

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA

CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

TRABALHO FINAL
ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES METÁLICAS E
BASE DE PILAR

THAÍS GUIMARÃES LIMA SILVÉRIO
2015

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

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES METÁLICAS E
BASE DE PILAR**

THAÍS GUIMARÃES LIMA SILVÉRIO

Trabalho Final apresentado ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Especialista em Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Armando César Campos Lavall, D.Sc.
DESS – UFMG (Orientador)

Belo Horizonte, 28 de dezembro de 2015

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	5
2	OBJETIVO.....	6
3	REVISÃO DA LITERATURA.....	7
3.1	Ligações	7
3.1.1	Ligações em treliças.....	7
3.1.2	Ligação de viga e pilar.....	7
3.1.3	Ligação entre vigas	8
3.2	Parafusos Estruturais	8
3.2.1	Tipos de parafusos.....	8
3.2.2	Aperto dos parafusos.....	8
3.3	Ligações Parafusadas	9
3.3.1	Ligações com aperto normal e com aperto com protensão inicial.....	9
3.3.2	Furos nas ligações parafusadas	9
3.3.3	Disposições construtivas dos furos.....	9
3.3.4	Verificação dos parafusos.....	10
3.3.5	Cisalhamento nos parafusos.....	11
3.3.6	Tração e cisalhamento nos parafusos.....	12
3.4	Solda Elétrica	12
3.4.1	Verificação das Soldas	12
3.4.2	Principais disposições construtivas das soldas filete:	14
3.5	Elementos de ligação	14
3.5.1	Resistência mínima de ligações	15
3.5.2	Força de tração solicitante de cálculo	15
3.6	Bases de Pilar.....	15
3.6.1	Comportamento das Bases sob Força Axial e Momento Fletor.....	15
3.6.2	Comportamento das Bases sob Força Cortante	16
3.6.3	Verificação dos Chumbadores	17
3.6.4	Verificação do Concreto do Bloco de Fundação	19
3.6.5	Verificação da Placa de Base.....	19
4	CORPO DO TRABALHO.....	21
5	CONCLUSÃO.....	21
6	REFERÊNCIAS	21
7	ANEXOS	22

7.1	Memória de Cálculo.....	22
7.2	Ligações Parafusadas dos Nós da Treliça.....	23
7.2.1	Detalhamento dos parafusos.....	24
7.2.2	Pressão de contato	25
7.2.3	Colapso por rasgamento.....	26
7.2.4	Tração na chapa de 8mm	27
7.3	Dimensionamento e Detalhamento da Viga V2	28
7.3.1	Disposições construtivas.....	29
7.3.2	Verificação dos parafusos ao cisalhamento.....	30
7.3.3	Verificação da pressão de contato na alma da viga V2	30
7.3.4	Verificação da pressão de contato na cantoneira	31
7.3.5	Verificação da pressão de contato na viga suporte.....	31
7.3.6	Verificação do colapso por rasgamento na cantoneira	32
7.3.7	Verificação do colapso por rasgamento na alma da viga V2	33
7.3.8	Verificação do cisalhamento na cantoneira	33
7.3.9	Verificação do cisalhamento na viga V2	33
7.3.10	Verificação da flexão da alma da viga V2.....	34
7.4	Dimensionamento e Detalhamento da Viga V1	36
7.5	Verificação da Ligação Rígida da Viga do Pórtico	36
7.5.1	Materiais.....	38
7.5.2	Disposições construtivas.....	39
7.5.3	Verificação das mesas e da alma da viga a esforços localizados	41
7.5.4	Verificação do cisalhamento nos parafusos	43
7.5.5	Verificação da tração nos parafusos.....	43
7.5.6	Verificação da tração e cisalhamento nos parafusos.....	44
7.5.7	Verificação da pressão de contato	44
7.5.8	Verificação devido ao efeito alavanca	45
7.5.9	Cortante na alma do pilar.....	46
7.5.10	Verificação do cisalhamento nos enrijecedores	46
7.5.11	Soldas.....	47
7.6	Verificação da Ligação da Base de Pilar com o Bloco de Concreto.....	50
7.6.1	Disposições construtivas.....	51
7.6.2	Solicitações na base – Força de compressão:	53
7.6.3	Verificação do concreto:.....	54
7.6.4	Verificação dos chumbadores à tração:.....	54
7.6.5	Ruptura do concreto:.....	54
7.6.6	Verificação da placa de base:	55
7.6.7	Verificação da placa de cisalhamento e dos chumbadores:	56

1 INTRODUÇÃO

Neste trabalho será feito um estudo das ligações existentes em um galpão em estrutura metálica. Serão analisadas as ligações soldadas e as ligações parafusadas dos elementos existentes na estrutura.

Para isso será feita a verificação e dimensionamento das ligações típicas como a ligação entre as barras da treliça, ligação entre vigas, ligação entre viga e pilar e ligação da base de pilar com o bloco de concreto.

Os elementos e meios de ligação serão analisados para as disposições construtivas exigidas por norma e dimensionados e verificados para os estados-limites últimos.

2 OBJETIVO

Esse trabalho tem como objetivo desenvolver uma memória de cálculo com verificações feitas para as ligações típicas da estrutura metálica analisada. Essas verificações desenvolvidas nesse trabalho visam analisar a estrutura de modo a atender as normas.

A partir dessa memória de cálculo tem como objetivo desenvolver um detalhamento dessas ligações parafusadas e soldadas da estrutura estudada.

3 REVISÃO DA LITERATURA

3.1 Ligações

As ligações são compostas por elementos de ligação, como chapas e cantoneiras, e meios de ligação, como soldas e parafusos. As ligações desempenham um papel fundamental nas respostas de uma estrutura de aço em situação de serviço e em sua resistência. Os elementos e meios de ligação devem ser dimensionados aos estados-limites últimos, mas em algumas situações específicas, o dimensionamento pode ter como base um estado-limite de serviço.

As ligações podem ser classificadas como rígida, flexível ou semirrígida. A ligação rígida considera transmissão integral de momento fletor, força cortante e força axial entre os componentes estruturais conectados. Já a ligação flexível o momento transmitido é muito pequeno e pode ser considerado nulo, mas há transmissão integral de força cortante e pode haver transmissão de força axial. A ligação semirrígida apresenta um comportamento intermediário entre a rígida e a flexível.

3.1.1 Ligações em treliças

As treliças podem ter tanto ligações rígidas quanto flexíveis. A ligação flexível ocorre quando a treliça se apoia no pilar em um único ponto, já a ligação rígida ocorre quando há o apoio em dois pontos.

Normalmente os nós das treliças são formados com o auxílio de uma chapa de nó (Gusset) que serve como elemento intermediário de união entre banzo, diagonal e montante.

3.1.2 Ligação de viga e pilar

As ligações entre vigas e pilares podem ser flexíveis ou rígidas. Para o caso de ligação flexível as mesas da viga não são conectadas ao pilar deixando uma folga para permitir a rotação da viga, assim, quando se deseja uma ligação rígida, as mesas da viga são conectadas.

Para ligações rígidas é comum usar enrijecedores na alma do pilar. Para ligações flexíveis recomenda-se utilizar elementos de ligação, como chapas e cantoneiras, com altura igual a, no mínimo, metade da altura total do perfil da viga suportada.

3.1.3 Ligação entre vigas

As ligações entre vigas de aço são na grande maioria flexíveis. Em alguns casos torna-se necessário fazer um recorte nas mesas superiores das vigas, isso permite que as faces superiores de todas as vigas fiquem niveladas e assim facilite a colocação das lajes.

3.2 Parafusos Estruturais

3.2.1 Tipos de parafusos

Existem dois tipos de parafusos estruturais: os comuns e os de alta resistência. A tabela abaixo fornece as resistências ao escoamento e ruptura (f_{yb} e f_{ub} , respectivamente) dos aços usados nos parafusos estruturais e os diâmetros (d) com que esses parafusos podem ser encontrados.

Tipo	Especificação	f_{yb} (MPa)	f_{ub} (MPa)	db	
				mm	pol.
Comum	ASTM A307	-	415	-	$1/2 \leq db \leq 4$
	ISO 898-1 Classe 4.6	235	400	$12 \leq db \leq 36$	-
Alta Resistência	ASTM A325	635	825	$16 \leq db \leq 24$	$1/2 \leq db \leq 1$
		560	725	$24 \leq db \leq 36$	$1 \leq db \leq 1 1/2$
	ISO 4016 Classe 8.8	640	800	$12 \leq db \leq 36$	-
	ASTM A490	895	1035	$16 \leq db \leq 36$	$1 \leq db \leq 1 1/2$
	ISO 4016 Classe 10.9	900	1000	$12 \leq db \leq 36$	-

3.2.2 Aperto dos parafusos

Os parafusos podem ser apertados de dois modos: aperto normal e aperto com protensão inicial. O aperto normal é aquele que garante firme contato entre as partes ligadas. O aperto com protensão inicial é feito de maneira que o parafuso desenvolva em seu corpo uma força de protensão inicial mínima (F_{Tb}) igual a 70% da sua força de tração resistente nominal, cujo valor é dado adotando-se ϕ_a e o coeficiente de ponderação γ_{a2} iguais a 1,0.

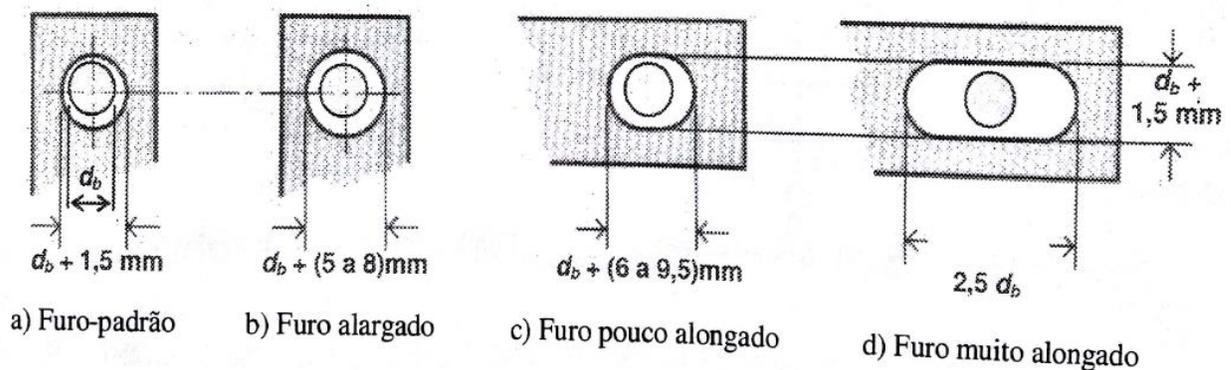
3.3 Ligações Parafusadas

3.3.1 Ligações com aperto normal e com aperto com protensão inicial

Existem ligações parafusadas com aperto normal e ligações com aperto com protensão inicial. Quando há esforços paralelos à superfície de contato de peças conectadas e não é permitido que a ligação sofra deslizamento, ela é denominada ligação por atrito, e caso a ocorrência do deslizamento seja admitida é denominada ligação por contato.

3.3.2 Furos nas ligações parafusadas

Existem quatro tipos de furos sendo eles: furos padrão, furos alargados, furos pouco alongados e furos muito alongados.



Supondo que esses furos sejam feitos sempre por punção, por ser a situação mais desfavorável do ponto de vista estrutural, deve-se adicionar 2,0 mm a seu diâmetro nominal.

3.3.3 Disposições construtivas dos furos

- Distância entre centros de furos e_{ff} não pode ser inferior a $3d_b$.
- Distância entre centro de furo e chapa e_{fc} não deve ser inferior a $1,35d_b$.
- Distância entre centro de furo a borda e_{fb} não pode ser inferior a $1,25d_b$.
- Distância entre centro de furos e distância entre centro de furo e borda não pode exceder 12 vezes a espessura da parte ligada menos espessa, nem 150 mm.

3.3.4 Verificação dos parafusos

Os parafusos em ligação por contatos podem estar submetidos à tração, ao cisalhamento ou, simultaneamente, a ambos estes esforços. A condição de $F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd}$ deve ser atendida, onde a força de tração solicitante de cálculo pode ser obtida por:

$$F_{t,Sd} = \frac{F S d}{n t}$$

Já a força de tração resistente de cálculo deve ser obtida por:

$$F_{t,Rd} = \frac{\phi \cdot A_{be} \cdot f_{ub}}{\gamma_{a2}}$$

$$A_{be} = 0,75 A_b$$

Nas ligações com parafusos tracionados, a restrição à deformação das extremidades laterais da chapa de ligação faz aparecer forças Q nessas extremidades em um fenômeno denominado efeito de alavanca. Em resumo deve-se ter nas chapas:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$M_{Sd} = F_{t,Sd} \cdot b$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{p \cdot t^2 \cdot f_y}{4 \gamma_{a1}}$$

Onde p pode ser calculado para:

- Parafuso de extremidade:

$$p = < \left\{ \begin{array}{l} e_2 \\ b + 0,5db \end{array} \right. + < \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{2} \\ b + 0,5db \end{array} \right.$$

- Parafuso interno:

$$p = 2. \left(< \begin{cases} \frac{e1}{2} \\ b + 0,5db \end{cases} \right)$$

3.3.5 Cisalhamento nos parafusos

Cada parafuso de uma ligação submetido à cisalhamento deve atender às seguintes condições:

$$Fv, Sd \leq Fv, Rd \text{ e } Fc, Sd \leq Fc, Rd$$

A força de cisalhamento solicitante de cálculo Fv, Sd deve ser determinada no plano de corte mais solicitado do parafuso. A força de cisalhamento resistente de cálculo de um parafuso, Fv, Rd , está relacionada ao estado-limite último de ruptura por cisalhamento do plano de corte do parafuso.

$$Fv, Rd = \frac{0,4Ab \cdot fub}{\gamma a2}$$

A pressão que os parafusos submetidos ao cisalhamento exercem nas paredes dos furos pode causar a ruína dessas paredes por esmagamento, rasgamento entre dois furos e rasgamento entre furo e borda na direção da força atuante. A Fc, Sd é a força solicitante de cálculo transmitida pelo parafuso à parede do furo. A força resistente de cálculo à pressão de contato, Fc, Rd , é dada conservadoramente por:

$$Fc, Rd \leq \begin{cases} \frac{1,2lf \cdot t \cdot fu}{\gamma a2} \\ \frac{2,4db \cdot t \cdot fu}{\gamma a2} \end{cases}$$

Nessa expressão lf é a distância entre a borda do furo e a borda do furo adjacente ou entre a borda do furo e a borda da parte ligada, a que for menor, db é o diâmetro do parafuso, t é a espessura da parte ligada, fu é a resistência a ruptura do aço da parede do furo e $\gamma a2$ é o coeficiente de ponderação da resistência do aço para ruptura, igual a 1,35.

3.3.6 Tração e cisalhamento nos parafusos

Para ação simultânea de tração e cisalhamento, deve ser atendida a seguinte equação de interação:

$$\left(\frac{F_t, Sd}{F_t, Rd}\right)^2 + \left(\frac{F_v, Sd}{F_v, Rd}\right)^2 \leq 1,0$$

3.4 Solda Elétrica

A solda elétrica é um meio de ligação que se compõe da fusão conjunta localizada das peças de aço a serem unidas e de um eletrodo metálico, por meio da alta temperatura provocada por arco elétrico, e do posterior resfriamento.

As soldas de penetração tem seu metal da solda depositado diretamente entre as faces das peças a serem unidas, na maioria das vezes dentro de chanfros. Elas podem ser de penetração total e de penetração parcial.

Na solda de filete, o metal da solda possui seção transversal aproximadamente triangular e se situa externamente às superfícies, geralmente ortogonais, das peças de aço soldadas.

3.4.1 Verificação das Soldas

O eletrodo deve ser escolhido de modo a garantir uma solda com resistência pelo menos igual à do metal-base.

A tensão normal em um ponto do grupo de solda é dada por:

$$\sigma_{w, Sd} = \frac{F_z, Sd}{A_{ew}} + \left(\frac{M_x, Sd \cdot y}{I_x}\right) - \left(\frac{M_y, Sd \cdot x}{I_y}\right)$$

As tensões cisalhantes nas direções x e y :

$$\tau_{w, x, Sd} = \frac{F_x, Sd}{A_{ew}} + \left(\frac{M_z, Sd \cdot y}{I_z}\right)$$

$$\tau_{w, y, Sd} = \frac{F_y, Sd}{A_{ew}} + \left(\frac{M_z, Sd \cdot y}{I_z}\right)$$

Sendo que:

$$I_z = I_x + I_y$$

A tensão cisalhante resultante das tensões é dada por:

$$\tau_{w, Sd} = \sqrt{\tau^2_{w, x, Sd} + \tau^2_{w, y, Sd}}$$

Nas soldas de penetração total deve-se verificar o escoamento da área efetiva do metal-base, A_{MB} , nos dois elementos conectados, e a ruptura da área efetiva do metal da solda, A_{ew} .

$$\sigma_{MB, Sd} \leq \sigma_{MB, Rd} \text{ e } \tau_{MB, Sd} \leq \tau_{MB, Rd}$$

$$\sigma_{MB, Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$\tau_{MB, Rd} = \frac{0,60 \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

Para o caso em que atuam as tensões normais e cisalhantes simultaneamente, deve ser verificada a seguinte condição:

$$\sqrt{\sigma^2_{MB, Rd} + 3\tau^2_{MB, Sd}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{a1}}$$

Nas soldas de filete, o único estado-limite último aplicável é ruptura da área efetiva do metal da solda A_{ew} .

$$\sigma_{w, Rd} = \frac{0,60 \cdot f_w}{\gamma_{w2}}$$

$$\tau_{w, Rd} = \frac{0,60 \cdot f_w}{\gamma_{w2}}$$

Para o caso em que atuam as tensões normais e cisalhantes simultaneamente, deve ser verificada a seguinte condição:

$$\sqrt{\sigma^2 w, Sd + \tau^2 w, Sd} \leq \frac{0,6 \cdot fw}{\gamma a 2}$$

3.4.2 Principais disposições construtivas das soldas filete:

Para a dimensão mínima da perna de filete deve ser usada a tabela abaixo.

Espessura t da chapa mais fina (mm)	Dimensão mínima da perna dw (mm)
$t \leq 6,30$	3
$6,3 < t \leq 12,5$	5
$12,5 < t \leq 19,0$	6
$t > 19,0$	8

Para tamanho máximo da perna da solda deve-se analisar as seguintes condições:

- Para chapas com espessura menor que 6,3 mm, $dw \leq t$
- Para chapas com espessura maior ou igual a 6,3 mm, $dw \leq t - 1,5$ mm

3.5 Elementos de ligação

Elementos de ligação podem estar submetidos a esforços de compressão, tração, cisalhamento e flexão e devem ser analisados segundo as prescrições de dimensionamento definidos por norma.

O colapso por rasgamento é um estado limite último e deve ser verificado para a seguinte situação:

$$FRd \leq \begin{cases} \frac{0,6 \cdot Anv \cdot fu + Cts \cdot Ant \cdot fu}{\gamma a 2} \\ \frac{0,6 \cdot Agv \cdot fy + Cts \cdot Ant \cdot fu}{\gamma a 2} \end{cases}$$

3.5.1 Resistência mínima de ligações

Em ligações sujeitas a uma força solicitante de cálculo inferior a 45 KN, em qualquer direção, devem ser dimensionadas para uma força solicitante de cálculo igual a 45 KN, com direção e sentido da força atuante.

3.5.2 Força de tração solicitante de cálculo

$$F_{t,Sd} = \frac{FSd}{nt}$$

Sendo que $F_{t,Sd}$ é a força de tração solicitante de cálculo, FSd a força solicitante de cálculo e nt o número de parafusos utilizados na região.

3.6 Bases de Pilar

As bases de pilar são apoios da estrutura, e precisam ser projetadas para transmitir, dependendo de seu tipo, forças axiais, forças cortantes e momentos fletores. De modo geral, as bases são constituídas por uma placa de base soldada de topo na extremidade do pilar, e fixada por chumbadores e, algumas vezes, por barras de cisalhamento, a um bloco de concreto da fundação.

De modo simplificado, é usual definir as bases de um pilar como rotuladas ou engastadas. As dimensões da placa de base devem ser limitadas conforme segue:

$$d \leq H \leq d + 4a_1$$

$$bf \leq B \leq bf + 2a_1$$

Recomenda-se adotar a altura da argamassa expansiva de assentamento, ag , igual a 50 mm para chumbadores com diâmetro menor ou igual a 25 mm e 75 mm para os diâmetros superiores. A resistência característica à compressão da argamassa de assentamento deve ser no mínimo 1,5 vezes a resistência do concreto do bloco de fundação, e o bloco de fundação deve ter resistência igual ou superior a 20 Mpa.

3.6.1 Comportamento das Bases sob Força Axial e Momento Fletor

Nas bases submetidas à força axial de compressão, N_c, Sd , e momento fletor MSd .

$$e = \left| \frac{MSd}{Nc, Sd} \right|$$

Se a excentricidade superar a excentricidade crítica, para que o equilíbrio se estabeleça, os chumbadores de um dos lados da placa de base ficam tracionados.

$$e(crit) = \frac{1}{2} \left(H - \frac{Nc, Sd}{B \cdot \sigma c, Rd} \right)$$

$$\sigma c, Rd = \frac{fck}{\gamma c \cdot \gamma n}$$

Onde γc é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto, igual a 1,4 e γn é um coeficiente relacionado ao comportamento do concreto, também igual a 1,4.

Para $e > e_{crit}$, o equilíbrio só é possível com a introdução de forças de tração nos chumbadores. A força de tração no conjunto de chumbadores de um dos lados da placa é dada por:

$$\sum Ft, Sd = \sigma c, Rd \cdot Y \cdot B - Nc, Sd$$

$$Y = ht + \frac{H}{2} - \sqrt{\Delta}$$

$$\Delta = \left(ht + \frac{H}{2} \right)^2 - \left(\frac{2 \cdot Nc, Sd \cdot (e + ht)}{B \cdot \sigma c, Rd} \right)$$

Os valores de Y e Δ devem ser iguais ou superiores a zero. Caso essas condições não sejam aceitas deve-se aumentar as dimensões da placa ou a tensão de compressão resistente de cálculo do concreto.

3.6.2 Comportamento das Bases sob Força Cortante

As forças cortantes de cálculo, Vsd , que atuam nas bases, podem ser absorvidas por meio de barras de cisalhamento, que em grande parte das vezes são chapas soldadas na face inferior da placa de base e embutidas no bloco de concreto. Pode-se considerar que uma parte dessa força cortante é transmitida por uma força de atrito entre a placa de base e o bloco de concreto, dada por:

$$V_{at} \leq \begin{cases} 0,7 \mu \cdot N_c \cdot S_y \cdot d \\ 0,2 f_{ck} \cdot Y \cdot B \end{cases}$$

Onde μ é o coeficiente de atrito entre a placa de aço e o concreto, tomada igual a 0,55, mas para utilização desse valor, a face inferior não pode receber pintura.

A barra de cisalhamento deve resistir a uma, força $V_{bc,Sd}$:

$$V_{bc,Sd} = V_{Sd} - V_{at}$$

No entanto a barra de cisalhamento pode ser dispensada se toda a força cortante for absorvida pelo atrito, o que ocorre se V_{at} for pelo menos igual a V_{Sd} .

Nas situações em que a força cortante a ser transmitida à fundação não for elevada, os chumbadores podem ser projetados também para transmitir as forças cortantes para o concreto do bloco de fundação. Os chumbadores devem resistir de modo semelhante às barras de cisalhamento.

3.6.3 Verificação dos Chumbadores

Devem ser colocados no mínimo 4 chumbadores na placa de base, dispostos simetricamente em duplas, com diâmetro mínimo de 19 mm e máximo de 50 mm. Os chumbadores podem ser solicitados por tração axial e força cortante.

Na verificação dos chumbadores tracionados deve-se ter:

$$\sum F_{t,Sd} \leq \sum F_{t,Rd}$$

Onde $\sum F_{t,Sd}$ é a soma das forças de tração solicitantes de cálculo do conjunto de n_t chumbadores tracionados, posicionados de um dos lados da placa e $\sum F_{t,Rd}$ é a força de tração resistente de cálculo desse conjunto de chumbadores.

- Escoamento da seção bruta:

$$\sum F_{t,Rd,y} = \frac{n_t \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

Onde A_g é a área bruta, baseada no diâmetro dos chumbadores, f_y a resistência ao escoamento do aço dos chumbadores e γ_{al} o coeficiente de ponderação da resistência do aço para escoamento, igual a 1,10.

- Ruptura da parte rosqueada:

$$\sum Ft, Rd, u = \frac{nt \cdot Ae \cdot fu}{\gamma_{a2}}$$

Onde A_e é a área efetiva dos chumbadores, considerada igual a $0,75 A_g$, f_u a resistência a ruptura do aço dos chumbadores e γ_{a2} o coeficiente de ponderação da resistência do aço para ruptura, igual a 1,35.

- Ruptura do concreto:

$$\sum Ft, Rd, rc = \frac{0,08 \cdot Arc \cdot \sqrt{fck}}{\gamma_c \cdot ha^{\frac{1}{3}}}$$

Onde Arc é a área de ruptura do concreto, projetada na face superior do bloco e dada pela equação abaixo, e ha o comprimento de ancoragem que deve ser no mínimo 12 dch .

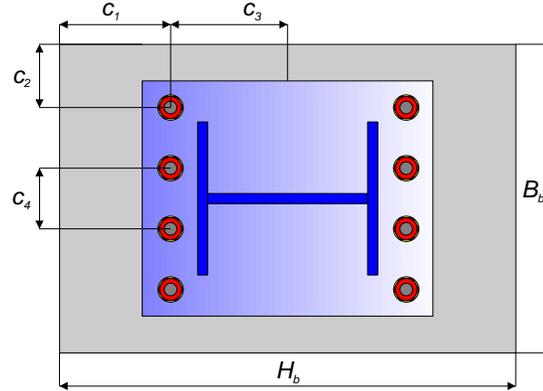
$$Arc = 2 \cdot \left(c2 + \frac{c4}{2} \right) \cdot (c1 + c3) + (nt - 2) \cdot c4(c1 + c3)$$

$$c1 \leq \begin{cases} \frac{Hb}{2} - ht \\ 1,5ha \end{cases}$$

$$c2 \leq \begin{cases} Bb - B + 2a1 \\ 1,5ha \end{cases}$$

$$c3 \leq \begin{cases} ht \\ 1,5ha \end{cases}$$

$$c4 \leq \begin{cases} a2 \\ 3,0ha \end{cases}$$



Distâncias para definição da área de ruptura para um conjunto de chumbadores (Arc).

3.6.4 Verificação do Concreto do Bloco de Fundação

O estado-limite último relacionado ao concreto do bloco de fundação vem a ser o seu esmagamento sob tensão de compressão. Para que ele não ocorra, deve-se ter:

$$\sigma_c, Sd \leq \sigma_c, Rd$$

Onde σ_c, Sd é a tensão de compressão solicitante de cálculo no concreto devido à força axial e ao momento fletor transmitidos pela placa e σ_c, Rd é a tensão de compressão resistente de cálculo.

As dimensões do bloco de fundação, concêntricas à placa de base, devem satisfazer às seguintes condições:

$$H_b \geq H + 11dch$$

$$B_b \geq B + 11dch$$

$$A_b \geq \begin{cases} ha + 200 \text{ mm} \\ H_b \end{cases}$$

3.6.5 Verificação da Placa de Base

Na verificação da placa de base, deve-se ter:

$$M_{pb, Sd} \leq M_{pb, Rd}$$

Onde $M_{pb, Sd}$ e $M_{pb, Rd}$ são o momento fletor solicitante de cálculo e o momento fletor resistente de cálculo na placa, respectivamente.

$$M_{pb, Rd} = \frac{tpb^2 \cdot fy}{4\gamma_{a1}}$$

Onde tpb é a espessura da placa de base com um valor mínimo de 19 mm, γ_{a1} igual a 1,10 e fy igual a resistência ao escoamento do aço da placa.

O momento fletor solicitante de cálculo em uma faixa de largura unitária causado pela compressão do concreto do bloco de fundação é:

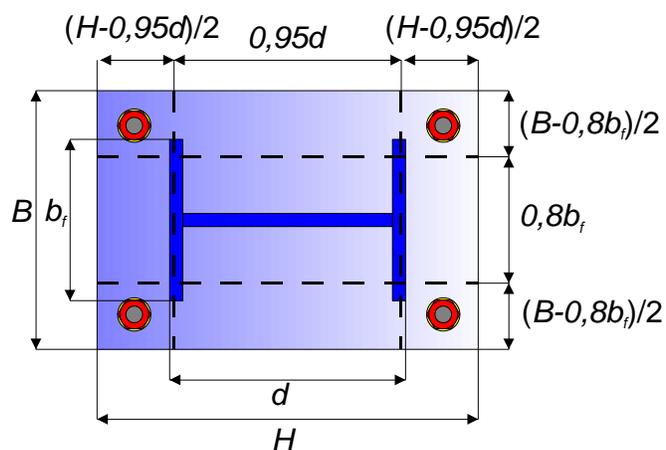
$$M_{pb, c, Sd} = \sigma_{c, Sd} \cdot \frac{m^2}{2}$$

Onde m :

$$m \geq \begin{cases} m1 = H - 0,95d \\ m2 = \frac{B - 0,8b_f}{2} \\ m3 = \frac{\sqrt{d \cdot b_f}}{4} \end{cases}$$

No entanto, se Y for menor que m_1 , deve-se considerar:

$$m = \sqrt{2Y \cdot m1 - Y^2}$$



Linhas de Flexão adotadas.

4 CORPO DO TRABALHO

O cálculo das ligações foi realizado manualmente atendendo a norma ABNT 8800-2008.

Os cálculos, assim como os detalhes das ligações analisadas serão apresentados conforme memória de cálculo presente em anexo nesse trabalho.

Os detalhes das ligações foram desenvolvidos através do software AUTOCAD.

5 CONCLUSÃO

Nesse trabalho foi feita a verificação e dimensionamento das ligações típicas das barras da treliça, ligação entre vigas, ligação entre viga e pilar e ligação da base de pilar com o bloco de concreto. Dessa forma foi demonstrado o processo de cálculo para essas ligações.

Conclui-se que quase todas as ligações e perfis utilizados resistiram às solicitações em todas as verificações realizadas. As exceções foram para a verificação devido ao efeito alavanca na ligação rígida da viga com o pilar e para a verificação do esforço cortante na alma do pilar. Para esses casos a melhor solução seria a substituição do perfil do pilar por outro que atenda a essas situações.

6 REFERÊNCIAS

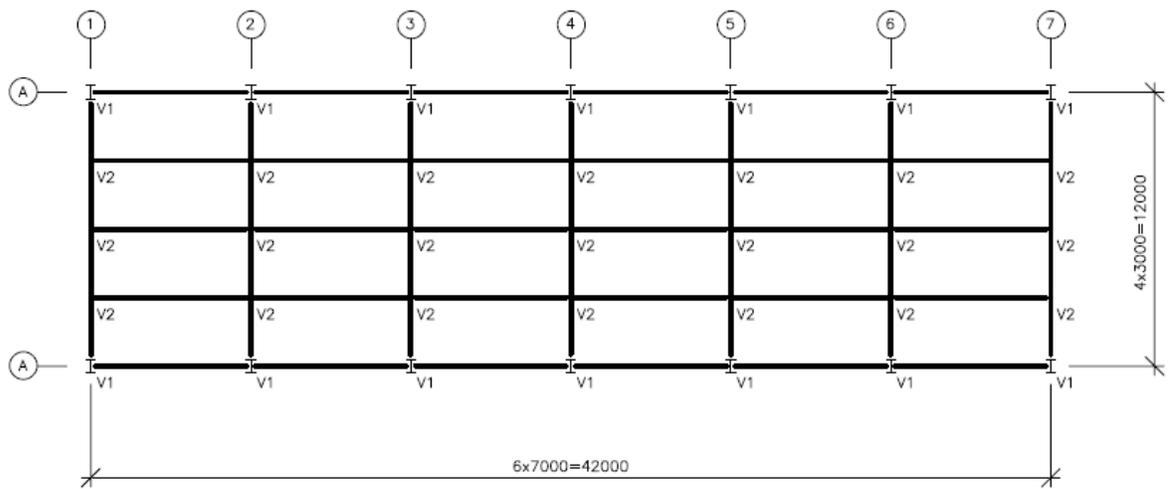
FAKURY, R.H.; CASTRO E SILVA, A.L.R.; CALDAS, Rodrigo Barreto. Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto, Parte 2. Versão 9.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios. Rio de Janeiro, 1986.

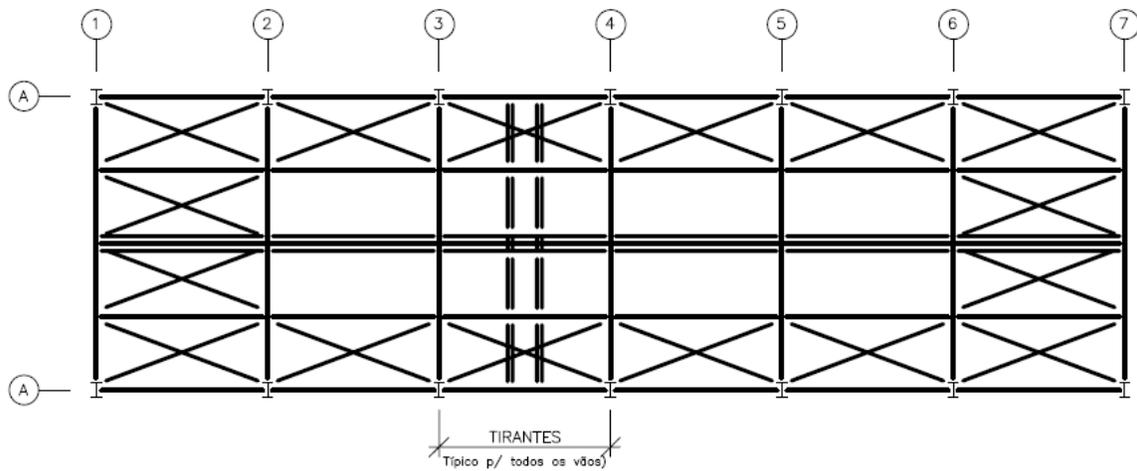
7 ANEXOS

7.1 Memória de Cálculo

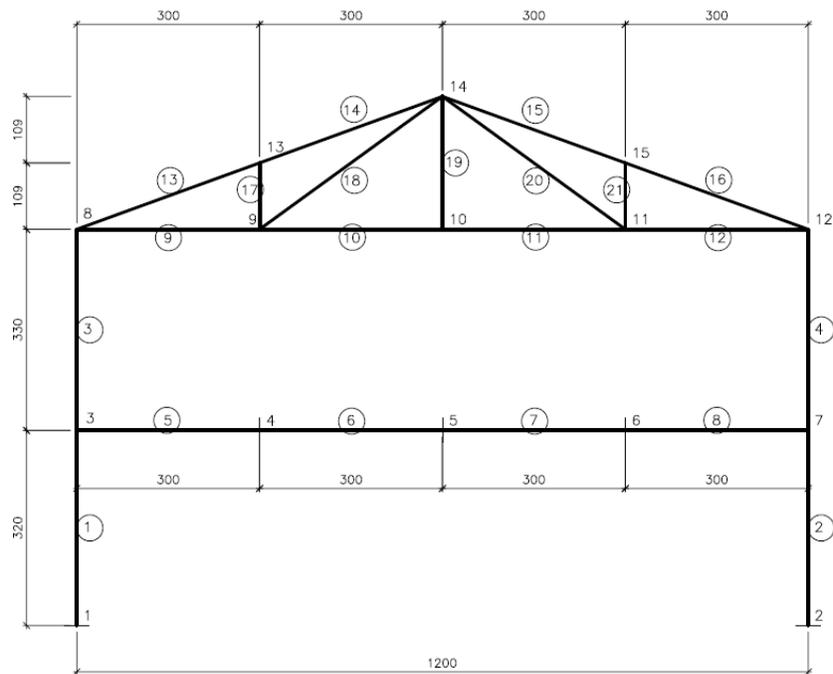
A figuras abaixo representam a estrutura em análise.



Piso do 2º Pavimento



Cobertura



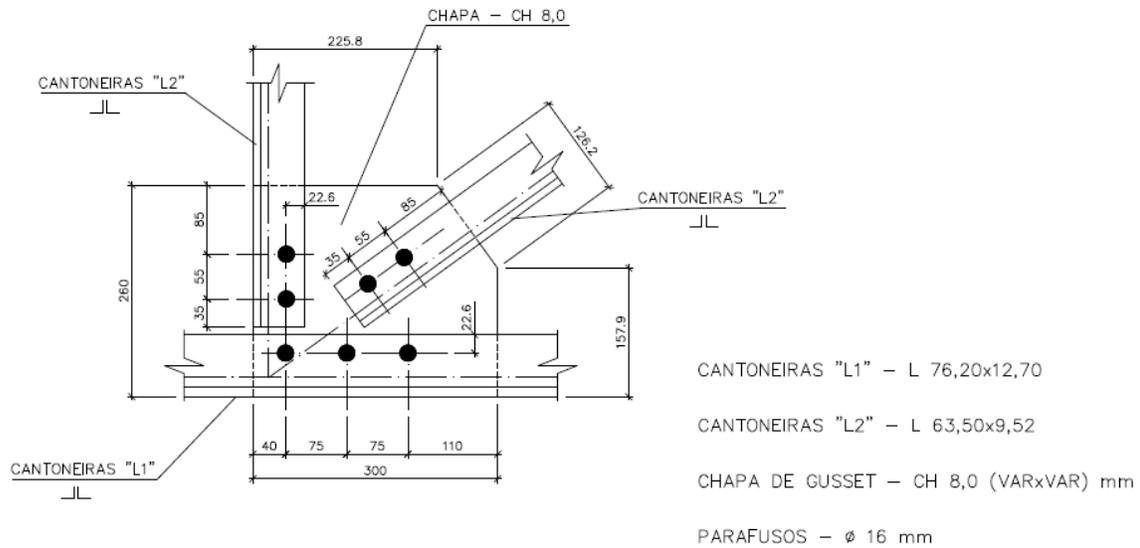
Identificação das Barras e Nós

Barra	Nsd (KN)	Barra	Nsd (KN)
1	-471,50	12	-12,20
2	-478,3	13	-60,60
3	-32,60	14	-57,90
4	-34,00	15	-60,20
5	-79,80	16	-62,30
6	-79,80	17	-6,40
7	-79,80	18	20,90
8	-79,80	19	5,90
9	-14,70	20	23,90
10	-31,60	21	-8,20
11	-31,60	--	--

7.2 Ligações Parafusadas dos Nós da Treliça

Para as ligações dos nós da treliça será considerada uma ligação-tipo com os maiores esforços para a verificação. Nesse caso será calculado o nó 9.

DETALHE DA LIGAÇÃO DO NÓ "9"



ELEVAÇÃO

Barras e chapa:

- $f_y = 25 \text{ KN/cm}^2$
- $f_u = 40 \text{ KN/cm}^2$

Parafusos:

- $f_{yb} = 63,5 \text{ KN/cm}^2$
- $f_{ub} = 83,5 \text{ KN/cm}^2$
- $db = 16 \text{ mm}$
- $dh = 17,5 \text{ mm}$

7.2.1 Detalhamento dos parafusos

Segundo a norma, se $NSd \leq 45 \text{ KN}$ deve-se adotar $NSd = 45 \text{ KN}$.

- Barra 18:

$$F_{v,Sd} = \frac{45}{2.2} = 11,25 \text{ KN}$$

- Barras 9/10:

$$Fv, Sd = \frac{45 \cdot \text{sen}36^0}{3 \cdot 2} = 4,4 \text{ KN}$$

$$Fv, Rd = \frac{0,4\pi \cdot \frac{1,6^2}{4} \cdot 83,5}{1,35} = 49,75 \text{ KN}$$

$$Fv, Sd \leq Fv, Rd \quad \text{OK!}$$

7.2.2 Pressão de contato

- Barra 18:

Cantoneira:

$$lf \leq \begin{cases} 55,0 - 17,5 = 37,5 \text{ mm} \\ 35 - 0,5 \cdot 17,5 = 26,3 \text{ mm} \end{cases}$$

$$lf = 26,3 \text{ mm} = 2,63 \text{ cm}$$

$$Fc, Sd = \frac{45}{2 \cdot 2} = 11,25 \text{ KN}$$

$$Fc, Rd \leq \begin{cases} \frac{1,2 \cdot 2,63 \cdot 0,317 \cdot 40}{1,35} = 29,6 \text{ KN} \\ \frac{2,4 \cdot 1,60 \cdot 0,317 \cdot 40}{1,35} = 36,1 \text{ KN} \end{cases}$$

$$Fc, Rd = 29,6 \text{ KN}$$

$$Fc, Sd = 11,25 \text{ KN} \leq Fc, Rd = 29,6 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

Chapa 8 mm:

$$lf = 35 - 0,5 \cdot 17,5 = 26,3 \text{ mm} = 2,63 \text{ cm}$$

$$Fc, Sd = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ KN}$$

$$Fc, Rd \leq \begin{cases} \frac{1,2 \cdot 2,63 \cdot 0,8 \cdot 40}{1,35} = 74,7 \text{ KN} \\ \frac{2,4 \cdot 1,60 \cdot 0,8 \cdot 40}{1,35} = 91,1 \text{ KN} \end{cases}$$

$$Fc, Rd = 74,7 \text{ KN}$$

$$Fc, Sd = 22,5 \text{ KN} \leq Fc, Rd = 74,7 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

- Barras 9/10:

Cantoneira:

$$l_f \leq \begin{cases} 75,0 - 17,5 = 57,5 \text{ mm} \\ 40 - 0,5 \cdot 17,5 = 31,25 \text{ mm} \end{cases}$$

$$l_f = 31,3 \text{ mm} = 3,13 \text{ cm}$$

$$F_{c,Sd} = \frac{45 \cdot \text{sen}36^\circ}{3 \cdot 2} = 44 \text{ KN}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 \cdot 3,13 \cdot 0,476 \cdot 40}{1,35} = 52,9 \text{ KN} \\ \frac{2,4 \cdot 1,60 \cdot 0,476 \cdot 40}{1,35} = 54,2 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_{c,Rd} = 52,9 \text{ KN}$$

$$F_{c,Sd} = 44 \text{ KN} \leq F_{c,Rd} = 52,9 \text{ KN}$$

OK!

Chapa 8 mm:

$$l_f = 31,3 \text{ mm} = 3,13 \text{ cm}$$

$$F_{c,Sd} = \frac{45 \cdot \text{sen}36^\circ}{3} = 8,8 \text{ KN}$$

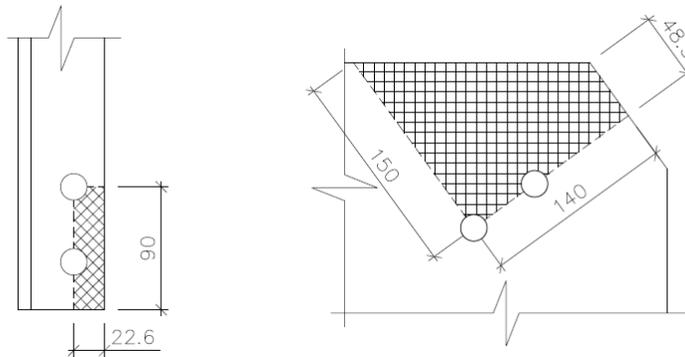
$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 \cdot 3,13 \cdot 0,8 \cdot 40}{1,35} = 88,9 \text{ KN} \\ \frac{2,4 \cdot 1,60 \cdot 0,8 \cdot 40}{1,35} = 91,1 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_{c,Rd} = 88,9 \text{ KN}$$

$$F_{c,Sd} = 8,8 \text{ KN} \leq F_{c,Rd} = 88,9 \text{ KN}$$

OK!

7.2.3 Colapso por rasgamento



- Barra 18/ Chapa 8 mm:

Barra 18:

$$Agv = 0,317 \cdot 9,0 = 2,86 \text{ cm}^2$$

$$Anv = Agv - (0,317 \cdot 1,50 \cdot 1,75) = 2,02 \text{ cm}^2$$

$$Ant = 0,317 \cdot (2,26 - 0,5 \cdot 1,75) = 0,44 \text{ cm}^2$$

$$FSd = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ KN}$$

$$FRd \leq \begin{cases} \frac{0,6 \cdot 2,02 \cdot 40 + 1,0 \cdot 0,44 \cdot 40}{1,35} = 48,9 \text{ KN} \\ \frac{0,6 \cdot 2,85 \cdot 25 + 1,0 \cdot 0,44 \cdot 40}{1,35} = 44,7 \text{ KN} \end{cases}$$

$$FRd = 44,7 \text{ KN}$$

$$FSd = 22,5 \text{ KN} \leq FRd = 44,7 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

Chapa 8 mm:

$$Agv = 0,8 \cdot 9,0 = 7,20 \text{ cm}^2$$

$$Anv = Agv - (1,5 \cdot 1,75 \cdot 0,8) = 5,10 \text{ cm}^2$$

$$Ant = 0,8 \cdot (9,78 - 0,5 \cdot 1,75) = 7,12 \text{ cm}^2$$

$$FSd = 45 \text{ KN}$$

$$FRd \leq \begin{cases} \frac{0,6 \cdot 5,1 \cdot 40 + 1 \cdot 7,12 \cdot 40}{1,35} = 301,6 \text{ KN} \\ \frac{0,6 \cdot 7,2 \cdot 25 + 1 \cdot 7,12 \cdot 40}{1,35} = 290,9 \text{ KN} \end{cases}$$

$$FRd = 290,9 \text{ KN}$$

$$FSd = 45 \text{ KN} \leq FRd = 290,9 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

7.2.4 Tração na chapa de 8mm

$$Nt, Sd = 45 \text{ KN}$$

$$Ag = 6,35 \cdot 0,8 = 5,08 \text{ cm}^2$$

$$Ac = 5,08 - 1,75 = 3,33 \text{ cm}^2$$

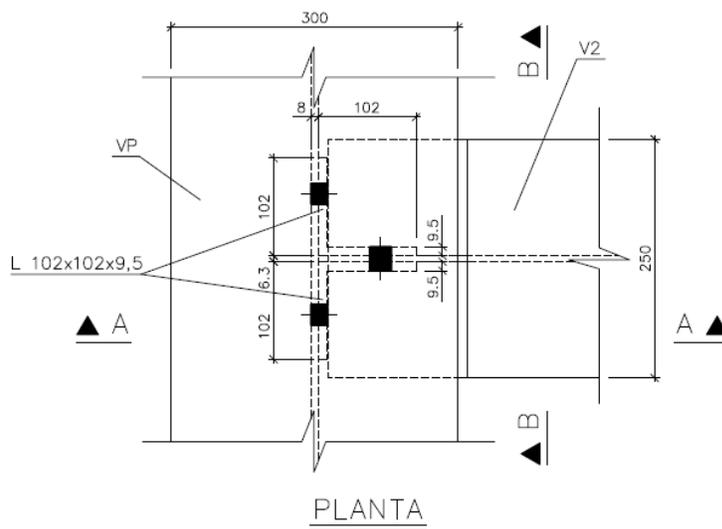
$$Nt, Rd \leq \begin{cases} \frac{5,08 \cdot 25}{1,10} = 115,5 \text{ KN} \\ \frac{3,33 \cdot 40}{1,35} = 98,7 \text{ KN} \end{cases}$$

$$Nt, Rd = 98,7 \text{ KN}$$

$$Nt, Sd = 45 \text{ KN} \leq Nt, Rd = 98,7 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

7.3 Dimensionamento e Detalhamento da Viga V2

DETALHE DA LIGAÇÃO
VIGA "V2" COM A VIGA DO PÓRTICO "VP"
(MEDIDAS EM MILÍMETROS)



VIGA "VP": VS 600x111

d = 600 mm

tw = 8,0 mm

bf = 300 mm

tf = 16 mm

VIGA "V2": VS 500x61

d = 500 mm

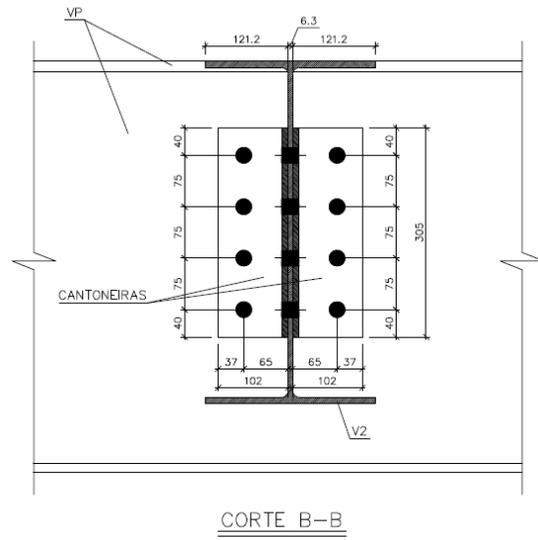
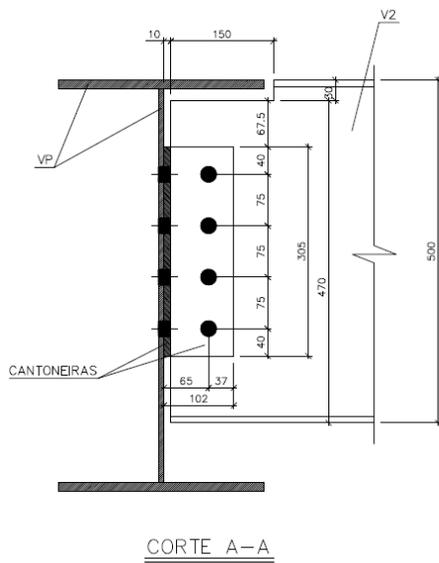
tw = 6,3 mm

bf = 250 mm

tf = 9,5 mm

CANTONEIRAS DUPLAS: L 102x102x9,5

PARAFUSOS: db=19 mm



7.3.1 Disposições construtivas

- Altura da ligação:

$$L = 40 \cdot 2 + 75 \cdot 3 = 305 \text{ mm}$$

$$L = 305 \geq 0,5d = 0,5 \cdot 500 = 250 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

- Espessura da cantoneira:

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

- Gabarito da furação:

$$g = 65 \text{ mm} \leq 65 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

(Excentricidade desconsiderada)

- Diâmetro do furo:

$$dh = 19 + 2,0 + 1,5 = 22,5 \text{ mm}$$

- Distância entre furos:

$$3db \leq eff \leq \begin{cases} 12t \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

$$3 \cdot 19 = 57 \text{ mm} \leq eff \leq \begin{cases} 12 \cdot 6,3 = 75,6 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{OK!}$$

- Distância dos furos às bordas:

$$1,25db \leq efb \leq \begin{cases} 12t \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

$$1,25 \cdot 19 = 23,75 \text{ mm} \leq efb \leq \begin{cases} 12 \cdot 6,3 = 75,6 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{OK!}$$

- Distância dos furos à chapa:

$$efc \geq 1,35db$$

$$efc = 65 - 9,5 = 55,5 \geq 1,35 \cdot 19 = 25,65 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

7.3.2 Verificação dos parafusos ao cisalhamento

- Viga V2:

$$Vsd = 68,9 \text{ KN} \approx 70 \text{ KN}$$

$$Fv, Sd = \frac{Vsd}{nv} = \frac{70}{4 \cdot 2} = 8,75 \text{ KN}$$

- Viga Suporte:

$$Fv, Sd = \frac{2 \cdot Vsd}{nv} = \frac{2 \cdot 70}{8 \cdot 2} = 8,75 \text{ KN}$$

$$Ab = \frac{\pi \cdot db^2}{4} = \frac{\pi \cdot 19^2}{4} = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$Fv, Rd = \frac{0,4Ab \cdot fub}{\gamma a2} = \frac{0,4 \cdot 2,84 \cdot 82,5}{1,35} = 69,31 \text{ KN}$$

$$Fv, Sd = 8,75 \text{ KN} \leq Fv, Rd = 69,31 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

7.3.3 Verificação da pressão de contato na alma da viga V2

$$Fc, Sd = \frac{70}{4} = 17,5 \text{ KN}$$

$$\text{Sendo: } db = 19 \text{ mm}$$

$$lf = 75 - db = 75 - 22,5 = 52,5 \text{ mm}$$

$$tv2 = 6,3 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2lf \cdot t \cdot f_u}{\gamma a_2} = \frac{1,2 \cdot 5,25 \cdot 0,63 \cdot 40}{1,35} = 132,3 \text{ KN} \\ \frac{2,4db \cdot t \cdot f_u}{\gamma a_2} = \frac{2,4 \cdot 19 \cdot 0,63 \cdot 40}{1,35} = 95,8 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_{c,Sd} = 17,5 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 95,8 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

7.3.4 Verificação da pressão de contato na cantoneira

$$F_{c,Sd} = \frac{70}{4 \cdot 2} = 8,75 \text{ KN}$$

Sendo: $t = 9,5 \text{ mm}$

$$lf \leq \begin{cases} 75 - 22,5 = 52,5 \text{ mm} \\ 40 - \frac{22,5}{2} = 28,75 \text{ mm} \end{cases}$$

$$lf = 28,75 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2lf \cdot t \cdot f_u}{\gamma a_2} = \frac{1,2 \cdot 2,875 \cdot 0,95 \cdot 40}{1,35} = 97,11 \text{ KN} \\ \frac{2,4db \cdot t \cdot f_u}{\gamma a_2} = \frac{2,4 \cdot 1,9 \cdot 0,95 \cdot 40}{1,35} = 128,36 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_{c,Sd} = 8,75 \text{ KN} \leq F_{c,Rd} = 97,11 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

7.3.5 Verificação da pressão de contato na viga suporte

$$F_{c,Sd} = \frac{2 \cdot 70}{4 \cdot 2} = 17,5 \text{ KN}$$

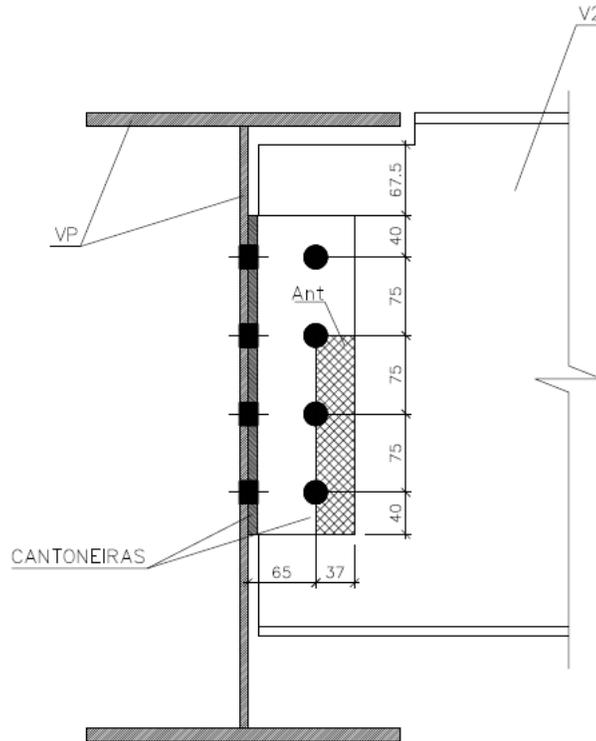
Sendo que:

$$t(\text{viga suporte}) = 8 \text{ mm} > t(\text{viga V2}) = 6,3 \text{ mm}$$

Portanto tem-se que:

$$F_{c,Rd}(\text{viga suporte}) \geq F_{c,Rd}(\text{viga V2}) \quad \text{OK!}$$

7.3.6 Verificação do colapso por rasgamento na cantoneira



CÁLCULO DE Ant

Sendo duas cantoneiras:

$$FSd = \frac{70}{2} = 35 \text{ KN}$$

$$Ant = \left(3,7 - \frac{2,25}{2}\right) \cdot 0,95 = 2,45 \text{ cm}^2$$

$$Agv = (3 \cdot 7,5 + 4,0) \cdot 0,95 = 25,18 \text{ cm}^2$$

$$Anv = Agv - (3,5 \cdot 2,25 \cdot 0,95) = 17,70 \text{ cm}^2$$

$$Cts = 1,0 \text{ (uniforme)}$$

$$FRd \leq \begin{cases} \frac{0,6Anv \cdot fu + Cts \cdot Ant \cdot fu}{\gamma a2} = \frac{0,6 \cdot 17,7 \cdot 40 + 1,0 \cdot 2,45 \cdot 40}{1,35} = 387,3 \text{ KN} \\ \frac{0,6Agv \cdot fy + Cts \cdot Ant \cdot fu}{\gamma a2} = \frac{0,6 \cdot 25,18 \cdot 25 + 1,0 \cdot 2,45 \cdot 40}{1,35} = 352,4 \text{ KN} \end{cases}$$

$$FSd = 35,0 \text{ KN} \leq FRd = 352,4 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

7.3.7 Verificação do colapso por rasgamento na alma da viga V2

Altura do recorte $\leq 20\% d(\text{perfil}) = 0,2 \cdot 500 = 100 \text{ mm}$

- Altura = 30 mm
- Comprimento do recorte $\leq 2d(\text{perfil}) = 2 \cdot 500 = 1000 \text{ mm}$
- $F_{sd} = 70 \text{ KN}$
- Cantoneira $\rightarrow d = 305 \text{ mm}$
- Perfil $\rightarrow d = 500 \text{ mm}$

$F_{sd} = 70 \text{ KN}$

$$A_{nt} = \left(5,5 \cdot 0,63 - \frac{2,25}{2} \right) \cdot 0,63 = 2,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = (10,75 + 3,0 \cdot 7,5) \cdot 0,63 = 20,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (3,5 \cdot 2,25 \cdot 0,63) = 15,99 \text{ cm}^2$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 A_{nv} \cdot f_u + C_{ts} \cdot A_{nt} \cdot f_u}{\gamma_a 2} = \frac{0,6 \cdot 15,99 \cdot 45 + 1,0 \cdot 2,76 \cdot 45}{1,35} = 411,8 \text{ KN} \\ \frac{0,6 A_{gv} \cdot f_y + C_{ts} \cdot A_{nt} \cdot f_u}{\gamma_a 2} = \frac{0,6 \cdot 20,95 \cdot 34,5 + 1,0 \cdot 2,76 \cdot 45}{1,35} = 413,23 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_{sd} = 70,0 \text{ KN} \leq F_{Rd} = 411,8 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

7.3.8 Verificação do cisalhamento na cantoneira

$$F_{sd} = \frac{70}{2} = 35 \text{ KN}$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 A_{gv} \cdot f_y}{\gamma_a 1} = \frac{0,6 \cdot 28,98 \cdot 25}{1,10} = 395,2 \text{ KN} \\ \frac{0,6 A_{nv} \cdot f_u}{\gamma_a 2} = \frac{0,6 \cdot 20,43 \cdot 40}{1,35} = 363,2 \text{ KN} \end{cases}$$

$$A_{gv} = 30,5 \cdot 0,95 = 28,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (4,0 \cdot 2,25 \cdot 0,95) = 20,43 \text{ cm}^2$$

$$F_{sd} = 35,0 \text{ KN} \leq F_{Rd} = 363,2 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

7.3.9 Verificação do cisalhamento na viga V2

$$F_{sd} = 70 \text{ KN}$$

$$FRd \leq \begin{cases} \frac{0,6Agv \cdot fy}{\gamma a1} = \frac{0,6 \cdot 29,61 \cdot 34,5}{1,10} = 557,21 \text{ KN} \\ \frac{0,6Anv \cdot fu}{\gamma a2} = \frac{0,6 \cdot 23,94 \cdot 45}{1,35} = 478,8 \text{ KN} \end{cases}$$

$$Agv = 47,0 \cdot 0,63 = 29,61 \text{ cm}^2$$

$$Anv = Agv - (4,0 \cdot 2,25 \cdot 0,63) = 23,94 \text{ cm}^2$$

$$FSd = 70,0 \text{ KN} \leq FRd = 478,8 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

7.3.10 Verificação da flexão da alma da viga V2

$$\frac{bf - tw}{2} = \frac{300 - 8}{2} = 146 \text{ mm}$$

Comprimento do recorte $\geq 146 \text{ mm}$

$$\text{Adotado} \rightarrow 150 \text{ mm} \leq 1000 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

$$MSd = (15 + 1) \cdot 70 = 1120 \text{ KN.cm}$$

$$Xg = \frac{(0,63 \cdot 46,05) \cdot \left(0,95 + \frac{46,05}{2}\right) + (0,95 \cdot 25,0) \cdot \frac{0,95}{2}}{(0,63 \cdot 46,05) + (0,95 \cdot 25,0)} = 13,40 \text{ cm}$$

$$Ix = \frac{(0,63 \cdot 46,05)^3}{12} + \left(0,63 \cdot 46,05 \cdot \left(\frac{46,05}{2} + 0,95 - 13,40\right)^2\right) + \frac{25 \cdot 0,95^3}{12} \\ + 0,95 \cdot 25 \cdot \left(13,40 - \frac{0,95}{2}\right)^2 = 12340,6 \text{ cm}^3$$

$$Agv = 46,05 \cdot 0,63 + 25,0 \cdot 0,95 = 52,76 \text{ cm}^2$$

$$Zx = 0,63 \cdot (46,05 - (13,40 \cdot 0,95)) \cdot \left(\frac{46,05 + 0,95 - 13,40}{2}\right) \\ + 0,63 \cdot (13,40 - 0,95) \cdot \left(\frac{13,40 - 0,95}{2}\right) + 25,0 \cdot 0,95 \cdot \left(13,40 - \frac{0,95}{2}\right) \\ = 711,4 \text{ cm}^2$$

$$Lb = 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$$

$$rx = \sqrt{\frac{Ix}{Ag}}$$

$$rx = \sqrt{\frac{12340,6}{52,76}} = 15,30 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{Lb}{r_x}$$

$$\lambda_x = \frac{15,0}{15,3} = 0,98$$

$$Y_g = \frac{250}{2} = 125 \text{ cm}$$

$$A_g = 52,76 \text{ cm}^2$$

$$I_y = \frac{46,05 \cdot 0,63^3}{12} + \frac{0,95 \cdot 25^3}{12} = 1237,9 \text{ cm}^4$$

$$Z_y = \left[\left(\frac{0,63}{2} \cdot 46,05 \right) \cdot \frac{0,63}{4} \right] \cdot 2 + \left[\left(\frac{25}{2} \cdot 0,95 \right) \cdot \frac{25}{4} \right] \cdot 2 = 153 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{1237,9}{52,76}} = 4,84 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{Lb}{r_y}$$

$$\lambda_y = \frac{15,0}{4,84} = 3,1$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 32$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow MR_k = M_{pl}$$

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

$$M_{pl} = 153 \cdot 34,5 = 5278,5 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

$$MR_d = \frac{MR_k}{1,4} = \frac{5278,5}{1,4}$$

$$MR_d = 3770,4 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

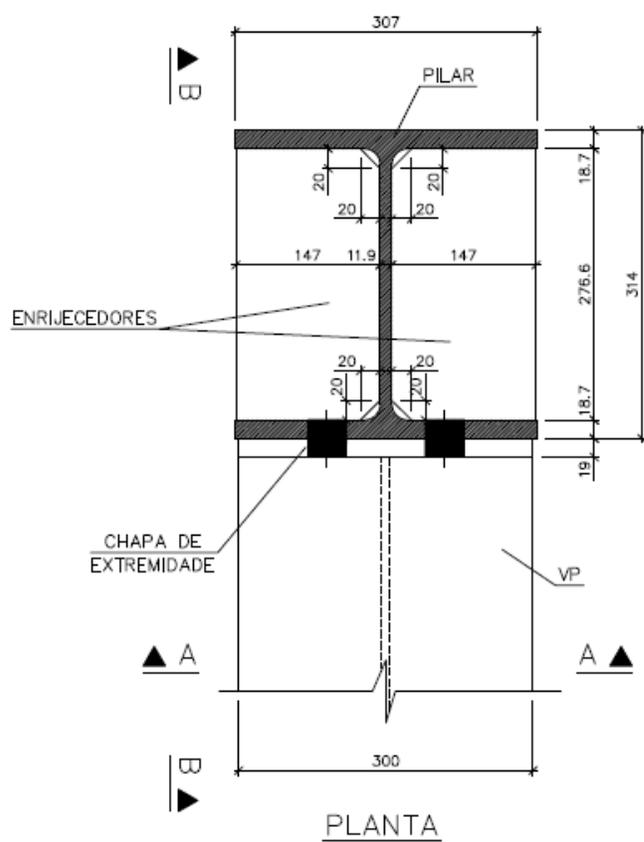
$$MS_d = 1120 \text{ KN} \cdot \text{cm} \leq MR_d = 3770,4 \text{ KN} \cdot \text{cm} \quad \text{OK!}$$

7.4 Dimensionamento e Detalhamento da Viga V1

Sabendo-se que a viga V1 apresenta perfil idêntico ao da viga V2, mas com esforço solicitante inferior ao da viga V2, considera-se que todas as verificações realizadas para a viga V2 são válidas também para a viga V1. Dessa forma a viga V1 apresenta-se verificada e atende as normas vigentes.

7.5 Verificação da Ligação Rígida da Viga do Pórtico

DETALHE DA LIGAÇÃO
DA VIGA DO PÓRTICO "VP" COM O PILAR
(MEDIDAS EM MILÍMETROS)



PILAR: W 310x117

$d = 314 \text{ mm}$
 $tw = 11,9 \text{ mm}$
 $bf = 307 \text{ mm}$
 $tf = 18,7 \text{ mm}$

VIGA "VP": VS 600x111

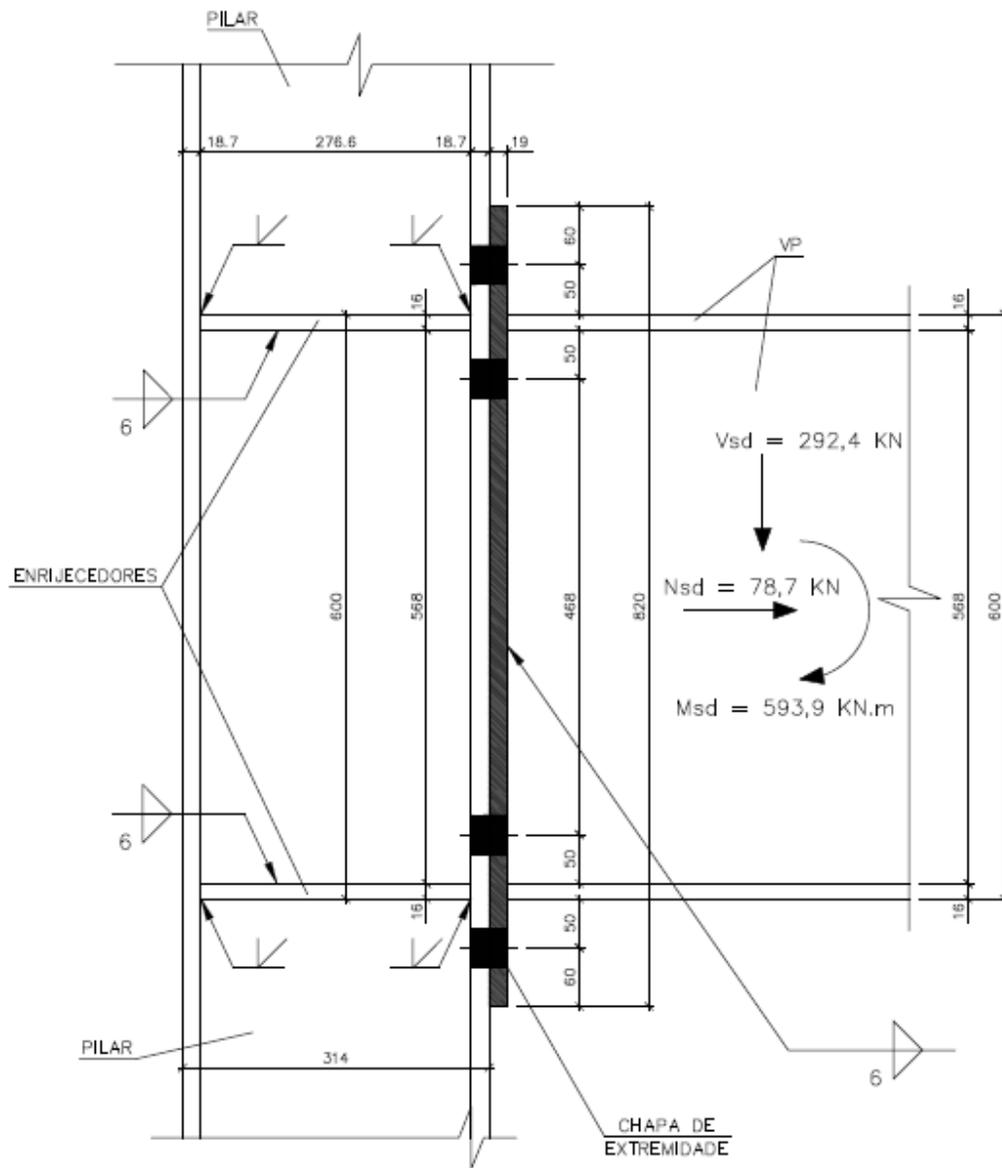
$d = 600 \text{ mm}$
 $tw = 8,0 \text{ mm}$
 $bf = 300 \text{ mm}$
 $tf = 16 \text{ mm}$

CHAPA DE EXTREMIDADE: CH 19 (307x820) mm

ENRIJECEDOR DO PILAR: (147x277) mm
 $te = 16 \text{ mm}$

PARAFUSOS: db = 36 mm

ELETRODO – E70XX



ELEVAÇÃO B-B

7.5.1 Materiais

- Pilar W310x117
- Viga VS 600x111
- Chapa de extremidade CH-19, USI CIVIL 350
- Enrijecedor do pilar CH-16 USI CIVIL 350
- Parafusos ASTM A325 – db=36 mm

7.5.2 Disposições construtivas

- Largura total dos enrijecedores \geq largura da viga (bf)
 $2 * 147 + 11,9 = 305,9 \text{ mm} \geq bf = 300 \text{ mm}$ OK!
- Espessura dos enrijecedores (t_e) \geq espessura da viga (t_f)
 $t_e = 16 \text{ mm} \geq t_f = 16 \text{ mm}$ OK!
- Solda dos enrijecedores igual a solda da viga com a chapa de extremidade
Soldas iguais. OK!
- Dimensão mínima da perna do filete da solda:

Chapa de extremidade e alma da viga

$$t \leq \begin{cases} tw(viga) = 8 \text{ mm} \\ t(chapa) = 19 \text{ mm} \end{cases}$$

$$t = 8 \text{ mm}$$

Para $6,3 \text{ mm} \leq t \leq 12,5 \text{ mm}$ tem-se que $dw \geq 5 \text{ mm}$.

$$dw = 6 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

Enrijecedor e alma do pilar

$$t \leq \begin{cases} t(enrijecedor) = 16 \text{ mm} \\ tw(pilar) = 11,9 \text{ mm} \end{cases}$$

$$t = 11,9 \text{ mm}$$

Para $6,3 \text{ mm} \leq t \leq 12,5 \text{ mm}$ tem-se que $dw \geq 5 \text{ mm}$.

$$dw = 6 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

- Diâmetro do furo:

$$dh = db + 2,0 + 1,5 = 36 + 2,0 + 1,5 = 39,5 \text{ mm}$$

- Distância entre furos:

$$3db \leq eff \leq \begin{cases} 24t \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$3db = 3 \cdot 36 = 108 \text{ mm}$$

$$eff \leq \begin{cases} 2 \cdot 50 + 16 = 116 \text{ mm} \\ 60 \cdot 2 = 120 \text{ mm} \end{cases}$$

$$24t = 24 \cdot 18,7 = 448,8 \text{ mm}$$

$$108 \text{ mm} \leq 116 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

- Distância entre furo e chapa:

$$\text{Sendo: } 1,35db = 1,35 \cdot 36 = 48,60 \text{ mm}$$

$$\text{Distância entre furo e mesa da viga} = 50 \text{ mm} \geq 1,35db \quad \text{OK!}$$

$$\text{Distância entre furo e alma do pilar} = 60 - \frac{11,9}{2} = 54,05 \text{ mm} \geq 1,35db \quad \text{OK!}$$

$$\text{Distância entre furo e alma do viga} = 60 - \frac{8}{2} = 56,0 \text{ mm} \geq 1,35db \quad \text{OK!}$$

- Distância do furo à borda:

A distância à borda da mesa do pilar é igual à borda da chapa.

$$1,25db \leq efb \leq \begin{cases} 12t \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

$$1,25db = 1,25 \cdot 36 = 45 \text{ mm}$$

$$efb \leq \begin{cases} \frac{bf(\text{pilar})}{2} - 60 = \frac{307}{2} - 60 = 93,5 \text{ mm} \\ 60 \text{ mm (Vertical)} \end{cases}$$

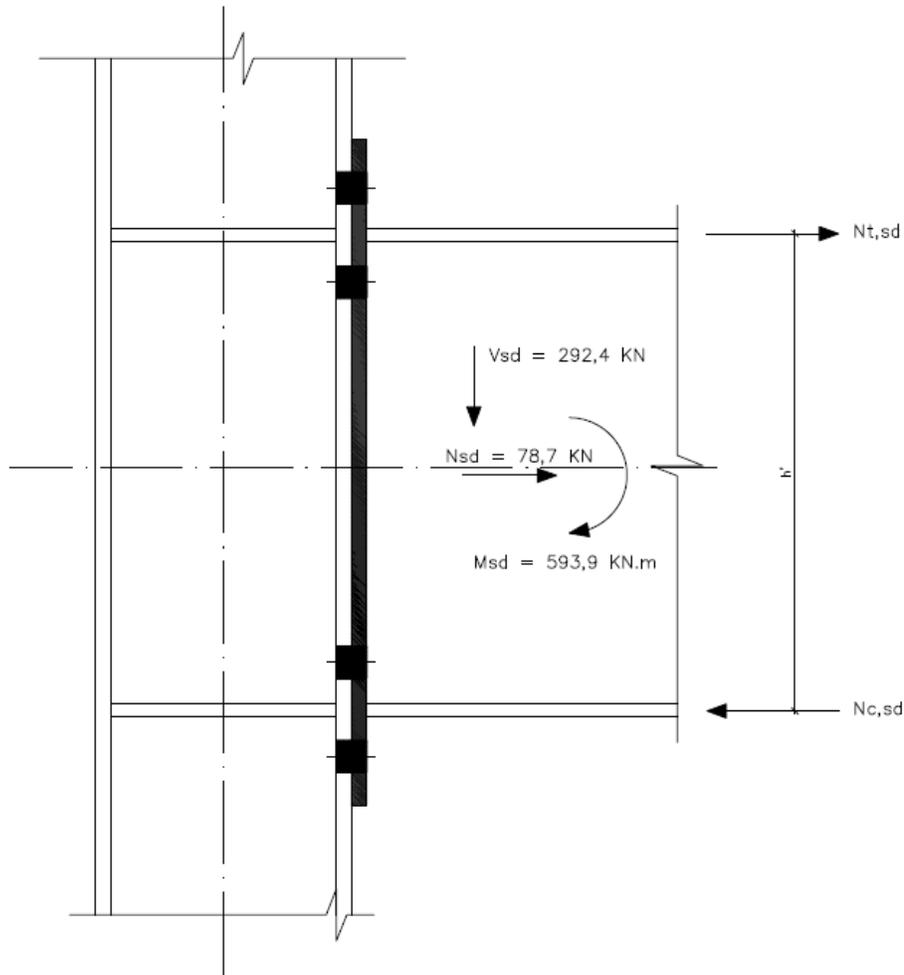
$$12t = 12 \cdot 18,7 = 224,4 \text{ mm}$$

$$45 \text{ mm} \leq 93,5 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

- Largura da chapa de extremidade:

$$\text{Largura da viga} = 300 \text{ mm} \leq 307 \text{ mm} \leq \text{largura da viga} + 20 = 320 \text{ mm}$$

7.5.3 Verificação das mesas e da alma da viga a esforços localizados



DETALHE PARA VERIFICAÇÃO DAS MESAS E DA ALMA
DA VIGA AOS ESFORÇOS LOCALIZADOS

$$h' = d(\text{viga}) - tf(\text{viga})$$

$$h' = 600 - 16 = 584 \text{ mm}$$

$$N_{t,Sd} = \frac{M_{sd}}{h'} + \frac{N_d}{2}$$

$$N_{t,Sd} = \frac{593,9 \cdot 100}{58,4} + \frac{78,7}{2} = 1056,3 \text{ KN.cm}$$

$$N_{c,Sd} = \frac{M_{sd}}{h'} - \frac{N_d}{2}$$

$$N_{c,Sd} = \frac{593,9 \cdot 100}{58,4} - \frac{78,7}{2} = 977,6 \text{ KN.cm}$$

- Mesa e enrijecedores superiores – Tração:

$$Nt, Sd = 1056,3 \text{ KN.cm}$$

$$Nt, Rd \leq \begin{cases} \frac{Ag \cdot fy}{\gamma a1} & (I) \\ \frac{Ae \cdot fu}{\gamma a2} & (II) \end{cases}$$

(I) Visto o pior caso para escoamento da seção bruta na mesa da viga:

$$Ag(\text{mesa viga}) \leq Ag(\text{enrijecedor})$$

$$fy(\text{viga}) \leq fy(\text{enrijecedor})$$

$$Nt, Rd \leq \begin{cases} \frac{Ag \cdot fy}{\gamma a1} = \frac{(30 \cdot 1,6) \cdot 30}{1,10} = 1309,1 \text{ KN} \end{cases}$$

(II) Verificar viga e enrijecedor:

$$A(\text{enrijecedor}) = (147 \cdot 2 - 2 \cdot 2) \cdot 0,16 = 46,4 \text{ cm}^2$$

$$fu(\text{enrijecedor}) = 50 \text{ KN/cm}^2$$

$$A(\text{viga}) = 30 \cdot 0,16 = 48,0 \text{ cm}^2$$

$$fu(\text{viga}) = 40 \text{ KN/cm}^2$$

$$Nt, Rd \leq \begin{cases} \frac{Ae \cdot fu}{\gamma a2} = \frac{46,4 \cdot 50}{1,35} = 1718,5 \text{ KN} \\ \frac{Ae \cdot fu}{\gamma a2} = 48,0 \cdot 40 = 1422,2 \text{ KN} \end{cases}$$

$$Nt, Sd = 1056,3 \text{ KN} \leq Nt, Rd = 1309,1 \text{ KN}$$

- Mesa e enrijecedores inferiores:

$$Nc, Sd = 977,6 \text{ KN}$$

$$Nc, Rd = \frac{\chi \cdot Q \cdot Ag \cdot fy}{\gamma a1}$$

Flambagem local (Elemento AL):

$$Q = Qs$$

$$\frac{b}{t} = \frac{\frac{bf}{tf}}{\frac{2}{16}} = \frac{\frac{300}{16}}{\frac{2}{16}} = 9,38$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,64 \sqrt{\frac{Ea \cdot kc}{fy}} = 0,64 \sqrt{\frac{20000 \cdot 0,47}{30}} = 11,32$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}} = \frac{4}{\sqrt{\frac{568}{8}}} = 0,47$$

$$\frac{b}{t} = 9,38 < \left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 11,32$$

$$Q = Q_s = 1,0$$

$\chi = 1,0 \rightarrow$ A alma restringe a flambagem global da mesa

$$N_{c,Rd} = \frac{1,0 \cdot 1,0 \cdot 48 \cdot 30}{1,10} = 1309,1 \text{ KN}$$

$$N_{c,Sd} = 977,6 \text{ KN} \leq N_{c,Rd} = 1309,1 \text{ KN}$$

- Alma com recortes:

$$V_{sd} = 292,4 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 A_{gv} \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,6 \cdot (60 \cdot 0,8) \cdot 30}{1,10} = 785,5 \text{ KN} \\ \frac{0,6 A_{nv} \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = \frac{0,6 \cdot (60 - 2 \cdot 2) \cdot 0,8 \cdot 40}{1,35} = 782,2 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_{sd} = 292,4 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 782,2 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

7.5.4 Verificação do cisalhamento nos parafusos

$$F_{v,Sd} = \frac{292,4}{8 \cdot 1} = 36,55 \text{ KN}$$

$$A_b = \frac{\pi \cdot 3,6^2}{4} = 10,17 \text{ cm}^2$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 A_b \cdot f_{ub}}{\gamma_{a2}} = \frac{0,4 \cdot 10,17 \cdot 82,5}{1,35} = 248,6 \text{ KN}$$

$$F_{v,Sd} = 36,55 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 248,6 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

7.5.5 Verificação da tração nos parafusos

$$F_{t,Sd} = \frac{N_{t,Sd}}{n_v} = \frac{1056,3}{2 \cdot 2} = 264,1 \text{ KN}$$

$$A_{be} = 0,75 A_b = 0,75 \cdot 10,17 = 7,63 \text{ cm}^2$$

$$F_{t,Rd} = \frac{\phi_a \cdot A_{be} \cdot f_{ub}}{\gamma_a} = \frac{0,67 \cdot 7,63 \cdot 82,5}{1,35} = 312,41 \text{ KN}$$

$$F_{t,Sd} = 264,10 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 312,41 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

7.5.6 Verificação da tração e cisalhamento nos parafusos

$$\left(\frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}}\right)^2 = \left(\frac{264,10}{312,41}\right)^2 + \left(\frac{36,50}{248,6}\right)^2 = 0,74 \leq 1,0 \quad \text{OK!}$$

7.5.7 Verificação da pressão de contato

$$t_f(\text{pilar}) = 18,7 \text{ mm} \approx 19 \text{ mm}$$

$$f_u(\text{pilar}) = 45 \text{ KN/cm}^2 < f_u(\text{CH}) = 50 \text{ KN/cm}^2$$

→ Necessário verificar a mesa do pilar (pior situação)

$$F_{c,Sd} = \frac{292,40}{8 \cdot 1} = 36,55 \text{ KN}$$

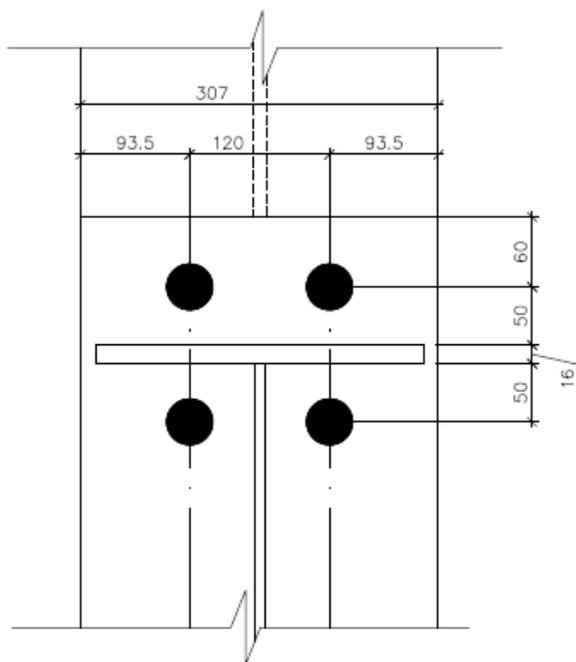
$$A = \begin{cases} 50 \cdot 2 + 16 - 39,5 = 76,5 \text{ mm} \\ 468 - 39,5 = 428,5 \text{ mm} \\ 60 - \frac{39,5}{2} = 40,25 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A = 403 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 \cdot t \cdot f_u}{\gamma_a} = \frac{1,2 \cdot 403 \cdot 1,87 \cdot 45}{1,35} = 301,4 \text{ KN} \\ \frac{2,4 \cdot d \cdot t \cdot f_u}{\gamma_a} = \frac{2,4 \cdot 3,6 \cdot 1,87 \cdot 45}{1,35} = 538,6 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_{c,Sd} = 36,55 \text{ KN} \leq F_{c,Rd} = 301,4 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

7.5.8 Verificação devido ao efeito alavanca



DETALHE PARA VERIFICAÇÃO DA FLEXÃO DA CHAPA DE EXTREMIDADE DEVIDO AO EFEITO ALAVANCA

$$b = 50 \text{ mm}$$

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

$$a > b \quad \text{OK!}$$

$$p = \left(< \left\{ \frac{e2}{b + 0,5db} \right\} + \left(< \left\{ \frac{e1}{b + 0,5db} \right\} \right)$$

$$p = \left(< \left\{ \frac{93,5}{50 + 0,5 \cdot 36} = 68,0 \right\} + \left(< \left\{ \frac{120}{50 + 0,5 \cdot 36} = 68,0 \right\} \right)$$

$$p = 68 + 60 = 128 \text{ mm}$$

$$MSd = Ft, Sd \cdot b$$

$$MSd = 264,1 \cdot 5 = 1320,5 \text{ KN.cm}$$

$$MRd = \frac{MPl}{\gamma a1} = \frac{pt^2 \cdot fy}{4\gamma a1} = \frac{12,8 \cdot 1,9^2 \cdot 35}{4 \cdot 1,10} = 367,6 \text{ KN.cm}$$

$$MSd = 1320,5 \text{ KN.cm} \leq MRd = 367,6 \text{ KN.cm}$$

NÃO OK!

Recomenda-se a substituição da chapa aumentando sua espessura para no mínimo 37mm.

Assim teremos:

$$MRd = 1394 \text{ KN.cm} > MSd = 1320,4 \text{ KN.cm}$$

OK!

Nesse caso, o perfil do pilar passaria a ser a pior condição ($t_f=18,7 \text{ mm}$), recomenda-se a sua substituição também.

7.5.9 Cortante na alma do pilar

$$VSd = 1056,30 + 150,90 = 1207,2 \text{ KN}$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{277}{11,9} = 23,28$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{kv \cdot Ea}{fy}} = \sqrt{\frac{6,12 \cdot 20000}{34,5}} = 65,54$$

$$\lambda \leq \lambda_p$$

$$VPl = 0,6Aw \cdot fy = 0,6 \cdot 37,37 \cdot 34,5 = 773,5 \text{ KN}$$

$$Aw = d \cdot tw = 31,4 \cdot 1,19 = 37,37 \text{ cm}^2$$

$$VRd = \frac{VPl}{\gamma a1} = \frac{773,5}{1,10} = 703,2 \text{ KN}$$

$$VSd = 1207,2 \text{ KN.cm} \leq MRd = 703,2 \text{ KN.cm}$$

NÃO OK!

Recomenda-se a utilização de outro perfil para o pilar. Sugere-se que o novo perfil tenha para o mesmo d, um $tw > 21 \text{ mm}$. Ainda é possível acrescentar um enrijecedor na diagonal.

7.5.10 Verificação do cisalhamento nos enrijecedores

$$FSd = \frac{1056,3}{2} = 528,2 \text{ KN}$$

$$FRd \leq \begin{cases} \frac{0,6Agv \cdot fy}{\gamma a1} = \frac{0,6 \cdot 44,32 \cdot 35}{1,10} = 846,1 \text{ KN} \\ \frac{0,6Anv \cdot fu}{\gamma a2} = \frac{0,6 \cdot 40,8 \cdot 50}{1,35} = 906,7 \text{ KN} \end{cases}$$

$$A_{gv} = h(\text{pilar}) \cdot t(\text{enrijecedor}) = 27,7 \cdot 1,6 = 44,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - 2 \cdot 2 \cdot 1,6 = 40,80 \text{ cm}^2$$

$$F_{Sd} = 528,2 \text{ KN} \leq F_{Rd} = 846,1 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

7.5.11 Soldas

- Entre a chapa de extremidade e a alma da viga:

$$F_{y, Sd} = V_{Sd} = 292,4 \text{ KN}$$

$$d_w = 6 \text{ mm}$$

$$a_w = 0,707 d_w = 0,707 \cdot 6 = 4,24 \text{ mm}$$

$$a_w = 0,424 \text{ cm}$$

$$l_{wi} = h(\text{viga}) - 2 \text{ Recortes} = 568 - 2 \cdot 20 = 528 \text{ mm}$$

$$A_{ew} = \sum l_{wi} \cdot a_{wi}$$

$$A_{ew} = 52,8 \cdot 0,424 \cdot 2 = 44,35 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{wx, Sd} = 0$$

$$\tau_{wy, Sd} = \frac{F_{y, Sd}}{A_{ew}} + \left(\frac{M_{z, Sd} \cdot x}{I_z} \right)$$

$$\tau_{wy, Sd} = \frac{292,4}{44,35} + 0 = 6,59 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{w, Sd} = \frac{N_{t, Sd}}{A_{f, sup}} \cdot \frac{h(\text{viga}) - 2 \cdot \text{Recortes}}{d(\text{viga}) - t_f(\text{viga})} \cdot \frac{t_w(\text{viga})}{2a_w}$$

$$\tau_{w, Sd} = \frac{1056,3}{30 \cdot 1,6} \cdot \frac{56,8 - 2 \cdot 2}{60 - 1,6} \cdot \frac{0,8}{2 \cdot 0,42} = 18,95 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{w, Rd} = \frac{0,6 f_w}{\gamma_w 2}$$

$$\tau_{w, Rd} = \frac{0,6 \cdot 48,5}{1,35} = 21,56 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{w, Sd} = 18,95 \text{ KN/cm}^2 \leq \tau_{w, Rd} = 21,56 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$\sqrt{\tau_{wy, Sd}^2 + \tau_{w, Sd}^2} \leq \frac{0,6 f_w}{\gamma_w 2}$$

$$\sqrt{6,59^2 + 18,95^2} = 20,06 \leq 21,56 \quad \text{OK!}$$

Ruptura da região da solda:

$$f_{w, res, Sd} = 20,06 \text{ KN/cm}^2$$

$$aw = 0,424 \text{ cm}$$

$$t \geq \frac{2,25 \cdot n \cdot aw \cdot fw, res, Sd}{m \cdot fu}$$

$$t(viga) \geq \frac{2,25 \cdot 2 \cdot 0,42 \cdot 20,06}{1 \cdot 40} = 0,948 \text{ cm}$$

$$t(chapa) \geq \frac{2,25 \cdot 2 \cdot 0,42 \cdot 20,06}{2 \cdot 50} = 0,379 \text{ cm}$$

$$t(viga) = 8 \text{ mm} \leq 9,48 \text{ mm} \quad \text{NÃO OK!}$$

Nesse caso recomenda-se aumentar a espessura da alma da viga.

$$t(chapa) = 19 \text{ mm} \geq 3,79 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

- Entre a chapa de extremidade e a mesa das vigas:

Essa verificação foi feita anteriormente, quando foi feita a verificação do perfil.

$$\tau_{MB, Sd} = \frac{1056,3}{30 \cdot 1,6} = 22,0 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{MB, Sd} = 0 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{MB, Rd} = \frac{fy}{\gamma a1} = \frac{30}{1,10} = 27,3 \text{ KN/cm}^2 \quad (\text{A viga é a pior situação})$$

$$\tau_{MB, Sd} = 22,0 \text{ KN/cm}^2 \leq \tau_{MB, Rd} = 27,3 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

- Entre o enrijecedor e a mesa do pilar: (solda de penetração total)

$$\tau_{MB, Sd} = \frac{1056,3}{2 \cdot (14,7 - 2) \cdot 1,6} = 26,0 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{MB, Sd} = 0 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{MB, Rd} = \frac{fy}{\gamma a1} = \frac{35,0}{1,10} = 31,81 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{MB, Sd} = 26,0 \text{ KN/cm}^2 \leq \tau_{MB, Rd} = 31,81 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

- Entre o enrijecedor e a alma do pilar:

$$dw = 6 \text{ mm}$$

$$aw = 0,424 \text{ cm}$$

$$lw = h(\text{pilar}) - 2 \text{ Recortes} = 277 - 2 \cdot 20 = 237 \text{ mm}$$

$$Aew = \Sigma lw \cdot aw$$

$$A_{ew} = 23,7 \cdot 0,424 \cdot 2 = 19,91 \text{ cm}^2$$

$$F_{y, Sd} = \frac{N_{t, Sd}}{2} = \frac{1056,3}{2} = 528,2 \text{ KN}$$

$$\tau_{w, Sd} = 0 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{wy, Sd} = \frac{F_{y, Sd}}{A_{ew}} = \frac{528,2}{19,91} = 26,53 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{w, Rd} = \frac{0,6 f_w}{\gamma_{w2}} = \frac{0,60 \cdot 48,5}{1,35} = 21,56 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{w, Sd} = 26,53 \text{ KN/cm}^2 \geq \tau_{w, Rd} = 21,56 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{NÃO OK!}$$

Nesse caso recomenda-se alterar o perfil do pilar e aumentar o comprimento (l_w) da solda para $l_w=30 \text{ cm}$ ou aumentar a perna do filete para $d_w=8 \text{ mm}$.

Região de ruptura:

$$f_{w, res, Sd} = 26,53 \text{ KN/cm}^2$$

$$a_w = 0,424 \text{ cm}$$

$$t \geq \frac{2,25 \cdot n \cdot a_w \cdot f_{w, res, Sd}}{m \cdot f_u}$$

$$t(\text{pilar}) \geq \frac{2,25 \cdot 2 \cdot 0,42 \cdot 26,53}{1 \cdot 45} = 1,11 \text{ cm}$$

$$t(\text{enrijecedor}) \geq \frac{2,25 \cdot 1 \cdot 0,42 \cdot 26,53}{1 \cdot 50} = 0,50 \text{ cm}$$

$$t(\text{pilar}) = 11,9 \text{ mm} \geq 11,1 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

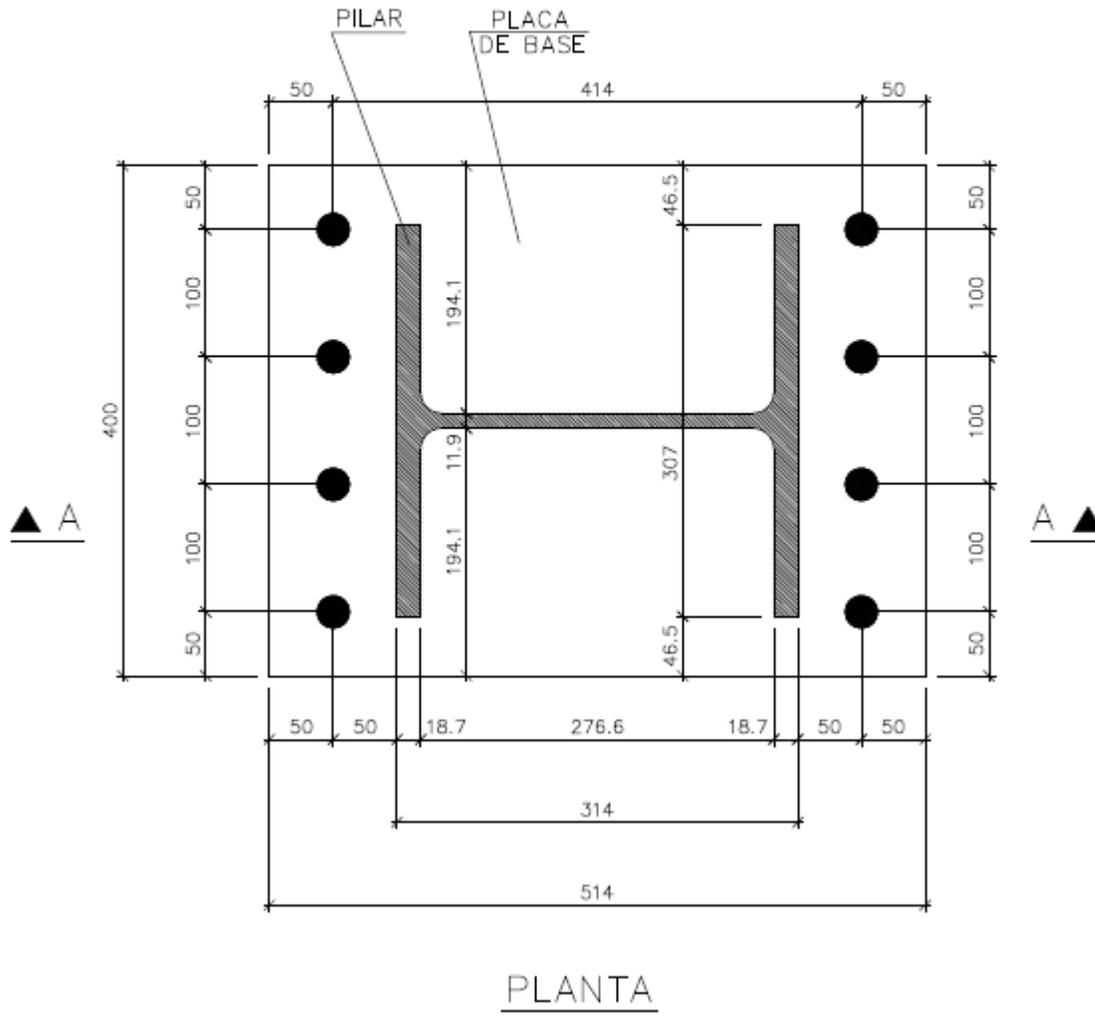
Nesse caso recomenda-se aumentar a espessura da alma da viga.

$$t(\text{chapa}) = 16 \text{ mm} \geq 5,0 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

Observação: Não é necessário verificar as soldas do pilar, visto que o mesmo é um perfil laminado.

7.6 Verificação da Ligação da Base de Pilar com o Bloco de Concreto

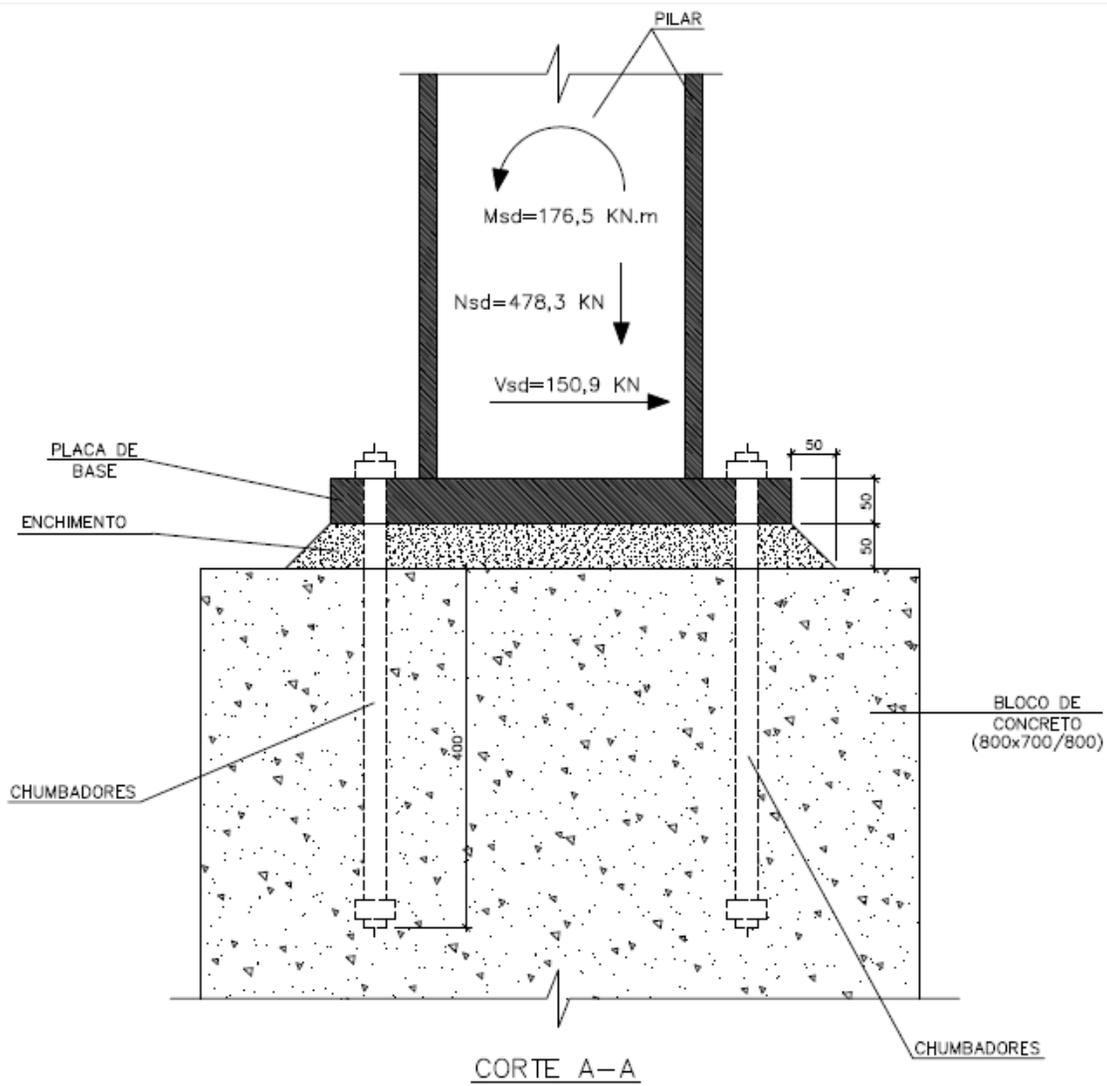
DETALHE DA LIGAÇÃO DA BASE DO PILAR (MEDIDAS EM MILÍMETROS)



PILAR: W 310x117
 $d = 314$ mm
 $tw = 11,9$ mm
 $bf = 307$ mm
 $tf = 18,7$ mm

CHUMBADORES:
 $dch = 25$ mm
 $ha = 400$ mm
 ELETRODO – E70XX

PLACA DE BASE: CH 50 (400x514) mm
 CONCRETO DO BLOCO DE FUNDAÇÃO = f_{ck} 20MPa



7.6.1 Disposições construtivas

- Chumbadores:

Diâmetro do chumbador:

$$d(ch) = 25 \text{ mm}$$

$$19 \text{ mm} \leq d(ch) \leq 50 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

Tabela:

$$h_2 = 200 \text{ mm}$$

$$r_1 = 225 \text{ mm}$$

$$r_2 = 50\text{mm}$$

$$d_f = 45\text{mm}$$

$$esp = 12,5\text{mm}$$

$$dim = 75 \times 75\text{mm}$$

Número de chumbadores:

$$n_t = 4 \text{ chumbadores de cada lado} \geq 2 \text{ chumbadores de cada lado} \quad \text{OK!}$$

Altura do chumbador:

$$h_a = 400 \text{ mm} \geq 12d_{ch} = 12 \cdot 25 = 300 \text{ mm}$$

- Placa de base:

Distância entre centro e de furo e borda, e entre centro de furo e mesa do pilar (c1):

$$a_1 \geq 2d_{ch}$$

$$a_1 = 50 \text{ mm} \geq 2 \cdot 25 = 50 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

Distância entre centros de furos (a2 e a3):

$$a_2 \geq 4d_{ch}$$

$$a_2 = 100 \text{ mm} \geq 4 \cdot 25 = 100 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

$$a_3 \geq 4d_{ch}$$

$$a_3 = 414 \text{ mm} \geq 4 \cdot 25 = 100 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

Dimensões da placa de base:

$$d \leq H \leq d + 4a_1$$

$$314 \leq 514 \text{ mm} \leq 314 + 4 \cdot 50 = 514 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

$$b_f \leq B \leq b_f + 2a_1$$

$$307 \leq 400 \text{ mm} \leq 307 + 2 \cdot 50 = 407 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

$$t_{pb} = 50 \text{ mm} \geq t_{pb, \min} = 19 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

- Bloco de concreto:

$$f_{ck, \text{bloco}} = 20 \text{ MPa} \geq 20 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

- Enchimento:

$$\text{Altura (ag): } ag = 50 \text{ mm} \rightarrow \text{Para } d_{ch} \leq 25 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

$$f_{ck, \text{enchimento}} = 30 \text{ MPa} \geq 1,5f_{ck, \text{bloco}} = 30 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

7.6.2 Solicitações na base – Força de compressão:

$$e = \left| \frac{MSd}{NSd} \right|$$

$$e = \frac{176,5}{478,3} = 0,369 \text{ m} = 36,9 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \cdot \gamma_n} = \frac{2,0}{1,4 \cdot 1,4} = 1,02 \text{ KN/cm}^2$$

$$e_{crit} = \frac{1}{2} \left(H - \frac{N_{c,Sd}}{B \cdot \sigma_{c,Rd}} \right)$$

$$e_{crit} = \frac{1}{2} \left(51,4 - \frac{478,30}{40 \cdot 1,02} \right) = 19,84 \text{ cm} \geq 0$$

$$Y = ht + \frac{H}{2} - \sqrt{\Delta}$$

$$ht = 20,7 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \Delta &= \left(h + \frac{H}{2} \right)^2 - \left[2N_{c,Sd} \cdot \frac{(e + ht)}{B \cdot \sigma_{c,Rd}} \right] = \left(20,7 + \frac{51,4}{2} \right)^2 - \left[\frac{2 \cdot 478,3 \cdot (36,9 + 20,7)}{40 \cdot 1,02} \right] \\ &= 802,47 \geq 0 \quad \text{OK!} \end{aligned}$$

$$Y = 20,7 + \frac{51,4}{2} - \sqrt{802,47} = 18,07 \text{ cm}$$

$$F_{t,Sd} = \sigma_{c,Rd} (Y \cdot B) - N_{c,Sd} = 1,02 (18,07 \cdot 40) - 478,3 = 258,96 \text{ KN}$$

$$\sigma_{t,Sd} = \frac{N_{c,Sd} + F_{t,Sd}}{Y \cdot B} = \frac{478,3 + 258,96}{18,07 \cdot 40} = 1,02 \text{ KN/cm}^2$$

- Esforços Horizontais:

$$\mu = 0,55$$

$$V_{sd} = 150,9 \text{ KN}$$

$$V_{at} \leq \begin{cases} 0,7\mu \cdot N_{c,Sd} = 0,7 \cdot 0,55 \cdot 478,3 = 184,15 \text{ KN} \\ 0,2f_{ck} \cdot Y \cdot B = 0,2 \cdot 20 \cdot 15,46 \cdot 40 = 247,36 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_{at} = 184,15 \text{ KN}$$

$$V_{sd} - V_{at} = -184,15 + 150,9 = -33,25 \text{ KN} \leq 0 \rightarrow \text{Absorvido pelo atrito}$$

7.6.3 Verificação do concreto:

$$\sigma_c, Sd = 1,02 \text{ KN/cm}^2 \leq \sigma_c, Rd = 1,02 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

- Desprezando-se o atrito:

$$V_{bc, Sd} = V_{Sd} - V_{at} = 150,9 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bc, Sd} = \frac{V_{bc, Sd}}{b_{bc} \cdot (h_{bc} - a_g)} = \frac{150,9}{30 \cdot (15 - 5)} = 0,503 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{bc, Sd} = 0,503 \text{ KN/cm}^2 \leq \sigma_c, Rd = 1,02 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

- Dimensões do bloco:

$$H_b = 800 \geq H + 11d_{ch} = 514 + 11 \cdot 25 = 789 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

$$B_b = 700 \geq B + 11d_{ch} = 400 + 11 \cdot 25 = 675 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

$$A_b = 800 \geq \begin{cases} h_a + 200 = 400 + 200 = 600 \text{ mm} \\ H_b = 800 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{OK!}$$

7.6.4 Verificação dos chumbadores à tração:

$$F_{t, Sd} = 258,96 \text{ KN}$$

$$A_g = \frac{\pi \cdot d_{ch}^2}{4} = \frac{\pi \cdot 2,5^2}{4} = 4,91 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 0,75A_g = 0,75 \cdot 4,91 = 3,68 \text{ cm}^2$$

$$F_{t, esc, Rd} = \frac{n \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{4 \cdot 4,91 \cdot 25}{1,10} = 446,4 \text{ KN}$$

$$F_{t, Sd} = 258,96 \text{ KN} \leq F_{t, esc, Rd} = 446,4 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

$$F_{t, rup, Rd} = \frac{n \cdot A_e \cdot f_y}{\gamma_{a2}} = \frac{4 \cdot 3,68 \cdot 25}{1,35} = 272,60 \text{ KN}$$

$$F_{t, Sd} = 258,96 \text{ KN} \leq F_{t, rup, Rd} = 272,60 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

7.6.5 Ruptura do concreto:

$$c_1 \leq \begin{cases} \frac{H_b}{2} - h_t = \frac{800}{2} - 207 = 193 \\ 1,5 h_a = 1,5 \cdot 400 = 600 \end{cases}$$

$$c2 \leq \begin{cases} \frac{Bb - B + 2a1}{2} = \frac{700 - 400 + 2 \cdot 50}{2} = 200 \\ 1,5 ha = 1,5 \cdot 400 = 600 \end{cases}$$

$$c3 \leq \begin{cases} ht = 207 \\ 1,5 ha = 600 \end{cases}$$

$$c4 \leq \begin{cases} a2 = 100 \\ 3 ha = 3 \cdot 400 = 1200 \end{cases}$$

Assim: $c1 = 19,3 \text{ cm}$; $c2 = 20,0 \text{ cm}$; $c3 = 20,7 \text{ cm}$; $c4 = 10,0 \text{ cm}$

$$Arc = 2 \cdot \left(c2 + \frac{c4}{2} \right) \cdot (c1 + c3) + (nt - 2) \cdot c4 \cdot (c1 + c3)$$

$$Arc = 2 \cdot \left(20 + \frac{10}{2} \right) \cdot (19,3 + 20,7) + (4 - 2) \cdot 10 \cdot (19,3 + 20,7) = 2800 \text{ cm}^2$$

$$Ft, Rc, Rd = \frac{0,08 \cdot Arc \cdot \sqrt{fck}}{\gamma_c \cdot ha^{\frac{1}{3}}} = \frac{0,08 \cdot 2800 \cdot \sqrt{2,0}}{1,4 \cdot 40^{\frac{1}{3}}} = 66,16 \text{ KN}$$

$Ft, Sd = 258,96 \text{ KN} \geq Ft, Rc, Rd = 66,16 \text{ KN}$ NÃO OK!

$$Arc, min = \frac{258,96 \cdot 1,4 \cdot 40^{\frac{1}{3}}}{0,08 \cdot \sqrt{2,0}} = 10959 \text{ cm}^2$$

Para solucionar esse problema é necessário aumentar o bloco a fim de atender o Arc, min calculado.

7.6.6 Verificação da placa de base:

$$Mpl, Rd = \frac{t^2 \cdot fy}{4 \cdot \gamma a1} = \frac{5^2 \cdot 34,5}{4 \cdot 1,10} = 196 \text{ KN} \cdot \text{cm/cm}$$

- Compressão do concreto:

$$m \geq \begin{cases} m1 = \frac{H - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{514 - 0,95 \cdot 314}{2} = 107,85 \\ m2 = \frac{B - 0,8 \cdot bf}{2} = \frac{400 - 0,8 \cdot 307}{2} = 77,2 \\ m3 = \sqrt{\frac{d \cdot bf}{4}} = \sqrt{\frac{314 \cdot 307}{4}} = 77,6 \end{cases}$$

$$m = 107,85 \text{ mm} = 10,785 \text{ cm}$$

$$Y = 18,07 \text{ cm}$$

$$Y > m = 10,785 \text{ cm} \rightarrow m = 10,785 \text{ cm}$$

$$M_{pb, c, Sd} = \frac{\sigma_c \cdot S_d \cdot m^2}{2} = \frac{1,02 \cdot 10,785^2}{2} = 59,32 \text{ KN.cm/cm}$$

$$M_{pb, c, Sd} = 59,32 \text{ KN.cm/cm} \leq M_{pl, Rd} = 196 \text{ KN.cm/cm} \quad \text{OK!}$$

- Arrancamento dos chumbadores:

$$\Sigma P_i = n t \cdot (2a_1 + dch) = 4 \cdot (2 \cdot 50 + 25) = 500 \text{ mm} = 50 \text{ cm}$$

$$\Sigma P_i = 50 \text{ cm} > B = 40 \text{ cm}$$

$$\Sigma P_i = 40 \text{ cm}$$

$$M_{pb, ar, Sd} = \frac{F_t \cdot S_d \cdot a_1}{\Sigma P_i} = \frac{258,96 \cdot 5,0}{40} = 32,37 \text{ KN.cm/cm}$$

$$M_{pb, ar, Sd} = 32,37 \text{ KN.cm/cm} \leq M_{pl, Rd} = 196 \text{ KN.cm/cm} \quad \text{OK!}$$

7.6.7 Verificação da placa de cisalhamento e dos chumbadores:

Não é necessário fazer verificações para o esforço horizontal, visto que o atrito absorve o esforço.