

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS  
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

**PROJETO, CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO  
DE PEQUENO PORTE EM ESTRUTURAS DE AÇO  
COM PERFIS FORMADOS A FRIO**

**SIMÃO RESENDE BENEDETTI**

## ÍNDICE

<u>ITEM</u>	<u>DESCRIÇÃO</u>	<u>FOLHA</u>
1	INTRODUÇÃO	3
2	OBJETIVO	3
3	PROGRAMAS UTILIZADOS	3
4	DESENVOLVIMENTO	4
5	CONCLUSÃO	61
6	NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS	62

## **1 INTRODUÇÃO**

O manual de construção em aço, sobre edifícios de pequeno porte estruturados em aço, de autoria do IABr/CBCA (Instituto Aço Brasil/Centro Brasileiro da Construção em Aço), 4ª edição (2011), aborda a construção de edifícios de andares múltiplos. Dentro da tendência de crescimento da construção em aço, este manual do CBCA, apresenta um resumo das concepções de cálculo com a utilização de perfis soldados e laminados.

Trata-se de um manual, composto por 5 capítulos, sendo que nos capítulos 1 a 4 procurou-se apresentar um resumo das concepções de cálculo e no Capítulo 5 o manual apresenta de forma prática, o projeto e cálculo de um edifício de 4 pavimentos para habitação, de acordo com a edição de 2008 da norma ABNT NBR 8800, com o dimensionamento sendo feito em temperatura ambiente, abordando os principais tópicos para um bom projeto.

A partir dos dados deste manual e seguindo a sua metodologia de cálculo, o perfil metálico soldado e laminado será substituído pelo perfil estrutural formado a frio. Dessa forma, espera-se consolidar o conhecimento difundido em sala de aula.

## **2 OBJETIVO**

Este trabalho tem como objetivo desenvolver o aprendizado e consolidar o conhecimento adquirido na disciplina Perfis Estruturais Formados a Frio.

## **3 PROGRAMAS UTILIZADOS**

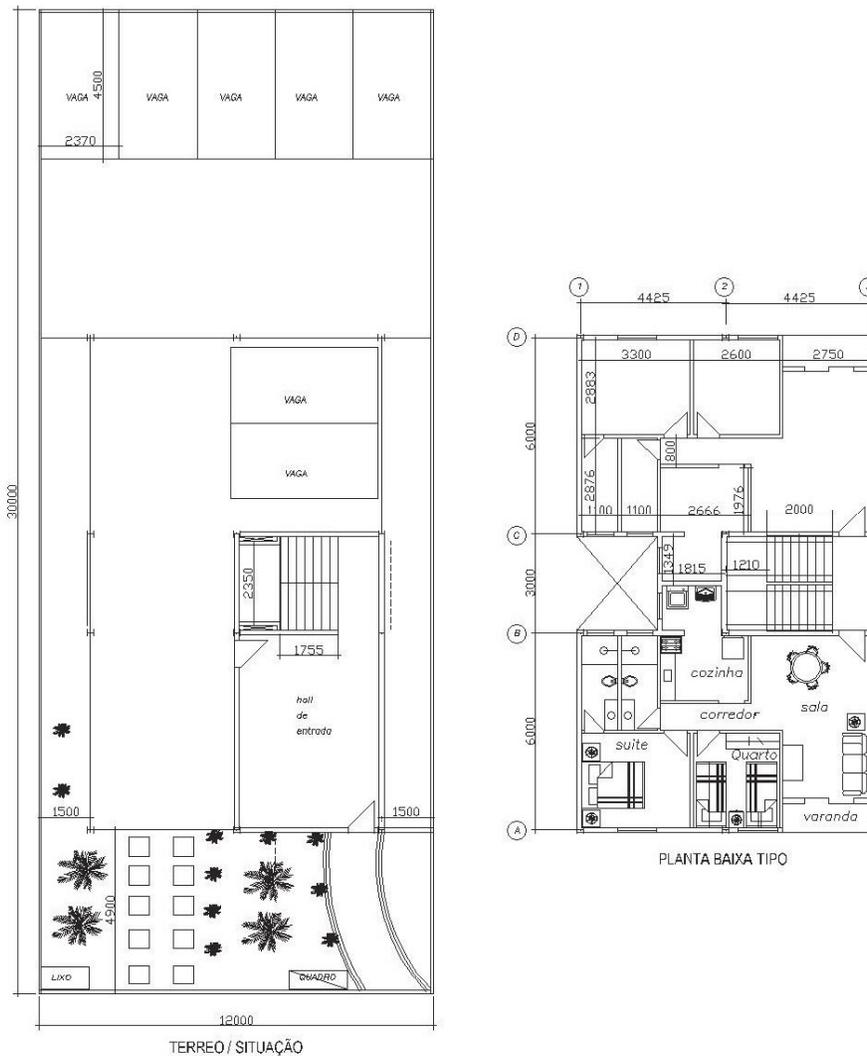
SAP2000

## 4 DESENVOLVIMENTO

### DADOS

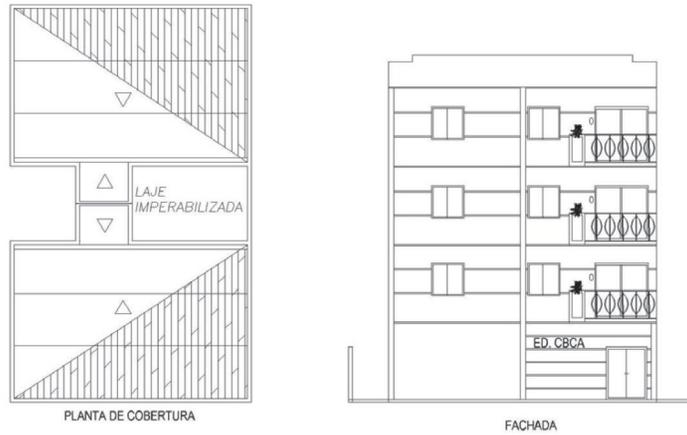
**TABELA 1** – Dados gerais do edifício (medidas).

Dados gerais		
comprimento	15	m
largura	9	m
altura	12	m
pé-direito	3	m
número de pavimentos	4	
terreno	12x30	
Área total estruturada	526,5	m <sup>2</sup>



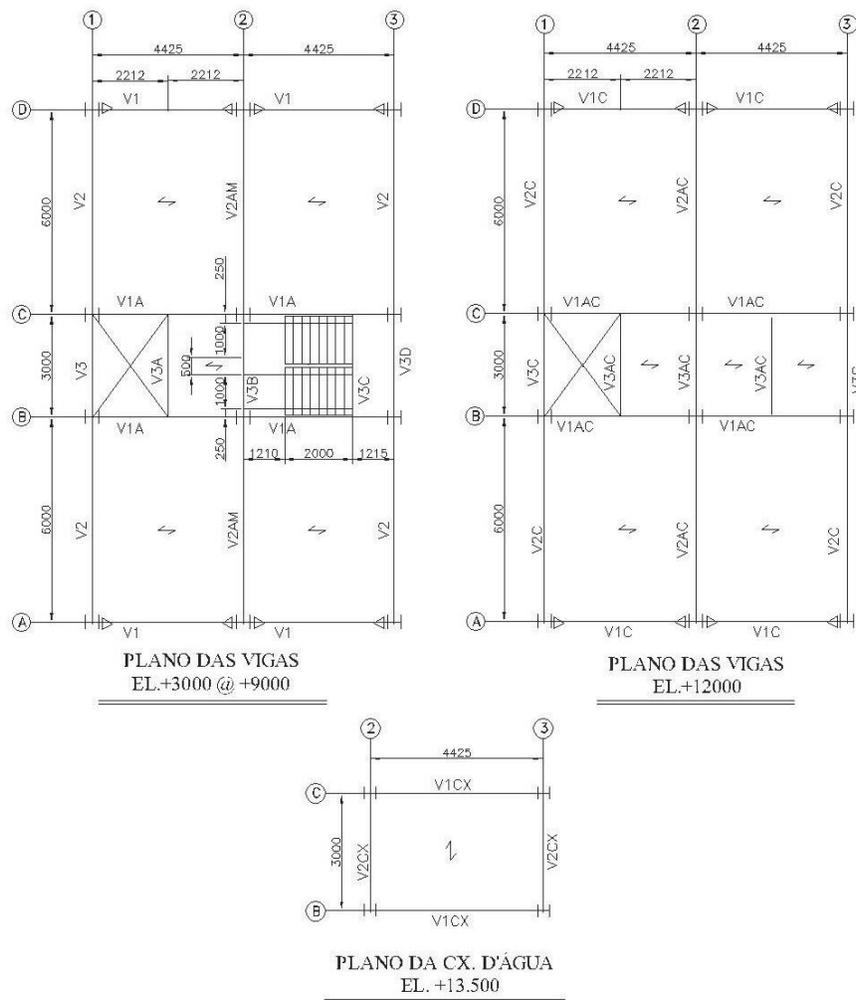
**FIGURA 1:** Plantas de situação e tipo.

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.



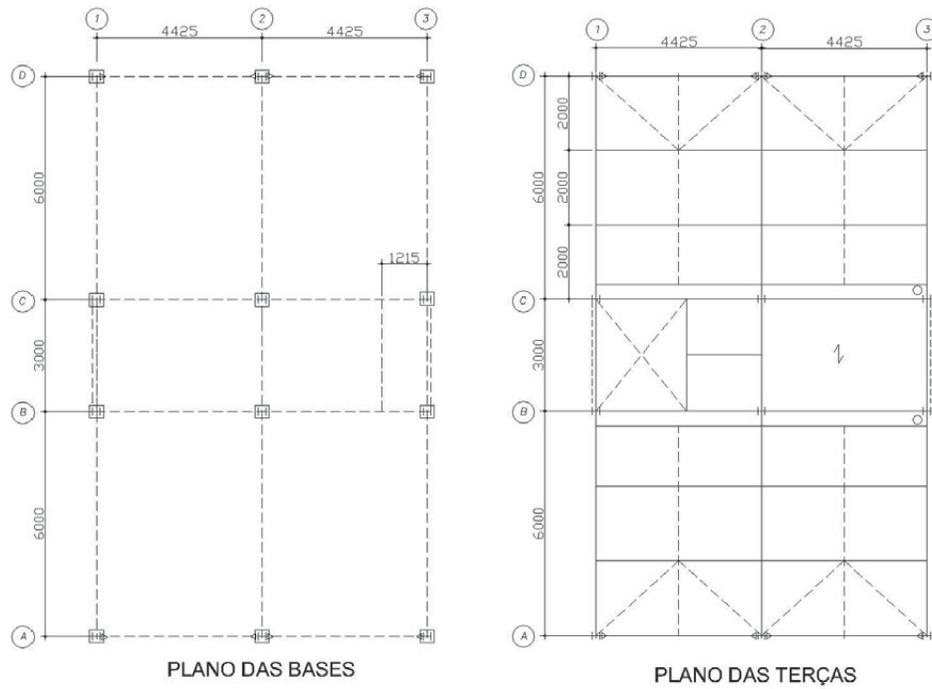
**FIGURA 2:** Planta de cobertura e fachada frontal.

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.



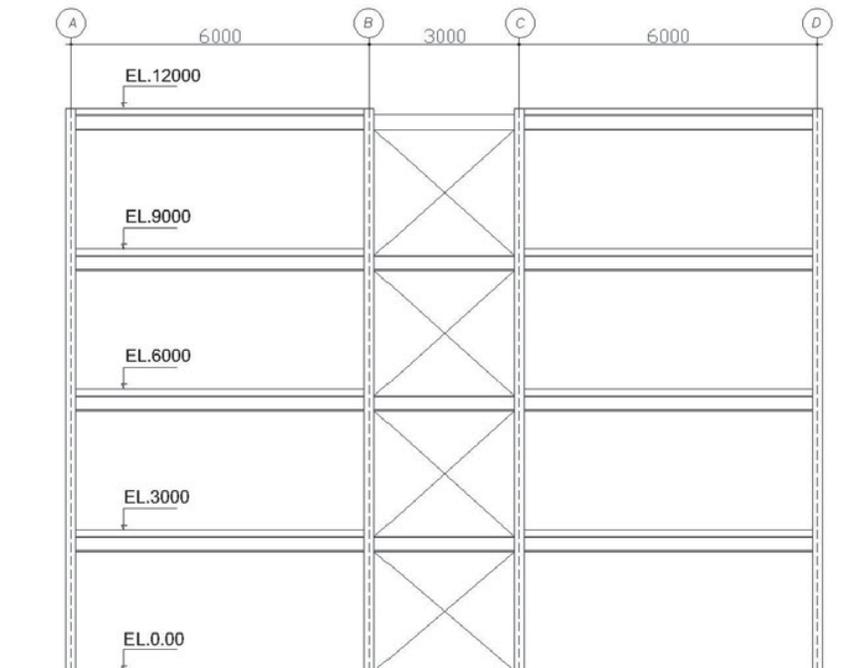
**FIGURA 3:** Planos das vigas e sentido de apoio das lajes.

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.



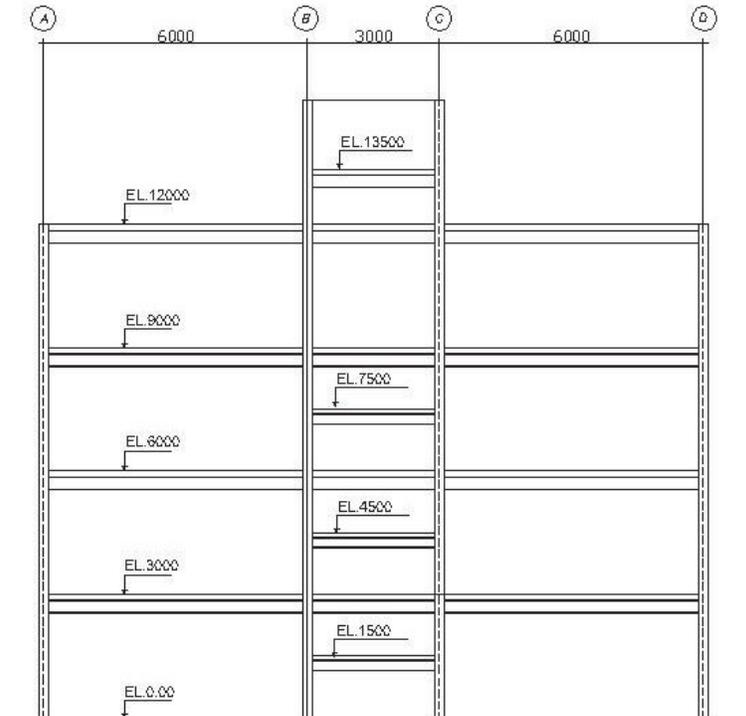
**FIGURA 4:** Planos das bases de pilares e das terças.

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.



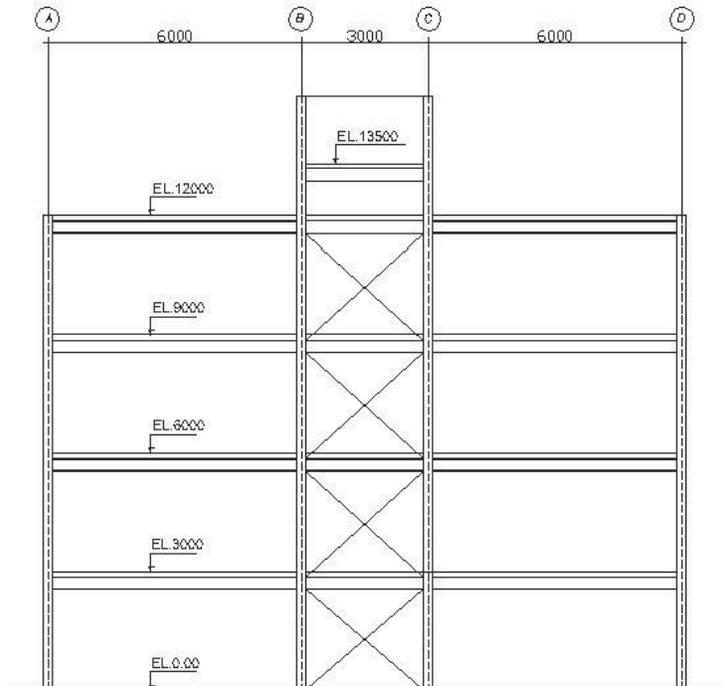
**FIGURA 5:** Elevação Eixo 1.

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.



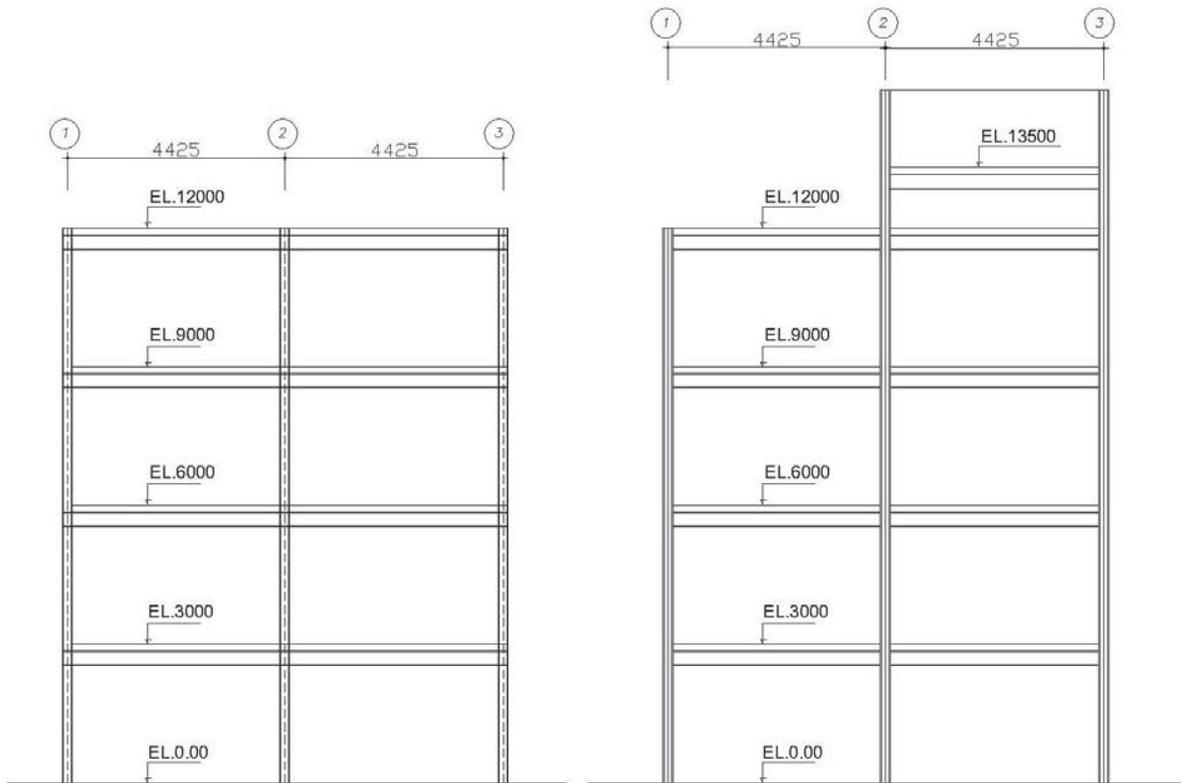
**FIGURA 6:** Elevação eixo 2.

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.



**FIGURA 7:** Elevação eixo 3.

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.



**FIGURA 8:** Elevações filas A e D (esq.) e B e C (dir.).

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.



**FIGURA 9:** Isométrico.

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.

**TABELA 2 – Materiais – resistência ao escoamento e à ruptura.**

<b>Materiais</b>	<b>fy(kN/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>fu(kN/cm<sup>2</sup>)</b>
Vigas e Pilares	35	45
Placa de base	25	40
Chapa de ligação	25	40
Chumbadores	25	40
Solda- eletrodo E 70XX		48,5
Conector de cisalhamento		41,5
Parafusos ASTM A325 D = 19 mm	57	82,5
Concreto laje fck>20 MPa		

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.

**TABELA 3 – Materiais – peso específico.**

<b>Materiais</b>	<b>(kN/m<sup>3</sup>)</b>
Concreto armado	25
Aço	78,5
Tijolo de concreto celular	5,5
Argamassa cimento+cal+areia	21
Gesso	12,5

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.

### ***Normas adotadas***

- NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas e edificações;
- NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações;
- NBR 14762:2010 – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio;
- NBR 6355:2003 – Perfis estruturais de aço formados a frio – Padronização

### ***Ações***

#### **Distribuição dos carregamentos**

#### **Nota:**

**P** = parede;

**LCP** = reação da laje na viga devido a CP;

**LCA** = reação da laje na viga devido a CA;

**R** = reação final CP + CA

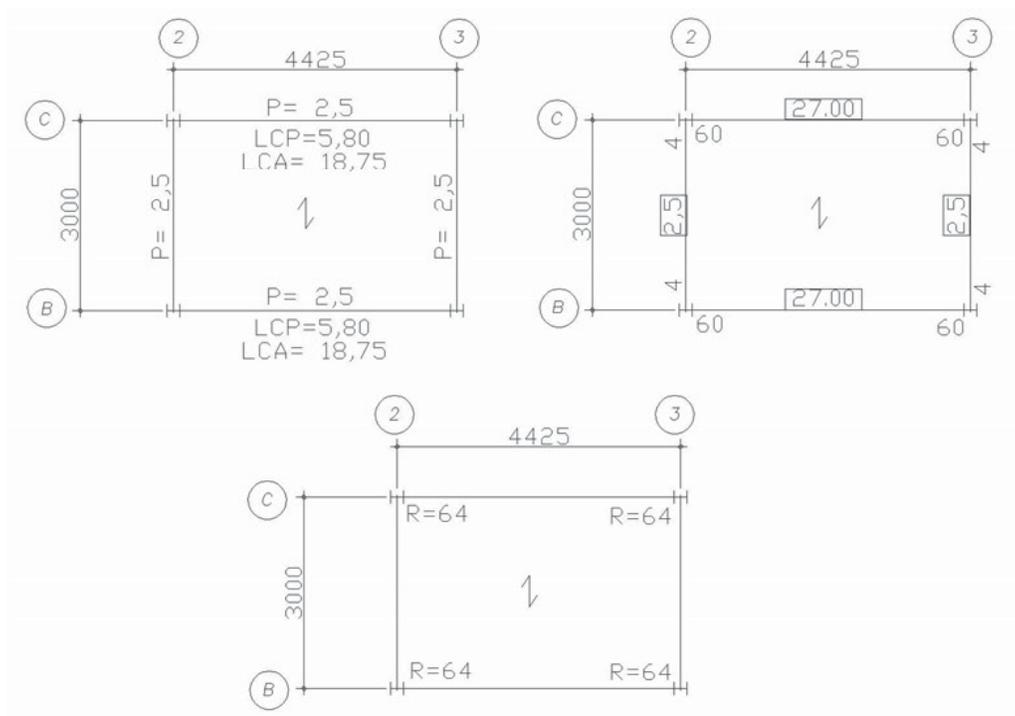
**a) EL.13500**

**Ações Permanentes Diretas (CP)**

- Laje maciça de  $t_c = 12 \text{ cm}$  – Caixa d'água –  $3,00 \text{ KN/m}^2$
- Paredes externas ( $12 \text{ cm} + 3 \text{ cm}$  de revest) –  $1,25 \text{ KN/m}^2$  ( $h = 2,00$  (Parede no andar tipo e caixa) –  $2,5 \text{ KN/m}$ )
- Impermeabilização da laje da caixa d'água –  $0,50 \text{ KN/m}^2$

**Ações Variáveis (CA)**

- Cobertura (forro sem acesso) –  $0,50 \text{ KN/m}^2$
- Caixa d'água –  $12,0 \text{ KN/m}^2$



**FIGURA 10:** Cargas nas vigas sob a caixa d'água.

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.

**b) EL.12000**

**Ações Permanentes Diretas (CP)**

- Laje de forro  $t_c = 10 \text{ cm}$  –  $2,50 \text{ KN/m}^2$
- Forro de gesso –  $0,15 \text{ KN/m}^2$
- Paredes externas ( $12 \text{ cm} + 3 \text{ cm}$  de revest) –  $1,25 \text{ KN/m}^2$  ( $h = 1,35$  (cobertura) –  $2,5 \text{ KN/m}$ )

- Telha + terço + tirante – 0,15 KN/m<sup>2</sup>

### Ações Variáveis (CA)

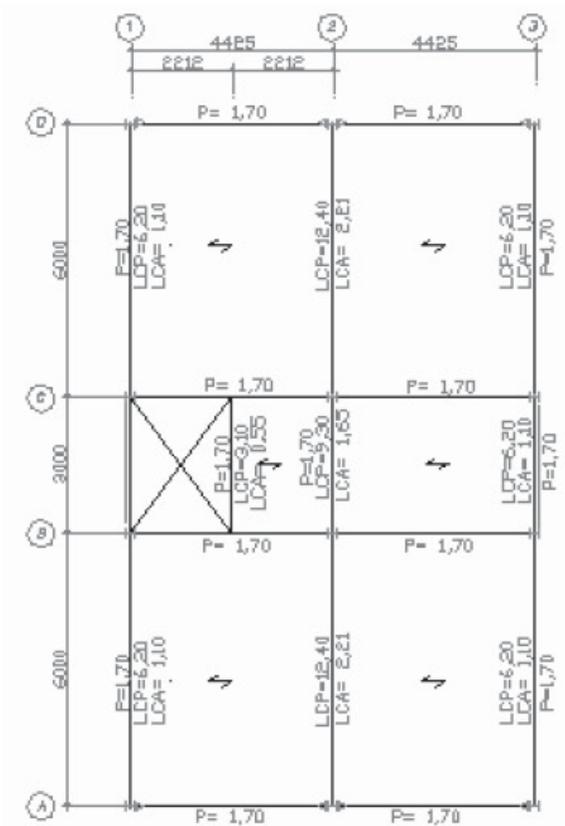
- Cobertura (forro sem acesso) – 0,50 KN/m<sup>2</sup>

Eixo 1 e 3 – LCP = (2,5 + 0,15 + 0,15) x 2,212 = 6,20 KN/m

LCA = 0,5 x 2,12 = 1,106 = 1,1 KN/m

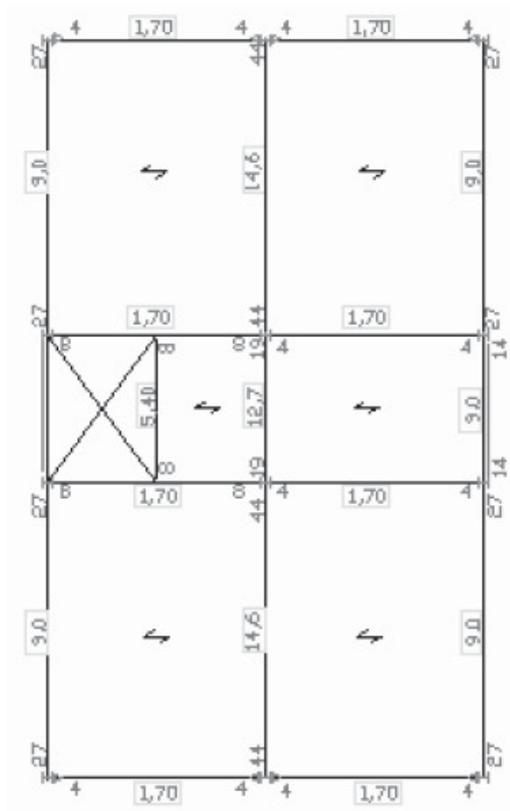
Eixo 2 – LCP = 2 x 6,20 = 12,40 KN/m

LCA = 2 x 1,106 = 2,21 KN/m



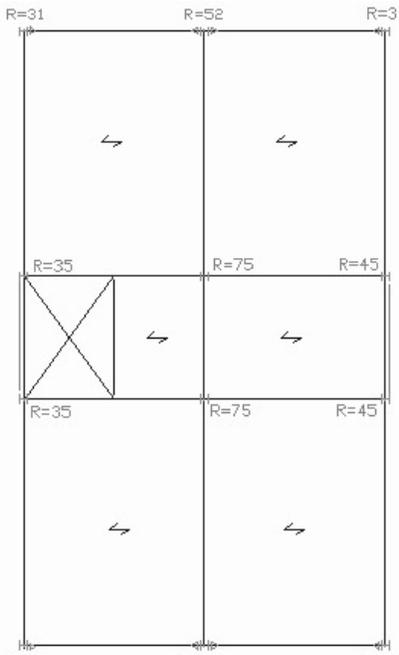
**FIGURA 11:** Cargas nas vigas da cobertura.

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.



**FIGURA 12:** Cargas finais nas vigas da cobertura.

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.



**FIGURA 13:** Reações nos pilares das vigas da cobertura.

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.

**c) EL.3000 a EL.9000**

**Ações Permanentes Diretas (CP)**

- Laje  $t_c = 10$  cm – Piso –  $2,50$  KN/m<sup>2</sup>
- Forro de gesso –  $0,15$  KN/m<sup>2</sup>
- Paredes internas em “Dry-Wall” –  $0,30$  KN/m<sup>2</sup>
- Paredes externas (12 cm + 3 cm de revest) –  $1,25$  KN/m<sup>2</sup> (h = 2,70 (parede no andar tipo) –  $3,4$  KN/m)
- Revestimento piso –  $0,50$  KN/m<sup>2</sup>
- Degrau + corrimão + estrutura da escada + laje do patamar –  $2,50$  KN/m<sup>2</sup>
- Corredor e hall –  $3,00$  KN/m<sup>2</sup>

**Ações Variáveis (CA)**

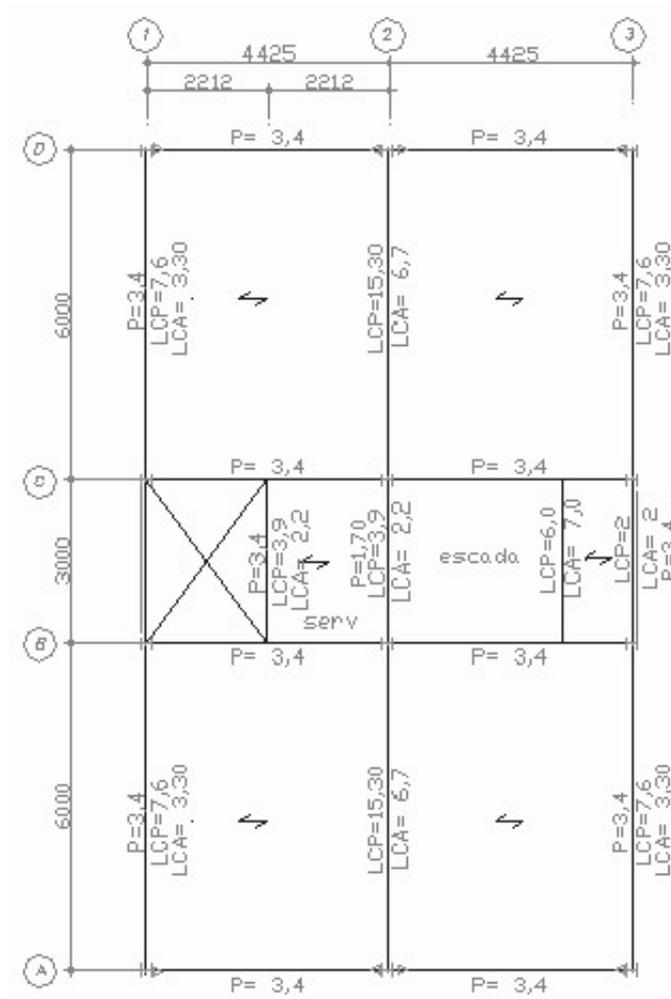
- Piso Tipo (apartamentos) –  $1,50$  KN/m<sup>2</sup>
- Área de serviço –  $2,00$  KN/m<sup>2</sup>
- Escadas/Hall/Corredor –  $3,00$  KN/m<sup>2</sup>

$$\text{Eixos 1 e 3 – LCP} = (2,5 + 0,3 + 0,5 + 0,15) \times 2,212 = 7,63 \text{ KN/m}$$

$$\text{LCA} = 1,5 \times 2,212 = 3,32 = 3,30 \text{ KN/m}$$

$$\text{Eixo 2 – LCP} = 7,63 \times 2 = 15,30 \text{ KN/m}$$

$$\text{LCA} = 3,32 \times 2 = 6,64 = 6,70 \text{ KN/m}$$



**FIGURA 14:** Cargas nas vigas do piso tipo.

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.



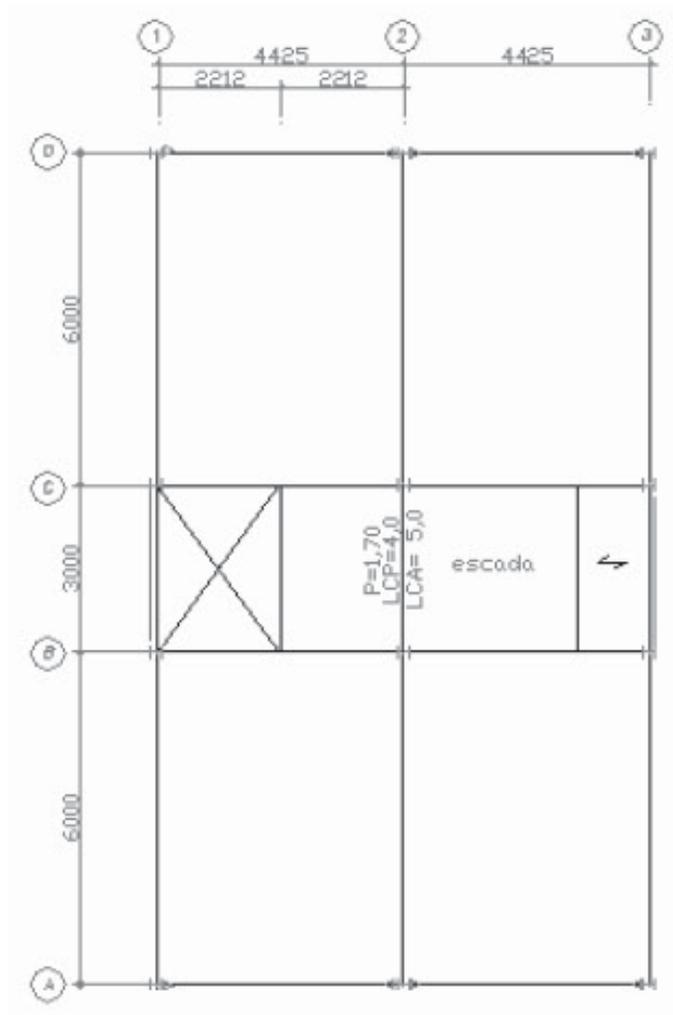
d) EL.1500, EL.+4500 e EL.7500

**Ações Permanentes Diretas (CP)**

- Degrau + corrimão + estrutura da escada + laje do patamar – 2,50 KN/m<sup>2</sup>

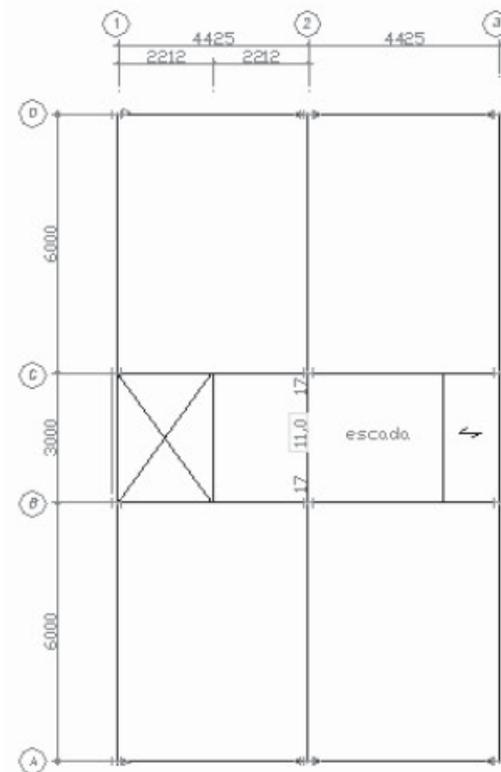
**Ações Variáveis (CA)**

- Escadas – 3,00 KN/m<sup>2</sup>



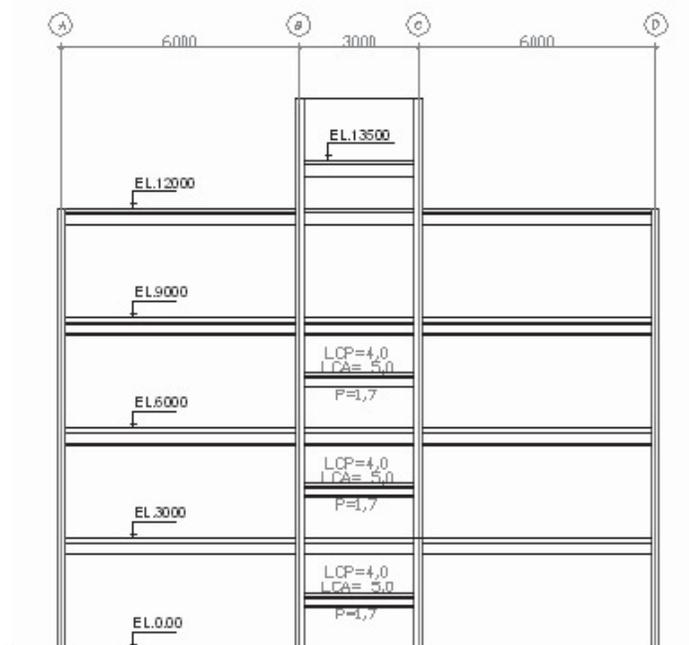
**FIGURA 17:** Cargas nas vigas da escada.

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.



**FIGURA 18:** Cargas finais nas vigas da escada.

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.



**FIGURA 19:** Elevação eixo 2 (ver fig.6) com cargas da escada nas vigas intermediárias.

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.

### Cargas devido ao vento

Velocidade básica do vento (local – Nordeste) –  $V_O = 30$  m/s

$S_1 = 1,0$  (terreno plano) – Fator de rugosidade

$S_2 = b \cdot F_r \cdot (Z/10)^p$ , Categoria IV, Classe A

**TABELA 4** – Vento – Cálculo do coeficiente  $S_2$ .

Elevação(Z) (m)	b	$F_r$	P	$S_2$
3	0,85	0,98	0,125	0,72
6	0,85	0,98	0,125	0,78
9	0,85	0,98	0,125	0,82
12	0,85	0,98	0,125	0,85

Fonte: NBR6123:1988, Tabela 2.

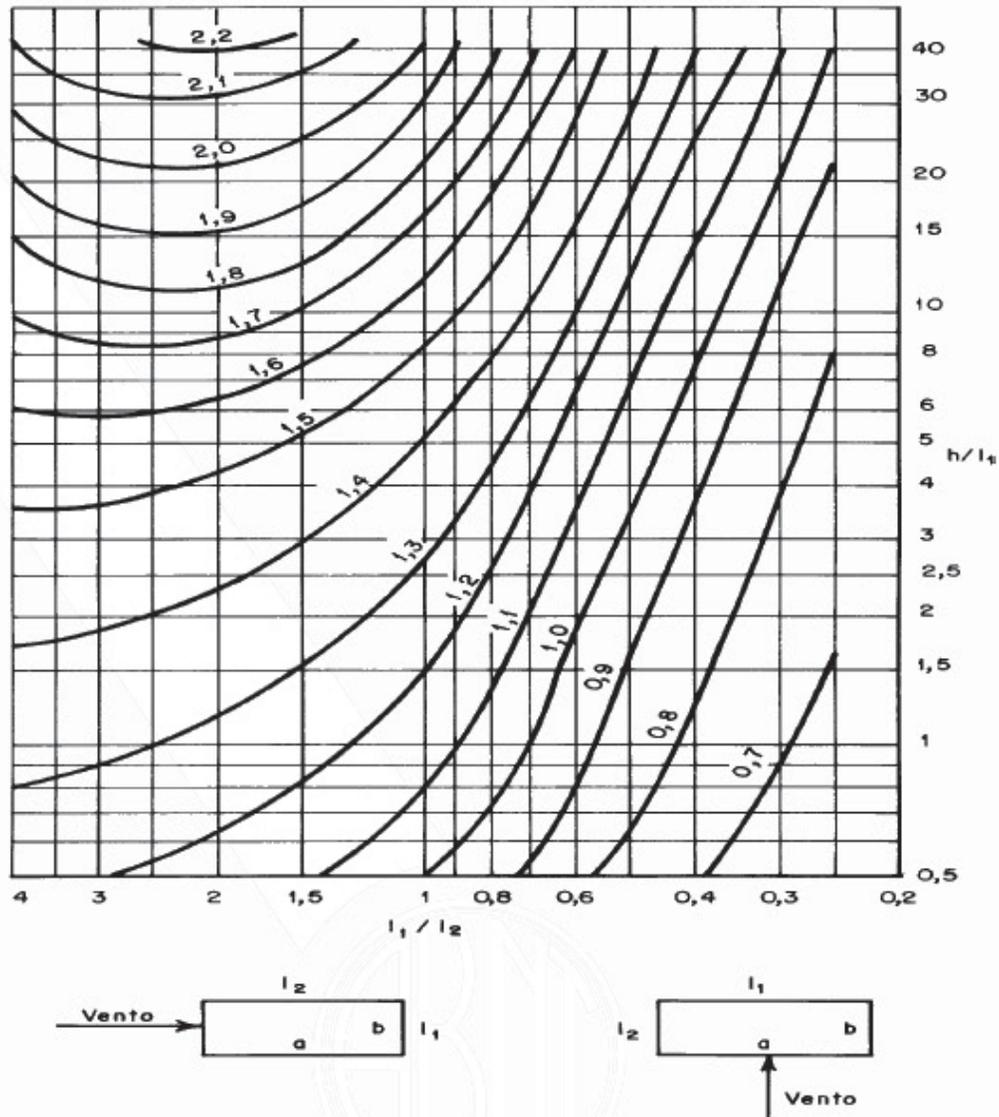
$S_3 = 1,0$  (fator estatístico)

$V_k = V_O \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$  (velocidade característica)

$q_k = 0,613 \cdot V_k^2$  (pressão dinâmica), em N/m<sup>2</sup>

**TABELA 5** – Vento – Resultados.

h(m)	$V_O$	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$V_k$ (m/s)	$q_k$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
3	30	1	0,72	1	21,6	286,00	0,29
6	30	1	0,78	1	23,4	335,65	0,34
9	30	1	0,82	1	24,6	370,96	0,37
12	30	1	0,85	1	25,5	398,60	0,40



**FIGURA 20:** Coeficiente de arrasto  $C_a$  para edificações paralelepédicas de baixa turbulência.

Fonte: NBR6123:1988.

### Vento (CV0)

$a = 15\text{m}$ ;  $b = 9\text{m}$  e  $H = 12\text{m}$ .

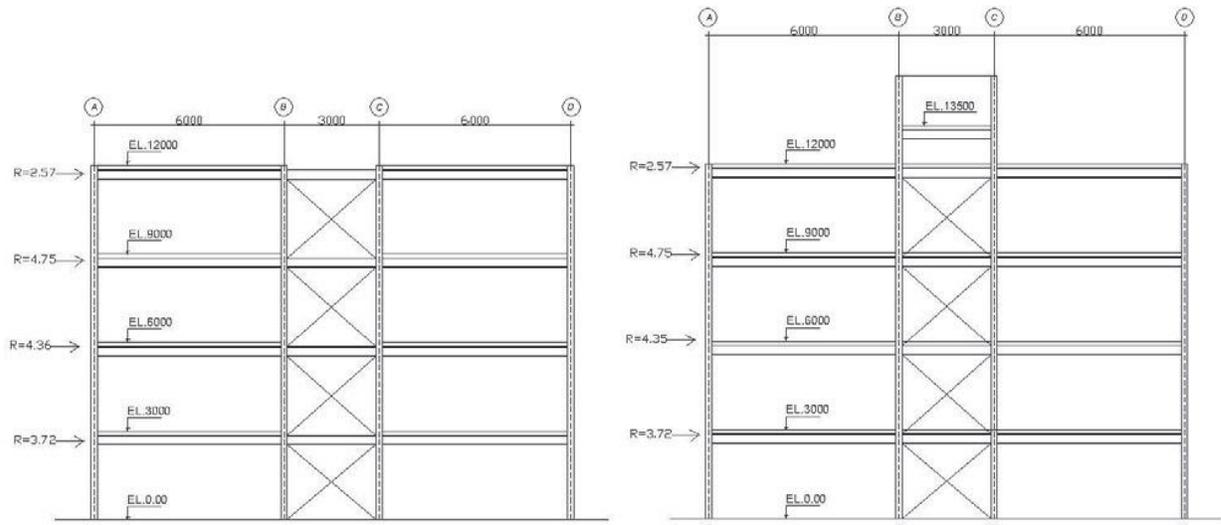
$L1/L2 = 9/15 = 0,60$ ;  $H/L1 = 12/9 = 1,33$

Pelo gráfico, tem-se:  $C_a = 0,95$

$F_a = C_a \cdot q_k \cdot A_e$  (força de arrasto), onde  $A_e$  é a área de influência do vento

**TABELA 6 – Vento CV0 – Resumo.**

h	qk(kN/m <sup>2</sup> )	Ca	Ae(m <sup>2</sup> )	Fa(kN)	1/2Fa(kN)
3	0,29	0,95	27	7,44	3,72
6	0,34	0,95	27	8,72	4,36
9	0,37	0,95	27	9,49	4,75
12	0,4	0,95	13,5	5,13	2,57
13,5	0,4	0,95	6,6	2,51	1,25



**FIGURA 21:** Elevação eixo 1 (à esq.) e eixo 3 (à dir.) com CV0 (ver figs.5 e 7).

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.

### Vento (CV90)

a = 15m; b = 9m e H = 12m.

$L1/L2 = 15/9 = 1,67$ ;  $H/L1 = 12/15 = 0,80$

Pelo gráfico, tem-se:  $Ca = 1,2$

$Fa = Ca \cdot qk \cdot Ae$

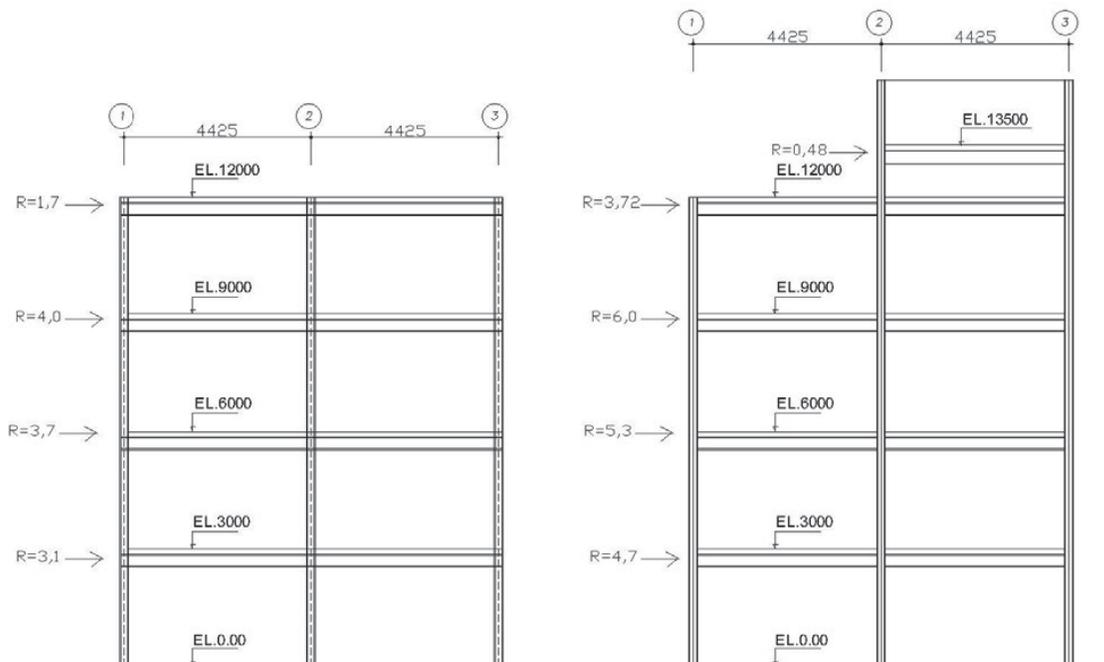
**TABELA 7 – Vento CV90 – Resumo.**

**Filas A e D**

h	qk(kN/m <sup>2</sup> )	Ca	Ae1(m <sup>2</sup> )	Fa(kN)
3	0,29	1,2	9	3,13
6	0,34	1,2	9	3,67
9	0,37	1,2	9	4,00
12	0,4	1,2	3,5	1,68

**Filas B e C**

h	qk(kN/m <sup>2</sup> )	Ca	Ae2(m <sup>2</sup> )	Fa(kN)
3	0,29	1,2	13,5	4,70
6	0,34	1,2	13,5	5,51
9	0,37	1,2	13,5	5,99
12	0,4	1,2	7,87	3,78
13,5	0,4	1,2	1,125	0,54

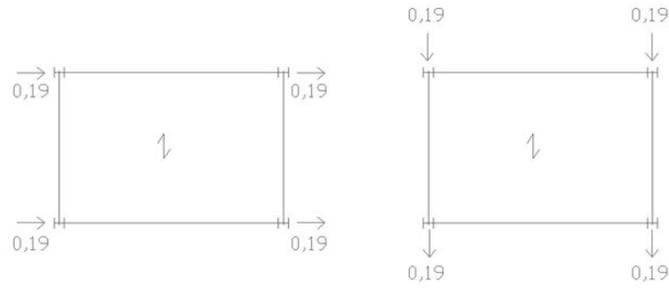


**FIGURA 22:** Elevações filas A e D (esq.) e B e C (dir.) com CV90 (ver fig.8).

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.

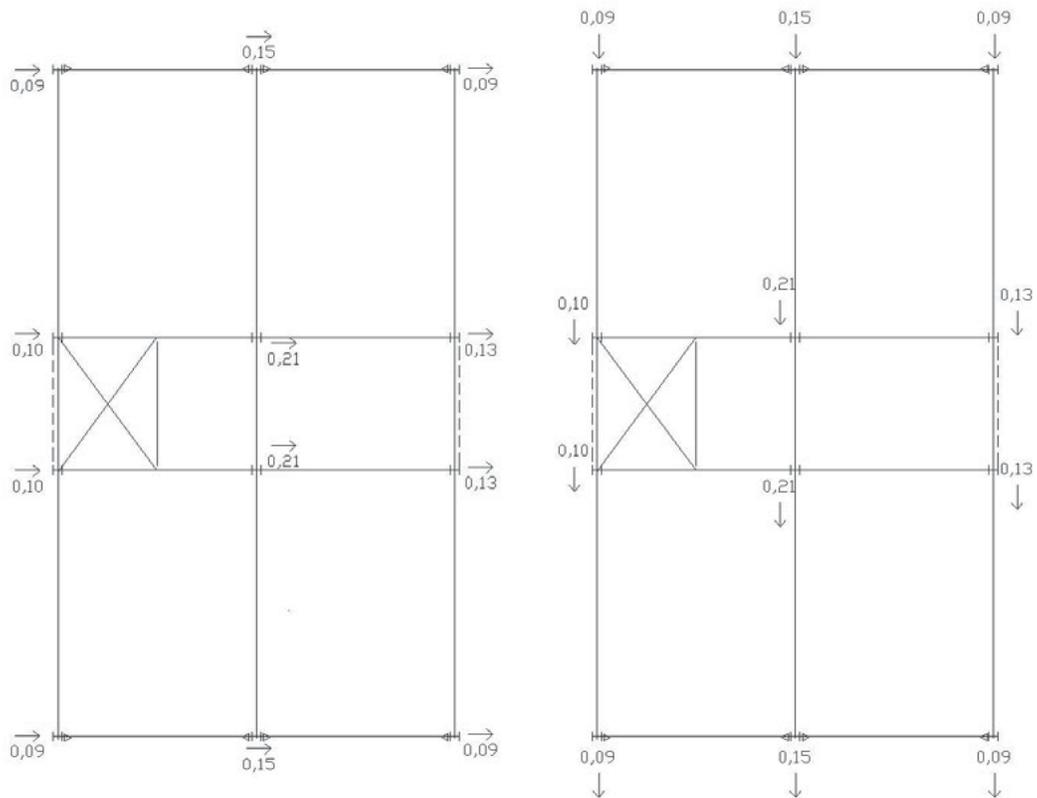
**Força Nocional (FHE)**

- 0,3% das ações gravitacionais (CP+CA) devem ser aplicadas nas duas direções.



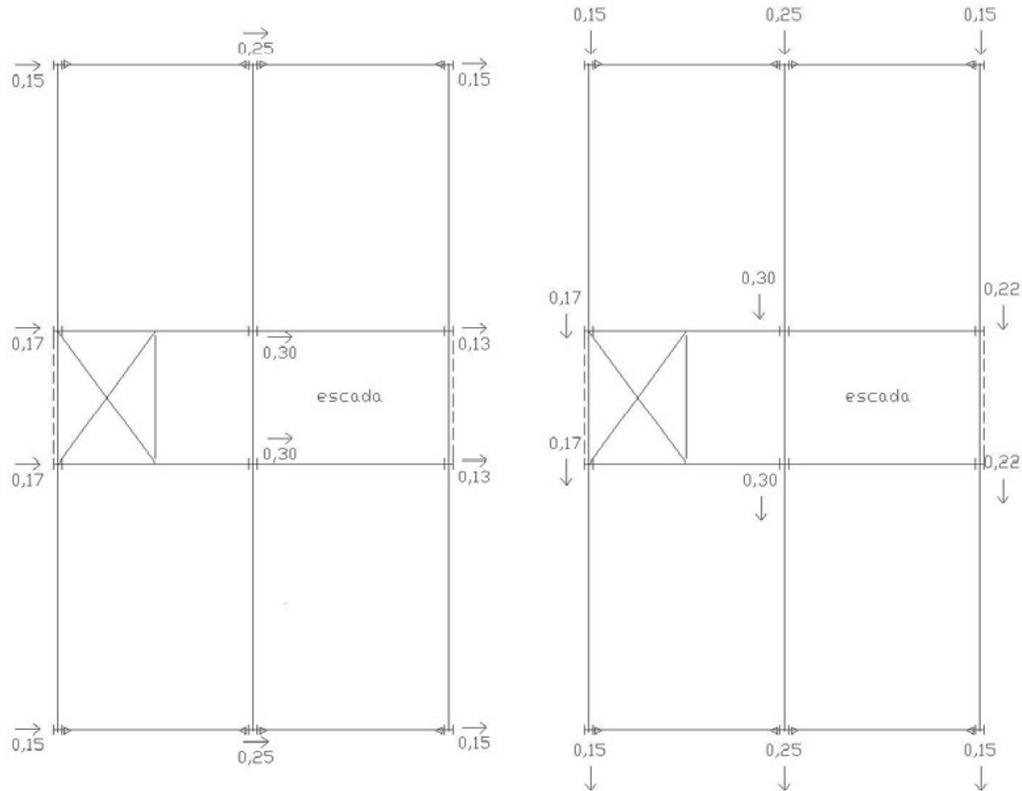
**FIGURA 23:** Aplicação das forças nocionais no plano das vigas sob a caixa d'água.

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.



**FIGURA 24:** Aplicação das forças nocionais no plano das vigas da cobertura.

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.



**FIGURA 25:** Aplicação das forças nocionais no plano das vigas do pavimento tipo.

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.

### Combinações de cargas

Para o projeto estrutural dos membros da estrutura, os valores dos coeficientes de ponderação foram obtidos conforme a NBR14762:2010. São as seguintes combinações de cargas para as edificações comuns, considerando as cargas permanentes agrupadas.

a) Combinações últimas normais

Combinação 1 –  $1,4 CP + 1,4 CA + FHE0$

Combinação 2 –  $1,4 CP + 1,4 CA + FHE90$

Combinação 3 –  $1,4 CP + 1,4 CA + (1,4 \times 0,6 = 0,84) CV0$

Combinação 4 –  $1,4 CP + 1,4 CA + (1,4 \times 0,6 = 0,84) CV90$

Combinação 5 –  $1,4 CP + 1,4 CV0 + (1,4 \times 0,5 = 0,7) CA$

Combinação 6 –  $1,4 CP + 1,4 CV90 + (1,4 \times 0,5 = 0,7) CA$

a) Combinações de serviço

Combinação 7 –  $CP + CV0$

Combinação 8 –  $CP + CV90$

### **Critério de redução das cargas acidentais (NBR6120)**

Como o prédio tem apenas 4 pavimentos não é permitida a redução das cargas acidentais.

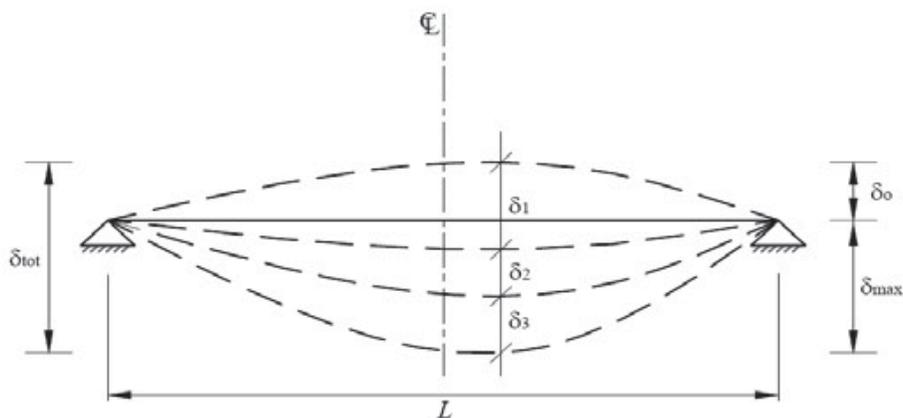
### **Vibração**

Para o piso de residência a frequência natural não pode ser inferior a 4 Hz. Fica excluído da verificação se  $\delta_{cp} < 20$  mm.

### **Deslocamento máximo**

Edifícios de dois ou mais pavimentos ( $\delta$ )

- Deslocamento do topo dos pilares até a base –  $H/400$
- Deslocamento entre pavimentos –  $H/500$
- Deformação de vigas sem parede –  $L/350$
- Deformação de vigas com parede – 15 mm



**FIGURA 26:** Deformação.

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.

Deformação total:  $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$

$\delta_1$  = deslocamento devido a CP

$\delta_2$  = deslocamento devido a CP de longa duração

$\delta_3$  = deslocamento devido as ações variáveis

### **Classificação da estrutura quanto à deslocabilidade**

Os perfis inicialmente adotados para os elementos do modelo estão de acordo com a numeração apresentada no plano das vigas.

**TABELA 8** – Perfis formados a frio adotados.

Posição	Elemento estrutural	Perfil
Vigas internas	Viga EL. 3000 a EL. 13500	I 200x100x2,25
Vigas do pórtico	Filas A a D	I 200x100x2,25
Contraventamento		I 200x100x2,25
Pilares	Filas e Eixos	I 200x100x2,25

A estrutura é contraventada nos eixos 1 e 2 e não contraventada nas filas A e D.

As estruturas são classificadas quanto a deslocabilidade por meio da relação ( $\mu_2/\mu_1$ ) entre os deslocamentos obtidos numa análise não linear geométrica e aqueles obtidos numa análise linear geométrica para cada andar da edificação.

A classificação da estrutura pode ser feita uma única vez tomando-se a combinação de ações que fornecer, além de forças horizontais, a maior resultante das ações gravitacionais.

Portanto, podemos considerar a combinação 4 (maior gravitacional e maior horizontal).

Combinação 4 - 1,4 CP + 1,4 CA + (1,4 X 0,6 = 0,84) CV90

Para realizar esta análise deve-se utilizar um programa de análise estrutural, no caso o SAP2000. O lançamento da estrutura é espacial.

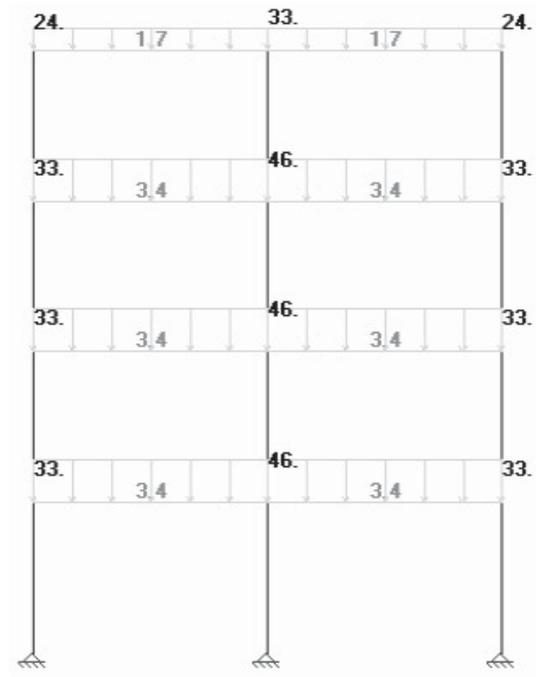
Na análise utiliza-se o parâmetro  $B_2$  em substituição à relação ( $\mu_2/\mu_1$ ) por ser este de mais simples aplicação.

Neste trabalho não serão detalhados os resultados dessa verificação de deslocabilidade já que o programa SAP2000 já executa a verificação.

A estrutura pode ser classificada como de pequena deslocabilidade.



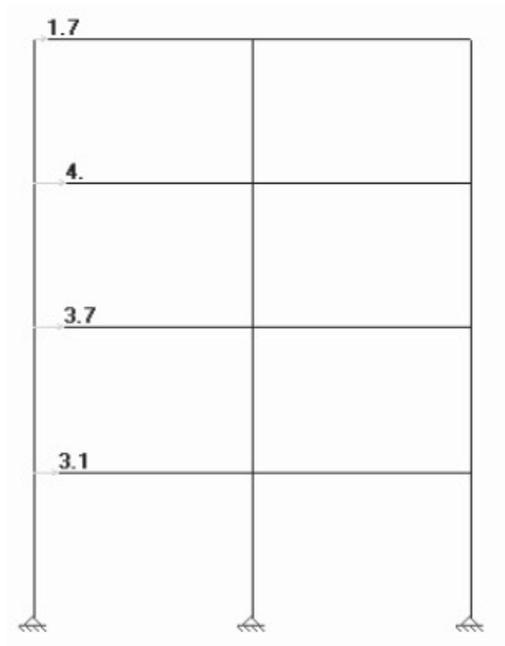
PP – Peso Próprio



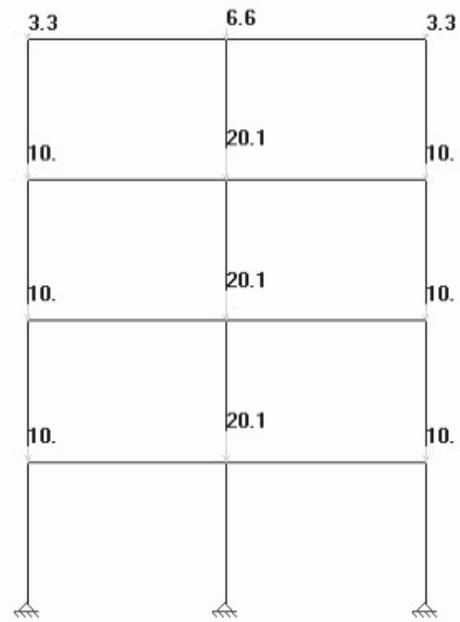
CP –Carga Permanente

**FIGURA 27:** Cargas no pórtico sem fatorar – PP e CP (filas A = D).

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.



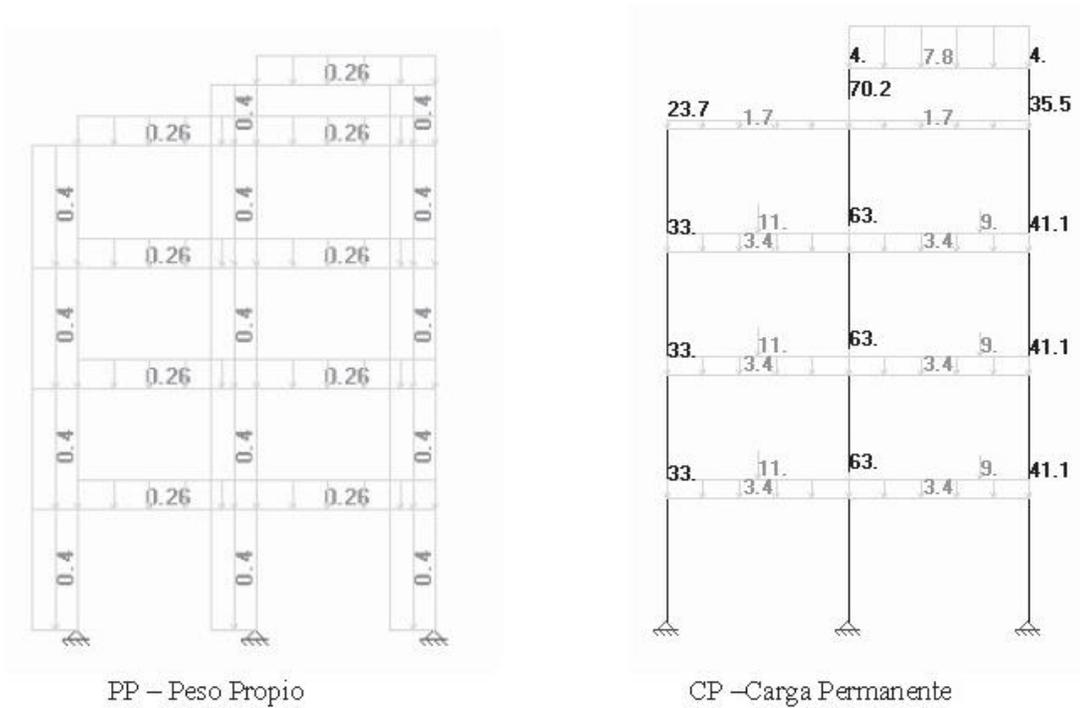
CV90 – Carga Vento



CA – Carga Acidental

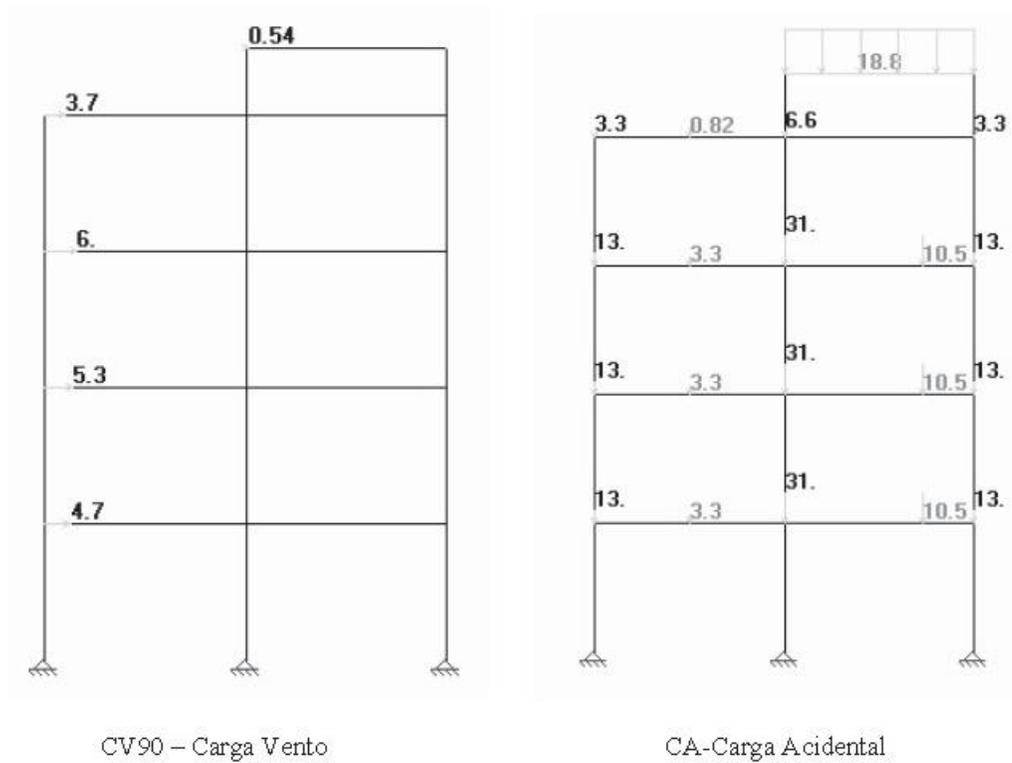
**FIGURA 28:** Cargas no pórtico sem fatorar – CV90 e CA (filas A = D).

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.



**FIGURA 29:** Cargas no pórtico sem fatorar – PP e CP (filas B = C).

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.

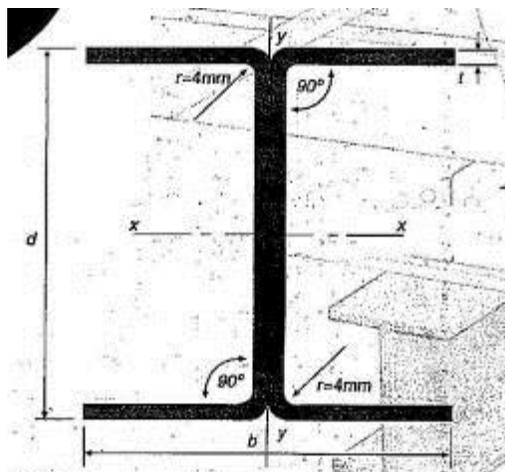


**FIGURA 30:** Cargas no pórtico sem fatorar – CV90 e CA (filas B = C).

Fonte: Instituto Aço Brasil, Março, 2011.

## Dimensionamento dos elementos da estrutura

### Viga V2CX (Caixa d'água – EL.13500)



**FIGURA 31:** Seção do perfil das vigas V2CX (Perfil I simples).

Fonte: Metform, 2012.

#### Dados do perfil:

- Perfil I 200x100x2,25
- Massa = 10,28 kg/m
- Área = 13,10 cm<sup>2</sup>
- $I_x = 700,5 \text{ cm}^4$
- $W_x = 70,1 \text{ cm}^3$
- $r_x = 7,31 \text{ cm}$
- $I_y = 37,6 \text{ cm}^4$
- $W_y = 7,5 \text{ cm}^3$
- $r_y = 1,69 \text{ cm}$
- $I_t = 0,221 \text{ cm}^4$

#### Dados do carregamento:

$$QCP = 2,50 = 2,50 \text{ KN/m} + 0,179 \text{ KN/m} = 2,68 \text{ KN/m}$$

$$QCA = 0 \text{ KN/m}$$

$$1,4 \times QCP + 1,4 \times QCA = 1,4 \times 2,68 = 3,75 \text{ KN.m}$$

$$Q_{\text{total}} = 3,75 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = 3,75 \times 3,00^2 / 8 = 4,22 \text{ KN.m};$$

$$V_{sd} = 3,75 \times 3,00 / 2 = 5,63 \text{ KN}$$

### **Estado limite de serviço (ELS):**

$$\text{Limite } L/350 = 300/350 = 0,85 \text{ cm}$$

$$\delta_1 = 5 \times 0,02679 \times 300^4 / (384 \times 20000 \times 700,5) = 0,202 \text{ cm}$$

$$\delta_3 = 0 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_3 = 0,202 \text{ cm} < 0,85 \text{ cm OK!}$$

### **Estado limite último (ELU):**

O momento fletor resistente de cálculo MM deve ser tomado como o menor valor calculado com base no início do escoamento da seção efetiva, com base na flambagem lateral com torção e para a flambagem por distorção da seção transversal, respectivamente.

### **Momento calculado com base no início do escoamento da seção efetiva**

Neste procedimento o momento fletor resistente de cálculo é determinado com base na resistência ao escoamento do aço,  $f_y$ , e no módulo resistente elástico da seção efetiva,  $W_{ef}$ , quando uma fibra extrema tracionada ou uma comprimida, ou ambas, atingem  $f_y$ .

### **Método da Largura Efetiva**

Para um perfil solicitado à flexão, quando a linha neutra se encontra mais próxima do flange tracionado, a tensão máxima ocorre no flange comprimido, e sua largura efetiva é determinada com  $\sigma = f_y$ . A mesma consideração deve ser feita quando a linha neutra é equidistante dos flanges comprimido e tracionado, que é o caso do perfil.

#### **a) Verificação do Flange Comprimido (Elemento 2)**

Em geral, considera-se que nos cantos em ângulo reto da seção transversal dos perfis o raio interno de dobramento,  $r_f$ , tem valor igual ao da espessura da chapa, excluindo o revestimento metálico. Assim, para a alma (elemento 1) ou flange (elemento 2) de um perfil U, que tem 1 dobra em ângulo reto, a dimensão plana do elemento é dada por:

$$b = [50 - 2 \times (2,25 - 0,036)] \div 10 = 4,557 \text{ cm} \quad (\text{comprimento do elemento})$$

$$t = (2,25 - 0,036) \div 10 = 0,2214\text{cm} \quad (\text{espessura do elemento})$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95\sqrt{\frac{kE}{\sigma}}\right]} = \frac{\frac{4,557}{0,2214}}{\left[0,95\sqrt{\frac{0,43 \times 20000}{23}}\right]} = 1,120$$

Como  $\lambda_p \geq 0,673$ , poderá ocorrer flambagem local na mesa superior do perfil. Portanto deve ser calculada a largura efetiva deste elemento,  $b_{ef}$ , que é definida para elementos AL (elementos com borda livre), conforme segue:

$$b_{ef} = b \frac{1}{\lambda_p} \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right)$$

$$b_{ef} = 4,557 \frac{1}{1,120} \left(1 - \frac{0,22}{1,120}\right)$$

$$\mathbf{b_{ef} = 3,270\text{cm}}$$

#### **b) Verificação da Alma (Elemento 1)**

Nesta etapa, a posição da Linha Neutra da Seção Efetiva (LNe) é determinada considerando-se um processo iterativo, conseguindo-se a convergência quando a posição da LNe de uma iteração não diferenciar mais do que 5% da posição da LNe da iteração anterior.

Os cálculos das propriedades da seção efetiva do perfil são realizados empregando-se o “método linear”, isto é, todo o material é admitido como concentrado na linha média da seção (linha esqueleto) e os elementos são tratados - isoladamente - como linhas retas (parte plana) ou curvas (dobras). Os valores assim obtidos são multiplicados pela espessura  $t$ , de maneira a obter as propriedades geométricas desejadas.

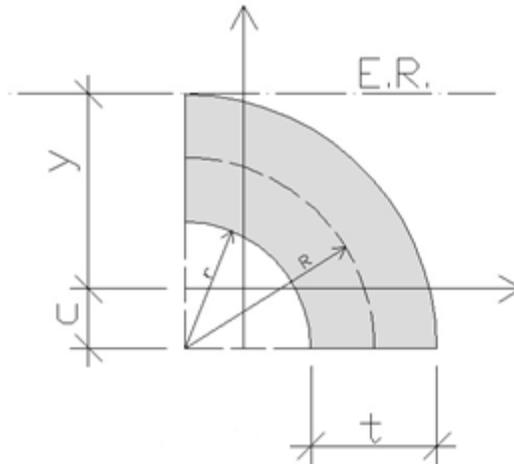
O Teorema do Eixo Paralelo é utilizado para os cálculos do momento de inércia da seção efetiva.

**Primeira iteração:** considerando a alma totalmente efetiva.

$$b = [200 - 4 \times (2,25 - 0,036)] \div 10 = 19,114\text{cm} \quad (\text{comprimento do elemento})$$

$$t = (2,25 - 0,036) \div 10 = 0,2214\text{cm} \quad (\text{espessura do elemento})$$

Dados do Canto:



**FIGURA 32:** Canto.

$$R = t$$

$$R = 1,5 \times t = 0,332\text{cm} \quad (\text{raio médio})$$

$$c = 0,637 \times R = 0,211\text{cm} \quad (\text{distância até o centro do canto})$$

$$L = 1,57 \times R = 0,521\text{cm} \quad (\text{comprimento do canto})$$

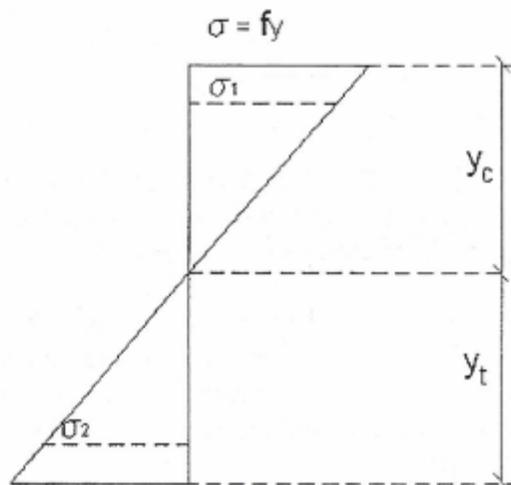
$$y = 2 \times t - c = 0,232\text{cm}$$

**TABELA 9** – Primeira iteração.

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm <sup>2</sup> )
Flange Superior	3,270	0,111	0,362
Canto Superior Esquerdo	0,521	0,211	0,110
Canto Superior Direito	0,000	0,000	0,000
Enrijecedor Superior	0,000	0,000	0,000
Elemento Inefetivo da Alma	0,000	0,000	0,000
Alma	19,114	10,000	191,136
Flange Inferior	4,557	19,886	90,619
Enrijecedor Inferior	0,000	0,000	0,000
Canto Inferior Esquerdo	0,521	19,785	10,308
Canto Inferior Direito	0,000	0,000	0,000
Soma	27,983	-	292,535

$$y_{cg} = \frac{292,535}{27,983} = 10,454cm$$

$$y_t = 20 - 10,454 = 9,546cm$$



**FIGURA 33:** Tensões na alma do perfil (Elemento 1).

Fonte: Metform, 2001.

$$\sigma_1 = \frac{f_y(y_{cg} - 2t)}{y_{cg}} = \frac{23 \times (10,454 - 2 \times 0,2214)}{10,454} = 22,03 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Compressão)}$$

$$\sigma_2 = \frac{f_y(y_t - 2t)}{y_{cg}} = \frac{23 \times (9,546 - 2 \times 0,2214)}{10,454} = -20,03 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Tração)}$$

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-20,03}{22,03} = -0,91 \quad (\psi \text{ é a relação } \sigma_2/\sigma_1 \text{ empregada no cálculo de } K)$$

Como  $\psi < -0,236$ , para o cálculo de  $k$ , ver caso “d” da tabela 5 da Norma NBR14762.

$$k = 4 + 2(1 - \psi)^3 + 2(1 - \psi)$$

$$k = 4 + 2(1 + 0,91)^3 + 2(1 + 0,91) = 21,76$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma_1}}\right]} = \frac{\frac{19,114}{0,2214}}{\left[0,95 \sqrt{\frac{21,76 \times 20000}{22,03}}\right]} = 0,65$$

Como  $\lambda_p < 0,673$ , não haverá flambagem local na alma. Portanto a largura efetiva deste elemento será:

$$b_{ef} = b = 19,114 \text{ cm}$$

**Segunda iteração:** considerando a alma não totalmente efetiva.

A parte inefetiva da alma é:

$$b_{inesf} = (b_{ef1} + b_{ef2}) - b_c$$

$$b_c = 10,454 - 2 \times 0,2214 = 10,011 \text{ cm}$$

$$b_{ef1} = \frac{b_{ef}}{(3 - \psi)} = \frac{19,114}{(3 + 0,91)} = 4,888 \text{ cm}$$

$$b_{ef2} = 0,5b_{ef} = 0,5 \times 19,114 = 9,557 \text{ cm}$$

$$b_{inesf} = (b_{ef1} + b_{ef2}) - b_c = (4,888 + 9,557) - 10,011 = 4,434 \text{ cm}$$

Como o valor encontrado é positivo, não haverá parte inefetiva. Pode-se calcular as propriedades da seção efetiva.

**TABELA 10** – Propriedades da seção efetiva.

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm <sup>2</sup> )	Ly <sup>2</sup> (cm <sup>3</sup> )	Ix' (cm <sup>3</sup> )
Flange Superior	3,270	0,111	0,362	0,040	-
Canto Superior Esquerdo	0,521	0,211	0,110	0,023	0,00545
Canto Superior Direito	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00000
Enrijecedor Superior	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00000
Elemento Inefetivo da Alma	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00000
Alma	19,114	10,000	191,136	1911,324	581,93369
Flange Inferior	4,557	19,886	90,619	1802,025	0,00000
Enrijecedor Inferior	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00000
Canto Inferior Esquerdo	0,521	19,785	10,308	203,952	0,00545
Canto Inferior Direito	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00000
Soma	27,983	-	292,535	3917,363	581,94459

$$I_{x'} = \Sigma Ly^2 + \Sigma I'_x - [(y_{cg})^2 \Sigma L] = 3917,363 + 581,945 - [(10,454^2) \times 27,983]$$

$$I_{x'} = 1441,1546 \text{ cm}^4$$

$$I_x = I_{x'} \times t = 1441,1546 \times 0,2214 = 319,072 \text{ cm}^4$$

$I_{x'}$  é o momento de inércia da seção efetiva do perfil considerando-se o método linear.

$I_x$  é o momento de inércia da seção efetiva do perfil.

O módulo de resistência elástico da seção em relação à fibra comprimida é calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, conforme segue:

$$W_{ef} = \frac{I_x}{y_{cg}} = \frac{319,072}{10,454} = 30,52152 \text{ cm}^3$$

Sendo assim, o momento fletor resistente calculado com base no início do escoamento da seção efetiva é:

$$M_{rd} = \frac{W_{ef} f_y}{\gamma} = \frac{30,52152 \times 23,00}{1,1} = 638,18 \text{ kN.cm}$$

### Método da Seção Efetiva

Para o cálculo do momento fletor resistente de cálculo com base no início do escoamento, tem-se pelo Método da Seção Efetiva que:

$$t_r = 0,018 \text{ mm}$$

$$b_f = b - 2t_r = 50 - 2 \times 0,018 = 49,964 \text{ mm}$$

$$b_w = d - 2t_r = 200 - 2 \times 0,018 = 199,964 \text{ mm}$$

$$D = 0,000 \text{ mm}$$

Onde  $b_f$ ,  $b_w$  e  $D$  são as dimensões nominais dos elementos que compõem o perfil e  $t_r$  é a espessura da camada de proteção que reveste o aço em cada face da chapa.

$$\eta = \frac{b_f}{b_w} = \frac{49,964}{199,964} = 0,250$$

$$\mu = \frac{D}{b_w} = \frac{0}{199,964} = 0,000$$

Com base na tabela 13 (caso "a") da Norma NBR 14762:2010, tem-se para o valor do coeficiente de flambagem local da seção completa  $k_l$  em barra sob flexão simples em torno do eixo de maior inércia que:

$$k_l = 14,0$$

O momento fletor de flambagem local elástica pode ser calculado por:

$$M_l = k_l \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)(b_w/t)^2} W_c = 14,0 \times \frac{\pi^2 \times 20000}{12(1 - 0,30^2)(19,9964/0,2214)^2} \times 57,0$$

$$M_l = 1768,323 \text{ KN.cm}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{W f_y}{M_l}} = \sqrt{\frac{57,0 \times 23,00}{1768,323}} = 0,861$$

$$\lambda_p > 0,673$$

$$W_{ef} = \frac{W}{\lambda_p} \left( 1 - \frac{0,22}{\lambda_p} \right) = \frac{57,0}{0,861} \left( 1 - \frac{0,22}{0,861} \right) = 49,286 \text{ cm}^3$$

$$M_{rd} = \frac{W_{ef} f_y}{\gamma} = \frac{49,286 \times 23,00}{1,1} = 1030,53 \text{ kN.cm}$$

### Momento calculado com base na flambagem lateral com torção (FLT)

O momento fletor resistente de cálculo referente à flambagem lateral com torção, tomando-se um trecho compreendido entre seções contidas lateralmente, deve ser calculado por:

$$M_{rd} = [\chi_{FLT} W_{c,ef} f_y] / \gamma \quad (\gamma = 1,1)$$

$W_{c,ef}$  é o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra comprimida, calculado com base no método da largura efetiva, adotando  $\sigma = \chi_{FLT} f_y$ , ou no método da seção efetiva.

### Método da Largura Efetiva

Obtido o valor de  $\sigma$ , procede-se os cálculos de forma análoga à do item 2.1.1, utilizando-se o processo iterativo para a determinação da posição da LNe da seção efetiva e das propriedades geométricas correspondentes.

#### a) Verificação do Flange Comprimido (Elemento 2)

Para barras com seção duplamente simétrica ou monossimétrica sujeitas à flexão em torno do eixo de simetria (eixo x) e, de acordo com as prescrições apresentadas no item 9.8.2.2 da NBR14762: 2010 têm-se:

$$M_e = C_b r_0 (N_{ey} N_{ez})^{0,5}$$

$M_e$  é o momento fletor de flambagem lateral com torção, em regime elástico.

Para perfis monossimétricos tem-se:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 37,6}{(1 \times 300)^2} = 82,47KN$$

$N_{ey}$  é a força normal de flambagem elástica por flexão em relação ao eixo y.

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

Onde  $r_0^2 = r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2$

$$N_{ez} = \frac{1}{(7,50)^2} \times \left\{ (7700 \times 0,221) + \left[ \frac{\pi^2 \times 20000 \times 3424,2}{(1 \times 300)^2} \right] \right\} = 163,77KN$$

$N_{ez}$  é a força normal de flambagem elástica por flexão em relação ao eixo z.

$C_b$  é o coeficiente de equivalência de momento na flexão, que a favor da segurança é tomado igual a 1,0, neste exemplo.

$$M_\theta = C_b r_0 (N_{ey} N_{ez})^{0,5}$$

$$M_\theta = 1,0 \times 7,50 \times (82,47 \times 163,77)^{0,5} = 871,62KN.cm$$

$$W_c = W_x = 70,1 \text{ cm}^3$$

$$\lambda_0 = \left[ \frac{(W_c f_y)}{M_\theta} \right]^{0,5} = \left[ \frac{(70,1 \times 23,00)}{871,62} \right]^{0,5} = 1,360$$

Para  $\lambda_0 > 1,336$  :  $\chi_{FLT} = 1/\lambda_0^2 = 1/1,360^2 = 0,541$

$\lambda_0$  é o índice de esbeltez reduzido da barra associado à flambagem global.

$\chi_{FLT}$  é o fator de redução associado à flambagem lateral com torção da barra.

A tensão de compressão relacionada ao momento crítico de flambagem lateral com torção é:

$$\sigma = \chi_{FLT} f_y = 0,541 \times 23,00 = 12,43 \frac{KN}{cm^2}$$

Considerando esta tensão aplicada ao elemento 2, tem-se:

$$b = 4,557cm$$

$$\lambda_{p0} = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,623\sqrt{\frac{E}{\sigma}}\right]} = \frac{\frac{4,557}{0,2214}}{\left[0,623\sqrt{\frac{20000}{12,43}}\right]} = 0,824$$

Como  $\lambda_p \geq 0,673$ , poderá ocorrer flambagem local na mesa superior do perfil.

$$b_{ef} = b \frac{1}{\lambda_p} \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right)$$

$$b_{ef} = 4,557 \frac{1}{0,824} \left(1 - \frac{0,22}{0,824}\right)$$

$$b_{ef} = 4,054 \text{ cm}$$

#### b) Verificação da Alma (Elemento 1)

**Primeira iteração:** considerando a alma totalmente efetiva.

**TABELA 11** – Primeira iteração.

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm <sup>2</sup> )
Flange Superior	4,054	0,111	0,449
Canto Superior Esquerdo	0,521	0,211	0,110
Canto Superior Direito	0,000	0,000	0,000
Enrijecedor Superior	0,000	0,000	0,000
Elemento Inefetivo da Alma	0,000	0,000	0,000
Alma	19,114	10,000	191,136
Flange Inferior	4,557	19,886	90,619
Enrijecedor Inferior	0,000	0,000	0,000
Canto Inferior Esquerdo	0,521	19,785	10,308
Canto Inferior Direito	0,000	0,000	0,000
Soma	28,767	-	292,622

$$y_{cg} = \frac{292,622}{28,767} = 10,172 \text{ cm}$$

$$y_t = 20 - 10,172 = 9,828 \text{ cm}$$

$$\sigma_1 = \frac{f_y(y_{cg} - 2t)}{y_{cg}} = \frac{23 \times (10,172 - 2 \times 0,2214)}{10,172} = 22,00 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Compressão)}$$

$$\sigma_2 = \frac{f_y(y_t - 2t)}{y_{cg}} = \frac{23 \times (9,828 - 2 \times 0,2214)}{10,172} = -21,22 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Tração)}$$

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-21,22}{22,00} = -0,96$$

$$k = 4 + 2(1 - \psi)^3 + 2(1 - \psi)$$

$$k = 4 + 2(1 + 0,96)^3 + 2(1 + 0,96) = 22,98$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma_1}}\right]} = \frac{\frac{19,114}{0,2214}}{\left[0,95 \sqrt{\frac{22,98 \times 20000}{22,00}}\right]} = 0,63$$

Como  $\lambda_p < 0,673$ , não haverá flambagem local na alma. Portanto a largura efetiva deste elemento será:

$$b_{ef} = b = 19,114 \text{ cm}$$

Pode-se calcular as propriedades da seção efetiva.

**TABELA 12 – Propriedades da seção efetiva.**

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm <sup>2</sup> )	Ly <sup>2</sup> (cm <sup>3</sup> )	Ix' (cm <sup>3</sup> )
Flange Superior	4,054	0,111	0,449	0,050	-
Canto Superior Esquerdo	0,521	0,211	0,110	0,023	0,00545
Canto Superior Direito	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00000
Enrijecedor Superior	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00000
Elemento Inefetivo da Alma	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00000
Alma	19,114	10,000	191,136	1911,324	581,93369
Flange Inferior	4,557	19,886	90,619	1802,025	0,00000
Enrijecedor Inferior	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00000
Canto Inferior Esquerdo	0,521	19,785	10,308	203,952	0,00545
Canto Inferior Direito	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00000
Soma	28,767	-	292,622	3917,373	581,94459

$$I_{x'} = \Sigma Ly^2 + \Sigma I'_x - [(y_{cg})^2 \Sigma L] = 3917,373 + 581,945 - [(10,172^2) \times 28,767]$$

$$I_{x'} = 1522,8085 \text{ cm}^4$$

$$I_x = I_{x'} \times t = 1522,8085 \times 0,2214 = 337,150 \text{ cm}^4$$

$$W_{ef} = \frac{I_x}{y_{cg}} = \frac{337,150}{10,172} = 33,14491 \text{ cm}^3$$

Sendo assim, o momento fletor resistente calculado com base na flambagem lateral com torção é:

$$M_{rd} = \frac{\chi_{FLT} W_{ef} f_y}{\gamma} = \frac{0,541 \times 33,14491 \times 23,00}{1,1} = 374,93 \text{ kN.cm}$$

### Método da Seção Efetiva

Para o cálculo do momento fletor resistente de cálculo com base na flambagem lateral com torção, tem-se pelo Método da Seção Efetiva que:

$$t_r = 0,018 \text{ mm}$$

$$b_f = b - 2t_r = 50 - 2 \times 0,018 = 49,964mm$$

$$b_w = d - 2t_r = 200 - 2 \times 0,018 = 199,964mm$$

$$D = 0,000mm$$

$$\eta = \frac{b_f}{b_w} = \frac{49,964}{199,964} = 0,250$$

$$\mu = \frac{D}{b_w} = \frac{0}{199,964} = 0,000$$

$$k_l = 14,0$$

O momento fletor de flambagem local elástica pode ser calculado por:

$$M_i = k_l \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)(b_w/t)^2} W_c = 14,0 \times \frac{\pi^2 \times 20000}{12(1 - 0,30^2)(19,9964/0,2214)^2} \times 57,0$$

$$M_i = 1768,323 \text{ KN.cm}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\chi_{FLT} W f_y}{M_i}} = \sqrt{\frac{0,541 \times 57,0 \times 23,00}{1768,323}} = 0,633$$

$$\lambda_p < 0,673$$

$$W_{ef} = W = 57,0 \text{ cm}^3$$

$$M_{rd} = \frac{\chi_{FLT} W_{ef} f_y}{\gamma} = \frac{0,541 \times 57,0 \times 23,00}{1,1} = 644,77 \text{ kN.cm}$$

### **Momento calculado para a flambagem por distorção da seção transversal**

Para as barras com seção transversal abertas sujeitas à flambagem distorcional, o momento fletor resistente de cálculo deve ser calculado pela seguinte expressão:

$$M_{rd} = [\chi_{dist} W f_y] / \gamma \quad (\gamma = 1,1)$$

Onde:

$\chi_{dist}$  é o fator de redução do momento fletor resistente, associado à flambagem distorcional, calculado por:

$$\chi_{dist} = 1 \quad (\text{para } \chi_{dist} \leq 0,673)$$

$$\chi_{dist} = \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_{dist}}\right) \times \frac{1}{\lambda_{dist}} \quad (\text{para } \chi_{dist} > 0,673)$$

$\lambda_{dist}$  é o índice de esbeltez reduzido referente à flambagem distorcional, dado por:

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{W f_y}{M_{dist}}}$$

$$W = W_x = 35,0 \text{ cm}^3$$

$M_{dist}$  é o momento fletor de flambagem distorcional elástica, que deve ser calculado com base na análise de estabilidade elástica.

Um programa gratuito baseado no Método das Faixas Finitas, CUFSM 3.12, encontra-se disponível no site [www.ce.jhu.edu/bschafer/cufsm](http://www.ce.jhu.edu/bschafer/cufsm). Este foi desenvolvido por Benjamin W. Schafer e será utilizado no presente trabalho, para a determinação do momento fletor de flambagem distorcional elástica. Com base nele, tem-se que:

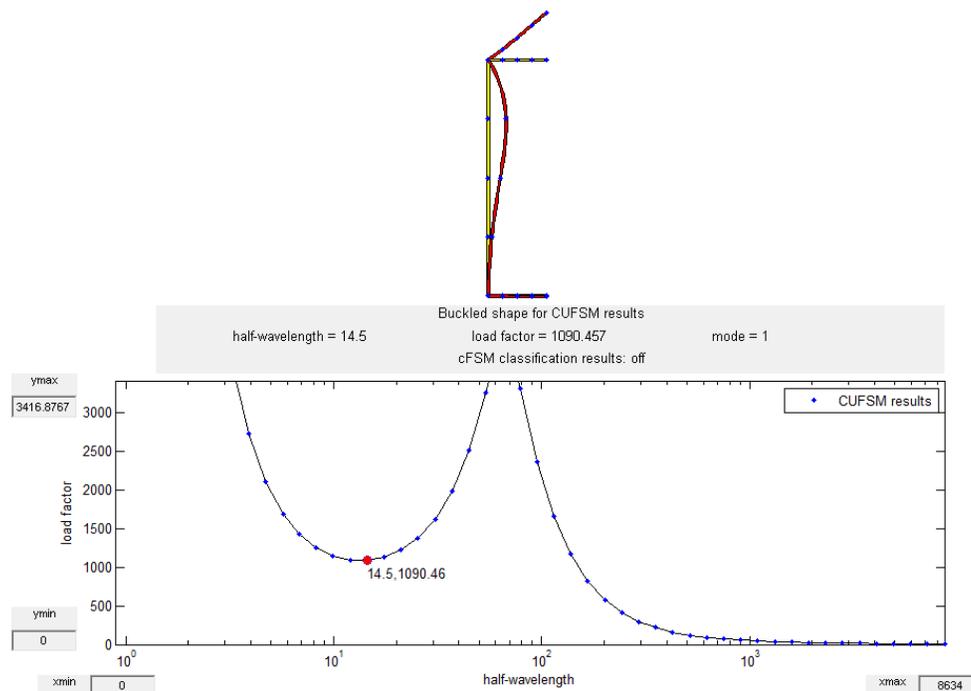
$$M_{dist} = 1090,46 \text{ KN.cm}$$

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{35,0 \times 23,0}{1090,46}} = 0,859$$

$$\lambda_{dist} > 0,673$$

$$\chi_{dist} = \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_{dist}}\right) \times \frac{1}{\lambda_{dist}} = \left(1 - \frac{0,22}{0,859}\right) \times \frac{1}{0,859} = 0,87$$

$$M_{rd} = \frac{0,87 \times 35,0 \times 23,0}{1,1} = 636,68 \text{ KN.cm}$$



**FIGURA 34:** Saída do programa para análise da distorção.

Fonte: CUFSM 3.12.

## Conclusão

O momento resistente de cálculo é o menor dos momentos determinados com base no início de escoamento, na flambagem lateral com torção e na flambagem por distorção da seção transversal.

Para a determinação do momento resistente de cálculo com base no início de escoamento e na flambagem lateral com torção foram utilizados o Método da Largura Efetiva e o Método da Seção Efetiva. A ABNT NBR 14762:2010 permite a adoção de qualquer um destes dois métodos. Neste trabalho serão considerados os seguintes valores:

$$M_{rd} = 374,93 \text{ KN.cm (FLT)} < M_{rd} = 638,18 \text{ KN.cm (início de escoamento)}$$

Para a flambagem distorcional da seção obteve-se:

$$M_{rd} = 636,68 \text{ KN.cm}$$

Logo, o momento resistente de cálculo será:

$$M_{rd} = 374,93 \text{ KN.cm}$$

$$M_{sd} = 422,00 \text{ KN.cm} > 374,93 \text{ KN.cm Não passa!}$$

- *Viga V2C (EL.12000)*

**Dados do carregamento:**

$$QCP = 1,70 + 6,20 + 0,283 = 8,18 \text{ KN/m}$$

$$QCA = 1,10 \text{ KN/m}$$

$$1,4 \times QCP + 1,4 \times QCA = 13,00 \text{ KN/m}$$

$$Msd = 13,00 \times 6,00^2 / 8 = 58,50 \text{ KN.m} = 5850 \text{ KN.cm}$$

$$Vsd = 13,00 \times 6,00 / 2 = 39,0 \text{ KN}$$

**Estado limite de serviço (ELS):**

$$\text{Limite } L/350 = 600/350 = 1,71 \text{ cm}$$

$$\delta_1 = 5 \times 0,0818 \times 600^4 / (384 \times 20000 \times 700,5) = 9,85 \text{ cm}$$

$$\delta_3 = 5 \times 0,0110 \times 600^4 / (384 \times 20000 \times 700,5) = 1,32 \text{ cm}$$

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_3 = 11,17 \text{ cm} > 1,71 \text{ cm Não passa!}$$

**Estado limite último (ELU):**

$$M_{sd} = 5850,00 \text{ KN.cm} > 374,93 \text{ KN.cm Não passa!}$$

- *Viga V2AM (EL.3000 a EL.9000)*

**Dados do carregamento:**

$$QCP = 15,30 \text{ KN/m}$$

$$QCA = 6,70 \text{ KN/m}$$

$$1,4 \times QCP + 1,4 \times QCA = 30,80 \text{ KN/m}$$

$$Msd = 30,80 \times 6,00^2 / 8 = 138,60 \text{ KN.m} = 13860 \text{ KN.cm}$$

$$Vsd = 30,80 \times 6,00 / 2 = 92,40 \text{ KN}$$

**Estado limite de serviço (ELS):**

$$\text{Limite } L/350 = 600/350 = 1,71 \text{ cm}$$

$$\delta_1 = 5 \times 0,1530 \times 600^4 / (384 \times 20000 \times 700,5) = 18,43 \text{ cm}$$

$$\delta_3 = 5 \times 0,0670 \times 600^4 / (384 \times 20000 \times 700,5) = 8,07 \text{ cm}$$

$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_3 = 26,50 \text{ cm} > 1,71 \text{ cm}$  Não passa!

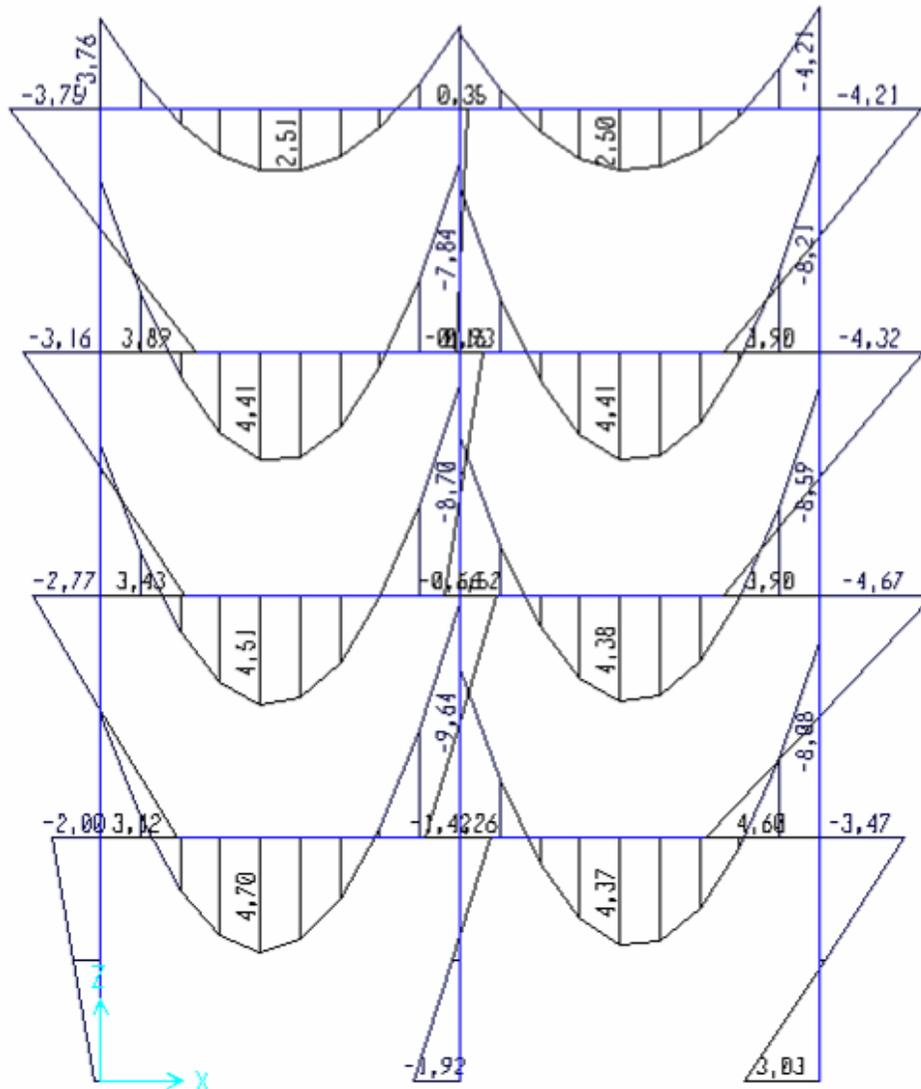
**Estado limite último (ELU):**

$M_{sd} = 13860,00 \text{ KN.cm}$   
> 374,93 KN.cm Não passa!

○ **Pórticos**

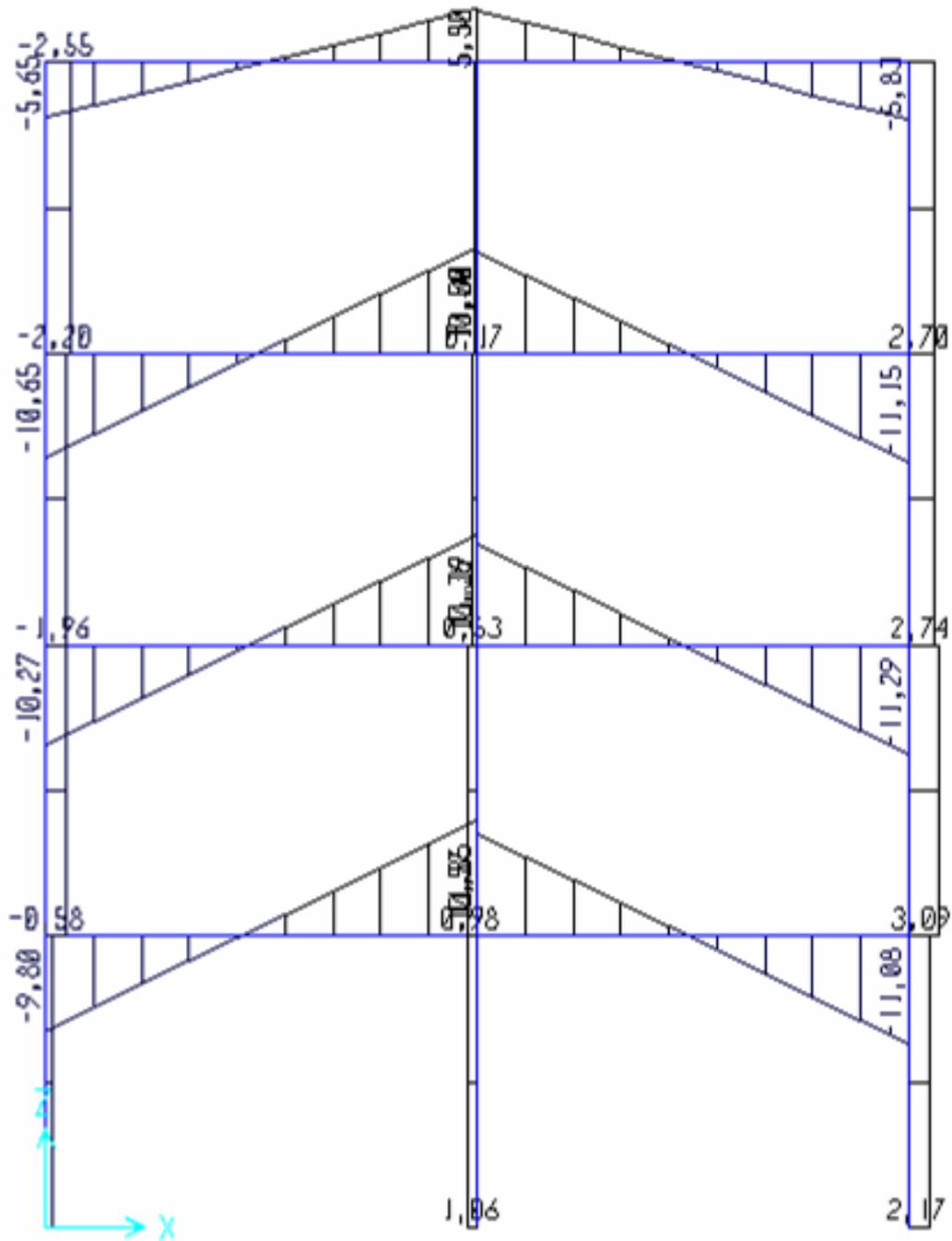
As figuras abaixo mostram os diagramas da combinação 2 para as Filas A e D. Os valores usados para o dimensionamento foram obtidos através dos diagramas como o apresentado abaixo.

Combinação 2 – 1,4 CP + 1,4 Ca + FHE90



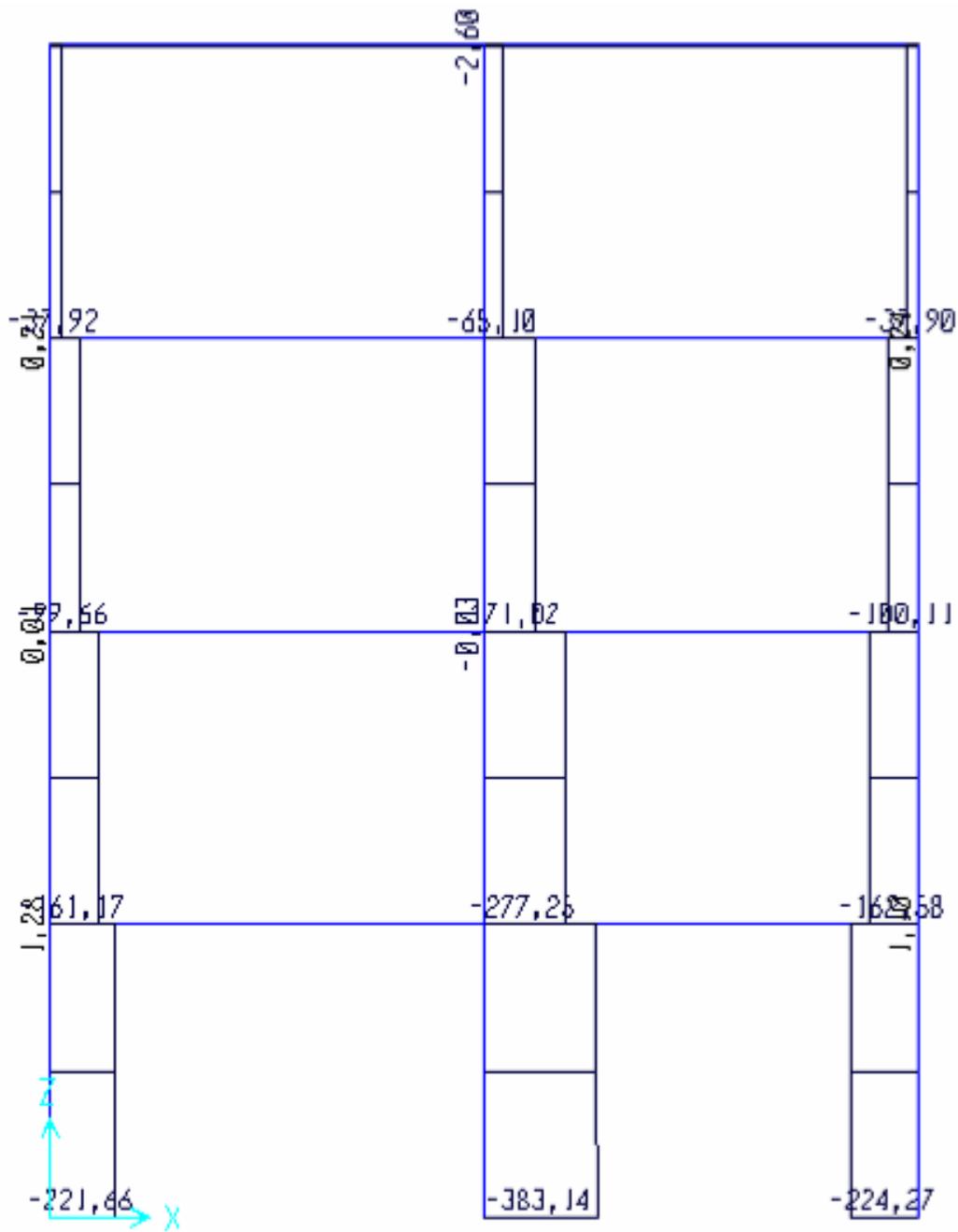
**FIGURA 35:** Fila A=D – Diagrama de momentos fletores (Msd).

Fonte: SAP2000.



**FIGURA 36:** Fila A=D – Diagrama de cortante (Vsd).

Fonte: SAP2000.



**FIGURA 37:** Fila A=D – Diagrama da força axial (Nsd).

Fonte: SAP2000.

### Esforços solicitantes de cálculo

O quadro abaixo representa os esforços nas colunas de acordo com os diagramas obtidos nos programas de análise. Ele representa apenas os valores máximos que devem ser usados na verificação das colunas para diversos carregamentos. Vale lembrar que pode ocorrer uma pequena variação nos valores de acordo com programa usado na análise. Apenas as vigas e colunas do pórtico Fila A e D serão dimensionadas.

**TABELA 13** – Esforços do pórtico.

Combinação	Coluna central			Coluna de extremidade			Viga			
	N	M	V	N	M	V	N	M	V	Deformação
Filas A e D	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN)	cm
Comb. 2	383,14	1,92	0,6	224,27	3,47	2,17	-1,28	8,3	11,85	0,5529
Comb. 4	287,52	7,98	4,45	174,03	7,96	4,44	0,154	11,62	11,16	0,5397
Comb. 6	341,25	18,84	10,46	219,1	17,69	9,32	1,102	22,24	17,81	0,9487

### Dimensionamento de vigas do pórtico

Filas A e D

#### Dados do carregamento:

A combinação 6 será usada porque obteve os maiores esforços (ver tab. 13).

$$M_{sd} = 22,24 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 17,81 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,102 \text{ KN}$$

#### Estado limite de serviço (ELS):

$$\text{Limite } L/350 = 442,5/350 = 1,26 \text{ cm}$$

$$\delta_{tot} = 0,9487 \text{ cm} < 1,71 \text{ cm OK!}$$

### Estado limite último (ELU):

A força normal de compressão resistente de cálculo  $N_{c,Rd}$  deve ser tomada como o menor valor calculado com base na flambagem da barra por flexão, torção ou flexo-torção, e na flambagem por distorção da seção transversal.

### Determinação de $N_{c,Rd}$ com base na flambagem da barra por flexão, torção ou flexo-torção

A força normal de compressão resistente de cálculo  $N_{c,Rd}$  deve ser calculada por:

$$N_{c,Rd} = \chi \times A_{ef} \times f_y / \gamma \quad (\gamma = 1,2)$$

### Método da Largura Efetiva

#### a) Determinação da tensão $\sigma = \chi \times f_y$ a ser aplicada na seção transversal do perfil

A força normal de flambagem elástica  $N_e$  de um perfil com seção monossimétrica, cujo eixo x é o eixo de simetria, é o menor valor dentre os obtidos por flexão ou por flexo-torção.

a.1) Força normal de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 700,5}{(1 \times 442,5)^2} = 706,17KN$$

a.2) Força normal de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 37,6}{(1 \times 442,5)^2} = 37,90KN$$

a.3) Força normal de flambagem global elástica por torção:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left\{ GJ + \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} \right] \right\} = \frac{1}{7,50^2} \left\{ 7700 \times 0,221 + \left[ \frac{\pi^2 \times 20000 \times 3424,2}{(442,5)^2} \right] \right\} \\ = 91,62KN$$

a.4) Força normal de flambagem global elástica por flexo-torção:

$$N_{\text{axz}} = \frac{N_{\text{ex}} + N_{\text{ez}}}{2 \left[ 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{\text{ex}}N_{\text{ez}} \left[ 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{\text{ex}} + N_{\text{ez}})^2}} \right]$$

$$N_{\text{axz}} = \frac{706,17 + 91,62}{2 \left[ 1 - \left( \frac{0}{r_0} \right)^2 \right]} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 706,17 \times 91,62 \left[ 1 - \left( \frac{0}{r_0} \right)^2 \right]}{(706,17 + 91,62)^2}} \right] = 91,62 \text{ KN}$$

$$N_{\text{e}} = 37,90 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{\text{e}}}} = \sqrt{\frac{13,10 \times 23,00}{37,90}} = 2,82$$

$$\lambda_0 > 1,5$$

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} = \frac{0,877}{2,82^2} = 0,110$$

$$\sigma = \chi f_y = 0,110 \times 23,00 = 2,53 \text{ KN/cm}^2$$

### b) Determinação da área efetiva Aef

b.1) Verificação da Alma (Elemento 1)

$$b = [200 - 2 \times (2,25 - 0,036)] \div 10 = 19,557 \text{ cm}$$

$$K = 4,0$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[ 0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}} \right]} = \frac{\frac{19,557}{0,2214}}{\left[ 0,95 \sqrt{\frac{4 \times 20000}{2,53}} \right]} = 0,523$$

Como  $\lambda_p < 0,673$ , não poderá ocorrer flambagem local na alma

$$b_{\text{ef}} = b = 19,557 \text{ cm}$$

b.2) Verificação da Mesa (Elemento 2)

$$b = [50 - 2 \times (2,25 - 0,036)] \div 10 = 4,557 \text{ cm} \quad (\text{comprimento do elemento})$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,623 \sqrt{\frac{E}{\sigma}}\right]} = \frac{\frac{4,557}{0,2214}}{\left[0,623 \sqrt{\frac{20000}{2,53}}\right]} = 0,371$$

Como  $\lambda_p < 0,673$ , não poderá ocorrer flambagem local na mesa do perfil.

$$b_{ef} = b = 4,557 \text{ cm}$$

$$A_{ef} = A_g = 13,10 \text{ cm}^2$$

### b) Determinação de $N_{c,rd}$

$$N_{c,Rd} = \chi \times A_{ef} \times f_y / \gamma = 0,110 \times 13,10 \times 23,00 / 1,2 = 27,62 \text{ KN}$$

### Método da Seção Efetiva

$$\chi = 0,110$$

$$t_r = 0,018 \text{ mm}$$

$$b_f = b - 2t_r = 50 - 2 \times 0,018 = 49,964 \text{ mm}$$

$$b_w = d - 2t_r = 200 - 2 \times 0,018 = 199,964 \text{ mm}$$

$$D = 0,000 \text{ mm}$$

$$\eta = \frac{b_f}{b_w} = \frac{49,964}{199,964} = 0,250$$

$$\mu = \frac{D}{b_w} = \frac{0}{199,964} = 0,000$$

$$k_i = 14,0$$

A força axial de flambagem local elástica pode ser calculado por:

$$N_i = k_i \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)(b_w/t)^2} A = 14,0 \times \frac{\pi^2 \times 20000}{12(1 - 0,30^2)(19,9964/0,2214)^2} \times 13,10$$

$$N_i = 406,404 \text{ KN}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\chi A f_y}{N_i}} = \sqrt{\frac{0,110 \times 13,10 \times 23,00}{406,404}} = 0,286$$

$$\lambda_p < 0,776$$

$$A_{ef} = A = 13,10 \text{ cm}^2$$

$$N_{c,Rd} = \chi \times A_{ef} \times f_y / \gamma = 0,110 \times 13,10 \times 23,00 / 1,2 = 27,62 \text{ KN}$$

**Determinação de  $N_{c,Rd}$  com base na flambagem por distorção da seção transversal**

Para as barras com seção transversal aberta sujeitas à flambagem distorcional, a força axial

de compressão resistente de cálculo  $N_{c,Rd}$  deve ser calculada por:

$$N_{c,Rd} = [\chi_{dist} A f_y] / \gamma \quad (\gamma = 1,2)$$

$$\chi_{dist} = 1 \quad (\text{para } \chi_{dist} \leq 0,561)$$

$$\chi_{dist} = \left(1 - \frac{0,25}{\lambda_{dist}^{1,2}}\right) \times \frac{1}{\lambda_{dist}^{1,2}} \quad (\text{para } \chi_{dist} > 0,561)$$

$\lambda_{dist}$  é o índice de esbeltez reduzido referente à flambagem distorcional, dado por:

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{dist}}}$$

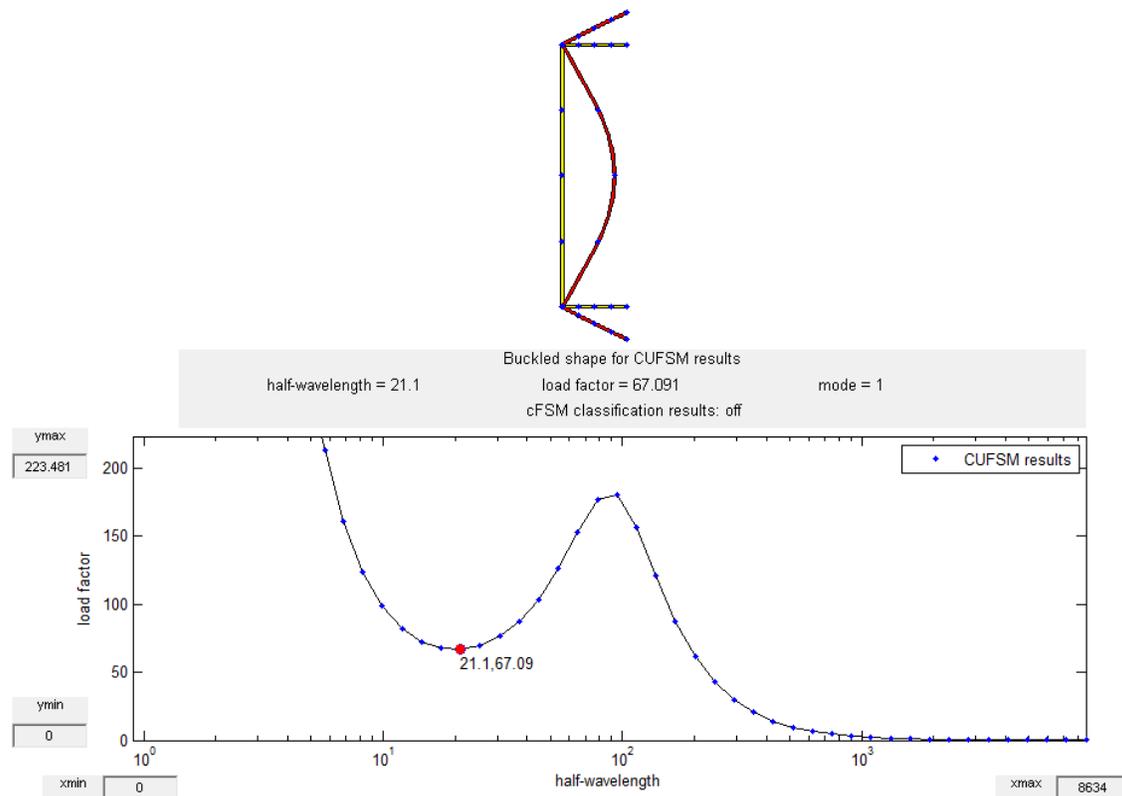
$$N_{dist} = 67,09 \text{ KN}$$

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{6,55 \times 23,0}{67,09}} = 1,498$$

$$\lambda_{dist} < 0,561$$

$$\chi_{dist} = 1$$

$$N_{c,Rd} = \frac{1 \times 6,55 \times 23,0}{1,2} = 125,54 \text{ KN}$$



**FIGURA 38:** Saída do programa para análise da normal de distorção.

Fonte: CUFSM 3.12.

## Conclusão

A força normal de compressão resistente de cálculo é o menor das forças determinadas com base na flambagem da barra por flexão, torção ou flexo-torção, e na flambagem por distorção da seção transversal.

Para a flambagem da barra por flexão, torção ou flexo-torção foram utilizados o Método da Largura Efetiva e o Método da Seção Efetiva. A ABNT NBR 14762:2010 permite a adoção de qualquer um destes dois resultados encontrados. Neste trabalho será considerado o valor

de  $N_{c,Rd} = 27,62 \text{ KN}$

Para a flambagem distorcional da seção obteve-se:

$N_{c,Rd} = 125,54 \text{ KN}$

Logo, a força normal de compressão resistente de cálculo será:

$N_{c,Rd} = 27,62 \text{ KN}$

$$M_{Rd} = 374,93 \text{ KN.cm}$$

### Barra submetida à flexão composta

A força normal solicitante de cálculo e o momento fletor solicitante de cálculo devem satisfazer a seguinte equação de interação:

$$\frac{N_{c,sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{x,sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{1,102}{27,62} + \frac{2224}{374,93} + \frac{0}{M_{y,Rd}} \leq 1,0$$

5,9 > 1,0 Não passa!

### Dimensionamento de pilares do pórtico

Coluna Central das Filas A e D

#### Dados do carregamento:

A combinação 6 será usada porque obteve os maiores esforços (ver tab. 13).

$$M_{sd} = 18,84 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 10,46 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 341,25 \text{ KN}$$

#### Estado limite último (ELU):

Determinação de  $N_{c,Rd}$  com base na flambagem da barra por flexão, torção ou flexo-torção

$$N_{c,Rd} = \chi \times A_{ef} \times f_y / \gamma \quad (\gamma = 1,2)$$

#### Método da Largura Efetiva

a) Determinação da tensão  $\sigma = \chi \times f_y$  a ser aplicada na seção transversal do perfil

a.1) Força normal de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo x:

$$N_{\epsilon x} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 700,5}{(1 \times 300)^2} = 1536,37 \text{ KN}$$

a.2) Força normal de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y:

$$N_{\epsilon y} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 37,6}{(1 \times 300)^2} = 82,47 \text{ KN}$$

a.3) Força normal de flambagem global elástica por torção:

$$N_{\epsilon z} = \frac{1}{r_0^2} \left\{ GJ + \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} \right] \right\} = \frac{1}{7,50^2} \left\{ 7700 \times 0,221 + \left[ \frac{\pi^2 \times 20000 \times 3424,2}{(300)^2} \right] \right\}$$

$$= 163,77 \text{ KN}$$

a.4) Força normal de flambagem global elástica por flexo-torção:

$$N_{\epsilon xz} = \frac{N_{\epsilon x} + N_{\epsilon z}}{2 \left[ 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{\epsilon x} N_{\epsilon z} \left[ 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{\epsilon x} + N_{\epsilon z})^2}} \right]$$

$$N_{\epsilon xz} = \frac{1536,37 + 163,77}{2 \left[ 1 - \left( \frac{0}{r_0} \right)^2 \right]} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 1536,37 \times 163,77 \left[ 1 - \left( \frac{0}{r_0} \right)^2 \right]}{(1536,37 + 163,77)^2}} \right]$$

$$= 163,77 \text{ KN}$$

$$N_{\epsilon} = 82,47 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{\epsilon}}} = \sqrt{\frac{13,10 \times 23,00}{82,47}} = 1,91$$

$$\lambda_0 > 1,5$$

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} = \frac{0,877}{1,91^2} = 0,240$$

$$\sigma = \chi f_y = 0,240 \times 23,00 = 5,52 \text{ KN/cm}^2$$

## b) Determinação da área efetiva $A_{ef}$

b.1) Verificação da Alma (Elemento 1)

$$b = [200 - 2 \times (2,25 - 0,036)] \div 10 = 19,557 \text{ cm}$$

$$K = 4,0$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}\right]} = \frac{\frac{19,557}{0,2214}}{\left[0,95 \sqrt{\frac{4 \times 20000}{5,52}}\right]} = 0,772$$

Como  $\lambda_p > 0,673$ , poderá ocorrer flambagem local na alma.

$$b_{ef} = b \frac{1}{\lambda_p} \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right) \leq b$$

$$b_{ef} = 19,557 \frac{1}{0,772} \left(1 - \frac{0,22}{0,772}\right) = 18,114 \text{ cm} \leq b = 19,557 \text{ cm}$$

b.2) Verificação da Mesa (Elemento 2)

$$b = [50 - 2 \times (2,25 - 0,036)] \div 10 = 4,557 \text{ cm} \quad (\text{comprimento do elemento})$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,623 \sqrt{\frac{E}{\sigma}}\right]} = \frac{\frac{4,557}{0,2214}}{\left[0,623 \sqrt{\frac{20000}{5,52}}\right]} = 0,549$$

Como  $\lambda_p < 0,673$ , não poderá ocorrer flambagem local na mesa do perfil.

$$b_{ef} = b = 4,557 \text{ cm}$$

$$A_{ef} = A_g - A_{inesf}$$

$$A_{inesf} = (19,557 - 18,114) \times 0,2214 = 0,319 \text{ cm}^2$$

$$A_{ef} = 13,10 - 0,319 = 12,781 \text{ cm}^2$$

## b) Determinação de $N_{c,Rd}$

$$N_{c,Rd} = \chi \times A_{ef} \times f_y / \gamma = 0,240 \times 12,781 \times 23,00 / 1,2 = 58,79 \text{ KN}$$

### Método da Seção Efetiva

$$\chi = 0,240$$

$$t_r = 0,018mm$$

$$b_f = b - 2t_r = 50 - 2 \times 0,018 = 49,964mm$$

$$b_w = d - 2t_r = 200 - 2 \times 0,018 = 199,964mm$$

$$D = 0,000mm$$

$$\eta = \frac{b_f}{b_w} = \frac{49,964}{199,964} = 0,250$$

$$\mu = \frac{D}{b_w} = \frac{0}{199,964} = 0,000$$

$$k_l = 14,0$$

A força axial de flambagem local elástica pode ser calculado por:

$$N_l = k_l \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)(b_w/t)^2} A = 14,0 \times \frac{\pi^2 \times 20000}{12(1 - 0,30^2)(19,9964/0,2214)^2} \times 13,10$$

$$N_l = 406,404 \text{ KN}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\chi A f_y}{N_l}} = \sqrt{\frac{0,240 \times 13,10 \times 23,00}{406,404}} = 0,422$$

$$\lambda_p < 0,776$$

$$A_{ef} = A = 13,10 \text{ cm}^2$$

$$N_{c,Rd} = \chi \times A_{ef} \times f_y / \gamma = 0,240 \times 13,10 \times 23,00 / 1,2 = 60,26 \text{ KN}$$

Determinação de  $N_{c,Rd}$  com base na flambagem por distorção da seção transversal

$$N_{c,Rd} = \frac{1 \times 6,55 \times 23,0}{1,2} = 125,54 \text{ KN}$$

## Conclusão

Neste trabalho será considerado o valor de  $N_{c,Rd} = 58,79 \text{ KN}$ )

Para a flambagem distorcional da seção obteve-se:

$$N_{c,Rd} = 125,54 \text{ KN}$$

Logo, a força normal de compressão resistente de cálculo será:

$$N_{c,Rd} = 58,79 \text{ KN}$$

$$M_{Rd} = 374,93 \text{ KN.cm}$$

## Barra submetida à flexão composta

$$\frac{N_{c,sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{x,sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{341,25}{58,79} + \frac{1884}{374,93} + \frac{0}{M_{y,Rd}} \leq 1,0$$

10,83 > 1,0 Não Passa!

## Verificação do estado limite de serviço referente ao deslocamento da edificação

O deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação a base deverá ser de H/400 e o relativo entre dois pisos consecutivos h/500.

Para esta verificação vamos adotar as seguintes combinações:

Combinação 7 – CP + CV0

Combinação 8 – CP + CV90

Teremos então, somente para as filas A e D e B e C, já que nos eixos o deslocamento é muito pequeno:

$$\Delta_1 = \frac{H}{400} = \frac{1200}{400} = 3,0 \text{ cm}$$

$$\Delta_2 = \frac{h}{500} = \frac{300}{500} = 0,60 \text{ cm}$$

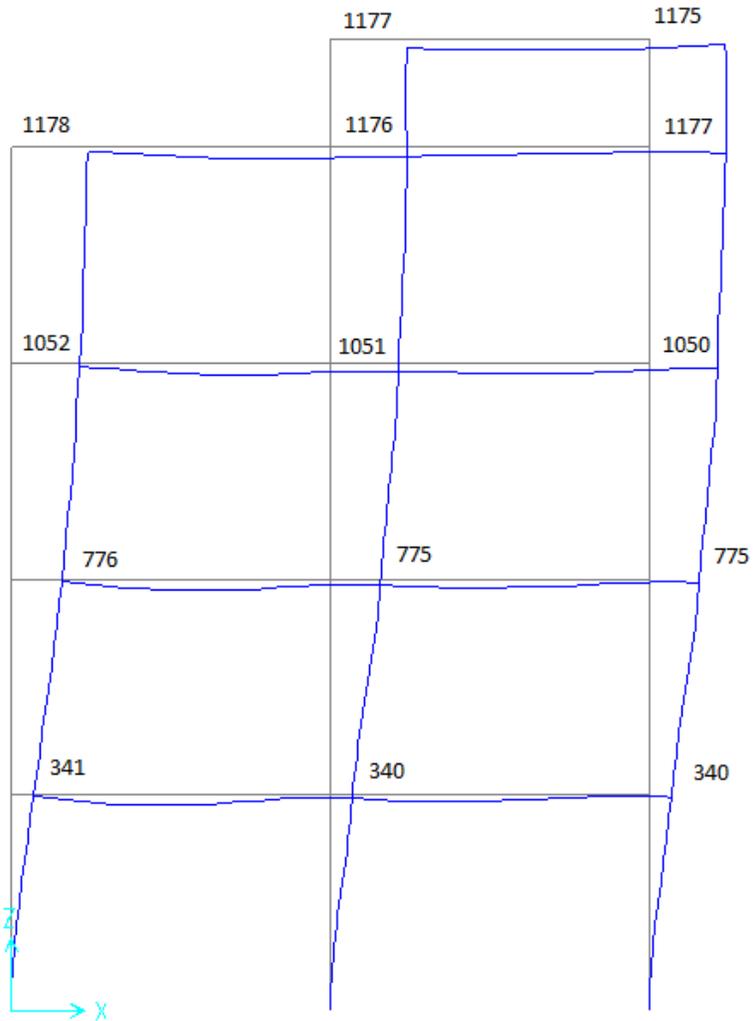


**FIGURA 39:** Fila A=D – Deslocamento.

Fonte: SAP2000.

$$\Delta_1 = 0,721 \text{ cm} < 3,0 \text{ cm (OK!)}$$

$$\Delta_2 = 0,482 - 0,214 = 0,268 \text{ cm} < 0,60 \text{ cm (OK!)}$$



**FIGURA 40:** Fila B=C – Deslocamento.

Fonte: SAP2000.

$$\Delta_1 = 1,178 \text{ cm} < 3,0 \text{ cm (OK!)}$$

$$\Delta_2 = 0,776 - 0,341 = 0,435 \text{ cm} < 0,60 \text{ cm (OK!)}$$

## 5 CONCLUSÃO

Tendo em vista as diversas limitações da seção transversal adotada, outras seções foram verificadas através de planilha. Abaixo, um resumo dos perfis utilizados.

**TABELA 14** – Perfis adotados.

Elemento	Perfil Inicial	Situação	Perfil Final	Situação	Obs.
Viga V2CX	I 200x100x2,25	Não Passa	Ie 200x150x25x2,25	OK!	
Viga V2C	I 200x100x2,25	Não Passa	Cx 402x202x25x3,75	Não Passa	Metform não atende
Viga V2AM	I 200x100x2,25	Não Passa	Cx 402x202x25x3,75	Não Passa	Metform não atende
Viga do Pórtico	I 200x100x2,25	Não Passa	Ie 402x101x25x3	OK!	
Pilar do Pórtico	I 200x100x2,25	Não Passa	Ie 402x202x25x3,75	OK!	

Conclui-se que no caso de edifícios residenciais a tecnologia é praticável desde que haja um rigoroso controle, verificação dos perfis, mão-de-obra técnica e executiva qualificadas.

## 6 NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS

- ABNT NBR6120:1980 – Cargas para o Cálculo de Edificações.
- ABNT NBR6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações.
- ABNT NBR6355:2003 – Perfis estruturais de aço formados a frio – Padronização
- ABNT NBR14162:2010 – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.
- CATÁLOGO DE SISTEMAS METFORM. *Perfis de aço*. 2001.
- INSTITUTO AÇO BRASIL. *Edifícios de pequeno porte estruturados em aço*. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2011.
- RODRIGUES, F. C. *Steel Framing: Engenharia*. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2006.