



Universidade Federal de Minas Gerais
Escola de Engenharia
Departamento de Engenharia de Estruturas



Especialização em Estruturas

TRABALHO FINAL

**ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO
DOS PERFIS COM DETALHAMENTO DAS
LIGAÇÕES DO PÓRTICO PRINCIPAL
DE UM EDIFÍCIO**

Professor: Ricardo Hallal Fakury

Aluno: Samuel Lamounier Soares

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	3
2	OBJETIVO.....	3
3	PROGRAMAS UTILIZADOS	4
4	DESENVOLVIMENTO.....	4
4.1	Carregamentos	6
4.2	Escolha estimada dos Perfis do Pórtico.....	14
4.3	Combinações Últimas de Ações	15
4.4	Cálculo das Barras Tracionadas da Treliça da Cobertura	20
4.5	Cálculo das Barras Comprimidas da Treliça da Cobertura	22
4.6	Cálculo da Viga do Piso do 1º Pavimento do Pórtico	27
4.7	Cálculo da Viga V1 e V2 do Piso do 1º Pavimento	30
4.8	Cálculo das Colunas do Pórtico Principal.....	33
4.9	Verificações aos Estados Limites do Serviço.....	38
4.10	Cálculo das Ligações da Treliça da Cobertura	40
4.11	Cálculo das Ligações Flexíveis das Vigas V1 e V2	44
4.12	Cálculo da Ligação Rígida do Pórtico Transversal	52
4.13	Cálculo das Bases dos Pilares Engastados	62
4.14	Desenhos de Detalhamento das Ligações do Pórtico	70
5	CONCLUSÃO	75
6	BIBLIOGRAFIA	75

1 INTRODUÇÃO

Ao iniciar uma nova ideia de empreendimento, pensa-se logo em como alcançar os menores custos para sua realização. Hoje, da concepção a execução, por mais monumental que seja a estrutura, o custo é determinante em vários aspectos do projeto. Leva-se em consideração o sistema estrutural utilizado, como a estrutura será fabricada, transportada, montada, para que fim ela será construída e outros aspectos relevantes visando garantir a geração de um bom projeto.

Os processos de cálculo estrutural foram amplamente modernizados, tanto pela evolução e utilização de programas computacionais para análise/dimensionamento das estruturas, tanto pela melhoria das normas técnicas que cada vez mais refletem a realidade do comportamento estrutural.

As normas mais modernas para dimensionamento de estrutura de aço, dentre elas a ABNT NBR 8800:2008, prescrevem a avaliação da deslocabilidade horizontal das edificações, através da análise de segunda ordem (Pravia, sem data). Tem-se frequentemente a utilização da análise estrutural baseada na análise elástica em 1ª ordem, mas esta prática está sendo paulatinamente descartada, haja vista o avanço tecnológico dos softwares para análises computacionais, agindo juntamente com o acelerado e exigente mercado, buscando estruturas mais leves e esbeltas tornando em várias situações a utilização desta análise obsoleta.

Realizando a análise estrutural de 2ª ordem, prescritas na NBR 8800:2008, pode-se usufruir de vantagens significantes se comparado às considerações que devem ser feitas quando esta análise não é aplicada. Levar em consideração tais orientações na análise estrutural torna o dimensionamento mais coerente com o comportamento real das estruturas.

Neste trabalho, serão usados perfis laminados e soldados, com ligações parafusadas e soldadas, considerando a análise estrutural de 2ª ordem e o dimensionamento, prescritos na ABNT NBR 8800:2008.

2 OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é realizar a análise estrutural de 2ª ordem utilizando o método MAES – Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes, o dimensionamento dos perfis e o detalhamento das ligações do pórtico de um edifício, utilizando as prescrições da ABNT NBR 8800:2008.

3 PROGRAMAS UTILIZADOS

- **AutoCAD:** Utilizado para elaboração dos desenhos do pórtico e para detalhamento das ligações.
- **Ftool:** Utilizado para realizar a análise estruturas do pórtico determinando as reações e esforços nos elementos do pórtico.
- **Microsoft Excel:** Utilizado para aplicar o método MAES e também como facilitador de tarefas repetitivas como a verificação de variados perfis.

4 DESENVOLVIMENTO

Será desenvolvida a análise estruturas de 2ª ordem utilizando o método MAES, o dimensionamento dos principais perfis e posteriormente o detalhamento das ligações do pórtico principal de um edifício comercial de dois pavimentos. A cobertura é treliçada, sendo um telhado de duas águas. Suas dimensões básicas estão indicadas na Figura 1, na Figura 2, na Figura 3 e na Figura 4.

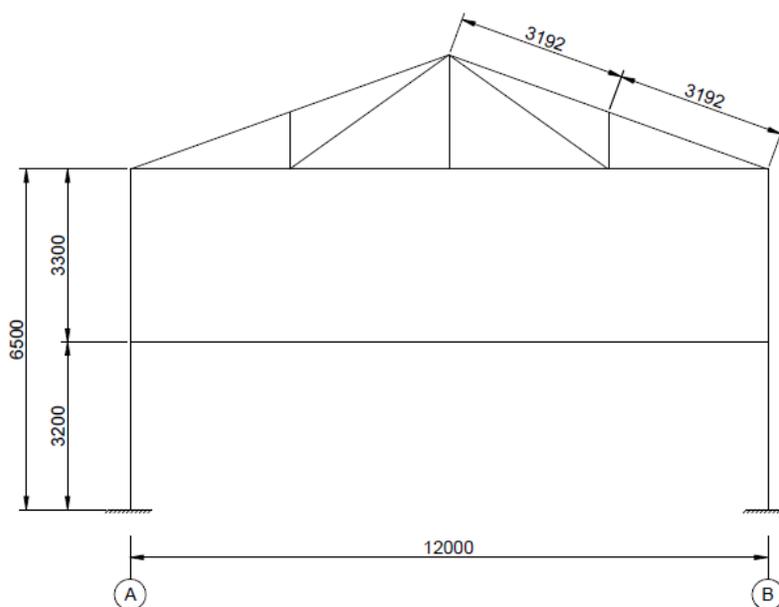


Figura 1 – Vista frontal do pórtico principal

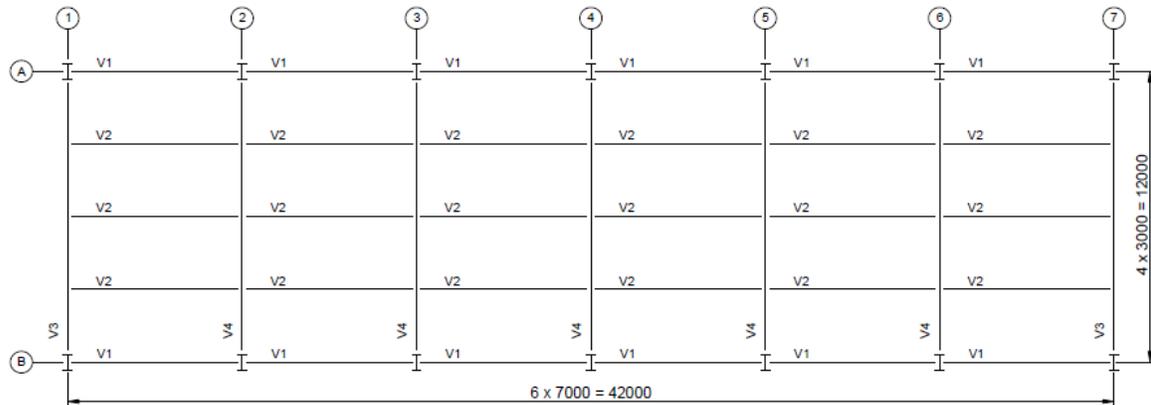


Figura 2 – Planta do Piso (segundo pavimento)

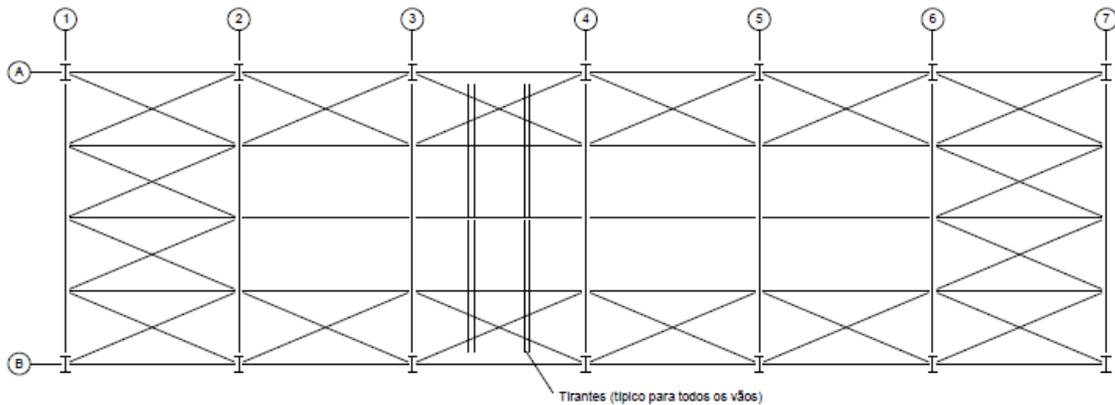


Figura 3 – Planta da Cobertura (segundo pavimento)

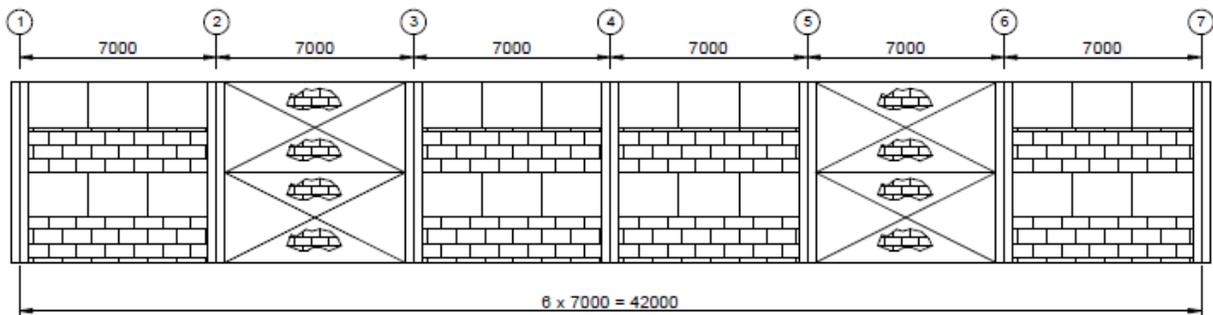


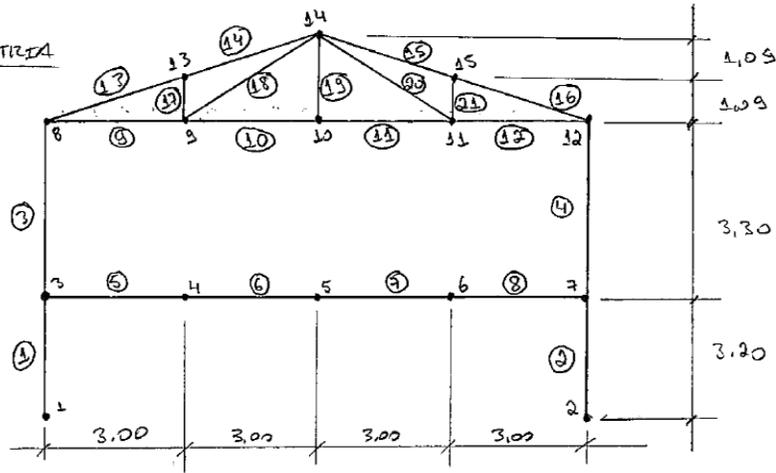
Figura 4 – Vista Lateral

A seguir, são apresentados a memória de cálculo, croquis e os desenhos de detalhamento das ligações.

4.1 Carregamentos

Q01

GEOMETRIA



ACÕES/CARGAS

FACHADAS LATERAIS { EIXOS 2 E 3 → 2 KN/m² ALVENARIA TOTAL DA ALTURA
EIXOS 5 E 6 → 2 KN/m² 1/2 ALTURA + 0,2 KN/m² 1/2 ALTURA → JANELA

FACHADAS TRANSVERSAIS { EIXOS 1 E 7 → 0,4 KN/m² → VIDROS ESTANQUES AO VENTO

LAJE DE CONCRETO { PISO DO 2º PAVIMENTO → 0,1 × 25 = 2,5 KN/m² (ARMADA EM UM DIREC)

FORNO { TETOS DOS 1º E 2º PAV. → 0,2 KN/m² (PERMITEM PASSAGEM DO VENTO)

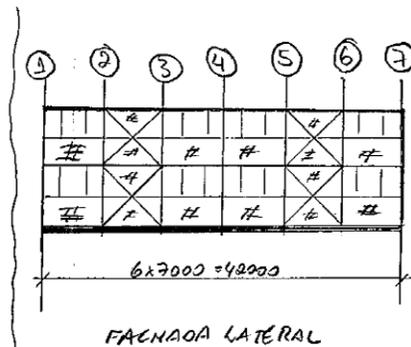
REVESTIMENTO { PISO DO 2º PAV. → 0,5 KN/m²

TELHAS { TRILÇA COBERTURA → 0,07 KN/m²

PESO PROPRIO ESTRUTURAS METÁLICAS { COBERTURA - 0,17 KN/m²
PISO DO PAV - 0,37 KN/m²
PLACAS - 1,15 KN/m²

SOBRE CARGA { PISO DO PAV. → 2 KN/m² (NBR 6120)
TELHAO → 0,25 KN/m² (NBR 8800)

PAREDES ISOLADAS { PISO DO PAV → 1 KN/m²



a) PORTICOS INTERNOS

a.1) CARGA PERMANENTE

* PISO DE PAV.

PESO PRÓPRIO $\rightarrow 0,37$

FORRO $\rightarrow 0,20$

LAJE $\rightarrow 2,50$

REVESTIMENTO $\rightarrow 0,50$

$$\underline{3,57 \text{ KN/m}^2}$$

* SOBRE AS VIGAS V1 (PAREDES E JANELAS)

EIXOS 2-3 E 5-6 $\rightarrow 3,3 \times 2 = \underline{6,6 \text{ KN/m}}$

DEMAIS EIXOS $\rightarrow \frac{3,3}{2} \times 2 + \frac{3,3}{2} \times 0,2 = \underline{3,63 \text{ KN/m}}$

* COBERTURA

P.P. $\rightarrow 0,17$

TELHAS $\rightarrow 0,07$

FORRO $\rightarrow 0,20$

$$\underline{0,44 \text{ KN/m}^2}$$

\rightarrow CARGAS NOS NÓS

* NÓS 8 E 12

$$0,44 \times 7 \times 1,5 + 1,15 \times 3,3 = \underline{8,42 \text{ KN}}$$

\rightarrow COBERTURA \rightarrow PILAR

* NÓS 9, 10 E 11

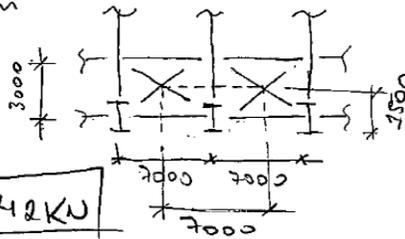
$$0,2 \times 7 \times (1,5 \times 2) = \underline{4,20 \text{ KN}}$$

\rightarrow FORRO

* 13, 14 E 15

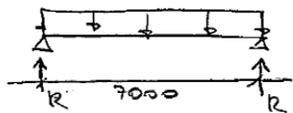
$$(0,07 + 0,17) \times 7 \times 3 = \underline{5,04 \text{ KN}}$$

\rightarrow FORRO \rightarrow P.P.



* NÓS 3 E 7

- EIXOS 2, 3, 5 E 6



$$(6,6 + 3,63) \cdot \frac{7}{2} + 3,57 \times 7 \times 1,5 + 1,15 \times 3,2 = \boxed{76,97 \text{ KN}}$$

$\begin{matrix} \hookrightarrow V_1 \\ \text{EIXO} \\ \text{2-3 E-6} \end{matrix}$
 $\begin{matrix} \hookrightarrow V_2 \\ \text{DEMAIS} \\ \text{EIXOS} \end{matrix}$
 $\begin{matrix} \hookrightarrow \text{PISO} \\ \text{2º PAV} \end{matrix}$
 $\begin{matrix} \hookrightarrow \text{PILAR} \end{matrix}$

- EIXO 4

$$(3,63 + 3,63) \cdot \frac{7}{2} + 3,57 \times 7 \times 1,5 + 1,15 \times 3,2 = \boxed{66,58 \text{ KN}}$$

$\begin{matrix} \hookrightarrow V_1 \\ \text{DEMAIS} \\ \text{EIXOS} \end{matrix}$
 $\begin{matrix} \hookrightarrow \text{PISO} \\ \text{2º PAV.} \end{matrix}$
 $\begin{matrix} \hookrightarrow \text{PILAR} \end{matrix}$

* NÓS 4, 5 E 6

$$3,57 \times 7 \times 3 = \boxed{74,97 \text{ KN}}$$

$\begin{matrix} \hookrightarrow \text{PISO} \\ \text{2º PAV} \end{matrix}$

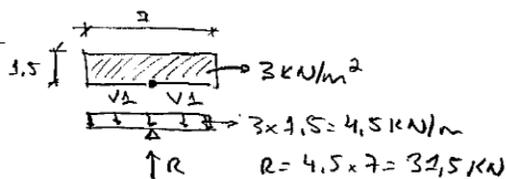
a2) SOBRE CARGA

* PISO 2º PAVIMENTO

$$\begin{matrix} \text{NBR 6422} \longrightarrow 2,0 \text{ KN/m}^2 \\ \text{PAR. DIVISÓRIAS MOVEIS} \longrightarrow 1,0 \text{ KN/m}^2 \end{matrix} \left. \vphantom{\begin{matrix} \text{NBR 6422} \\ \text{PAR. DIVISÓRIAS MOVEIS} \end{matrix}} \right\} 3,0 \text{ KN/m}^2$$

* COBERTURA

$$\text{NBR 8800} \longrightarrow 0,25 \text{ KN/m}^2$$



→ CARGA NOS NÓS

* NÓS 3 E 7

$$3 \times 1,5 \times 7 = \boxed{31,50 \text{ KN}}$$

$\begin{matrix} \hookrightarrow \text{SC. PISO 2º PAV.} \\ \text{REAÇÕES DAS VIGAS V1} \end{matrix}$

* NÓS 4, 5 E 6

$$3 \times 3 \times 7 = \boxed{63,00 \text{ KN}}$$

$\begin{matrix} \hookrightarrow \text{SC. PISO 2º PAV.} \\ \text{REAÇÕES DAS VIGAS V2} \end{matrix}$

* NOS 8 E 12

$$0,25 \times 15 \times 7 = \boxed{2,63 \text{ KN}}$$

↳ SC COBERTURA

* NOS 13, 14 E 15

$$0,25 \times 3 \times 7 = \boxed{5,25 \text{ KN}}$$

↳ SC. COBERTURA

a) 3) VENTO TRANSVERSAL

$$\text{VEL. BÁSICA } (V_0) = 35 \text{ m/s}$$

$S_1 = 1,0$ (TERRENO PLANO) → NÃO ENCONTREI ONDE ESTA ESTA INFORMAÇÃO.

$$S_2 \begin{cases} \text{ALTURA ATÉ } 5 \text{ m} \rightarrow 0,76 \\ \text{ALTURA DE } 5 \text{ m À } 10 \text{ m} \rightarrow 0,83 \end{cases} \begin{pmatrix} \text{CATEGORIA IV} \\ \text{CLASSE B} \end{pmatrix}$$

$$S_3 = 1,0 \text{ (GRUPO 2 - ESCRITÓRIO)}$$

VEL. CARACTERÍSTICA (V_k) E PRESSÃO DINÂMICA (q)

$$h \leq 5 \rightarrow V_k = 26,60 \text{ m/s} \rightarrow q = 0,43 \text{ KN/m}^2$$

$$5 < h \leq 10 \rightarrow V_k = 29,05 \text{ m/s} \rightarrow q = 0,52 \text{ KN/m}^2$$

SENDO q_p A DISTRIBUÍDA NA ALTURA DE UM PORTICO TEM-SE QUE:

$$q_p \begin{cases} h \leq 5 \text{ m} \rightarrow 0,43 \times 42/7 = 2,58 \text{ KN/m} \\ 5 < h \leq 10 \text{ m} \rightarrow 0,52 \times 42/7 = 3,12 \text{ KN/m} \end{cases}$$

COEFICIENTES DE FORMA EXTERNO

* PAREDES

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{b} &= \frac{6,5}{12} = 0,54 < 1,5 \text{ E } > 0,5 \\ \frac{a}{b} &= \frac{4,2}{12} = 3,5 \leq 4 \text{ E } > 2 \end{aligned} \right\}$$

$$C_e = \begin{cases} A = +0,7 \\ B = -0,6 \end{cases}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

* TELHADO

$$0,5 < \frac{h}{b} = 0,54 \leq 1,5 \rightarrow \alpha = 90^\circ \begin{cases} EF = -0,7 \\ GH = -0,5 \end{cases}$$

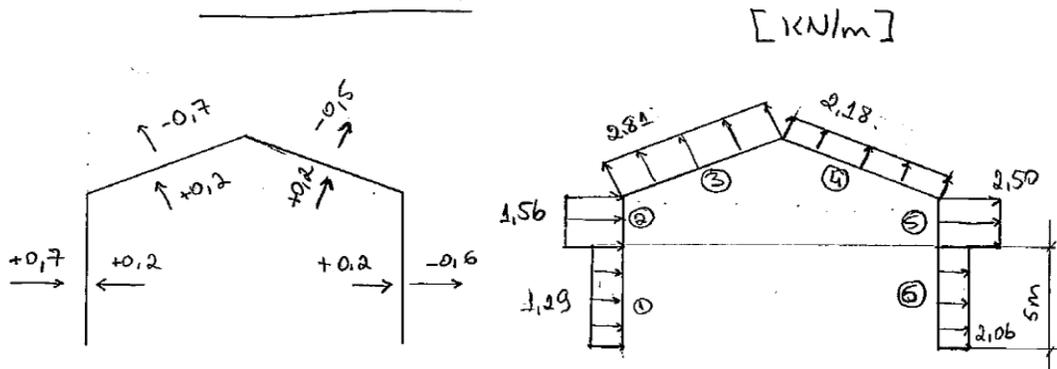
$$\theta \approx 20^\circ$$

COEFIC. DE PRESSÃO INTERNO

+ DUAS FACHADAS OPOSTAS IGUALMENTE PERMEÁVEIS E DEMAIS IMPERMEÁVEIS.

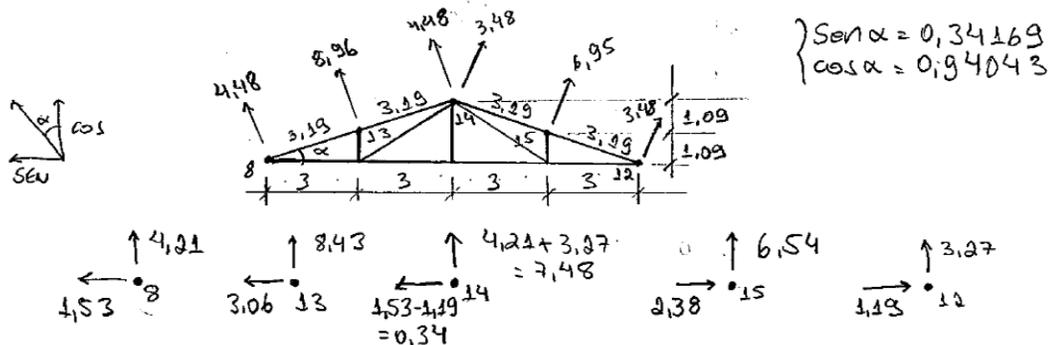
→ VENTO PERPENDICULAR A FACHADA PERMEÁVEL

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



- ① $F = 2,58 \cdot (0,7 - 0,2) = 1,29 \text{ kN/m}$
- ② $F = 3,12 \cdot (0,7 - 0,2) = 1,56 \text{ kN/m}$
- ③ $F = 3,12 \cdot (-0,7 - 0,2) = -2,81 \text{ kN/m}$
- ④ $F = 3,12 \cdot (-0,5 - 0,2) = -2,18 \text{ kN/m}$
- ⑤ $F = 3,12 \cdot (-0,6 - 0,2) = -2,50 \text{ kN/m}$
- ⑥ $F = 2,58 \cdot (-0,6 - 0,2) = -2,06 \text{ kN/m}$

REAÇÕES NOS NÓS DA TRELICA



AS FORÇAS FORAM CALCULADAS PARA O VENTO DA ESQUERDA P/ DIREITA. PARA O VENTO DA DIREITA P/ ESQUERDA, PODE-SE CONSIDERAR AS MESMAS FORÇAS ESPELHADAS, POIS O PORTICO É SIMÉTRICO E TAMBÉM OS COEFICIENTES SÃO OS MESMOS.

ALGUNS VALORES CALCULADOS NÃO SÃO EXATAMENTE IGUAIS AOS APRESENTADOS NA APOSTILA, POR CAUSA DE ARREDONDAMENTOS. USAREI OS VALORES CONFORME APOSTILA

b) PORTIÇOS EXTERNOS

b1) CARGA PERMANENTE

* PISO 22 PAV

$$3,57 \text{ KN/m}^2 \text{ CONFORME QA}$$

- VÍDRO SOBRE BARRAS S A 8 DOS PORTIÇOS

$$\begin{matrix} \text{P VÍDRO} \\ 0,4 \times 3,3 = 1,32 \text{ KN/m} \end{matrix}$$

- PAREDES E JANELAS SOBRE VA, ENTRE EIXOS 1-2 E 6-7

$$\begin{matrix} \text{P ALVENARIA} & \text{P JANELA} \\ 2 \times \frac{3,3}{2} + 0,2 \times \frac{3,3}{2} = 3,63 \text{ KN/m} \end{matrix}$$

* COBERTURA

$$0,44 \text{ KN/m}^2 \text{ CONFORME QA}$$

→ CARGA NOS NÓS

$$* \text{NÓS 8 E 12} \rightarrow 0,44 \cdot 3,5 \cdot 1,5 + 1,15 \cdot 3,3 = \boxed{6,11 \text{ KN}}$$

$$* \text{NÓS 9, 10 E 11} \rightarrow 0,20 \cdot 3,5 \cdot 3,0 = \boxed{2,10 \text{ KN}}$$

$$* \text{NÓS 13, 14 E 15} \rightarrow (0,107 + 0,17) \cdot 3,5 \cdot 3 = \boxed{2,52 \text{ KN}}$$

$$* \text{NÓS 3 E 7} \rightarrow 3,57 \cdot 3,5 \cdot 1,5 + 1,15 \cdot 3,2 + 3,63 \cdot 3,5 = \boxed{35,12 \text{ KN}}$$

$$* \text{NÓS 4, 5 E 6} \rightarrow 3,57 \cdot 3,5 \cdot 3,0 = \boxed{37,49 \text{ KN}}$$

→ CARGA DISTRIBUÍDA DEVIDO A VÍDRO NAS BARRAS S A 8

$$0,4 \times 3,3 = \boxed{1,32 \text{ KN/m}}$$

b2) SOBRECARGA

* DISO $\theta \approx$ PAV.

3,0 kN/m² CONFORME a2

→ CARGA NOS NÓS

* NÓS 3 E 7 → $3 \times 3,5 \times 1,5 = \boxed{15,75 \text{ kN}}$

* NÓS 4 E 5 → $3 \times 3,5 \times 3,0 = \boxed{31,50 \text{ kN}}$

* NÓS 8 E 12 → $0,25 \times 3,5 \times 1,5 = \boxed{1,31 \text{ kN}}$

* NÓS 13, 14 E 15 → $0,25 \times 3,5 \times 3,0 = \boxed{2,63 \text{ kN}}$

b3) DE ACORDO COM O ITEM a3, AS FORÇAS DEVIDO AO VENTO TRANSVERSAL NOS PÓRTICOS EXTERNOS SÃO IDÊNTICAS ÀS DOS PÓRTICOS INTERNOS.

c) FORÇA LONGITUDINAL DEVIDO AO VENTO.

$$V_b = 35 \text{ m/s}$$

$$S_1 = S_3 = 1,0 \text{ CONFORME a3}$$

$$S_2 \begin{cases} h \leq 5 \text{ m} \rightarrow 0,79 \\ 5 < h \leq 10 \text{ m} \rightarrow 0,86 \end{cases} \quad \left(\begin{array}{l} \text{CATEGORIA IV} \\ \text{CLASSE A} \end{array} \right)$$

V_k e q

$$h \leq 5 \text{ m} \rightarrow V_k = 27,65 \text{ m/s} \rightarrow q = 0,47 \text{ kN/m}^2$$

$$5 < h \leq 10 \text{ m} \rightarrow V_k = 30,10 \text{ m/s} \rightarrow q = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

COEFICIENTES DE FORMA EXTERNO

$$\text{PARA } \begin{cases} \alpha = 0^\circ \\ h/b = 0,5 \leq 1,5 \text{ e } > 0,5 \\ \alpha/b = 3,5 \leq 4 \text{ e } > 2 \end{cases} \quad C_e \begin{cases} A = +0,7 \\ B = -0,3 \end{cases}$$

COEFICIENTE DE FORMA INTERNO

VENTO PERPENDICULAR A FACHADA IMPERMEAVEL

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

* PAREDE A BARLAVENTO

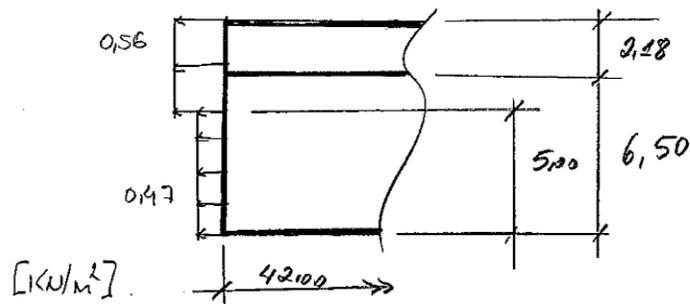
$$h \leq 5m \rightarrow F = 0,47(0,7 + 0,3) = 0,47 \text{ KN/m}^2$$

$$5 < h \leq 10m \rightarrow F = 0,56(0,7 + 0,3) = 0,56 \text{ KN/m}^2$$

* PAREDE A SOTAVENTO

$$h \leq 5m \rightarrow 0,47(-0,3 + 0,3) = 0$$

$$5 < h \leq 10m \rightarrow 0,56(-0,3 + 0,3) = 0$$



4.2 Escolha estimada dos Perfis do Pórtico

002

a) PILARES - BARRAS 1 A 4

PERFIL LAMINADO GERAL ACOMINAS = $H 310 \times 97,0$

b) VIGA DO PÓRTICO - BARRAS 5 A 8

PERFIL SOLDADO SERIE VS = $VS 650 \times 98$

c) CORDAS INFERIOR (BARRAS 9 A 12) E SUPERIOR (BARRA 13 A 16)

CANTONEIRA DURA = $L 50,8'' \times 3,52$

d) MONTANTES (BARRAS 17, 19 E 21) E DIAGONAIS (BARRAS 18 E 20)

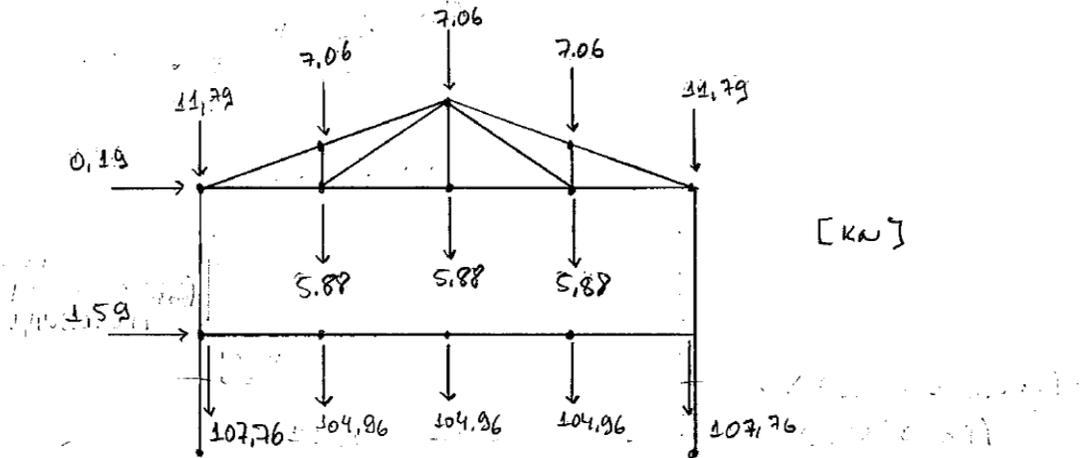
CANTONEIRA DURA = $L 44,45 \times 6,35$

4.3 Combinações Últimas de Ações

① 03 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS DE AÇÕES POSSÍVEIS (EIXOS 2,3,5E6)

HIPÓTESE 1 - CARGA PERMANENTE + IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS +

+ IMPERF. MATERIAL



$$1,4 \times 8,42 = 11,79$$

$$1,4 \times 4,20 = 5,88$$

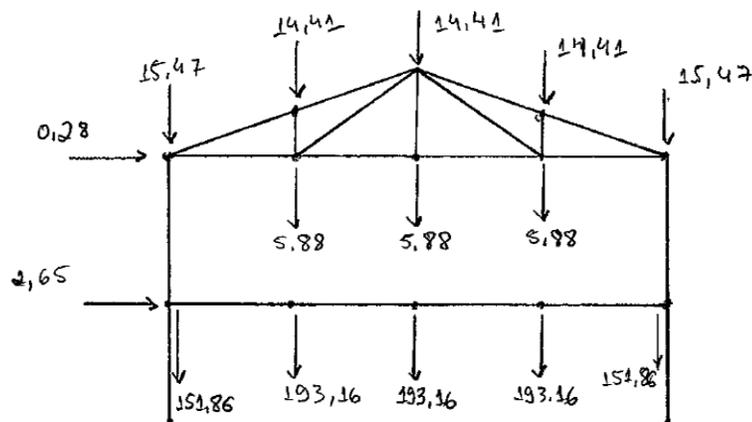
$$1,4 \times 74,97 = 104,96$$

$$1,4 \times 5,04 = 7,06$$

$$1,4 \times 76,97 = 107,76$$

HIPÓTESE 2 - CARGA PERMANENTE + SOBRECARGA + IMPERF. GEOMÉTRICAS +

+ IMPERF. DE MATERIAL



$$1,4 (8,42 + 2,63) = 15,47$$

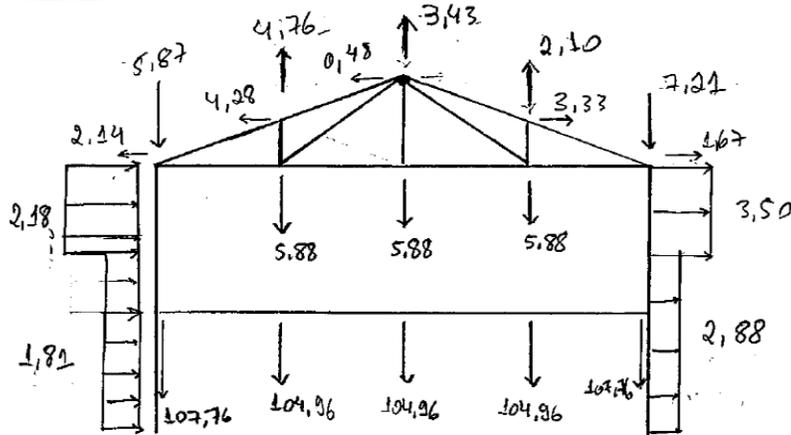
$$1,4 (74,97 + 63) = 193,16$$

$$1,4 (5,04 + 5,25) = 14,41$$

$$1,4 (4,20 + 0) = 5,88$$

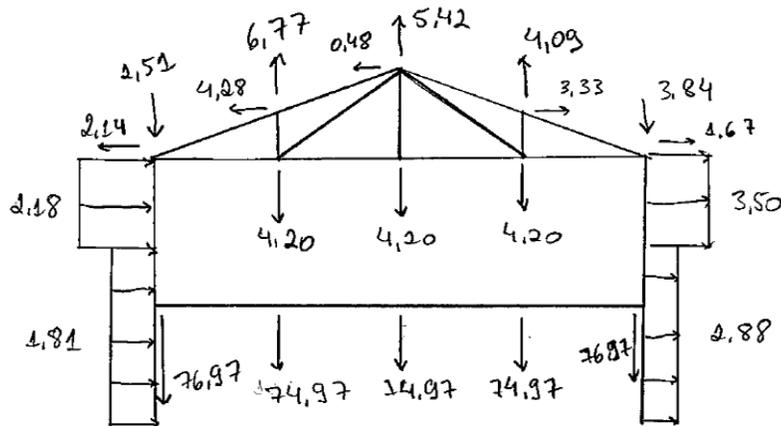
$$1,4 (76,97 + 34,5) = 151,86$$

HIPÓTESE 3 - CARGA PERMANENTE + VENTO + IMPERF. DE MATERIAL



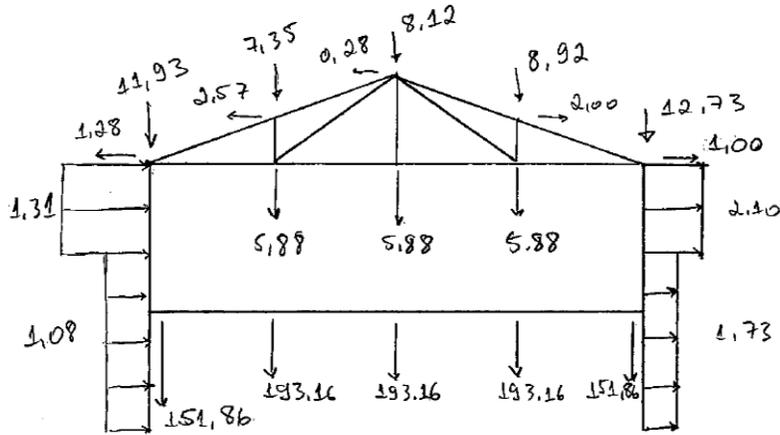
$$\begin{array}{l}
 1,4 (8,42 - 4,22) = 5,87 \\
 1,4 (5,04 - 8,44) = -4,76 \\
 1,4 (5,04 - 7,49) = -3,43 \\
 1,4 (5,04 - 6,54) = -2,10 \\
 1,4 (8,42 - 3,27) = 7,21 \\
 1,4 \cdot 1,56 = 2,14 \\
 1,4 \cdot 1,29 = 1,81 \\
 1,4 \cdot 2,50 = 3,50 \\
 1,4 \cdot 2,06 = 2,88 \\
 1,4 \cdot 1,53 = 2,14 \\
 1,4 \cdot 3,06 = 4,28 \\
 1,4 \cdot 0,34 = 0,48 \\
 1,4 \cdot 2,39 = 3,33 \\
 1,4 \cdot 1,19 = 1,67
 \end{array}$$

HIPÓTESE 4 - CARGA PERMANENTE FAVORÁVEL A SEGURANÇA + VENTO + IMPERF. DE MATERIAL



$$\begin{array}{l}
 1,0 \cdot 8,42 + (-1,4 \cdot 4,22) = 2,51 \\
 1,0 \cdot 5,04 + (-1,4 \cdot 8,44) = -6,78 \\
 1,0 \cdot 5,04 + (-1,4 \cdot 7,49) = -5,42 \\
 1,0 \cdot 5,04 + (-1,4 \cdot 6,54) = -4,09 \\
 1,0 \cdot 4,2 = 4,2 \\
 1,0 \cdot 76,97 = 76,97 \\
 1,0 \cdot 74,97 = 74,97
 \end{array}$$

HIPÓTESE 5 - CARGA PERMANENTE + SOBRECARGA (PRINCIPAL) + VENTO + IMPERF. DE MATERIAL

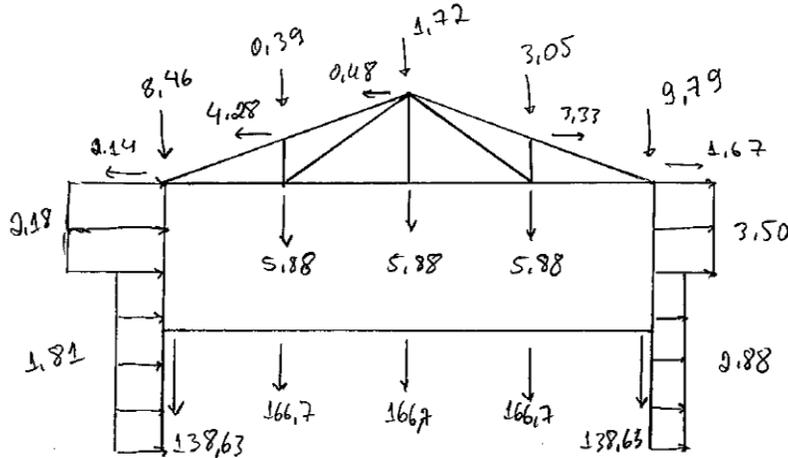


$$1,4 \times 8,42 + 1,4 \times 2,63 + 1,4 \times 0,6 \times (-4,22) = 11,93$$

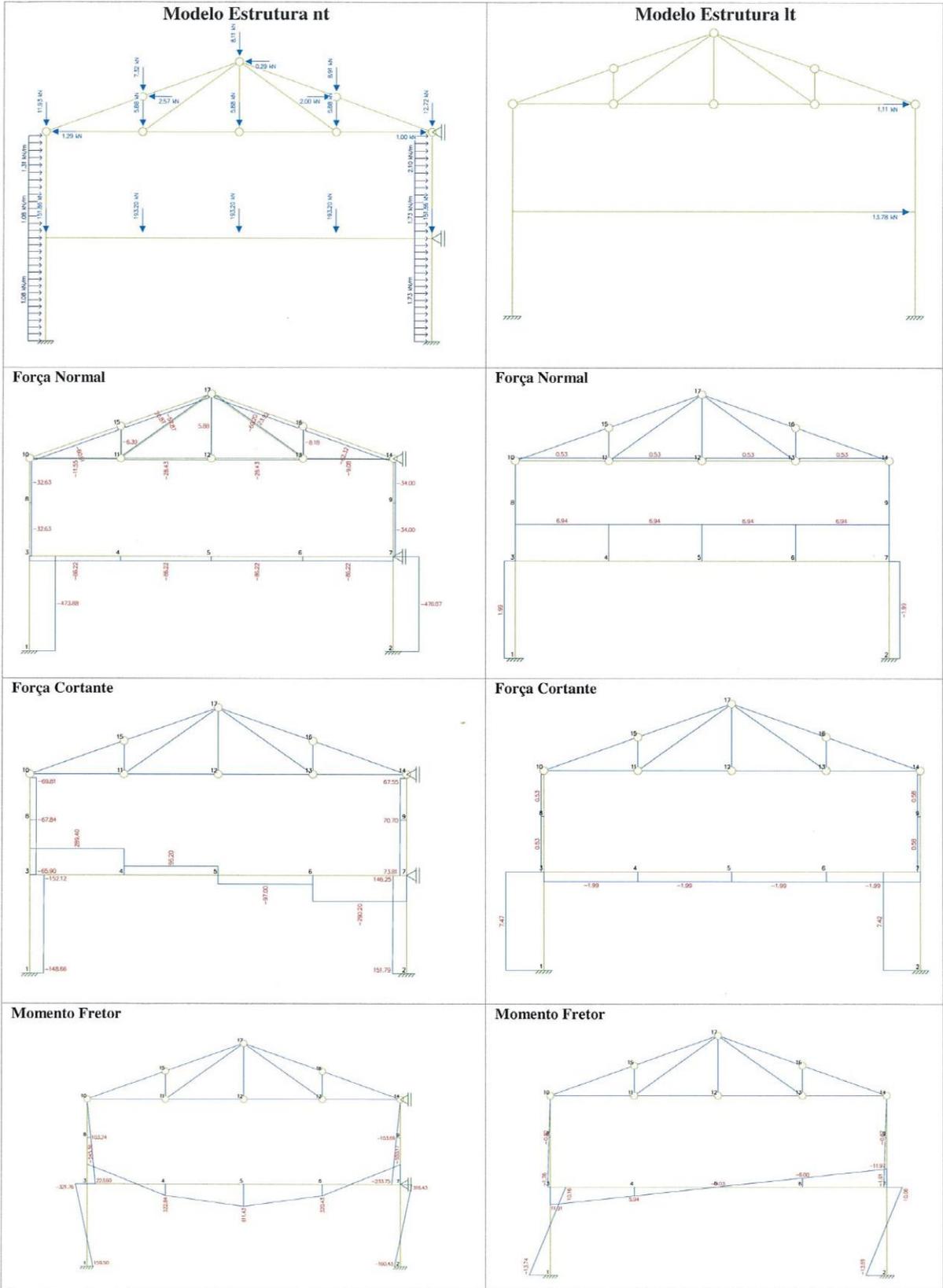
$$1,4 \times 0,6 \times 1,56 = 1,31$$

$$1,4 \times 0,6 \times 1,53 = 1,28$$

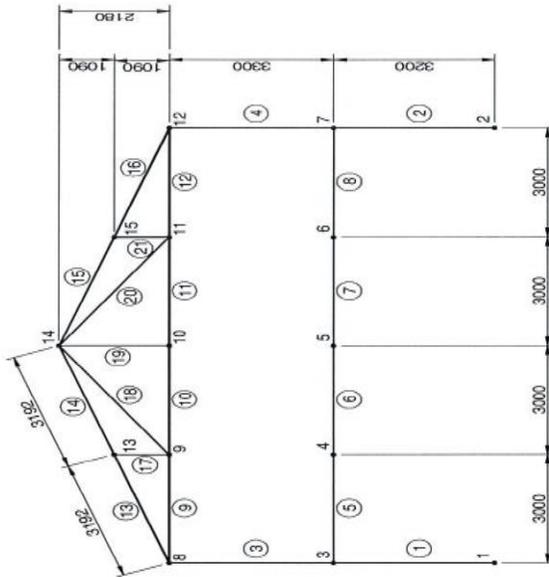
HIPÓTESE 6 - CARGA PERMANENTE + VENTO (PRINCIPAL) + SOBRECARGA + IMPERF. DE MATERIAL



$$1,4 \times 8,42 + 1,4 \times 0,7 \times 2,63 + 1,4 \times (-4,22) = 8,46$$



BARRA	DISC.ÇÃO	PERFIL	L [cm]	I [cm ⁴]	E [kN/cm ²]	NORMAL		CORTEANTE			MOMENTO m			MOMENTO II			N _{ax} (kN)	Entre trechos entre a centraliza do topo no plano de flexão ²	C _{ax} (0,00/40,00/M _{ax}) ou 1,0/ρ ² SIM ²	N _{ax} (N _{ax} /A _{ax}) [kN]	B ₁	B ₂	N _{ax} (N _{ax} /A _{ax}) [kN]	V _{ax} (V _{ax} /A _{ax}) [kN]	M _{ax} = [M _{ax} (kN·m); M _{ax} (kN·m)]		BARRA			
						N _{ax} [kN]	N _y [kN]	V _{ax} [kN]	V _{ay} [kN]	M _{ax} (kN·m)	M _{ay} (kN·m)	M _{ax} (kN·m)	M _{ay} (kN·m)	M _{ax} (kN·m)	M _{ay} (kN·m)															
1	pilar	H10x97	3300	22.284,00	20.000	-473,88	1,98	-152,12	3	7,47	Const.	359,50	1	-321,76	3	10,16	42.955,91	SIM	1,000	-473,89	1,011	1,020	-473,85	-144,65	147,26	-314,97	-314,97	m3.1	1	
2	pilar	H10x97	3300	22.284,00	20.000	-476,07	-1,91	-151,79	2	7,42	Const.	-160,43	2	316,43	7	10,06	42.955,91	SIM	1,000	-476,06	1,011	1,020	-476,10	-144,37	-176,20	330,25	330,25	m3.2	2	
3	pilar	H10x97	3300	22.284,00	20.000	-376,63	0,00	-69,81	10	0,53	Const.	223,60	3	0,00	4	-1,76	0,00	40.391,97	SIM	1,000	-478,06	1,001	1,015	-32,63	-69,38	221,99	0,00	221,99	m3.3	3
4	pilar	H10x97	3300	22.284,00	20.000	-34,00	0,00	73,81	7	0,58	Const.	-233,75	7	-1,31	12	-1,31	0,00	40.391,97	SIM	1,000	-34,00	1,001	1,015	-34,00	-69,38	-235,89	0,00	-235,89	m3.4	4
5	viga do 1º pav	V550x88	1.200,00	92.487,00	20.000	-86,22	6,94	289,40	Const.	-1,99	Const.	-856,36	3	322,84	4	11,51	5,94	32.677,92	SIM	1,000	-79,28	1,006	1,020	-79,14	287,41	-536,65	330,93	-536,65	m3.5	5
6	viga do 1º pav	V550x88	1.200,00	92.487,00	20.000	-86,22	6,94	289,40	Const.	-1,99	Const.	322,84	4	611,43	5	5,54	-0,01	32.677,92	SIM	1,000	-79,28	1,006	1,020	-79,14	287,41	-536,65	330,93	-536,65	m3.6	6
7	viga do 1º pav	V550x88	1.200,00	92.487,00	20.000	-86,22	6,94	-290,20	Const.	-1,99	Const.	320,43	6	-550,17	7	-6,00	-11,97	32.677,92	SIM	1,000	-79,28	1,006	1,020	-79,14	287,41	-536,65	330,93	-536,65	m3.7	7
8	coifa inferior	L50,8x9,52	3000	40,00	20.000	-11,55	0,53	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	0,00	N.A.	N.A.	N.A.	-11,02	N.A.	1,015	-11,01	0,00	0,00	0,00	0,00	-	9
9	coifa inferior	L50,8x9,52	3000	40,00	20.000	-28,43	0,53	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	0,00	N.A.	N.A.	N.A.	-27,90	N.A.	1,015	-27,89	0,00	0,00	0,00	0,00	-	10
10	coifa inferior	L50,8x9,52	3000	40,00	20.000	-28,43	0,53	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	0,00	N.A.	N.A.	N.A.	-27,90	N.A.	1,015	-27,89	0,00	0,00	0,00	0,00	-	11
11	coifa inferior	L50,8x9,52	3000	40,00	20.000	-9,06	0,53	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	0,00	N.A.	N.A.	N.A.	-8,55	N.A.	1,015	-8,54	0,00	0,00	0,00	0,00	-	12
12	coifa superior	L50,8x9,52	31519	40,00	20.000	-50,61	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	0,00	N.A.	N.A.	N.A.	-46,61	N.A.	1,015	-46,61	0,00	0,00	0,00	0,00	-	13
13	coifa superior	L50,8x9,52	31519	40,00	20.000	-57,87	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	0,00	N.A.	N.A.	N.A.	-57,87	N.A.	1,015	-57,87	0,00	0,00	0,00	0,00	-	14
14	coifa superior	L50,8x9,52	31519	40,00	20.000	-60,20	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	0,00	N.A.	N.A.	N.A.	-60,20	N.A.	1,015	-60,20	0,00	0,00	0,00	0,00	-	15
15	coifa superior	L50,8x9,52	31519	40,00	20.000	-62,32	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	0,00	N.A.	N.A.	N.A.	-62,32	N.A.	1,015	-62,32	0,00	0,00	0,00	0,00	-	16
16	coifa superior	L50,8x9,52	31519	40,00	20.000	-6,39	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	0,00	N.A.	N.A.	N.A.	-4,39	N.A.	1,015	-4,39	0,00	0,00	0,00	0,00	-	17
17	montante	L44,45x6,35	370,64	19,14	20.000	20,87	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	0,00	N.A.	N.A.	N.A.	20,87	N.A.	1,015	20,87	0,00	0,00	0,00	0,00	-	18
18	diagonal	L44,45x6,35	370,64	19,14	20.000	5,88	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	0,00	N.A.	N.A.	N.A.	5,88	N.A.	1,015	5,88	0,00	0,00	0,00	0,00	-	19
19	montante	L44,45x6,35	370,64	19,14	20.000	23,92	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	0,00	N.A.	N.A.	N.A.	23,92	N.A.	1,015	23,92	0,00	0,00	0,00	0,00	-	20
20	diagonal	L44,45x6,35	370,64	19,14	20.000	-8,18	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	0,00	N.A.	N.A.	N.A.	-8,18	N.A.	1,015	-8,18	0,00	0,00	0,00	0,00	-	21
21	montante	L44,45x6,35	10500	19,14	20.000				-	0,00	-	0,00	-	0,00	-	0,00	0,00	N.A.	N.A.	N.A.		N.A.	1,015		0,00	0,00	0,00	0,00	-	22



2º PAVIMENTO

R _i	h [cm]	A _y [cm ²]	h [cm]	Σ N _{ax}	Σ H _{ax}	B ₂
0,85	3300,00	0,07098	3300,00	46,63	1,11	1,015

Σ	46,63	1,11				
MOS 3 e 7	0,00	0,00				
MOS 4, 5 e 6	0,00	0,00				
MOS 8	11,93	17,64				
MOS 9, 10 e 11	17,64	1,11				
MOS 12	12,72	7,32				
MOS 13	7,32	8,11				
MOS 14	8,11	8,91				
MOS 15	8,91					

1º PAVIMENTO

R _i	h [cm]	A _y [cm ²]	h [cm]	Σ N _{ax}	Σ H _{ax}	B ₂ tipo
0,85	3300,00	0,07098	3300,00	949,95	14,89	1,020

Σ	949,95	14,89				
MOS 3 e 7	303,72	13,78				
MOS 4, 5 e 6	579,60					
MOS 8	11,93					
MOS 9, 10 e 11	17,64					
MOS 12	12,72	1,11				
MOS 13	7,32					
MOS 14	8,11					
MOS 15	8,91					

4.4 Cálculo das Barras Tracionadas da Treliça da Cobertura

Q05 BARRAS TRACIONADAS

a) BARRAS 18 e 20 → DIAGONAIS

b) BARRA 19 → MONTANTE CENTRAL.

a) DIAGONAIS BARRAS 18 e 20

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd\max} = \underline{23,92 \text{ kN}} \\ \text{JL } 44,45 \times 6,35 \end{array} \right. \quad \text{ASTM A36} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_y = 25 \text{ kN/cm}^2 \\ f_u = 40 \text{ kN/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_n = A_g = 5,22 \text{ cm}^2 \quad (\text{P/ UMA CANTONEIRA})$$

$$A_e = C_t \cdot A_n$$

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c} \quad \begin{array}{l} e_c = 1,35 \text{ cm} \\ l_c = 12,0 \text{ cm} \end{array}$$

$$C_t = 1 - \frac{1,35}{12} = 0,8875 \leq 0,90$$

$$A_e = 0,8875 \times 5,22 = \underline{4,63 \text{ cm}^2}$$

RUPTURA

$$N_{L,rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} = \frac{4,63 \cdot 40}{1,35} = \underline{137,19 \text{ kN}}$$

ESCOAMENTO

$$N_{L,rd} = \frac{A_g f_y}{1,10} = \frac{5,22 \cdot 25}{1,10} = \underline{118,64 \text{ kN}}$$

$$N_{t,rd} = \frac{23,92}{2} = 11,96 \text{ kN} \leq \underline{118,64 \text{ kN}} \quad \text{OK}$$

ESBELTEZ

$$\frac{L}{r} = \frac{370,84}{1,35} = 274,7 < 300 \text{ OK}$$

↳ TRABALHANDO ISOLADAMENTE

CHAPAS ESPAÇADORAS

$$\frac{d}{r_{\min}} \leq 300 \quad \therefore \quad d \leq 300 \cdot 0,86$$
$$d \leq 258 \text{ cm} \quad \text{USAR UMA CHAPA ESPAÇADORA NO MEIO DAS DIAGONAIS.}$$

b) MONTANTE BARRA 19

$$\begin{cases} N_{sd} = 5,88 \text{ KN (TRAÇÃO)} \\ \text{JL } 44,45 \times 6,35 \end{cases} \quad \text{ASTM A36} \quad \begin{cases} f_u = 40 \text{ KN/cm}^2 \\ f_y = 25 \text{ KN/cm}^2 \end{cases}$$

$$A_n = A_g = 5,22 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 4,63 \text{ cm}^2$$

$$N_{Lsd} = 5,88 \text{ KN} \leq \begin{cases} \frac{4,63 \times 40}{1,35} = 137,19 \text{ KN} \quad \text{OK} \\ \frac{5,22 \times 25}{1,10} = 118,64 \text{ KN} \end{cases}$$

ACONSELHÁVEL USAR PERFIL MAIS LEVE
(CALCULADO NA QUESTÃO 7)
FOLHA 8

ESBELTEZ

$$\frac{L}{r} = \frac{218}{1,35} = 161,48 < 300 \text{ OK}$$

↳ TRABALHANDO ISOLADAMENTE

CHAPAS ESPAÇADORAS

$$\frac{d}{r_{\min}} \leq 300 \quad \therefore \quad d \leq 300 \cdot 0,86 = 258 \text{ cm} > 218$$

NÃO É NECESSÁRIO USAR CHAPAS ESPAÇADORAS

4.5 Cálculo das Barras Comprimidas da Treliça da Cobertura

Q07 BARRAS COMPRIMIDAS

CANTONEIRAS DUPLAS

$$\text{ASTM A36} \begin{cases} f_y = 25 \text{ KN/cm}^2 \\ f_u = 40 \text{ KN/cm}^2 \end{cases}$$

a) BARRAS 9, 10, 11 E 12 → CORDA INFERIOR

b) BARRAS 13, 14, 15 E 16 → CORDA SUPERIOR

c) BARRAS 17 E 21 → MONTANTES LATERAIS

a) CORDA INFERIOR

SITUAÇÃO MAIS CRÍTICA BARRAS 10 OU 11 ONDE:

$$\begin{cases} N_{sd} = 27,89 \text{ KN (comp)} \quad \text{JL } 50,8 \times 9,52 \text{ mm} \\ L = 300 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_g = 2 \times 8,76 = 17,52 \text{ cm}^2 \\ I_x = 2 \times 20 = 40 \text{ cm}^4 \\ r_x = 1,50 \text{ cm} \end{cases} \quad \left| \quad \begin{cases} I_y = 2 \times \left[20 + 8,76 \cdot \left(1,63 + \frac{6,3}{20} \right)^2 \right] \\ I_y = 106,28 \text{ cm}^4 \end{cases} \right.$$

$$\frac{b}{t} = \frac{50,80}{9,52} = 5,336 < \left(\frac{b}{t} \right)_{\text{cm}} = 0,45 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 12,728$$

$$\underline{\text{OK}} \quad \phi_s = 0 = 1,0$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 40}{(1 \cdot 300)^2} = 87,73 \text{ KN}$$

$$\lambda_x = \frac{300}{1,50} = 200 \leq 200 \quad \text{OK}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 106,28}{300^2} = 233,10 \text{ KN}$$

$$C_w = 0 \quad (\text{SEÇÃO T}) \quad y_0 = 1,63 - 0,952/2 = 1,154 \text{ cm}$$

$$x_0 = 0 \quad r_y = \sqrt{\frac{106,28}{17,52}} = 2,46 \text{ cm}$$

$$r_0 = \sqrt{1,50^2 + 1,46^2 + 0 + 1,154^2} = 3,11 \text{ cm}$$

$$J = \frac{1}{3} \cdot 2 \left[5,08 + 0,952^3 + (5,08 - 0,952) 0,952^2 \right] = 5,84 \text{ cm}^4$$

$$N_{ez} = \frac{1}{3,11^2} (0 + 7700 \times 5,84) = 4649,25 \text{ KN}$$

$$N_{eyz} = \frac{233,10 + 4649,25}{2 \left[1 - \left(\frac{1,154}{3,11} \right)^2 \right]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 233,10 \cdot 4649,25 \cdot \left[1 - \left(\frac{1,154}{3,11} \right)^2 \right]}{(233,10 + 4649,25)^2}} \right]$$

$$N_{eyz} = 231,43 \text{ KN}$$

$$\lambda_{yz} = \pi \sqrt{\frac{20000 \cdot 17,52}{231,43}} = 122,14 < 200 \text{ OK}$$

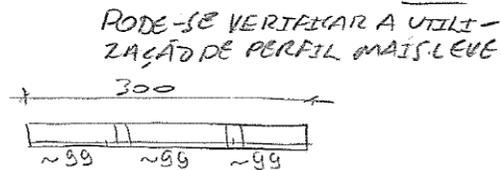
$$N_e < \begin{cases} 87,73 \\ 231,43 \end{cases} \quad N_e = 87,73$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \times 17,52 \cdot 25}{87,73}} = 2,234 \rightarrow \chi = 0,176$$

$$N_{c,rd} = \frac{0,176 \cdot 1 \cdot 17,52 \cdot 25}{1,10} = 70,08 \text{ KN} > 27,89 \text{ KN} \text{ OK!}$$

$$\frac{l}{r_{\min}} \leq \frac{1}{2} \left(\frac{KL}{r} \right)_{\max}$$

$$l < \frac{1}{2} \cdot 200 \cdot 0,99 = 99 \text{ cm}$$



USAR DUAS CHAVAS
ESPAÇADORAS.

b) CORDA SUPERIOR

SITUAÇÃO MAIS CRÍTICA BARRA 16

$$\left. \begin{array}{l} N_{sd} = 63,32 \text{ kN (COMPR.)} \\ L = 319,2 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ JL } 50,8 \times 9,52 \text{ mm}$$

$$\lambda_x = \frac{319,2}{1,50} = 212,8 > 200 \text{ OK}$$

AUMENTAR PERFIL

USANDO JL 63,5 x 6,35 mm TEM-SE

$$\lambda_x = \frac{319,2}{1,96} = 163 \leq 200 \text{ OK}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{63,50}{6,35} = 10 < \left(\frac{b}{t} \right)_{\text{lim}} = 12,85 \text{ OK}$$

$Q = Q_s = 1,0$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = 58,00 \text{ cm}^4 \\ I_y = 128,58 \text{ cm}^4 \\ A_g = 15,34 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} r_x = 1,96 \text{ cm} \\ r_y = 2,90 \text{ cm} \\ J = 2,17 \text{ cm}^4 \\ r_{\text{MIN}} = 1,24 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$N_{ex} = 112,37 \text{ kN}$$

$$N_{ey} = 249,10 \text{ kN}$$

$$x_0 = 0$$

$$r_0 = 3,81 \text{ cm}$$

$$y_0 = 1,54 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = 1151,31 \text{ kN}$$

$$N_e = 112,37 \text{ kN}$$

$$N_{eyz} = 239,21 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = 1,266 \rightarrow \chi = 0,511$$

$$N_{C,Rd} = 895,9 \text{ kN} > \underline{63,32 \text{ kN}} \text{ OK}$$

c) MONTANTES LATERAIS

SITUAÇÃO MAIS CRÍTICA BARRA 21

$$\left. \begin{array}{l} N_{sd} = 8,18 \text{ kN (como)} \\ L = 209 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{L } 44,45 \times 6,35$$

PERFIL MUITO PESADO

P/ BARRAS TRACIONADAS $\lambda_{lim} = 300$ ENTÃO P/ O MONTANTE CENTRAL TEM-SE:

$$300 = \frac{218}{r_{min}} \quad \therefore r_{min} = \underline{0,727 \text{ cm}}$$

USANDO A CANTONEIRA MAIS LEVE PERMITIDA PELO ENUNCIADO DA QUESTÃO 2, TEM-SE:

$\text{L } 44,45 \times 3,17 \text{ mm}$ (MESMO QUE EU NÃO CONCORDO COM CHAPAS TÃO FINAS)

$$Ct = 1 - \frac{12,1}{120} = 0,898 \leq 0,90$$

$$A_g = 2,71 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 0,9 \times 2,71 = 2,44 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,sd} = 5,88 \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,44 \cdot 40}{1,35} = 72,30 \text{ kN OK} \\ \frac{2,71 \cdot 25}{1,10} = 61,59 \text{ kN OK} \end{array} \right.$$

$$\lambda = \frac{218}{1,40} = 155,7 < \underline{300 \text{ OK}}$$

ENTÃO UTILIZAMOS $\text{L } 44,45 \times 3,17 \text{ mm}$ P/ TODOS OS MONTANTES.

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = 10,82 \text{ cm}^4 \\ I_y = 23,59 \text{ cm}^4 \\ A_g = 5,42 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} r_x = 1,40 \text{ cm} \\ r_y = 2,09 \text{ cm} \\ J = 0,19 \text{ cm}^4 \\ r_{min} = 0,89 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$N_{ex} = \underline{179,76 \text{ KN}}$$

$$N_{ey} = \underline{391,94 \text{ KN}}$$

$$x_0 = 0$$

$$r_0 = 2,73 \text{ cm}$$

$$y_0 = 1,06 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = \underline{196,12 \text{ KN}}$$

$$N_e = \underline{174,80 \text{ KN}}$$

$$N_{eyz} = 174,80 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = 0,866 \rightarrow \chi_{0,731}$$

$$N_{c,rd} = 870,4 \text{ KN} > 8,18 \text{ KN}$$

OK

RESUMO DOS MATERIAIS UTILIZADOS.

COROA SUPERIOR — JL 63,5 x 6,35 mm

COROA INFERIOR — JL 50,8 x 9,52 mm

MONTANTES - - - - JL 44,45 x 3,17 mm

DIAGONAIS — JL 44,45 x 6,35 mm

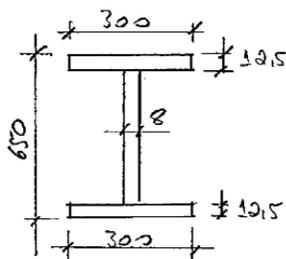
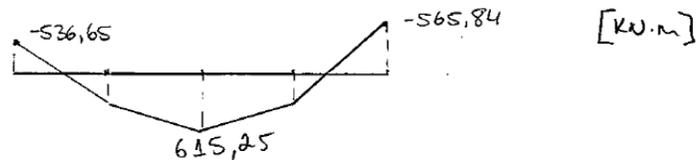
4.6 Cálculo da Viga do Piso do 1º Pavimento do Pórtico

Q08 VIGA VS 650 x 98

↳ CONSIDERANDO QUE A LAJE TRAVA A VIGA LATERALMENTE

↳ DESCONSIDERANDO A CARGA NORMAL

DIAGRAMA DE
MOMENTO FLETOR



$$M_{pl} = Z \cdot f_y$$

$$Z = 300 \cdot 12,5 (625 + 12,5) + 625 \cdot \frac{8^2}{4}$$

$$Z = 3.171.875 \text{ mm}^3$$

$$Z = 3.171,88 \text{ cm}^3$$

$$f_y = 300 \text{ MPa} = 300.000 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$M_{pl} = 3171,88 \times 30 = 95156,25 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{pl} = 951,56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

FLM

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{300/2}{12,5} = 12$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{20.000}{30}} = 9,82 \quad \lambda > \lambda_p$$

$$\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{20.000}{0,7 \cdot 30 / 0,453}} = 19,73 \quad \lambda < \lambda_r$$

$$0,76 > k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{625}{8}}} = 0,453 > 0,35$$

$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$
REGIME ELASTOPLÁSTICO

$$M_{rk} = 95156,3 - (95156,3 - 59766) \left(\frac{12 - 9,82}{19,73 - 9,82} \right) = 87371,15 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_r = 0,7 \cdot 30 \cdot 2846 = 59766 \text{ KN}\cdot\text{cm}$$

$$\boxed{M_{rk} = 873,71 \text{ KN}\cdot\text{m}} \quad \text{FLM}$$

FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{625}{8} = 78,125$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{20.000}{30}} = 97,08 \quad \lambda < \lambda_p$$

$$\boxed{M_{rk} = M_{pe} = 951,56 \text{ KN}\cdot\text{m}} \quad \text{FLA}$$

FLT CASO PARTICULAR

$$\left\{ \begin{array}{l} C_b = 3,0 - \frac{\alpha}{3} \left(\frac{-536,65}{-565,84} \right) - \frac{\alpha}{3} \left(\frac{615,25}{-565,84 + (-536,65)} \right) = 3,856 \\ L_b = 12,00 \text{ m} \\ I_y = 5628 \text{ cm}^4 \\ C_w = 5.715.088 \text{ cm}^6 \\ S = 49,9 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

$$M_{cr} = \frac{3,856 \pi^2 \cdot 20.000 \cdot 5628}{1200^2} \sqrt{\frac{5.715.088}{5628} \left(1 + 0,039 \frac{49,9 \times 1200^2}{5.715.088} \right)}$$

$$M_{cr} = 1.157,27 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\boxed{M_{rk} = 1.157,27 \text{ KN}\cdot\text{m}} \quad \text{FLT}$$

$$M_{sd} \leq M_{rd} \quad \therefore \quad 615,25 < \frac{873,71}{1,10} = 794,3 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

OK!

(2)

FORÇA CORTANTE

$$\lambda = \frac{625}{8} = 78,13$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{30}} = 63,51 \quad \lambda > \lambda_p$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{5,0 \cdot 20000}{30}} = 79,10 \quad \lambda_r > \lambda > \lambda_p$$

$$A_w = 650 \cdot 8 \cdot \frac{1}{10^2} = 52 \text{ cm}^2$$

$$V_{rd} = 0,60 \cdot 52 \cdot 30 = 936 \text{ kN}$$

$$V_{rk} = \frac{63,51}{78,13} \cdot 936 = 760,85$$

$$V_{sd} < V_{rd} \quad \therefore \quad 292,19 < \frac{760,85}{1,1} = 698,6 \text{ kN} \quad \underline{\text{OK!}}$$

ELS

A FLECHA FOI CALCULADA NA QUESTÃO 11 DA PÁG 12. E CONFORME FIGURA NA PÁG. 14 TEM-SE QUE:

$$f_{\text{VIGA DO PÓRTICO}} = 2,14 \text{ cm}$$

$$f_{\text{ADM}} = \frac{1200}{350} = 3,43 \text{ cm} > 2,14 \text{ cm} \quad \underline{\text{OK!}}$$

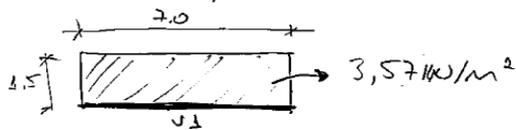
APÓS ANALISAR OS EKV E ELS, PODE-SE CONCLUIR QUE O PERFIL ESTÁ SUPERDIMENSIONADO PODENDO SER USADO UM PERFIL MAIS LEVE.

4.7 Cálculo da Viga V1 e V2 do Piso do 1º Pavimento

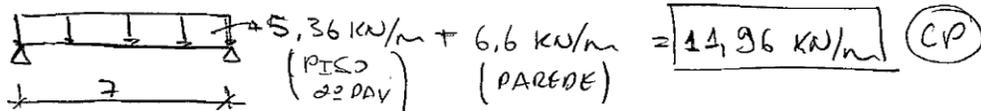
009 VIGA V1

* CARGA PERMANENTE.

$$3,57 \text{ kN/m}^2 \text{ (PISO 2º PAV)}$$

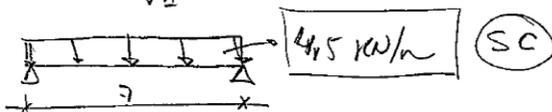


$$1,5 \times 7 \times \frac{3,57}{7} = 5,36 \text{ kN/m}$$



* SOBRE CARGA

$$3,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (2 (USUAL) + 1 (DIVISÓRIAS))}$$



$$P_d = 1,35 \times 11,96 + 1,5 \times 4,5 = \underline{22,90 \text{ kN/m}}$$

$$M_{sd} = 22,9 \times \frac{7^2}{8} = 140,26 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 22,9 \times \frac{7}{2} = 80,15 \text{ kN}$$

$$P_s = 1,0 \times 11,96 + 1,0 \times 4,5 = 16,46 \text{ kN/m} \text{ (MUNDO RARA)}$$

↳ CARGA DISTRIBUÍDA DE SERVIÇO. b (ALVENARIA E JANELA).

NOTA: A VIGA ESTÁ TRAVADA LATERALMENTE PELA LAJE DE CONCRETO. NÃO OCORRERÁ FLT, POIS TODA A MEIA SUPERIOR QUE ESTÁ COMPRI-MIDA, NÃO PODE TRANSLADAR-SE LATERALMENTE.

PERFIL W 360 x 44

$$d = 352 \quad h = 332$$

$$b_f = 171 \quad t_f = 9,8$$

$$t_w = 6,9$$

AÇO ASTM A572 GR 50 $f_y = 345 \text{ MPa}$

$$Z = 171 \cdot 9,8 (332 + 9,8) + 332^2 \cdot \frac{6,9}{4} = 762.924 \text{ mm}^3$$

$$= 762,92 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl} = 762,92 \cdot 34,5 = 26.320,91 \text{ kN.cm}$$

$$M_{pl} = \underline{263,21 \text{ kN.m}}$$

(L)

FLECHA (ELS)

$$\delta = \frac{5 \cdot 16,46 \times 10^{-2} \cdot 700^4}{384 \cdot 20000 \cdot 12256} = 2,1 \text{ cm}$$

CONTRA-FLECHA

$$\delta = \frac{5 \cdot 11,96 \times 10^{-2} \cdot 700^4}{384 \cdot 20000 \cdot 12256}$$

$$\delta = 1,53 \text{ cm}$$

CONTRA-FLECHA (CF)

$$0,5 \times 1,53 = 0,8 \text{ cm}$$

FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{332}{6,9} = 48,11$$

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

$$\lambda < \lambda_p$$

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

FLM

$$\lambda = \frac{171/2}{9,8} = 8,72$$

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

$$\lambda < \lambda_p$$

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

$$M_{rd} = \frac{163,11}{1,1} = 148,28 \text{ kN.m} > M_{sd} = 140,26 \text{ kN.m}$$

OK!

PARA COMB. FREQUENTES TEM-SE

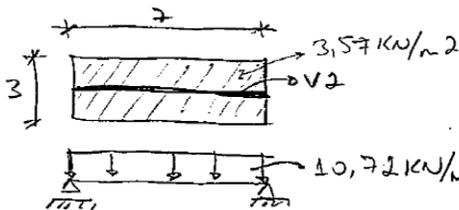
$$\delta = \frac{5 \cdot (1,0 \cdot 11,96 + 0,6 \cdot 4,5) \times 10^{-2} \cdot 700^4}{384 \cdot 20000 \cdot 12256} < \frac{700}{350} = 2 \text{ cm}$$

$$\delta = 1,87 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

OK!

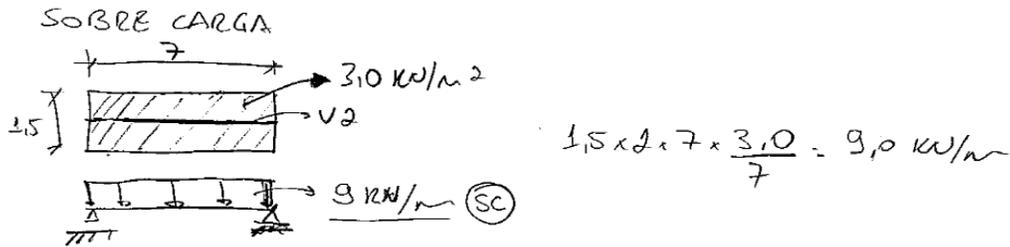
VIGA V2

CARGA PERMANENTE



$$1,5 \times 2 \times 7 \times \frac{3,57}{7} = 10,72 \text{ kN/m}$$

(CP)



$$P_d = 1,35 \cdot 10,72 + 1,5 \cdot 9 = 27,97 \text{ kN/m}$$

$$\begin{cases} M_{sd} = 171,32 \text{ kNm} \\ V_{sd} = 97,90 \text{ kN} \end{cases}$$

$$P_s = 10,72 + 0,6 \cdot 9 = 16,12 \text{ kN/m (COM B. FREQUENTES)}$$

UTILIZAR O MESMO PERFIL. W 360x44

NOTA: A VIGA V2 TAMBÉM É TRAVADA LATERALMENTE COMO A VIGA VA.

$$M_{pl} = 263,11 \text{ kNm} = M_{Rk}$$

$$M_{Rd} = 239,28 \text{ kNm} > M_{sd} = 171,32 \text{ kNm} \quad \underline{\text{OK!}}$$

ELS

$$\delta = \frac{5 \cdot 16,12 \cdot 10^{-2} \cdot 700^4}{384 \cdot 20000 \cdot 112256} = 2,06 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{700}{350} = 2 \text{ cm} \quad \text{A FLECHA CALCULADA ESTÁ NO LIMITE, PODENDO SER APLICADA UMA CONTRA-FLECHA, CASO NECESSÁRIO.}$$

FORÇA CORTANTE.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{332}{6,9} = 48,12$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{34,5}} = 59,22 \quad \lambda < \lambda_p$$

$$V_{pl} = 0,6 \cdot 24,29 \cdot 34,5 = 502,8 \text{ kN}$$

$$A_w = 352 \cdot 6,9 \cdot \frac{1}{100} = 24,29 \text{ cm}^2$$

$$V_{rd} = \frac{502,8}{1,1} = 457,10 \text{ kN} >$$

$$> V_{sd} = 97,90 \text{ kN} \quad \underline{\underline{\text{OK!}}}$$

4.8 Cálculo das Colunas do Pórtico Principal

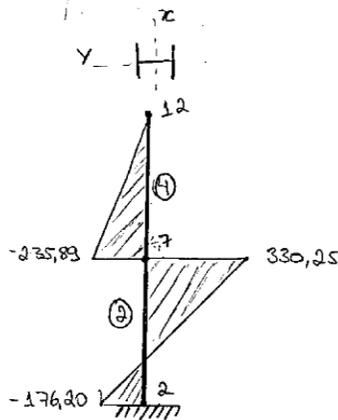
Ø 10

AÇO ASTM A572 GR 50 - $f_y = 345 \text{ MPa}$

ELU

(CONSIDERANDO APENAS ESFORÇOS NO PLANO DO PÓRTICO)

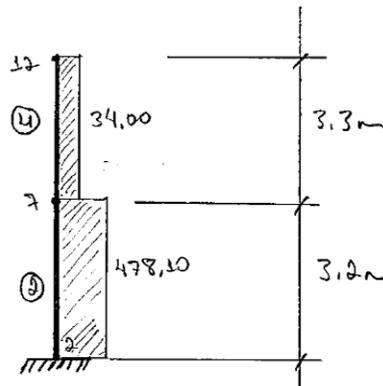
PILAR MAIS CARREGADO BARRAS 2 E 4



MOMENTOS

M_{sd}

[KN.m]



NORMAIS

N_{sd}

[KN]

HP 310 x 97
 $d = 308$ $h = 277$
 $b_f = 305$ $t_f = 15,4$
 $A_g = 223,6$ $t_w = 9,9$

PILAR BARRA (2)

$N_{sd} = 478,10 \text{ KN}$ FORÇA NORMAL COMPRESSÃO

*FLAMBAGEM LOCAL

$$\text{MESAS} \quad \frac{b}{t} = \frac{305/2}{15,4} = 9,90$$

$\lambda < \lambda_{LIM}$ OK!
 Ñ SUJEITA A FLAMB. LOCAL.

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{LIM} = 0,64 \sqrt{\frac{20000 \cdot 0,76}{34,5}} = 13,43$$

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{277}{9,9}}} = 0,76 \text{ (LIMITADO A } 0,76 \leq 0,35)$$

ALMA

$$\frac{b}{t} = \frac{h}{t_w} = \frac{277}{9,9} = 27,98$$

$\lambda < \lambda_{LIM}$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{LIM} = 1,49 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 35,87$$

Ñ SUJEITA A FLAMB. LOCAL OK!

FATOR DE REDUÇÃO = 1,0

INSTABILIDADE GLOBAL

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 22284}{320^2} = 42955,91 \text{ kN}$$

→ $K_x = 1,0$ → ANÁLISE 2ª ORDEM

$$\lambda_x = \frac{1,0 \cdot 320}{13,43} = 23,83 < 200 \text{ OK!}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 7286}{320^2} = 14044,90 \text{ kN}$$

→ $K_y = 1,0$ - ANÁLISE 2ª ORDEM

$$\lambda_y = \frac{1,0 \cdot 320}{7,68} = 41,67 < 200 \text{ OK!}$$

$$N_e = 14044,90 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1,0 \cdot 123,6 \cdot 34,5}{14044,90}} = 0,55 \Rightarrow \text{TAB 7.1} \therefore \chi = 0,881$$

$$N_{c,RK} = 0,881 \cdot 1,0 \cdot 123,6 \cdot 34,5 = 3756,76 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = 3415,24 \text{ kN} \text{ OK!}$$

EM X TEM-SE:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1,0 \cdot 123,6 \cdot 34,5}{42955,91}} = 0,32 \Rightarrow \chi = 0,958$$

$$N_{c,RK} = 0,958 \cdot 123,6 \cdot 34,5 = 4085,10 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = 3713,73 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} = \frac{478,1}{3713,73} = 0,13 < 2,0 \quad ; \quad \left(\frac{N_{sd}}{2N_{ed}} + \frac{M_{x,sd}}{M_{x,Rd}} \right) \leq 1,0$$

$M_{x,sd} = 330,25 \text{ kN}\cdot\text{m}$ MOMENTO FLETOR

FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{277}{9,9} = 27,98$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 50,53$$

$\lambda < \lambda_p$
 $M_{rk} = M_{pl}$

FLM

$$\lambda = \frac{305/2}{15,4} = 9,90$$

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

$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$
 $9,15 < 9,9 < 23,89$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{20000}{0,7 \cdot 34,5}} = 23,89$$

$$Z = 305 \cdot 15,4 (277 + 15,4) + 277 \cdot \frac{9,9}{4} = 1563307 \text{ mm}^3$$

$$M_{pl} = 1563,30 \cdot 34,5 = 53934,09 \text{ kNm} = 1563,30 \text{ cm}^3$$

$$M_{rk} = 539,35 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{rd} = 490,31 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (FLM)

FLT $\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{320}{2,68} = 41,67$

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

$\lambda < \lambda_p$
 $M_{rk} = M_{pl}$

$M_{x,rd} = 490,31 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (FLT)

$\lambda_s = 1447 \cdot 34,5 = 74882,25$
 $M_{x,rd} < 748,83 \text{ kNm}$

$$\frac{478,1}{2 \cdot 3713,73} + \frac{330,25}{490,31} \leq 1,0$$

$$0,06436 + 0,6735 = 0,74 \leq 1,0 \text{ OK!}$$

$$\boxed{V_{sd} = 144,37 \text{ kN}} \quad \text{FORÇA CORTANTE.}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{277}{9,9} = 27,98$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{34,5}} = 59,22$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$V_{rd} = V_{pl}$$

$$A_w = 308 \times 9,9 \times \frac{1}{100} = 30,49 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl} = 0,6 \times 30,49 \times 34,5 = 631,14 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = 573,77 \text{ kN} > V_{sd} = 144,37 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

PILAR BARRA (4)

$$\boxed{N_{sd} = 34,0 \text{ kN}} \quad \text{FORÇA NORMAL COMPRESSÃO}$$

* FLAMBAGEM LOCAL

MESAS : IGUAL A BARRA (2)

ALMA : " " " "

* INSTABILIDADE GLOBAL

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 22284}{330^2} = 40.391,97 \text{ kN}$$

→ ANÁLISE 2ª ORDEM

$$\lambda_x = \frac{1,0 \cdot 330}{13,43} = 24,57 < 200 \quad \text{OK!}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 7256}{330^2} = 13.206,60 \text{ kN}$$

$$\lambda_y = \frac{1,0 \cdot 330}{7,68} = 42,97 < 200 \quad \text{OK!}$$

$$N_e = 13.206,60 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1,0 \cdot 123,6 \cdot 34,5}{40391,97}} = 0,325 \Rightarrow \alpha = 0,955$$

$$N_{c,ek} = 0,955 \cdot 123,6 \cdot 34,5 = 4072,32 \text{ kN}$$

$$N_{c,rd} = 3702,10 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} = \frac{34}{3702} = 0,009 < 0,2 \quad \left(\frac{N_{sd}}{2N_{rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{rd}} \right)$$

$$M_{sd} = 235,89 \text{ kNm} \quad \text{MOMENTO FLETOR}$$

$$M_{pl} = 539,35 \quad \therefore \quad M_{rd} = 490,31 \text{ kNm}$$

$$\frac{34}{1 \cdot 3702,1} + \frac{235,89}{490,31} < 1,0$$

$$0,009 + 0,48 = 0,49 \quad \underline{\text{OK!}}$$

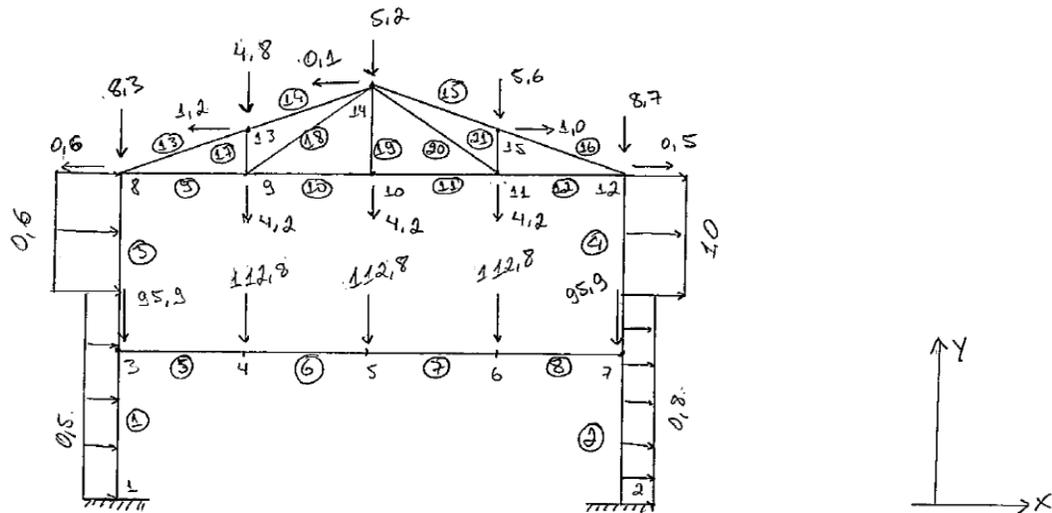
$$V_{sd} = 74,39 \text{ kN} \quad \text{FORÇA CORTANTE}$$

MEHOR QUE A CORTANTE DA BARRA (2) OK!

4.9 Verificações aos Estados Limites do Serviço

Q11

COMBINAÇÕES FREQUENTES DE AÇÕES DE SERVIÇO



CONSIDERANDO A SC. COMO A VARIÁVEL PRINCIPAL TEM-SE.

$$\psi_1 = 0,6 \quad \psi_2 = 0,4$$

$$\text{Nos } 3 \text{ e } 7 \rightarrow 76,97 + 0,6 \times 31,5 + 0,4 \cdot 0 = 95,87$$

$$\text{Nos } 4, 5 \text{ e } 6 \rightarrow 74,97 + 0,6 \times 63 + 0 = 112,77$$

$$\begin{aligned} \text{NO } 8 \quad x &\rightarrow 0 + 0 + 0,4 \cdot (-1,53) = -0,612 \\ y &\rightarrow -8,42 + 0,6 \cdot 2,63 - 0,4 \cdot 4,22 = +8,31 \end{aligned}$$

$$\text{Nos } 9, 10 \text{ e } 11 \rightarrow 4,20 + 0 + 0 = 4,20$$

$$\begin{aligned} \text{NO } 12 \quad x &\rightarrow 0 + 0 + 0,4 \cdot 1,19 = 0,48 \\ y &\rightarrow -8,42 + 0,6 \cdot 2,63 - 0,4 \cdot 3,27 = -8,69 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{NO } 13 \quad x &\rightarrow 0 + 0 + 0,4 \cdot (-3,06) = -1,224 \\ y &\rightarrow -5,04 + 0,6 \cdot 5,25 - 0,4 \cdot (8,44) = 4,81 \end{aligned}$$

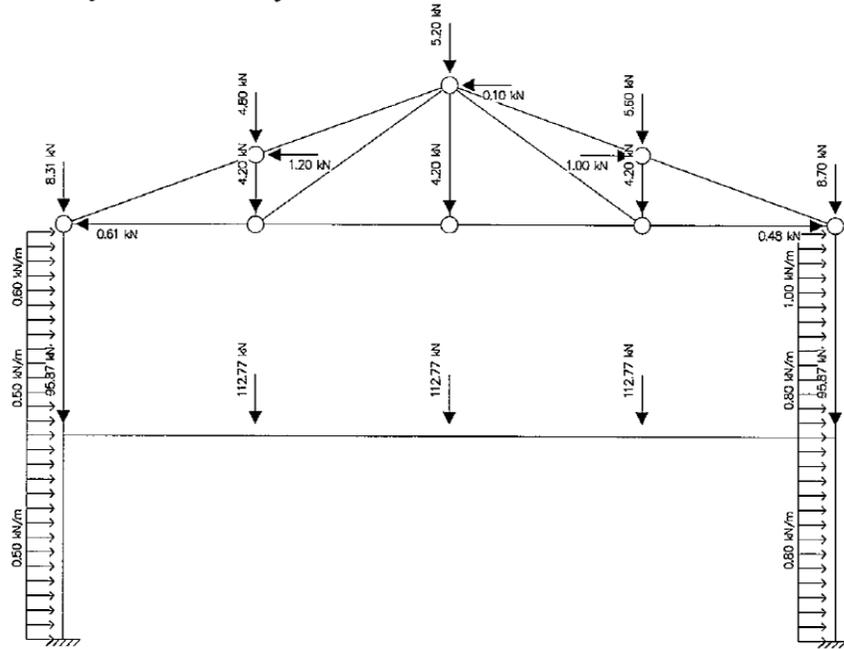
$$\begin{aligned} \text{NO } 14 \quad x &\rightarrow 0 + 0 + 0,4 \cdot (-0,34) = -0,136 \\ y &\rightarrow -5,04 + 0,6 \cdot 5,25 - 0,4 \cdot 7,49 = 5,19 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{NO } 15 \quad x &\rightarrow 0 + 0 + 0,4 \cdot 2,38 = 0,952 \\ y &\rightarrow -5,04 + 0,6 \cdot 5,25 - 0,4 \cdot 6,54 = 5,57 \end{aligned}$$

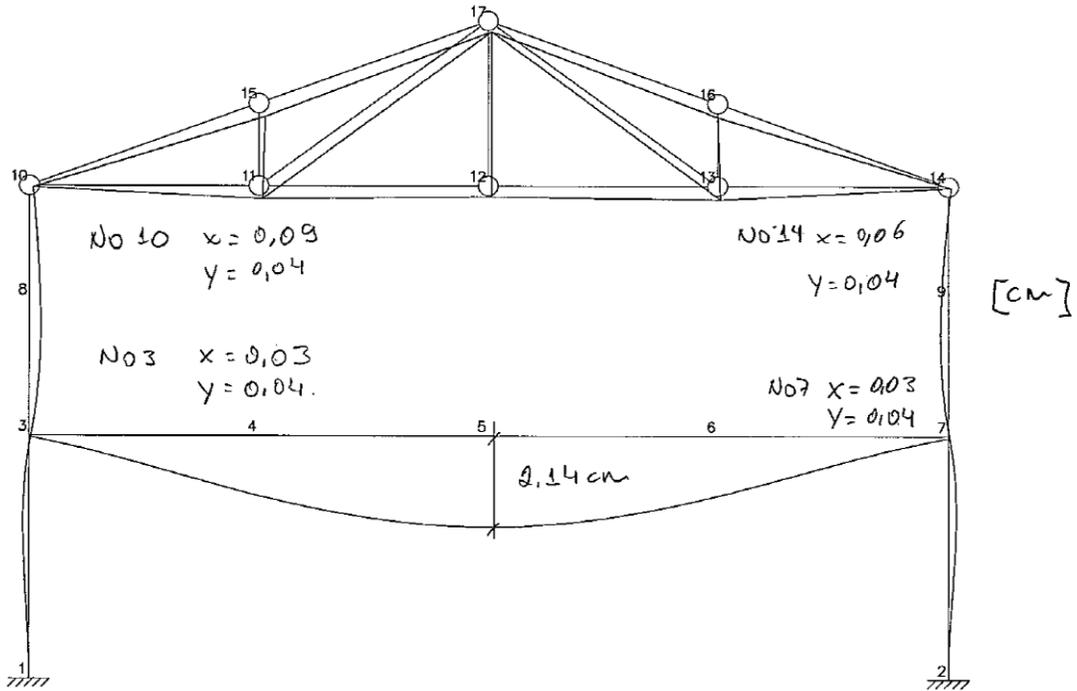
$$\text{DISTRIBUIDAS} \quad 1,20 \times 0,4 = 0,5a \quad 2,06 \times 0,4 = 0,82$$

$$1,56 \times 0,4 = 0,62 \quad 2,50 \times 0,4 = 1,00$$

COMBINAÇÕES DE AÇÕES DE SERVIÇO



DESLOCAMENTOS

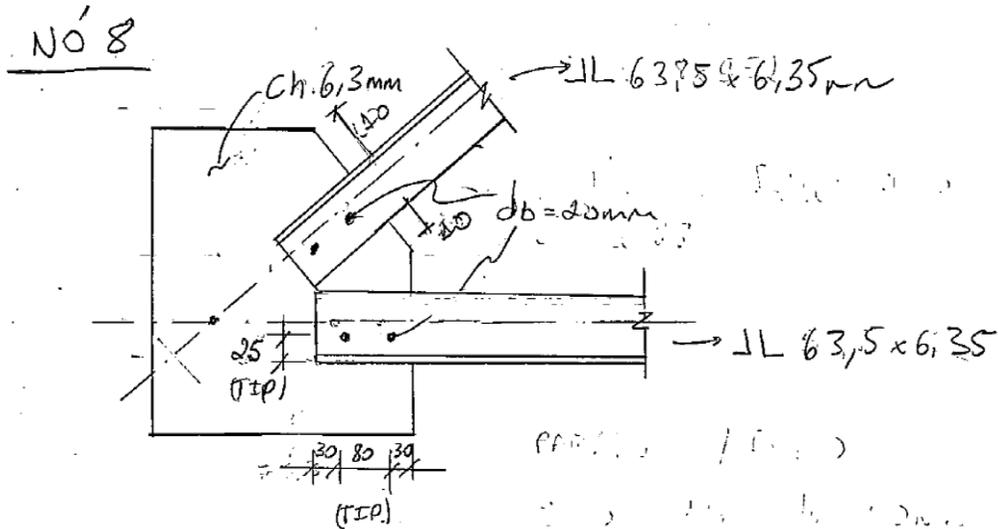


DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

$$\delta_H = \frac{H}{A_{0M}} = \frac{650}{400} = 1,63 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

$$\delta_{REL} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

4.10 Cálculo das Ligações da Treliça da Cobertura



• AÇO ASTM A36

$$f_y = 25 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_u = 40 \text{ KN/cm}^2$$

• AÇO ISO 4016 CLASSE 8,8

$$f_{y_0} = 64 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{ub} = 80 \text{ KN/cm}^2$$

- FURO = $20 + 1,5 = 21,5 \text{ mm}$

- DIST. ENTRE FUROS

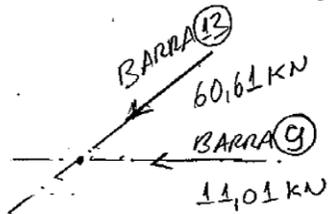
$$3 db = 3 \times 20 = 60 \text{ mm} < 80 \text{ mm} \leq \begin{cases} 24 \times 6,35 = 152,4 \\ 300 \end{cases} \quad \text{OK!}$$

- DIST. ENTRE FURO A ABA

$$63,5 - 25 - 6,35 = 32,15 > 1,5 db = 30 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

- DIST. ENTRE FURO AS BORDAS

$$1,25 db = 1,25 \times 20 = 25 \leq 30 \text{ mm} \leq \begin{cases} 12 \times 6,35 = 76,2 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{OK!}$$



• CONSIDERAR AS DUAS LIGAÇÕES IGUAIS.

• VERIFICA-SE A LIGAÇÃO COM O MAIOR ESFORÇO CISALHANTE, PROVENIENTE DA COMPRESSÃO DA BARRA 13 = 60,61 kN

- CISCALHAMENTO DO PARAFUSO

$$F_{v, sd} = \frac{60,61}{2} = 30,3 \text{ KN}$$

$$F_{v, rd} = \frac{0,14 \times 2 \times \pi \times 80^2}{1,35} = 148,9 \text{ KN}$$

$$F_{v, rd} = 148,9 \text{ KN} \geq F_{v, sd} = 30,3 \text{ KN} \quad \underline{\text{OK!}}$$

- PRESSÃO DE CONTATO

NA CHAPA

$$F_{c, sd} = 30,3 \text{ KN}$$

$$F_{c, rd} \begin{cases} \frac{1,2 \times 1,925 \times 0,95 \times 40}{1,35} = \underline{65,0 \text{ KN}} \\ \frac{2,4 \times 2 \times 0,95 \times 40}{1,35} = \underline{135,1 \text{ KN}} \end{cases}$$

$$d_f \begin{cases} 80 - 21,5 = 58,5 \text{ mm} \\ 30 - 10,75 = 19,3 \text{ mm} \end{cases}$$

$$F_{c, rd} = 65 \text{ KN} > F_{c, sd} = 30,3 \text{ KN} \quad \underline{\text{OK!}}$$

NA CANTONEIRA

$$F_{c, rd} = 15,1 \text{ KN}$$

$$\frac{1,2 \times 1,925 \times 0,635 \times 40}{1,35} = \underline{43,5 \text{ KN}}$$

$$\frac{2,4 \times 2 \times 0,635 \times 40}{1,35} = 90,3 \text{ KN}$$

$$F_{c, rd} = 43,5 \text{ KN} \geq F_{c, sd} = 15,1 \text{ KN} \quad \underline{\text{OK!}}$$

- TRACÇÃO NA CHAPA #9,5mm

$$N_{t, sd} = 60,6 \text{ KN}$$

$$\frac{2 \times 8 \times t_g 30 \times 0,95 \times 25}{1,1} = 199,5 \text{ KN}$$

$$\frac{(8,77 - 2,15 \times 0,95) \times 40}{1,35} = 199,3 \text{ KN}$$

$$N_{t, sd} = 60,6 \text{ KN} \leq N_{t, rd} = 199,3 \text{ KN}$$

OK!

- RASGAMENTO

- DA CANTONEIRA

$$F_{r, sd} = 30,3 \text{ KN}$$

$$A_{gv} = (8 + 3) \times 0,635 = 6,99 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 7 - 1,5 \times 2,15 \times 0,635 = 4,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 2,5 \cdot 0,635 - 0,5 \cdot 2,15 \cdot 0,635 = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$F_{r, rd} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,6 \times 4,95 \times 40 + 1,0 \times 0,9 \cdot 40}{1,35} = 114,7 \text{ KN} \\ \frac{0,6 \cdot 7 \cdot 25 + 1,0 \cdot 0,9 \cdot 40}{1,35} = 104,4 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$F_{r, sd} = 30,3 \text{ KN} \leq F_{r, rd} = 104,4 \text{ KN}$$

OK!

- DA CHAPA

$$F_{r, sd} = 60,6 \text{ KN}$$

$$A_{gv} = (8 + 3) \times 0,95 = 11,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 11,58 - 1,5 \times 2,15 \times 0,95 = 8,52 \text{ cm}^2$$

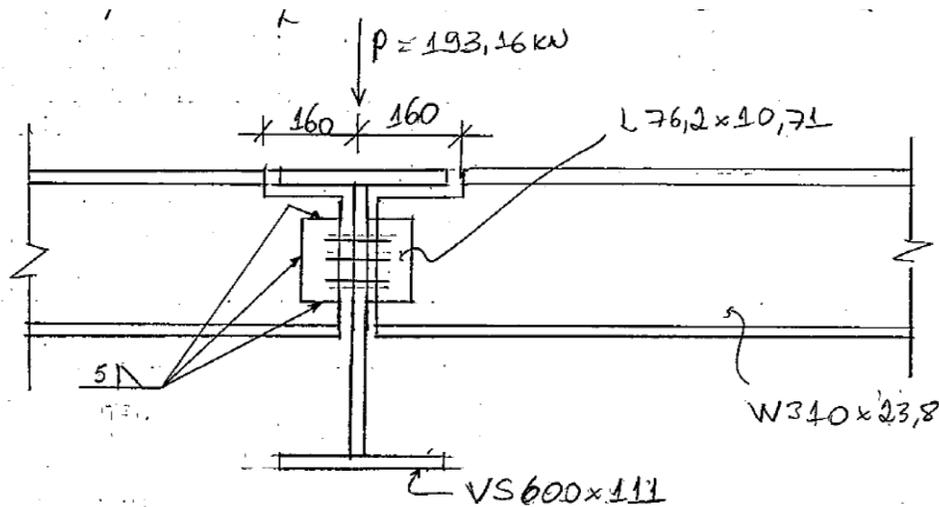
$$A_{nt} = (2,5 + 1 \cdot (8 + 3) t_g 45 - 0,5 \cdot 2,15) \cdot 0,95 = 35,6 \text{ cm}^2$$

$$F_{r,rd} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,6 \cdot 8,52 \cdot 40 + 1,0 \cdot 35,6 \cdot 40}{1,35} = \underline{\underline{1206,3 \text{ kN}}} \\ \frac{0,6 \cdot 11,58 \cdot 25 + 1,0 \cdot 35,6 \cdot 40}{1,35} = \underline{\underline{1183,5 \text{ kN}}} \end{array} \right.$$

$$F_{r,SD} = 60,6 \leq F_{r,rd} = 1183,5 \text{ kN} \quad \underline{\text{OK!}}$$

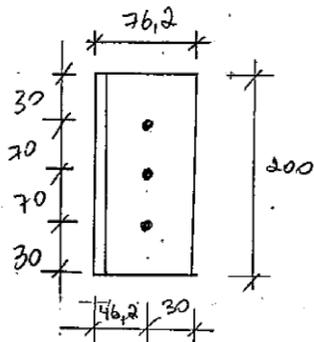
AS DEMAIS LIGAÇÕES, DOS NÓS 9, 13, 10 E 14 APRESENTAM ESFORÇOS MENORES DOS QUE DO NÓ 8, ENTÃO SERÃO ALTERADOS APENAS O DETALHES DA LIGAÇÃO, QUE JÁ ESTÃO VERIFICADOS. O DETALHAMENTO SEGUIR A SEGUIR.

4.11 Cálculo das Ligações Flexíveis das Vigas V1 e V2



- PARAFUSOS = $\varnothing 3/4''$ ASTM A325 • FURO PADRÃO = 20,5mm
- SOLDA = E70XXIII $f_w = 48,5 \text{ KN/cm}^2$

- CANTONEIRA DE LIGAÇÃO



- COMPRIMENTO DA CANTONEIRA

$$L = 200 \geq 0,5 \cdot d = 0,5 \cdot 305 = 152,5 \quad \text{OK!}$$

- ESPESSURA DA CANTONEIRA

$$t = 9,5 \leq 16 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

- FURAÇÃO

$$46,2 \leq 65 \text{ mm} \quad (e = 0)$$

- DIST. ENTRE FURAS

$$3 \cdot 19 = 57 \text{ mm} \leq 70 \text{ mm} \left\{ \begin{array}{l} 24 \cdot 5,6 = 134,4 \\ 300 \end{array} \right. \quad \text{OK!}$$

- DIST. ENTRE FURA E ABA

$$46,2 - 9,5 = 36,7 \text{ mm} \geq 1,5 \cdot 19 = 28,5 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

- DIST ENTRE FURO ÀS BORDAS

$$1,25 \cdot 19 = 23,75 < \begin{cases} 37 \text{ mm} \\ 65 \text{ mm} \end{cases} < \begin{cases} 12,5 \cdot 5,6 = 67,2 \\ 150 \end{cases} \quad \text{OK!}$$

- RECORTE DA VIGA $\sqrt{3}/2$

- COMPRIMENTO $0,2 \cdot m$ OK!

$$160 < 2 \cdot 305 = 610 \text{ mm}$$

- ALTURA

$$30 \leq 0,2 \cdot 305 = 61 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

- SOLDA

- PERNA MÍNIMA DO FILETE

$$t_w = 5,6 \text{ mm} < 6,35$$

OK!

$$d_w = 3,0 \text{ mm} < d_w = 5,0 \text{ mm}$$

- PERNA MÁXIMA DO FILETE

$$d_w = 5,0 < t = 5,6 \text{ mm}$$

OK!

- CISCALHAMENTO NO PARAFUSO

$$F_{v,rd} = \frac{193,16}{3} = 64,4 \text{ kN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,4 \cdot 2,83 \cdot 2 \cdot 82,5}{1,35} = 138,4 \text{ kN}$$

$$A_g = \frac{\pi \cdot 1,9^2}{4} = 2,83 \text{ cm}^2$$

$$F_{v,rd} = 64,4 < F_{v,rd} = 138,4 \text{ kN}$$

OK!

- PRESSÃO DE CONTATO

- ALMA DA VIGA

$$F_{c, sd} = 64,4 \text{ KN}$$

$$F_{c, rd} \begin{cases} \frac{1,2 \cdot 5,25 \cdot 0,56 \cdot 45}{1,35} = 117,6 \text{ KN} \\ \frac{2,4 \cdot 1,9 \cdot 0,56 \cdot 45}{1,35} = \underline{\underline{85,1 \text{ KN}}} \end{cases}$$

$$d_f = \frac{308}{2} - 70 - 30 = 52,5 = 5,25 \text{ cm}$$

$$F_{c, sd} = 64,4 \leq F_{c, rd} = 85,1 \text{ KN}$$

OK!

- CANTONEIRA

$$F_{c, sd} = 0,5 \cdot 64,4 = 32,2 \text{ KN}$$

$$\frac{1,2 \cdot 1,975 \cdot 0,95 \cdot 45}{1,35} = \underline{\underline{75,0 \text{ KN}}}$$

$$\frac{2,4 \cdot 1,9 \cdot 0,95 \cdot 45}{1,35} = \underline{\underline{144,4 \text{ KN}}}$$

$$d_f \leq \begin{cases} 70 - 20,5 = 49,5 \text{ mm} \\ 30 - 10,25 = \underline{\underline{19,75 \text{ mm}}} \end{cases}$$

$$F_{c, sd} = 32,2 \text{ KN} \leq F_{c, rd} = 75,0 \text{ KN}$$

OK!

- CANTONEIRAS

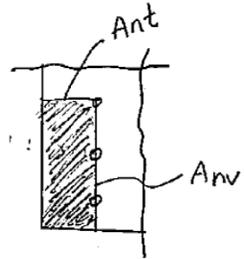
- RASGAMENTO

$$F_{c,rd} = \frac{193,16}{2} = 96,6 \text{ KN}$$

$$A_{nt} = (3,0 - 0,5 \times 2,05) \times 0,95 = 1,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 17 \times 0,95 - 2,5 \times 0,95 \times 2,05 = 11,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = (20 - 3) \times 0,95 = 16,15 \text{ cm}^2$$



$$F_{t,rd} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,6 \cdot 11,28 \cdot 40 + 1 \cdot 1,88 \cdot 40}{1,35} = 256,2 \text{ KN} \\ \frac{0,6 \cdot 16,15 \cdot 25 + 1 \cdot 1,88 \cdot 40}{1,35} = \underline{\underline{235,2 \text{ KN}}} \end{array} \right.$$

$$F_{c,rd} = 96,6 \text{ KN} < F_{t,rd} = 235,2 \text{ KN}$$

OK!

- CISCALHAMENTO

$$F_{c,rd} = 96,6 \text{ KN}$$

$$A_{gv} = 0,95 \times 20 = 19 \text{ cm}^2$$

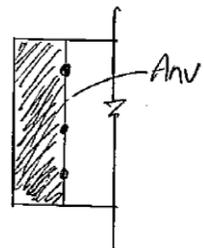
$$A_{nv} = 20 \times 0,95 - 3 \times 0,95 \times 2,05 = 13,16 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,6 \cdot 19 \cdot 25}{1,1} = 259,1 \text{ KN}$$

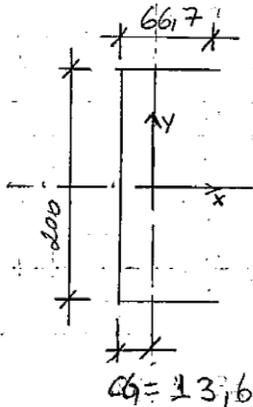
$$\frac{0,6 \cdot 13,16 \cdot 40}{1,35} = \underline{\underline{234,0 \text{ KN}}}$$

$$F_{c,rd} = 96,6 \text{ KN} < F_{c,rd} = 234,0 \text{ KN}$$

OK!



-SOLDA



$$C_g = \frac{2 \times 3,33 \times 0,35 \times 6,67}{2 \times 0,33 \times 6,67 + 20 \times 0,35} = 1,36 \text{ cm}$$

$$a_w = 0,707 \times 0,5 = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$A_w = 0,35 \times (2 \times 6,67 + 20) = 11,67 \text{ cm}^2$$

$$F_{x, sd} = 0 \quad F_{y, sd} = \frac{193,16}{4} = 48,29 \text{ KN}$$

$$M_{z, sd} = 48,3 (7,67 - 1,33) = 306,2 \text{ KN}\cdot\text{cm}$$

$$I_x = \frac{20^3 \times 0,35}{12} + 2 \times (6,67 - 0,35) \times \left(\frac{20}{2}\right)^2 = 700,2 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 \times \left(\frac{0,35 \times 6,67^3}{12}\right) + 2 \times 6,67 \times 0,35 \times \left(\frac{6,67}{2} - 1,33\right)^2 + 20 \times 0,35 \times 1,33^2 = 48,46 \text{ cm}^4$$

$$I_z = I_x + I_y = 748,66 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{w, sd} = 0 + \frac{306,2 \times 10}{748,66} = 4,09 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{wy, sd} = \frac{48,29}{11,67} + \frac{306,2 \times 5,34}{748,66} = 6,32 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{w, sd} = \sqrt{4,09^2 + 6,32^2} = 7,5 \text{ KN/cm}^2$$

- METAL BASE

$$\sigma_{MB, sd} = 0,707 \times 7,5 = 5,3 \text{ KN/cm}^2 \quad \sigma_{MB, sd} < \sigma_{MB, rd}$$

$$\sigma_{MB, rd} = \frac{0,6 \times 25}{1,1} = 13,6 \text{ KN/cm}^2$$

$$5,3 < 13,6 \quad \text{OK!}$$

- METAL DAS SOLDAS

$$\sigma_{w,rd} = \frac{0,6 \times 48,5}{1,35} = 21,56 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{w,isd} = 7,5 \text{ KN/cm}^2 < \sigma_{w,rd} = 21,56 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

- RUPTURA DA SOLDA

$$t = 0,56 > \frac{2,25 \times 2 \times 11,67 \times 0,24}{1,0 \times 48,5} = 0,26 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

- VIGA W 340 x 238

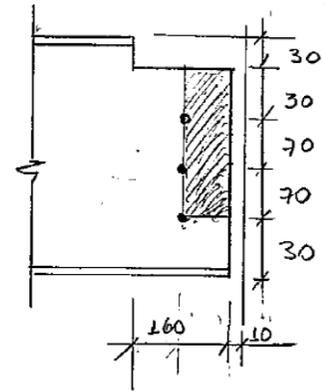
- RASGAMENTO

$$F_{r,isd} = \frac{193,46}{2} = 96,58 \text{ KN}$$

$$A_{gv} = 0,56 (2 \times 7 + 3) = 9,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 9,52 - 2,5 \times 2,05 \times 0,56 = 6,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 0,56 (3,62 - 0,5 \times 2,05) = 1,45 \text{ cm}^2$$



$$F_{r,rd} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,6 \times 6,65 \times 45 + 1 \times 1,45 \times 45}{1,35} = 184,3 \text{ KN} \\ \frac{0,6 \times 9,52 \times 34,5 + 1 \times 1,45 \times 45}{1,35} = 194,3 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$F_{r,isd} = 96,58 \text{ KN} < F_{r,rd} = 184,3 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

- CISALHAMENTO

$$F_{c,isd} = 98,58$$

$$A_{gv} = 0,56 (30,5 - 3) = 15,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 15,4 - 3(0,56 \times 2,05) = 11,9 \text{ cm}^2$$

$$F_{c,rd} = \begin{cases} \frac{0,6 \cdot 15,4 \cdot 34,5}{1,1} = \underline{\underline{289,8 \text{ KN}}} \\ \frac{0,6 \cdot 11,96 \cdot 45}{1,1} = 293,6 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_{c,sd} = 98,58 \text{ KN} < F_{c,rd} = 289,8 \text{ KN} \quad \underline{\text{OK!}}$$

- FLEXÃO

$$M_{sd} = 17 \times 98,58 = 1676,9 \text{ KN}\cdot\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{800}{16} = 50$$

$$I_y = \frac{27,5 \times 0,56^3}{12} = 0,40 \text{ cm}^4$$

$$A = 0,56 \times 27,5 = 15,40 \text{ cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{0,4}{15,4}} = 0,161$$

$$J = \frac{27,5 \times 0,56^3}{3} = 1,61 \text{ cm}^4$$

$$M_{pl} = f_y \times Z_x$$

$$Z_x = \frac{0,56 \times 27,5^2}{4} = 105,88 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl} = 34,5 \times 105,88 = 3652,9 \text{ KN}\cdot\text{cm}$$

$$\lambda_p = \frac{0,13 \times 20000}{3652,9} \sqrt{1,6 \times 15,4} = 3,97$$

$$W_r = \frac{0,56 \times 27,5^2}{6} = 70,58 \text{ cm}^3$$

$$M_r = 34,5 \times 70,58 = 2435,1 \text{ KN}\cdot\text{cm}$$

$$\lambda_r = \frac{2 \cdot 20000}{2435,1} \sqrt{1,6 \times 15,4} = 84,5$$

$$\lambda_p = 3,97 > \lambda = 50 > \lambda_r = 81,5 \quad \therefore$$

$$M_{rd} = \frac{1}{1,1} \left[3652,9 - (3652,9 - 2435,1) \left(\frac{50 - 3,97}{81,5 - 3,97} \right) \right] \leq \frac{3652,9}{1,1}$$

$$M_{rd} = 2663,5 \text{ KN}\cdot\text{cm} \leq 3320,8 \text{ KN}\cdot\text{cm} \quad \text{OK!}$$

$$M_{sd} = 1676,9 \text{ KN}\cdot\text{cm} \leq M_{rd} = 2663,5 \text{ KN}\cdot\text{cm} \quad \text{OK!}$$

- COMBINAÇÕES DE ESFORÇOS

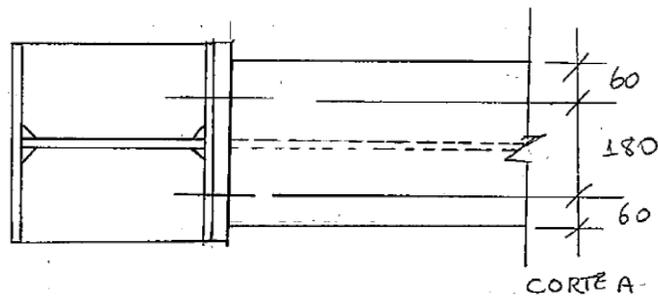
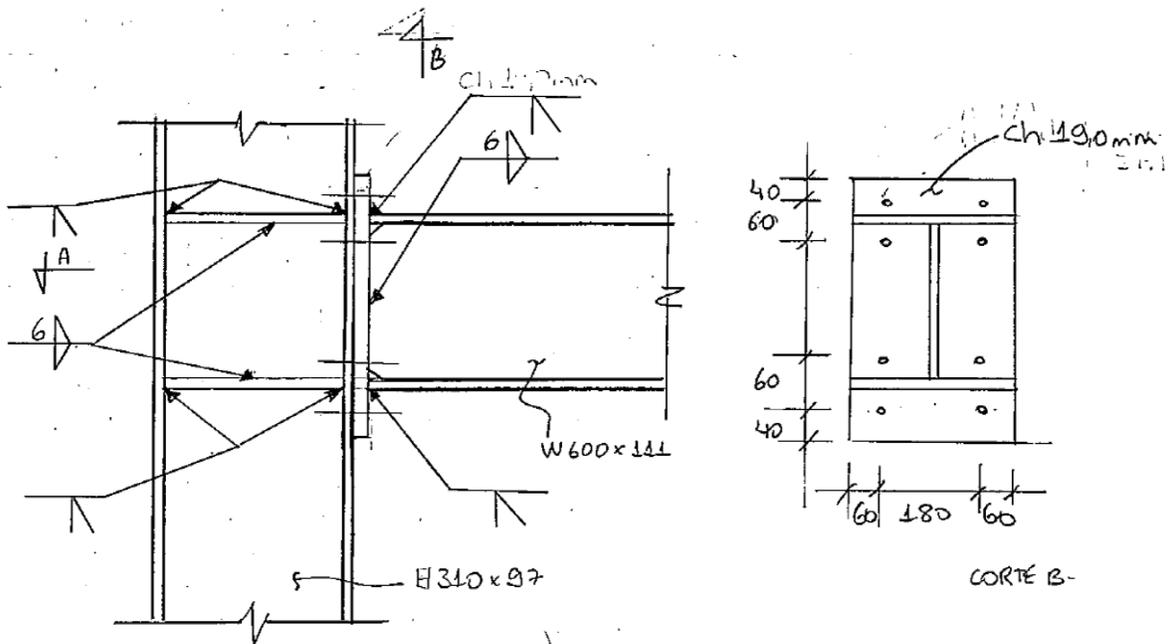
$$\sigma_x = \frac{1676,9}{105,88} = 15,8 \text{ KN/cm}^2 \quad \sigma_y = 0$$

$$\rho = \frac{98,58}{15,4} = 6,4 \text{ KN/cm}^2 \quad R = \text{RESULTANTE.}$$

$$R = \sqrt{15,8^2 + 0 + 0 + 3 \times 6,4^2} = 19,3 \text{ KN/cm}^2$$

$$R = 19,3 \text{ KN/cm}^2 \leq \frac{f_y}{\gamma_{at}} = \frac{34,5}{1,1} = 31,4 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

4.12 Cálculo da Ligação Rígida do Pórtico Transversal



- PARAFUSOS $\phi 19\text{mm}$
 $A_g = 2,83\text{ cm}^2$

ASTM A 325

$f_y = 63,5\text{ KN/cm}^2$
 $f_u = 82,5\text{ KN/cm}^2$

- SOLDA E70XX
 $f_w = 48,5\text{ KN/cm}^2$

- FURO : $19 + 1,5 = 20,5 \text{ cm}$

- DIST. ENTRE FUROS

$$3 \times 19 = 57 < 180 \leq \begin{cases} 24 \times 19 = 456 \\ 300 \end{cases} \quad \text{OK!}$$

- DIST. ENTRE FUROS E MESA DA VIGA

$$30 \gg 1,5 \times 19 = 28,5 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

- DIST. ENTRE FUROS E ALMA DO PILAR

$$\frac{180 - 9,9}{2} = 85 \text{ mm} \gg 1,5 \times 19 = 28,5 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

- DIST. ENTRE FUROS ÀS BORDAS

$$1,25 \times 19 = 23,75 \text{ mm} \leq 40 \leq \begin{cases} 12 \times 19 = 228 \text{ mm} \\ 150 \end{cases} \quad \text{OK!}$$

- DIMENSÃO MÍNIMA DO FILETE DO ENRIÇADOR DO PILAR.

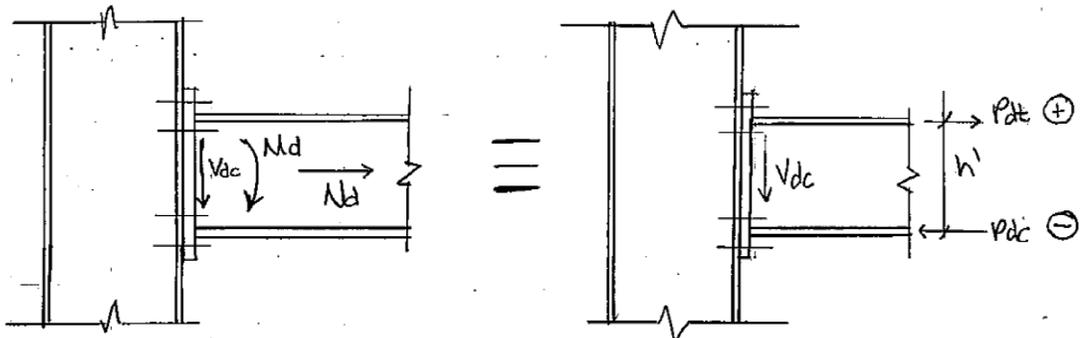
$$6,35 \leq 9,9 \leq 12,5 \therefore d_w = 6,0 \gg 5,0 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

- DIMENSÃO MÍNIMA DO FILETE DA CHAPA DE LIGAÇÃO C/ A ALMA DA VIGA,

$$6,0 \gg 5/8 \times 8 = 5 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

- VIGA

- MESAS E ALMAS



$$\begin{cases} N_d = 49,94 \text{ kN} \\ V_d = 292,36 \text{ kN} \\ M_d = 347,96 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$P_{d,fc} = \frac{M_d}{h'} + \frac{N_d}{2}$$

$$P_{dE} = \frac{347,96 \times 100}{58,4} + \frac{49,94}{2} = 620,8 \text{ kN}$$

$$F_{rd} = \frac{30 \times 1,6 \times 30}{1,1} = 1309,1 \text{ kN}$$

$$P_{dE} = 620,8 < F_{rd} = 1309,1 \text{ kN}$$

$$P_{dC} = \frac{347,96}{58,4} - \frac{49,94}{2} = 570,9 \text{ kN}$$

$$Q_s = \frac{1}{2} \times \frac{300}{16} = 9,38 < 0,64 \sqrt{\frac{20000 \times 0,47}{30}} = 11,33$$

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{568/8}} = 0,47$$

$$\therefore Q_s = 10$$

NÃO OCORRE FLAMBAGEM GLOBAL

DA MESA DEVIDO A RESTRIÇÃO

DA ALMA. $\therefore \chi = 10$

$$F_{rd} = \frac{10 \times 1,0 \times 48 \times 30}{1,1} = 1309,1 \text{ kN}$$

$$P_{dC} = 570,9 \text{ kN} < F_{rd} = 1309,1 \text{ kN}$$

OKI

- RECORTE DA ALMA

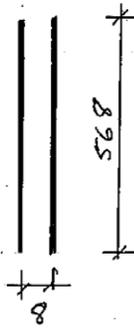
$$V_{sd} = 292,36 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = \frac{0,6 \times [(56,8 - 4) \times 0,8] \times 30}{1,1} = 691,2 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 292,4 \text{ kN} < V_{rd} = 691,2 \text{ kN}$$

OKI

- SOLDOAS



$$a_w = 0,707 \times 0,6 = 0,42 \text{ cm}$$

$$d_w = 56,8 \text{ cm}$$

$$A_w = 23,86 \text{ cm}^2$$

$$(\times 2 = 47,71 \text{ cm}^2)$$

- CISCALHAMENTO

$$V_d = 290,36 \text{ kN}$$

$$\tau_{w,sd} = \frac{290,4}{47,71} = 6,12 \text{ kN/cm}^2 \quad \tau_{w,rd} = 0$$

$$\tau_{w,sd} = \sqrt{0 + 6,12^2} = 6,12 \text{ kN/cm}^2$$

- NORMAL

$$P_{dt} = 620,8 \text{ kN}$$

$$\sigma_{w,sd} = \frac{620,8}{30 \times 1,6} \times \frac{56,8 - 4}{58,4} = 11,7 \text{ kN/cm}^2$$

- METAL BASE

$$\tau_{MB,sd} = 0,707 \times 6,12 = 4,3 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{MB,rd} = \frac{0,6 \times 30}{1,1} = 16,4 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{MB,sd} = 4,3 \text{ kN/cm}^2 \quad \tau_{MB,rd} = 16,4 \text{ kN/cm}^2$$

OK!

$$\sigma_{MB,sd} = 0,707 \times 11,70 = 8,3 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{MB,sd} = 8,3 \text{ KN/cm}^2 \leq \sigma_{MB,Rd} = 46,4 \text{ KN/cm}^2 \quad \underline{\text{OK!}}$$

COMBINADOS (R = RESULTANTE)

$$R = \sqrt{8,3^2 + 4,3^2} = 9,4 \text{ KN/cm}^2 \leq 46,36 \text{ KN/cm}^2 \quad \underline{\text{OK!}}$$

- METAL DA SOLDA.

$$\bar{\sigma}_{w,Rd} = \frac{0,6 \times 48,5}{1,35} = 21,6 \text{ KN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{w,sd} = 6,12 \text{ KN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{w,Rd} = 21,6 \text{ KN/cm}^2 \quad \underline{\text{OK!}}$$

$$\sigma_{w,sd} = 11,7 \text{ KN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{w,Rd} = 21,6 \text{ KN/cm}^2 \quad \underline{\text{OK!}}$$

COMBINADOS (R = RESULTANTE)

$$R = \sqrt{6,12^2 + 11,7^2} = 13,2 \text{ KN/cm}^2 \leq 21,6 \text{ KN/cm}^2 \quad \underline{\text{OK!}}$$

- RUPTURA DA SOLDA

- ALMA DA VIGA

$$t \geq 0,8 \text{ cm} \geq \frac{2,25 \times 2 \times 0,42 \times 13,2}{1 \times 40} = 0,62 \text{ cm} \quad \underline{\text{OK!}}$$

- CHAPA DE LIGAÇÃO

$$t = 1,9 \text{ cm} \geq \frac{2,25 \times 2 \times 0,42 \times 43,20}{2 \times 40} = 0,32 \quad \underline{\text{OK!}}$$

- PARAFUSOS / CHAPA DE LIGAÇÃO

- CISALHAMENTO

- CONSIDERAR APENAS OS PARAFUSOS COMPRIMIDOS.

$$F_{v,sd} = \frac{292,36}{4} = 73,1 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,4 \times 1 \times 2,83 \times 82,5}{1,35} = 69,30 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 73,1 \text{ KN} > F_{v,rd} = 69,30 \text{ KN} \quad \underline{\text{NÃO OK!}}$$

- CONSIDERANDO TODOS OS PARAFUSOS, COMPRIMIDOS E TRACIONADOS.

$$F_{v,sd} = \frac{292,36}{8} = 36,5 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 36,5 \text{ KN} < F_{v,rd} = 36,5 \text{ KN} \quad \underline{\text{OK!}}$$

PRESSÃO DE CONTATO NA CHAPA DE LIGAÇÃO

$$F_{c,sd} = 36,5 \text{ KN}$$

$$e_f \leq \begin{cases} 30 + 30 \times 1,6 + 20,5 = 55,3 \text{ mm} \\ 40 - 10,25 = \underline{\underline{29,75 \text{ mm}}} \end{cases}$$

$$\frac{1,2 \times 2,98 \times 1,9 \times 40}{1,35} = \underline{\underline{201,3 \text{ KN}}}$$

$$\frac{2,4 \times 1,9 \times 1,9 \times 40}{1,35} = \underline{\underline{256,7 \text{ KN}}}$$

$$F_{c,sd} = 36,5 \text{ KN} < F_{c,rd} = 201,3 \text{ KN}$$

TRAÇÃO NOS PARAFUSOS

$$F_{T,sd} = \frac{620}{4} = 155 \text{ KN}$$

$$F_{T,rd} = \frac{0,67 \times 0,75 \times 2,83 \times 825}{1,35} = 86,9 \text{ KN}$$

$$F_{T,sd} = 155 \text{ KN} > F_{T,rd} = 86,9 \text{ KN} \quad \underline{\text{NÃO OK!}}$$

AUMENTAR 4 PARAFUSOS NA REGIÃO TRACIONADA.

- DIST ENTRE FURROS: 57mm

- DIST. ENTRE FURROS E ALMA

$$\frac{70 - 9,9}{2} = 30 \text{ mm} > 28,5 \text{ mm}$$

$$F_{T,sd} = \frac{620}{8} = 77,5 \text{ KN}$$

$$F_{T,sd} = 77,5 \text{ KN} < F_{T,rd} = 86,9 \text{ KN}$$

OK!

- EFEITO ALAVANCA

$$a = 5,5 \text{ mm} > b = 3,0$$

OK!

$$M_{sd} = 77,5 \times 3 = 232,5 \text{ KNcm}$$

$$M_{rd} = \frac{7,9 \times 1,9^2}{4 \times 1,1} \times 30 = 194,4 \text{ KNcm}$$

$$M_{sd} = 232,5 \text{ KNcm} > M_{rd} = 194,4 \text{ KNcm} \quad \underline{\text{NÃO OK}}$$

USANDO CHAPA DE 22,2mm (7/8") TEM-SE

$$M_{rd} = \frac{7,9 \times 2,22^2}{4 \times 1,1} \times 30 = 265,5 \text{ KNcm}$$

$$M_{sd} = 232,5 \text{ KNcm} < M_{rd} = 265,5 \text{ KNcm} \quad \underline{\text{OK!}}$$

- COMBINAÇÃO = TRACÇÃO E CISCALHAMENTO

$$\left(\frac{77,5}{87,2} \right)^2 + \left(\frac{36,5}{69,3} \right)^2 < 1 \quad \therefore 1,15 > 1 \quad \underline{\text{NÃO OK!}}$$

USAR PARAFUSO ϕ 7/8"

- PILAR

- CORTANTE NA ALMA

$$V_{sd} = 620 + 92,8 = 712,8 \text{ KN}$$

$$\lambda = \frac{27,72}{0,99} = 28$$

$$\alpha/h = \frac{568}{277,2} = 2,05 < \begin{cases} 3 \\ \left(\frac{260}{277,9} \right)^2 = 86 \end{cases}$$

$$k_w = 5 + \frac{5}{2,05^2} = 6,19$$

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{6,19 \cdot 20000}{34,5}} = 59,9$$

$$\lambda = 28 \leq \lambda_p = 59,9$$

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\alpha_{ct}} = \frac{568}{1,1} = 516,4 \text{ KN}$$

$$V_{pl} = 0,6 \times 27,72 \times 0,99 \times 34,5 = 568,1 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 713 \text{ KN} > V_{rd} = 516 \text{ KN} \quad \underline{\text{NÃO OK}}$$

É NECESSÁRIO ALTERAR O PILAR OU REFORÇÁ-LO.

- ENRISECEDORES

- CISCALHAMENTO

$$F_{sd} = \frac{620}{2} = 310 \text{ KN}$$

$$F_{rd} < \begin{cases} \frac{0,6 \times 44,35 \times 25}{1,1} = 604,8 \text{ KN} \\ \frac{0,6 \times 37,95 \times 40}{1,35} = 674,7 \text{ KN} \end{cases}$$

$$A_{gv} = 4,6 \times 27,72 = 44,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 44,35 - 2 \times 4,6 \times 2 = 37,95 \text{ cm}^2$$

$$F_{sd} = 310 \text{ KN} < F_{rd} = 604,8 \text{ KN} \quad \underline{\text{OK}}$$

- SO LQA

$$\sigma_{w, sd} = \frac{310}{4,6 \times (27,72 - 4)} = 8,2 \text{ KN/cm}^2$$

$$a_w = 0,707 \times 0,6 = 0,42 \text{ mm}$$

- METAL BASE

$$\sigma_{m, s, d} = 0,707 \times 8,2 = 5,8 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{m, b, rd} = \frac{0,6 \times 34,5}{1,1} = 18,8 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{M0, sd} = 5,8 \text{ KN/cm}^2 < \sigma_{M0, rd} = 18,8 \text{ KN/cm}^2 \quad \underline{\text{OK!}}$$

- METAL DA SOLDA

$$\sigma_{w, sd} = 8,2 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{w, rd} = \frac{0,6 \times 48,5}{1,35} = 21,5 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{w, sd} = 8,2 \text{ KN/cm}^2 < \sigma_{w, rd} = 21,6 \text{ KN/cm}^2 \quad \underline{\text{OK!}}$$

- RUPTURA DA SOLDA

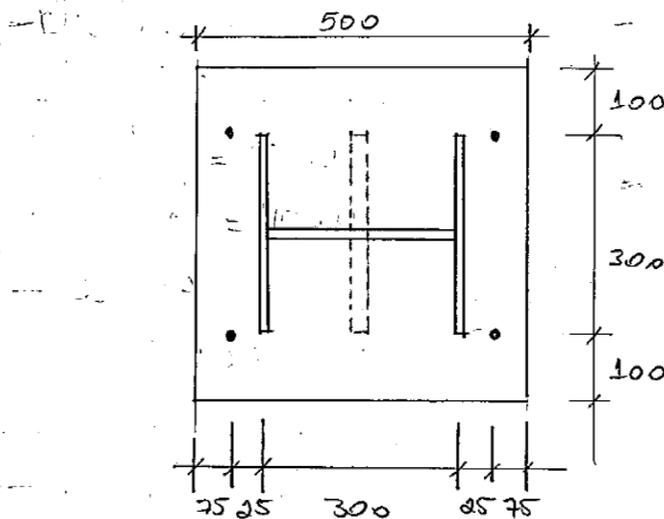
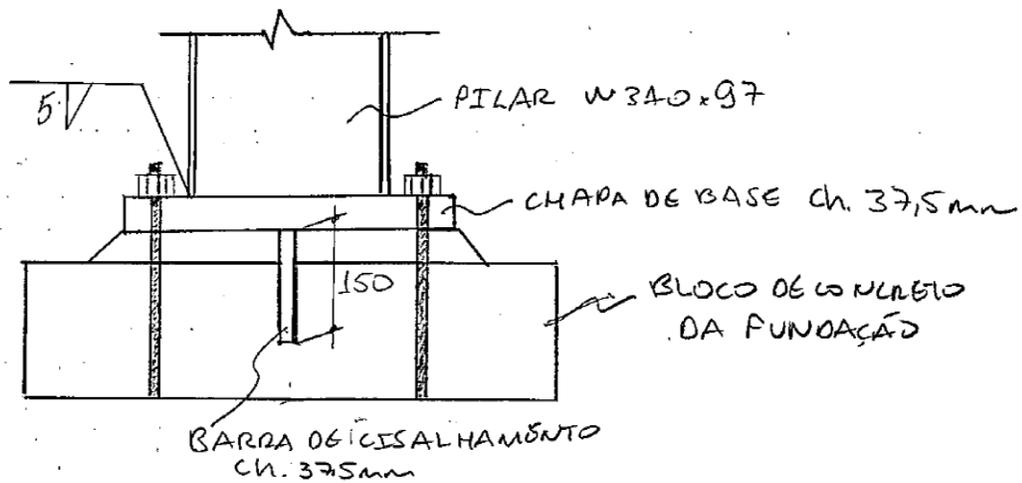
- NO ENRISEBODOR

$$l = 4,6 \text{ cm} \geq \frac{2,25 \times 2 \times 0,42 \times 8,2}{1 \times 40} = 0,38 \quad \underline{\text{OK!}}$$

- NA ALMA DO PILAR

$$l = 4,6 \text{ cm} \geq \frac{2,25 \times 2 \times 0,42 \times 8,2}{2 \times 40} = 0,19 \quad \underline{\text{OK!}}$$

4.13 Cálculo das Bases dos Pilares Engastados



- CONCRETO: $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$
- SOLOA: E70XX
- BARRA DE CISCALHAMENTO:
 - Ch. 37,5mm
 - $f_y = 25 \text{ KN/cm}^2$
 - $f_u = 40 \text{ KN/cm}^2$

- CHAPA DA BASE
 - Ch. 37,5mm
 - $f_y = 25 \text{ KN/cm}^2$
 - $f_u = 40 \text{ KN/cm}^2$
- CHUMBADORES
 - dch = 37,5mm
 - $f_y = 25 \text{ KN/cm}^2$
 - $f_u = 40 \text{ KN/cm}^2$

$$N_{sd} = 478,3 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 107,4 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 120,1 \text{ kNm}$$

- BASE

$$h_2 = 250 \text{ mm}$$

$$r_1 = 275 \text{ mm}$$

$$r_2 = 70 \text{ mm}$$

$$d_f = 60 \text{ mm}$$

$$\text{- GRAUTE: } a_g = 75 \text{ mm}$$

$$F_{ck} = 15 \times 20 = 30 \text{ MPa}$$

- ARRUELAS

$$\text{ESPECIAL } 90 \times 90 \quad e = 12,5 \text{ mm}$$

$$\text{NORMAL } e = 40 \text{ mm}$$

- BLOCO DA FUNDAÇÃO

$$F_{ck} = 20 \text{ MPa}$$

- PLACA

$$d = 308 \text{ mm} \leq H = 500 \text{ mm} \leq 308 + 4 \times 75 = 608 \text{ mm} \quad \underline{\text{OK!}}$$

$$b_p = 305 \text{ mm} \leq B = 500 \text{ mm} \leq 305 + 4 \times 75 = 605 \text{ mm} \quad \underline{\text{OK!}}$$

$$t = 37,5 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} \quad \underline{\text{OK!}}$$

- DIST. ENTRE FUROS

$$a_2 = 300 \text{ mm} \geq 4 \times 37,5 = 150 \text{ mm} \quad \underline{\text{OK!}}$$

$$n_t = 2 \text{ CHUMBADORES DE CADA LADO} \quad \underline{\text{OK!}}$$

- DIAMETRO DO CHUMBADOR

$$19 \leq d_{ch} = 37,5 \text{ mm} \leq 50 \text{ mm} \quad \underline{\text{OK!}}$$

- ALTURA DA BARRA DE CISA LHAMENHO

$$150 \text{ mm} \geq l_c = 75 = 150 \text{ mm} \quad \underline{\text{OK!}}$$

- ESFORÇOS NA BASE

$$e = \frac{122,1}{478,3} \times 400 = 26 \text{ cm}$$

$$e_{cr} = \frac{1}{2} \left(\frac{50 - 478,3}{50 \times 4,02} \right) = 20,3 \text{ cm} \quad \underline{\text{OK!}}$$

$$\sigma_{c,rd} = \frac{2}{4,4 \times 4,4} \times 1 = 1,02 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$e = 26 \text{ cm} > e_{cr} = 20,3 \text{ cm} \quad \underline{\text{OK!}}$$

$$\Delta = \left(17,5 + \frac{50}{2} \right)^2 - \left(\frac{2 \times 478,3 (26 + 17,5)}{50 \times 4,02} \right) = 990,3$$

$$\Delta = 990,3 > 0$$

$$y = 17,5 + \frac{50}{2} - \sqrt{990,3} = 11,0 \text{ cm}$$

$$P_{t,rd} = 1,02 \times 11,0 \times 50 - 478,3 = 82,7 \text{ KN}$$

$$\sigma_{c,rd} = \frac{478,3 + 82,7}{11,0 \times 50} = 1,02 \text{ KN/cm}^2$$

$$V_{at} = 0,7 \times 0,55 \times 478,3 = 184,1 \text{ KN}$$

$$V_{b,rd} = 107,4 - 184,2 = -76,8 \text{ KN} < 0$$

∴ PODE-SE DESPREZAR A BARRA DE CISCALHAMENTO
POIS O ACRITO TRANSMITE TODO O ESFORÇO
HORIZONTAL.

- VERIFICAÇÃO DO CONCRETO

$$\sigma_{c, sd} = 1,02 \text{ KN/cm}^2 \leq \sigma_{c, rd} = 1,02 \text{ KN/cm}^2 \quad \underline{\text{OK!}}$$

$$\sigma_{bc, sd} = 0 \quad \underline{\text{OK!}}$$

- CHUMBADORES

$$P_{t, sd} = 84,3 \text{ KN}$$

- ESCOAMENTO DA SEÇÃO BRUTA

$$P_{t, rd} = \frac{2 \times 11,0 \times 25}{1,1} = 500 \text{ KN}$$

$$P_{t, sd} = 84,3 \text{ KN} \leq P_{t, rd} = 500 \text{ KN} \quad \underline{\text{OK!}}$$

- RUPTURA DA SEÇÃO DA ROSCA

$$P_{t, rd} = \frac{2 \times 0,75 \times 11 \times 40}{1,35} = 488,9 \text{ KN}$$

$$P_{t, sd} = 84,3 \text{ KN} \leq 488,9 \text{ KN} \quad \underline{\text{OK!}}$$

- ARRANCAMENTO DO CONCRETO

$$P_{t, rd} = \frac{15 \times 2 \times 11 \times 2}{1,4} = 471,4 \text{ KN}$$

$$P_{t, sd} = 84,3 \text{ KN} < P_{t, rd} = 471,4 \text{ KN} \quad \underline{\text{OK!}}$$

- RUPTURA DO CONCRETO

USANDO O COMPRIMENTO MÍNIMO DE ANCORAGEM

$$h_a = 45 \text{ cm}$$

$$45 \text{ cm} \geq 12 \cdot 3,75 = 45 \text{ cm}$$

- DIMENSÕES DO BLOCO

$$B_b \begin{cases} 50 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 50 \text{ cm} \\ 50 + 11 \cdot 3,75 = 91,25 \text{ cm} \end{cases}$$

OK!

$$A_b \begin{cases} h_a + 20 = 75 \text{ cm} \\ H_b = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

OK!

$$C_1 \leq \begin{cases} \frac{120}{2} - 17,5 = 42,5 \text{ cm} \\ 1,5 \cdot 45 = 67,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$C_2 \leq \begin{cases} \frac{120 - 50 + 2 \cdot 9}{2} = 44 \text{ cm} \\ 1,5 \cdot 45 = 67,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$C_3 \leq \begin{cases} h_f = 17,5 \text{ cm} \\ 1,5 h_a = 67,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$C_4 \leq \begin{cases} a_2 = 30 \text{ cm} \\ 3 h_a = 135 \text{ cm} \end{cases}$$

$$c_1 = 42,5 \text{ cm}$$

$$c_2 = 44,5 \text{ cm}$$

$$c_3 = 17,5 \text{ cm}$$

$$c_4 = 30,0 \text{ cm}$$

$$A_{rc} = 2 \left(44 + \frac{30}{2} \right) (42,5 + 17,5) = 7080 \text{ cm}^2$$

$$P_{t,rd} = \frac{0,08 \times 7080 \sqrt{2}}{1,4 \times 45^{1/3}} = 160,9 \text{ KN}$$

$$P_{t,sd} = 84,3 \text{ KN} < P_{t,rd} = 160,9 \text{ KN}$$

OK!

- PLACA DE BASE

$$M_{pb,rd} = \frac{3,75^2 \times 25}{4 \times 1,1} = 79,9 \frac{\text{KN} \cdot \text{cm}}{\text{cm}}$$

COMPRESSÃO NO CONCRETO

$$m \geq \begin{cases} m_1 = \frac{50 - 0,95 \times 30,8}{2} = 10,37 \text{ cm} \\ m_2 = \frac{50 - 0,18 \times 30,5}{2} = 12,8 \text{ cm} \\ m_3 = \frac{\sqrt{50 \times 50}}{4} = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\therefore m = 12,8 \text{ cm}$$

$$m_1 = 10,37 \text{ cm} < y = 11,0 < 4a_1 = 36$$

$$m = m_1 = 10,37 \text{ cm}$$

$$M_{pb,c,sd} = 1,02 \times \frac{10,37^2}{2} = 54,8 \frac{\text{KNcm}}{\text{cm}}$$

$$M_{pb,c,sd} = 59,8 \frac{\text{KNcm}}{\text{cm}} \leq M_{pb,c,rd} = 79,9 \frac{\text{KNcm}}{\text{cm}} \quad \underline{\text{OK!}}$$

- ESFORÇOS DEVIDO AO ARRANJAMENTO DOS CHUMB. .

$$\sum r_i = 2(2,9 + 375) = 43,5 \text{ cm} < R = 50 \text{ cm}$$

$$M_{pb,sd} = \frac{84,3 \times 9}{43,5} = 17,4 \frac{\text{KNcm}}{\text{cm}}$$

$$M_{pb,sd} = 17,5 \frac{\text{KNcm}}{\text{cm}} \leq M_{pb,rd} = 80 \frac{\text{KNcm}}{\text{cm}} \quad \underline{\text{OK!}}$$

- SOLDA (SOLDA EM TODO O ENTORNO DO PERFIL)

$$F_{y,sd} = 107,4 \text{ KN}$$

$$F_{z,sd} = 478,3 - \frac{122,1}{0,308} = 81,9 > 0 \quad F_{z,sd} = 0$$

$$a_w = 0,707 \times 0,5 = 0,35 \text{ cm}$$

$$l_w = 178,5 \text{ cm}$$

$$A_w = 62,5 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{w,sd} = \frac{107,4}{62,5} = 1,72 \text{ KN/cm}^2$$

- METAL BASE

$$\Sigma_{MB, sd} = 0,707 \times 1,72 = 1,22 \text{ KN/cm}^2$$

$$\Sigma_{MB, rd} = 0,6 \times \frac{34,5}{1,1} = 18,8 \text{ KN/cm}^2$$

$$\Sigma_{MB, sd} = 1,2 \text{ KN/cm}^2 \leq \Sigma_{MB, rd} = 18,8 \text{ KN/cm}^2 \quad \underline{\text{OK!}}$$

METAL DA SOLDA

$$\Sigma_{w, sd} = 1,7 \text{ KN/cm}^2$$

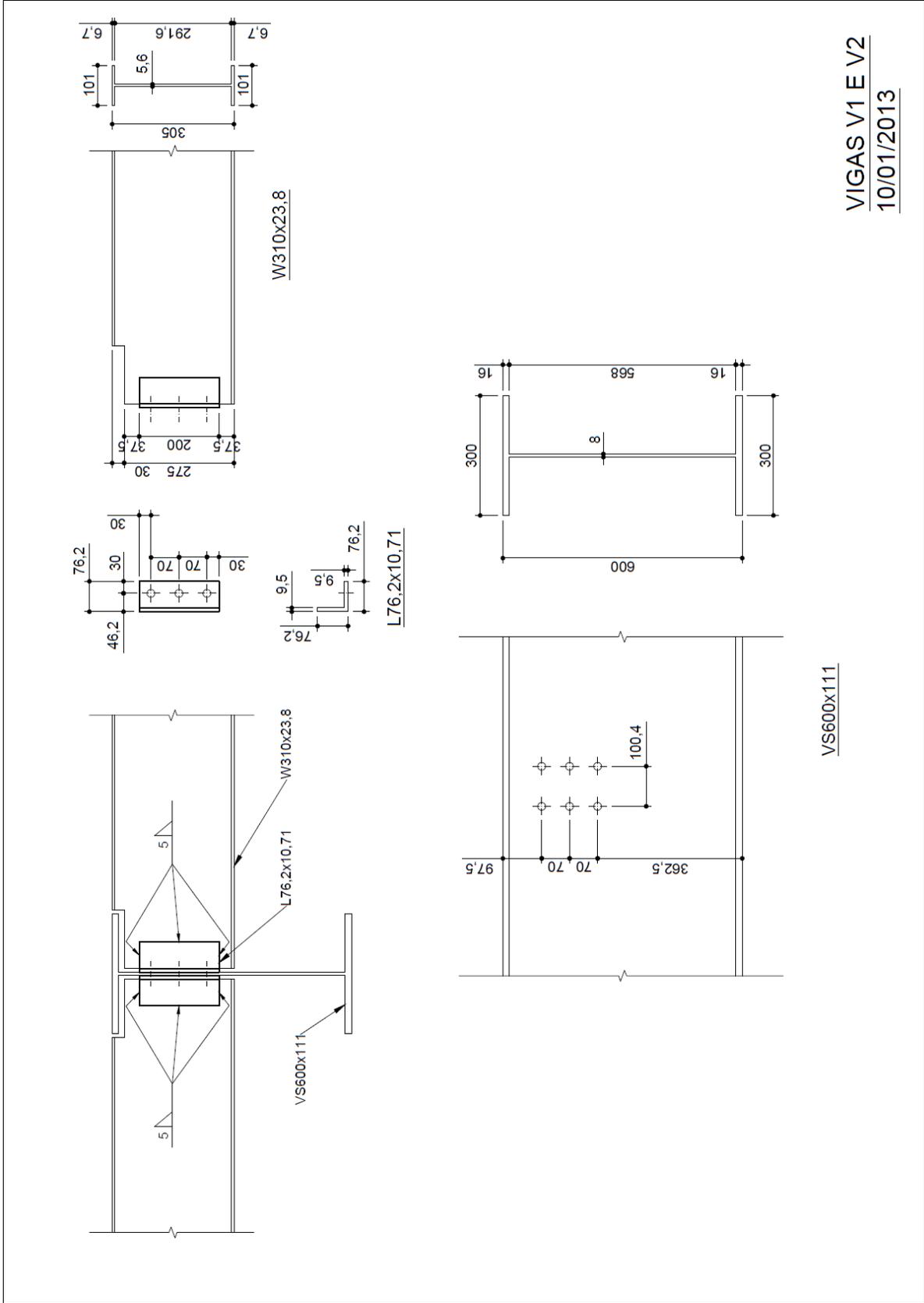
$$\Sigma_{w, sd} = \frac{0,6 \times 48,5}{1,35} = 21,6 \text{ KN/cm}^2$$

$$\Sigma_{w, sd} = 1,7 \text{ KN/cm}^2 \leq \Sigma_{w, rd} = 21,6 \text{ KN/cm}^2 \quad \underline{\text{OK!}}$$

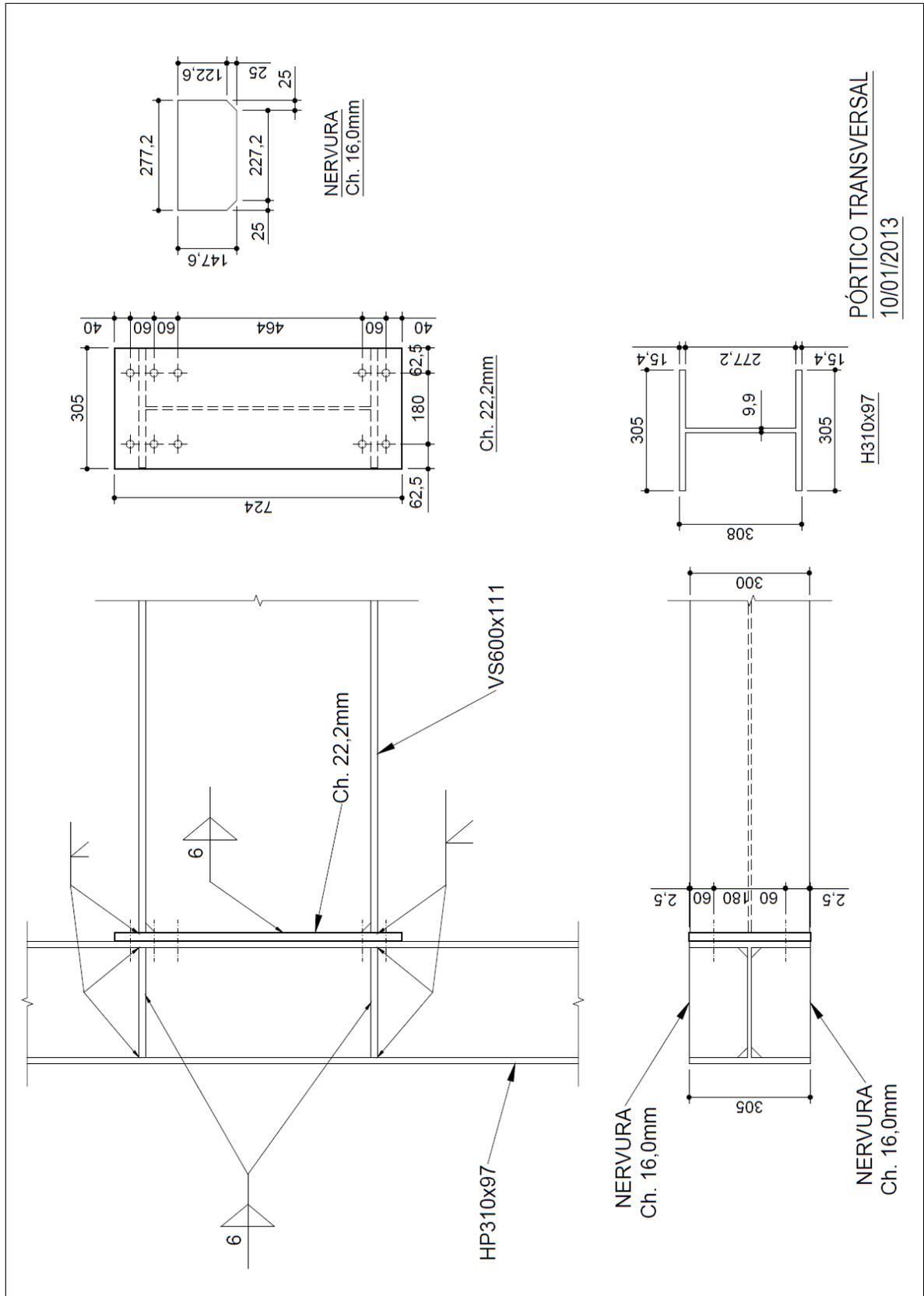
- RUPTURA DA REGIÃO DA SOLDA

$$t = 9,9 \text{ mm} \geq \frac{2,25 \times 2 \times 0,35 \times 1,72}{1 \times 40} = 0,07 \text{ cm} \quad \underline{\text{OK!}}$$

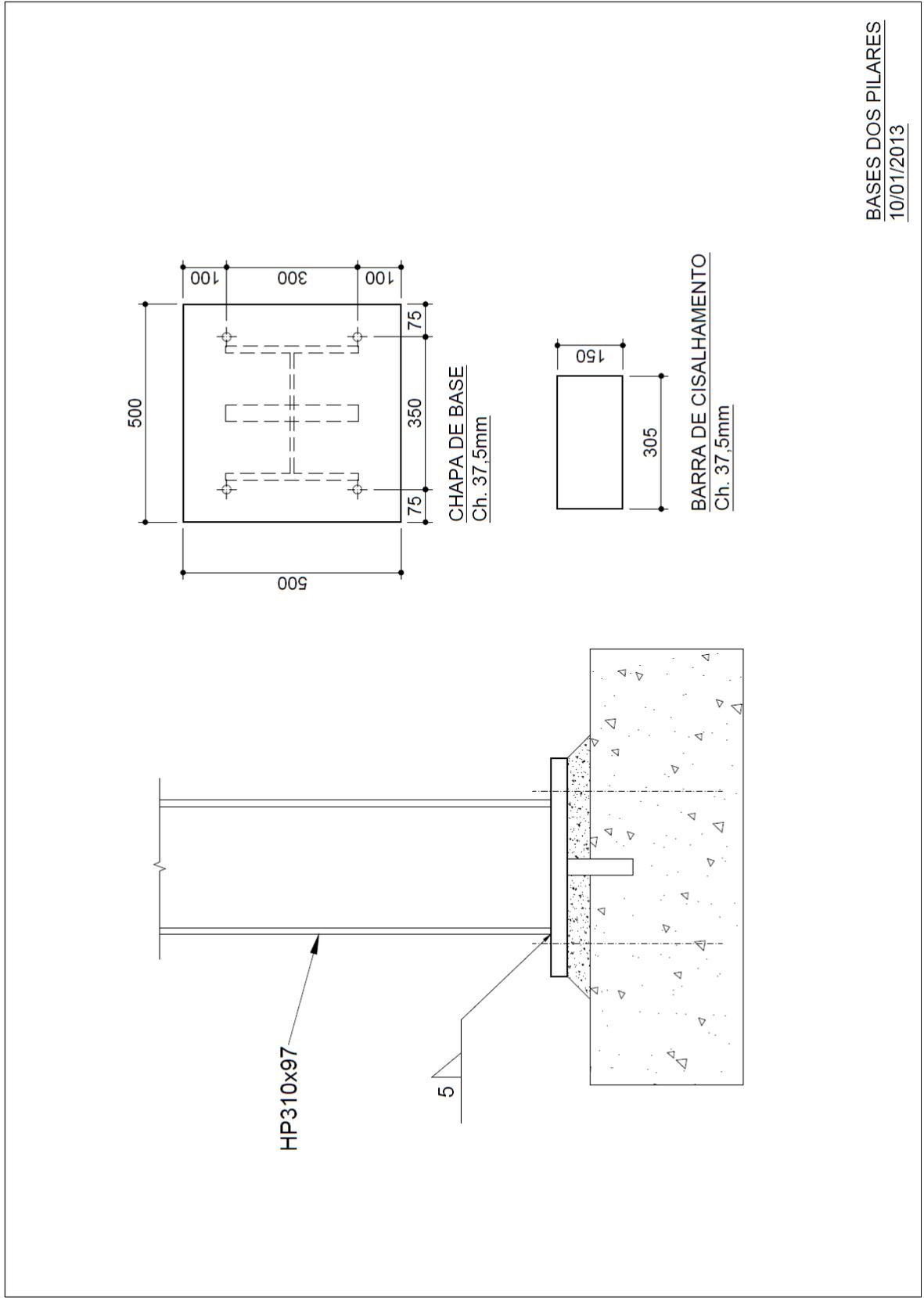
$$F_{w, sd} = 1,72 \text{ KN/cm}^2$$



VIGAS V1 E V2
10/01/2013



PÓRTICO TRANSVERSAL
10/01/2013



BASES DOS PILARES
10/01/2013

5 CONCLUSÃO

Visando atender a exigência crescente do mercado no que tange a redução dos custos das estruturas metálicas, torna-se essencial a aplicação da recente revisão da norma brasileira para cálculo de estruturas metálicas, visto que de forma bastante prática pode-se atender suas prescrições com bastante eficácia. Observa-se que mesmo sem a utilização de softwares de alta performance, consegue-se executar a análise estrutural de 2ª ordem e dimensionamento das estruturas sem maiores complicações. Porém a eficiência do método adotado para a análise de 2ª ordem pode não atender as expectativas comerciais dos escritórios de projeto, pensando no volume de obras que estes escritórios atendem simultaneamente com prazos cada vez mais curtos.

Torna-se essencial e hoje é uma tendência na grande maioria dos escritórios de projeto, a utilização de softwares para realização da análise estrutural e dimensionamento das estruturas metálicas. Além disto, para a análise e dimensionamento de estruturas com maior nível de complexidade, esta necessidade torna-se mais evidente, visto que o mercado almeja os menores custos e sempre busca estruturas cada vez mais ousadas no que tange a arquitetura.

6 BIBLIOGRAFIA

- **FAKURY**, Ricardo Hallal. *Dimensionamento básico de elementos de estruturas de aço*. Versão 3. Belo Horizonte, março/2009.
- **FAKURY**, Ricardo Hallal. **SILVA**, Ana Lydia R. de Castro. **CALDAS**, Rodrigo Barreto. *Dimensionamento básico de elementos de estruturais de aço e mistos de aço e concreto*. Parte 2 Versão 6. Belo Horizonte, março/2012.
- **ABNT NBR 8800**. *Projetos de estruturas de aço e de estrutura mista de aço e concreto de edifícios*. Segunda edição, 2008.
- **ABNT NBR 6123**. *Forças Devidas ao Vento em Edificações*. Revisão de junho/1988.
- **BELLEI**, Ildony, H. *Edifícios Industriais em Estruturas de Aço*, 5ª Edição. Novembro/2004.
- **PRAVIA**, Z. *Análise de Segunda Ordem: Aplicações, Dificuldades e Recomendações*. Sem data.