

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

Departamento de Engenharia de Estruturas

Curso de Especialização em Estruturas

Projeto Estruturas de Aço I

TRABALHO PRÁTICO

Autor: Jean Mark Carvalho Oliveira

Belo Horizonte

Julho de 2010

TRABALHO PRÁTICO

**Trabalho apresentado à disciplina
Projeto de Estruturas de Aço I do
Curso de Especialização em Estruturas
do Departamento de Engenharia de
Estruturas da Universidade Federal de
Minas Gerais.**

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

BELO HORIZONTE

Julho 2010

Sumário

1. NOTAS GERAIS	4
2. ESQUEMA ESTRUTURAL	5
3. DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES CARACTERÍSTICAS	7
4. PRE-DIMENSIONAMENTO.....	14
5. COMBINAÇÕES DE AÇÕES ÚLTIMAS SOBRE PÓRTICOS INTERNOS.....	16
6. ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS.....	21
7. DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS	34
8. ANÁLISE ESTRUTURAL PÓS-DIMENSIONAMENTO.....	49
9. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ANÁLISE PÓS-DIMENSIONAMENTO	60
10. ESTADOS LIMITE DE SERVIÇO.....	63

1. NOTAS GERAIS

1.1 DADOS DA ESTRUTURA

A estrutura tema do presente trabalho é um edifício para escritórios de dois pavimentos, com perfis de alma cheia para os pilares e vigas e uma tesoura treliçada na cobertura. Os dados básicos utilizados para nesse trabalho são referentes ao item 4.2 da Apostila Ações nas Estruturas Trabalho Prático versão Abril de 2009, de autoria do professor Ricardo Hallal Fakury.

1.2 MATERIAS EMPREGADOS

Aços Estruturais:

ASTM A36

F _y	25,0kN/cm ²	(Resistência ao Escoamento)
F _u	40,0kN/cm ²	(Resistência a ruptura)

ASTM A572 GRAU 50

F _y	34,5kN/cm ²	(Resistência ao Escoamento)
F _u	45,0kN/cm ²	(Resistência a ruptura)

USI CIVIL COS 300

F _y	30,0kN/cm ²	(Resistência ao Escoamento)
F _u	40,0kN/cm ²	(Resistência a ruptura)

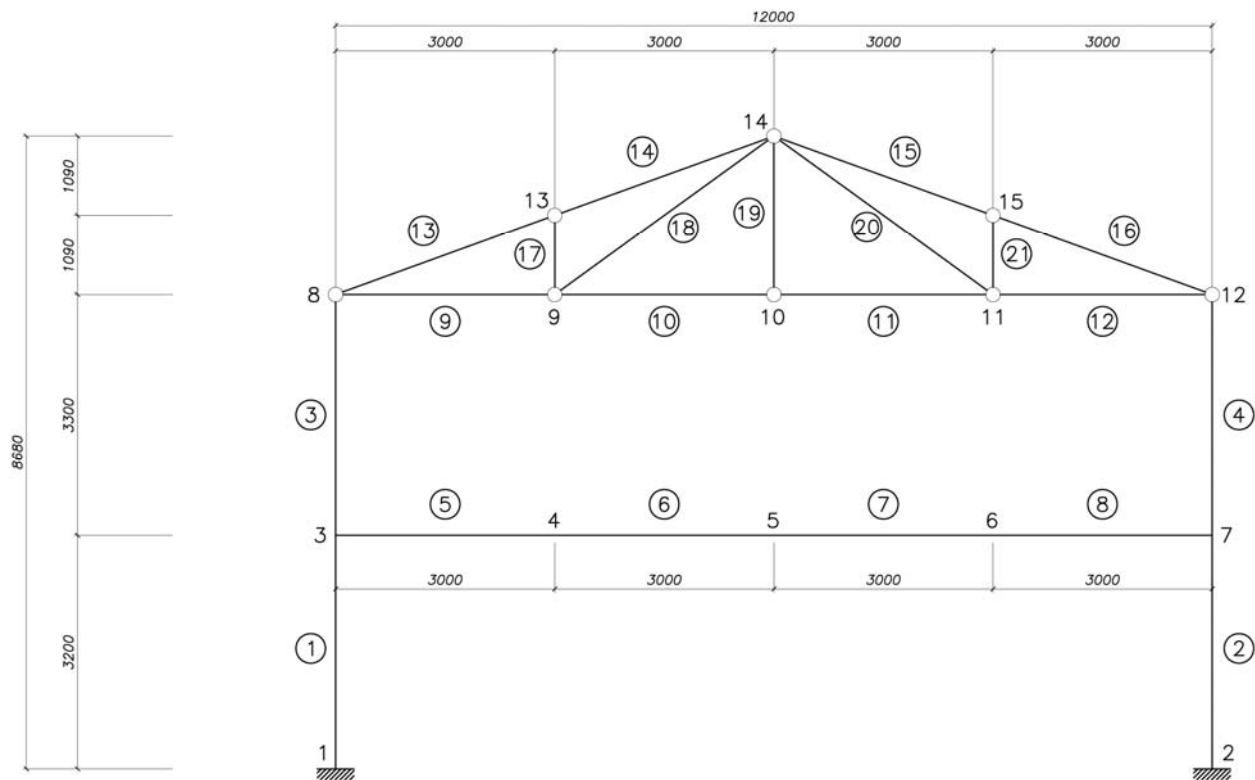
1.3 NORMAS E ESPECIFICAÇÕES

O dimensionamento da estrutura do edifício (barras) foi feito de acordo com a ABNT NBR 8800:2008.

1.4 SOFTWARE USADO NA ANÁLISE

A análise estrutural foi feita com a utilização do programa de computador ANSYS, baseado no método dos elementos finitos e que fazem a análise estática geometricamente não-linear de estruturas reticuladas. O elementos empregados foram os de pórtico plano e treliça plana.

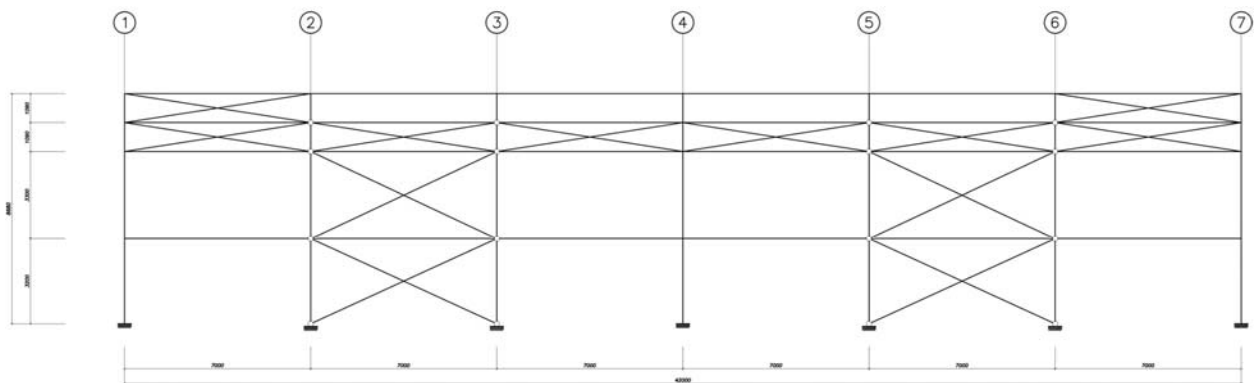
2. ESQUEMA ESTRUTURAL



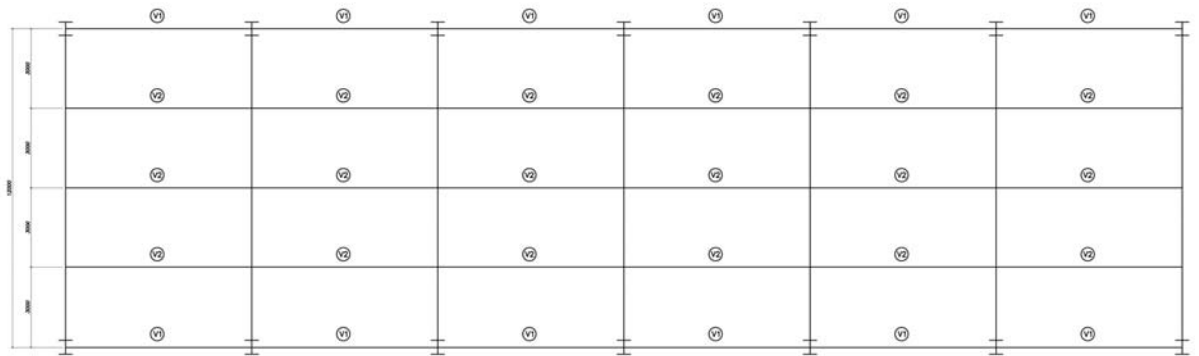
PÓRTICOS INTERNOS

NOTAS

- 1- Dimensões em mm
- 2- i : nó
- ① : barra
- 3- Sem escala



VISTA LATERAL



PLANTA 2º PAVIMENTO

NOTAS
 1- Dimensões em mm
 2- O: Viga
 3- Sem escala

3. DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES CARACTERÍSTICAS

3.1 AÇÕES PERMANENTES PÓRTICOS INTERNOS

- No piso do 2º Pavimento:

$$\text{Estrutura (vigamento metálico)} = 0,37\text{kN/m}^2$$

$$\text{Forro} = 0,20\text{kN/m}^2$$

$$\text{Revestimento da laje} = 0,50\text{kN/m}^2$$

$$\text{Laje (0,1x25)} = 2,50\text{kN/m}^2$$

$$\text{Total} = 3,57\text{kN/m}^2$$

Paredes e janelas sobre V1:

$$\text{entre eixos 2-3 e 5-6: } 2 \times 3,3 = 6,6\text{kN/m}$$

$$\text{entre demais eixos: } 6,6/2 + 0,2 \times 3,3/2 = 3,63\text{kN/m}$$

- Na cobertura:

$$\text{Estrutura (tesoura trelicada)} = 0,17\text{kN/m}^2$$

$$\text{Forro} = 0,20\text{kN/m}^2$$

$$\text{Telhas} = 0,07\text{kN/m}^2$$

$$\text{Total} = 0,44\text{kN/m}^2$$

- Resumo:

$$\text{Carga nos nós 8 e 12 (cobertura + pilar): } (0,44 \times 7 \times 1,5) + (1,15 \times 3,3) = 8,42\text{kN}$$

$$\text{Carga nos nós 9, 10 e 11 (forro cobertura): } 0,20 \times 7 \times 3 = 4,20\text{kN}$$

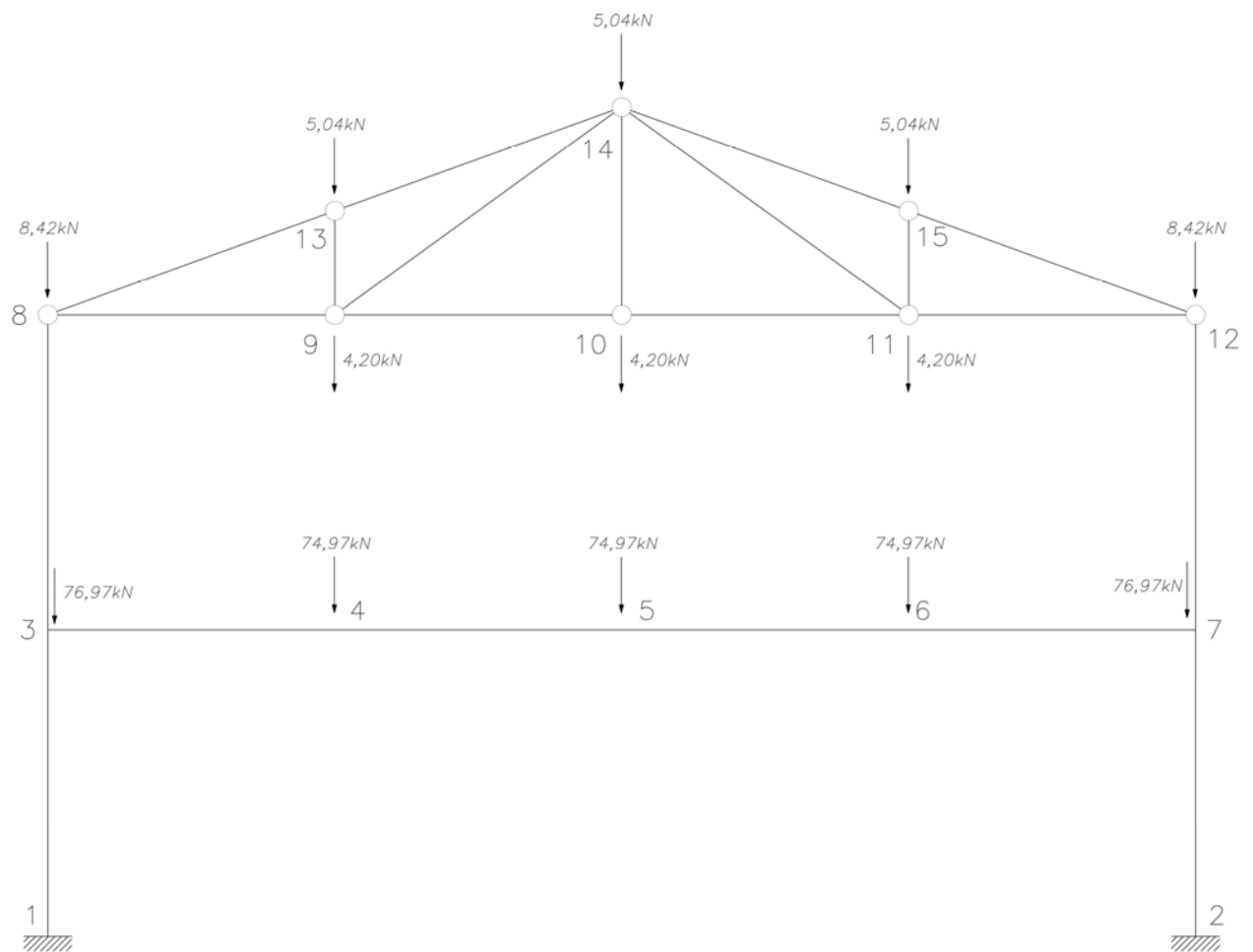
$$\text{Carga nos nós 13, 14 e 15 (estrutura e telhas da cobertura): } (0,07 + 0,17) \times 7 \times 3 = 5,04\text{ kN}$$

Carga nos nós 3 e 7 (reações vigas V1 e peso próprio pilar):

- eixos 2, 3, 5 e 6: $(3,57 \times 7 \times 1,5) + [(6,6 + 3,63) \times 3,5] + (1,15 \times 3,2) = 76,97\text{kN}$

- eixos 4: $(3,57 \times 7 \times 1,5) + (3,63 \times 7) + (1,15 \times 3,2) = 66,58\text{kN}$

$$\text{Carga nos nós 4, 5 e 6 (reações vigas V2): } 3,57 \times 7 \times 3 = 74,97\text{kN}$$



3.2 SOBRECARGA NOS PÓRTICOS INTERNOS

- No piso do 2º Pavimento:

Valor usual: 2,0kN/m²

Adicional paredes divisórias móveis: 1,0kN/m²

Cargas nos nós 3 e 7: $(2,0 + 1,0) \times 7 \times 1,5 = 31,5\text{kN}$

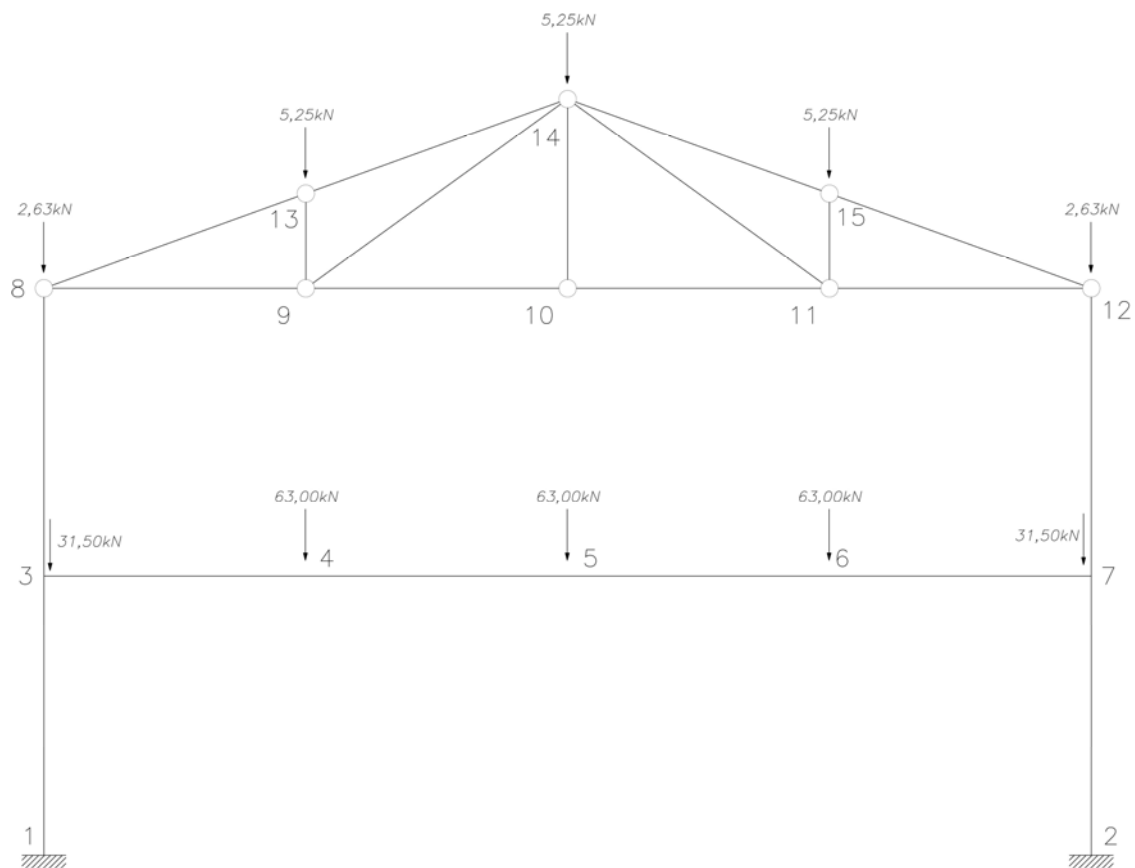
Cargas nos nós 4,5 e 6: $(2,0+1,0) \times 7 \times 3 = 63,0\text{kN}$

- Na cobertura:

Valor usual: 0,25kN/m²

Cargas nos nós 8 e 12: $0,25 \times 7 \times 1,5 = 2,63\text{kN}$

Cargas nos nós 4,5 e 6: $0,25 \times 7 \times 3 = 5,25\text{kN}$



3.3 VENTO TRANSVERSAL

Velocidade básica $V_b = 35,0\text{m/s}$

$S_1 = 1,0$ (terreno plano);

$S_2 = 0,76$ (para altura até 5m);

$S_2 = 0,83$ (para altura entre 5m e 10m);

$S_3 = 1,0$ (Grupo 2).

As velocidades características serão:

$V_{k1} = 26,6\text{m/s}$ (para altura até 5m);

$V_{k2} = 29,05\text{m/s}$ (para altura entre 5m e 10m).

As pressões dinâmicas de referência:

$q_1 = 0,43\text{kN/m}^2$;

$q_2 = 0,52\text{kN/m}^2$.

Como a laje e a cobertura se comportam como diafragmas rígidos todos os pórticos terão o mesmo deslocamento, logo as cargas de vento podem ser igualmente divididas entre todos os pórticos.

$$q_{p1} = 0,43 \times 42 / 7 = 2,58 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{p2} = 0,52 \times 42 / 7 = 3,12 \text{ kN/m}^2$$

Nas tabelas 4 e 5, da apostila Ações nas Estruturas Trabalho Prático, obtêm-se os coeficientes de forma externos para paredes e telhado.

- paredes:

$$\frac{1}{2} < 6,5 / 12 = 0,54 < 3 / 2$$

$$2 < a/b = 42 / 12 = 3,5 < 4$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Parede a barlavento: $C_e = +0,7$;

Parede a sotavento: $C_e = -0,6$.

Telhado:

$$\frac{1}{2} < h/b = 0,54 < 3 / 2$$

$\alpha = 90^\circ$ e $\theta \approx 20^\circ$, tem-se:

telhado a barlavento: $C_e = -0,7$;

telhado a sotavento: $C_e = -0,5$.

Para obtenção do coeficiente de pressão interna sabe-se que as fachadas longitudinais são igualmente permeáveis e as fachadas transversais são impermeáveis. Com isso e de acordo com o item 3.4.5 da apostila de Ações:

$$C_{pi} = +0,2.$$

O coeficiente de pressão final será:

$$C = C_e - C_i.$$

Assim sendo, as pressões serão:

Parede barlavento:

$$q_{p1f} = (0,7 - 0,2) \times 2,58 = 1,29 \text{ kN/m};$$

$$q_{p2f} = (0,7 - 0,2) \times 3,12 = 1,56 \text{ kN/m}$$

Parede sotavento:

$$qp1f = (-0,6-0,2) \times 2,58 = -2,06 \text{ kN/m};$$

$$qp2f = (-0,6-0,2) \times 3,12 = -2,50 \text{ kN/m}$$

Telhado a barlavento:

$$qtb = (-0,7-0,2) \times 3,12 = 2,81 \text{ kN/m}$$

Telhado a sotavento:

$$qtb = (-0,5-0,2) \times 3,12 = 2,18 \text{ kN/m}$$

Cargas nos nós da treliça:

$$\Theta = 19,968^\circ$$

$$\cos \Theta = 0,93988.$$

$$\sin \Theta = 0,34149.$$

Comprimento barra = 3,19188m.

$$\text{Nó 8: } 2,81 \times 3,19188 / 2 = 4,48 \text{ kN},$$

$$\text{vertical} = 4,22 \text{ kN};$$

$$\text{horizontal} = -1,53 \text{ kN}.$$

$$\text{Nó 13: } 2,81 \times 3,19188 = 8,97 \text{ kN}$$

$$\text{vertical} = 8,44 \text{ kN};$$

$$\text{horizontal} = -3,06 \text{ kN}.$$

Nó 14:

$$\text{Barlavento: } 2,81 \times 3,19188 / 2 = 4,48 \text{ kN};$$

$$\text{Sotavento: } 2,18 \times 3,19188 / 2 = 3,48 \text{ kN};$$

$$\text{vertical: } 4,22 + 3,27 = 7,49 \text{ kN};$$

$$\text{horizontal: } -1,53 + 1,188 = -0,34 \text{ kN}.$$

$$\text{Nó 15: } 2,18 \times 3,19188 = 6,96 \text{ kN};$$

$$\text{vertical} = 6,54 \text{ kN};$$

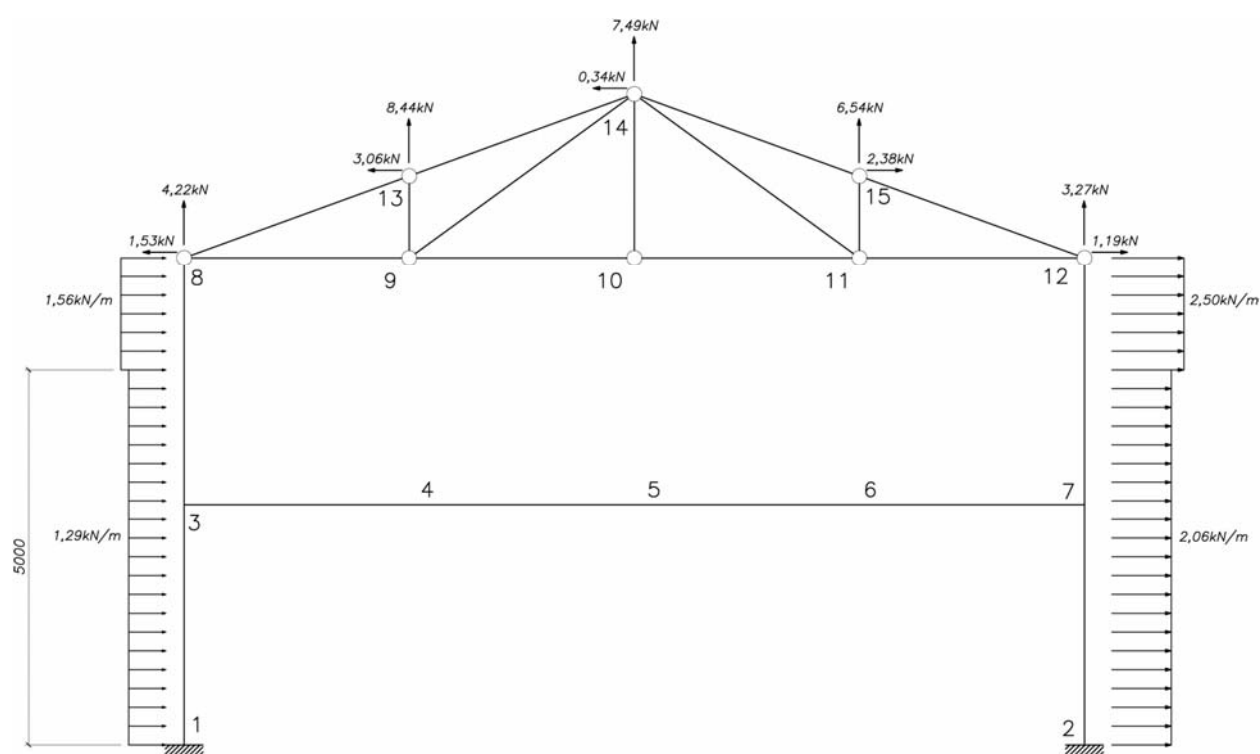
$$\text{horizontal} = 2,38 \text{ kN}.$$

Nó 12: $2,18 \times 3,19188 / 2 = 3,48 \text{ kN}$,

vertical = $3,27 \text{ kN}$;

horizontal = $1,19 \text{ kN}$.

O vento apresentado acima pode ser aplicado da esquerda para direita como da esquerda para direita. Como a estrutura é simétrica pode-se aplicar qualquer um dos dois, contudo os elementos simétricos tem de ser dimensionados com todos os esforços máximos que ocorrem nos dois lados.



3.3 VENTO LONGITUDINAL

Velocidade básica $V_b = 35,0 \text{ m/s}$

$S_1 = 1,0$ (terreno plano);

$S_2 = 0,79$ (para altura até 5m);

$S_2 = 0,86$ (para altura entre 5m e 10m);

$S_3 = 1,0$ (Grupo 2).

As velocidades características serão:

$V_{k1} = 27,65\text{m/s}$ (para altura até 5m);

$V_{k2} = 30,10\text{m/s}$ (para altura entre 5m e 10m).

As pressões dinâmicas de referência:

$q_1 = 0,47\text{kN/m}^2$;

$q_2 = 0,56\text{kN/m}^2$.

Pela tabela 4 da apostila de Ações:

barlavento: $C_e = 0,7$;

sotavento: $C_e = -0,3$.

E a pressão interna para faces impermeáveis:

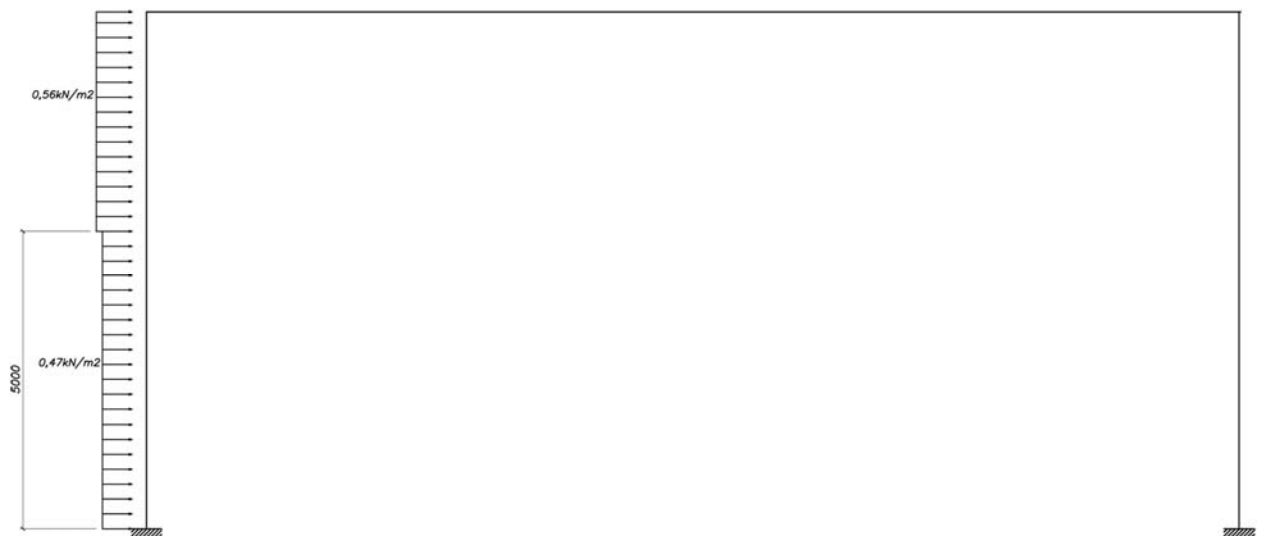
$C_{pi} = -0,3$.

Logo a pressão final no sentido longitudinal será:

$q_{pl1} = (0,7+0,3) \times 0,47 = 0,47\text{kN/m}^2$ (altura até 5m);

$q_{pl2} = (0,7+0,3) \times 0,56 = 0,56\text{kN/m}^2$

As pressões calculadas acima serão aplicadas em uma das faces transversais do edifício.



4. PRE-DIMENSIONAMENTO

O pré-dimensionamento é uma chute inicial dos perfis que compõem os elementos estruturais de uma estrutura com finalidade de se realizar a análise estrutural da mesma. O pré-dimensionamento é uma partida para se começar o projeto, logo após realizada essa primeira análise estrutural e conseqüente dimensionamento com os esforços obtidos deve-se atualizar todas as propriedades dos elementos usados no cálculo que foram baseados nesse pré-dimensionamento e realizar nova análise estrutural.

Pilares:

O perfil selecionado nesse pré-dimensionamento é:

Designação	d (mm)	bf (mm)	R (mm)	h (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Ag (cm ²)	Eixo X				Eixo Y				J (cm ⁴)	Cw (cm ⁶)
								Ix	Wx	rx	Zx	Iy	Wy	ry	Zy		
								(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)		
HP250x62	246	256	12	225	10,5	10,7	79,6	8728	709,6	10,47	790,5	2995	234	6,13	357,8	33,46	417,13

Viga do pórtico:

O perfil selecionado nesse pré-dimensionamento é:

Designação	d (mm)	bf (mm)	h (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Ag (cm ²)	Eixo X				Eixo Y				J (cm ⁴)	Cw (cm ⁶)
							Ix	Wx	rx	Zx	Iy	Wy	ry	Zy		
							(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)		
VS550x88	550	250	518	6,3	16,0	112,6	64345	2340	23,90	2559	4168	333	6,08	505	72,7	2970375

Cordas da treliça da cobertura:

O perfil selecionado nesse pré-dimensionamento é uma cantoneira dupla (para propriedades abaixo foi considerado uma chapa espaçadora de 8mm de espessura):

Designação	b (mm)	t (mm)	yg (mm)	xg (mm)	Ag (cm ²)	Eixo X				Eixo Y				J (cm ⁴)	Cw (cm ⁶)
						Ix	Wx	rx	Zx	Iy	Wy	ry	Zy		
						(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)		
2L50,8x4,76	50,8	4,76	14,5	0,0	9,16	54,75	9,99	2,44	-	23,4	6,26	1,58	-	-	-

Montantes e diagonais da treliça da cobertura:

O perfil selecionado nesse pré-dimensionamento é uma cantoneira dupla (para propriedades abaixo foi considerado uma chapa espaçadora de 8mm de espessura):

Designação	b (mm)	t (mm)	yg (mm)	xg (mm)	Ag (cm ²)	Eixo X				Eixo Y				J (cm ⁴)	Cw (cm ⁶)
						Ix (cm ⁴)	Wx (cm ³)	rx (cm)	Zx (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Wy (cm ³)	ry (cm)	Zy (cm ⁴)		
2L44,45x3,17	44,45	3,17	12,2	0,0	5,44	30,29	6,25	2,02	-	10,82	3,28	1,41	-	-	-

5. COMBINAÇÕES DE AÇÕES ÚLTIMAS SOBRE PÓRTICOS INTERNOS

As ações serão combinadas de forma agrupada com coeficientes de 1,4 para ações permanentes e 1,4 para ações variáveis, e os devidos fatores de combinação ψ_0 .

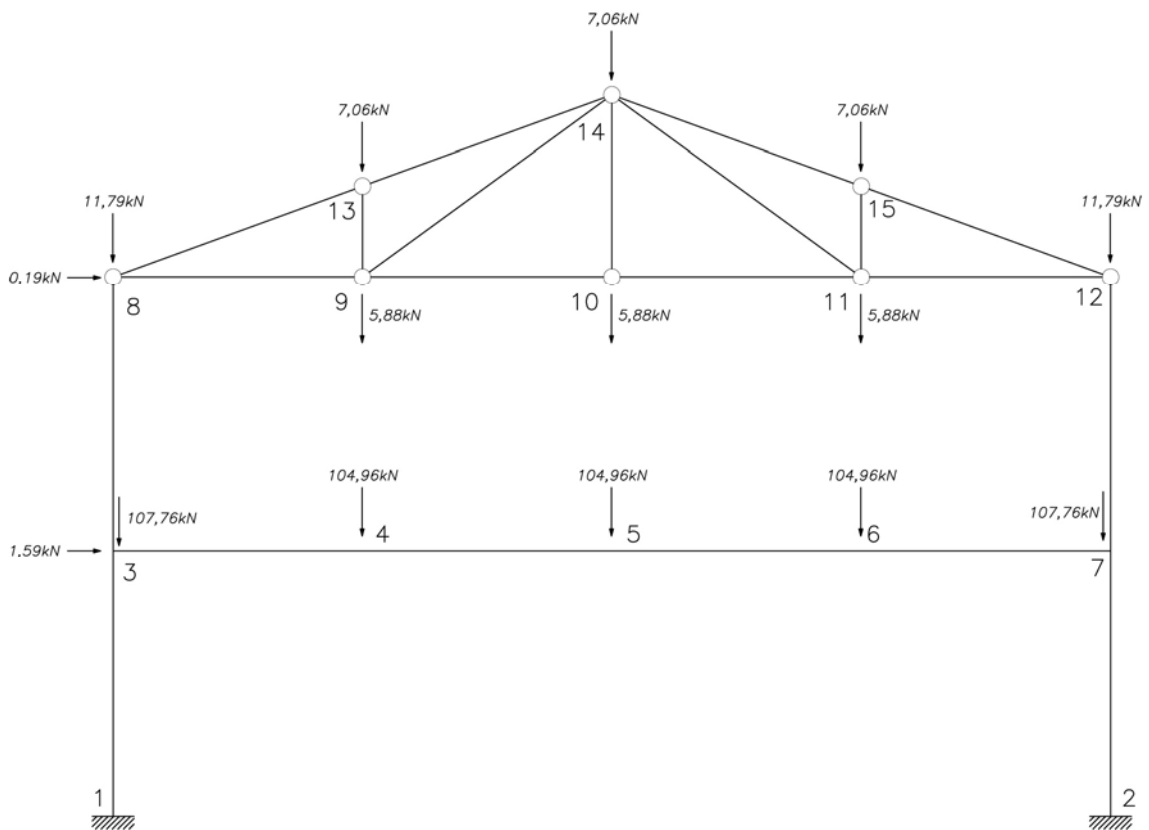
5.1 Hipótese 1: Ações Permanentes com imperfeição geométrica e de material

$F = 1,4 \times \text{Permanentes}$.

Forças nocionais por nível:

Cobertura: $1,4 \times 0,003 \times [(3 \times 5,04) + (2 \times 8,42) + (3 \times 4,20)] = 0,19\text{kN}$

Piso 2º pavimento: $1,4 \times 0,003 \times [(3 \times 74,97) + (2 \times 76,97)] = 1,59\text{kN}$



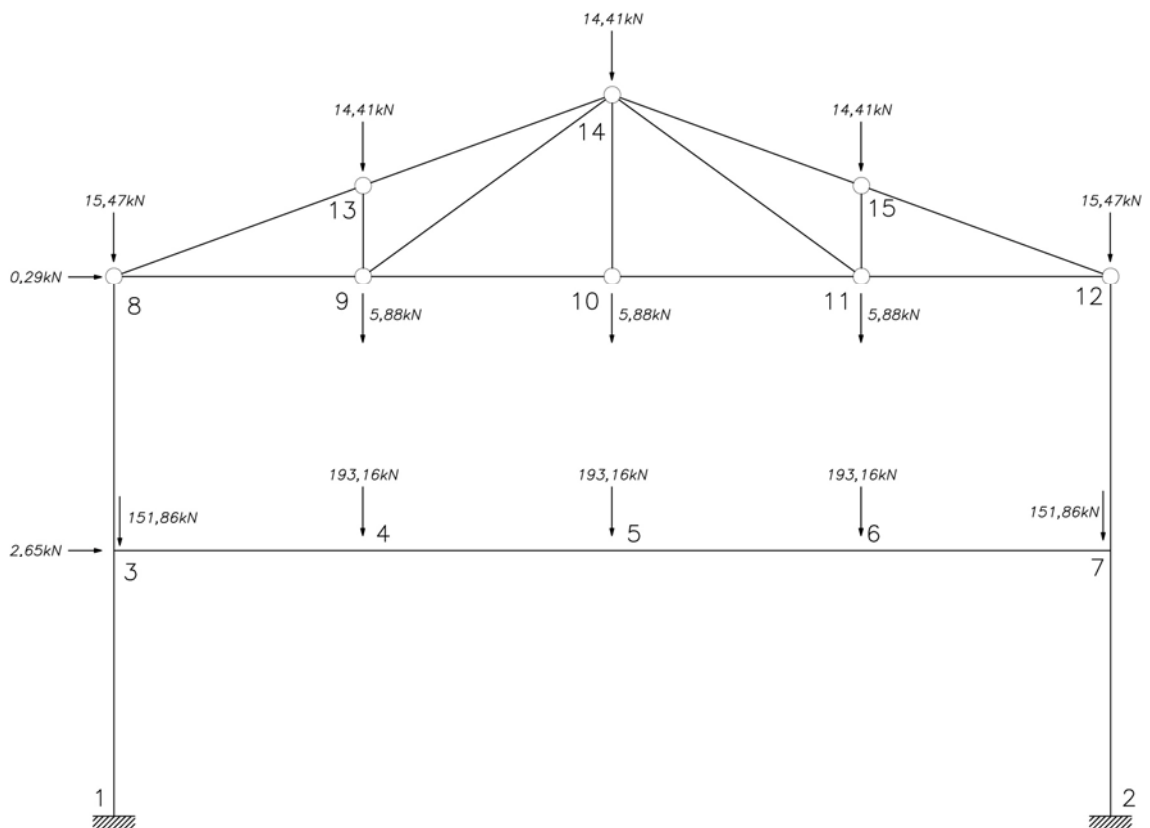
5.2 Hipótese 2: Ações Permanentes mais sobrecarga, com imperfeição geométrica e de material

$$F = 1,4 \times \text{Permanentes} + 1,4 \times \text{SC.}$$

Forças nocionais por nível:

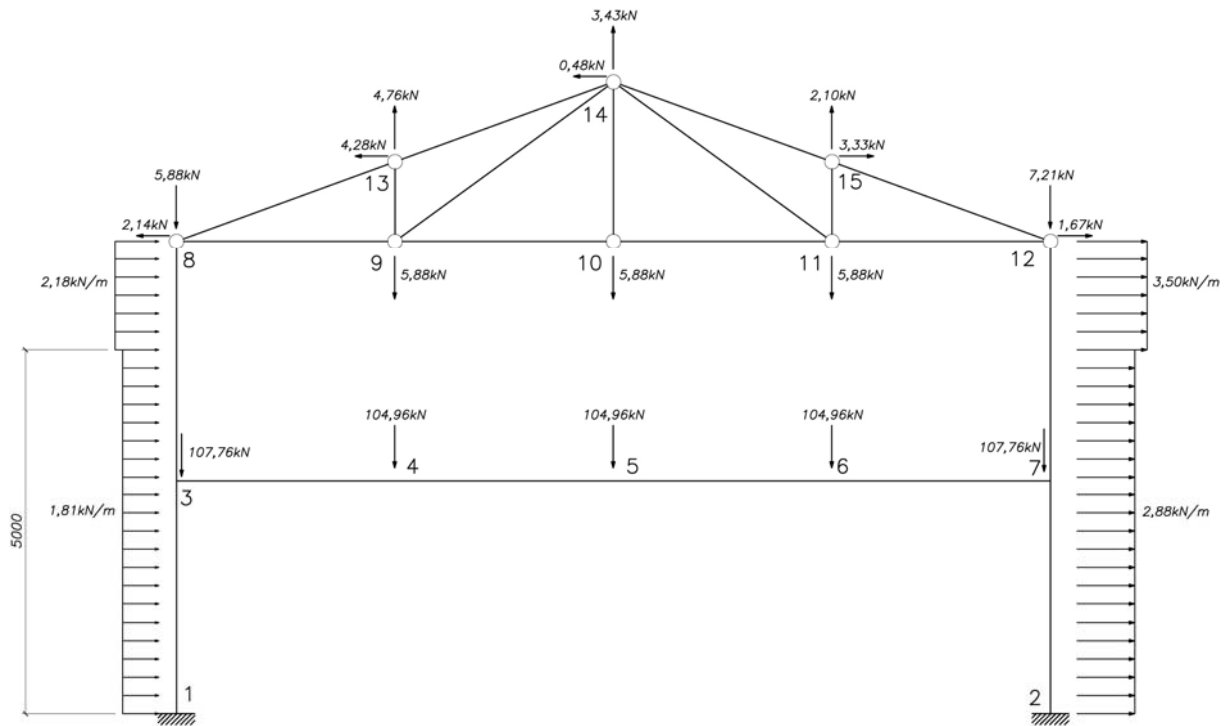
$$\text{Cobertura: } 1,4 \times 0,003 \times [(3 \times 5,04) + (2 \times 8,42) + (3 \times 4,20) + (3 \times 5,25) + (2 \times 2,63)] = 0,29\text{kN}$$

$$\text{Piso 2º pavimento: } 1,4 \times 0,003 \times [(3 \times 74,97) + (2 \times 76,97) + (3 \times 63,0) + (2 \times 31,5)] = 2,65\text{kN}$$



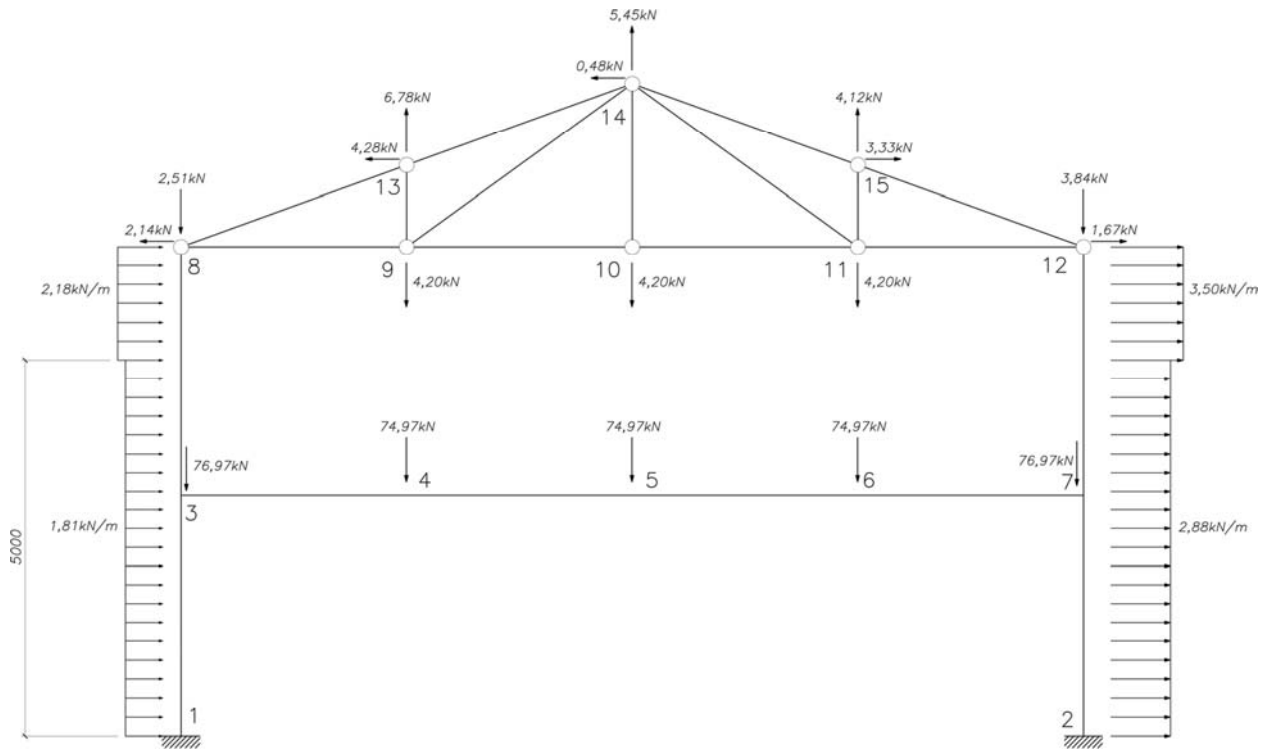
5.3 Hipótese 3: Ações Permanentes mais vento, com imperfeição de material

$$F = 1.4 \times \text{Permanentes} + 1.4 \times \text{Vento.}$$



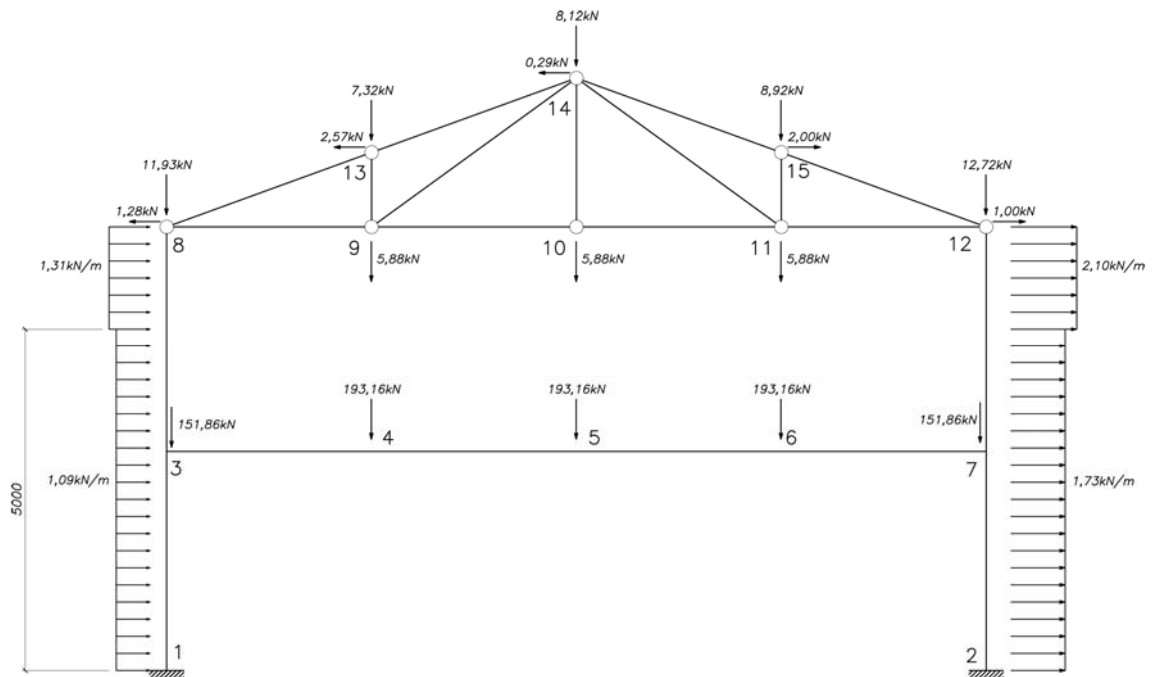
5.4 Hipótese 4: Ações Permanentes favoráveis mais vento, com imperfeição de material

$$F = 1.0 \times \text{Permanentes} + 1.4 \times \text{Vento.}$$



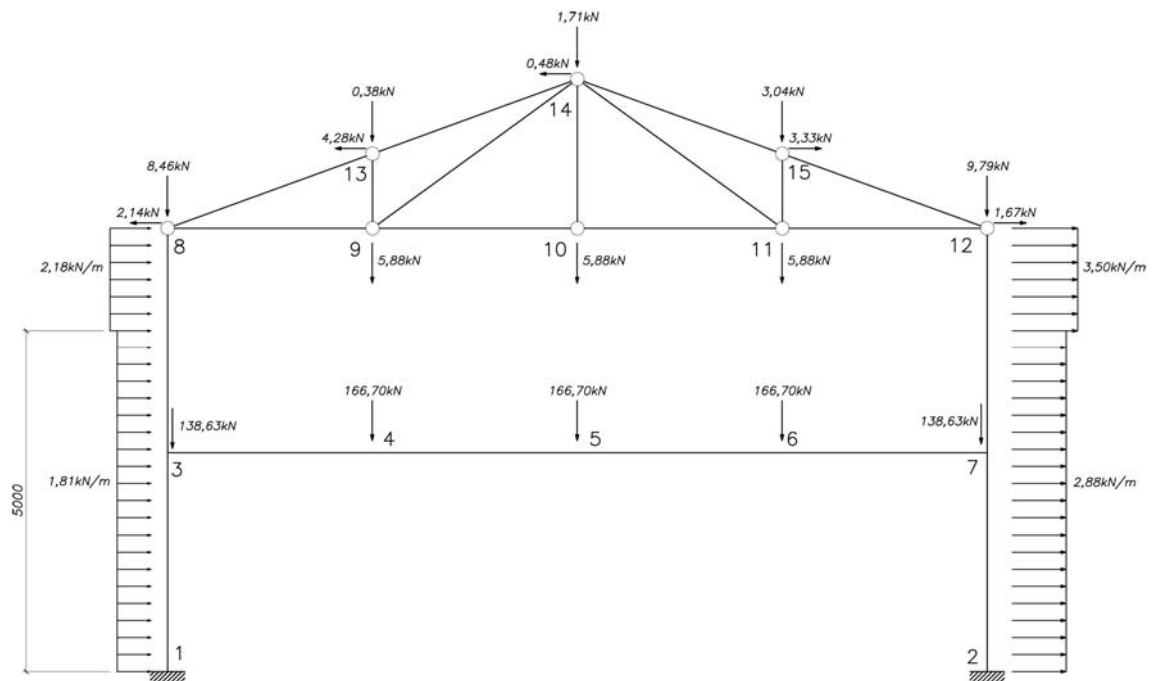
5.5 Hipótese 5: Ações Permanentes mais sobrecarga (principal) e vento, com imperfeição de material

$$F = 1.4 \times \text{Permanentes} + 1.4 \times \text{SC} + 1.4 \times 0.6 \times \text{Vento.}$$



5.6 Hipótese 6: Ações Permanentes mais vento (principal) e sobrecarga, com imperfeição de material

$$F = 1.4 \times \text{Permanentes} + 1.4 \times \text{Vento} + 1.4 \times 0.6 \times \text{SC.}$$



6. ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS

A análise estrutural das combinações de ações descritas no item 5 foi realizada com o programa ANSYS versão 11, e foi realizada análise estática geometricamente não-linear.

6.1 Composição das barras do esquema estrutural em elementos finitos

As barras 1, 2, 3, 4 dos pilares e 5, 6, 7 e 8 da viga do 2º pavimento foram modeladas com o elemento de pórtico espacial BEAM4, esse elemento têm 6 graus de liberdade em cada nó sendo capaz de realizar análise de grandes deflexões.

As barras 9, 10, 11, 12 da corda inferior da tesoura; 13, 14, 15 e 16 da corda superior da tesoura e barras 17, 18, 19, 20 e 21 dos montantes e diagonais da tesoura foram modeladas com o elemento de treliça espacial LINK8, esse elemento têm 3 graus de liberdade em cada nó sendo capaz de realizar análise de grandes deflexões.

A barras dos pilares foram divididas em vários elementos, já as barras da viga do 2º pavimento e da treliça de cobertura foram modeladas com apenas um elemento finito. Abaixo segue uma tabela com todos nós e elementos que compõem as barras da estrutura.

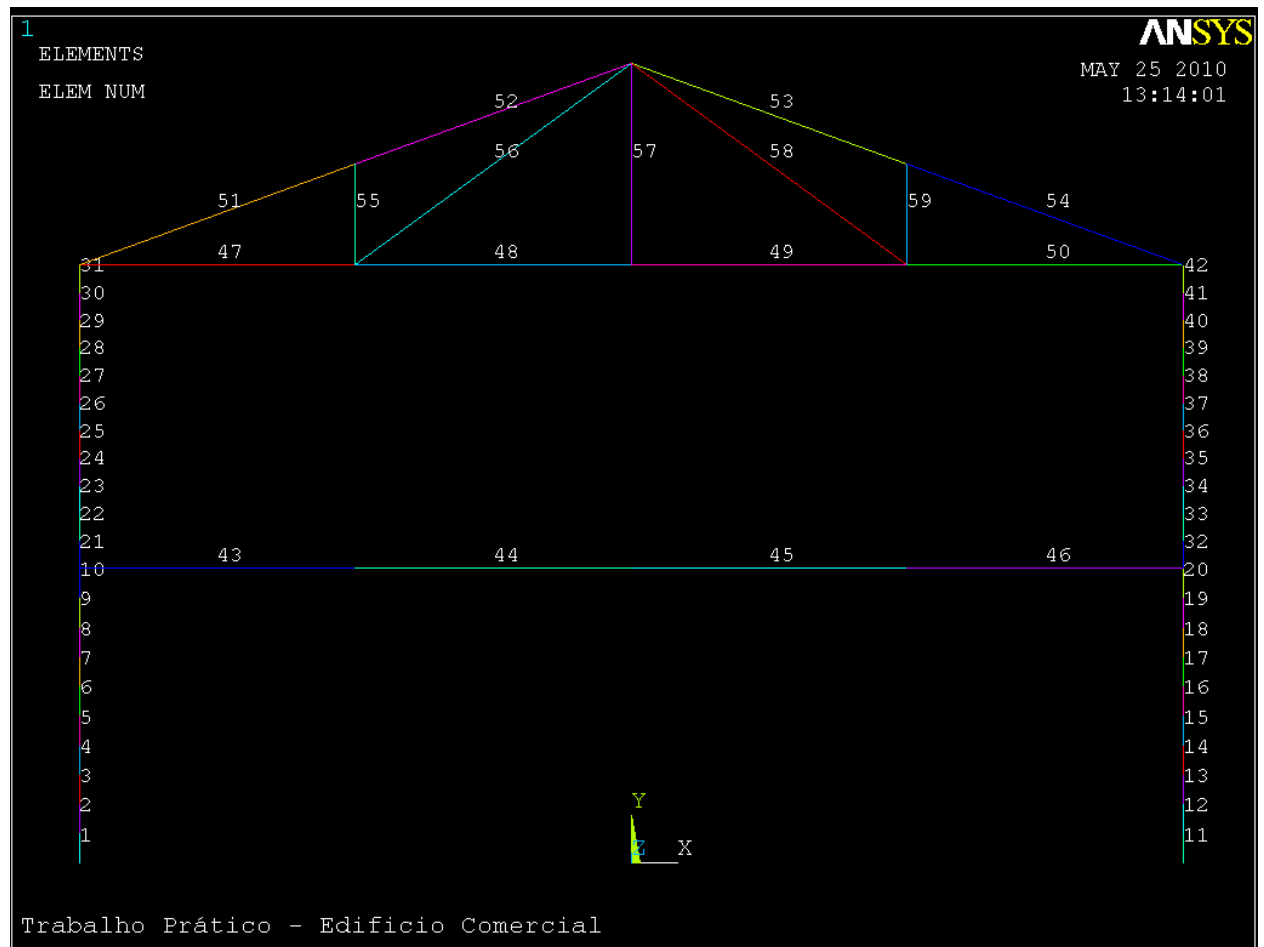
Barra	Nó	Elemento	Coodenadas	
			X(cm)	Y(cm)
Barra 1	1	1	-600	0
	16		-600	32
	16	2	-600	64
	17		-600	64
	17	3	-600	96
	18		-600	96
	18	4	-600	128
	19		-600	128
	19	5	-600	160
	20		-600	160
	20	6	-600	160
	21		-600	192
	21	7	-600	192
	22		-600	224
	22	8	-600	224
	23		-600	256
	23	9	-600	256
	24		-600	288
	24	10	-600	288
	3		-600	320

Barra	Nó	Elemento	Coodenadas	
			X(cm)	Y(cm)
Barra 2	1	11	600	0
	25		600	32
	25	12	600	64
	26		600	64
	26	13	600	96
	27		600	96
	27	14	600	128
	28		600	128
	28	15	600	160
	29		600	160
	29	16	600	160
	30		600	192
	30	17	600	192
	31		600	224
	31	18	600	224
	32		600	256
	32	19	600	256
	33		600	288
	33	20	600	288
	7		600	320

Barra	Nó	Elemento	Coodenadas	
			X(cm)	Y(cm)
Barra 3	3	21	-600	320
	34		-600	350
	34	22	-600	350
	35		-600	380
	35	23	-600	380
	36		-600	410
	36	24	-600	410
	37		-600	440
	37	25	-600	440
	38		-600	470
	38	26	-600	470
	39		-600	500
	39	27	-600	500
	40		-600	530
	40	28	-600	530
	41		-600	560
	41	29	-600	560
	42		-600	590
	42	30	-600	590
	43		-600	620
43	31	-600	620	
8		-600	650	
Barra 4	7	32	600	320
	44		600	350
	44	33	600	350
	45		600	380
	45	34	600	380
	46		600	410
	46	35	600	410
	47		600	440
	47	36	600	440
	48		600	470
	48	37	600	470
	49		600	500
	49	38	600	500
	50		600	530
	50	39	600	530
	51		600	560
	51	40	600	560
	52		600	590
	52	41	600	590
	53		600	620
53	42	600	620	
12		600	650	

Barra	Nó	Elemento	Coodenadas	
			X(cm)	Y(cm)
Barra 5	3	44	-600	320
	4		-300	320
Barra 6	4	45	-300	320
	5		0	320
Barra 7	5	46	0	320
	6		300	320
Barra 8	6	47	300	320
	7		600	320
Barra 9	8	48	-600	650
	9		-300	650
Barra 10	9	49	-300	650
	10		0	650
Barra 11	10	50	0	650
	11		300	650
Barra 12	11	51	300	650
	12		600	650
Barra 13	8	52	-600	650
	13		-300	759
Barra 14	13	53	-300	759
	14		0	868
Barra 15	14	54	0	868
	15		300	759
Barra 16	15	55	300	759
	12		600	650
Barra 17	13	56	-300	759
	9		-300	650
Barra 18	9	57	-300	650
	14		0	868
Barra 19	14	58	0	868
	10		0	650
Barra 20	14	59	0	868
	11		300	650
Barra 21	11	60	300	650
	15		300	759

A figura abaixo apresenta todos os elementos entrados no ANSYS.



6.2 Restrições nodais

Todos os nós do pórtico foram restritos ao deslocamento fora do plano do pórtico (direção Z) para garantir a análise como pórtico plano.

Os nós 1 e 2 foram restritos aos deslocamentos nas direções X, Y e Z e a rotação em torno do eixo Z.

6.3 Critérios da Análise Estrutural Geometricamente não-linear

Os critérios de convergência utilizados em todas as rodadas da análise foram os seguintes:

Deslocamentos

$$\text{Erro}(U) < U \times 1E-8$$

Forças

$$\text{Erro}(F) < F \times 1E-5$$

Momentos

$$\text{Erro}(M) < M \times 1E-8$$

6.4 Resultados da Análise

Legendas dos resultados:

MOMENTO I = Momento no nó inicial do elemento;

MOMENTO J = Momento no nó final do elemento;

NORMAL I = Esforço Axial no nó inicial do elemento;

NORMAL J = Esforço Axial no nó final do elemento;

CORT. I = Esforço Cortante no nó inicial do elemento;

CORT. J = Esforço Cortante no nó final do elemento.

Todos os momentos apresentados a seguir estão em kNxcm e as forças axiais e cortantes em kN.

6.4.1 Resultados da Análise da hipótese 1

Os esforços da análise estrutural estão apresentados abaixo:

ELEMENTO	MOMENTO I	MOMENTO J	NORMAL I	NORMAL J	CORT. J	CORT. I
1	6923.2	4811.7	-296.08	-296.08	65.984	65.984
2	4811.7	2689.7	-296.01	-296.01	66.311	66.311
3	2689.7	561.94	-295.97	-295.97	66.493	66.493
4	561.94	-1567.1	-295.96	-295.96	66.531	66.531
5	-1567.1	-3692.6	-295.98	-295.98	66.425	66.425
6	-3692.6	-5810.2	-296.04	-296.04	66.174	66.174
7	-5810.2	-7915.2	-296.13	-296.13	65.781	65.781
8	-7915.2	-10003	-296.24	-296.24	65.244	65.244
9	-10003	-12069	-296.39	-296.39	64.565	64.565
10	-12069	-14109	-296.57	-296.57	63.745	63.745
11	-7242.2	-5073.4	-296.62	-296.62	-67.775	-67.775
12	-5073.4	-2893.6	-296.54	-296.54	-68.119	-68.119
13	-2893.6	-707.53	-296.5	-296.5	-68.316	-68.316
14	-707.53	1480.1	-296.49	-296.49	-68.364	-68.364
15	1480.1	3664.5	-296.51	-296.51	-68.263	-68.263
16	3664.5	5841	-296.57	-296.57	-68.014	-68.014
17	5841	8004.7	-296.66	-296.66	-67.618	-67.618
18	8004.7	10151	-296.78	-296.78	-67.074	-67.074
19	10151	12275	-296.94	-296.94	-66.383	-66.383
20	12275	14373	-297.12	-297.12	-65.548	-65.548
21	10842	9863.3	-31.437	-31.437	32.622	32.622
22	9863.3	8882.6	-31.368	-31.368	32.689	32.689
23	8882.6	7900.2	-31.306	-31.306	32.749	32.749
24	7900.2	6916.1	-31.25	-31.25	32.802	32.802
25	6916.1	5930.7	-31.201	-31.201	32.848	32.848
26	5930.7	4944.1	-31.16	-31.16	32.888	32.888
27	4944.1	3956.4	-31.125	-31.125	32.921	32.921
28	3956.4	2968	-31.097	-31.097	32.947	32.947
29	2968	1979	-31.076	-31.076	32.967	32.967
30	1979	989.61	-31.062	-31.062	32.98	32.98
31	989.61	4.02E-11	-31.055	-31.055	32.987	32.987
32	-10906	-9921.4	-31.437	-31.437	-32.814	-32.814
33	-9921.4	-8935	-31.367	-31.367	-32.881	-32.881
34	-8935	-7946.7	-31.303	-31.303	-32.941	-32.941
35	-7946.7	-6956.9	-31.247	-31.247	-32.995	-32.995
36	-6956.9	-5965.6	-31.198	-31.198	-33.042	-33.042

37	-5965.6	-4973.2	-31.155	-31.155	-33.081	-33.081
38	-4973.2	-3979.7	-31.12	-31.12	-33.115	-33.115
39	-3979.7	-2985.5	-31.092	-31.092	-33.141	-33.141
40	-2985.5	-1990.7	-31.07	-31.07	-33.161	-33.161
41	-1990.7	-995.44	-31.056	-31.056	-33.175	-33.175
42	-995.44	2.63E-11	-31.049	-31.049	-33.181	-33.181
43	-24951	22297	-32.999	-32.999	-157.49	-157.49
44	22297	38008	-34.28	-34.28	-52.369	-52.369
45	38008	22133	-34.276	-34.276	52.917	52.917
46	22133	-25279	-32.997	-32.997	158.04	158.04
47	0	0	20.737	0	0	0
48	0	0	2.7152	0	0	0
49	0	0	2.7152	0	0	0
50	0	0	20.737	0	0	0
51	0	0	-57.149	0	0	0
52	0	0	-57.245	0	0	0
53	0	0	-57.245	0	0	0
54	0	0	-57.149	0	0	0
55	0	0	-7.3058	0	0	0
56	0	0	22.299	0	0	0
57	0	0	5.8825	0	0	0
58	0	0	22.299	0	0	0
59	0	0	-7.3058	0	0	0

6.4.2 Resultados da Análise da hipótese 2

Os esforços da análise estrutural estão apresentados abaixo:

ELEMENTO	MOMENTO I	MOMENTO J	NORMAL I	NORMAL J	CORT. J	CORT. I
1	12688	8807.7	-486.9	-486.9	121.26	121.26
2	8807.7	4896.1	-486.65	-486.65	122.24	122.24
3	4896.1	967.01	-486.51	-486.51	122.78	122.78
4	967.01	-2965.5	-486.48	-486.48	122.89	122.89
5	-2965.5	-6887.5	-486.57	-486.57	122.56	122.56
6	-6887.5	-10785	-486.76	-486.76	121.79	121.79
7	-10785	-14644	-487.06	-487.06	120.59	120.59
8	-14644	-18450	-487.46	-487.46	118.96	118.96
9	-18450	-22191	-487.96	-487.96	116.9	116.9
10	-22191	-25852	-488.55	-488.55	114.42	114.42
11	-13222	-9246.8	-487.79	-487.79	-124.22	-124.22
12	-9246.8	-5238.6	-487.52	-487.52	-125.26	-125.26
13	-5238.6	-1211.7	-487.37	-487.37	-125.84	-125.84
14	-1211.7	2819.6	-487.34	-487.34	-125.98	-125.98
15	2819.6	6840.7	-487.42	-487.42	-125.66	-125.66
16	6840.7	10837	-487.62	-487.62	-124.9	-124.9
17	10837	14796	-487.92	-487.92	-123.69	-123.69
18	14796	18701	-488.34	-488.34	-122.03	-122.03
19	18701	22539	-488.86	-488.86	-119.94	-119.94
20	22539	26296	-489.47	-489.47	-117.42	-117.42
21	20012	18212	-46.717	-46.717	60.01	60.01
22	18212	16406	-46.482	-46.482	60.192	60.192
23	16406	14596	-46.269	-46.269	60.356	60.356
24	14596	12781	-46.08	-46.08	60.501	60.501
25	12781	10962	-45.914	-45.914	60.627	60.627
26	10962	9139.8	-45.771	-45.771	60.735	60.735
27	9139.8	7315.1	-45.651	-45.651	60.825	60.825
28	7315.1	5488.2	-45.556	-45.556	60.896	60.896
29	5488.2	3659.7	-45.484	-45.484	60.95	60.95

30	3659.7	1830.1	-45.436	-45.436	60.986	60.986
31	1830.1	-1.86E-11	-45.412	-45.412	61.004	61.004
32	-20111	-18302	-46.714	-46.714	-60.305	-60.305
33	-18302	-16487	-46.476	-46.476	-60.489	-60.489
34	-16487	-14667	-46.262	-46.262	-60.653	-60.653
35	-14667	-12844	-46.071	-46.071	-60.798	-60.798
36	-12844	-11016	-45.903	-45.903	-60.925	-60.925
37	-11016	-9184.8	-45.758	-45.758	-61.034	-61.034
38	-9184.8	-7351	-45.638	-45.638	-61.124	-61.124
39	-7351	-5515.2	-45.541	-45.541	-61.196	-61.196
40	-5515.2	-3677.7	-45.469	-45.469	-61.25	-61.25
41	-3677.7	-1839.1	-45.42	-45.42	-61.286	-61.286
42	-1839.1	-1.21E-11	-45.396	-45.396	-61.304	-61.304
43	-45865	41243	-57.466	-57.466	-290.36	-290.36
44	41243	70245	-61.833	-61.833	-96.673	-96.673
45	70245	40971	-61.821	-61.821	97.579	97.579
46	40971	-46407	-57.461	-57.461	291.26	291.26
47	0	0	23.807	0	0	0
48	0	0	-4.7037	0	0	0
49	0	0	-4.7038	0	0	0
50	0	0	23.807	0	0	0
51	0	0	-89.991	0	0	0
52	0	0	-90.235	0	0	0
53	0	0	-90.235	0	0	0
54	0	0	-89.991	0	0	0
55	0	0	-15.011	0	0	0
56	0	0	35.31	0	0	0
57	0	0	5.872	0	0	0
58	0	0	35.31	0	0	0
59	0	0	-15.011	0	0	0

6.4.3 Resultados da Análise da hipótese 3

Os esforços da análise estrutural estão apresentados abaixo:

ELEMENTO	MOMENTO I	MOMENTO J	NORMAL I	NORMAL J	CORT. I	CORT. J
1	4942.1	3224.4	-269.94	-269.94	53.387	53.966
2	3224.4	1481.8	-269.9	-269.9	54.166	54.745
3	1481.8	-282.2	-269.88	-269.88	54.836	55.415
4	-282.2	-2064.2	-269.89	-269.89	55.398	55.977
5	-2064.2	-3860.6	-269.91	-269.91	55.849	56.428
6	-3860.6	-5668	-269.96	-269.96	56.189	56.769
7	-5668	-7482.6	-270.04	-270.04	56.418	56.997
8	-7482.6	-9300.9	-270.13	-270.13	56.534	57.113
9	-9300.9	-11119	-270.25	-270.25	56.537	57.117
10	-11119	-12934	-270.4	-270.4	56.428	57.007
11	-9473.3	-6813.1	-280.82	-280.82	-83.591	-82.67
12	-6813.1	-4168.4	-280.69	-280.69	-83.108	-82.186
13	-4168.4	-1544.6	-280.62	-280.62	-82.455	-81.533
14	-1544.6	1052.9	-280.59	-280.59	-81.633	-80.711
15	1052.9	3618.7	-280.61	-280.61	-80.644	-79.722
16	3618.7	6147.7	-280.67	-280.67	-79.49	-78.568
17	6147.7	8634.5	-280.78	-280.78	-78.173	-77.252
18	8634.5	11074	-280.93	-280.93	-76.697	-75.775
19	11074	13461	-281.13	-281.13	-75.063	-74.141
20	13461	15791	-281.35	-281.35	-73.275	-72.353
21	9435.5	8664.8	-9.2733	-9.2733	25.419	25.962
22	8664.8	7877.2	-9.2249	-9.2249	25.979	26.522

23	7877.2	7073	-9.18	-9.18	26.537	27.08
24	7073	6252	-9.1389	-9.1389	27.094	27.637
25	6252	5414.4	-9.1018	-9.1018	27.65	28.193
26	5414.4	4560.1	-9.069	-9.069	28.203	28.746
27	4560.1	3687.7	-9.0408	-9.0408	28.755	29.409
28	3687.7	2795.4	-9.0175	-9.0175	29.416	30.07
29	2795.4	1883.3	-8.9995	-8.9995	30.076	30.73
30	1883.3	951.48	-8.9871	-8.9871	30.733	31.387
31	951.48	-6.98E-11	-8.9807	-8.9807	31.389	32.043
32	-11748	-10547	-11.662	-11.662	-40.476	-39.612
33	-10547	-9370.9	-11.572	-11.572	-39.638	-38.774
34	-9370.9	-8219.9	-11.494	-11.494	-38.798	-37.934
35	-8219.9	-7094.2	-11.427	-11.427	-37.954	-37.09
36	-7094.2	-5994	-11.371	-11.371	-37.107	-36.243
37	-5994	-4919.2	-11.324	-11.324	-36.258	-35.394
38	-4919.2	-3872.8	-11.286	-11.286	-35.406	-34.356
39	-3872.8	-2857.6	-11.258	-11.258	-34.365	-33.315
40	-2857.6	-1873.7	-11.237	-11.237	-33.322	-32.272
41	-1873.7	-921.12	-11.224	-11.224	-32.277	-31.227
42	-921.12	3.24E-11	-11.218	-11.218	-31.229	-30.179
43	-22370	23667	-32.035	-32.035	-153.46	-153.46
44	23667	38164	-33.341	-33.341	-48.325	-48.325
45	38164	21078	-33.28	-33.28	56.954	56.954
46	21078	-27540	-32.011	-32.011	162.06	162.06
47	0	0	-21.14	0	0	0
48	0	0	-20.532	0	0	0
49	0	0	-20.533	0	0	0
50	0	0	-16.987	0	0	0
51	0	0	-9.3	0	0	0
52	0	0	-4.7459	0	0	0
53	0	0	-8.6546	0	0	0
54	0	0	-12.197	0	0	0
55	0	0	6.3173	0	0	0
56	0	0	-0.75052	0	0	0
57	0	0	5.8723	0	0	0
58	0	0	4.3845	0	0	0
59	0	0	3.3074	0	0	0

6.4.4 Resultados da Análise da hipótese 4

Os esforços da análise estrutural estão apresentados abaixo:

ELEMENTO	MOMENTO I	MOMENTO J	NORMAL I	NORMAL J	CORT. I	CORT. J
1	2946	1836.3	-185.29	-185.29	34.387	34.966
2	1836.3	705.66	-185.28	-185.28	35.044	35.623
3	705.66	-444.49	-185.27	-185.27	35.653	36.232
4	-444.49	-1612.6	-185.27	-185.27	36.213	36.792
5	-1612.6	-2797	-185.29	-185.29	36.723	37.303
6	-2797	-3996.1	-185.31	-185.31	37.184	37.763
7	-3996.1	-5208.4	-185.35	-185.35	37.593	38.172
8	-5208.4	-6432.1	-185.39	-185.39	37.951	38.53
9	-6432.1	-7665.6	-185.45	-185.45	38.257	38.836
10	-7665.6	-8907.2	-185.52	-185.52	38.51	39.09
11	-7449.6	-5398.7	-196.13	-196.13	-64.549	-63.627
12	-5398.7	-3369.6	-196.05	-196.05	-63.87	-62.949
13	-3369.6	-1365.2	-196.01	-196.01	-63.1	-62.179
14	-1365.2	611.75	-195.99	-195.99	-62.24	-61.318
15	611.75	2558.3	-195.99	-195.99	-61.291	-60.37

16	2558.3	4471.7	-196.03	-196.03	-60.255	-59.333
17	4471.7	6349.3	-196.09	-196.09	-59.133	-58.211
18	6349.3	8188.1	-196.18	-196.18	-57.926	-57.005
19	8188.1	9985.8	-196.28	-196.28	-56.637	-55.715
20	9985.8	11740	-196.41	-196.41	-55.266	-54.345
21	6304.2	5816.4	-0.24594	-0.24594	15.99	16.533
22	5816.4	5312.2	-0.22528	-0.22528	16.534	17.077
23	5312.2	4791.8	-0.2058	-0.2058	17.077	17.62
24	4791.8	4255	-0.18767	-0.18767	17.62	18.163
25	4255	3702	-0.17107	-0.17107	18.163	18.706
26	3702	3132.7	-0.1562	-0.1562	18.706	19.249
27	3132.7	2545.4	-0.14325	-0.14325	19.249	19.903
28	2545.4	1938.5	-0.13237	-0.13237	19.903	20.557
29	1938.5	1311.9	-0.12382	-0.12382	20.557	21.211
30	1311.9	665.78	-0.11785	-0.11785	21.212	21.866
31	665.78	-3.50E-13	-0.11473	-0.11473	21.866	22.52
32	-8610.4	-7692.1	-2.6122	-2.6122	-31.041	-30.177
33	-7692.1	-6799.6	-2.5624	-2.5624	-30.182	-29.318
34	-6799.6	-5932.9	-2.5195	-2.5195	-29.321	-28.457
35	-5932.9	-5092.1	-2.4832	-2.4832	-28.461	-27.597
36	-5092.1	-4277	-2.453	-2.453	-27.599	-26.735
37	-4277	-3487.9	-2.4285	-2.4285	-26.738	-25.874
38	-3487.9	-2727.4	-2.4091	-2.4091	-25.875	-24.825
39	-2727.4	-1998.3	-2.3945	-2.3945	-24.827	-23.777
40	-1998.3	-1300.7	-2.3843	-2.3843	-23.778	-22.728
41	-1300.7	-634.62	-2.3779	-2.3779	-22.729	-21.679
42	-634.62	-7.96E-12	-2.3749	-2.3749	-21.679	-20.629
43	-15211	17291	-23.36	-23.36	-108.34	-108.34
44	17291	27275	-24.03	-24.03	-33.28	-33.28
45	27275	14719	-23.987	-23.987	41.854	41.854
46	14719	-20350	-23.342	-23.342	116.9	116.9
47	0	0	-26.956	0	0	0
48	0	0	-21.231	0	0	0
49	0	0	-21.231	0	0	0
50	0	0	-22.808	0	0	0
51	0	0	7.0005	0	0	0
52	0	0	11.546	0	0	0
53	0	0	7.6463	0	0	0
54	0	0	4.1071	0	0	0
55	0	0	8.323	0	0	0
56	0	0	-7.0713	0	0	0
57	0	0	4.1976	0	0	0
58	0	0	-1.9466	0	0	0
59	0	0	5.326	0	0	0

6.4.5 Resultados da Análise da hipótese 5

Os esforços da análise estrutural estão apresentados abaixo:

ELEMENTO	MOMENTO I	MOMENTO J	NORMAL I	NORMAL J	CORT. I	CORT. J
1	11645	7973.1	-471.47	-471.47	114.57	114.92
2	7973.1	4262.5	-471.26	-471.26	115.78	116.13
3	4262.5	526.1	-471.15	-471.15	116.59	116.94
4	526.1	-3223.3	-471.14	-471.14	116.99	117.34
5	-3223.3	-6972.7	-471.22	-471.22	117	117.34
6	-6972.7	-10709	-471.41	-471.41	116.59	116.94
7	-10709	-14420	-471.69	-471.69	115.78	116.13
8	-14420	-18092	-472.08	-472.08	114.57	114.92

9	-18092	-21712	-472.55	-472.55	112.97	113.32
10	-21712	-25269	-473.11	-473.11	110.97	111.31
11	-14409	-10168	-478.06	-478.06	-132.79	-132.23
12	-10168	-5910.2	-477.75	-477.75	-133.35	-132.79
13	-5910.2	-1649	-477.57	-477.57	-133.44	-132.89
14	-1649	2600.3	-477.52	-477.52	-133.07	-132.51
15	2600.3	6822.8	-477.6	-477.6	-132.23	-131.68
16	6822.8	11004	-477.8	-477.8	-130.93	-130.38
17	11004	15128	-478.13	-478.13	-129.17	-128.62
18	15128	19182	-478.57	-478.57	-126.96	-126.41
19	19182	23151	-479.12	-479.12	-124.31	-123.75
20	23151	27021	-479.77	-479.77	-121.21	-120.66
21	19197	17516	-33.411	-33.411	55.862	56.189
22	17516	15822	-33.2	-33.2	56.314	56.641
23	15822	14114	-33.007	-33.007	56.754	57.081
24	14114	12394	-32.834	-32.834	57.181	57.508
25	12394	10661	-32.68	-32.68	57.595	57.922
26	10661	8916.5	-32.548	-32.548	57.997	58.324
27	8916.5	7159	-32.436	-32.436	58.386	58.779
28	7159	5388.2	-32.346	-32.346	58.829	59.222
29	5388.2	3604.6	-32.277	-32.277	59.259	59.652
30	3604.6	1808.4	-32.231	-32.231	59.677	60.07
31	1808.4	6.53E-11	-32.207	-32.207	60.082	60.475
32	-20597	-18657	-34.877	-34.877	-64.919	-64.4
33	-18657	-16729	-34.619	-34.619	-64.539	-64.02
34	-16729	-14812	-34.389	-34.389	-64.144	-63.625
35	-14812	-12908	-34.186	-34.186	-63.734	-63.215
36	-12908	-11017	-34.01	-34.01	-63.31	-62.791
37	-11017	-9138.3	-33.862	-33.862	-62.871	-62.352
38	-9138.3	-7275.2	-33.739	-33.739	-62.419	-61.789
39	-7275.2	-5429.4	-33.643	-33.643	-61.841	-61.211
40	-5429.4	-3601.4	-33.571	-33.571	-61.251	-60.621
41	-3601.4	-1791.4	-33.524	-33.524	-60.647	-60.017
42	-1791.4	3.23E-11	-33.501	-33.501	-60.029	-59.399
43	-44466	41984	-56.003	-56.003	-288.17	-288.17
44	41984	70328	-60.397	-60.397	-94.48	-94.48
45	70328	40404	-60.328	-60.328	99.748	99.748
46	40404	-47618	-55.976	-55.976	293.41	293.41
47	0	0	-1.4771	0	0	0
48	0	0	-18.674	0	0	0
49	0	0	-18.674	0	0	0
50	0	0	1.0311	0	0	0
51	0	0	-61.107	0	0	0
52	0	0	-58.463	0	0	0
53	0	0	-60.831	0	0	0
54	0	0	-62.855	0	0	0
55	0	0	-6.6215	0	0	0
56	0	0	21.279	0	0	0
57	0	0	5.8547	0	0	0
58	0	0	24.387	0	0	0
59	0	0	-8.457	0	0	0

6.4.5 Resultados da Análise da hipótese 6

Os esforços da análise estrutural estão apresentados abaixo:

ELEMENTO	MOMENTO I	MOMENTO J	NORMAL I	NORMAL J	CORT. I	CORT. J
1	9037.5	6068.5	-403.61	-403.61	92.49	93.069
2	6068.5	3063.1	-403.48	-403.48	93.63	94.209
3	3063.1	30.104	-403.42	-403.42	94.492	95.071
4	30.104	-3021.5	-403.42	-403.42	95.073	95.653
5	-3021.5	-6082.7	-403.48	-403.48	95.373	95.952
6	-6082.7	-9144.5	-403.62	-403.62	95.39	95.969
7	-9144.5	-12198	-403.82	-403.82	95.124	95.703
8	-12198	-15233	-404.08	-404.08	94.574	95.153
9	-15233	-18242	-404.41	-404.41	93.743	94.322
10	-18242	-21216	-404.8	-404.8	92.632	93.211
11	-13613	-9699.6	-414.55	-414.55	-122.76	-121.84
12	-9699.6	-5786	-414.27	-414.27	-122.76	-121.84
13	-5786	-1884.3	-414.11	-414.11	-122.39	-121.47
14	-1884.3	1993.6	-414.06	-414.06	-121.65	-120.72
15	1993.6	5836.1	-414.11	-414.11	-120.54	-119.61
16	5836.1	9631.3	-414.27	-414.27	-119.06	-118.14
17	9631.3	13368	-414.53	-414.53	-117.23	-116.31
18	13368	17034	-414.89	-414.89	-115.04	-114.11
19	17034	20619	-415.33	-415.33	-112.5	-111.57
20	20619	24112	-415.85	-415.85	-109.61	-108.69
21	15850	14501	-19.909	-19.909	44.703	45.246
22	14501	13134	-19.768	-19.768	45.307	45.85
23	13134	11749	-19.639	-19.639	45.906	46.449
24	11749	10345	-19.522	-19.522	46.498	47.041
25	10345	8924.8	-19.417	-19.417	47.085	47.628
26	8924.8	7486.7	-19.326	-19.326	47.665	48.208
27	7486.7	6029.7	-19.248	-19.248	48.239	48.893
28	6029.7	4552.4	-19.185	-19.185	48.918	49.572
29	4552.4	3054.8	-19.136	-19.136	49.59	50.244
30	3054.8	1537.3	-19.103	-19.103	50.257	50.911
31	1537.3	5.68E-12	-19.087	-19.087	50.917	51.571
32	-18171	-16391	-22.343	-22.343	-59.762	-58.898
33	-16391	-14635	-22.136	-22.136	-58.977	-58.113
34	-14635	-12902	-21.953	-21.953	-58.182	-57.318
35	-12902	-11194	-21.794	-21.794	-57.379	-56.515
36	-11194	-9510	-21.658	-21.658	-56.567	-55.703
37	-9510	-7850.5	-21.544	-21.544	-55.747	-54.883
38	-7850.5	-6218.7	-21.452	-21.452	-54.919	-53.869
39	-6218.7	-4617.5	-21.38	-21.38	-53.898	-52.848
40	-4617.5	-3047.2	-21.327	-21.327	-52.869	-51.819
41	-3047.2	-1508	-21.293	-21.293	-51.833	-50.783
42	-1508	-9.21E-12	-21.277	-21.277	-50.79	-49.74
43	-37066	36884	-49.119	-49.119	-246.5	-246.5
44	36884	60701	-52.406	-52.406	-79.392	-79.392
45	60701	34269	-52.308	-52.308	88.107	88.107
46	34269	-42283	-49.08	-49.08	255.18	255.18
47	0	0	-19.223	0	0	0
48	0	0	-25.787	0	0	0
49	0	0	-25.787	0	0	0
50	0	0	-15.058	0	0	0
51	0	0	-32.025	0	0	0
52	0	0	-27.485	0	0	0
53	0	0	-31.412	0	0	0
54	0	0	-34.932	0	0	0

55	0	0	1.134	0	0	0
56	0	0	8.1145	0	0	0
57	0	0	5.8567	0	0	0
58	0	0	13.27	0	0	0
59	0	0	-1.894	0	0	0

6.4 Envoltória de Esforços e Diagramas das Barras

Para os pilares barras 1, 2, 3 e 4 os esforços principais são:

Esforço Normal Máximo de Compressão e Momento Fletor ocorreram nas barras 1 e 2 na hipótese 5, sendo:

$$N=479,77\text{kN}$$

$$\text{Momento Fletor: } M=270210\text{kNxc}$$

DIAGRAMA MOMENTO PILARES

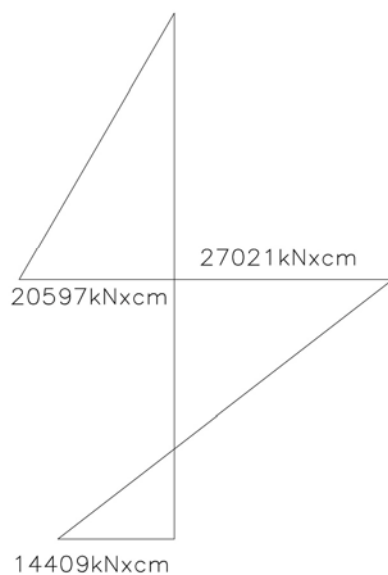
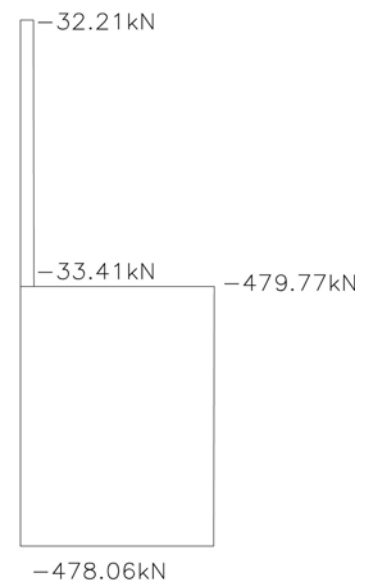


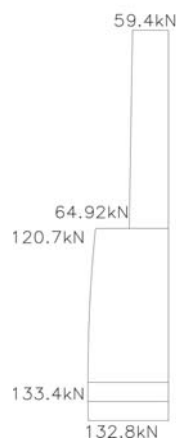
DIAGRAMA NORMAL PILARES



Esforço Cortante Máximo ocorreu na hipótese 5, sendo:

$$V=133.4\text{kN}$$

DIAGRAMA CORTANTE PILARES



Para a viga do 2º Pavimento, barras 5, 6, 7 e 8 os esforços principais são:

Momento Fletor positivo: $M = 70328\text{kN}\cdot\text{cm}$ (hipótese 5);

Momento Fletor negativo: $M = -47618\text{kN}\cdot\text{cm}$ (hipótese 5);

$N = -60.397\text{kN}$ (hipótese 5) – compressão, não aparece esforço de tração nessas barras;

$V = 293.41\text{kN}$ (hipótese 5).

A força normal máxima não ocorre na mesma hipótese do momento máximo. Normal máxima:

$N = -61.833\text{kN}$ (hipótese 2)

Momento Fletor positivo: $M = 70245\text{kN}\cdot\text{cm}$ (hipótese 2);

Momento Fletor negativo: $M = -46407\text{kN}\cdot\text{cm}$ (hipótese 2);

DIAGRAMA MOMENTO VIGA 2º PAVIMENTO (HIP. 5)

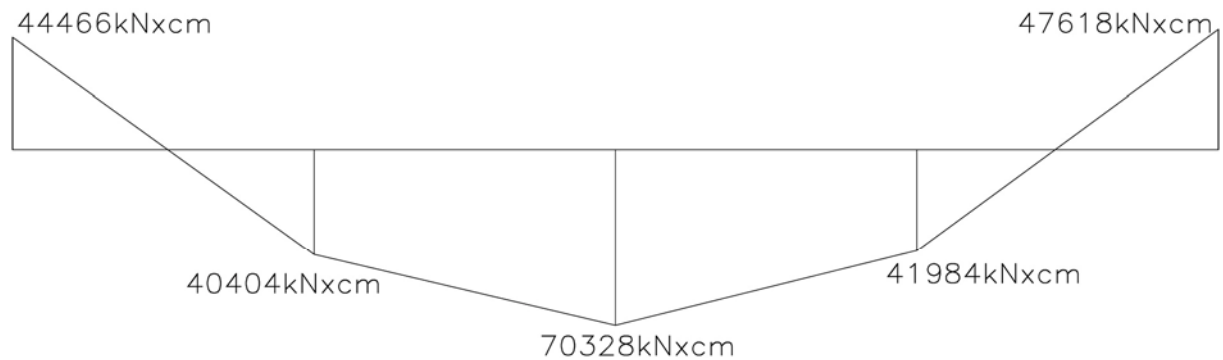
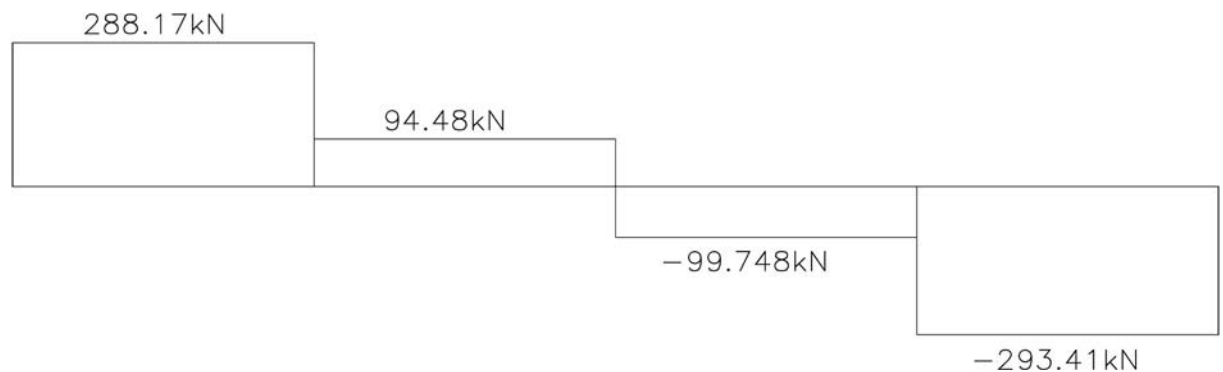


DIAGRAMA NORMAL VIGA 2º PAVIMENTO (HIP. 5)



DIAGRAMA CORTANTE VIGA 2º PAVIMENTO (HIP. 5)



Para as cordas inferiores da treliça de cobertura barras 9, 10, 11 e 12:

Compressão: $N = -26.956\text{kN}$ (hipótese 4)

Tração: $N = 23.807\text{kN}$ (hipótese 2)

Para as cordas superiores da treliça de cobertura barras 13, 14, 15 e 16:

Compressão: $N = -90.235\text{kN}$ (hipótese 2)

Tração: $N = 11.546\text{kN}$ (hipótese 4)

Para os montantes laterais da treliça de cobertura barras 17 e 21:

Compressão: $N = -15.011\text{kN}$ (hipótese 2)

Tração: $N = 8.323\text{kN}$ (hipótese 4)

Para o montante central da treliça de cobertura barra 19:

Tração: $N = 5.88\text{kN}$ (hipótese 1)

Para as diagonais da treliça de cobertura barras 18 e 20:

Compressão: $N = -7.071\text{kN}$ (hipótese 4)

Tração: $N = 35.31\text{kN}$ (hipótese 2)

6.5 Deslocabilidade da Estrutura

Na hipótese com maior carregamento horizontal, hipótese 6, a relação entre deslocamento na análise linear estática e análise não-linear estática é:

Deslocamento máximo análise linear estática:

$$D_{h1} = 1.3141$$

Deslocamento máximo análise não-linear estática:

$$D_{h2} = 1.3699$$

Relação

$$D_{h2} / D_{h1} = 1.04246$$

A estrutura é de pequena deslocabilidade não sendo necessária análise geometricamente não-linear. Como a análise não-linear foi realizada e leva a resultados mais conservadores ela será utilizada para o dimensionamento da estrutura.

7. DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS

7.1 Barras tracionadas dos pórticos internos

- Montantes laterais

Esforço máximo atuante de tração: $N = 8.323\text{kN}$

Perfil 2L44.5x3.2

Resistência ao escoamento da área bruta

$$N_{Rt,d} = A_g F_y / 1.10 = 5.44 \times 25 / 1.10 = 123.63\text{kN}$$

Resistência a ruptura da área líquida efetiva

$$N_{Rt,d} = C_t A_{ne} F_y / 1.35 = 0.6 \times 5.44 \times 25 / 1.35 = 60.44\text{kN} \quad C_t = 0.6 \text{ (adotado o valor mínimo)}$$

$8.323 / 60.44 = 0.14 < 1,0$ Ok! A barra atende ao esforço e poderia ser reduzida, mas como os parafusos utilizados são de 16mm a borda mínima para os mesmo é de 20mm.

Esbeltez limite

A esbeltez do conjunto é: $\lambda = L / r_{\min} = 109 / 1.40 = 78 < 300$. Ok! Atende ao limite.

A esbeltez de cada perfil isolado é: $\lambda = L / r_{\min} = 109 / 0.88 = 124 < 300$. Ok! Atende ao limite e não necessita de travejamento.

- Montante central

Esforço máximo atuante de tração: $N = 5.88\text{kN}$

Perfil 2L44.5x3.2

Resistência ao escoamento da área bruta

$$N_{Rt,d} = A_g F_y / 1.10 = 5.44 \times 25 / 1.10 = 123.63\text{kN}$$

Resistência a ruptura da área líquida efetiva

$$N_{Rt,d} = C_t A_{ne} F_y / 1.35 = 0.6 \times 5.44 \times 25 / 1.35 = 60.44\text{kN} \quad C_t = 0.6 \text{ (adotado o valor mínimo)}$$

$5.88 / 60.44 = 0.10 < 1,0$ Ok! A barra atende ao esforço e poderia ser reduzida, mas como os parafusos utilizados são de 16mm a borda mínima para os mesmo é de 20mm.

Esbeltez limite

A esbeltez do conjunto é: $\lambda = L / r_{\min} = 218 / 1.40 = 155 < 300$. Ok! Atende ao limite.

A esbeltez de cada perfil isolado é: $\lambda = L / r_{\min} = 218 / 0.88 = 248 < 300$. Ok! Atende ao limite e não necessita de travejamento.

- Diagonais

Esforço máximo atuante de tração: $N = 35.31\text{kN}$

Perfil 2L44.5x3.2

Resistência ao escoamento da área bruta

$$N_{Rtd} = A_g F_y / 1.10 = 5.44 \times 25 / 1.10 = 123.63 \text{ kN}$$

Resistência a ruptura da área líquida efetiva

$$N_{Rtd} = C_t A_{ne} F_y / 1.35 = 0.6 \times 5.44 \times 25 / 1.35 = 60.44 \text{ kN} \quad C_t = 0.6 \text{ (adotado o valor mínimo)}$$

$35.31 / 60.44 = 0.58 < 1,0$ Ok! A barra atende ao esforço, mas não pode ser utilizada pois tem esbeltez do conjunto > 200 e a mesma apresenta esforços de compressão.

Perfil 2L63.5x4.75

Resistência ao escoamento da área bruta

$$N_{Rtd} = A_g F_y / 1.10 = 11.64 \times 25 / 1.10 = 264.54 \text{ kN}$$

Resistência a ruptura da área líquida efetiva

$$N_{Rtd} = C_t A_{ne} F_y / 1.35 = 0.6 \times 11.64 \times 25 / 1.35 = 129.33 \text{ kN} \quad C_t = 0.6 \text{ (adotado o valor mínimo)}$$

$35.31 / 129.33 = 0.27 < 1,0$ Ok! A barra atende ao esforço solicitante de cálculo.

Esbeltez limite

A esbeltez do conjunto é: $\lambda = L / r_{\min} = 371 / 1.98 = 187 < 300$. Ok! Atende ao limite.

A esbeltez de cada perfil isolado é: $\lambda = L / r_{\min} = 371 / 1.26 = 294 < 300$. Ok! Atende ao limite e não necessitaria de travejamento para o critério de tração, mas como a barra apresenta esforços de compressão também, é necessário o travejamento.

Travejamento

$$r_{\min} \times 200 = 1.26 \times 200 = 252 \text{ cm}$$

logo será necessário um ponto de travejamento no centro da barra.

- Cordas Inferiores

Esforço máximo atuante de tração: $N = 23.807 \text{ kN}$

Perfil 2L50,8x4,75

Resistência ao escoamento da área bruta

$$N_{Rt,d} = A_g F_y / 1.10 = 9.22 \times 25 / 1.10 = 209.54 \text{ kN}$$

Resistência a ruptura da área líquida efetiva

$$N_{Rtd} = C_t A_{ne} F_y / 1.35 = 0.6 \times 9.22 \times 25 / 1.35 = 102.44 \text{ kN} \quad C_t = 0.6 \text{ (adotado o valor mínimo)}$$

$23.807 / 102.44 = 0.23 < 1,0$ Ok! A perfil adotado será este devido a limite de esbeltez da compressão de 200 para o conjunto.

Esbeltez limite

A esbeltez do conjunto é: $\lambda = L / r_{\min} = 300 / 1.58 = 190 < 300$. Ok! Atende ao limite.

A esbeltez de cada perfil isolado é: $\lambda = L/r_{\min} = 300/1.00 = 300 < 300$. Ok! Atende ao limite e não necessitaria de travejamento para o critério de tração, mas como a barra apresenta esforços de compressão também, é necessário o travejamento.

Travejamento

$$r_{\min} \times 200 = 1.00 \times 200 = 200 \text{ cm}$$

logo será necessário um ponto de travejamento no centro da barra.

- Corda Superiores

Esforço máximo atuante de tração: $N = 11.807 \text{ kN}$

Perfil 2L50,8x4,75

Resistência ao escoamento da área bruta

$$N_{Rtd} = A_g F_y / 1.10 = 9.22 \times 25 / 1.10 = 209.54 \text{ kN}$$

Resistência a ruptura da área líquida efetiva

$$N_{Rtd} = C_t A_{ne} F_y / 1.35 = 0.6 \times 9.22 \times 25 / 1.35 = 102.44 \text{ kN} \quad C_t = 0.6 \text{ (adotado o valor mínimo)}$$

$23.807 / 102.44 = 0.23 < 1,0$ Ok! Apesar de passar ao esforço de tração a barra não atende ao esforço de compressão.

Perfil 2L76.5x4.75

Resistência ao escoamento da área bruta

$$N_{Rtd} = A_g F_y / 1.10 = 14.06 \times 25 / 1.10 = 319.54 \text{ kN}$$

Resistência a ruptura da área líquida efetiva

$$N_{Rtd} = C_t A_{ne} F_y / 1.35 = 0.6 \times 14.06 \times 25 / 1.35 = 156.22 \text{ kN} \quad C_t = 0.6 \text{ (adotado o valor mínimo)}$$

$23.807 / 156.22 = 0.15 < 1,0$ Ok! A barra atende ao esforço de tração e compressão.

Esbeltez limite

A esbeltez do conjunto é: $\lambda = L/r_{\min} = 319/12.39 = 133 < 300$. Ok! Atende ao limite.

A esbeltez de cada perfil isolado é: $\lambda = L/r_{\min} = 319/1.51 = 211 < 300$. Ok! Atende ao limite e não necessitaria de travejamento para o critério de tração.

7.2 Barras comprimidas dos pórticos internos

- Montantes laterais

Esforço máximo atuante de compressão: $N = -15.011\text{kN}$

Perfil 2L44.5x3.2

Flambagem local das abas

$$b/t = 44.5/3.2 = 13.91, (b/t)_{\text{lim}} = 0,45(E/F_y)^{0.5} = 12.73, \text{ logo}$$

$$Q_s = 1.340 - 0.76 \times (b/t) \times (F_y/E)^{0.5} = 0.97$$

$$Q = Q_s = 0.97$$

Instabilidade global

$$\lambda_0 = (Q A_g F_y / N_e)^{0.5}$$

$$N_e = (\pi^2 E I_x) / (K L_x)$$

$$E = 20000\text{kN/cm}^2; I_x = 10.82\text{cm}^4; K L_x = 109\text{cm};$$

$$N_e = 179.76\text{kN}$$

$$\lambda_0 = (0.97 \times 5.44 \times 25 / 179.76)^{0.5} = 0.73$$

$$\chi = 0.658^{\lambda_0^2}$$

$$\chi = 0.80$$

Esforço Resistente de Cálculo

$$N_{\text{Red}} = Q \chi A_g F_y / 1.10$$

$$N_{\text{Red}} = 0.97 \times 0.80 \times 5.44 \times 25 / 1.10 = 95.94\text{kN}$$

Taxa de trabalho

$$15.011/95.94 = 0.156. \quad \text{Ok! O perfil atende ao esforço.}$$

Limite de esbeltez

$$\lambda = K L_x / r_x = 109/1.41 = 77.30 < 200 \quad \text{ok!}$$

Travejamento

$$L_{\text{máx}} = 77.3 \times 0.88 / 2 = 34.01\text{cm}$$

Serão necessários três pontos de travejamento igualmente espaçados.

- Diagonais

Esforço máximo atuante de compressão: $N = -7.071\text{kN}$

Perfil 2L63.5x4.75

Flambagem local das abas

$$b/t = 63.5/4.75 = 13.37, (b/t)_{\text{lim}} = 0,45(E/F_y)^{0.5} = 12.73, \text{ logo}$$

$$Q_s = 1.340 - 0.76 \times (b/t) \times (F_y/E)^{0.5} = 0.98$$

$$Q = Q_s = 0.98$$

Instabilidade global

$$\lambda_0 = (Q A_g F_y / N_e)^{0.5}$$

$$N_e = (\pi^2 E I_x) / (K L_x)$$

$$E = 20000 \text{ kN/cm}^2; I_x = 46.0 \text{ cm}^4; K L_x = 370.8 \text{ cm};$$

$$N_e = 66.04 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = (0.98 \times 11.6 \times 25 / 66.04)^{0.5} = 2.07$$

$$\chi = 0.877 / (\lambda_0^2)$$

$$\chi = 0.20$$

Esforço Resistente de Cálculo

$$N_{Rcd} = Q \chi A_g F_y / 1.10$$

$$N_{Rcd} = 0.98 \times 0.20 \times 11.6 \times 25 / 1.10 = 51.67 \text{ kN}$$

Taxa de trabalho

$$7.07 / 51.67 = 0.137. \quad \text{Ok! O perfil atende ao esforço.}$$

Limite de esbeltez

$$\lambda = K L_x / r_x = 370.8 / 1.98 = 187 < 200 \quad \text{ok!}$$

Travejamento

$$L_{m\acute{a}x} = 187 \times 1.24 / 2 = 115.94 \text{ cm}$$

Serão necessários três pontos de travejamento igualmente espaçados.

- Cordas Inferiores

$$\text{Esforço máximo atuante de compressão: } N = -26.956 \text{ kN}$$

Perfil 2L50,8x4,75

Flambagem local das abas

$$b/t = 50.8 / 4.75 = 10.69, (b/t)_{lim} = 0.45(E/F_y)^{0.5} = 12.73, \text{ logo}$$

$$Q = Q_s = 1.0$$

Instabilidade global

$$\lambda_0 = (Q A_g F_y / N_e)^{0.5}$$

$$N_e = (\pi^2 E I_x) / (K L_x)$$

$$E = 20000 \text{ kN/cm}^2; I_x = 23.4 \text{ cm}^4; K L_x = 300 \text{ cm};$$

$$N_e = 51.32 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = (1.0 \times 9.16 \times 25 / .16)^{0.5} = 2.11$$

$$\chi = 0.877 / (\lambda_0^2)$$

$$\chi = 0.197$$

Esforço Resistente de Cálculo

$$N_{Rcd} = Q \chi A_g F_y / 1.10$$

$$N_{Rcd} = 1.0 \times 0.197 \times 9.16 \times 25 / 1.10 = 41.0 \text{ kN}$$

Taxa de trabalho

$$26.956 / 41.0 = 0.66. \quad \text{Ok! O perfil atende ao esforço.}$$

Limite de esbeltez

$$\lambda = KL_x / r_x = 300 / 1.58 = 190 < 200 \quad \text{ok!}$$

Travejamento

$$L_{\text{máx}} = 190 \times 1.02 / 2 = 96.9 \text{ cm}$$

Serão necessários três pontos de travejamento igualmente espaçados nos dois tramos da barra.

- Cordas Superiores

Esforço máximo atuante de compressão: $N = -90.235 \text{ kN}$

Perfil 2L63.5x4.75

Flambagem local das abas

$$b/t = 63.5 / 4.75 = 13.37, (b/t)_{\text{lim}} = 0.45(E/F_y)^{0.5} = 12.73, \text{ logo}$$

$$Q_s = 1.340 - 0.76 \times (b/t) \times (F_y/E)^{0.5} = 0.98$$

$$Q = Q_s = 0.98$$

Instabilidade global

$$\lambda_0 = (QA_g F_y / N_e)^{0.5}$$

$$N_e = (\pi^2 EI_x) / (KL_x)$$

$$E = 20000 \text{ kN/cm}^2; I_x = 46.0 \text{ cm}^4; KL_x = 319.2 \text{ cm};$$

$$N_e = 89.12 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = (0.98 \times 11.6 \times 25 / 89.12)^{0.5} = 1.78$$

$$\chi = 0.877 / (\lambda_0^2)$$

$$\chi = 0.277$$

Esforço Resistente de Cálculo

$$N_{Rcd} = Q \chi A_g F_y / 1.10$$

$$N_{Rcd} = 0.98 \times 0.277 \times 11.6 \times 25 / 1.10 = 78.67 \text{ kN}$$

Taxa de trabalho

$90.235/78.67 = 1.15$. O perfil não atende ao esforço solicitante.

Perfil 2L76.2x4.75

Flambagem local das abas

$b/t = 76.2/4.75 = 16.04$, $(b/t)_{lim} = 0,45(E/F_y)^{0.5} = 12.73$, logo

$Q_s = 1.340 - 0.76 \times (b/t) \times (F_y/E)^{0.5} = 0.91$

$Q = Q_s = 0.91$

Instabilidade global

$\lambda_0 = (Q A_g F_y / N_c)^{0.5}$

$N_c = (\pi^2 E I_x) / (K L_x)$

$E = 20000 \text{ kN/cm}^2$; $I_x = 80.0 \text{ cm}^4$; $K L_x = 319.2 \text{ cm}$;

$N_c = 154.98 \text{ kN}$

$\lambda_0 = (0.91 \times 14.06 \times 25 / 154.98)^{0.5} = 1.437$

$\chi = 0.877 / (\lambda_0^2)$

$\chi = 0.425$

Esforço Resistente de Cálculo

$N_{Rcd} = Q \chi A_g F_y / 1.10$

$N_{Rcd} = 0.91 \times 0.425 \times 14.06 \times 25 / 1.10 = 123.58 \text{ kN}$

Taxa de trabalho

$90.235/123.58 = 0.73$. ok! O perfil atende ao esforço solicitante.

Limite de esbeltez

$\lambda = K L_x / r_x = 319.2/2.39 = 134 < 200$ ok!

Travejamento

$L_{m\acute{a}x} = 134 \times 1.50 / 2 = 100.5 \text{ cm}$

Serão necessários três pontos de travejamento igualmente espaçados nos dois tramos da barra.

7.3 Vigas V1 e V2

Cargas na viga 1

Carga permanente do piso: $(3.57 \text{ kN/m}^2) \times 1.5 \text{ m} = 5.36 \text{ kN/m}$

Carga permanente das paredes: 6.6 kN/m

Carga permanente total: $5.36 + 6.6 = 11.96 \text{ kN/m}$

Sobrecarga: $(3.0 \text{ kN/m}^2) \times 1.5 \text{ m} = 4.5 \text{ kN/m}$

$$\text{Carregamento \u00faltimo: } (1.4 \times 11.96) + (1.4 \times 4.5) = 23.04 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carregamento servi\u00e7o: } (1.0 \times 11.96) + (1.0 \times 4.5) = 16.46 \text{ kN/m}$$

Cargas na viga 2

$$\text{Carga permanente do piso: } (3.57 \text{ kN/m}^2) \times 3.0 \text{ m} = 10.71 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sobrecarga: } (3.0 \text{ kN/m}^2) \times 3.0 \text{ m} = 9.0 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carregamento \u00faltimo: } (1.4 \times 10.71) + (1.4 \times 9.0) = 27.59 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carregamento servi\u00e7o: } (1.0 \times 10.71) + (1.0 \times 9.0) = 19.71 \text{ kN/m}$$

Momento \u00faltimo m\u00e1ximo atuante

$$V1 \rightarrow M = (q \times L^2)/8 = (23.04 \times 7^2)/8 = 141.12 \text{ kNxm} = 14112 \text{ kNxc}$$

$$V2 \rightarrow M = (q \times L^2)/8 = (27.59 \times 7^2)/8 = 168.99 \text{ kNxm} = 16899 \text{ kNxc}$$

Viga V2

Pr\u00e9-dimensionamento

$$Z > (M/F_y) \rightarrow Z > (16899 \times 1.1/34.5) > 539 \text{ cm}^3$$

Perfil W310x38,7; A\u00e7o: ASTM A572 grau 50

$$d = 31.0 \text{ cm}; \quad b_f = 16.5 \text{ cm}; \quad t_w = 0.58 \text{ cm}; \quad t_f = 0.97 \text{ cm}$$

$$I_x = 8581 \text{ cm}^4; \quad W_x = 553.6 \text{ cm}^3; \quad r_x = 13.14 \text{ cm}; \quad Z_x = 615.4 \text{ cm}^3;$$

$$I_y = 727 \text{ cm}^4; \quad W_y = 88.1 \text{ cm}^3; \quad r_y = 3.82 \text{ cm}; \quad Z_y = 134.9 \text{ cm}^3;$$

$$I_t = 13.20 \text{ cm}^4; \quad C_w = 163.728 \text{ cm}^6;$$

Verifica\u00e7\u00e3o ao Momento Fletor

Momento de Plastifica\u00e7\u00e3o

$$M_{pl} = 615.4 \times 34.5 = 21231.3 \text{ kN x cm}$$

Flambagem Local da Mesa

$$(b_f/2 t_f) = (16.5/2 \times 0.97) = 8.51; \quad (b/t)_{lim} = 0.38(E/F_y)^{1/2} = 9.15; \quad \text{Ok, n\u00e3o ocorre flambagem local da mesa.}$$

$$M_{Rd} = M_{pl}/1.1 = 19301 \text{ kN x cm}$$

Flambagem Local da Alma

$$(h/t_w) = (29.1/0.58) = 50.17; \quad (b/t)_{lim} = 3.76(E/F_y)^{1/2} = 90.53; \quad \text{Ok, n\u00e3o ocorre flambagem local da alma.}$$

$$M_{Rd} = M_{pl}/1.1 = 19301 \text{ kN x cm}$$

Flambagem Lateral com Tor\u00e7\u00e3o

A viga ser\u00e1 ligada mecanicamente com a laje, logo:

$$L_b = 0 \text{ cm.}$$

$$M_{Rd} = M_{pl}/1.1 = 19301 \text{ kN x cm}$$

$(1.5W_x F_y = 28648.8) M_{Rd} = 19301 \text{ kN x cm}$. O perfil atende ao momento atuante de cálculo.

Verificação à Força Cortante

$$V_{Sd} = (qL/2) = (27.59 \times 7 / 2) = 96.57 \text{ kN}$$

$$(h/t_w) = (29.1/0.58) = 50.17; \lambda_p = 1.10(5E/F_y)^{1/2} = 59.22$$

$$V_{pl} = 0.60A_w F_y = 0.60 \times d \times t_w \times F_y = 0.60 \times 31 \times 0.58 \times 34.5 = 372.19 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 372.19/1.1 = 338.35 \text{ kN} > 96.57 \text{ kN. Ok!}$$

Viga V1

Pré-dimensionamento

$$Z > (M/F_y) \rightarrow Z > (14112 \times 1.1/34.5) > 450 \text{ cm}^3$$

Perfil W250x38,5; Aço: ASTM A572 grau 50

$$d = 26.2 \text{ cm}; \quad b_f = 14.7 \text{ cm}; \quad t_w = 0.66 \text{ cm}; \quad t_f = 1.12 \text{ cm}$$

$$I_x = 6057 \text{ cm}^4; \quad W_x = 462.4 \text{ cm}^3; \quad r_x = 11.05 \text{ cm}; \quad Z_x = 517.8 \text{ cm}^3;$$

$$I_y = 594 \text{ cm}^4; \quad W_y = 80.8 \text{ cm}^3; \quad r_y = 3.46 \text{ cm}; \quad Z_y = 124.1 \text{ cm}^3;$$

$$I_t = 17.63 \text{ cm}^4; \quad C_w = 93.242 \text{ cm}^6;$$

Verificação ao Momento Fletor

Momento de Plastificação

$$M_{pl} = 615.4 \times 34.5 = 17850.3 \text{ kN x cm}$$

Flambagem Local da Mesa

$$(b_f/2 t_f) = (14.7/2 \times 1.12) = 6.56; (b/t)_{lim} = 0.38(E/F_y)^{1/2} = 9.15; \quad \text{Ok, não ocorre flambagem local da mesa.}$$

$$M_{Rd} = M_{pl}/1.1 = 16227 \text{ kN x cm}$$

Flambagem Local da Alma

$$(h/t_w) = (26.2/0.66) = 40.7; (b/t)_{lim} = 3.76(E/F_y)^{1/2} = 90.53; \quad \text{Ok, não ocorre flambagem local da alma.}$$

$$M_{Rd} = M_{pl}/1.1 = 16227 \text{ kN x cm}$$

Flambagem Lateral com Torção

A viga será ligada mecanicamente com a laje, logo:

$$L_b = 0 \text{ cm.}$$

$$M_{Rd} = M_{pl}/1.1 = 16227 \text{ kN x cm}$$

$(1.5W_xF_y = 23929.2) M_{Rd} = 16227\text{kN} \times \text{cm}$. O perfil atende ao momento atuante de cálculo, mas como a diferença de peso entre ele o perfil da viga V2 é pequena, por economia de a padronização, será adotado o perfil W 310 x 38,7.

Perfil definido para viga V1: W 310 x 38,7; Aço: ASTM A572 grau 50

Verificação à Força Cortante

$$V_{Sd} = (qL/2) = (23.04 \times 7 / 2) = 80.64\text{kN}$$

$$(h/t_w) = (29.1/0.58) = 50.17; \lambda_p = 1.10(5E/F_y)^{1/2} = 59.22$$

$$V_{pl} = 0.60A_wF_y = 0.60 \times d \times t_w \times F_y = 0.60 \times 31 \times 0.58 \times 34.5 = 372.19\text{kN}$$

$$V_{Rd} = 372.19/1.1 = 338.35\text{kN} > 80.64\text{kN}. \text{ Ok!}$$

7.4 Viga 2º Pavimento dos Pórticos Internos

Esforços Solicitantes de Cálculo

$$M_{\text{máx}} = +70328\text{kNcm}$$

$$M_{\text{negativos}} = -44466\text{kNcm} \text{ e } -47618\text{kNcm}$$

$$V_{Sd} = 293.41\text{kN}$$

Perfil

VS 550 x 88; Aço USI CIVIL 300 ($F_y = 30\text{kN/cm}^2$)

$$d = 55.0\text{cm}; \quad b_f = 25.0\text{cm}; \quad t_w = 0.63\text{cm}; \quad t_f = 1.60\text{cm}$$

$$I_x = 64345\text{cm}^4; \quad W_x = 2340\text{cm}^3; \quad r_x = 23.90\text{cm}; \quad Z_x = 2559\text{cm}^3;$$

$$I_y = 4168\text{cm}^4; \quad W_y = 333\text{cm}^3; \quad r_y = 6.08\text{cm}; \quad Z_y = 505\text{cm}^3;$$

$$I_t = 72.7\text{cm}^4; \quad C_w = 2970375\text{cm}^6.$$

Verificação ao Momento Fletor

Momento de Plastificação

$$M_{pl} = 2559 \times 30.0 = 76770\text{kN} \times \text{cm}$$

$$(M_{pl}/M_{Sd}) > 1.1 \rightarrow (76770/70328) = 1.09. \text{ O perfil não atende ao esforço solicitante.}$$

O perfil seguinte:

VS 600 x 95; Aço USI CIVIL 300 ($F_y = 30\text{kN/cm}^2$)

$$d = 60.0\text{cm}; \quad b_f = 30.0\text{cm}; \quad t_w = 0.80\text{cm}; \quad t_f = 1.25\text{cm}$$

$$I_x = 77401\text{cm}^4; \quad W_x = 2580\text{cm}^3; \quad r_x = 25.29\text{cm}; \quad Z_x = 2864\text{cm}^3;$$

$$I_y = 5627\text{cm}^4; \quad W_y = 375\text{cm}^3; \quad r_y = 6.82\text{cm}; \quad Z_y = 572\text{cm}^3;$$

$$I_t = 49.1\text{cm}^4; \quad C_w = 4853760\text{cm}^6.$$

Momento de Plastificação

$$M_{pl} = 2864 \times 30.0 = 85920 \text{ kNcm}$$

Flambagem Local da Mesa

$$(b_f/2 t_f) = (30/2 \times 1.25) = 12.0; \lambda_p = 0.38(E/F_y)^{1/2} = 9.81; \text{ Ocorre flambagem local da mesa.}$$

$$\lambda_r = 0.95 (E k_c / 0.7 F_y)^{0.5}$$

$$k_c = 4/(h/t_w)^{0.5} = 4 / (58.4/0.8)^{0.5} = 0.468; \rightarrow \lambda_r = 0.95 (20000 \times 0.468 / 0.7 \times 30)^{0.5} = 20.06$$

$$12.0 > 9.81 \text{ e } 12.0 < 20.06$$

Logo a flambagem ocorre no trecho inelástico

$$M_r = 0.7 F_y W_x = 0.7 \times 30 \times 2580 = 54180 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) [(\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p)]$$

$$M_{Rk} = 85920 - (85920 - 54180) [(12 - 9.81) / (20.06 - 9.81)] = 79138$$

$$M_{Rd} = M_{Rk} / 1.1 = 71944 \text{ kNcm}$$

Flambagem Local da Alma

$$(h/t_w) = (58.4/0.8) = 73; \lambda_p = 3.76(E/F_y)^{1/2} = 97.08; \quad \text{Ok, não ocorre flambagem local da alma.}$$

$$M_{Rd} = M_{pl} / 1.1 = 78109 \text{ kN x cm}$$

Flambagem Lateral com Torção

A viga será ligada mecanicamente com a laje, mas existe momento negativo provocando compressão na mesa não contida lateralmente.

$$L_b = 1200 \text{ cm.}$$

$$\lambda = (L_b / r_y) = 1200 / 6.82 = 176.$$

$$\lambda_p = 1.76(E/F_y)^{1/2} = 1.76 \times (20000/30)^{1/2} = 45.44$$

$$\lambda > \lambda_p \rightarrow \lambda_r = [1.38(I_y I_t)^{1/2} \{1 + [1 + (27 C_w \beta_1 \beta_1 / I_y)]^{1/2}\}^{1/2} / (r_y I_t \beta_1)]$$

$$\beta_1 = (0.7 F_y W_x) / (E I_t) = (0.7 \times 30 \times 2580) / (20000 \times 49.1) = 0.0552$$

$$\lambda_r = [1.38 \times (5627 \times 49.1)^{1/2} \{1 + [1 + (27 \times 4853760 \times 0.0552^2 / 5627)]^{1/2}\}^{1/2} / (6.82 \times 49.1 \times 0.0552)] = 120.8$$

$$M_r = 0.7 F_y W_x = 0.7 \times 30 \times 2580 = 54180 \text{ kNcm}$$

$$C_b = 3.00 - (2M_1/3M_0) - [8M_2/3(M_0+M_1)]$$

$$C_b = 3.00 - (-2 \times 44466 / -3 \times 47618) - [8 \times 70328 / -3(47618 + 44466)]$$

$$C_b = 4.41.$$

$$M_{cr} = (C_b \pi^2 E I_y) [(C_w / I_y) + (0.039 I_t L_b L_b / I_y)]^{1/2} / (L_b L_b) = 125104.03 \text{ kNcm}$$

Logo ocorre a plastificação da seção antes da flambagem lateral com torção.

$$M_{Rd} = M_{pl} / 1.1 = 78109 \text{ kN x cm}$$

$$(1.5W_x F_y = 28648.8) M_{Rd} = 116100 \text{ kNcm.}$$

$$M_{Rd} = M_{Rk}/1.1 = 71944 \text{ kNcm} > 70328 \text{ kNcm, e}$$

$$M_{Rd} = M_{pl}/1.1 = 78109 \text{ kN} \times \text{cm} > 47618 \text{ kNcm.}$$

O perfil VS 600 x 95 atende ao momento solicitante

de cálculo.

Verificação à Força Cortante

$$V_{Sd} = 293.41 \text{ kN}$$

$$(h/t_w) = (58.4/0.8) = 73; \lambda_p = 1.10(5E/F_y)^{1/2} = 63.51$$

$$\lambda_r = 1.37(5E/F_y)^{1/2} = 79.09, \text{ ocorre flambagem inelástica por cisalhamento na alma.}$$

$$V_{pl} = 0.60 A_w F_y = 0.60 \times d \times t_w \times F_y = 0.60 \times 58.4 \times 0.8 \times 34.5 = 840 \text{ kN}$$

$$V_{Rk} = (\lambda_p/\lambda) V_{pl} = (63.51/73) \times 840 = 730.8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 730.8/1.1 = 664.4 \text{ kN} > 293.41 \text{ kN. Ok! O perfil atende ao esforço cortante.}$$

O perfil VS 600 x 95 atende a todos os esforços solicitantes de cálculo.

7.5 Pilares dos Pórticos Internos

Esforços Solicitantes de Cálculo

$$N_{Sd} = 479.77 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = 27021 \text{ kNcm}$$

$$V_{Sd} = 133.4 \text{ kN}$$

Perfil escolhido no pré-dimensionamento:

HP 250 x 62; Aço ASTM A572 grau 50 ($F_y = 34.5 \text{ kN/cm}^2$)

$$d = 24.6 \text{ cm}; \quad b_f = 25.6 \text{ cm}; \quad t_w = 1.05 \text{ cm}; \quad t_f = 1.07 \text{ cm}$$

$$I_x = 8728 \text{ cm}^4; \quad W_x = 709.6 \text{ cm}^3; \quad r_x = 10.47 \text{ cm}; \quad Z_x = 790.5 \text{ cm}^3;$$

$$I_y = 2995 \text{ cm}^4; \quad W_y = 234.0 \text{ cm}^3; \quad r_y = 6.13 \text{ cm}; \quad Z_y = 357.8 \text{ cm}^3;$$

$$I_t = 33.46 \text{ cm}^4; \quad C_w = 417130 \text{ cm}^6. \quad A_g = 79.6 \text{ cm}^2.$$

Como nessa coluna será fixada a viga do pórtico o perfil da mesma não deve ter largura das mesas menor que do perfil da viga, pois o detalhamento e a transferência de momento entre os elementos seria ruim. Logo foi trocado o perfil para o seguinte:

HP 310 x 79; Aço ASTM A572 grau 50 ($F_y = 34.5 \text{ kN/cm}^2$)

$$d = 29.9 \text{ cm}; \quad b_f = 30.6 \text{ cm}; \quad t_w = 1.10 \text{ cm}; \quad t_f = 1.10 \text{ cm}$$

$$I_x = 16316 \text{ cm}^4; \quad W_x = 1091.3 \text{ cm}^3; \quad r_x = 12.77 \text{ cm}; \quad Z_x = 1210.1 \text{ cm}^3;$$

$$I_y = 5258 \text{ cm}^4; \quad W_y = 343.7 \text{ cm}^3; \quad r_y = 7.25 \text{ cm}; \quad Z_y = 525.4 \text{ cm}^3;$$

$$I_t = 46.72 \text{ cm}^4; \quad C_w = 1089258 \text{ cm}^6. \quad A_g = 100.0 \text{ cm}^2.$$

Esforço Compressão Resistente de Cálculo

Flambagem Local

-Mesas

$$(b/t) = 30.6/(2 \times 1.1) = 13.91; \lambda_{lim} = 0.56(E/F_y)^{1/2} = 13.48$$

$$\lambda_{sup} = 1.03(E/F_y)^{1/2} = 24.8$$

$13.48 < (b/t) < 24.8$; Ocorre flambagem local inelástica nas mesas.

$$Q_s = 1.415 - [0.74 \times (b/t) \times (F_y/E)^{1/2}] = 0.987$$

-Alma

$$(h/t) = 27.7/(1.1) = 25.18; \lambda_{lim} = 1.49(E/F_y)^{1/2} = 35.88 \quad \text{Não ocorre flambagem local na alma.}$$

$$Q_a = 1.0.$$

$$Q = 0.987 \times 1.0 = 0.987$$

Instabilidade Global

Forças elásticas de flambagem por flexão e torção

$$N_{ex} = (\pi^2 EI_x)/(KL_x KL_x)$$

$$N_{ey} = (\pi^2 EI_y)/(KL_y KL_y)$$

$$N_{ez} = [(\pi^2 EC_w)/(KL_z KL_z) + GI_t]/(r_0 r_0)$$

$$KL_x = KL_y = KL_z = 320\text{cm}$$

$$G = 7700\text{kN/cm}^2$$

$$r_0 = [(r_x r_x) + (r_y r_y)]^{1/2} = 12.13\text{cm}$$

$$N_{ex} = (\pi^2 \times 20000 \times 16316)/(320^2) = 31451.65\text{kN}$$

$$N_{ey} = (\pi^2 \times 20000 \times 5258)/(320^2) = 10135\text{kN}$$

$$N_{ez} = [(\pi^2 \times 20000 \times 1089258)/(320^2) + (7700 \times 46.72)]/(12.13^2) = 16715.45\text{kN}$$

O menor dos valores é:

$$N_e = 10135 \text{ kN}$$

$$\lambda = \pi (EA_g/N_e)^{1/2} = \pi (20000 \times 100/10135)^{1/2} = 44 < 200. \quad \text{Ok!}$$

$$\lambda_0 = (QF_y A_g/N_e)^{1/2} = (0.987 \times 34.5 \times 100/10135)^{1/2} = 0.58$$

$$\chi = 0.658^{\lambda_0^2} = 0.869$$

Esforço Compressão Resistente de Cálculo

$$N_{Red} = Q\chi F_y A_g / 1.1 = 0.987 \times 0.869 \times 34.5 \times 100 / 1.1 = 2690\text{kN} > N_{Sd} = 479.77\text{kN}$$

Momento Resistente de Cálculo

Momento de Plastificação

$$M_{pl} = 1210.1 \times 34.5 = 41748 \text{ kNcm}$$

Flambagem Local da Mesa

$$(b_f/2 t_f) = (30.6/2 \times 1.1) = 13.91; \lambda_p = 0.38(E/F_y)^{1/2} = 9.15; \text{ Ocorre flambagem local da mesa.}$$

$$\lambda_r = 0.83 (E/0.7F_y)^{0.5} = 23.88$$

$$9.15 < 13.91 < 23.88$$

Logo a flambagem ocorre no trecho inelástico

$$M_r = 0.7 F_y W_x = 0.7 \times 34.5 \times 1091.3 = 26355 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) [(\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p)]$$

$$M_{Rk} = 41748 - (41748 - 26355) [(13.91 - 9.15) / (23.88 - 9.15)] = 36774 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rd} = M_{Rk} / 1.1 = 33431 \text{ kNcm}$$

Flambagem Local da Alma

$$(h/t_w) = (27.7/1.1) = 25.18; \lambda_p = 3.76(E/F_y)^{1/2} = 90.53; \quad \text{Ok, não ocorre flambagem local da alma.}$$

$$M_{Rd} = M_{pl} / 1.1 = 37707 \text{ kN x cm}$$

Flambagem Lateral com Torção

$$L_b = 320 \text{ cm.}$$

$$\lambda = (L_b / r_y) = 320 / 7.25 = 44.14.$$

$$\lambda_p = 1.76(E/F_y)^{1/2} = 1.76 \times (20000/34.5)^{1/2} = 42.38$$

$$\lambda > \lambda_p \rightarrow \lambda_r = [1.38(I_y I_t)^{1/2}] \{1 + [1 + (27 C_w \beta_1 \beta_1 / I_y)]^{1/2}\}^{1/2} / (r_y I_t \beta_1)$$

$$\beta_1 = (0.7 F_y W_x) / (E I_t) = (0.7 \times 34.5 \times 1091.3) / (20000 \times 46.72) = 0.0282$$

$$\lambda_r = [1.38 \times (5258 \times 46.72)^{1/2}] \{1 + [1 + (27 \times 1089258 \times 0.0282^2 / 5258)]^{1/2}\}^{1/2} / (7.25 \times 46.72 \times 0.0282) = 130.75$$

$$M_r = 0.7 F_y W_x = 0.7 \times 34.5 \times 1091.3 = 26355 \text{ kNcm}$$

Para cálculo do C_b é necessário do diagrama de momento fletor

DIAGRAMA MOMENTO PILARES



DIAGRAMA NORMAL PILARES



$$C_b = 12.5 M_{m\acute{a}x} / (2.5 M_{m\acute{a}x} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C)$$

$$M_{m\acute{a}x} = 27021 \text{ kNcm}; M_A = 27021 \text{ kNcm}; M_B = 16663.5 \text{ kNcm}; M_C = 6306 \text{ kNcm}$$

$$C_b = (12.5 \times 27021)/(2.5 \times 27021 + 3 \times 27021 + 4 \times 16663 + 3 \times 6306) = 1.44$$

$$C_b = 1.44.$$

$$M_{Rk} = C_b \{M_{pl} - (M_{pl} - M_r)[(\lambda - \lambda_p)/(\lambda_r - \lambda_p)]\} = 1.44 \{41748 - (41748 - 26355)[(44.14 - 42.38)/(130.75 - 42.38)]\}$$

$$M_{Rk} = 59675 > 41748 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rk} = 41748 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rk} = M_{pl}$$

$$M_{Rd} = M_{pl}/1.1 = 37953 \text{ kN x cm}$$

O menor M_{Rd} ocorre na flambagem local da mesa, logo será adotado.

$M_{RD} = M_{Rk}/1.1 = 33431 \text{ kNcm} > 27021 \text{ kNcm}$, e. O perfil HP 310 x 79 atende ao momento solicitante de cálculo.

Verificação à Força Cortante

$$V_{sd} = 133.4 \text{ kN}$$

$$(h/t_w) = (27.7/1.1) = 25.18; \lambda_p = 1.10(5E/F_y)^{1/2} = 59.22$$

$\lambda < \lambda_p$. Não ocorre flambagem por cisalhamento na alma.

$$V_{pl} = 0.60 A_w F_y = 0.60 \times d \times t_w \times F_y = 0.60 \times 29.9 \times 1.1 \times 34.5 = 680.82 \text{ kN}$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 680.82 \text{ kN}$$

$V_{Rd} = 680.82/1.1 = 618.9 \text{ kN} > 133.4 \text{ kN}$. Ok! O perfil atende ao esforço cortante solicitante.

Combinação de Esforços Solicitantes

$$N_{sd}/N_{Rd} = 479.77/2690 = 0.178 < 0.2$$

Utilizar a expressão:

$$(N_{sd}/2N_{Rd}) + (M_{sd}/M_{Rd}) < 1; \rightarrow (479.77/2 \times 2690) + (27021/33431) = 0.897 < 1.0. \quad \text{Ok! Atende aos esforços combinados.}$$

O perfil HP 310 x 79 atende a todos os esforços solicitantes de cálculo.

8. ANÁLISE ESTRUTURAL PÓS-DIMENSIONAMENTO

Como ocorreram alterações nas propriedades geométricas dos perfis componentes da estrutura é necessária uma nova análise estrutural. Essa nova análise segue os mesmos parâmetros e tratamentos da anterior, a única diferença é a alteração das propriedades geométricas das barras que foram acertadas para os perfis finais do dimensionamento.

8.1 Resultados da Análise

Legendas dos resultados:

MOMENTO I = Momento no nó inicial do elemento;

MOMENTO J = Momento no nó final do elemento;

NORMAL I = Esforço Axial no nó inicial do elemento;

NORMAL J = Esforço Axial no nó final do elemento;

CORT. I = Esforço Cortante no nó inicial do elemento;

CORT. J = Esforço Cortante no nó final do elemento.

Todos os momentos apresentados a seguir estão em kNxm e as forças axiais e cortantes em kN.

8.1.1 Resultados da Análise da hipótese 1

Os esforços da análise estrutural estão apresentados abaixo:

ELEMENTO	MOMENTO I	MOMENTO J	NORMAL I	NORMAL J	CORT. I	CORT. J
1	7879.9	5468.9	-296.11	-296.11	75.343	75.343
2	5468.9	3051.5	-296.06	-296.06	75.543	75.543
3	3051.5	630.56	-296.03	-296.03	75.655	75.655
4	630.56	-1791.2	-296.02	-296.02	75.678	75.678
5	-1791.2	-4210.8	-296.04	-296.04	75.613	75.613
6	-4210.8	-6625.4	-296.08	-296.08	75.458	75.458
7	-6625.4	-9032.3	-296.14	-296.14	75.215	75.215
8	-9032.3	-11429	-296.22	-296.22	74.884	74.884
9	-11429	-13811	-296.33	-296.33	74.464	74.464
10	-13811	-16178	-296.46	-296.46	73.957	73.957
11	-8209.1	-5741	-296.62	-296.62	-77.128	-77.128
12	-5741	-3266.2	-296.57	-296.57	-77.339	-77.339
13	-3266.2	-787.48	-296.54	-296.54	-77.459	-77.459
14	-787.48	1692.1	-296.53	-296.53	-77.488	-77.488
15	1692.1	4169.8	-296.55	-296.55	-77.426	-77.426
16	4169.8	6642.5	-296.59	-296.59	-77.273	-77.273
17	6642.5	9107.4	-296.65	-296.65	-77.029	-77.029
18	9107.4	11562	-296.74	-296.74	-76.694	-76.694
19	11562	14002	-296.85	-296.85	-76.269	-76.269
20	14002	16426	-296.98	-296.98	-75.754	-75.754
21	12428	11302	-31.369	-31.369	37.516	37.516
22	11302	10176	-31.32	-31.32	37.557	37.557
23	10176	9047.7	-31.275	-31.275	37.594	37.594

24	9047.7	7918.9	-31.236	-31.236	37.627	37.627
25	7918.9	6789.2	-31.201	-31.201	37.656	37.656
26	6789.2	5658.8	-31.171	-31.171	37.68	37.68
27	5658.8	4527.8	-31.146	-31.146	37.701	37.701
28	4527.8	3396.3	-31.127	-31.127	37.717	37.717
29	3396.3	2264.4	-31.112	-31.112	37.73	37.73
30	2264.4	1132.3	-31.102	-31.102	37.738	37.738
31	1132.3	1.14E-12	-31.097	-31.097	37.742	37.742
32	-12491	-11360	-31.368	-31.368	-37.708	-37.708
33	-11360	-10228	-31.318	-31.318	-37.749	-37.749
34	-10228	-9093.9	-31.273	-31.273	-37.786	-37.786
35	-9093.9	-7959.4	-31.233	-31.233	-37.819	-37.819
36	-7959.4	-6823.9	-31.198	-31.198	-37.848	-37.848
37	-6823.9	-5687.7	-31.168	-31.168	-37.873	-37.873
38	-5687.7	-4550.9	-31.143	-31.143	-37.893	-37.893
39	-4550.9	-3413.6	-31.123	-31.123	-37.91	-37.91
40	-3413.6	-2276	-31.108	-31.108	-37.922	-37.922
41	-2276	-1138	-31.098	-31.098	-37.93	-37.93
42	-1138	2.21E-11	-31.093	-31.093	-37.935	-37.935
43	-28606	18626	-38.101	-38.101	-157.44	-157.44
44	18626	34332	-38.979	-38.979	-52.356	-52.356
45	34332	18469	-38.977	-38.977	52.877	52.877
46	18469	-28918	-38.1	-38.1	157.96	157.96
47	0	0	15.825	0	0	0
48	0	0	-2.1304	0	0	0
49	0	0	-2.1304	0	0	0
50	0	0	15.825	0	0	0
51	0	0	-57.063	0	0	0
52	0	0	-57.122	0	0	0
53	0	0	-57.122	0	0	0
54	0	0	-57.063	0	0	0
55	0	0	-7.2111	0	0	0
56	0	0	22.208	0	0	0
57	0	0	5.8791	0	0	0
58	0	0	22.208	0	0	0
59	0	0	-7.2111	0	0	0

8.1.2 Resultados da Análise da hipótese 2

Os esforços da análise estrutural estão apresentados abaixo:

ELEMENTO	MOMENTO I	MOMENTO J	NORMAL I	NORMAL J	CORT. I	CORT. J
1	14486	10042	-486.97	-486.97	138.85	138.85
2	10042	5579.6	-486.79	-486.79	139.46	139.46
3	5579.6	1106.1	-486.7	-486.7	139.79	139.79
4	1106.1	-3369.4	-486.68	-486.68	139.86	139.86
5	-3369.4	-7838.5	-486.74	-486.74	139.66	139.66
6	-7838.5	-12292	-486.87	-486.87	139.19	139.19
7	-12292	-16723	-487.08	-487.08	138.44	138.44
8	-16723	-21121	-487.37	-487.37	137.44	137.44
9	-21121	-25478	-487.73	-487.73	136.16	136.16
10	-25478	-29786	-488.15	-488.15	134.62	134.62
11	-15033	-10495	-487.81	-487.81	-141.81	-141.81

12	-10495	-5937	-487.63	-487.63	-142.44	-142.44
13	-5937	-1367.4	-487.52	-487.52	-142.8	-142.8
14	-1367.4	3204.9	-487.5	-487.5	-142.88	-142.88
15	3204.9	7770.9	-487.56	-487.56	-142.69	-142.69
16	7770.9	12322	-487.69	-487.69	-142.22	-142.22
17	12322	16849	-487.91	-487.91	-141.48	-141.48
18	16849	21344	-488.2	-488.2	-140.46	-140.46
19	21344	25797	-488.57	-488.57	-139.17	-139.17
20	25797	30200	-489.02	-489.02	-137.6	-137.6
21	22820	20757	-46.481	-46.481	68.761	68.761
22	20757	18691	-46.315	-46.315	68.873	68.873
23	18691	16621	-46.165	-46.165	68.973	68.973
24	16621	14550	-46.032	-46.032	69.062	69.062
25	14550	12475	-45.915	-45.915	69.14	69.14
26	12475	10399	-45.815	-45.815	69.206	69.206
27	10399	8321.3	-45.731	-45.731	69.262	69.262
28	8321.3	6242.2	-45.664	-45.664	69.306	69.306
29	6242.2	4162	-45.614	-45.614	69.339	69.339
30	4162	2081.2	-45.58	-45.58	69.361	69.361
31	2081.2	1.05E-11	-45.563	-45.563	69.372	69.372
32	-22917	-20846	-46.477	-46.477	-69.055	-69.055
33	-20846	-18771	-46.31	-46.31	-69.167	-69.167
34	-18771	-16692	-46.159	-46.159	-69.268	-69.268
35	-16692	-14612	-46.024	-46.024	-69.357	-69.357
36	-14612	-12529	-45.906	-45.906	-69.435	-69.435
37	-12529	-10444	-45.805	-45.805	-69.502	-69.502
38	-10444	-8356.9	-45.721	-45.721	-69.558	-69.558
39	-8356.9	-6268.8	-45.653	-45.653	-69.602	-69.602
40	-6268.8	-4179.8	-45.603	-45.603	-69.635	-69.635
41	-4179.8	-2090.1	-45.569	-45.569	-69.657	-69.657
42	-2090.1	-3.48E-11	-45.552	-45.552	-69.669	-69.669
43	-52605	34449	-68.395	-68.395	-290.18	-290.18
44	34449	63433	-71.389	-71.389	-96.615	-96.615
45	63433	34192	-71.38	-71.38	97.471	97.471
46	34192	-53118	-68.393	-68.393	291.03	291.03
47	0	0	14.979	0	0	0
48	0	0	-13.339	0	0	0
49	0	0	-13.339	0	0	0
50	0	0	14.979	0	0	0
51	0	0	-89.721	0	0	0
52	0	0	-89.866	0	0	0
53	0	0	-89.866	0	0	0
54	0	0	-89.721	0	0	0
55	0	0	-14.771	0	0	0
56	0	0	35.044	0	0	0
57	0	0	5.8674	0	0	0
58	0	0	35.044	0	0	0
59	0	0	-14.771	0	0	0

8.1.3 Resultados da Análise da hipótese 3

Os esforços da análise estrutural estão apresentados abaixo:

ELEMENTO	MOMENTO I	MOMENTO J	NORMAL I	NORMAL J	CORT. I	CORT. J
1	5911	3864.6	-270.15	-270.15	63.662	64.241
2	3864.6	1795.4	-270.11	-270.11	64.371	64.95
3	1795.4	-294.14	-270.1	-270.1	65.01	65.589
4	-294.14	-2401.9	-270.1	-270.1	65.579	66.158
5	-2401.9	-4525.7	-270.12	-270.12	66.078	66.657
6	-4525.7	-6663.1	-270.16	-270.16	66.505	67.084
7	-6663.1	-8811.9	-270.21	-270.21	66.861	67.44
8	-8811.9	-10970	-270.29	-270.29	67.145	67.724
9	-10970	-13135	-270.38	-270.38	67.357	67.936
10	-13135	-15304	-270.49	-270.49	67.496	68.075
11	-10614	-7627.1	-280.64	-280.64	-93.805	-92.883
12	-7627.1	-4661.1	-280.55	-280.55	-93.149	-92.227
13	-4661.1	-1719.3	-280.5	-280.5	-92.389	-91.468
14	-1719.3	1194.8	-280.48	-280.48	-91.528	-90.606
15	1194.8	4078.1	-280.49	-280.49	-90.565	-89.643
16	4078.1	6927.5	-280.54	-280.54	-89.502	-88.58
17	6927.5	9739.6	-280.61	-280.61	-88.34	-87.418
18	9739.6	12511	-280.72	-280.72	-87.08	-86.158
19	12511	15240	-280.85	-280.85	-85.723	-84.802
20	15240	17922	-281.01	-281.01	-84.272	-83.35
21	10766	9873.7	-9.2187	-9.2187	29.475	30.018
22	9873.7	8964.7	-9.1843	-9.1843	30.028	30.571
23	8964.7	8039.2	-9.1524	-9.1524	30.581	31.124
24	8039.2	7097.1	-9.1233	-9.1233	31.132	31.675
25	7097.1	6138.4	-9.0972	-9.0972	31.683	32.226
26	6138.4	5163.3	-9.0742	-9.0742	32.232	32.775
27	5163.3	4170.1	-9.0546	-9.0546	32.781	33.435
28	4170.1	3157.1	-9.0384	-9.0384	33.439	34.093
29	3157.1	2124.4	-9.0259	-9.0259	34.096	34.75
30	2124.4	1072	-9.0173	-9.0173	34.753	35.407
31	1072	1.41E-10	-9.0129	-9.0129	35.408	36.062
32	-13076	-11753	-11.568	-11.568	-44.535	-43.671
33	-11753	-10456	-11.509	-11.509	-43.687	-42.823
34	-10456	-9183.4	-11.457	-11.457	-42.837	-41.973
35	-9183.4	-7936.8	-11.412	-11.412	-41.985	-41.121
36	-7936.8	-6715.8	-11.374	-11.374	-41.132	-40.268
37	-6715.8	-5520.5	-11.342	-11.342	-40.276	-39.412
38	-5520.5	-4353.6	-11.317	-11.317	-39.42	-38.37
39	-4353.6	-3218.1	-11.298	-11.298	-38.375	-37.325
40	-3218.1	-2114	-11.284	-11.284	-37.33	-36.28
41	-2114	-1041.3	-11.275	-11.275	-36.283	-35.233
42	-1041.3	-9.25E-11	-11.27	-11.27	-35.234	-34.184
43	-26070	20011	-38.788	-38.788	-153.6	-153.6
44	20011	34564	-39.694	-39.694	-48.507	-48.507
45	34564	17544	-39.65	-39.65	56.733	56.733
46	17544	-30998	-38.78	-38.78	161.81	161.81
47	0	0	-25.193	0	0	0
48	0	0	-24.576	0	0	0
49	0	0	-24.577	0	0	0

50	0	0	-21.045	0	0	0
51	0	0	-9.2751	0	0	0
52	0	0	-4.721	0	0	0
53	0	0	-8.624	0	0	0
54	0	0	-12.167	0	0	0
55	0	0	6.319	0	0	0
56	0	0	0.76153	0	0	0
57	0	0	5.8701	0	0	0
58	0	0	4.367	0	0	0
59	0	0	3.3115	0	0	0

8.1.4 Resultados da Análise da hipótese 4

Os esforços da análise estrutural estão apresentados abaixo:

ELEMENTO	MOMENTO I	MOMENTO J	NORMAL I	NORMAL J	CORT. I	CORT. J
1	3634.4	2282.2	-185.48	-185.48	41.968	42.547
2	2282.2	909.75	-185.47	-185.47	42.6	43.179
3	909.75	-481.91	-185.46	-185.46	43.2	43.779
4	-481.91	-1891.7	-185.46	-185.46	43.768	44.347
5	-1891.7	-3318.7	-185.47	-185.47	44.303	44.882
6	-3318.7	-4761.8	-185.49	-185.49	44.806	45.385
7	-4761.8	-6219.9	-185.52	-185.52	45.276	45.855
8	-6219.9	-7691.9	-185.56	-185.56	45.712	46.291
9	-7691.9	-9176.8	-185.6	-185.6	46.114	46.693
10	-9176.8	-10674	-185.65	-185.65	46.482	47.061
11	-8320.7	-6028.6	-195.95	-195.95	-72.088	-71.167
12	-6028.6	-3761.3	-195.9	-195.9	-71.313	-70.392
13	-3761.3	-1520.6	-195.86	-195.86	-70.483	-69.562
14	-1520.6	691.83	-195.85	-195.85	-69.599	-68.677
15	691.83	2874.2	-195.86	-195.86	-68.661	-67.739
16	2874.2	5024.9	-195.88	-195.88	-67.669	-66.748
17	5024.9	7142.2	-195.92	-195.92	-66.626	-65.704
18	7142.2	9224.4	-195.98	-195.98	-65.531	-64.61
19	9224.4	11270	-196.05	-196.05	-64.386	-63.464
20	11270	13277	-196.14	-196.14	-63.19	-62.269
21	7184.3	6616.4	-0.22057	-0.22057	18.657	19.2
22	6616.4	6032.3	-0.20581	-0.20581	19.201	19.744
23	6032.3	5431.8	-0.19197	-0.19197	19.744	20.287
24	5431.8	4815.1	-0.17917	-0.17917	20.287	20.83
25	4815.1	4182	-0.16752	-0.16752	20.83	21.373
26	4182	3532.7	-0.15714	-0.15714	21.373	21.916
27	3532.7	2865.4	-0.14814	-0.14814	21.916	22.57
28	2865.4	2178.5	-0.14063	-0.14063	22.57	23.224
29	2178.5	1471.9	-0.13476	-0.13476	23.224	23.878
30	1471.9	745.78	-0.13068	-0.13068	23.878	24.532
31	745.78	-1.43E-10	-0.12856	-0.12856	24.532	25.186
32	-9490.1	-8491.7	-2.559	-2.559	-33.713	-32.849
33	-8491.7	-7519.1	-2.5266	-2.5266	-32.851	-31.987
34	-7519.1	-6572.4	-2.4986	-2.4986	-31.99	-31.126
35	-6572.4	-5651.5	-2.4748	-2.4748	-31.128	-30.264
36	-5651.5	-4756.5	-2.4549	-2.4549	-30.265	-29.401
37	-4756.5	-3887.4	-2.4387	-2.4387	-29.402	-28.538

38	-3887.4	-3046.9	-2.4258	-2.4258	-28.54	-27.49
39	-3046.9	-2238	-2.416	-2.416	-27.49	-26.44
40	-2238	-1460.5	-2.4092	-2.4092	-26.441	-25.391
41	-1460.5	-714.5	-2.4048	-2.4048	-25.391	-24.341
42	-714.5	6.14E-12	-2.4028	-2.4028	-24.342	-23.292
43	-17858	14694	-28.524	-28.524	-108.51	-108.51
44	14694	24733	-28.991	-28.991	-33.463	-33.463
45	24733	12237	-28.96	-28.96	41.654	41.654
46	12237	-22767	-28.518	-28.518	116.68	116.68
47	0	0	-29.623	0	0	0
48	0	0	-23.901	0	0	0
49	0	0	-23.902	0	0	0
50	0	0	-25.479	0	0	0
51	0	0	7.0006	0	0	0
52	0	0	11.548	0	0	0
53	0	0	7.6512	0	0	0
54	0	0	4.1114	0	0	0
55	0	0	8.3261	0	0	0
56	0	0	-7.0691	0	0	0
57	0	0	4.1934	0	0	0
58	0	0	-1.9477	0	0	0
59	0	0	5.3267	0	0	0

8.1.5 Resultados da Análise da hipótese 5

Os esforços da análise estrutural estão apresentados abaixo:

ELEMENTO	MOMENTO I	MOMENTO J	NORMAL I	NORMAL J	CORT. I	CORT. J
1	13464	9210.7	-471.65	-471.65	132.74	133.09
2	9210.7	4928.9	-471.5	-471.5	133.63	133.98
3	4928.9	626.75	-471.41	-471.41	134.27	134.62
4	626.75	-3687.7	-471.4	-471.4	134.65	135
5	-3687.7	-8006.4	-471.46	-471.46	134.79	135.13
6	-8006.4	-12321	-471.6	-471.6	134.67	135.02
7	-12321	-16624	-471.8	-471.8	134.3	134.64
8	-16624	-20907	-472.08	-472.08	133.67	134.02
9	-20907	-25163	-472.43	-472.43	132.8	133.15
10	-25163	-29382	-472.84	-472.84	131.67	132.02
11	-16315	-11495	-477.97	-477.97	-150.9	-150.34
12	-11495	-6671.5	-477.76	-477.76	-151.02	-150.47
13	-6671.5	-1852.7	-477.64	-477.64	-150.86	-150.31
14	-1852.7	2951.9	-477.6	-477.6	-150.42	-149.87
15	2951.9	7733.2	-477.66	-477.66	-149.69	-149.14
16	7733.2	12482	-477.8	-477.8	-148.68	-148.13
17	12482	17190	-478.03	-478.03	-147.39	-146.84
18	17190	21847	-478.34	-478.34	-145.82	-145.26
19	21847	26445	-478.73	-478.73	-143.97	-143.42
20	26445	30975	-479.2	-479.2	-141.85	-141.29
21	21850	19923	-33.192	-33.192	64.071	64.398
22	19923	17984	-33.043	-33.043	64.475	64.802
23	17984	16033	-32.907	-32.907	64.871	65.198
24	16033	14070	-32.786	-32.786	65.259	65.586
25	14070	12096	-32.678	-32.678	65.64	65.967

26	12096	10111	-32.586	-32.586	66.012	66.339
27	10111	8113.7	-32.508	-32.508	66.378	66.771
28	8113.7	6103.8	-32.445	-32.445	66.801	67.194
29	6103.8	4081.3	-32.397	-32.397	67.217	67.61
30	4081.3	2046.7	-32.365	-32.365	67.626	68.019
31	2046.7	3.92E-11	-32.349	-32.349	68.026	68.419
32	-23245	-21059	-34.614	-34.614	-73.129	-72.61
33	-21059	-18886	-34.437	-34.437	-72.694	-72.175
34	-18886	-16726	-34.278	-34.278	-72.251	-71.732
35	-16726	-14580	-34.139	-34.139	-71.798	-71.279
36	-14580	-12448	-34.018	-34.018	-71.337	-70.818
37	-12448	-10329	-33.915	-33.915	-70.867	-70.348
38	-10329	-8227.1	-33.831	-33.831	-70.389	-69.759
39	-8227.1	-6142.8	-33.764	-33.764	-69.791	-69.161
40	-6142.8	-4076.7	-33.715	-33.715	-69.185	-68.555
41	-4076.7	-2029	-33.682	-33.682	-68.571	-67.941
42	-2029	3.64E-11	-33.666	-33.666	-67.949	-67.319
43	-51232	35204	-67.941	-67.941	-288.12	-288.12
44	35204	63567	-70.964	-70.964	-94.545	-94.545
45	63567	33706	-70.914	-70.914	99.538	99.538
46	33706	-54220	-67.932	-67.932	293.09	293.09
47	0	0	-9.7294	0	0	0
48	0	0	-26.804	0	0	0
49	0	0	-26.804	0	0	0
50	0	0	-7.227	0	0	0
51	0	0	-60.908	0	0	0
52	0	0	-58.223	0	0	0
53	0	0	-60.582	0	0	0
54	0	0	-62.653	0	0	0
55	0	0	-6.516	0	0	0
56	0	0	21.119	0	0	0
57	0	0	5.8554	0	0	0
58	0	0	24.217	0	0	0
59	0	0	-8.3402	0	0	0

8.1.6 Resultados da Análise da hipótese 6

Os esforços da análise estrutural estão apresentados abaixo:

ELEMENTO	MOMENTO I	MOMENTO J	NORMAL I	NORMAL J	CORT. I	CORT. J
1	10607	7123.9	-403.85	-403.85	108.56	109.14
2	7123.9	3610.9	-403.75	-403.75	109.49	110.07
3	3610.9	73.617	-403.7	-403.7	110.25	110.83
4	73.617	-3482.3	-403.7	-403.7	110.83	111.41
5	-3482.3	-7051.2	-403.75	-403.75	111.24	111.82
6	-7051.2	-10627	-403.85	-403.85	111.46	112.04
7	-10627	-14205	-403.99	-403.99	111.51	112.09
8	-14205	-17778	-404.19	-404.19	111.38	111.96
9	-17778	-21342	-404.44	-404.44	111.07	111.65
10	-21342	-24890	-404.73	-404.73	110.58	111.16
11	-15337	-10912	-414.37	-414.37	-138.73	-137.81
12	-10912	-6498.9	-414.18	-414.18	-138.37	-137.45
13	-6498.9	-2104.5	-414.07	-414.07	-137.79	-136.86

14	-2104.5	2263.9	-414.04	-414.04	-136.97	-136.05
15	2263.9	6599.1	-414.07	-414.07	-135.94	-135.01
16	6599.1	10894	-414.19	-414.19	-134.68	-133.75
17	10894	15142	-414.37	-414.37	-133.2	-132.27
18	15142	19335	-414.61	-414.61	-131.5	-130.58
19	19335	23467	-414.92	-414.92	-129.58	-128.66
20	23467	27530	-415.3	-415.3	-127.45	-126.53
21	18036	16486	-19.758	-19.758	51.41	51.953
22	16486	14918	-19.658	-19.658	51.991	52.534
23	14918	13333	-19.567	-19.567	52.568	53.111
24	13333	11730	-19.485	-19.485	53.141	53.684
25	11730	10111	-19.412	-19.412	53.711	54.254
26	10111	8474.4	-19.348	-19.348	54.276	54.819
27	8474.4	6819.5	-19.294	-19.294	54.838	55.492
28	6819.5	5144.4	-19.25	-19.25	55.508	56.162
29	5144.4	3449.4	-19.216	-19.216	56.173	56.827
30	3449.4	1734.6	-19.194	-19.194	56.835	57.489
31	1734.6	1.95E-11	-19.182	-19.182	57.493	58.147
32	-20351	-18370	-22.129	-22.129	-66.474	-65.61
33	-18370	-16413	-21.989	-21.989	-65.657	-64.793
34	-16413	-14481	-21.865	-21.865	-64.835	-63.971
35	-14481	-12574	-21.758	-21.758	-64.008	-63.144
36	-12574	-10692	-21.665	-21.665	-63.175	-62.311
37	-10692	-8834.6	-21.588	-21.588	-62.338	-61.474
38	-8834.6	-7005.5	-21.525	-21.525	-61.496	-60.446
39	-7005.5	-5207.3	-21.476	-21.476	-60.464	-59.414
40	-5207.3	-3440.3	-21.44	-21.44	-59.427	-58.377
41	-3440.3	-1704.4	-21.416	-21.416	-58.385	-57.335
42	-1704.4	5.14E-11	-21.405	-21.405	-57.34	-56.29
43	-42926	31050	-59.877	-59.877	-246.58	-246.58
44	31050	54918	-62.148	-62.148	-79.56	-79.56
45	54918	28566	-62.076	-62.076	87.838	87.838
46	28566	-47882	-59.864	-59.864	254.83	254.83
47	0	0	-25.946	0	0	0
48	0	0	-32.457	0	0	0
49	0	0	-32.457	0	0	0
50	0	0	-21.789	0	0	0
51	0	0	-31.922	0	0	0
52	0	0	-27.374	0	0	0
53	0	0	-31.289	0	0	0
54	0	0	-34.822	0	0	0
55	0	0	1.1601	0	0	0
56	0	0	8.0496	0	0	0
57	0	0	5.8556	0	0	0
58	0	0	13.192	0	0	0
59	0	0	-1.8584	0	0	0

6.4 Envoltória de Esforços e Diagramas das Barras

Para os pilares barras 1, 2, 3 e 4 os esforços principais são:

Esforço Normal Máximo de Compressão e Momento Fletor ocorreram nas barras 1 e 2 na hipótese 5, sendo:

$$N=479,2\text{kN}$$

$$\text{Momento Fletor: } M=30975\text{kN}\times\text{cm}$$

DIAGRAMA MOMENTO PILARES

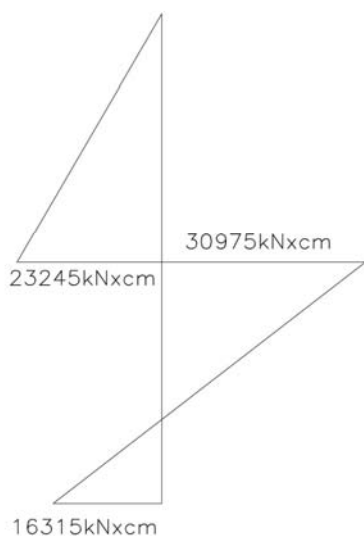
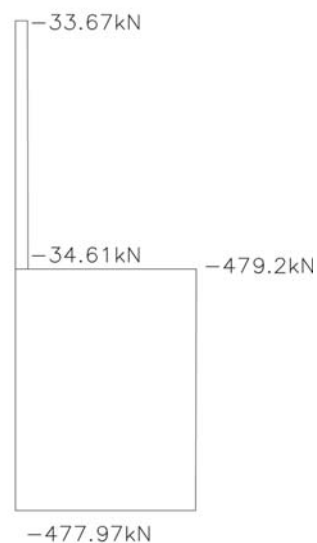


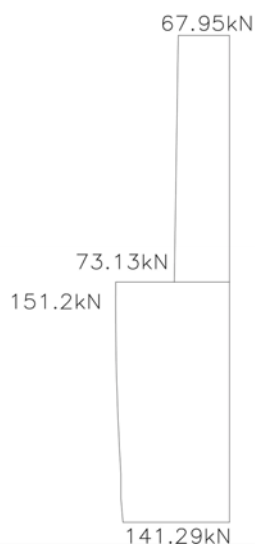
DIAGRAMA NORMAL PILARES



Esforço Cortante Máximo ocorreu na hipótese 5, sendo:

$$V=151.2\text{kN}$$

DIAGRAMA CORTANTE PILARES



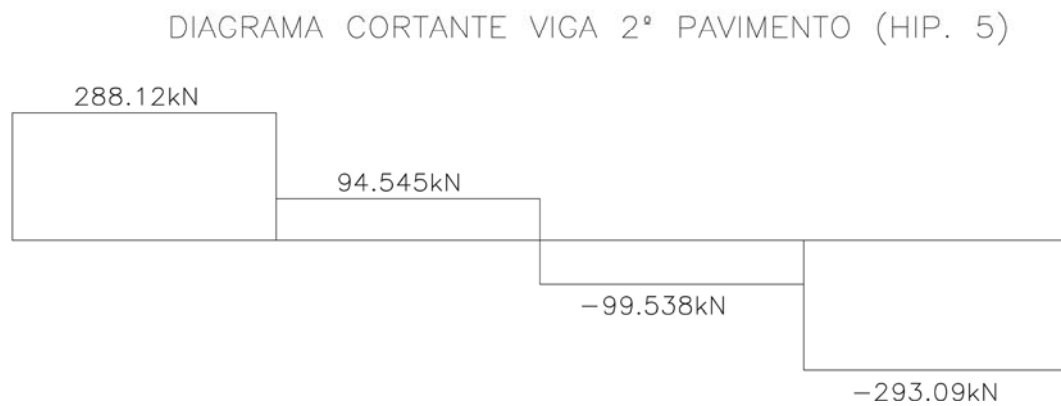
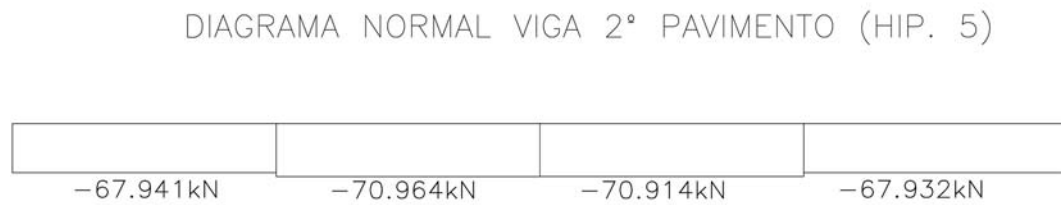
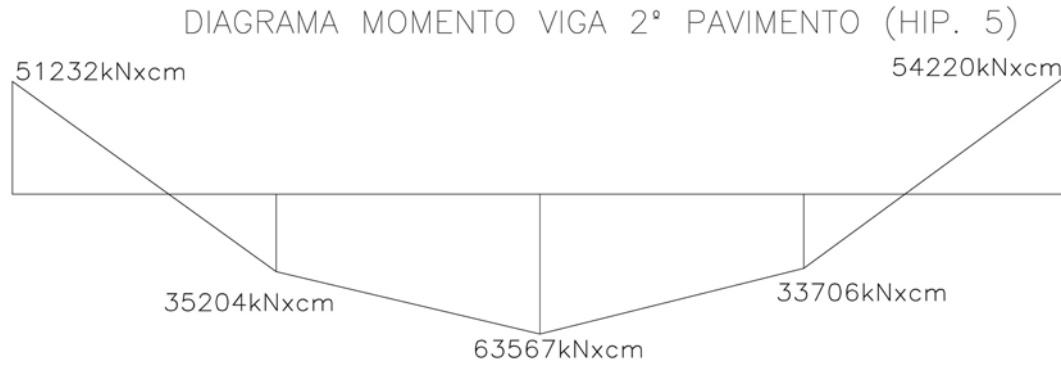
Para a viga do 2º Pavimento, barras 5, 6, 7 e 8 os esforços principais são:

Momento Fletor positivo: $M = 63567\text{kN}\cdot\text{m}$ (hipótese 5);

Momento Fletor negativo: $M = -54220\text{kN}\cdot\text{m}$ (hipótese 5);

$N = -70.964\text{kN}$ (hipótese 5) – compressão, não aparece esforço de tração nessas barras;

$V = 293.09\text{kN}$ (hipótese 5).



Para as cordas inferiores da treliça de cobertura barras 9, 10, 11 e 12:

Compressão: $N = -32.46\text{kN}$ (hipótese 6)

Tração: $N = 15.83\text{kN}$ (hipótese 1)

Para as cordas superiores da treliça de cobertura barras 13, 14, 15 e 16:

Compressão: $N = -89.87\text{kN}$ (hipótese 2)

Tração: $N = 11.55\text{kN}$ (hipótese 4)

Para os montantes laterais da treliça de cobertura barras 17 e 21:

Compressão: $N = -14.71\text{kN}$ (hipótese 2)

Tração: $N = 8.33\text{kN}$ (hipótese 4)

Para o montante central da treliça de cobertura barra 19:

Tração: $N = 5.88\text{kN}$ (hipótese 1)

Para as diagonais da treliça de cobertura barras 18 e 20:

Compressão: $N = -7.07\text{kN}$ (hipótese 4)

Tração: $N = 35.04\text{kN}$ (hipótese 2)

9. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ANÁLISE PÓS-DIMENSIONAMENTO

Essa verificação é feita com os esforços do item 8 e com as resistências do item 7.

9.1 Barras tracionadas dos pórticos internos

- Montantes laterais

Esforço Resistente de Cálculo

$$N_{Rtd} = 60.44\text{kN}$$

Esforço Solicitante de Cálculo

$$N_{Std} = 8.33\text{kN}$$

Ok! O perfil utilizado atende.

- Montante Central

Esforço Resistente de Cálculo

$$N_{Rtd} = 60.44\text{kN}$$

Esforço Solicitante de Cálculo

$$N_{Std} = 5.88\text{kN}$$

Ok! O perfil utilizado atende.

- Diagonais

Esforço Resistente de Cálculo

$$N_{Rtd} = 129.33\text{kN}$$

Esforço Solicitante de Cálculo

$$N_{Std} = 35.04\text{kN}$$

Ok! O perfil utilizado atende.

- Cordas Inferiores

Esforço Resistente de Cálculo

$$N_{Rtd} = 102.44\text{kN}$$

Esforço Solicitante de Cálculo

$$N_{Std} = 15.83\text{kN}$$

Ok! O perfil utilizado atende.

- Cordas Superiores

Esforço Resistente de Cálculo

$$N_{Rtd} = 156.22\text{kN}$$

Esforço Solicitante de Cálculo

$$N_{Std} = 11.55\text{kN}$$

Ok! O perfil utilizado atende.

9.2 Barras Comprimidas dos Pórticos Internos

- Montantes laterais

Esforço Resistente de Cálculo

$$N_{Rcd} = 95.94\text{kN}$$

Esforço Solicitante de Cálculo

$$N_{Scd} = -14.71\text{kN}$$

Ok! O perfil utilizado atende.

- Diagonais

Esforço Resistente de Cálculo

$$N_{Rcd} = 51.67\text{kN}$$

Esforço Solicitante de Cálculo

$$N_{Scd} = -7.07\text{kN}$$

Ok! O perfil utilizado atende.

- Cordas Inferiores

Esforço Resistente de Cálculo

$$N_{Rcd} = 41.0\text{kN}$$

Esforço Solicitante de Cálculo

$$N_{Scd} = 32.46\text{kN}$$

Ok! O perfil utilizado atende.

- Cordas Superiores

Esforço Resistente de Cálculo

$$N_{Rcd} = 123.58\text{kN}$$

Esforço Solicitante de Cálculo

$$N_{Scd} = 89.87\text{kN}$$

Ok! O perfil utilizado atende.

9.3 Vigas V1 e V2

Essas vigas são isostáticas e não apresentam alteração de esforços devido mudança das propriedades geométricas.

9.4 Viga 2º Pavimento dos Pórticos Internos

Esforços Resistentes de Cálculo

$$M_{Rd} = 71944 \text{ kNcm}$$

$$V_{Rd} = 664.4 \text{ kN}$$

Esforços Solicitantes de Cálculo

$$M_{Sd} = 63567 \text{ kNcm}$$

$$V_{Sd} = 293.09 \text{ kN}$$

Ok! O perfil utilizado atende.

9.4 Pilares dos Pórticos Internos

Esforços Resistentes de Cálculo

$$N_{Rcd} = 2690 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 33431 \text{ kNcm}$$

$$V_{Rd} = 618.9 \text{ kN}$$

Esforços Solicitantes de Cálculo

$$N_{Sd} = 479.2 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = 30975 \text{ kNcm}$$

$$V_{Sd} = 151.2 \text{ kN}$$

Combinação de Esforços Solicitantes

$$N_{Sd}/N_{Rd} = 479.2/2690 = 0.178 < 0.2$$

Utilizar a expressão:

$$(N_{Sd}/2N_{Rd}) + (M_{Sd}/M_{Rd}) < 1; \rightarrow (479.2/2 \times 2690) + (30975/33431) = 1.0 = 1.0. \quad \text{Ok! Atende aos esforços combinados.}$$

10. ESTADOS LIMITE DE SERVIÇO

10.1 Flecha Viga V1

$$\text{Flecha} = (5qL^4)/(384EI)$$

$$\text{Flecha cargas permanentes} = (5 \times 0.1196 \times 700^4)/(384 \times 20000 \times 8581) = 2.18\text{cm}$$

$$\text{Flecha sobrecarga} = (5 \times 0.045 \times 700^4)/(384 \times 20000 \times 8581) = 0.82\text{cm}$$

$$\text{Contra-flecha} = 1.5\text{cm} < 700/350.$$

$$\text{Flecha total} = 2.18 + 0.82 - 1.5 = 1.5\text{cm}$$

$$\text{Flecha admissível} = 700/350 = 2.0\text{cm ou } 15\text{mm (existe parede sobre a viga)}$$

A viga atende ao estado limite de serviço, pois Flecha total < Flecha admissível.

10.2 Flecha Viga V2

$$\text{Flecha} = (5qL^4)/(384EI)$$

$$\text{Flecha cargas permanentes} = (5 \times 0.1071 \times 700^4)/(384 \times 20000 \times 8581) = 1.95\text{cm}$$

$$\text{Flecha sobrecarga} = (5 \times 0.09 \times 700^4)/(384 \times 20000 \times 8581) = 1.64\text{cm}$$

$$\text{Contra-flecha} = 1.95\text{cm} < 700/350.$$

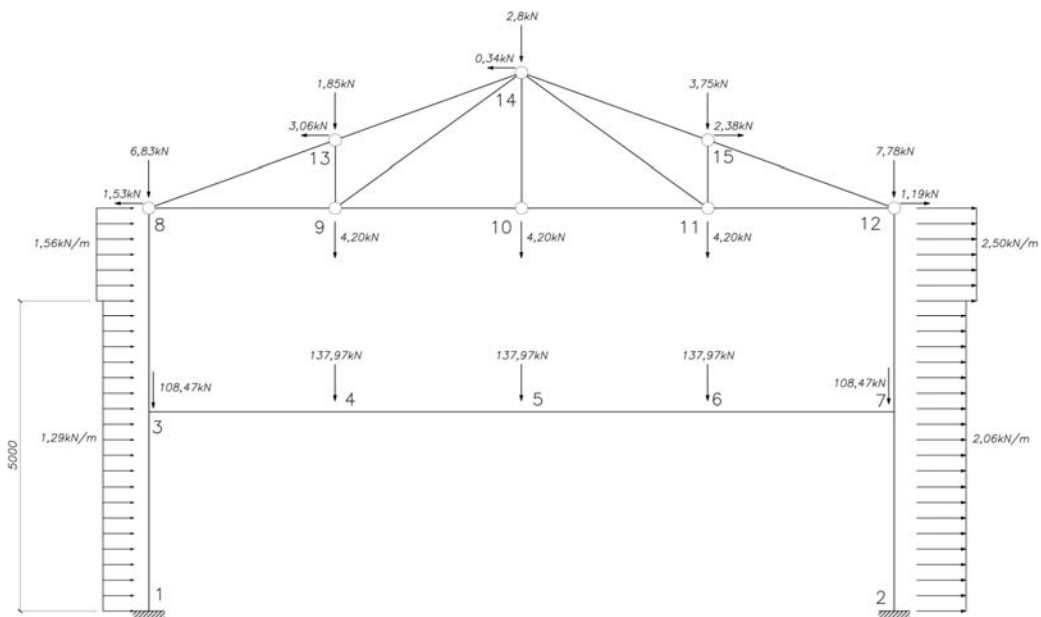
$$\text{Flecha total} = 1.95 + 1.64 - 1.95 = 1.64\text{cm}$$

$$\text{Flecha admissível} = 700/350 = 2.0\text{cm}$$

A viga atende ao estado limite de serviço, pois Flecha total < Flecha admissível.

10.3 Flecha Viga dos Pórticos Internos

Para os deslocamentos horizontais nos pórticos internos e flecha na viga dos mesmos foi considerado o carregamento, sem considerar imperfeição de material, a seguir:



Flecha = 3.31cm (na quando atuam cargas permanentes, sobrecarga e vento).

Flecha admissível = $1200/350 = 3.43\text{cm}$

A viga atende ao estado limite de serviço, pois Flecha total < Flecha admissível.

10.4 Deslocamento Horizontal dos Pórticos Internos

Deslocamentos

2º Pavimento = 0.11767cm;

Cobertura = 0.3131cm.

Porém o maior deslocamento ocorreu na deformada do pilar entre o segundo pavimento e cobertura. Sendo :

$d = 0.533\text{cm}$.

Valores admissíveis

No 2º Pavimento = $320 / 500 = 0.64\text{cm}$;

Na cobertura = $650 / 500 = 1.30\text{cm}$.

Ok! A estrutura atende aos deslocamentos horizontais, pois nenhum dos deslocamentos acima ultrapassa os valores limite.