



Universidade Federal de Minas Gerais
Escola de Engenharia



Especialização em Estruturas

TRABALHO FINAL

DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO DE DOIS PAVIMENTOS
SEGUNDO A NBR 8800:2008

Professor: Ricardo Hallal Fakury, Dr.

Aluno: Wanderson Gomes Firmino da Silva

Matricula: 2010704139

Belo Horizonte, 20 de dezembro de 2011

ÍNDICE

<u>ITEM</u>	<u>DESCRIÇÃO</u>	<u>PÁGINA</u>
1.0	INTRODUÇÃO	1
2.0	OBJETIVO	2
2.1	CROQUI	4
3.0	CARREGAMENTOS	6
3.1	VERIFICAÇÃO DOS CARREGAMENTOS	6
3.2	CARREGAMENTOS ADOTADOS	12
4.0	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	17
4.1	PÓRTICOS INTERNOS	17
5.0	COMBINAÇÕES	19
5.1	PÓRTICOS	19
5.2	ELEVAÇÕES LONGITUDINAIS	20
6.0	ANÁLISE ESTRUTURAL	21
6.1	PÓRTICOS INTERNOS	21
6.2	CONTRAVENTAMENTO LONGITUDINAL	30
6.3	CONTRAVENTAMENTO DE COBERTURA	37
7.0	DIMENSIONAMENTO DE BARRAS A TRAÇÃO	39
7.1	TRELIÇA – CORDAS INFERIORES	39
7.2	TRELIÇA – DIAGONAIS	40
7.3	TRELIÇA – MONTANTES	41
7.4	CONTRAVENTAMENTO LONGITUDINAL	42
7.5	CONTRAVENTAMENTO DE COBERTURA	43
8.0	DIMENSIONAMENTO DE BARRAS A COMPRESSÃO	44
8.1	TRELIÇA – CORDAS SUPERIORES	44
8.2	TRELIÇA – MONTANTES	46
9.0	DIMENSIONAMENTO DE VIGAS	48
9.1	VIGAS DOS PÓRTICOS	48
9.2	VIGAS ENTRE PÓRTICOS V1 – EXTERNA	50
9.3	VIGAS ENTRE PÓRTICOS V2 – INTERNA	52
10.0	DIMENSIONAMENTO DE PILARES	54
10.1	PILARES DOS PÓRTICOS	54
11.0	DESLOCAMENTOS	57
11.1	PÓRTICOS INTERNOS	57
11.2	VIGAS LONGITUDINAIS DE PISO	60
12.0	VERIFICAÇÃO DE VIBRAÇÃO	61
12.1	SEGUNDO PISO	61
13.0	CONCLUSÃO	62
14.0	BIBLIOGRAFIA	63

1.0 INTRODUÇÃO

É antiga a necessidade do ser humano de construir edificações. Com o passar do tempo o nível de complexidade destas aumentou e passou a ser necessário a elaboração de ciência por trás do ato de construir. Nasce assim a engenharia com a finalidade de otimizar as técnicas de construção. Com o passar dos anos as técnicas rudimentares se modernizaram e atualmente, incentivadas pelo auxílio computacional que proporcionou a possibilidade de empregar de forma rápida e barata ferramentas matemáticas antes impraticáveis, nos permite projetar estruturas mais esbeltas do que nunca.

A análise de segunda ordem de estruturas de edifícios já é contemplada por normas européias e norte americanas a vários anos, mas apenas recentemente foi incorporada na norma brasileira. Tal recurso permite um dimensionamento mais preciso e conseqüentemente mais econômico.

É assim de suma importância o estudo e emprego das novas normas e técnicas uma vez que os recursos computacionais já não são uma barreira.

2.0 OBJETIVO

Este trabalho se presta a estudar o dimensionamento de um edifício de dois pavimentos, 12,0 m de largura, 6,5m de altura livre e 42,0 m de comprimento. Esta estrutura será destinada à abrigar escritórios.

Serão utilizados pilares e vigas de alma cheia e tesoura treliçada na cobertura. O sistema estrutural será estabilizado transversalmente por pórticos deslocáveis de bases engastadas. E longitudinalmente por pórticos laterais indeslocáveis, contraventados verticalmente. Contenção lateral das vigas dos pórticos feita por sistema de contraventamentos horizontais, colocados no plano da cobertura.

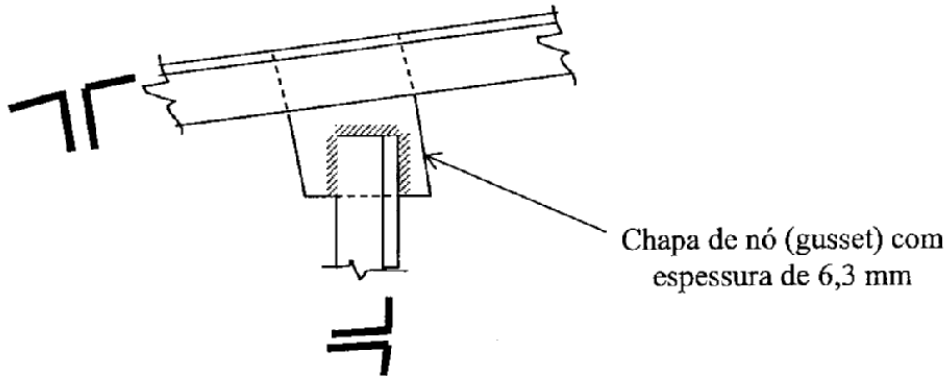
Para tal o escopo foi dividido em 12 (doze) subitens descritos a seguir.

- 1) Verificar se ações dispostas sobre os pórticos internos estão totalmente corretas, mantendo todas as hipóteses estipuladas, inclusive aquelas referentes às estimativas de pesos próprios das barras.
- 2) Pré-dimensionar as barras que compõem os pórticos internos, sabendo-se que:
 - a) os pilares (barras 1 a 4) devem possuir perfil laminado do tipo H da GERDAU AÇOMINAS com altura de 250 mm ou 310 mm, em aço ASTM A572-Grau 50;
 - b) a viga do pórtico (barras 5 a 8) deve possuir perfil soldado da série VS da ABNT NBR 5884 com altura entre 550 mm e 650 mm (usar apenas os perfis tabelados no Apêndice C da Apostila do Curso), em aço USI CIVIL 300;
 - c) as cordas inferior (barras 9 a 12) e superior da treliça de cobertura (barras 13 a 16) devem possuir perfil em cantoneira dupla da série baseada em polegadas com abas entre 50,8 mm e 76,2 mm, em aço ASTM A36;
 - d) os montantes (barras 17, 19 e 21) e as diagonais (barras 18 e 20) da treliça de cobertura devem possuir perfil em cantoneira dupla da série baseada em polegadas com abas entre 44,45 mm e 63,5 mm, em aço ASTM A36.

As ações decorrentes de peso próprio não devem ser alteradas (manter as ações estimadas) no item 1.

- 3) Obter todas as combinações últimas de ações possíveis, visando a análise estrutural pelo procedimento unificado do subitem 5.5.2.3 da Apostila do Curso. Adotar as ações agrupadas, conforme o subitem 4.3.2.3.2 da Apostila do Curso, levando-se em conta os fatores de combinação.
- 4) Efetuar a análise estrutural dos pórticos internos para todas as combinações últimas de ações, usando o Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES), e obter, para cada uma das combinações, os máximos esforços solicitantes de cálculo nas barras. Nesta etapa, verificar, com base na sensibilidade da estrutura a deslocamentos horizontais, se o procedimento usado para a análise estrutural é válido.

- 5) Dimensionar as barras que podem estar submetidas a força axial de tração de cálculo da treliça de cobertura dos pórticos internos, sabendo-se que as mesmas terão ligação soldada por apenas uma das abas, como ilustra a figura a seguir, utilizando, se necessário, chapas espaçadoras. Usar cantoneira dupla da série baseada em polegadas, em aço ASTM A36. Todas as barras da corda inferior devem ter a mesma seção transversal, assim como todas as barras da corda superior, todas as barras das diagonais e todas as barras dos montantes. Considerar estados-limites últimos e de serviço.



- 6) Verificar se a ação do vento no sentido longitudinal do edifício está correta e dimensionar as barras do contraventamento transversal da cobertura e do contraventamento vertical em cantoneira simples da série baseada em polegadas, em aço ASTM A36, sabendo-se que as mesmas terão ligações parafusadas, com dois parafusos de 16 mm de diâmetro na direção da solicitação, espaçados de 60 mm, em uma das abas. Sabe-se também que no cruzamento das barras que formam o X, existe ligação entre as mesmas. Considerar estados-limites últimos e de serviço.
- 7) Dimensionar as barras que podem estar submetidas a força axial de compressão de cálculo da treliça de cobertura dos pórticos internos, prevendo chapas espaçadoras se necessárias. Usar cantoneira dupla da série baseada em polegadas, em aço ASTM A36. Todas as barras da corda inferior devem ter a mesma seção transversal, assim como todas as barras da corda superior, todas as barras das diagonais e todas as barras dos montantes. Considerar estados-limites últimos e de serviço.
- 8) Dimensionar a viga dos pórticos internos em perfil soldado da série VS da ABNT NBR 5884 (usar apenas os perfis tabelados no Apêndice C da apostila do Curso), em aço USI CIVIL 300. Considerar estados-limites últimos e de serviço.
- 9) Dimensionar as vigas V1 e V2 do piso do segundo pavimento, usando perfis I laminados da GERDAU AÇOMINAS, em aço ASTM A572-Grau 50. Considerar estados-limites últimos e de serviço.
- 10) Dimensionar os pilares dos pórticos internos em perfil H laminado da GERDAU AÇOMINAS, em aço ASTM A572-Grau 50. Todos os pilares do 1º. e 2º. pavimentos devem ter a mesma seção transversal. Considerar estados-limites últimos e de serviço.

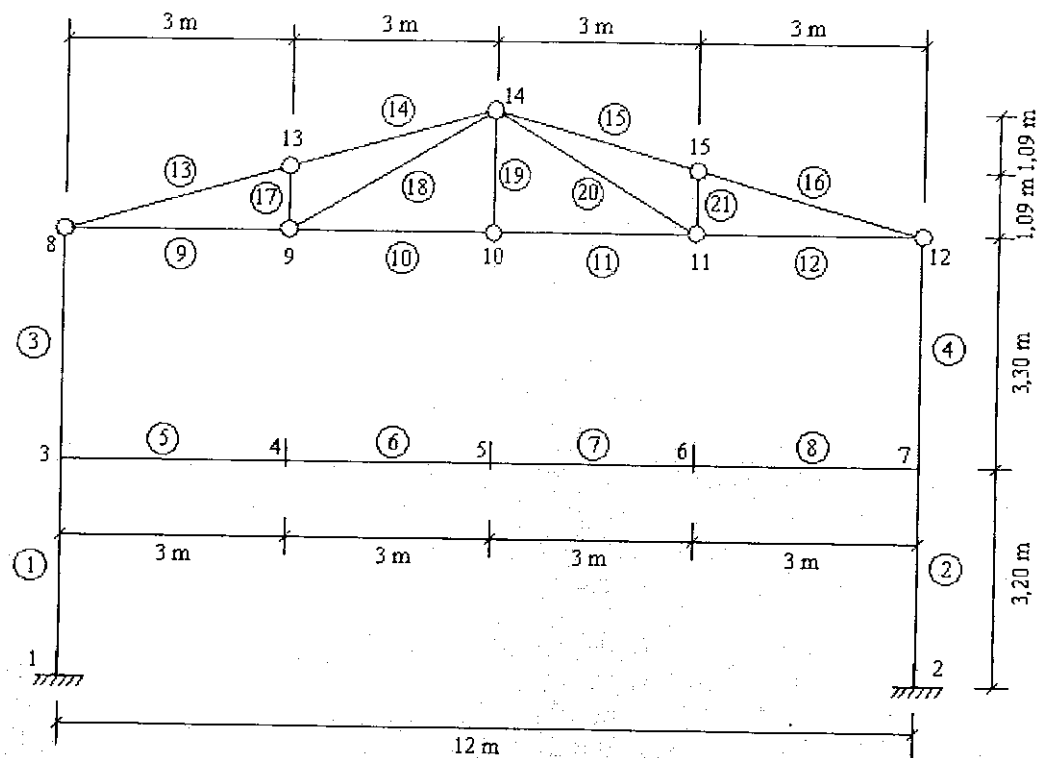
11) Com os perfis obtidos no dimensionamento, verificar o deslocamento horizontal dos pórticos internos.

12) Com os perfis obtidos no dimensionamento, verificar a vibração do piso do 2º pavimento.

Observar que:

- as sobrecargas no piso do 2º pavimento e de cobertura, a rigor, deveriam ser consideradas separadamente pelo fato de poderem atuar independentemente. No entanto, por simplicidade, isso não foi feito, até porque em edifícios mais altos, essa separação não costuma ser feita;
- não se pode considerar simultaneamente mais de um carregamento de vento.
- quando se altera o perfil de uma barra do pórtico em relação ao perfil previsto no pré-dimensionamento, deve-se efetuar outra análise estrutural, pois os esforços solicitantes se alteram. Por simplicidade, neste trabalho prático, isso não é exigido.

2.1 CROQUI



2.1.1 Descrição da Estrutura

Para determinação da ação permanente que atua da estrutura, sabe-se que:

- Existe alvenaria com peso total (incluindo acabamento) de 2 kN/m², em toda a altura das fachadas laterais entre os eixos 2 e 3 e eixos 5 e 6, e apenas na semi-altura inferior entre os demais eixos, onde existem janelas na semi-altura superior, que pesam 0,2 kN/m².
- Nas fachadas transversais, existem vidros estanques ao vento que pesam 0,4 kN/m².
- A laje de concreto no piso do segundo pavimento, tem 10 cm de espessura, é maciça e armada apenas na direção do menor lado de cada painel (a relação entre os lados dos painéis supera 2).
- Os forros falsos nos tetos do primeiro e do segundo pavimento pesam 0,2 kN/m² e possuem aberturas que permitem a passagem de vento.
- O revestimento do piso do segundo pavimento pesa 0,5 kN/m².
- As telhas são trapezoidais de aço galvanizado e pintadas. Pesam 0,07 kN/m².

Com relação à sobrecarga, sabe-se que:

- A sobrecarga, de acordo com a NBR 6120, é de 2 kN/m² no piso do segundo pavimento, e de acordo com a NBR 8800, de 0,25 kN/m² no telhado.
- Deve ser considerada uma sobrecarga adicional no piso do segundo pavimento de 1,0 kN/m², devido à colocação de paredes divisórias móveis.

Para determinação das forças devidas ao vento, sabe-se que:

- O edifício situa-se em um subúrbio densamente construído de uma grande cidade brasileira, onde a velocidade básica do vento é de 35 m/s.
- O edifício não encontra-se sujeito a vento de alta turbulência, uma vez que sua altura supera a duas vezes a altura média das construções situadas num raio de 500 m.
- Podem ser desconsideradas excentricidades das forças de vento, uma vez que o edifício não possui forma paralelepípedica (o telhado inclinado tem dimensões de tamanho significativo à altura das paredes).

2.1.2 Materiais adotados

ASTM-A36	Perfis L
ASTM-A572 G50	Vigas entre pórticos e pilares
USI - SAC300	Vigas dos pórticos

3.0 CARREGAMENTOS

Os carregamentos atuantes na estrutura foram determinados para fins de verificação, contudo no dimensionamento foram adotadas valores de cargas informadas.

Todas as grandezas expressas em kilonewton (kN) e metro (m), exceto onde indicado.

Nomeclatura:

CP: Ações de Cargas Permanentes

SC: Ações de SobreCarga

VT: Ações de VenTo

FN: Forças Nocionais

3.1 VERIFICAÇÃO DOS CARREGAMENTOS

Verificação dos carregamentos atuantes nos pórticos internos:

EIXOS 2, 3, 5 e 6

CP	CARGA [kN/m²]	INCID. Y															
			3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15		
Alvenaria	2,00	10,5	1,7					1,7									
Janelas	0,20	3,5	1,6					1,6									
Vidros transvers	0,40	0,0															
Laje 2o pav.	2,50	7,0	1,5	3,0	3,0	3,0	1,5										
Forro nos tetos	0,20	7,0	1,5	3,0	3,0	3,0	1,5	1,5	3,0	3,0	3,0	1,5					
Piso 2o pav.	0,50	7,0	1,5	3,0	3,0	3,0	1,5										
Telhas	0,07	7,0							1,6				1,6	3,2	3,2	3,2	
Estrut. Cob.	0,17	7,0							1,6				1,6	3,2	3,2	3,2	
Estrut. 2o pav.	0,37	7,0	1,5	3,0	3,0	3,0	1,5										
Estrut. Pilares	1,15	1,0	3,3					3,3									
			3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15		
Alvenaria			35,70	0,00	0,00	0,00	35,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
Janelas			1,12	0,00	0,00	0,00	1,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
Vidros transvers			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
Laje 2o pav.			26,25	52,50	52,50	52,50	26,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
Forro nos tetos			2,10	4,20	4,20	4,20	2,10	2,10	4,20	4,20	4,20	2,10	0,00	0,00	0,00		
Piso 2o pav.			5,25	10,50	10,50	10,50	5,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
Telhas			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,78	0,00	0,00	0,00	0,78	1,57	1,57	1,57		
Estrut. Cob.			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,90	0,00	0,00	0,00	1,90	3,81	3,81	3,81		
Estrut. 2o pav.			3,89	7,77	7,77	7,77	3,89	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
Estrut. Pilares			3,80	0,00	0,00	0,00	3,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
TOTAL [kN]	419,41		78,10	74,97	74,97	74,97	78,10	4,79	4,20	4,20	4,20	4,79	5,38	5,38	5,38		
Sugerido:	423,41		76,97	74,97	74,97	74,97	76,97	8,42	4,20	4,20	4,20	8,42	5,04	5,04	5,04		

SC	CARGA [kgf/m²]	INCID. Y															
			3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15		
Piso 2o pav.	2,00	7,0	1,5	3,0	3,0	3,0	1,5										
Cobertura	0,25	7,0							1,6				1,6	3,2	3,2	3,2	
Piso/Divisorias	1,00	7,0	1,5	3,0	3,0	3,0	1,5										
			3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15		
Piso 2o pav.			21,00	42,00	42,00	42,00	21,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
Cobertura			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,80	0,00	0,00	0,00	2,80	5,60	5,60	5,60		
Piso/Divisorias			10,50	21,00	21,00	21,00	10,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
TOTAL	274,40		31,50	63,00	63,00	63,00	31,50	2,80	0,00	0,00	0,00	2,80	5,60	5,60	5,60		
Sugerido:	272,91		31,50	63,00	63,00	63,00	31,40	2,63				2,63	5,25	5,25	5,25		

EIXO 4

CP	CARGA [kN/m ²]	INCID. Y														
			3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
Alvenaria	2,00	7,0	1,7					1,7								
Janelas	0,20	7,0	1,6					1,6								
Vidros transvers	0,40	0,0														
Laje 2o pav.	2,50	7,0	1,5	3,0	3,0	3,0	1,5									
Forro nos tetos	0,20	7,0	1,5	3,0	3,0	3,0	1,5	1,5	3,0	3,0	3,0	1,5				
Piso 2a pav.	0,50	7,0	1,5	3,0	3,0	3,0	1,5									
Telhas	0,07	7,0						1,6				1,6	3,2	3,2	3,2	
Estrut. Cob.	0,17	7,0						1,6				1,6	3,2	3,2	3,2	
Estrut. 2o pav.	0,37	7,0	1,5	3,0	3,0	3,0	1,5									
Estrut. Pilares	1,15	1,0	3,3				3,3									
			3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
Alvenaria			23,80	0,00	0,00	0,00	23,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Janelas			2,24	0,00	0,00	0,00	2,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vidros transvers			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Laje 2o pav.			26,25	52,50	52,50	52,50	26,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Forro nos tetos			2,10	4,20	4,20	4,20	2,10	2,10	4,20	4,20	4,20	2,10	0,00	0,00	0,00	0,00
Piso 2a pav.			5,25	10,50	10,50	10,50	5,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Telhas			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,78	0,00	0,00	0,00	0,78	1,57	1,57	1,57	
Estrut. Cob.			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,90	0,00	0,00	0,00	1,90	3,81	3,81	3,81	
Estrut. 2o pav.			3,89	7,77	7,77	7,77	3,89	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Estrut. Pilares			3,80	0,00	0,00	0,00	3,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTAL [kN]	397,85		67,32	74,97	74,97	74,97	67,32	4,79	4,20	4,20	4,20	4,79	5,38	5,38	5,38	
Sugerido:	402,63		66,58	74,97	74,97	74,97	66,58	8,42	4,20	4,20	4,20	8,42	5,04	5,04	5,04	

SC	CARGA [kgf/m ²]	INCID. Y														
			3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
Piso 2o pav.	2,00	7,0	1,5	3,0	3,0	3,0	1,5									
Cobertura	0,25	7,0						1,6				1,6	3,2	3,2	3,2	
Piso/Divisorias	1,00	7,0	1,5	3,0	3,0	3,0	1,5									
			3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
Piso 2o pav.			21,00	42,00	42,00	42,00	21,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Cobertura			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,80	0,00	0,00	0,00	2,80	5,60	5,60	5,60	
Piso/Divisorias			10,50	21,00	21,00	21,00	10,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTAL	274,40		31,50	63,00	63,00	63,00	31,50	2,80	0,00	0,00	0,00	2,80	5,60	5,60	5,60	
Sugerido:	272,91		31,50	63,00	63,00	63,00	31,40	2,63				2,63	5,25	5,25	5,25	

VENTO

Velocidade Característica V_0 (m/s)	35
Fator Topográfico (S1)	1,00
Categoria/Classe	4B
Fator Estatístico (S3)	1,00

Código	Tipos de Prédios previstos
T1	2 águas
T2	1 água
T3	Múltiplos simétricos
T4	Múltiplos assimétricos
T5	Múltiplos c/ 1 água vertical

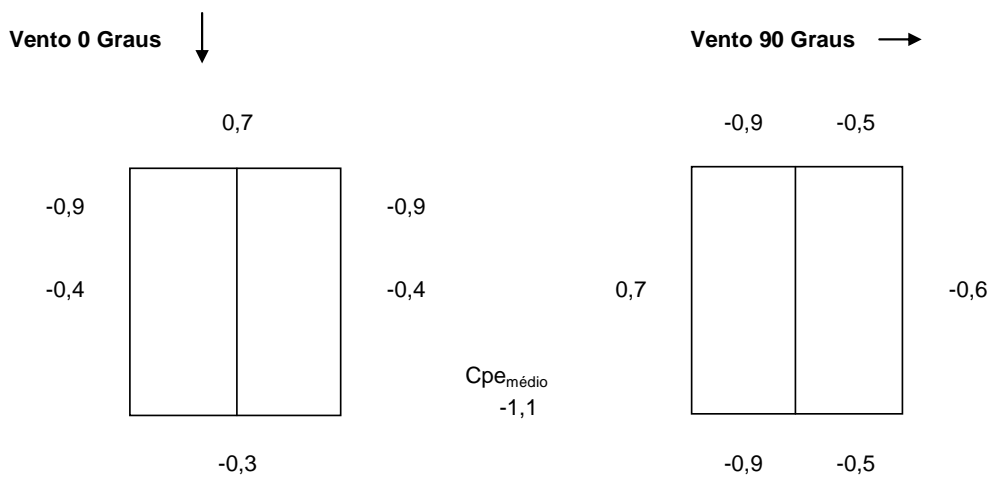
1. Características do Prédio

Tipo do Prédio	T1	
Inclinação	20	(Graus)
a (m)	42,0	Maior dimensão do prédio
b (m)	12,0	Dimensão Frontal
h (m)	6,5	
C _{pi} +	0,2	
C _{pi} -	-0,3	

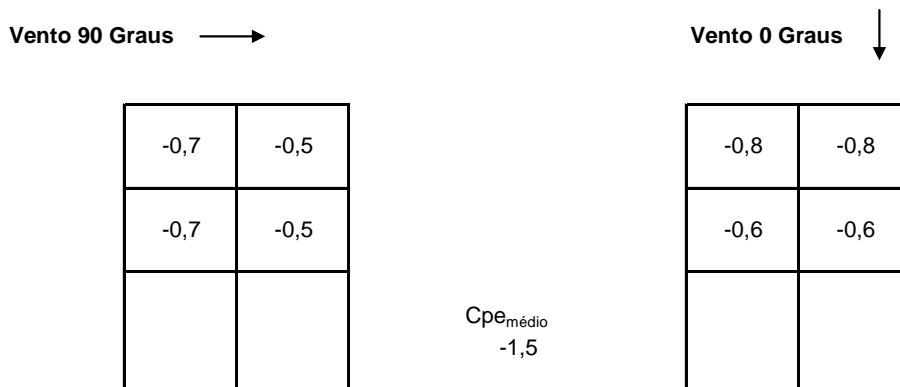
2. Pressão Dinâmica

Altura (m)	Vk (m/s)				q (kg/m ²)
<= 5	-	-	-	26,600	44,22
10	-	-	-	29,050	52,74
15	-	-	-	30,800	59,29
20	-	-	-	31,850	63,40
30	-	-	-	33,600	70,56
40	-	-	-	34,650	75,04
50	-	-	-	35,700	79,66
60	-	-	-	36,400	82,81
80	-	-	-	37,800	89,30
100	-	-	-	38,850	94,33

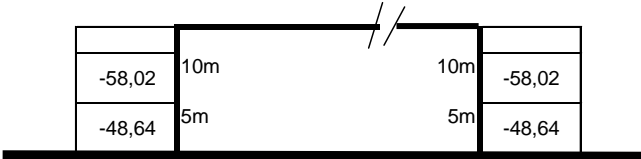
3. Coeficientes de Pressão e de Forma, externos, para paredes



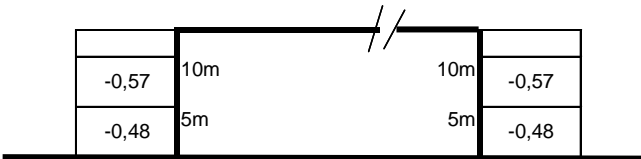
4. Coeficientes de Pressão e de Forma, externos, para Telhados (2 águas)



Vento Longitudinal



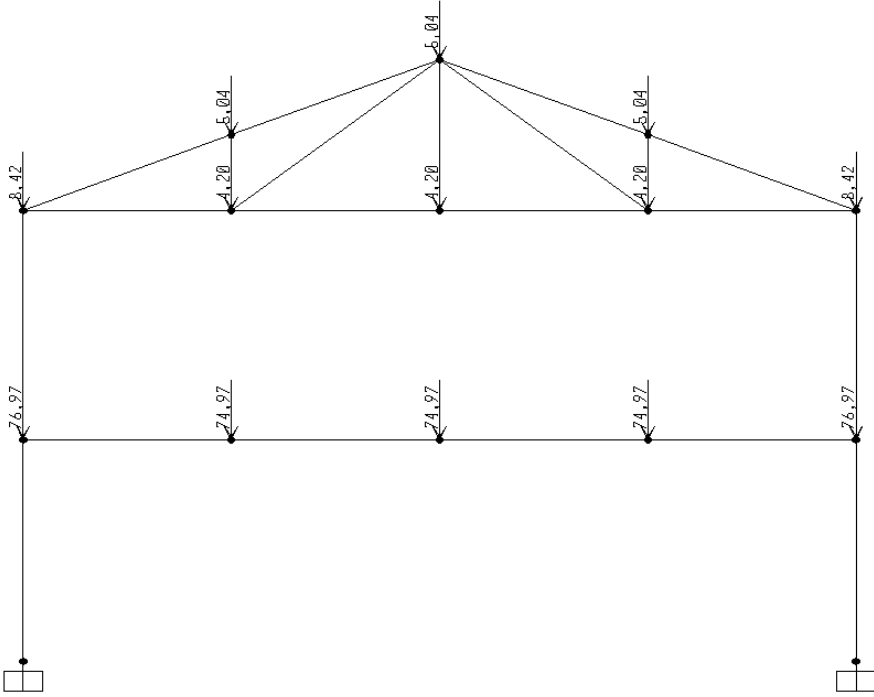
ou em kN/m²



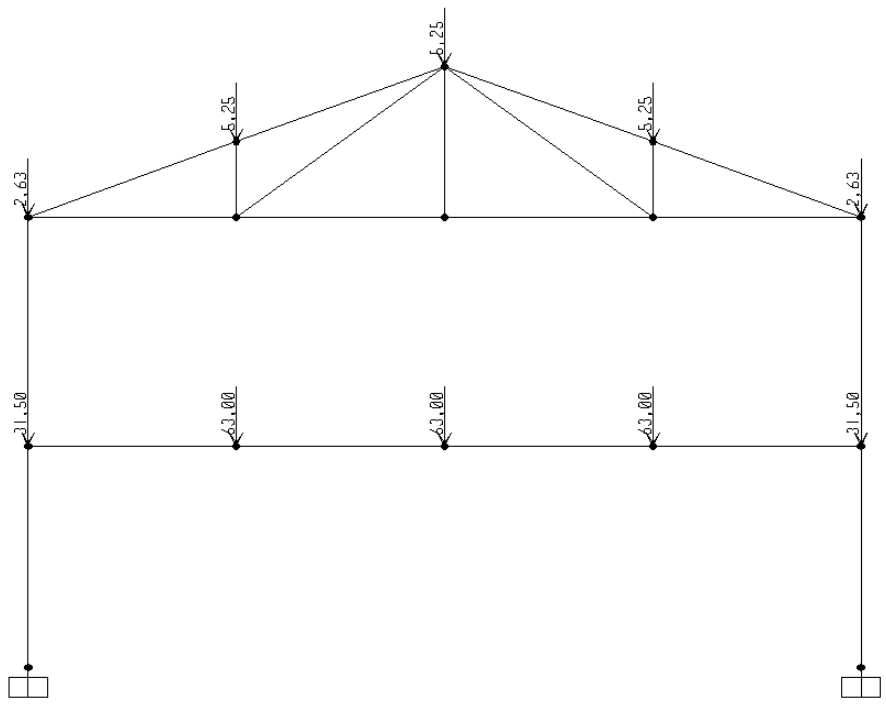
3.2 CARREGAMENTOS ADOTADOS

Valores característico de carregamento informados e adotados.

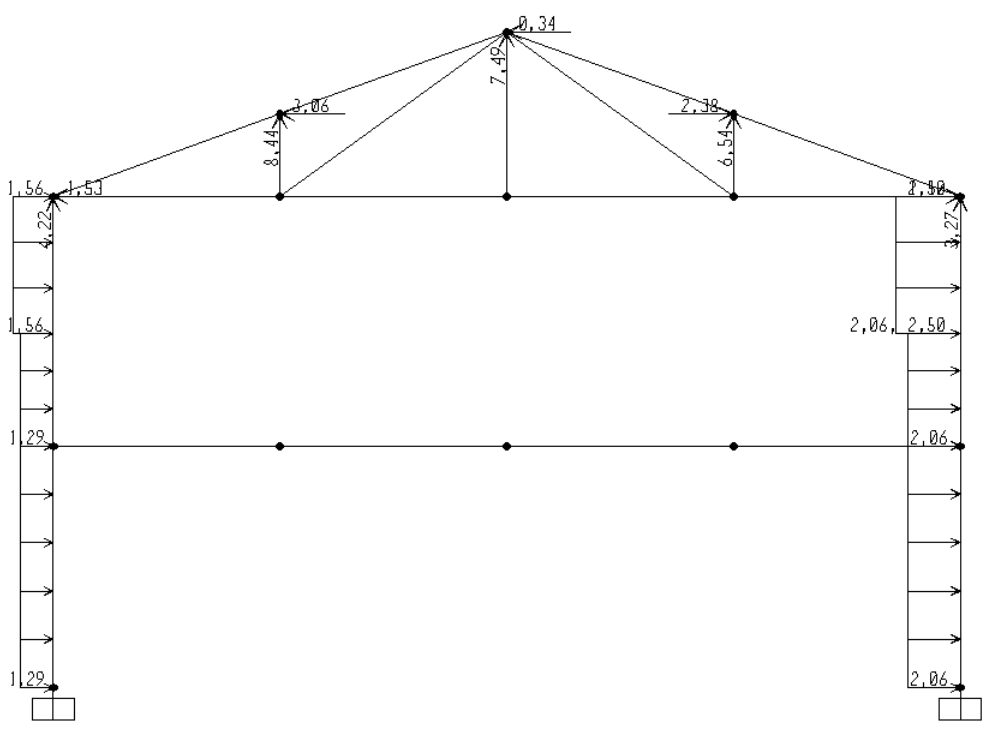
Ação de cargas permanentes, CP:



Ação de sobrecarga, SC:



Ação transversal do vento, VT:

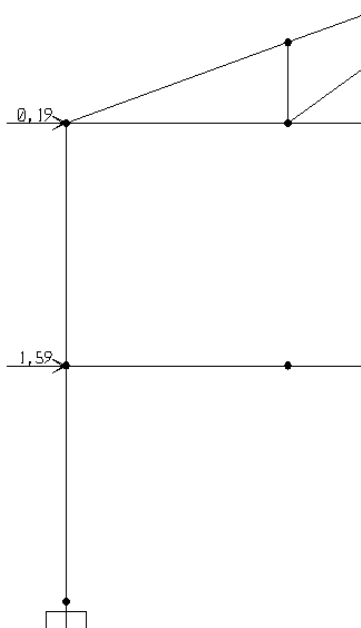


Definição do carregamento auxiliar FN

FN-C5

NO 8			
$\Sigma CP =$		44,56	KN
FN =	$0,003 * 1,4 * \Sigma CP =$	0,19	KN

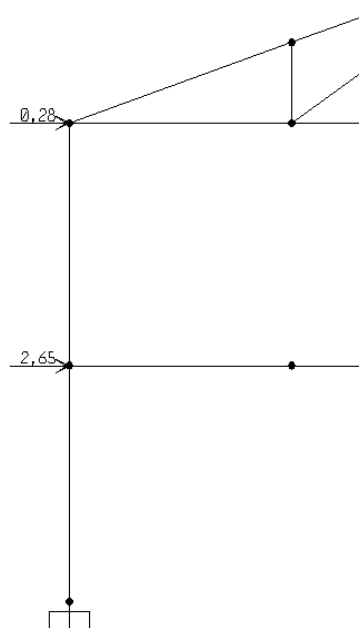
NO 3			
$\Sigma CP =$		378,85	KN
FN =	$0,003 * 1,4 * \Sigma CP =$	1,59	KN



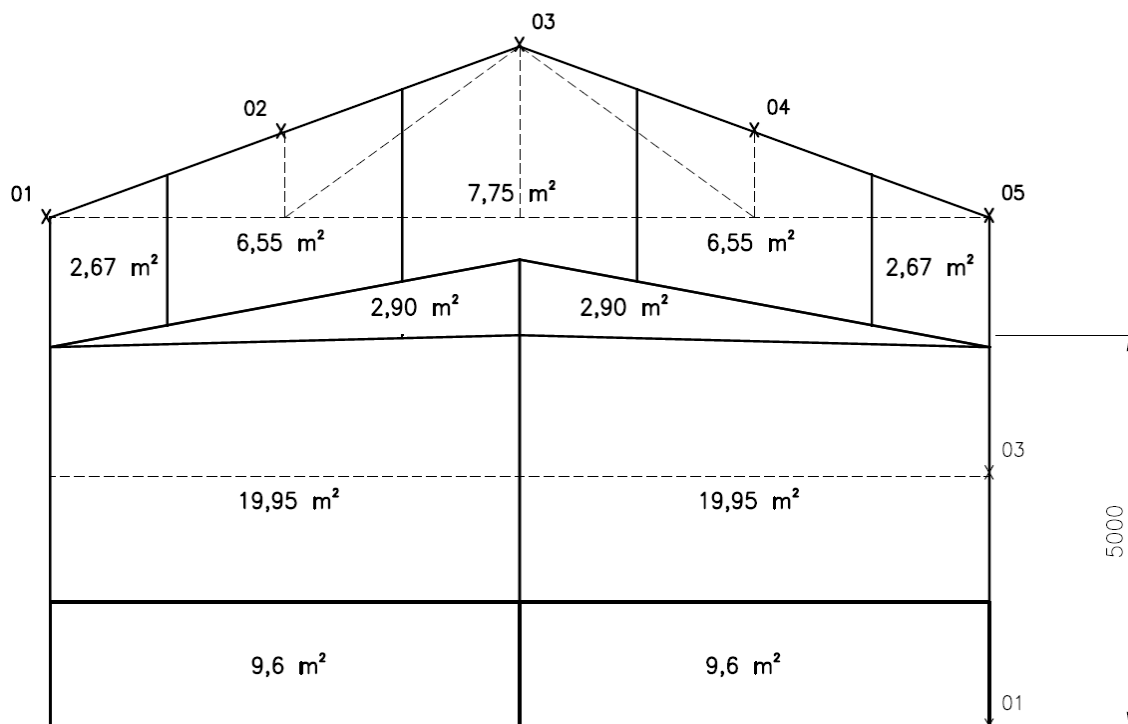
FN-C6

NO 8			
$\Sigma CP =$		44,56	KN
$\Sigma SC =$		21,01	KN
FN =	$0,003 * (1,4 * \Sigma CP + 1,4 * \Sigma SC) =$	0,28	KN

NO 3			
$\Sigma CP =$		378,85	KN
$\Sigma SC =$		252,00	KN
FN =	$0,003 * (1,4 * \Sigma CP + 1,4 * \Sigma SC) =$	2,65	KN

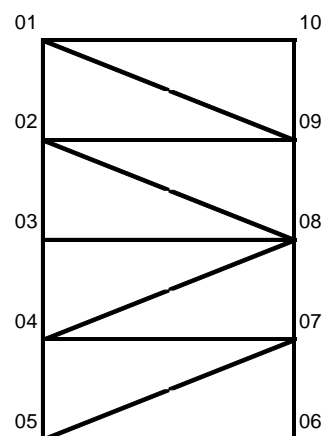


Ação longitudinal do vento, VTL



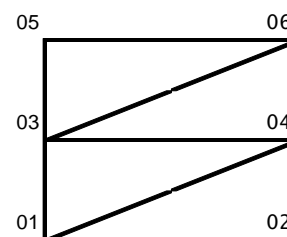
Contraventamento transversal da cobertura

Nó	Carga [kN/m²]	Área de influência [m²]	Carga [kN/m²]	Área de influência [m²]	Total [kN]
01	0,47	x 0	+ 0,56	x 2,67	= 1,50
02	0,47	x 0	+ 0,56	x 6,55	= 3,67
03	0,47	x 0	+ 0,56	x 7,75	= 4,34
04	0,47	x 0	+ 0,56	x 6,55	= 3,67
05	0,47	x 0	+ 0,56	x 2,67	= 1,50



Contravamento vertical

Nó	Carga [kN/m²]	Área de influência [m²]	Carga [kN/m²]	Área de influência [m²]	Total [kN]
05	(reações de apoio do contraventamento transversal da cobertura)				= 7,33
03	0,47	x 19,95	+ 0,56	x 2,9	= 11,00
01	0,47	x 9,6	+ 0,56	x 0	= 4,51



Definição do carregamento auxiliar para a elevação longitudinal FNL

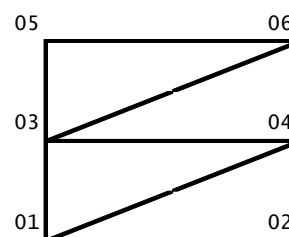
FN-CL3

NO 05

$\Sigma CP =$		44,56	KN/pórtico
$\Sigma sc =$		21,01	KN/pórtico
$\Sigma CL3 =$	$1,4 * \Sigma CP + 1,4 * \Sigma sc =$	91,80	KN/pórtico
FNL =	$0,003 * \Sigma CL3 * (2 * 0,5 + 5 * 1) =$	1,65	KN

NO 03

$\Sigma CP =$		378,85	KN/pórtico
$\Sigma sc =$		252,00	KN/pórtico
$\Sigma CL3 =$	$1,4 * \Sigma CP + 1,4 * \Sigma sc =$	883,19	KN/pórtico
FNL =	$0,003 * \Sigma CL3 * (2 * 0,5 + 5 * 1) =$	15,90	KN



4.0 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

4.1 PÓRTICOS INTERNOS

Materiais sugeridos para as barras que compõe os pórticos internos tendo em vista as instruções dados no escopo.

Coluna

$$r = \frac{350}{100} = 3,5 \text{ cm}$$

$$\frac{650}{100} = 6,5 \text{ cm}$$

$$\frac{1200}{1800} = 0,7 \text{ cm}^2$$

→ W 250 x 62

Viga

$$\frac{PL^2}{12} = M$$

$$\frac{M}{W} = \sigma$$

$$\frac{PL^2}{12 \sigma_{adm}} = W$$

$$\frac{7 \cdot 1200^2}{12 \cdot 1800} = W_{min} = 466 \text{ cm}^3$$

$$V = \frac{PL^3}{348 EI} = \frac{L}{400}$$

$$I_{min} = \frac{400 PL^3}{348 E} = \frac{400 \cdot 7 \cdot 1200^3}{348 \cdot 2050000} = 6782 \text{ cm}^4$$

→ PS 550 x 64

TRELIÇA - CORDAS

$$L = 320 \text{ cm}$$

$$r = 3,2$$

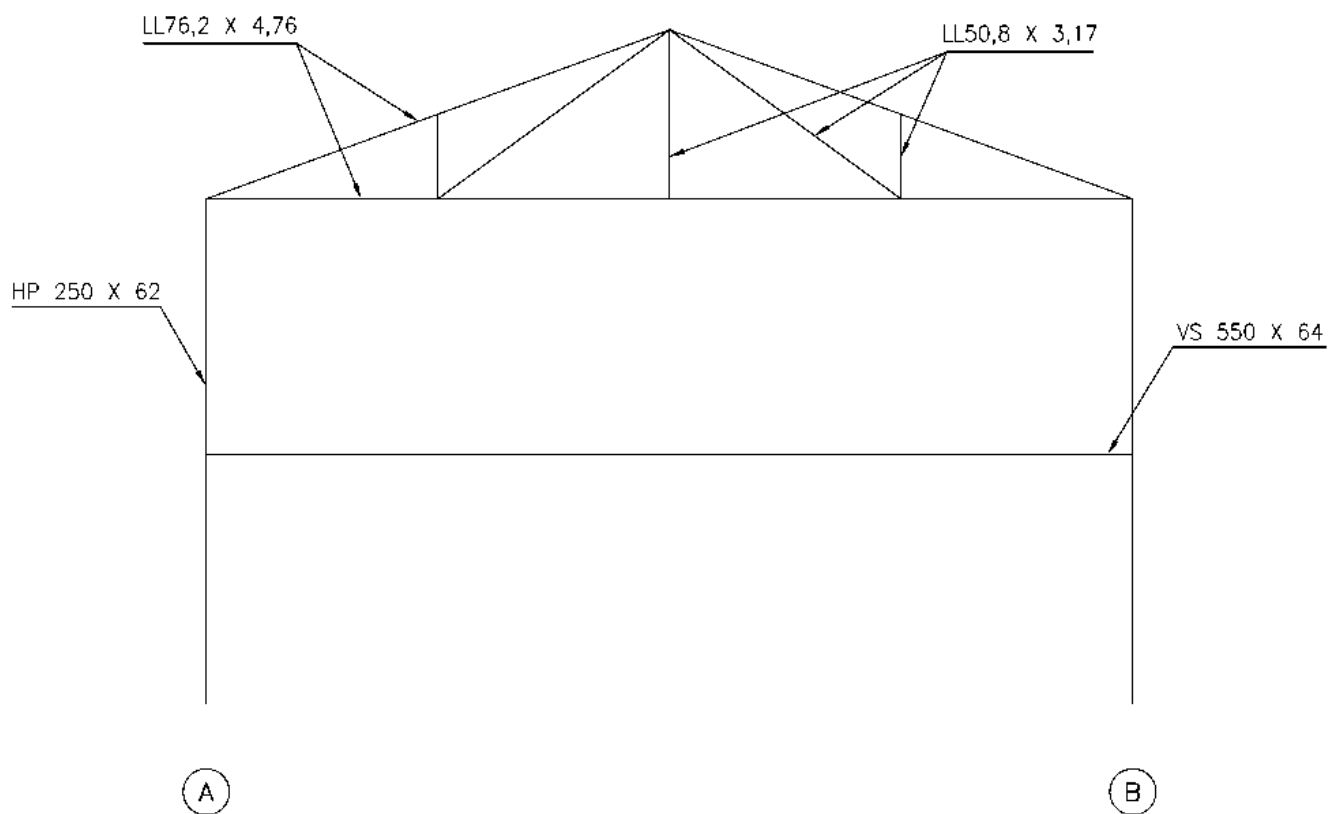
$$\rightarrow L 76,2 \times 4,76$$

TRELIÇA - MONTANTES

$$L = 360 \text{ cm}$$

$$r = 3,6$$

$$\rightarrow L 50,8 \times 3,17$$



EIXOS 2 a 6

5.0 COMBINAÇÕES

5.1 PÓRTICOS

Para análise estrutural foram consideradas as seguintes combinações últimas de ações / carregamentos:

COMBINAÇÃO	CP		SC		VT		FN	
	λ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ
C1	CP	1,4	1,0					
C2	CP + SC	1,4	1,0	1,4	1,0			
C3	CP + VT	1,4	1,0			1,4	0,6	
C4	CP + SC + VT	1,4	1,0	1,4	1,0	1,4	0,6	
C5	CP + FN	1,4	1,0					1,0 1,0
C6	CP + SC + FN	1,4	1,0	1,4	1,0			1,0 1,0
C7	CP + VT + FN							
C8	CP + SC + VT + FN							
C9	CP1 + VT	1,0	1,0			1,4	0,6	
C10	CP + SC + VT*	1,4	1,0	1,4	0,7	1,4	1,0	

Notas:

- Por simplificação, conforme previsto em norma, as ações de carga permanente foram agrupadas e ponderadas por um único coeficiente. O mesmo ocorreu com as ações de sobrecarga.

- O carregamento FN (Força Nocial) se destina a análise de 2ª ordem;

- Algumas combinações foram desconsideradas devido à impossibilidade de gerarem solicitações críticas;

- Algumas combinações foram desconsideradas para não combinar as forças nocionais, FN, com carregamentos horizontais como o vento, VT;

- Na combinação C9, o coeficiente de ponderação da ação CP foi reduzido de forma a não anular o carregamento de vento, favorecendo assim à segurança;

- Na combinação C10 a ação do vento foi considerada ação principal, o que a difere da combinação C4.

5.2 ELEVAÇÕES LONGITUDINAIS

COMBINAÇÃO	CP		SC		VT		FNL		
	λ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	
CL1	CP + SC*+ VT	1,4	1,0	1,4	1,0	1,4	0,6		
CL2	CP + SC + VT*	1,4	1,0	1,4	0,7	1,4	1,0		
CL3	CP + SC + FNL	1,4	1,0	1,4	1,0			1,0	1,0

Notas:

- Por simplificação, conforme previsto em norma, as ações de carga permanente foram agrupadas e ponderadas por um único coeficiente. O mesmo ocorreu com as ações de sobrecarga.

- O carregamento FNL (Força Nocial) se destina a análise de 2ª ordem;

- Algumas combinações foram desconsideradas devido à impossibilidade de gerarem solicitações críticas;

- Algumas combinações foram desconsideradas para não combinar as forças nocionais, FNL, com carregamentos horizontais como o vento, VT;

- Na combinação CL3 a ação do vento foi considerada ação principal, o que a difere da combinação CL2.

6.0 ANÁLISE ESTRUTURAL

6.1 PÓRTICOS INTERNOS

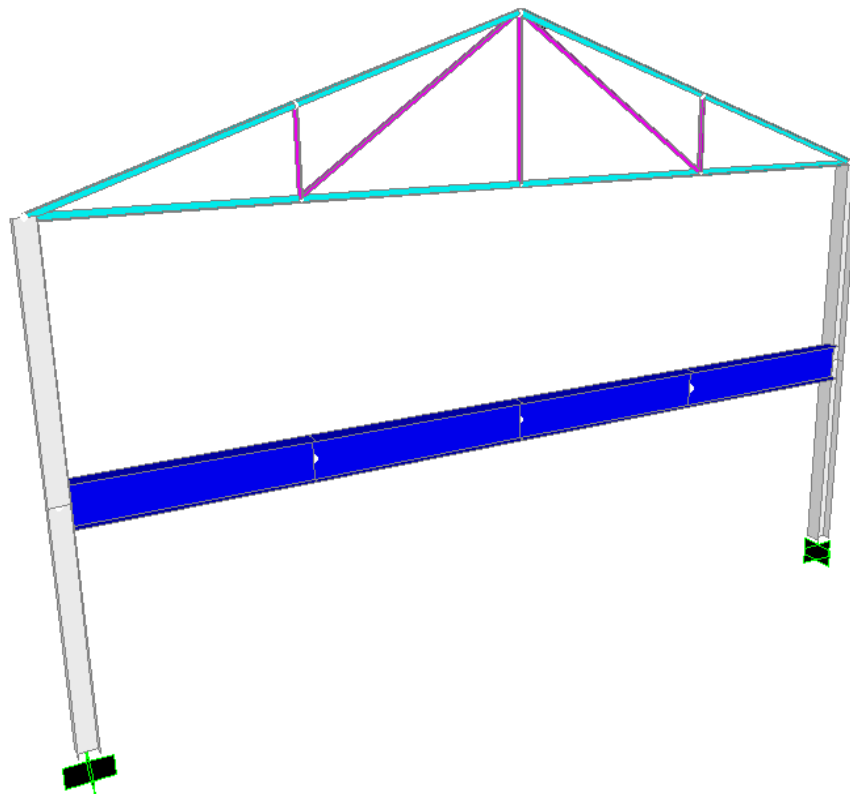


Fig. 5.1 – Modelo gerado para a análise

Foi realizada análise de 2ª ordem do pórtico para todas as combinações últimas utilizando o Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes, MÃES, para obtenção dos esforços solicitantes de cálculo em cada barra. Na estrutura treliçada foi realizada análise convencional de 1ª ordem.

Os efeitos de imperfeições geométricas foram considerados por meio de forças nocionais.

Os efeitos de imperfeições nos materiais foram considerados por meio da redução de 20% do módulo de elasticidade.

Por simplificação, esforço de cisalhamento foi considerado constante e igual ao seu valor máximo em toda a barra, uma vez que foi observada pequena variação deste.

Todas as grandezas expressas em kilonewton (kN) e metro (m), exceto onde indicado.

6.1.1 Esforços solicitantes no pórtico "NT"

	Barra	Nnt	V	M1	M2
C3	1	-282,85	-73,50	70,78	-158,88
	2	-284,75	75,51	-75,14	157,63
	3	-17,91	-38,34	0,00	119,63
	4	-19,30	40,60	0,00	-123,95
	5 a 8	-39,15	-157,18	281,58	-349,70
C4	1	-473,86	-113,73	131,05	-291,34
	2	-475,96	136,72	-137,13	291,52
	3	-32,62	-69,37	0,00	222,04
	4	-34,01	71,55	0,00	-226,10
	5 a 8	-68,35	-289,38	517,61	-643,45
C5	1	-296,40	-71,24	71,26	-156,69
	2	-296,38	72,75	-73,67	159,16
	3	-31,19	-37,56	0,00	123,94
	4	-31,19	36,79	0,00	-121,40
	5 a 8	-35,27	-157,49	280,53	-349,16
C6	1	-487,40	-131,43	131,47	-289,10
	2	-487,58	133,96	-135,66	293,01
	3	-45,90	-68,60	0,00	226,38
	4	-45,90	67,74	0,00	-223,56
	5 a 8	-65,48	-289,66	516,57	-642,92
C9	1	-198,17	-53,14	50,40	-114,09
	2	-200,08	54,73	-54,09	112,17
	3	-9,00	-27,61	0,00	84,23
	4	-10,39	30,09	0,00	-89,26
	5 a 8	-29,51	-112,71	201,43	-249,95
C10	1	-473,86	-117,14	112,59	-253,02
	2	-475,96	120,20	-119,51	250,36
	3	-32,62	-60,59	0,00	118,46
	4	-34,01	64,81	0,00	-197,15
	5 a 8	-68,35	-249,54	447,51	-555,69

6.1.2 Reações de apoio da estrutura NT

FLT-C3	6500	-2,98
	3200	-9,78
FLT-C4	6500	-3,06
	3200	-8,72
FLT-C5	6500	-0,96
	3200	0,69
FLT-C6	6500	-1,14
	3200	0,74
FLT-C9	6500	-2,76
	3200	-10,41
FLT-C10	6500	-4,51
	3200	-17,04

6.1.3 Esforços solicitantes no PÓRTICO “Lt”

Estrutura “LT” carregada no nó 03 com as reações de apoio horizontais da estrutura “NT” na elevação 3200 e no nó 08 com as reações na elevação 6500.

	Barra	N1t	V	M1	M2
C3	1	-2,23	-6,44	-8,54	12,06
	2	2,23	-6,44	-8,54	11,82
	3	0,00	-1,49	0,00	4,91
	4	0,00	-1,49	0,00	4,92
	5 a 8	4,83	-2,23	-13,32	13,46
C4	1	-2,14	-5,94	-7,82	11,19
	2	2,14	-5,84	-7,71	10,98
	3	0,00	-1,53	0,00	5,06
	4	0,00	-1,53	0,00	5,04
	5 a 8	4,31	-2,14	-12,75	12,88
C5	1	-0,27	-0,12	0,00	0,40
	2	0,27	-0,15	-0,04	0,44
	3	0,00	-0,49	0,00	1,62
	4	0,00	-0,47	0,00	1,54
	5 a 8	-0,32	-0,27	-1,58	1,61
C6	1	-0,32	-0,18	-0,04	0,55
	2	0,32	-0,22	-0,10	0,59
	3	0,00	-0,58	0,00	1,93
	4	0,00	-0,56	0,00	1,83
	5 a 8	-0,34	-0,32	-1,93	1,96
C9	1	-2,23	-6,65	-8,89	12,40
	2	2,23	-6,65	-8,72	12,14
	3	0,00	-1,37	0,00	4,54
	4	0,00	-1,39	0,00	4,57
	5 a 8	5,13	-2,23	-13,29	13,42
C10	1	-3,64	-10,88	-14,54	10,29
	2	3,64	-10,66	-14,27	20,29
	3	0,00	-2,25	0,00	7,41
	4	0,00	-2,26	0,00	7,47
	5 a 8	8,40	-3,64	-21,74	21,95

6.1.4 DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE “B1”

Barra	Nnt	M1	M2	Nlt	I	L	Cm	Nsd	Ne	B1 calc	B1	
							=0,6-0,4*M1/M2	=Nnt+Nlt	=3,14*Z*0,8*E*1/LA2	=Cm(1-Nsd/Ne)		
C3	1	-282,85	70,78	-158,88	-2,23	1,11E-04	3,2	1	-285,08	17133,02	1,02	1,02
	2	-284,75	-75,14	157,63	2,23	1,11E-04	3,2	1	-282,52	17133,02	1,02	1,02
	3	-17,91	0,00	119,63	0,00	1,11E-04	3,3	1	-17,91	16110,38	1,00	1,00
	4	-19,30	0,00	-123,95	0,00	1,11E-04	3,3	1	-19,30	16110,38	1,00	1,00
	5 a 8	-39,15	281,58	-349,70	4,83	4,26E-04	12,0	1	-34,32	4667,23	1,01	1,01
C4	1	-473,86	131,05	-291,34	-2,14	1,11E-04	3,2	1	-476,00	17133,02	1,03	1,03
	2	-475,96	-137,13	291,52	2,14	1,11E-04	3,2	1	-473,82	17133,02	1,03	1,03
	3	-32,62	0,00	222,04	0,00	1,11E-04	3,3	1	-32,62	16110,38	1,00	1,00
	4	-34,01	0,00	-226,10	0,00	1,11E-04	3,3	1	-34,01	16110,38	1,00	1,00
	5 a 8	-68,35	517,61	-643,45	4,31	4,26E-04	12,0	1	-64,04	4667,23	1,01	1,01
C5	1	-296,40	71,26	-156,69	-0,27	1,11E-04	3,2	0,42	-296,67	17133,02	0,43	1,00
	2	-296,38	-73,67	159,16	0,27	1,11E-04	3,2	0,41	-296,11	17133,02	0,42	1,00
	3	-31,19	0,00	123,94	0,00	1,11E-04	3,3	0,60	-31,19	16110,38	0,60	1,00
	4	-31,19	0,00	-121,40	0,00	1,11E-04	3,3	0,60	-31,19	16110,38	0,60	1,00
	5 a 8	-35,27	280,53	-349,16	-0,32	4,26E-04	12,0	1	-35,59	4667,23	1,01	1,01
C6	1	-487,40	131,47	-289,10	-0,32	1,11E-04	3,2	0,42	-487,72	17133,02	0,43	1,00
	2	-487,58	-135,66	293,01	0,32	1,11E-04	3,2	0,41	-487,26	17133,02	0,43	1,00
	3	-45,90	0,00	226,38	0,00	1,11E-04	3,3	0,60	-45,90	16110,38	0,60	1,00
	4	-45,90	0,00	-223,56	0,00	1,11E-04	3,3	0,60	-45,90	16110,38	0,60	1,00
	5 a 8	-65,48	516,57	-642,92	-0,34	4,26E-04	12,0	1	-65,82	4667,23	1,01	1,01
C9	1	-198,17	50,40	-114,09	-2,23	1,11E-04	3,2	1	-200,40	17133,02	1,01	1,01
	2	-200,08	-54,09	112,17	2,23	1,11E-04	3,2	1	-197,85	17133,02	1,01	1,01
	3	-9,00	0,00	84,23	0,00	1,11E-04	3,3	1	-9,00	16110,38	1,00	1,00
	4	-10,39	0,00	-89,26	0,00	1,11E-04	3,3	1	-10,39	16110,38	1,00	1,00
	5 a 8	-29,51	201,43	-249,95	5,13	4,26E-04	12,0	1	-24,38	4667,23	1,01	1,01
C10	1	-473,86	112,59	-253,02	-3,64	1,11E-04	3,2	1	-477,50	17133,02	1,03	1,03
	2	-475,96	-119,51	250,36	3,64	1,11E-04	3,2	1	-472,32	17133,02	1,03	1,03
	3	-32,62	0,00	118,46	0,00	1,11E-04	3,3	1	-32,62	16110,38	1,00	1,00
	4	-34,01	0,00	-197,15	0,00	1,11E-04	3,3	1	-34,01	16110,38	1,00	1,00
	5 a 8	-68,35	447,51	-555,69	8,40	4,26E-04	12,0	1	-59,95	4667,23	1,01	1,01

Nota:

- Cm = 1,0 para os casos onde exista carregamento transversal à barra.

6.1.5 Determinação do coeficiente “b2”

Carregamentos verticais atuantes em cada piso / elevação

ELEV	CP	SC	VT
6500	-44,56	-21,01	29,96
3200	-378,85	-252,00	0

Combinações de carregamentos verticais atuantes em cada piso / elevação

Comb.	ELEV	$\Psi * \gamma$			+Nsd
		CP	SC	VT	
C3	6500	1,40	0,00	0,84	-37,22
	3200	1,40	0,00	0,84	-530,39
C4	6500	1,40	1,40	0,84	-66,63
	3200	1,40	1,40	0,84	-883,19
C5	6500	1,40	0,00	0,00	-62,38
	3200	1,40	0,00	0,00	-530,39
C6	6500	1,40	1,40	0,00	-91,80
	3200	1,40	1,40	0,00	-883,19
C9	6500	1,00	0,00	0,84	-19,39
	3200	1,00	0,00	0,84	-378,85
C10	6500	1,40	0,98	0,84	-57,81
	3200	1,40	0,98	0,84	-777,35

Determinação do coeficiente “B2” para cada piso / elevação

	ELEV	Rs	d [mm]	dh	h	+Nsd	+Hsd	B2
								$=1/(1-1/Rs*dh/h*Nsd/Hsd)$
C3	6500	0,85	3,80	2,15E-03	3,3	-37,22	-2,98	1,010
	3200	0,85	1,65	1,65E-03	3,2	-530,39	-9,78	1,034
C4	6500	0,85	3,68	2,14E-03	3,3	-66,63	-3,06	1,017
	3200	0,85	1,54	1,54E-03	3,2	-883,19	-8,72	1,061
C5	6500	0,85	0,57	4,80E-04	3,3	-62,38	-0,96	1,011
	3200	0,85	0,09	9,00E-05	3,2	-530,39	0,69	0,975
C6	6500	0,85	0,69	5,80E-04	3,3	-91,80	-1,14	1,017
	3200	0,85	0,11	1,10E-04	3,2	-883,19	0,74	0,954
C9	6500	0,85	3,75	2,06E-03	3,3	-19,39	-2,76	1,005
	3200	0,85	1,69	1,69E-03	3,2	-378,85	-10,41	1,023
C10	6500	0,85	6,14	3,38E-03	3,3	-57,81	-4,51	1,016
	3200	0,85	2,76	2,76E-03	3,2	-777,35	-17,04	1,049

Os coeficientes “B2” encontrados são menores que 1,55 o que classifica a estrutura como de “Pequena Deslocabilidade” e valida o procedimento utilizado.

6.1.6 Esforços solicitantes de cálculo

Segue tais esforços nos elementos de pórtico:

Barra	B1	B2 (M1)	B2 (M2)	Nsd	Vsd	M1sd	M2sd	
				=Nnt+N1t	=Vnt+V1t	=Mnt+M1t		
C3	1	1,02	1,000	1,034	-285,16	-79,94	63,42	-149,05
	2	1,02	1,000	1,034	-282,44	69,07	-84,92	172,45
	3	1,00	1,034	1,010	-17,91	-39,83	0,00	124,72
	4	1,00	1,034	1,010	-19,30	39,11	0,00	-119,13
	5 a 8	1,01	1,034	1,034	-34,16	-159,41	269,88	-338,35
C4	1	1,03	1,000	1,061	-476,13	-119,67	126,87	-287,56
	2	1,03	1,000	1,061	-473,69	130,88	-148,63	311,23
	3	1,00	1,061	1,017	-32,62	-70,90	0,00	227,64
	4	1,00	1,061	1,017	-34,01	70,02	0,00	-221,45
	5 a 8	1,01	1,061	1,061	-63,78	-291,52	511,18	-638,61
C5	1	1,00	1,000	0,945	-296,67	-71,36	71,26	-156,31
	2	1,00	1,000	0,945	-296,11	72,60	-73,71	159,58
	3	1,00	0,945	1,011	-31,19	-38,05	0,00	125,58
	4	1,00	0,945	1,011	-31,19	36,32	0,00	-119,84
	5 a 8	1,01	0,945	0,945	-35,57	-157,76	281,18	-350,30
C6	1	1,00	1,000	0,954	-487,72	-131,61	131,43	-288,58
	2	1,00	1,000	0,954	-487,26	133,74	-135,76	293,57
	3	1,00	0,954	1,017	-45,90	-69,18	0,00	228,34
	4	1,00	0,954	1,017	-45,90	67,18	0,00	-221,70
	5 a 8	1,01	0,954	0,954	-65,80	-289,98	522,01	-650,12
C9	1	1,01	1,000	1,023	-200,45	-59,79	42,10	-102,74
	2	1,01	1,000	1,023	-197,80	48,08	-63,43	125,88
	3	1,00	1,023	1,005	-9,00	-28,98	0,00	88,84
	4	1,00	1,023	1,005	-10,39	28,70	0,00	-84,72
	5 a 8	1,01	1,023	1,023	-24,26	-114,94	188,89	-237,53
C10	1	1,03	1,000	1,049	-477,68	-128,02	101,19	-249,28
	2	1,03	1,000	1,049	-472,14	109,54	-137,07	278,55
	3	1,00	1,049	1,016	-32,62	-62,84	0,00	126,23
	4	1,00	1,049	1,016	-34,01	62,55	0,00	-189,98
	5 a 8	1,01	1,049	1,049	-59,54	-253,18	430,45	-539,80

E nos elementos de treliça:

	Nsd	Vsd	Msd		Nsd	Vsd	Msd
	9	-8,94	0,0E+00		9	15,42	0,0E+00
	10	-15,70	0,0E+00		10	-12,49	0,0E+00
	11	-15,70	0,0E+00		11	-12,49	0,0E+00
	12	-6,46	0,0E+00		12	15,42	0,0E+00
	13	-28,32	0,0E+00		13	-89,11	0,0E+00
c3	14	-25,59	0,0E+00	c6	14	-89,11	0,0E+00
	15	-27,92	0,0E+00		15	-89,11	0,0E+00
	16	-30,05	0,0E+00		16	-89,11	0,0E+00
	17	0,97	2,1E-16		17	-14,41	-3,9E-17
	18	8,36	0,0E+00		18	34,51	0,0E+00
	19	5,88	-1,3E-19		19	5,88	-7,7E-20
	20	11,43	0,0E+00		20	34,51	0,0E+00
	21	-0,84	-1,4E-16		21	-14,41	-2,1E-16
	9	-9,60	0,0E+00		9	-13,58	0,0E+00
	10	-26,47	0,0E+00		10	-15,25	0,0E+00
	11	-26,47	0,0E+00		11	-15,25	0,0E+00
	12	-7,12	0,0E+00		12	-11,10	0,0E+00
	13	-60,61	0,0E+00		13	-12,09	0,0E+00
c4	14	-57,87	0,0E+00	c9	14	-9,35	0,0E+00
	15	-60,21	0,0E+00		15	-11,69	0,0E+00
	16	-62,34	0,0E+00		16	-13,82	0,0E+00
	17	-6,38	1,5E-16		17	2,98	2,0E-16
	18	20,86	0,0E+00		18	2,07	0,0E+00
	19	5,88	-7,7E-20		19	4,20	-9,5E-20
	20	23,93	0,0E+00		20	5,14	0,0E+00
	21	-8,19	-2,1E-16		21	1,18	-9,7E-17
	9	16,13	0,0E+00		9	-26,18	0,0E+00
	10	-1,68	0,0E+00		10	-32,66	0,0E+00
	11	-1,68	0,0E+00		11	-32,66	0,0E+00
	12	16,13	0,0E+00		12	-22,04	0,0E+00
	13	-56,82	0,0E+00		13	-31,92	0,0E+00
c5	14	-56,82	0,0E+00	c10	14	-27,36	0,0E+00
	15	-56,82	0,0E+00		15	-31,26	0,0E+00
	16	-56,82	0,0E+00		16	-34,80	0,0E+00
	17	-7,06	4,7E-17		17	1,17	2,9E-16
	18	22,01	0,0E+00		18	8,01	0,0E+00
	19	5,88	-1,3E-19		19	5,88	-9,4E-20
	20	22,01	0,0E+00		20	13,12	0,0E+00
	21	-7,06	-1,2E-16		21	-1,83	-1,9E-16

6.1.7 Máximos esforços solicitantes de cálculo

		Nsd	Vsd	M1sd	M2sd
Min	1	-487,72	-131,61	42,10	-288,58
	2	-487,26	48,08	-148,63	125,88
	3	-45,90	-70,90	0,00	88,84
	4	-45,90	28,70	0,00	-221,70
	5 a 8	-65,80	-291,52	188,89	-650,12
Max	1	-200,45	-59,79	131,43	-102,74
	2	-197,80	133,74	-63,43	311,23
	3	-9,00	-28,98	0,00	228,34
	4	-10,39	70,02	0,00	-84,72
	5 a 8	-24,26	-114,94	522,01	-237,53
CRÍTICO ABSOLUTO	1	487,72	131,61	131,43	288,58
	2	487,26	133,74	148,63	311,23
	3	45,90	70,90	0,00	228,34
	4	45,90	70,02	0,00	221,70
	5 a 8	65,80	291,52	522,01	650,12

		Nsd	Vsd	Msd
Min	9	-26,18	0,00	0,00
	10	-32,66	0,00	0,00
	11	-32,66	0,00	0,00
	12	-22,04	0,00	0,00
	13	-89,11	0,00	0,00
	14	-89,11	0,00	0,00
	15	-89,11	0,00	0,00
	16	-89,11	0,00	0,00
	17	-14,41	0,00	0,00
	18	2,07	0,00	0,00
	19	4,20	0,00	0,00
Max	20	5,14	0,00	0,00
	21	-14,41	0,00	0,00
	9	16,13	0,00	0,00
	10	-1,68	0,00	0,00
	11	-1,68	0,00	0,00
	12	16,13	0,00	0,00
	13	-12,09	0,00	0,00
	14	-9,35	0,00	0,00
	15	-11,69	0,00	0,00
	16	-13,82	0,00	0,00
	17	2,98	0,00	0,00
18	34,51	0,00	0,00	
19	5,88	0,00	0,00	
20	34,51	0,00	0,00	
21	1,18	0,00	0,00	

(Todas as grandezas expressas em kilonewton e metro)

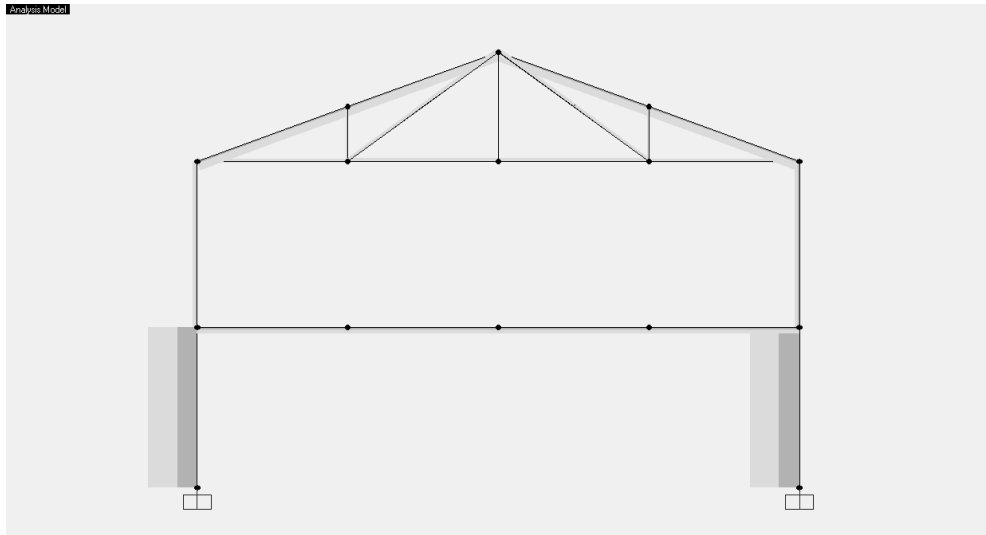


Fig. 5.7.1 – Diagrama de esforço normal

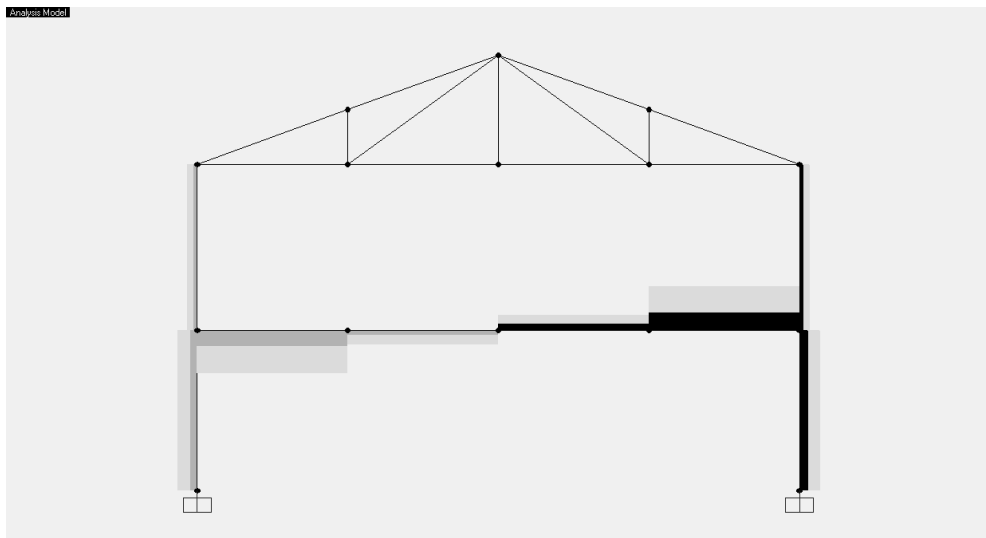


Fig. 5.7.2 – Diagrama de cisalhamento

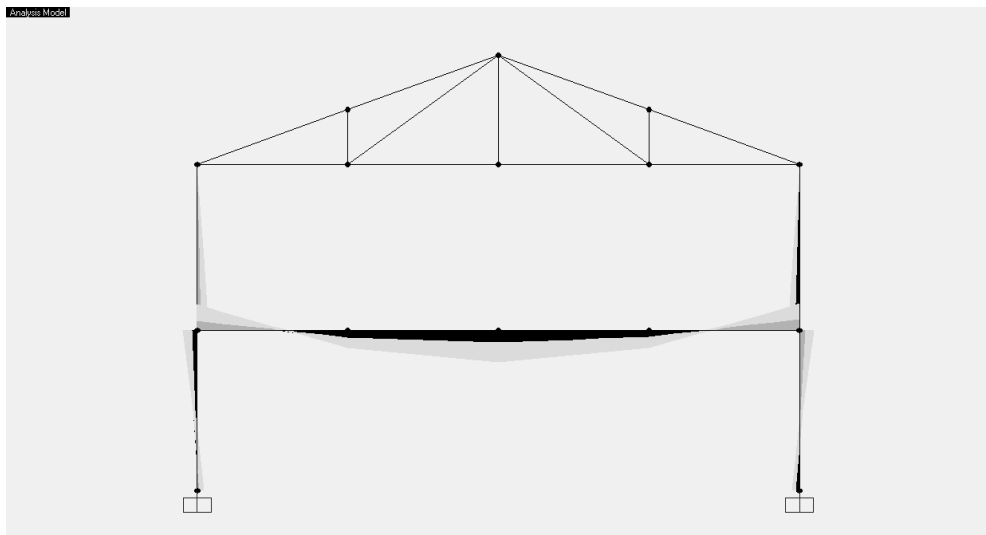
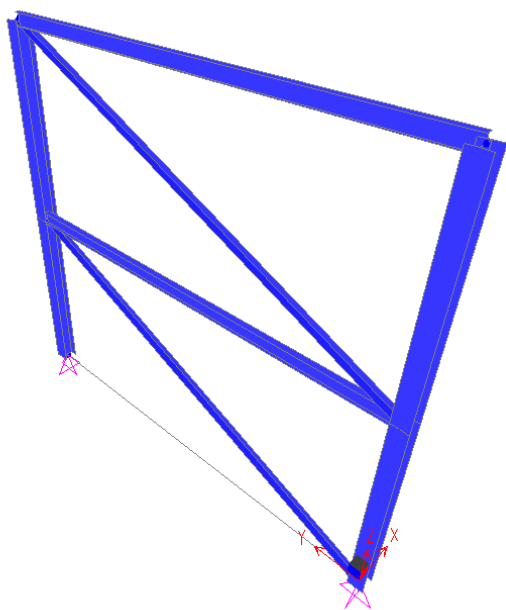


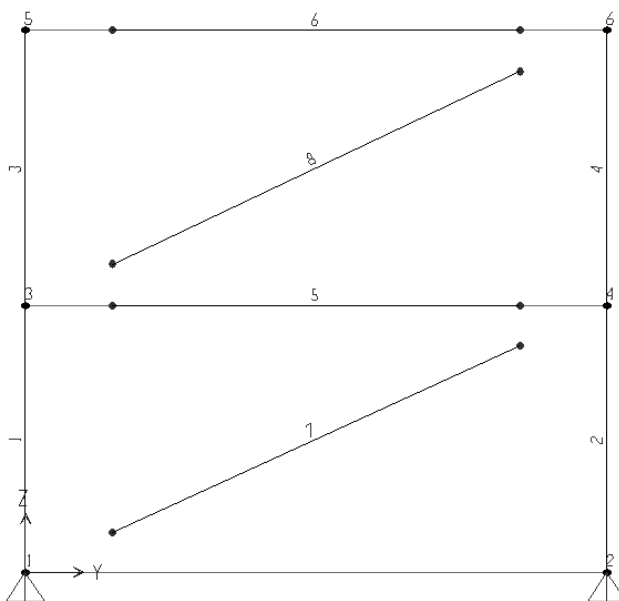
Fig. 5.7.3 – Diagrama de momento fletor

6.2 CONTRAVENTAMENTO LONGITUDINAL

Object Model



Object Model



Foi realizada análise de 2ª ordem do pórtico para todas as combinações últimas utilizando o Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes, MÃES, para obtenção dos esforços solicitantes de cálculo em cada barra. Na estrutura treliçada foi realizada análise convencional de 1ª ordem.

Os efeitos de imperfeições geométricas foram considerados por meio de forças nocionais.

Os efeitos de imperfeições nos materiais foram considerados por meio da redução de 20% do modulo de elasticidade.

Por simplificação, esforço de cisalhamento foi considerado constante e igual ao seu valor máximo em toda a barra, uma vez que foi observada pequena variação desta.

Todas as grandezas expressas em kilonewton (kN) e metro (m), exceto onde indicado.

6.2.1 ESFORÇOS SOLICITANTES NO PÓRTICO "NT"

	Barra	Nnt	V	M1	M2
CL1	01	-168,61	1,42	0,00	-4,55
	02	-161,04	0,00	0,00	0,00
	03	-15,47	-1,38	0,00	-4,55
	04	-14,18	0,00	0,00	0,00
	05	-3,71	0,00	0,00	0,00
	06	-7,54	0,00	0,00	0,00
	07	0,00	0,00	0,00	0,00
	08	-3,02	0,00	0,00	0,00
CL2	01	-155,14	2,37	0,00	-7,58
	02	-150,85	0,00	0,00	0,00
	03	-14,37	-2,30	0,00	-7,58
	04	-12,22	0,00	0,00	0,00
	05	-6,18	0,00	0,00	0,00
	06	-12,56	0,00	0,00	0,00
	07	0,00	0,00	0,00	0,00
	08	-5,03	0,00	0,00	0,00
CL3	01	-167,90	2,59	0,00	-8,28
	02	-166,70	0,00	0,00	0,00
	03	-15,47	-2,51	0,00	-8,28
	04	-14,90	0,00	0,00	0,00
	05	-1,64	0,00	0,00	0,00
	06	-3,34	0,00	0,00	0,00
	07	0,00	0,00	0,00	0,00
	08	-1,34	0,00	0,00	0,00

6.2.2 REAÇÕES DE APOIO DA ESTRUTURA NT

FLT-CL1	6500	10,26
	3200	3,71
FLT-CL2	6500	17,11
	3200	6,18
FLT-CL3	6500	4,54
	3200	1,64

6.2.3 ESFORÇOS SOLICITANTES NO PÓRTICO "LT"

	Barra	N _{1t}	V	M1	M2
	01	4,60	3,44	0,00	-11,01
	02	-11,21	-3,95	0,00	-12,64
	03	0,00	-3,33	0,00	-11,01
CL1	04	-4,60	3,83	0,00	-12,64
	05	-6,69	0,00	0,00	0,00
	06	-13,58	0,00	0,00	0,00
	07	15,90	0,00	0,00	0,00
	08	10,78	0,00	0,00	0,00
	01	7,66	5,73	0,00	-18,36
	02	-18,68	-6,58	0,00	21,06
	03	0,00	-5,56	0,00	-18,36
CL2	04	-7,66	6,38	0,00	21,06
	05	-11,14	0,00	0,00	0,00
	06	-22,63	0,00	0,00	0,00
	07	26,49	0,00	0,00	0,00
	08	17,97	0,00	0,00	0,00
	01	2,04	1,53	0,00	-48,00
	02	-4,97	-1,75	0,00	5,60
	03	0,00	-1,48	0,00	-48,00
CL3	04	-2,04	1,70	0,00	5,60
	05	-2,96	0,00	0,00	0,00
	06	-6,02	0,00	0,00	0,00
	07	7,05	0,00	0,00	0,00
	08	4,78	0,00	0,00	0,00

6.2.4 DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE “B1”

Barra	Nnt	M1	M2	N1t	I	L	Cm	Nsd	Ne	B1 calc	B1	
							=0,6-0,4*M1/M2	=Nnt+N1t	=3,14*d ² *0,8*E*I/L ²	=Cm*(1-Nsd/Ne)		
CL1	01	-168,61	0,00	-4,55	4,60	8,50E-05	3,2	1,00	-164,01	13108,07	1,01	1,013
	02	-161,04	0,00	0,00	-11,21	8,50E-05	3,2	1,00	-172,25	13108,07	1,01	1,013
	03	-15,47	0,00	-4,55	0,00	8,50E-05	3,3	1,00	-15,47	12325,68	1,00	1,001
	04	-14,18	0,00	0,00	-4,60	8,50E-05	3,3	1,00	-18,78	12325,68	1,00	1,002
	05	-3,71	0,00	0,00	-6,69	1,23E-05	7,0	0,60	-10,40	396,72	0,62	1,000
	06	-7,54	0,00	0,00	-13,58	1,23E-05	7,0	0,60	-21,12	396,72	0,63	1,000
	07	0,00	0,00	0,00	15,90	1,81E-06	7,7	0,60	15,90	48,33	0,40	1,000
	08	-3,02	0,00	0,00	10,78	1,81E-06	7,7	0,60	7,76	47,80	0,50	1,000
CL2	01	-155,14	0,00	-7,58	7,66	8,50E-05	3,2	1,00	-147,48	13108,07	1,01	1,011
	02	-150,85	0,00	0,00	-18,68	8,50E-05	3,2	1,00	-169,53	13108,07	1,01	1,013
	03	-14,37	0,00	-7,58	0,00	8,50E-05	3,3	1,00	-14,37	12325,68	1,00	1,001
	04	-12,22	0,00	0,00	-7,66	8,50E-05	3,3	1,00	-19,88	12325,68	1,00	1,002
	05	-6,18	0,00	0,00	-11,14	1,23E-05	7,0	0,60	-17,32	396,72	0,63	1,000
	06	-12,56	0,00	0,00	-22,63	1,23E-05	7,0	0,60	-35,19	396,72	0,65	1,000
	07	0,00	0,00	0,00	26,49	1,81E-06	7,7	0,60	26,49	48,33	0,27	1,000
	08	-5,03	0,00	0,00	17,97	1,81E-06	7,7	0,60	12,94	47,80	0,44	1,000
CL3	01	-167,90	0,00	-8,28	2,04	8,50E-05	3,2	1,00	-165,86	13108,07	1,01	1,013
	02	-166,70	0,00	0,00	-4,97	8,50E-05	3,2	1,00	-171,67	13108,07	1,01	1,013
	03	-15,47	0,00	-8,28	0,00	8,50E-05	3,3	1,00	-15,47	12325,68	1,00	1,001
	04	-14,90	0,00	0,00	-2,04	8,50E-05	3,3	1,00	-16,94	12325,68	1,00	1,001
	05	-1,64	0,00	0,00	-2,96	1,23E-05	7,0	0,60	-4,60	396,72	0,61	1,000
	06	-3,34	0,00	0,00	-6,02	1,23E-05	7,0	0,60	-9,36	396,72	0,61	1,000
	07	0,00	0,00	0,00	7,05	1,81E-06	7,7	0,60	7,05	48,33	0,51	1,000
	08	-1,34	0,00	0,00	4,78	1,81E-06	7,7	0,60	3,44	47,80	0,56	1,000

Nota:

- Cm = 1,0 para os casos onde exista carregamento transversal à barra.

6.2.5 DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE “B2”

Carregamentos verticais atuantes em cada piso / elevação

ELEV	CP	SC	VT
6500	-133,68	-63,03	0
3200	-1136,55	-756,00	0

Combinações de carregamentos verticais atuantes em cada piso / elevação

Comb.	ELEV	$\Psi * \gamma$			+Nsd
		CP	SC	VT	
CL1	6500	1,40	1,40	0,84	-275,39
	3200	1,40	1,40	0,84	-2649,57
CL2	6500	1,40	0,98	1,40	-248,92
	3200	1,40	0,98	1,40	-2332,05
CL3	6500	1,40	1,40	0,00	-275,39
	3200	1,40	1,40	0,00	-2649,57

Determinação do coeficiente “B2” para cada piso / elevação

	ELEV	RS	d mm	dh	h	+Nsd	+Hsd	B2
								$=1/(1-1/RS*dh/h*Nsd/Hsd)$
CL1	6500	1,0	1,00	5,07E-04	3,3	-275,39	10,26	0,996
	3200	1,0	0,49	4,91E-04	3,2	-2649,57	3,71	0,901
CL2	6500	1,0	1,66	8,45E-04	3,3	-248,92	17,11	0,996
	3200	1,0	0,82	8,19E-04	3,2	-2332,05	6,18	0,912
CL3	6500	1,0	0,44	2,25E-04	3,3	-275,39	4,54	0,996
	3200	1,0	0,22	2,18E-04	3,2	-2649,57	1,64	0,901

Os coeficientes “B2” encontrados são menores que 1,55 o que classifica a estrutura como de “Pequena Deslocabilidade” e valida o procedimento utilizado.

6.2.6

ESFORÇOS SOLICITANTES DE CÁLCULO

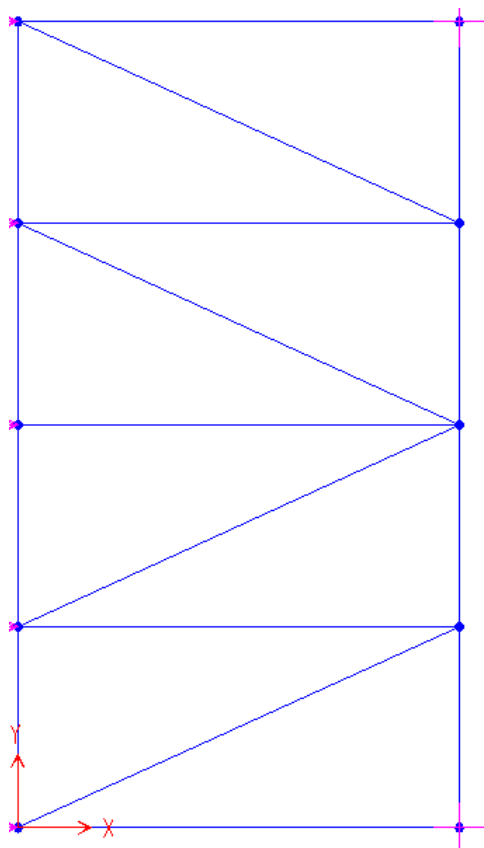
Barra	B1	B2 (M1)	B2 (M2)	Nsd	Vsd	M1sd	M2sd	
				=Nnt+Nlt	=Vnt+vlt	=Mnt+Mlt		
CL1	01	1,013	1,000	0,901	-164,01	4,86	0,00	-14,53
	02	1,013	1,000	0,901	-172,25	-3,95	0,00	-11,39
	03	1,001	0,996	0,901	-15,47	-4,71	0,00	-14,48
	04	1,002	0,996	0,901	-18,76	3,83	0,00	-11,39
	05	1,000	0,901	0,901	-9,73	0,00	0,00	0,00
	06	1,000	0,996	0,996	-21,06	0,00	0,00	0,00
	07	1,000	1,000	0,901	15,90	0,00	0,00	0,00
	08	1,000	0,901	0,996	7,72	0,00	0,00	0,00
			7,790	7,399				
CL2	01	1,011	1,000	0,912	-147,48	8,10	0,00	-24,41
	02	1,013	1,000	0,912	-169,53	-6,58	0,00	19,21
	03	1,001	0,996	0,912	-14,37	-7,86	0,00	-24,33
	04	1,002	0,996	0,912	-19,85	6,38	0,00	19,21
	05	1,000	0,912	0,912	-16,34	0,00	0,00	0,00
	06	1,000	0,996	0,996	-35,11	0,00	0,00	0,00
	07	1,000	1,000	0,912	26,49	0,00	0,00	0,00
	08	1,000	0,912	0,996	12,87	0,00	0,00	0,00
CL3	01	1,013	1,000	0,901	-165,86	4,12	0,00	-51,63
	02	1,013	1,000	0,901	-171,67	-1,75	0,00	5,05
	03	1,001	0,996	0,901	-15,47	-3,99	0,00	-51,54
	04	1,001	0,996	0,901	-16,93	1,70	0,00	5,05
	05	1,000	0,901	0,901	-4,31	0,00	0,00	0,00
	06	1,000	0,996	0,996	-9,33	0,00	0,00	0,00
	07	1,000	1,000	0,901	7,05	0,00	0,00	0,00
	08	1,000	0,901	0,996	3,42	0,00	0,00	0,00

6.2.7 MÁXIMOS ESFORÇOS SOLICITANTES DE CÁLCULO

Segue tais esforços nos elementos

		Nsd	Vsd	M1sd	M2sd
Min	01	-165,86	4,12	0,00	-51,63
	02	-172,25	-6,58	0,00	-11,39
	03	-15,47	-7,86	0,00	-51,54
	04	-19,85	1,70	0,00	-11,39
	05	-16,34	0,00	0,00	0,00
	06	-35,11	0,00	0,00	0,00
	07	7,05	0,00	0,00	0,00
	08	3,42	0,00	0,00	0,00
Max	01	-147,48	8,10	0,00	-14,53
	02	-169,53	-1,75	0,00	19,21
	03	-14,37	-3,99	0,00	-14,48
	04	-16,93	6,38	0,00	19,21
	05	-4,31	0,00	0,00	0,00
	06	-9,33	0,00	0,00	0,00
	07	26,49	0,00	0,00	0,00
	08	12,87	0,00	0,00	0,00
CRÍTICO ABSOLUTO	01	165,86	8,10	0,00	51,63
	02	172,25	6,58	0,00	19,21
	03	15,47	7,86	0,00	51,54
	04	19,85	6,38	0,00	19,21
	05	16,34	0,00	0,00	0,00
	06	35,11	0,00	0,00	0,00
	07	26,49	0,00	0,00	0,00
	08	12,87	0,00	0,00	0,00

6.3 CONTRAVENTAMENTO DE COBERTURA



Estrutura modelada como um sistema treliçado no qual apenas as barras diagonais tracionadas absorvem os esforços.

Todas as grandezas expressas em kilonewton (kN) e metro (m), exceto onde indicado.

6.3.1 Esforços solicitantes de cálculo

Segue tais esforços nos elementos da treliça:

	Nsd	Vsd	Msd	
	1	-2,67	0,00	0,00
	2	-3,66	0,00	0,00
	3	-3,66	0,00	0,00
	4	-2,67	0,00	0,00
	5	-1,34	0,00	0,00
	6	1,34	0,00	0,00
	7	1,34	0,00	0,00
	8	-1,34	0,00	0,00
VTL	9	-7,34	0,00	0,00
	10	-5,84	0,00	0,00
	11	-4,34	0,00	0,00
	12	-5,84	0,00	0,00
	13	-7,34	0,00	0,00
	14	6,42	0,00	0,00
	15	2,39	0,00	0,00
	16	2,39	0,00	0,00
	17	6,42	0,00	0,00

7.0 DIMENSIONAMENTO DE BARRAS A TRAÇÃO

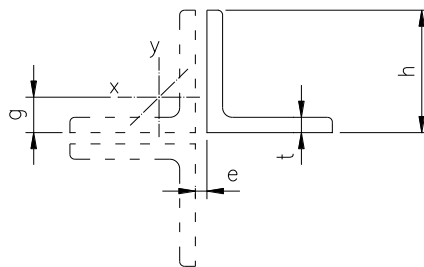
7.1 TRELIÇA – CORDAS INFERIORES

Maximo esforço solicitante: 16,12 kN ou 1,64 tf

Comprimento L: 3,00 m

Carga Axial	1,64 tf	ou	1644,89796 kgf
L	3,00 m	ou	300 cm
Lw	100 mm	ou	10 cm
	02	Espaços entre chapas espaçadoras	

Perfil:	(T) LL 38,1 x 3,17	Aço:	A36	
h	38,10 mm =	3,81 cm	E	2050000 kgf/cm ²
t	3,17 mm =	0,317 cm	f _y	2500 kgf/cm ²
Arranjo [L / T / +]	T		f _u	4000 kgf/cm ²
e	6,00 mm =	0,6 cm		



Propriedades Geometricas

Ag	4,63 cm²
r_x	1,18 cm
r_y	1,73 cm
r'	0,75 cm
g	1,07 cm
peso	3,63 kg/m

An	4,63 cm ²	
Ct	0,89	OK ✓
Ae	4,13 cm ²	

Resistencia de Calculo			
N_{tg, sd}	10523 kgf	0,16	OK ✓
N_{tn, sd}	12249 kgf	0,13	OK ✓

Esbeltez			
λ_x	254	0,85	OK ✓
λ_y	174	0,58	OK ✓
λ'	200	0,67	OK ✓

7.2 TRELIÇA – DIAGONAIS

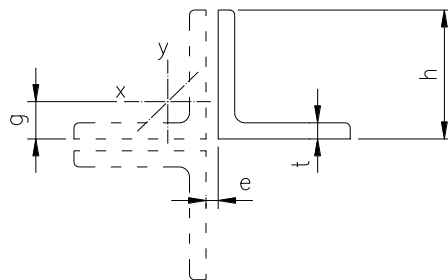
Maximo esforço solicitante: 34,51 kN ou 3.52 tf

Comprimento L: 3,71 m

Carga Axial	3,52 tf	ou	3521,42857 kgf
L	3,71 m	ou	371 cm
Lw	120 mm	ou	12 cm
	02 Espaços entre chapas espaçadoras		

Perfil:	(T) LL 44,45 x 3,17		
h	44,45 mm =	4,445 cm	
t	3,17 mm =	0,317 cm	
Arranjo [L / T / +]	T		
e	6,00 mm =	0,6 cm	

Aço:	A36
E	2050000 kgf/cm ²
fy	2500 kgf/cm ²
fu	4000 kgf/cm ²



Propriedades Geometricas

Ag	5,44 cm²
rx	1,38 cm
ry	1,99 cm
r'	0,88 cm
g	1,23 cm
peso	4,27 kg/m

An	5,44 cm ²
Ct	0,90
Ae	4,88 cm ²

OK ✓

Resistencia de Calculo

Ntg, sd	12353 kgf	0,29	OK ✓
Ntn, sd	14454 kgf	0,24	OK ✓

Esbeltez

λx	269	0,90	OK ✓
λy	186	0,62	OK ✓
λ'	212	0,71	OK ✓

7.3 TRELIÇA – MONTANTES

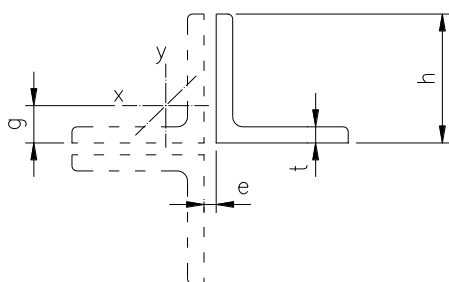
Maximo esforço solicitante: 5,81 kN ou 0,59 tf

Comprimento L: 2,18 m

Carga Axial	0,59 tf	ou	592,857143 kgf
L	2,18 m	ou	218 cm
Lw	75 mm	ou	7,5 cm
	02 Espaços entre chapas espaçadoras		

Perfil:	(T) LL 25,4 x 3,17
h	25,40 mm = 2,54 cm
t	3,17 mm = 0,317 cm
Arranjo [L / T / +]	T
e	6,00 mm = 0,6 cm

Aço:	A36
E	2050000 kgf/cm ²
fy	2500 kgf/cm ²
fu	4000 kgf/cm ²



Propriedades Geometricas

Ag	3,02 cm²
rx	0,79 cm
ry	1,19 cm
r'	0,50 cm
g	0,75 cm
peso	2,37 kg/m

An	3,02 cm ²	
Ct	0,90	OK ✓
Ae	2,72 cm ²	

Resistencia de Calculo			
Ntg, sd	6863 kgf	0,09	OK ✓
Ntn, sd	8048 kgf	0,07	OK ✓

Esbeltez			
λx	277	0,92	OK ✓
λy	183	0,61	OK ✓
λ'	218	0,73	OK ✓

7.4 CONTRAVENTAMENTO LONGITUDINAL

Maximo esforço solicitante: 26,49 kN ou 2,70 tf

Comprimento L: 7,7 m

Carga Axial **2,70 tf** ou 2703,06122 kgf
 L **7,70 m** ou 770 cm

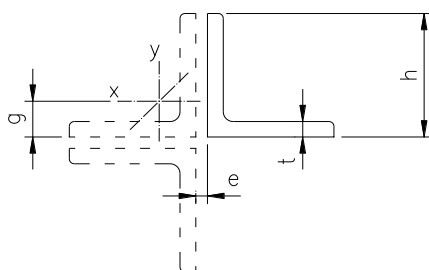
Pré dimensionamento		
Área		1,19 cm
r min		2,57 cm
r' min		0,00 cm

Perfil: **L 152,4 x 9,52**

Aço: **A36**

h **152,40 mm** = 15,24 cm
 t **9,52 mm** = 0,952 cm
 Arranjo [L / T / +] **L**
 e **n/a mm** = n/a cm
 nº ch espaçad. **00** ou 770,00 cm entre chapas
 Lc **120,0 mm** = 12 cm

E 2050000 kgf/cm²
 fy 2500 kgf/cm²
 fu 4000 kgf/cm²



Propriedades Geometricas	
Ag	28,11 cm ²
rx	4,72 cm
ry	4,72 cm
r'	3,00 cm
g	4,17 cm
peso	22,07 kg/m

Ø paraf. **19,0 mm** ou 12/16 " ou 1,9 cm
 Furos feitos por [Furadeira / Punção] **F** Ø do furo = 20,5 mm ou 2,05 cm

bn = 15,24 - 2,1 = 13,19 cm

An 12,56 cm²

Ct **0,65** OK ✓

Ae 8,20 cm²

Resistencia de Calculo			
Ntg, sd	63888 kgf	0,04	OK ✓
Ntn, sd	24286 kgf	0,11	OK ✓

Esbeltez			
λx	163	0,54	OK ✓
λy	163	0,54	OK ✓
λ'	256	0,85	OK ✓

7.5 CONTRAVENTAMENTO DE COBERTURA

Maximo esforço solicitante: 6,42 kN ou 0,66 tf

Comprimento L: 7,7 m

Carga Axial **0,66 tf** ou 655,102041 kgf
 L **7,70 m** ou 770 cm

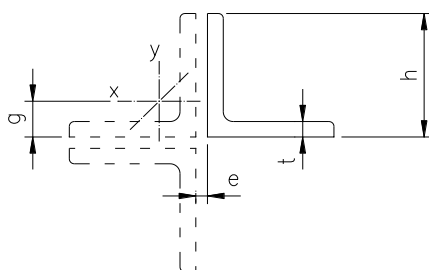
Pré dimensionamento		
Área	0,29 cm	
r min	2,57 cm	
r' min	0,00 cm	

Perfil: **L 152,4 x 9,52**

Aço: **A36**

h **152,40 mm** = 15,24 cm
 t **9,52 mm** = 0,952 cm
 Arranjo [L / T / +] **L**
 e **n/a mm** = n/a cm
 nº ch espaçad. **00** ou 770,00 cm entre chapas
 Lc **120,0 mm** = 12 cm

E 2050000 kgf/cm²
 fy 2500 kgf/cm²
 fu 4000 kgf/cm²



Propriedades Geometricas	
Ag	28,11 cm ²
rx	4,72 cm
ry	4,72 cm
r'	3,00 cm
g	4,17 cm
peso	22,07 kg/m

Ø paraf. **19,0 mm** ou 12/16 " ou 1,9 cm
 Furos feitos por [Furadeira / Punção] **F** Ø do furo = 20,5 mm ou 2,05 cm

bn = 15,24 - 2,1 = 13,19 cm

An 12,56 cm²

Ct **0,65** OK ✓

Ae 8,20 cm²

Resistencia de Calculo			
Ntg, sd	63888 kgf	0,01	OK ✓
Ntn, sd	24286 kgf	0,03	OK ✓

Esbeltez			
λx	163	0,54	OK ✓
λy	163	0,54	OK ✓
λ'	256	0,85	OK ✓

8.0 DIMENSIONAMENTO DE BARRAS A COMPRESSÃO

8.1 TRELIÇA – CORDAS SUPERIORES

Máximo esforço solicitante: 89,11 kN ou 9,09 tf

Comprimento L: 3,19 m

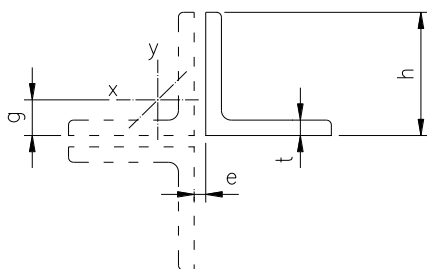
Carga Axial	9,09 tf	ou	9090 kgf
L	3,19 m	ou	319 cm

Pré dimensionamento		
Área		4,00 cm²
r min		1,06 cm
rz min		0,53 cm

Perfil: **(T) LL 63 x 7,94**

Aço: **A36**

h	63,00 mm =	6,3 cm	E	2000000 kgf/cm ²
t	7,94 mm =	0,794 cm	G	785714,286 kgf/cm ²
Arranjo [L / T / +]	T		fy	2500 kgf/cm ²
e	6,00 mm =	0,6 cm	fu	4000 kgf/cm ²
nº ch espaçad.	01	ou	160 cm entre chapas	
Lw	120 mm	ou	12 cm	



Propriedades Geometricas			
Ag	18,75 cm²	peso	56,13 kg/m
Ix	71,51 cm⁴	rx	1,95 cm
Iy	158,11 cm⁴	ry	2,90 cm
Iz	28,88 cm⁴	rz	1,24 cm
J	3,94 cm⁴	g	1,87 cm
		Cw	0,00 cm⁶

Força axial de compressão resistente de cálculo

b/t	7,93
(b/t) lim	12,73
(b/t) sup	25,74
Qs (sup<b/t)	1,13
Qs (lim<b/t<sup)	6,73
Q	1,00

K_x		1,00	(bi rotulada)
Ne x		13.870,9 kgf	
λ_{0x}	Índice de esbeltez reduzido	1,84	
$\chi_{comp.}$		0,24	
$\chi_{\bar{n} comp.}$		0,26	
χ	Fator de red. (resist. à comp.)	0,26	

K_y		1,00	(bi rotulada)
Ne y		122.674,6 kgf	
λ_{0y}	Índice de esbeltez reduzido	0,62	
$\chi_{comp.}$		0,85	
$\chi_{\bar{n} comp.}$		2,30	
χ	Fator de red. (resist. à comp.)	0,85	

r0		3,50	
Kz		1,00	
Ne z		252.751,0 kgf	
λ_{0z}	Índice de esbeltez reduzido	0,43	
$\chi_{comp.}$		0,93	
$\chi_{\bar{n} comp.}$		4,73	
χ	Fator de red. (resist. à comp.)	0,93	

Ne yz		122.674,6 kgf	
λ_{0z}	Índice de esbeltez reduzido	0,62	
$\chi_{comp.}$		0,85	
$\chi_{\bar{n} comp.}$		2,30	
χ	Fator de red. (resist. à comp.)	0,85	

γ_{a1} 1,10 (constante neste caso)

Nc,x,rd	11.058,9 kgf	0,82	OK ✓
Nc,y,rd	36.312,1 kgf	0,25	OK ✓
Nc,z,rd	39.426,9 kgf	0,23	OK ✓
Nc,yz,rd	36.312,1 kgf	0,25	OK ✓

Esbeltez				
	λ_X	163	0,54	OK ✓
	λ_Y	110	0,37	OK ✓
	λ_Z	129	0,43	OK ✓

8.2 TRELIÇA – MONTANTES

Máximo esforço solicitante: 14,41 kN ou 1,47 tf

Comprimento L: 2,18 m

Carga Axial **1,47 tf** ou 1470 kgf
L **2,18 m** ou 218 cm

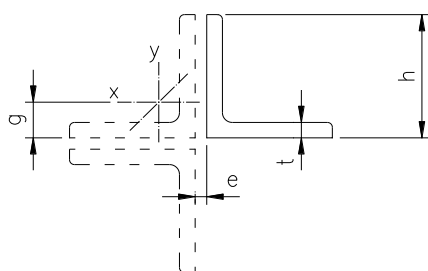
Pré dimensionamento		
Área	0,65 cm ²	
r min	0,73 cm	
rz min	0,36 cm	

Perfil: **(T) LL 38,1 x 3,17**

Aço: **A36**

h	38,10 mm =	3,81 cm	E	2000000 kgf/cm ²
t	3,17 mm =	0,317 cm	G	785714,286 kgf/cm ²
Arranjo [L / T / +]	T		fy	2500 kgf/cm ²
e	6,00 mm =	0,6 cm	fu	4000 kgf/cm ²
nº ch espaçad.	01	ou 109 cm entre chapas		
Lw	120 mm	ou 12 cm		

3,17



Propriedades Geometricas			
Ag	4,63 cm ²	peso	5,07 kg/m
Ix	6,46 cm ⁴	rx	1,18 cm
Iy	15,14 cm ⁴	ry	1,81 cm
Iz	2,61 cm ⁴	rz	0,75 cm
J	0,16 cm ⁴	g	1,07 cm
		Cw	0,00 cm ⁶

Força axial de compressão resistente de cálculo

b/t	12,02
(b/t) lim	12,73
(b/t) sup	25,74
Qs (sup<b/t)	1,02
Qs (lim<b/t<sup)	2,94
Q	1,00

K_x		1,00	(bi rotulada)
Ne x		2.682,8 kgf	
λ_{0x}	Índice de esbeltez reduzido	2,08	
$\chi_{comp.}$		0,16	
$\chi_{\bar{n} comp.}$		0,20	
χ	Fator de red. (resist. à comp.)	0,20	

K_y		1,00	(bi rotulada)
Ne y		25.156,8 kgf	
λ_{0y}	Índice de esbeltez reduzido	0,68	
$\chi_{comp.}$		0,82	
$\chi_{\bar{n} comp.}$		1,91	
χ	Fator de red. (resist. à comp.)	0,82	

r0		2,16	
Kz		1,00	
Ne z		26.119,9 kgf	
λ_{0z}	Índice de esbeltez reduzido	0,67	
$\chi_{comp.}$		0,83	
$\chi_{\bar{n} comp.}$		1,98	
χ	Fator de red. (resist. à comp.)	0,83	

Ne yz		25.156,8 kgf	
λ_{0z}	Índice de esbeltez reduzido	0,68	
$\chi_{comp.}$		0,82	
$\chi_{\bar{n} comp.}$		1,91	
χ	Fator de red. (resist. à comp.)	0,82	

γ_{a1} 1,10 (constante neste caso)

Nc,x,rd	2.138,9 kgf	0,69	OK ✓
Nc,y,rd	8.679,6 kgf	0,17	OK ✓
Nc,z,rd	8.741,4 kgf	0,17	OK ✓
Nc,yz,rd	8.679,6 kgf	0,17	OK ✓

Esbeltez				
	λ_X	185	0,62	OK ✓
	λ_Y	121	0,40	OK ✓
	λ_Z	145	0,48	OK ✓

9.0 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

9.1 VIGAS DOS PÓRTICOS

Máximos esforços solicitantes: V_{sd} : -291,52 kN; $M1_{sd}$: 188,89 kN; $M2_{sd}$: -650,12 kN

Comprimento L: 12,0 m

L	12,0 m	1200,0 cm	L_y	12,0 m	1200,0 cm
Perfil:	PS 600 x 111		Aço:	USI SAC 300	
h	600 mm =	60 cm	E =	2000000 kgf/cm ²	
b	300 mm =	30 cm	f_y =	3061,224 kgf/cm ²	
t_f	16 mm =	1,6 cm	$f_{v,y}$ =	1836,735 kgf/cm ²	
t_w	8 mm =	0,8 cm			
Lam / Sold	S				
I_x =	94090,6 cm ⁴		I_y =	7202,4 cm ⁴	
r_x =	25,8 cm ³		r_y =	7,1 cm ³	
W_x =	3136,4 cm ³		C_w =	6141074 cm ⁶	
Z_x =	3448,4 cm ³		A =	141,4 cm ²	
J =	91,6 cm ⁴		Peso =	111,0 kg/m	

MOMENTO FLETOR Rd

γ_{a1}	1,10				
V sd	291,00 kN	3,0E+04	kgf		
M sd	650,12 kN.m	6,6E+06	kgf.cm		
M0	-650,12 kN.m	-6,6E+06	kgf.cm		
M1	-650,12 kN.m	-6,6E+06	kgf.cm		
M2	188,89 kN.m	1,9E+06	kgf.cm		
Cb	2,39				
Lb	1200,00	cm			
Mpl	1,1E+07	kgf.cm =	105,6	tf.m	
σ_r	918,37	kgf/cm ²			
Kc	0,46	(0,35 < kc < 0,76)			
FLT					
Mr	6,7E+06	kgf.cm =	67,2	tf.m	
Mcr	9,3E+06	kgf.cm =	93,3	tf.m	$\beta_1 = 0,04$
λ_p	44,99				
λ_r	120,59				
λ	168,16	($\lambda > \lambda_r$)			
M Rk	8,5E+06	kgf.cm =	84,8	tf.m	
FLM					
Mr	6,7E+06	kgf.cm =	67,2	tf.m	
Mcr	3,2E+07	kgf.cm =	321,2	tf.m	
λ_p	9,71				
λ_r	19,72				
λ	9,38	($\lambda < \lambda_p$)			
M Rk	1,1E+07	kgf.cm =	105,6	tf.m	
FLA					
Mr	9,6E+06	kgf.cm =	96,0	tf.m	
Mcr	n/a				
λ_p	96,11				
λ_r	145,69				
λ	71,00	($\lambda < \lambda_p$)			
M Rk	1,1E+07	kgf.cm =	105,6	tf.m	
M Rd,max	8,5E+06	/ $\gamma_{a1} =$	7,7E+06	kgf.cm =	77,1 tf.m
			7,7E+06	kgf.cm	< 1,3E+07 kgf.cm
					0,86 OK ✓
					OK ✓

FORÇA CORTANTE Rd

Kv	5	(s/ enrijecedores transversais)			
Vpl	8,8E+04	kgf =	88,2	tf	
λ_p	62,87				
λ_r	97,16				
λ	71,00	($\lambda_p < \lambda < \lambda_r$)			
V Rk	7,8E+04	kgf =	78,1	tf	
V Rd,max	7,8E+04	/ $\gamma_{a1} =$	7,1E+04	kgf =	71,0 tf
					0,42 OK ✓

9.2 VIGAS ENTRE PÓRTICOS V1 – EXTERNA

Máximos esforços solicitantes: Vsd: 109,70 kN; M1sd: 32,03 kN; M2 sd: -63,97 kN

Comprimento L: 7,0 m

L	7,0 m	700,0 cm	Ly	7,0 m	700,0 cm
Perfil:	W 310 x 44,5		Aço:	A572	
h	313 mm =	31,3 cm	E =	2000000 kgf/cm ²	
b	166 mm =	16,6 cm	fy =	3571,429 kgf/cm ²	
tf	11,2 mm =	1,12 cm	f v,y =	2142,857 kgf/cm ²	
tw	6,6 mm =	0,66 cm			
Lam / Sold	L				
ix =	9820,7 cm ⁴		ly =	854,6 cm ⁴	
rx =	13,2 cm ³		ry =	3,9 cm ³	
Wx =	627,5 cm ³				
Zx =	700,4 cm ³		Cw =	194591 cm ⁶	
			A =	56,4 cm ²	
J =	18,3 cm ⁴		Peso =	44,2 kg/m	

MOMENTO FLETOR Rd

$\gamma a1$	1,10				
V sd	109,70 kN	1,1E+04	kgf		
M sd	63,97 kN.m	6,5E+05	kgf.cm		
M0	-63,97 kN.m	-6,5E+05	kgf.cm		
M1	-63,97 kN.m	-6,5E+05	kgf.cm		
M2	32,03 kN.m	3,3E+05	kgf.cm		
Cb	2,43				
Lb	700,00	cm			
Mpl	2,5E+06	kgf.cm =	25,0	tf.m	
σr	1071,43	kgf/cm ²			
Kc	0,58	(0,35 < kc < 0,76)			
FLT					
Mr	1,6E+06	kgf.cm =	15,7	tf.m	
Mcr	2,1E+06	kgf.cm =	21,1	tf.m	$\beta1 = 0,04$
λp	41,65				
λr	119,98				
λ	179,77	($\lambda > \lambda r$)			
M Rk	1,9E+06	kgf.cm =	19,2	tf.m	
FLM					
Mr	1,6E+06	kgf.cm =	15,7	tf.m	
Mcr	7,9E+06	kgf.cm =	78,8	tf.m	
λp	8,99				
λr	17,89				
λ	7,41	($\lambda < \lambda p$)			
M Rk	2,5E+06	kgf.cm =	25,0	tf.m	
FLA					
Mr	2,2E+06	kgf.cm =	22,4	tf.m	
Mcr	n/a				
λp	88,98				
λr	134,89				
λ	44,03	($\lambda < \lambda p$)			
M Rk	2,5E+06	kgf.cm =	25,0	tf.m	
M Rd,max	1,9E+06	/ $\gamma a1 =$	1,7E+06	kgf.cm =	17,4 tf.m
			1,7E+06	kgf.cm	< 3,1E+06 kgf.cm
					0,37 OK ✓
					OK ✓

FORÇA CORTANTE Rd

Kv	5	(s/ enrijecedores transversais)			
Vpl	4,4E+04	kgf =	44,3	tf	
λp	58,21				
λr	89,96				
λ	44,03	($\lambda < \lambda p$)			
V Rk	4,4E+04	kgf =	44,3	tf	
V Rd,max	4,4E+04	/ $\gamma a1 =$	4,0E+04	kgf =	40,2 tf
					0,28 OK ✓

9.3 VIGAS ENTRE PÓRTICOS V2 – INTERNA

Máximos esforços solicitantes: Vsd: 219,34 kN; M1sd: 63,99 kN; M2 sd: -128,00 kN

Comprimento L: 7,0 m

L	7,0 m	700,0 cm	Ly	7,0 m	700,0 cm
Perfil:	W 310 x 44,5		Aço:	A572	
h	313 mm =	31,3 cm	E =	2000000 kgf/cm ²	
b	166 mm =	16,6 cm	fy =	3571,429 kgf/cm ²	
tf	11,2 mm =	1,12 cm	f v,y =	2142,857 kgf/cm ²	
tw	6,6 mm =	0,66 cm			
Lam / Sold	L				
ix =	9820,7 cm ⁴	ly =	854,6 cm ⁴		
rx =	13,2 cm ³	ry =	3,9 cm ³		
Wx =	627,5 cm ³				
Zx =	700,4 cm ³	Cw =	194591 cm ⁶		
		A =	56,4 cm ²		
J =	18,3 cm ⁴	Peso =	44,2 kg/m		

MOMENTO FLETOR Rd

γ a1	1,10				
V sd	219,39 kN	2,2E+04	kgf		
M sd	128,00 kN.m	1,3E+06	kgf.cm		
M0	-128,00 kN.m	-1,3E+06	kgf.cm		
M1	-128,00 kN.m	-1,3E+06	kgf.cm		
M2	63,99 kN.m	6,5E+05	kgf.cm		
Cb	2,43				
Lb	700,00	cm			
Mpl	2,5E+06	kgf.cm =	25,0	tf.m	
σ r	1071,43	kgf/cm ²			
Kc	0,58	(0,35 < kc < 0,76)			
FLT					
Mr	1,6E+06	kgf.cm =	15,7	tf.m	
Mcr	2,1E+06	kgf.cm =	21,1	tf.m	β1 = 0,04
λp	41,65				
λr	119,98				
λ	179,77	(λ > λr)			
M Rk	1,9E+06	kgf.cm =	19,2	tf.m	
FLM					
Mr	1,6E+06	kgf.cm =	15,7	tf.m	
Mcr	7,9E+06	kgf.cm =	78,8	tf.m	
λp	8,99				
λr	17,89				
λ	7,41	(λ < λp)			
M Rk	2,5E+06	kgf.cm =	25,0	tf.m	
FLA					
Mr	2,2E+06	kgf.cm =	22,4	tf.m	
Mcr	n/a				
λp	88,98				
λr	134,89				
λ	44,03	(λ < λp)			
M Rk	2,5E+06	kgf.cm =	25,0	tf.m	
M Rd,max	1,9E+06	/ γ a1 =	1,7E+06	kgf.cm =	17,4 tf.m
			1,7E+06	kgf.cm	< 3,1E+06 kgf.cm
					0,75 OK ✓
					OK ✓

FORÇA CORTANTE Rd

Kv	5	(s/ enrijecedores transversais)			
Vpl	4,4E+04	kgf =	44,3	tf	
λp	58,21				
λr	89,96				
λ	44,03	(λ < λp)			
V Rk	4,4E+04	kgf =	44,3	tf	
V Rd,max	4,4E+04	/ γ a1 =	4,0E+04	kgf =	40,2 tf
					0,56 OK ✓

10.0 DIMENSIONAMENTO DE PILARES

10.1 PILARES DOS PÓRTICOS

Máximos esforços solicitantes:

Nsd: -487,72 kN; Vsd: -131,61 kN; M1sd: 42,10 kN; M2 sd: -288,58 kN

Comprimento L: 6,5 m

L	6,5 m	650,0 cm	Ly	3,3 m	330,0 cm
Perfil:	W 310 x 79		Aço:	A572	
h	299 mm =	29,9 cm	E =	2000000 kgf/cm ²	
b	306 mm =	30,6 cm	fy =	3571,429 kgf/cm ²	
tf	11 mm =	1,1 cm	f v,y =	2142,857 kgf/cm ²	
tw	11 mm =	1,1 cm			
Lam / Sold	L				
Ix =	15914,5 cm ⁴		Iy =	5256,1 cm ⁴	
rx =	12,8 cm ³		ry =	7,3 cm ³	
Wx =	1064,5 cm ³		Cw =	1089895 cm ⁶	
Zx =	1180,4 cm ³		A =	97,8 cm ²	
J =	39,4 cm ⁴		Peso =	76,8 kg/m	

MOMENTO FLETOR Rd

y a1	1,10			
N sd	487,72 kN		5,0E+04	kgf
V sd	131,61 kN		1,3E+04	kgf
M sd	288,58 kN.m		2,9E+06	kgf.cm
M0	-288,58 kN.m		-2,9E+06	kgf.cm
M1	-288,58 kN.m		-2,9E+06	kgf.cm
M2	42,10 kN.m		4,3E+05	kgf.cm
Cb	2,36			
Lb	330,00	cm		
Mpl	4,2E+06	kgf.cm =	42,2	tf.m
σ r	1071,43	kgf/cm ²		
Kc	0,77		(0,35 < kc < 0,76)	
FLT				
Mr	2,7E+06	kgf.cm =	26,6	tf.m
Mcr	3,5E+07	kgf.cm =	347,9	tf.m
λp	41,65			
λr	124,15			
λ	45,01		(λp < λ < λr)	
M Rk	9,8E+06	kgf.cm =	98,0	tf.m
FLM				
Mr	2,7E+06	kgf.cm =	26,6	tf.m
Mcr	3,8E+06	kgf.cm =	38,0	tf.m
λp	8,99			
λr	20,56			
λ	13,91		(λp < λ < λr)	
M Rk	8,4E+06	kgf.cm =	83,9	tf.m
FLA				
Mr	3,8E+06	kgf.cm =	38,0	tf.m
Mcr	n/a			
λp	88,98			
λr	134,89			
λ	25,18		(λ < λp)	
M Rk	4,2E+06	kgf.cm =	42,2	tf.m
M x Rd	4,2E+06 / y a1 =	3,8E+06	kgf.cm =	38,3 tf.m
		3,8E+06	kgf.cm	< 5,2E+06 kgf.cm

Força axial de compressão resistente de cálculo

b/t		13,91	
(b/t) lim		13,25	
(b/t) sup		24,37	
Qs (sup<b/t)		2,00	
Q		2,00	
K x		2,10	
Ne x		6,5E+05 kgf =	654,1 tf
λ_0	Índice de esbeltez reduzido	7,3E-01	
$\chi_{comp.}$		0,80	
$\chi_{\tilde{n} comp.}$		1,64	
χ	Fator de red. (resist. à comp.)	0,80	
K y		1,00	
Ne y		9,5E+05 kgf =	952,7 tf
λ_0	Índice de esbeltez reduzido	6,1E-01	
$\chi_{comp.}$		0,86	
$\chi_{\tilde{n} comp.}$		2,39	
χ	Fator de red. (resist. à comp.)	0,86	
γ_{a1}		1,10	
Nc x Rd		5,1E+05 kgf =	507,1 tf
Nc y Rd		5,4E+05 kgf =	543,9 tf

$$N_{Sd} / N_{Rd} = 0,10 < 0,2$$

	$\frac{5,0E+04}{2 \times 5,4E+05}$	+	$\frac{2,9E+06}{3,8E+06}$	=	0,81	< 1,0	OK ✓
--	------------------------------------	---	---------------------------	---	------	-------	------

11.0 DESLOCAMENTOS

11.1 PÓRTICOS INTERNOS

	Nó	Absoluto		
		dx	dy	dz
C3	1	0	0	0
	2	0	0	0
	3	-0,00072	0	-0,00057
	4	-0,00074	0	-0,01811
	5	-0,00075	0	-0,02605
	6	-0,00077	0	-0,01746
	7	-0,00079	0	-0,00047
	8	0,001027	0	-0,0006
	9	0,000913	0	-0,00232
	10	0,000726	0	-0,00177
	11	0,000538	0	-0,00254
	12	0,000451	0	-0,00051
	13	0,001301	0	-0,00232
	14	0,000747	0	-0,00166
	15	0,000079	0	-0,00255
C4	1	0	0	0
	2	0	0	0
	3	-0,00229	0	-0,00096
	4	-0,00232	0	-0,03313
	5	-0,00235	0	-0,04791
	6	-0,00238	0	-0,03224
	7	-0,00241	0	-0,00079
	8	-0,00013	0	-0,00101
	9	-0,00027	0	-0,00531
	10	-0,00059	0	-0,0039
	11	-0,00091	0	-0,0055
	12	-0,00102	0	-0,00085
	13	0,000704	0	-0,00537
	14	-0,00058	0	-0,00379
	15	-0,00197	0	-0,00557
C5	1	0	0	0
	2	0	0	0
	3	-0,00172	0	-0,0006
	4	-0,00173	0	-0,01795
	5	-0,00175	0	-0,02604
	6	-0,00177	0	-0,01762
	7	-0,00178	0	-0,00049
	8	-0,00144	0	-0,00065
	9	-0,00129	0	-0,006
	10	-0,00133	0	-0,00487
	11	-0,00137	0	-0,00594
	12	-0,00122	0	-0,00054
	13	-0,00018	0	-0,00606
	14	-0,00135	0	-0,00477
	15	-0,0025	0	-0,00601

	Nó	Absoluto		
		dx	dy	dz
C6	1	0	0	0
	2	0	0	0
	3	-0,0032	0	-0,00099
	4	-0,00323	0	-0,03297
	5	-0,00326	0	-0,0479
	6	-0,00329	0	-0,03239
	7	-0,00332	0	-0,0008
	8	-0,00246	0	-0,00107
	9	-0,00233	0	-0,00899
	10	-0,0025	0	-0,00701
	11	-0,00268	0	-0,00889
	12	-0,00255	0	-0,00088
	13	-0,00063	0	-0,00912
	14	-0,00254	0	-0,0069
	15	-0,00441	0	-0,00902
C9	1	0	0	0
	2	0	0	0
	3	-0,00019	0	-0,0004
	4	-0,0002	0	-0,01299
	5	-0,00021	0	-0,0186
	6	-0,00022	0	-0,01241
	7	-0,00024	0	-0,00033
	8	0,001508	0	-0,00041
	9	0,00135	0	-0,00061
	10	0,001173	0	-0,00037
	11	0,000997	0	-0,00084
	12	0,000866	0	-0,00035
	13	0,00142	0	-0,00058
	14	0,001201	0	-0,0003
	15	0,000861	0	-0,00083
C10	1	0	0	0
	2	0	0	0
	3	-0,00105	0	-0,00082
	4	-0,00108	0	-0,02874
	5	-0,00111	0	-0,04135
	6	-0,00114	0	-0,02768
	7	-0,00116	0	-0,00068
	8	0,002022	0	-0,00085
	9	0,001713	0	-0,00196
	10	0,001333	0	-0,00118
	11	0,000953	0	-0,00234
	12	0,000689	0	-0,00072
	13	0,002028	0	-0,00195
	14	0,001373	0	-0,00108
	15	0,000523	0	-0,00236

Nó	Absoluto			Relativo		
	dx	dy	dz	dx	dy	dz
1	0	0	0			
2	0	0	0			
3	-0,0032	0	-0,00099			
4	-0,00323	0	-0,03313			
5	-0,00326	0	-0,04791	0,0000	0,0000	-0,0470
6	-0,00329	0	-0,03239			
7	-0,00332	0	-0,0008			
Máximo 8	-0,00246	0	-0,00107	-0,0025	0,0000	-0,0011
9	-0,00233	0	-0,00899			
10	-0,0025	0	-0,00701			
11	-0,00268	0	-0,00889			
12	-0,00255	0	-0,00088	-0,0025	0,0000	-0,0009
13	-0,00063	0	-0,00912			
14	-0,00254	0	-0,0069			
15	-0,00441	0	-0,00902			

11.1.1 Viga de Pórtico

Comprimento, L = 12,0 m

Deslocamento máx= 47,015 mm = L/255

FALHA!

11.1.2 Pilar

Comprimento, L = 6,5 m

Deslocamento máx= 2,546 mm = L/2553

OK!

11.2 VIGAS LONGITUDINAIS DE PISO

11.2.1 Viga entre Pórticos V1 - Externa

Comprimento, L = 7,0 m

Deslocamento máx= 5,9 mm = L/1186

11.2.2 Viga entre Pórticos V2 - Interna

Comprimento, L = 7,0 m

Deslocamento máx= 11,8 mm = L/592

12.0 VERIFICAÇÃO DE VIBRAÇÃO

12.1 SEGUNDO PISO

12.1.1 Viga de Pórtico

Nó	Absoluto			Relativo		
	dx	dy	dz	dx	dy	dz
3	0,007313	0	-0,00041			
3	0,000466	0	-0,001			
5	0,007314	0	-0,03566	0	0	-0,03529
5	0,00047	0	-0,09182	0	0	-0,09092
7	0,007315	0	-0,00033			
7	0,000474	0	-0,0008			

Deslocamento máx= 90,9 mm FALHA!

12.1.2 Viga entre Pórticos V1 - Externa

	Absoluto			Relativo		
	dx	dy	dz	dx	dy	dz
Centro	0	0	-0,05266	0	0	-0,05266

Deslocamento máx= 52,3 mm FALHA!

12.1.3 Viga entre Pórticos V2 - Interna

	Absoluto			Relativo		
	dx	dy	dz	dx	dy	dz
Centro	0	0	-0,02632	0	0	-0,02632

Deslocamento máx= 26,3 mm FALHA!

13.0 CONCLUSÃO

A nova norma NBR 8800:2008 trás inovações ao dimensionamento de peças metálicas. A análise de segunda ordem permite trabalharmos com peças submetidas a esforços superiores aos de flambagem, submetidas a níveis de tensões considerados inadequados pela versão antiga da norma, o que torna o dimensionamento de perfis mais preciso e econômico

Deve-se observar que o dimensionamento de perfis metálicos envolve diversas verificações além da determinação da esforço resistente de cálculo. A esbeltez e a estabilidade da barra, os deslocamentos dos nós e rigidez a vibração devem ser verificados de forma que nem sempre a resistência ao escoamento limita a capacidade da peça.

14.0 BIBLIOGRAFIA

- NBR 8800:2008 – Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios (Método dos Estados Limites)
- NBR 6120:1980 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações
- NBR 6123:1980 – Forças Devido ao Vento em Edificações
- Apostila Dimensionamento Básico de Elementos de Estruturas de Aço – Versão I – Prof. Ricardo Hallal Fakury
- Apostila Ações nas Estruturas - Prof. Ricardo Hallal Fakury