Então:

$$\begin{aligned}M_{rd} &= \frac{143971,95}{1,1} \\ M_{rd} &= 130883,59 \text{ KN.cm}\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\lambda &= 5,18 \\ \lambda_p &= 9,15 \\ \lambda_r &= 23,89\end{aligned}$$

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

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

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

$$\begin{aligned}\lambda &= 41,30 \\ \lambda_p &= 90,53 \\ \lambda_r &= 137,24\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}M_{rd} &= 130883,59 \text{ KN.cm} \\ M_{sd} &= 52781,61 \text{ KN.cm}\end{aligned}$$

Comparando o maior valor obtido de momento resistente $M_{rd} = 130883,59 \text{ kN.cm}$ com o valor de momento solicitante previamente obtido, $M_{sd} = 52781,61 \text{ kN.cm}$, concluímos que $M_{sd} \leq M_{rd}$. Isto é, a viga resiste um momento maior que o momento fletor solicitado, portanto 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.

$$\begin{aligned} P_p &= 0,0032242 \text{ KN/cm} \\ Comb1 &= 0,20170 \text{ KN/cm} \\ Comb2 &= 0,16253 \text{ KN/cm} \\ \Delta_{max} &= 0,85714 \text{ cm} \\ \Delta_{real} &= 0,10255 \text{ cm} \end{aligned}$$

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 $\gamma_{a1} = 1,1$.

$$\begin{aligned} \lambda &= 53,10 \\ \lambda_p &= 59,22 \\ \lambda_r &= 73,76 \\ A_w &= 20,242 \text{ cm}^2 \\ V_{pl} &= 419,0094 \text{ KN} \end{aligned}$$

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

$$V_{rd} = 380,92 \text{ KN}$$

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

$$V_{sd} = 30,255 \text{ KN}$$

Verificação quanto à flambagem lateral por torção (FLT) da viga tipo VP06 para os respectivos valores de incógnitas ainda não relacionadas: $L_b = 40 \text{ cm}$, $r_y = 2,63 \text{ cm}$, $W_x = 479 \text{ cm}^3$, $J = 9,15 \text{ cm}^4$, $I_y = 291 \text{ cm}^4$, $t_f = 0,85 \text{ cm}$ e $Z_x = 547,6 \text{ cm}^3$.

$$\begin{aligned} \lambda &= 15,21 \\ \lambda_p &= 42,38 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,06321 \\ C_w &= 84346,53188 \\ \lambda_r &= 121 \end{aligned}$$

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} :

$$M_{pl} = 18892,2 \text{ KN.cm}$$

Então:

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

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

$$\lambda = 7,47$$

$$\lambda_p = 9,15$$

$$\lambda_r = 23,89$$

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

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

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

$$\lambda = 53,10$$

$$\lambda_p = 90,53$$

$$\lambda_r = 137,24$$

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

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

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

$$M_{sd} = 2269,09 \text{ KN.cm}$$

Comparando o maior valor obtido de momento resistente $M_{rd} = 17174,73 \text{ kN.cm}$ com o valor de momento solicitante previamente obtido, $M_{sd} = 2269,09 \text{ kN.cm}$, concluímos que $M_{sd} \leq M_{rd}$. Isto é, a viga resiste um momento maior que o momento fletor solicitado, portanto 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) e por possuírem carregamento distribuído sobre toda sua extensão, assim como na viga tipo VP04, apresentaram os mesmos resultados para a cortante resistente de cálculo (V_{rd}), para o momento resistente de cálculo (M_{rd}) à FLT, FLM e FLA e para o deslocamento máximo (Δ_{max}).

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)
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

Fonte: Autoria própria (2019)

Tabela 5 - 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

Fonte: Autoria 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 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)
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

Fonte: Autoria própria (2019)

Tabela 7 - 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

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), assim como nas vigas tipo VP02 e VP03 de pavimento. Empregando o mesmo procedimento de dimensionamento das vigas tipo VP02 e VP03 apenas modificando os valores pertinentes a cada elemento, foram obtidos os seguintes resultados apresentados 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)	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

Fonte: Autoria própria (2019)

Tabela 9 - 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

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. Empregando o mesmo procedimento de dimensionamento das vigas tipo VP04 e VP05, apenas modificando os valores pertinentes a cada elemento, foram obtidos os seguintes resultados apresentados 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)
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

Fonte: Autoria própria (2019)

Tabela 11 - 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

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. Empregando o mesmo procedimento de dimensionamento das vigas tipo VP06 e VP07, apenas modificando os valores pertinentes a cada elemento, foram obtidos os seguintes resultados apresentados 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)
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

Fonte: Autoria própria (2019)

Tabela 13 - 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

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. A fim de facilitar os cálculos foram utilizados os softwares Ftool versão 3.0.1 e Visual Ventos versão 2.0.2.

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.

Primeiramente, é verificada a resistência do pilar quanto à solicitação axial de compressão. Para isso deve-se determinar inicialmente o índice de esbelteza 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: $\lambda_x = 19,92$, Para o eixo y: $\lambda_y = 34,97$

Para aço o A-572 Grau 50 o índice de esbelteza reduzido é:

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

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

$$\text{Para } \lambda_0 \leq 1,5: X = 0,658^{0,46^2} = 0,9147$$

Verificação quanto à flambagem local:

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

$$\frac{b}{t} = 11,76$$

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 $t_w = 1,31\text{cm}$.

$$\frac{b}{t} = 18,7$$

Sendo $(b/t)_{lim}$ do pilar P01: $(b/t)_{lim} = 35,9$

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 $\gamma_{a1} = 1,1$.

$$N_{c,Rd} = 3.419,648\text{KN}$$

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:

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

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

$$C_v = 0,01647\text{KN/cm}$$

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:

$$Comb = 0,033259 \text{ KN/cm}$$

Verificação quanto ao deslocamento horizontal máximo do pilar tipo P01:

$$\Delta_{max} = 0,8 \text{ cm}$$

Para determinar o deslocamento real foi gerado um diagrama no software ftool baseado na combinação de cargas aplicadas e gerado o deslocamento real do P01:

Logo:

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

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 $\gamma_{a1} = 1,1$.

$$\begin{aligned}\lambda &= 18,70 \\ \lambda_p &= 59,22 \\ \lambda_r &= 73,76 \\ A_w &= 39,69 \text{ cm}^2 \\ V_{pl} &= 821,65 \text{ KN}\end{aligned}$$

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

$$V_{rd} = 746,95 \text{ KN}$$

Para se determinar a cortante solicitante de cálculo do pilar tipo P01, foi gerado um diagrama no ftool baseado nas cargas aplicadas e gerado a cortante solicitante:

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 $Z_x = 1450,3 \text{ cm}^3$.

$$\begin{aligned}\lambda &= 43,72 \\ \lambda_p &= 42,38\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,02029 \\ C_w &= 1.341.941 \\ \lambda_r &= 141,99\end{aligned}$$

Como $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, a seção é semi-compacta, portanto, o momento resistente de cálculo 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 :

$$M_{pl} = 50.035,35 \text{ KN} * \text{cm}$$

$$M_r = 31.373,27 \text{ KN} * \text{cm}$$

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

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

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: $b_f = 30,8 \text{ cm}$.

$$\lambda = 11,76$$

$$\lambda_p = 9,15$$

$$\lambda_r = 23,89$$

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

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

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

$$\lambda = 18,70$$

$$\lambda_p = 90,53$$

$$\lambda_r = 137,24$$

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

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

Para determinar o momento solicitante de cálculo do pilar tipo P01 foi gerado um diagrama baseado nas cargas aplicadas e gerado o seguinte momento solicitante:

Logo:

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

2° Trecho:

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: $\lambda_x = 24,9$, Para o eixo y: $\lambda_y = 43,72$

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.

$$(b/t)_{lim} = 13,5$$

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: $(b/t)_{lim} = 35,9$

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: $A_g = 119,2$ cm² e $\gamma_{a1} = 1,1$.

$$N_{c,Rd} = 3.252,161 \text{ KN}$$

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 $C_{pi} = 0,3$.

$$C_v = 0,01647 \text{ KN/cm}$$

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:

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

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 e gerado o seguinte deslocamento real:

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 $\gamma_{a1} = 1,1$.

$$\lambda = 18,70$$

$$\lambda_p = 59,22$$

$$\lambda_r = 73,76$$

$$A_w = 39,69 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl} = 821,65 \text{ KN}$$

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

$$V_{rd} = 746,95 \text{ KN}$$

Para se determinar a cortante solicitante de cálculo do pilar tipo P01, foi gerado um diagrama baseado nas cargas aplicadas e gerado a seguinte cortante solicitante:

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 $Z_x = 1450,3 \text{ cm}^3$.

$$\lambda = 43,72$$

$$\lambda_p = 42,38$$

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

$$\beta_1 = 0,02029$$

$$C_w = 1.341,941$$

$$\lambda_r = 141,99$$

Como $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, a seção é semi-compacta, portanto, o momento resistente de cálculo 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 :

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

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

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

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: $b_f = 30,8 \text{ cm}$.

$$\lambda = 11,76$$

$$\lambda_p = 9,15$$

$$\lambda_r = 23,89$$

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

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

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

$$\lambda = 18,70$$

$$\lambda_p = 90,53$$

$$\lambda_r = 137,24$$

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

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

Para determinar o momento solicitante de cálculo do pilar tipo P01 foi gerado um diagrama baseado nas cargas aplicadas e gerado o seguinte momento solicitante:

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 1° 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:

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

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 x93 H – Aço A-572 Grau 50) que o pilar tipo P01, apresentaram os mesmos resultados para a força axial de compressão resistente de cálculo ($N_{c,Rd}$), para a cortante resistente de cálculo (V_{rd}) e para o momento resistente de cálculo (M_{rd}) à FLT, FLM e FLA. Empregando o mesmo procedimento de dimensionamento do pilar tipo P01, apenas modificando os valores pertinentes ao elemento, foram obtidos os seguintes resultados apresentados nas tabelas 14 e 15:

Tabela 14 - 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 15 - 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

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.

Tabela 16 - Comparativo dos resultados para as vigas

(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
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

Fonte: Autoria própria (2019)

Tabela 16 - Comparativo dos resultados para as vigas

(conclusão)

Viga tipo	Resultados obtidos	Parâmetros de comparação	Verificação
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
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 17 - Comparativo dos resultados para as vigas de pavimento

(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

Fonte: Autoria própria (2019)

Tabela 17 - Comparativo dos resultados para os pilares

			(conclusão)
Viga tipo	Resultados obtidos	Parâmetros de comparação	Verificação
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
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)

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 benefícios comparados com outros tipos de sistema contrutivos utilizados na construção civil, levando em consideração o baixo peso global da estrutura que gera economia diretamente na infraestrutura.

Foi analisado cada elemento estrutural de um edifício de múltiplos pavimentos, em que em muitos casos a força resistente de cálculo se apresentou bem superior à força solicitante da peça, acarretando em uma maior segurança ao se tratar da resistência do sistema estrutural. Dentre várias vantagens a se utilizar o material em questão sobressai

à facilidade de adaptações ou alterações posteriores a sua conclusão, apresentam agilidade na sua execução, canteiros de obras mais limpos.

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. 2º.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.