

INTERFACES AÇO-CONCRETO

Série “Manual de Construção em Aço”

- Galpões para Usos Gerais
- Ligações em Estruturas Metálicas
- Edifícios de Pequeno Porte Estruturados em Aço
- Alvenarias
- Painéis de Vedação
- Resistência ao Fogo das Estruturas de Aço
- Tratamento de Superfície e Pintura
- Transporte e Montagem
- Steel Framing: Arquitetura
- Interfaces Aço-Concreto

ILDONY HÉLIO BELLEI

INTERFACES AÇO-CONCRETO

INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA
CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO

RIO DE JANEIRO
2006

Nenhuma parte desta publicação pode ser reproduzida por quaisquer meio, sem a prévia autorização desta Entidade.

B439i Bellei, Ildony Hélio
Interfaces aço-concreto / Ildony Hélio Bellei. - Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2006.

93p.; 29 cm. — (Série Manual de Construção em Aço)

Bibliografia
ISBN

1.Aço-Concreto 2. Aço 3. Concreto 4.Placas de Base 5.Barras de cisalhamento
6.Pilares embutidos 7.Ligações vigas de aço I. Títulos (série)

CDU 69.016(035)

Instituto Brasileiro de Siderurgia / Centro Brasileiro da Construção em Aço
Av. Rio Branco, 181 / 28º Andar
20040-007 - Rio de Janeiro - RJ
e-mail: cbca@ibs.org.br
site: www.cbca-ibs.org.br

SUMÁRIO

Capítulo 1

Chumbadores	09
1.1 Introdução	10
1.2 Dimensionamento dos chumbadores aço SAE 1020	11
1.2.1 À Cisalhamento	11
1.2.2 À Tração	11
1.2.3 À Tração com cisalhamento	11
1.3 Cálculo dos comprimentos de ancoragem dos chumbadores à tração	11
1.3.1 Cálculo do comprimento de ancoragem para chumbadores com extremidade inferior reta (90°)	12
1.3.2 Cálculo do comprimento de ancoragem para chumbadores com extremidade inferior tendo uma chapa ou porca	13
1.4 Recomendações	16

Capítulo 2

Placas de base	21
2.1 Introdução	22
2.2 Tipos de base	22
2.2.1 Bases rotuladas	22
2.2.2 Bases engastadas	23
2.3 Cálculo das placas de base	24
2.3.1 Placas de base à compressão axial para perfis I e H	24
2.3.1.1 Parâmetros para cálculo da espessura das placas de base	24
2.3.1.2 Dimensionamento	25
2.3.2 Placas de base para perfis tubulares	26
2.3.3 Placas de base à tração	30
2.3.3.1 Dimensionamento	30
2.3.4 Placas de base à compressão axial com momento	31
2.3.5 Placas de base com reforço	36
2.3.5.1 Cálculo das chapas de reforço	37
2.4 Recomendações	49

Capítulo 3

Barras de cisalhamento	53
3.1 Introdução	54
3.2 Cálculo da barra de cisalhamento	54
3.3 Dimensionamento da solda de ligação da barra de cisalhamento com placa de base	56

Capítulo 4

Pilares embutidos nas fundações	59
4.1 Introdução	60
4.2 Cálculo do comprimento necessário L a ser embutido	60
4.2.1 Em função da resistência do perfil e da resistência do concreto	60
4.2.2 Em função das cargas já definidas	62

4.3	Detalhes construtivos	65
-----	-----------------------	----

Capítulo 5

	Ligações vigas de aço com elementos de concreto	67
5.1	Introdução	68
5.2	Soluções durante a construção	68
5.2.1	Vigas de aço apoiadas em chapas de aço sobre concreto ou alvenaria	68
5.2.2	Ligação entre vigas de aço e pilares ou paredes de concreto, através de chapas e pinos	70
5.2.3	Consoles feitos previamente no concreto	75
5.2.4	Nichos feitos previamente no concreto	76
5.3	Soluções após a construção pronta	76
5.3.1	Tipos de fixadores	76
5.3.2	Espessuras dos pilares	78
5.3.2.1	Pilar de grandes espessuras	78
5.3.2.2	Pilar de pequenas espessuras	78
5.4	Detalhe construtivo	83

	Referências Bibliográficas	85
--	----------------------------	----

	Anexos	87
--	--------	----

O manual aborda de forma prática as principais interfaces entre pilares - fundações e de vigas de aço com elementos de concreto. Em virtude da norma ABNT **NBR 8800** estar em processo de revisão, todos os cálculos foram feitos de acordo com as especificações americanas do, **AISC - ASD** no método das tensões admissíveis, e **AISC - LRFD** no método dos estados limites. As especificações do AISC utilizadas são referentes à 13ª edição de 2005.

O setor siderúrgico através do Centro Brasileiro da Construção em Aço - CBCA, tem a satisfação de tornar disponível para o universo de profissionais envolvidos com o emprego do aço na construção civil, este manual, o décimo de uma série relacionada à construção em aço.

Centro dinâmico de serviços, com foco exclusivamente técnico e capacitado para conduzir uma política de promoção do uso do aço na construção, o CBCA está seguro de que este manual enquadra-se no objetivo de contribuir para a difusão de competência técnica e empresarial no País.

Capítulo 1

Chumbadores

1.1 - Introdução

Os chumbadores são barras que têm por finalidade fixar as placas de base dos pilares às fundações. Em geral são formados por barras redondas todas rosqueadas ou só rosqueada em uma ou duas extremidades, normalmente formadas de aço **SAE 1020** e **ASTM A36**, cujos limites de escoamento e ruptura são:

	Fy (kN/cm ²)	Fu (kN/cm ²)
SAE 1020	24,0	38,7
ASTM A36	25,0	40,0

Em vista das pequenas diferenças nas propriedades dos aços empregados nos chumbadores, neste manual adotaremos as propriedades do SAE 1020 como referência para as expressões de cálculo.

Os chumbadores podem ser dimensionados das seguintes formas:

- a - A cisalhamento (Fig.1.1.a);
- b - A tração (Fig.1.1.d);
- c - A tração com cisalhamento (Fig. 1.1.b e c).

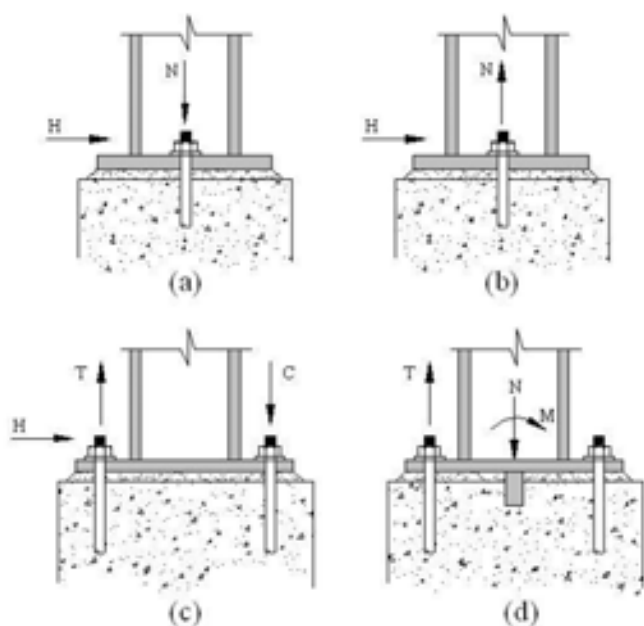


Figura 1.1 – Forças nos chumbadores

Os chumbadores sujeitos somente a esforços de cisalhamento, como é o caso de pilares de tapamento (Fig.1.1.a), podem ter comprimentos de ancoragem pequenos, ao contrário dos sujeitos à tração, que precisam ter um comprimento de ancoragem proporcional aos esforços.

Estamos incluindo neste Manual duas tabelas para chumbadores padronizados (Tab. 1.2 e 1.3), com vários tipos por ordem de facilidade de fabricação, sendo o mais simples o tipo CC em gancho reto e os mais sofisticados tipo CAG.

O comprimento de ancoragem dos chumbadores à tração foi determinado pela resistência à tração da barra e pela resistência do cone de resistência do concreto.

Para compor as tabelas definimos 6 tipos de chumbadores como os mais usuais, definidos a seguir:

- CC – chumbador usado somente para cisalhamento
- CAL – chumbador de ancoragem com a parte inferior formando um L;
- CAC – idem tendo uma chapa parte inferior ;
- CAP - idem tendo uma porca com chapa na parte inferior;
- CAR - idem tendo uma chapa com reforço na parte inferior;
- CAG – chumbador em gancho com nicho para ancoragem em uma outra barra

Os tipos CC, CAL, CAC, CAP e CAR são fixados durante a concretagem por meio de gabaritos e conferidos por meio de uma boa topografia milimétrica. O tipo CAG é usado quando não existe boa precisão dos blocos ou quando se deseja maior flexibilidade na montagem, embora sejam mais caros que os outros em todos os aspectos.

1.2 – Dimensionamento dos chumbadores aço SAE 1020

A_{nec} = área necessária dos chumbadores

A_{cht} = área total dos chumbadores à tração

A_{chc} = área total dos chumbadores à cisalhamento.

nt = número de chumbadores à tração

nc = número de chumbadores à cisalhamento

d_c = diâmetro do chumbador , cm

T = carga axial normal de tração , kN

Tu = carga axial fatorada de tração , kN

H = carga horizontal normal , kN

Hu = carga horizontal fatorada , kN

1.2.1 - À cisalhamento

a - Método AISC-ASD

$$F_v = 0,2 F_u$$

$$A_{nec} = \frac{H}{0,2 \times F_u} = 3,14 \frac{d_c^2}{4}$$

$$\frac{H}{0,2 \times 38,7} \Leftrightarrow \frac{H}{7,8 \times nc} = 3,14 \frac{d_c^2}{4}$$

$$d_c = 0,40 \sqrt{\frac{H}{nc}}$$

b - Método AISC-LRFD

$$F_{vu} = 0,3 F_u$$

$$A_{nec} = \frac{Hu}{0,3 \times F_u} = 3,14 \frac{d_c^2}{4}$$

$$\frac{Hu}{0,3 \times 38,7} \Leftrightarrow \frac{Hu}{11,6 nc} = 0,78 d_c^2$$

$$d_c = 0,33 \sqrt{\frac{Hu}{nc}}$$

1.2.2 – À tração

a - Método AISC-ASD

$$F_t = 0,38 F_u$$

$$A_{nec} = \frac{T}{0,38 \times F_u} = 3,14 \frac{d_c^2}{4}$$

$$\frac{T}{0,38 \times 38,7} = \Leftrightarrow \frac{T}{14,7 nt} = 0,78 d_c^2$$

$$d_c = 0,30 \sqrt{\frac{T}{nt}}$$

b- Método AISC-LRFD

$$F_{tu} = 0,56 F_u$$

$$A_{nec} = \frac{Tu}{0,56 \times F_u} = 3,14 \frac{d_c^2}{4}$$

$$\frac{Tu}{0,56 \times 38,7} = \frac{Tu}{21,8 \cdot nt} \Leftrightarrow d_c = 0,24 \sqrt{\frac{Tu}{nt}}$$

1.2.3 – À tração com cisalhamento

a - Método AISC-ASD

$$f_t = \frac{T}{A_{cht}} \quad f_v = \frac{H}{A_{chc}}$$

$$f = \sqrt{f_t^2 + 3 f_v^2} < F_t = 14,7 \text{ kN/cm}^2$$

b – Método AISC-LRFD

$$f_{tu} = \frac{Tu}{A_{chut}} \quad f_{vu} = \frac{Hu}{A_{cmuc}}$$

$$f_u = \sqrt{f_{tu}^2 + 3 f_{vu}^2} < F_{tu} = 21,8 \text{ kN/cm}^2$$

1.3 – Cálculo dos comprimentos de ancoragem dos chumbadores à tração

O comprimento de ancoragem deve ser definido em função do tipo do chumbador e do cone de ancoragem do concreto. O AISC–Steel

Design Guide Series nº 1 estabelece dois critérios:

1 - Chumbadores formados por barras com extremidade inferior a 90° (Fig.1.2 a).

2 - Chumbadores formados por barras tendo uma chapa ou porca na sua extremidade inferior.(Fig.1.2 b).

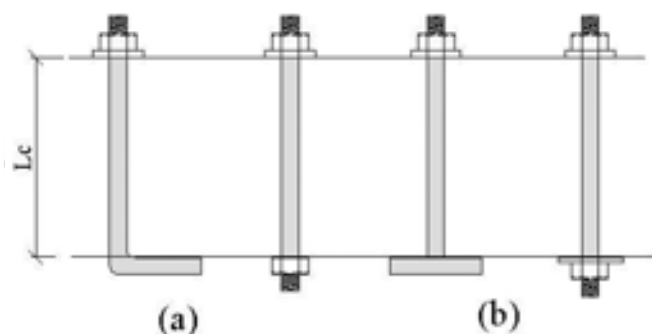


Figura 1.2 - Tipos de chumbadores

Estabelece também comprimentos e distâncias mínimas.

Tabela 1.1 – Comprimentos e distâncias mínimas

Tipos de aço	Comprimento Lc	Distância entre chumb. X
SAE 1020 ASTM A36	12d _c	5d _c ≥ 100mm
ASTM A325	17d _c	7d _c ≥ 100mm

1.3.1 – Cálculo do comprimento de ancoragem para chumbadores com extremidade inferior reta (90°)

“Fisher” recomenda que o gancho da barra deve ser calculado ao esmagamento, para uma capacidade T_h dada pela equação:

$$T_h = 0,7 \cdot f_{ck} \cdot d_c \cdot L_h$$

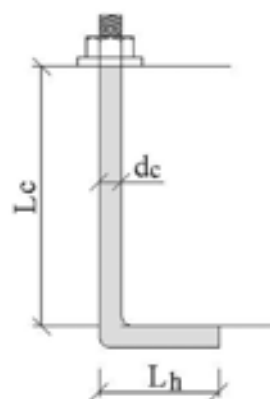


Figura 1.3 – Chumbador em L

Sendo, d_c o diâmetro da barra e L_h o comprimento da parte reta horizontal.

a- Método AISC-ASD

Recomenda um fator de segurança de 1,7 a ser aplicado na equação abaixo, e considera-se que somente metade da capacidade de tensão da barra é desenvolvida.

$$T = A_{chu} \cdot F_t \quad F_t = 0,38 F_u$$

$$L_h = \frac{T/2}{0,7 \cdot f_{ck} \cdot d_c / 1,7} = \frac{1,7 \cdot T}{1,4 \cdot f_{ck} \cdot d_c}$$

$$L_h = \frac{1,21 \cdot T}{f_{ck} \cdot d_c}$$

O comprimento total será L_c + L_h

b – Método AISC-LRFD

No caso, não temos o fator de segurança igual a 1,7.

$$T_u = 0,56 \cdot F_u \cdot A_{chu}$$

$$L_h = \frac{T_u/2}{0,7 \cdot f_{ck} \cdot d_c} \Leftrightarrow L_h = \frac{T_u}{1,4 \cdot f_{ck} \cdot d_c}$$

Exemplo 1.1 – Determinar o comprimento do chumbador formado por uma barra de 19mm em aço SAE 1020, à tração. O f_{ck} do concreto será de $2,1\text{ kN/cm}^2$

$$A_{\text{Chu}} = 2,84\text{ cm}^2$$

a - Método AISC-ASD

$$T = 2,84 \times 0,38 \times 38,7 = 41,8 \text{ kN}$$

$$L_h = \frac{1,21 \times 41,8}{2,1 \times 1,9} = 12,7 \text{ cm}$$

$$L_c = 12 \times 1,9 = 22,80 \text{ cm (Tab. 1.1)}$$

$$L_h + L_c = 12,7 + 22,8 = 35,5 \Rightarrow 36,0 \text{ cm}$$

Distância entre chumbadores

$$X = 5 \times 19 = 95 \text{ mm usar mínimo } 100 \text{ mm}$$

b – Método AISC-LRFD

$$T_u = 0,56 \times 38,7 \times 2,84 = 61,5 \text{ kN}$$

$$L_h = \frac{61,5}{1,4 \times 2,1 \times 1,9} = 11,0 \text{ cm}$$

$$L_c + L_h = 22,8 + 11,0 = 33,8 \approx 34 \text{ cm}$$

$$X = 100 \text{ mm.}$$

1.3.2 – Cálculo do comprimento de ancoragem para chumbadores com extremidade inferior tendo uma chapa ou porca

Este tipo de chumbador tem um menor comprimento de ancoragem e a sua resistência de cálculo é baseada também no cone de ancoragem do concreto. A fissura ocorre quando a barra se rompe ou o cone de concreto se separa da fundação (Fig. 1.4).

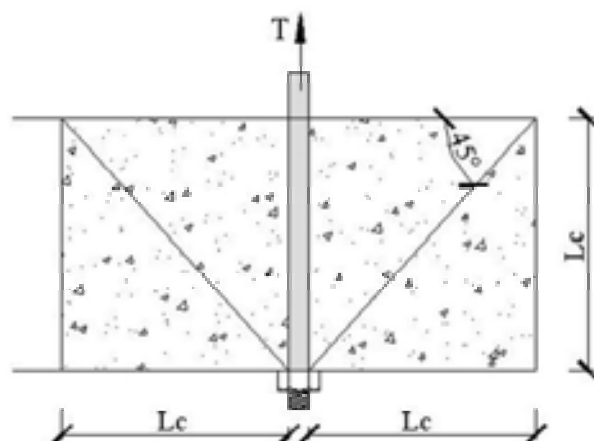


Figura 1.4 – Cone de concreto

O cone é radial assumido por um ângulo de 45° e a tensão de fissura ocorre ao longo da superfície do cone para uma tensão de:

a -Método AISC - ASD – $(4\sqrt{f_{ck}}$ em “psi”) aproximadamente 7,3% de f_{ck} .

b -Método AISC – LRFD - $(4\Phi_t \sqrt{f_{ck}}$ em “psi”), aproximadamente 5,5 % de f_{ck} , sendo $\Phi_t = 0,75$.

As especificações de cálculo mais conservadoras, simplificam e indicam que a tensão será perpendicular à superfície do cone. A capacidade de resistência será igual ao valor da tensão pela área da superfície circular do cone.

Para múltiplas ancoragens, pode haver superposição dos cones de ancoragem, o que deve ser levado em conta. A fórmula a seguir permite calcular esta área.

$$A_1 = \pi L_c^2 - \frac{2 \cos^{-1}(X/2L_c) \pi L_c^2}{360} + \frac{X}{2} \sqrt{L_c^2 - \frac{X^2}{4}}$$

$$A_{cone} = 3,14 \times L_c^2 - \frac{\left[3,14 \times L_c^2 \times \cos^{-1} \left(\frac{X}{2 \times L_c} \right) \right]}{180} + \frac{X}{2} \sqrt{L_c^2 - \frac{X^2}{4}}, \text{ cm}^2$$

Para efeito das tabelas 1.2 e 1.3 foi considerado uma sobreposição de 50% nos cones de arrancamento do concreto e os chumbadores fixos têm um comprimento de ancoragem superior ao mínimo necessário de 12 vezes o diâmetro, bem como as distâncias entre chumbadores, superiores a 5 vezes o diâmetro. Os valores contidos nestas atendem perfeitamente a maioria dos projetos

Na tabela 1.4 indicamos as distâncias mínimas entre chumbadores e chumbadores / extremidades, que atendem bem, dando uma resistência do cone superior à dos chumbadores.

a- Método AISC ASD

- Cálculo da área necessária do chumbador.

$$A_{chu} = \frac{T}{0,38 F_u}$$

- Cálculo da área do cone

$$A_{cone} = \frac{T}{0,073 \cdot f_{ck}}, \text{ considerando um fator de}$$

segurança igual a 2 temos:

$$A_{cone} = \frac{T}{0,036 \cdot f_{ck}} (\text{cm}) = \left(\frac{T}{2 \sqrt{f_{ck}}}, \text{ psi} \right)$$

- Cálculo do comprimento de ancoragem

$$L_c = \sqrt{\frac{A_{cone}}{3,14}}$$

b – Método AISC-LRFD

- Cálculo da área necessária do chumbador

$$A_{chu} = \frac{T_u}{0,56 \cdot F_u}$$

- Cálculo da área do cone

$$A_{cone} = \frac{T_u}{0,055 \cdot f_{ck}} (\text{cm}) = \left(\frac{T_u}{4 \times 0,75 \sqrt{f_{ck}}}, \text{ psi} \right)$$

- Cálculo do comprimento de ancoragem.

$$L_c = \sqrt{\frac{A_{cone}}{3,14}}$$

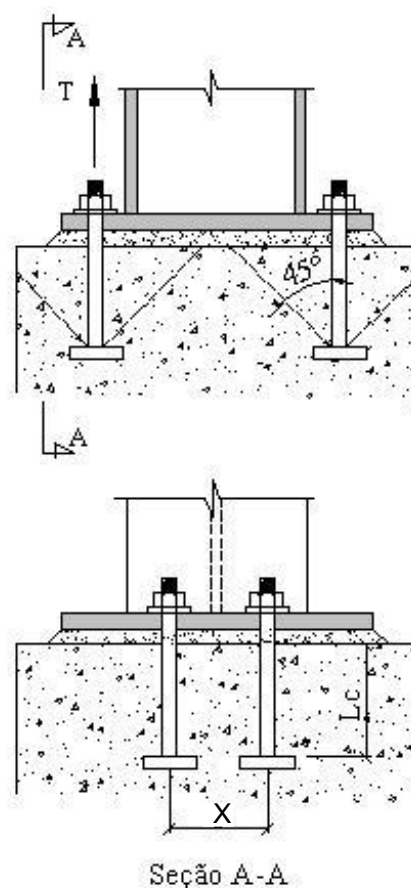
Exemplo 1.2 - Determinar o diâmetro do chumbador e seu comprimento de ancoragem para resistir a uma força de tração atuante:

T = 65 kN e fatorada $T_u = 95 \text{ kN}$.

Aço SAE 1020

$F_u = 38,7 \text{ kN/cm}^2$

$f_{ck} = 2,1 \text{ kN/cm}^2$



a – Método AISC-ASD

$$A_{chu} = \frac{65}{0,38 \times 38,7} = 4,42 \text{ cm}^2 \quad \text{usar } d_c = 25 \text{ mm}$$

$$A = 5,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{cone} = \frac{65}{0,036 \times 2,1} = 860 \text{ cm}^2$$

$$L_c = \sqrt{\frac{860}{3,14}} = 16,55 \text{ cm} \cong 17 \text{ cm}$$

De acordo com a tabela 1.1, o comprimento mínimo do chumbador será $L_c = 12 \times d_c = 12 \times 2,5 = 30 \text{ cm}$, e a distância mínima entre chumbadores será $x = 5 \times d_c = 5 \times 2,5 = 12,5 \text{ cm} > 10 \text{ cm}$. Embora $L_c = 17 \text{ cm}$ seja o necessário para atender a área do cone, sem sobreposição, devemos usar o L_c mínimo de 30 cm e distância entre eles $X = 12,5 \text{ cm}$

b – Método AISC-LRFD

$$A_{chu} = \frac{95}{0,56 \times 38,7} = 4,38 \text{ cm}^2, \text{ usar}$$

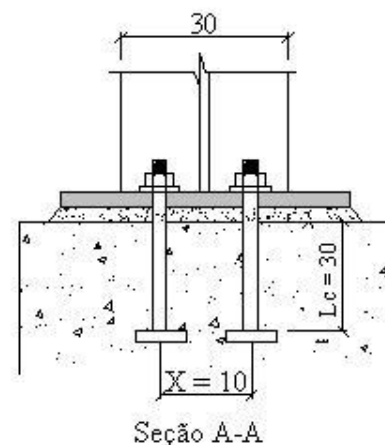
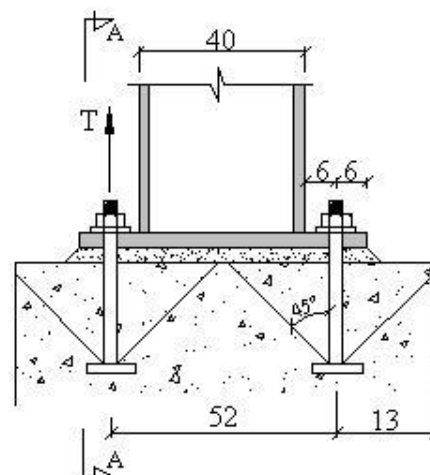
$$d_{c\text{mín}} = 25 \text{ mm} \quad A = 5,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{cone} = \frac{95}{0,055 \times 2,1} = 823 \text{ cm}^2$$

$$L_c = \sqrt{\frac{823}{3,14}} = 16,2 \text{ cm} \cong 17 \text{ cm}$$

De acordo com a tabela 1.1 o comprimento mínimo do chumbador será $L_c = 12 \times d_c = 30 \text{ cm}$ e a distância mínima $X = 5 \times d_c = 12,5 > 10 \text{ cm}$.

Exemplo 1.3 – Determinar se o cone tem resistência para suportar as cargas indicadas no exemplo anterior, para chumbadores de 25 mm , tendo uma distância entre eles $X = 10 \text{ cm}$, com $L_c = 30 \text{ cm}$.



$$A_{cone} = 3,14 \times 30^2 - \frac{3,14 \times 30^2 \times \cos^{-1}\left(\frac{10}{2 \times 30}\right)}{180} + 10 \times \frac{1}{2} \sqrt{30^2 - \frac{10^2}{4}}$$

$$= 2826 - \frac{2826 \times 80,4}{180} + 5 \times 29,6 = 1712 \text{ cm}^2$$

a - Método AISC - ASD

$$R_{cone} = 1712 \times 0,036 \times 2,1 = 129 \text{ kN} > 65$$

$$R_{chu} = d_c \times 25 = 74 \text{ kN} > 65 \text{ OK (Tab.1.2)}$$

b - Método AISC - LRFD

$$R_{cone} = 1712 \times 0,055 \times 2,1 = 198 \text{ kN} > 95$$

$$R_{chu} = d_c \times 25 = 110 \text{ kN} > 95 \text{ OK (Tab.1.3)}$$

Mesmo com uma sobreposição a resistência do cone de concreto atende.

1.4 - Recomendações

a- Sobrediâmetro

Devido às dificuldades de reparo nos chumbadores é recomendável que o calculista adicione 3 mm ao diâmetro calculado para permitir uma maior sobrevida.

b- Chumbadores situados em zona de corrosão

Os chumbadores situados próximo a zonas com alto grau de corrosão, deverão ter sua parte externa zincada a fogo.

c- Chumbadores à tração

Para chumbadores à tração, é prudente colocar duas porcas para aumentar a resistência dos filetes de rosca.(Fig. 1.5)

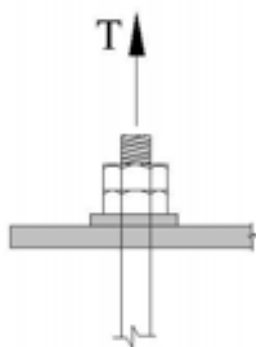


Figura 1.5

d – Nichos

A folga dos nichos para a colocação dos chumbadores deve ser tal que permita uma colocação fácil, sem folgas exageradas. A tabela 1.5 indica estas folgas para chumbadores tipo CAG.

Tabela 1.2 - Resistências dos chumbadores em kN – Método das tensões admissíveis – AISC-ASD

Chumbadores a arrancamento																	
Chumbadores a cortante			FIXOS														
Ø	Área	H	Tipo CC	F	Altura min. do cone	X	Tipo CAL	Tipo CAC		Tipo CAP		Tipo CAR			Tipo CAG		
								L ₄	a	t.b	L ₅	t.b	t ₁ h ₁	L ₆	Ø2	Y	K
	cm ²		L ₁		L ₂		L ₃										
19	2,84	22	330														
22	3,8	30	330														
25	5,06	40	380	74	450	170	800	600	10	19x100				600	38	125	60
32	7,92	62	380	116	450	210	1000	600	10	19x100				600	44	150	75
38	11,4	89	380	168	600	250	1250	600	12	25x120				700	50	180	85
44	15,2	119		223	600	290	1250	800	12	32x150				800	57	210	100
50	19,6	133		288	750	330	1700	800	16	32x150	800	19x200	8x150	800	70	240	115
57	25,6			376	900	375					950	25x230	8x170				
64	31,7			466	900	415					950	25x250	8x200				
70	38,3			563	1000	457					1100	32x280	8x220				
76	45,6			670	1100	500					1200	32x300	8x240				
89	62,2			914	1300	580					1400	38x360	10x270				
102	81			1150	1400	660					1500	38x400	10x300				

1)Aço SAE 1020 Fv = 0,20 Fu = 7,8 kN/cm²

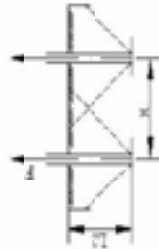
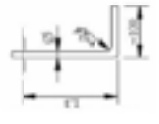
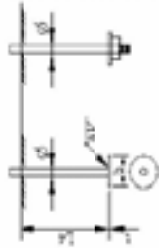
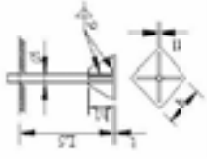
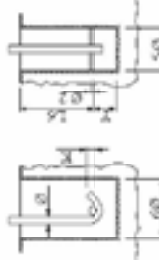
Ft = 0,38 Fu = 14,7 kN/cm²

2)Dimensões em milímetros.

3)As resistências dos cones de arrancamento foram reduzidas de 50% para compensar as perdas de áreas nas extremidades das fundações.

4)Para chumbadores sujeitos a esforços de tração e cisalhamento, fazer a verificação pela fórmula $f = \sqrt{f_t^2 + 3 f_v^2}$

Tabela 1.3 – Resistências dos chumbadores em kN - Método dos estados limites - AISC-LRFD

Chumbadores a arrancamento																	
FIXOS																	
Chumbadores a cortante																	
Ø	Área	H	Tipo CC	F	Altura mín. do cone	X	Tipo CAL	Tipo CAP		Tipo CAR			Tipo CAG				
	cm ²		L ₁		L ₂		L ₃	L ₄	a	t.b	L ₅	t.b	t ₁ h ₁	L ₆	Ø2	V	K
19	2,84	33	330														
22	3,8	44	330														
25	5,06	59	380														
32	7,92	92	380	110	450	170	800	600	10	19x100				600	38	125	60
38	11,4	132	380	173	450	210	1000	600	10	19x100				600	44	150	75
44	15,2	176		248	600	250	1250	600	12	25x120				700	50	180	85
50	19,6	227		331	600	290	1250	800	12	32x150				800	57	210	100
57	25,6			428	750	330	1700	800	16	32x150	800	19x200	8x150	800	70	240	115
64	31,7			559	900	375					950	25x230	8x170				
70	38,3			691	900	415					950	25x250	8x200				
76	45,6			835	1000	457					1100	32x280	8x220				
89	62,2			994	1100	500					1200	32x300	8x240				
102	81			1356	1300	580					1400	38x360	10x270				
				1766	1400	660					1500	38x400	10x300				

1) Aço SAE 1020 F_{vu} = 0,3.F_u = 11,6 kN/cm²

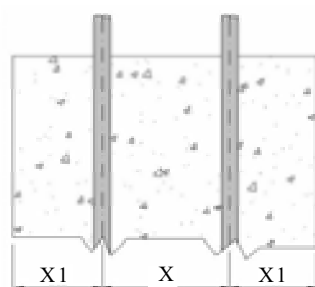
F_{tu} = 0,56.F_u = 21,8 kN/cm²

2) Dimensões em milímetros.

3) As resistências dos cones de arrancamento foram reduzidas de 50% para compensar as perdas de áreas nas extremidades das fundações.

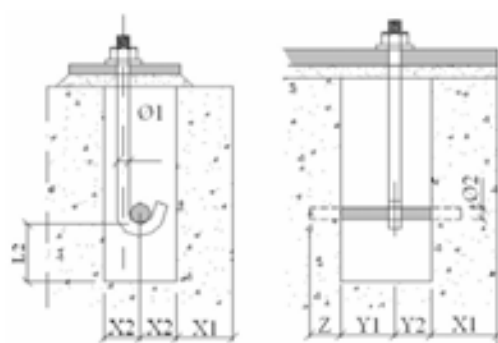
4) Para chumbadores sujeitos a esforços de tração e cisalhamento, fazer a verificação pela fórmula $f_u = \sqrt{f_{tu}^2 + 3 f_{vu}^2}$

Tabela 1.4 – Distâncias mínimas entre chumbadores e chumbadores - extremidade, em mm



$d_c = \phi$		25 1"	32 1 ¼"	38 1 ½"	44 1 ¾"	50 2"	57 2 ¼"	64 2 ½"	70 2 ¾"	76 3"
Tipo	CC	X1	130	160	190	-	-	-	-	-
	CAL	X	130	160	190	-	-	-	-	-
CAC	X1	150	160	180	220	250	-	-	-	-
	CAP	X	150	160	180	220	250	-	-	-
CAR	X1	-	-	-	-	300	340	370	420	450
	X	-	-	-	-	300	340	370	420	450

Tabela 1.5 – Nichos para chumbadores com gancho tipo CAG – medidas em mm



ϕ_1	25	32	38	44	50
ϕ_2	38	44	50	57	70
X1	150	170	200	220	250
X2	80	95	115	130	150
Y1	110	130	140	150	190
Y2	40	40	50	60	60
Z	120	140	170	190	220
L2	130	160	180	210	240

Capítulo 2

Placas de base

2.2.2 – Bases engastadas

As bases engastadas são usadas quando se tem além das cargas verticais e horizontais, esforços de momento, e também quando se necessita dar à estrutura uma maior rigidez às deformações laterais.

Por esse motivo as estruturas podem se tornar um pouco mais econômicas em detrimento de fundações mais onerosas.

É o tipo de base adotado no caso de pilares isolados que suportam pontes rolantes, que permite menor deformação lateral.

Sua finalidade é engastar os pilares às fundações por meio de uma série de artifícios, tornando-as mais compatíveis em relação ao esquema estrutural adotado.

São dimensionadas para resistir às cargas verticais, horizontais e aos momentos de engastamentos.

A base engastada mais simples e a mais usada é aquela em que o pilar é soldado à placa de base, com os chumbadores afastados da linha de centro, formando um braço de alavanca (Fig. 2.2.a). Quando as cargas são elevadas e o cálculo indica chapas com grandes espessuras, usa-se o artifício de enrijecê-las com pequenas nervuras para se obter espessuras menores (Fig.2.2.b). Outra alternativa é fixar os chumbadores a uma altura de 300 a 500mm da base, proporcionando um ótimo engastamento. Esta solução é muito usada em galpões pesados (Fig. 2.2.c). Quando a carga vertical é pequena em relação ao momento, a solução é usar travessas que proporcionem um bom engaste e um grande afastamento dos chumbadores o que permite menores diâmetros (Fig. 2.2.d).

Nos pilares treliçados, normalmente engastados pela própria configuração, adota-se uma base para cada pé de pilar (Fig. 2.3).

Para placas de base engastadas, recomenda-se uma espessura mínima de 19mm e chumbadores com diâmetro de 25mm.

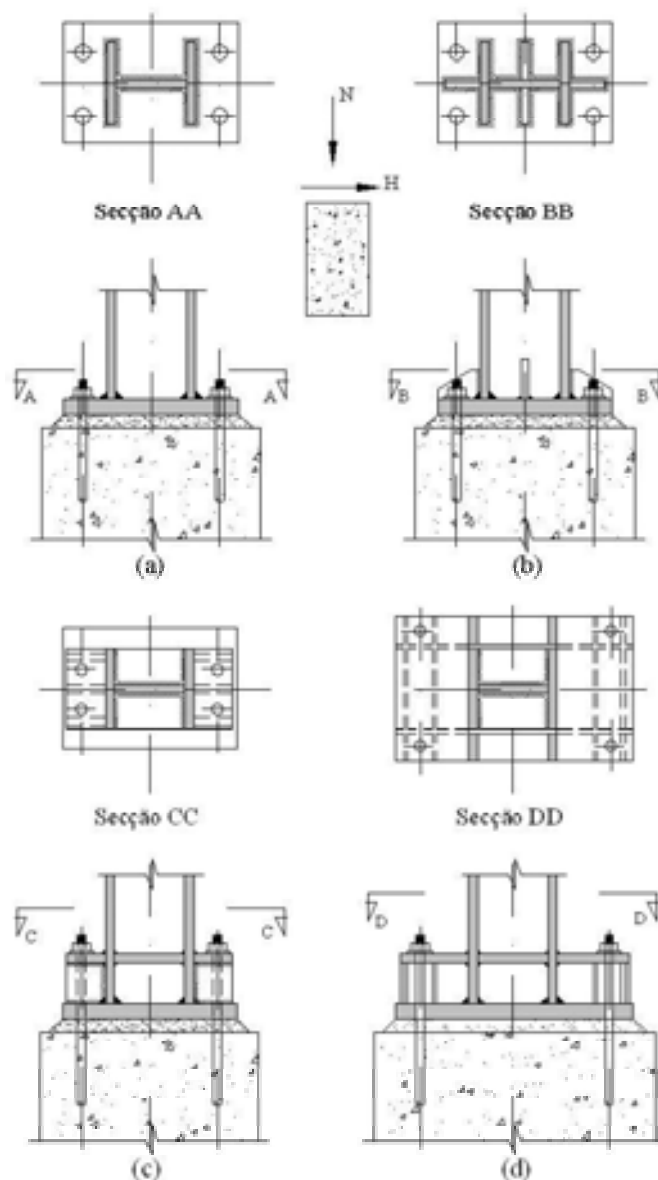


Figura 2.2 – Bases engastadas

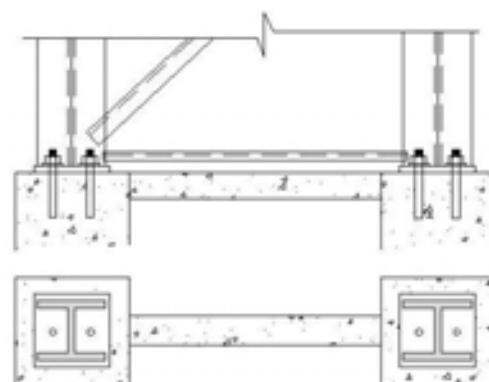


Figura 2.3 – Bases de pilares treliçados

2.3 – Cálculo das placas de base

2.3.1 - Placas de base à compressão axial para perfis I e H

As placas de base de pilares submetidos a cargas verticais de compressão axial centradas, são determinadas em função de um percentual da resistência característica f_{ck} do concreto da base.

De posse da carga N (ASD) ou N_u (LRFD) e da tensão limite do concreto F_c , determina-se a área mínima da chapa, sendo as dimensões B e C um pouco maiores do que as dimensões do pilar e, a seguir, determina-se a tensão efetiva no concreto f_c , que é uniformemente distribuída ou seja

$$f_c = \frac{N}{B.C} \quad \text{e} \quad f_{cu} = \frac{N_u}{B.C}$$

Os vários setores da placa sofrem diversas formas de flexão. Quando o pilar é soldado à placa, sem nenhum reforço adicional (Fig. 2.4. a), existem três setores para cálculo de m , n , n' . Os valores de m e n são determinados pela extremidade das chapas que trabalham como consoles e devem ser dimensionados como tal.

O setor n' é determinado em função da relação $d \times bf$, sendo:

$$n' = \frac{\sqrt{d.bf}}{4}$$

Este é o único processo prático para se determinar a espessura da placa quando as dimensões da mesma são ligeiramente maiores do que as do perfil (Fig. 2.4. b).

De posse dos valores calculados (usando o maior dos três) determina-se a espessura da chapa, destacando-se uma faixa com largura de 1cm.

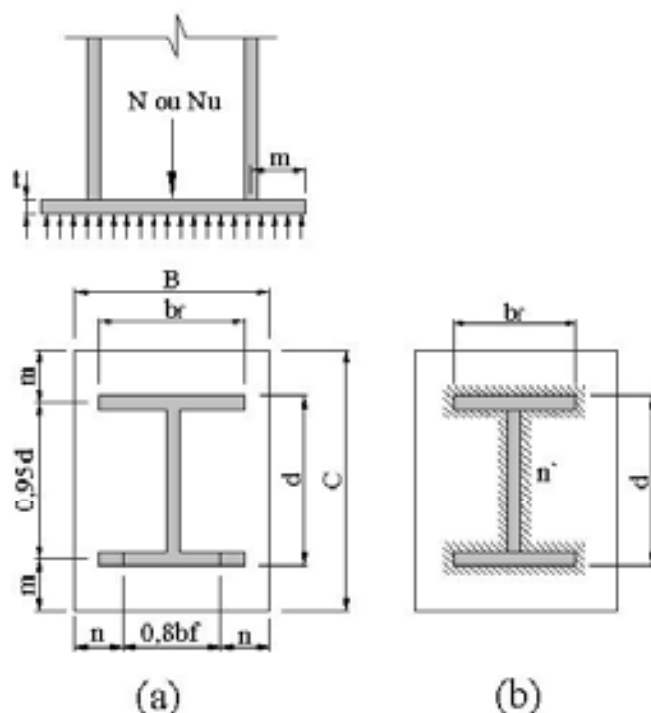


Figura 2.4 – Esquema para cálculo de placa de base com carga axial para perfis I ou H

2.3.1.1 - Parâmetros para cálculo da espessura das placas de base

$$m = \frac{C - 0,95d}{2} \quad n = \frac{B - 0,8bf}{2} \quad n' = \frac{\sqrt{d.bf}}{4}$$

$A_1 = B \times C$ = área da placa em cm^2 , determinada em função de F_c .

A_2 = área da cabeça do bloco de concreto em $\text{cm}^2 \leq 4 A_1$

F_c = tensão a ser usada no concreto, em função de f_{ck} em kN/cm^2

$f_c = \frac{N}{A_1}$ ou $f_{cu} = \frac{N_u}{A_1}$ (tensão atuante no concreto em kN/cm^2)

f_{ck} = resistência prevista para o concreto aos 28 dias em kN/cm^2

$$\Delta = 0,5 (0,95.d - 0,8.bf)$$

2.3.1.2 - Dimensionamento

a - Método AISC-ASD

$F_b = 0,66 F_y$ N = carga vertical

$$F_c = 0,35 \cdot f_{ck} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0,70 f_{ck}$$

$$f_c = \frac{N}{A_1} \leq F_c = 0,35 f_{ck} \quad \text{para } A_2 = A_1$$

$$f_c = \frac{N}{A_1} \leq F_c = 0,70 f_{ck} \quad \text{para } A_2 = 4A_1$$

$$M = \frac{f_c \cdot I^2}{2} \quad \text{onde } I = \text{maior de } m, n, n'$$

$$W = \frac{t^2}{6} \quad F_b = \frac{M}{W} = \frac{3 \cdot f_c \cdot I^2}{t^2}$$

t = espessura da placa em cm

Igualando os dois F_b temos:

$$0,66 F_y = \frac{3 \cdot f_c \cdot I^2}{t^2}, \text{ temos: } t = 2,13 \cdot I \cdot \sqrt{\frac{f_c}{F_y}}$$

Para :

$$F_y = 25 \text{ kN/cm}^2 \quad t = 0,43 \cdot I \cdot \sqrt{f_c}$$

$$F_y = 30 \text{ kN/cm}^2 \quad t = 0,39 \cdot I \cdot \sqrt{f_c}$$

$$F_y = 35 \text{ kN/cm}^2 \quad t = 0,36 \cdot I \cdot \sqrt{f_c}$$

A resistência admissível do concreto é

calculada em função da relação $\frac{A_2}{A_1}$.

Para facilitar indicamos na Tabela 2.1 os valores de F_c no intervalo entre $A_2 = A_1$ a $A_2 = 4A_1$ para um $f_{ck} = 2 \text{ kN/cm}^2 = 20 \text{ MPa}$.

Tabela 2.1

$\frac{A_2}{A_1}$	$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$	Fator f	$F_c = 2 \cdot f$ kN/cm ²
1,0	1,00	0,35	0,70
1,5	1,22	0,43	0,86
2,0	1,42	0,50	1,00
2,5	1,58	0,55	1,10
3,0	1,73	0,60	1,20
3,5	1,87	0,65	1,30
4,0	2,00	0,70	1,40

b - Método AISC-LRFD

$F_{bu} = 0,99 F_y$

N_u = carga vertical fatorada

N_p = carga limite no concreto

$$N_u < \phi_c \cdot N_p$$

$$N_p = 0,85 \phi_c \cdot f_{ck} \cdot A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} < \phi_c \cdot 1,7 \cdot f_{ck} \cdot A_1$$

$\phi_c = 0,60$ – fator de resistência ao esmagamento no concreto.

$$N_u = 0,51 \cdot f_{ck} \cdot A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,02 \cdot f_{ck} \cdot A_1$$

$$F_{cu} = 0,51 \cdot f_{ck} \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,02 f_{ck}$$

$$f_{cu} = \frac{N_u}{A_1} \leq 0,51 f_{ck} \quad \text{para } A_2 = A_1$$

$$f_{cu} = \frac{N_u}{A_1} \leq 1,02 f_{ck} \quad \text{para } A_2 = 4A_1$$

$$M_u = \frac{f_{cu} \cdot I^2}{2}, \text{ onde } I \text{ é o maior de } m, n, n'$$

$$\phi_b M_n > M_u \quad \phi_b M_n = \phi_b \cdot M_p = \phi_b \cdot W \cdot F_y$$

$$F_{bu} = \frac{M_u}{W} \quad \text{e} \quad \phi_b M_p = F_y \cdot N_u \cdot t^2$$

$$\phi_b \cdot W \cdot F_y = \frac{0,99 \cdot F_y \cdot t^2}{6} \quad W = t^2 / 6$$

Placas de base

igualando $M_u = M_p$ temos:

$$\frac{f_{cu}.l^2}{2} = \frac{0,99.F_y.t^2}{6}$$

$$t = \sqrt{\frac{3.f_{cu}.l^2}{0,99.F_y}} \Leftrightarrow t = 1,74.l\sqrt{\frac{f_{cu}}{F_y}}$$

Para:

$$F_y = 25 \text{ kN/cm}^2 \quad t = 0,35.l\sqrt{f_{cu}}$$

$$F_y = 30 \text{ kN/cm}^2 \quad t = 0,32.l\sqrt{f_{cu}}$$

$$F_y = 35 \text{ kN/cm}^2 \quad t = 0,30.l\sqrt{f_{cu}}$$

A resistência máxima do concreto é calculada

em função da relação $\frac{A_2}{A_1}$.

Para facilitar indicamos na Tabela 2.2 os valores de F_{cu} no intervalo entre $A_2 = A_1$ a $A_2 = 4A_1$ para um $f_{ck} = 2,0 \text{ kN/cm}^2 = 20 \text{ MPa}$.

Tabela 2.2

$\frac{A_2}{A_1}$	$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$	Fator f	$F_{cu} = 2.f$ kN/cm ²
1,0	1,00	0,51	1,02
1,5	1,22	0,62	1,24
2,0	1,42	0,73	1,46
2,5	1,58	0,80	1,60
3,0	1,73	0,88	1,76
3,5	1,87	0,95	1,90
4,0	2,00	1,02	2,04

2.3.2 – Placas de base para perfis tubulares

Para os perfis com forma de tubos tipos **circulares, quadrados e retangulares** calcula-se apenas os parâmetros **m** e **n** conforme indicado na Fig.2.5 e o dimensionamento das placas é feito conforme indicado para o dos perfis I ou H.

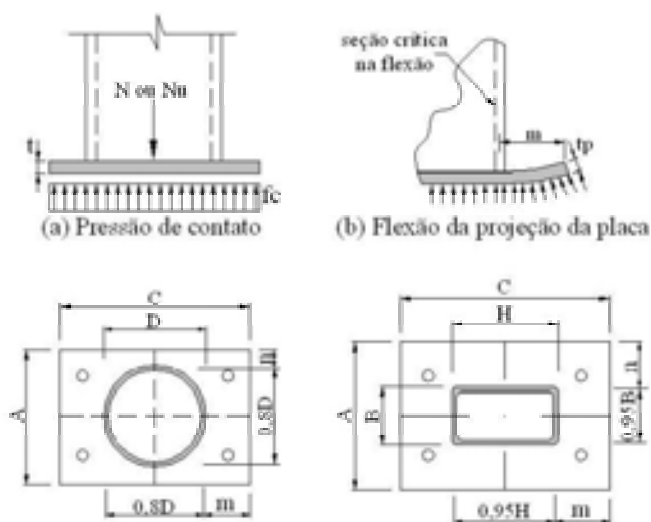
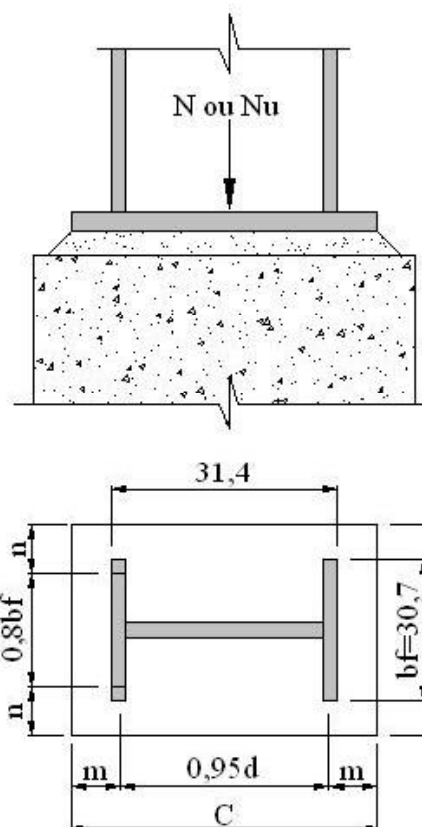


Figura 2.5 – Esquema para cálculo da placa de base para perfis tubulares.

Exemplo 2.1 - Determinar a espessura da placa de base para um perfil W 310x117 kg/m, ($b_f = 30,7\text{cm}$; $d = 31,4\text{cm}$; $t_f = 1,87\text{cm}$) sujeito a uma carga de compressão de :

$N_{CP} = 800 \text{ kN}$ $N_{CA} = 1200 \text{ kN}$
 Aço da placa $F_y = 25 \text{ kN/cm}^2$
 Concreto da base $f_{ck} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$



a - Método AISC-ASD

$$N = 800 + 1200 = 2000 \text{ kN}$$

Considerando $A2 = 4A1$

$$F_c = 0,70 \times 2 = 1,4 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Tab.2.1)}$$

$$A1 = \frac{2000}{1,4} = 1428 \text{ cm}^2$$

$$\Delta = 0,5 (0,95.d - 0,8.bf)$$

$$\Delta = 0,5 (0,95 \times 31,4 - 0,8 \times 30,7) = 2,64$$

$$\text{sendo } C = \sqrt{A1} + \Delta = \sqrt{1428} + 2,64 = 40,4 \Leftrightarrow 41 \text{ cm}$$

$$B = \frac{1428}{41} = 34,8 \Leftrightarrow 36 \text{ cm}$$

Tensão no concreto

$$f_c = \frac{2000}{41 \times 36} = 1,36 < 1,4 \text{ kN/cm}^2 \text{ OK}$$

Cálculo dos parâmetros;

$$m = \frac{41 - 0,95 \times 31,4}{2} = 5,58 \text{ cm}$$

$$n = \frac{36 - 0,80 \times 30,70}{2} = 5,72 \text{ cm}$$

$$n' = \frac{\sqrt{31,4 \times 30,7}}{4} = 7,76 \text{ cm} \quad \textbf{governa}$$

– Cálculo da espessura da placa

$$t = 0,43 \times 7,76 \sqrt{1,36} = 3,89 \text{ cm}$$

$$t = 3,89 \text{ cm} \quad \text{usar } 38 \text{ mm}$$

Placa de base **Ch 38 x 360 x 410 mm**

Como o valor que está governando é 7,76cm, podemos ampliar o tamanho da placa e passar as dimensões para 45 x 40cm dando:

$$m = \frac{45 - 0,95 \times 31,4}{2} = 7,58 \text{ cm}$$

$$n = \frac{40 - 0,80 \times 30,7}{2} = 7,72 \text{ cm e } n' = 7,76 \text{ cm}$$

$$\text{Com isto } f_c = \frac{2000}{45 \times 40} = 1,11 \text{ kN/cm}^2$$

$$t = 0,43 \times 7,76 \sqrt{1,11} = 3,52 \text{ cm,}$$

Placa de base **Ch 35 x 400 x 450 mm**

$$\text{Área do bloco } A2 = 4 \times 40 \times 45 = 7200 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bloco de } 85 \times 85 = 7225 \text{ cm}^2$$

Considerando como alternativa um bloco de concreto $A2 = 67 \times 67 = 4489 \text{ cm}^2$ e a placa de base $A1 = 45 \times 40 = 1800 \text{ cm}^2$

$$\text{temos : } \frac{A2}{A1} = 2,5$$

Para esta relação $F_c = 1,1 \text{ kN/cm}^2$ (Tab. 2.1)

Vantagem em relação à anterior: menor bloco de fundação.

b – Método AISC-LRFD

As cargas fatoradas são :

$$N_u = (1,2 \times 800) + (1,6 \times 1200) = 2880 \text{ kN}$$

Considerando $A2 = 2,5 A1$

$$F_{cu} = 1,02 \times 1,58 = 1,60 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Tab. 2.2)}$$

Como $A1$ é praticamente o mesmo do método anterior vamos usar $B = 45 \text{ cm}$ e $C = 40 \text{ cm}$.

Tensão no concreto

$$f_{cu} = \frac{2880}{45 \times 40} = 1,60 = F_{cu}$$

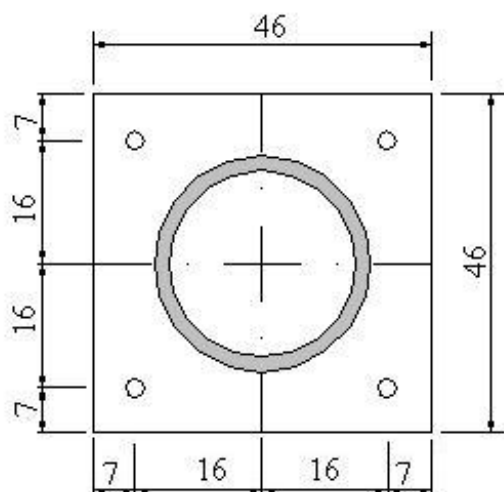
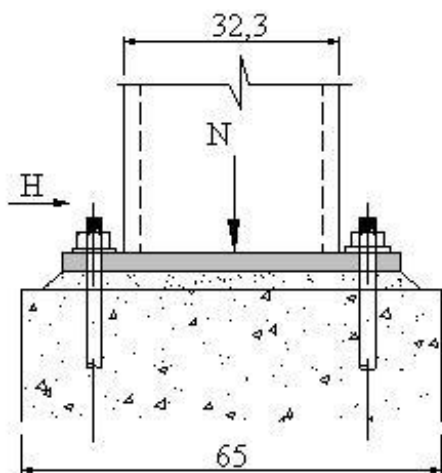
$$m = 7,58 \text{ cm} \quad n = 7,72 \text{ cm} \quad \text{e} \quad n' = 7,76 \text{ cm}$$

$$t = 0,35 \times 7,76 \sqrt{1,6} = 3,43 \text{ cm}$$

Placa de base Ch 35 x 400 x 450mm

Exemplo 2.2 – Dimensionar a placa de base e chumbadores para um perfil tubular redondo 323 x 12,7 mm, sujeito às seguintes cargas :

$N_{CP} = 900 \text{ kN}$ $N_{CA} = 1300 \text{ kN}$
 $H_{CP} = 150 \text{ kN}$ $H_{CA} = 190 \text{ kN}$
 $F_y \text{ placa} = 30 \text{ kN/cm}^2$ $f_{ck} = 2,2 \text{ kN/cm}^2$
 Chumbadores SAE 1020



a – Método AISC-ASD

$$N = 900 + 1300 = 2200 \text{ kN}$$

Considerando $A_2 = 2A_1$

$$F_c = 0,5 (\text{Tab.2.1}) \times 2,2 = 1,1 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{1_{nec}} = \frac{2200}{1,1} = 2000 \text{ cm}^2$$

Fazendo $A = C$ por questões construtivas

$$A = C = \sqrt{2000} = 44,7 \Leftrightarrow 46 \text{ cm}$$

Tensão no concreto

$$f_c = \frac{2200}{46 \times 46} = 1,04 < 1,1 \text{ Ok}$$

-Cálculo do parâmetro m

$$m = \frac{46 - 0,80 \times 32,3}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$t = 0,39 \times 10 \cdot \sqrt{1,04} = 3,98 \cong 38 \text{ mm}$$

Placa de base Ch 38 x 460 x 460 mm

Cálculo dos chumbadores a cisalhamento

$$H = 150 + 190 = 340 \text{ kN}$$

$$d_c = 0,40 \sqrt{\frac{340}{4}} = 3,7 \text{ cm}$$

$$d_c = 3,7 + 0,3(\text{corrosão}) = 4,0 \text{ cm} = 44 \text{ mm}$$

b – Método AISC-LRFD

$$F_c = 0,73 (\text{Tab. 2.2}) \times 2,2 = 1,60 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_u = (1,2 \times 900) + (1,6 \times 1300) = 3160 \text{ kN}$$

Tensão no concreto

$$f_{cu} = \frac{3160}{46 \times 46} = 1,49 < 1,60 \text{ OK}$$

$$t_p = 0,32 \times 10 \sqrt{1,49} = 3,9 \cong 38 \text{ mm}$$

Placa de base Ch 38 x 460 x 460 mm

- Cálculo dos chumbadores

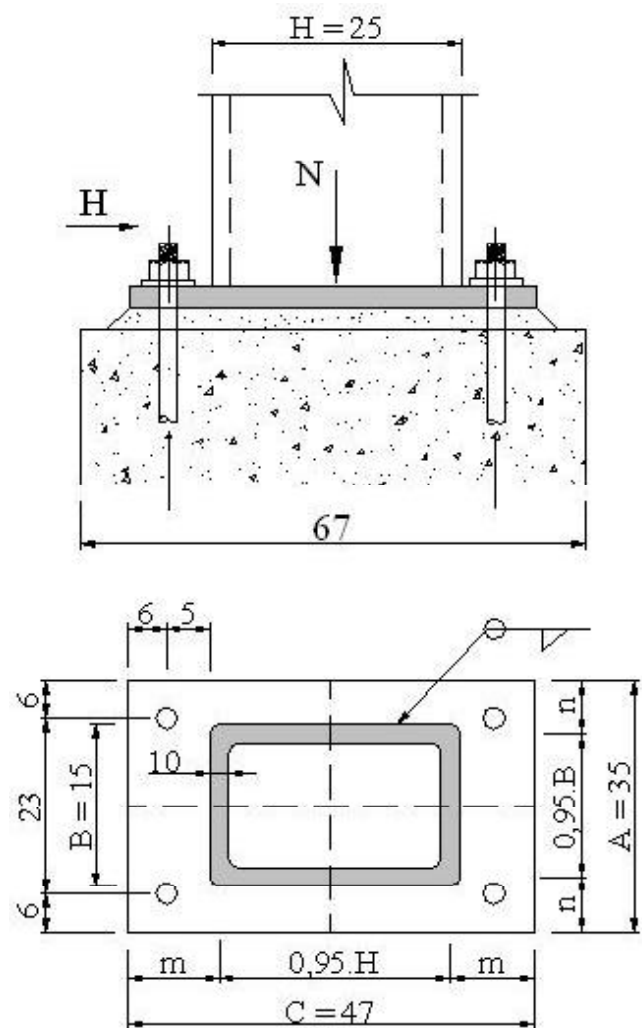
$$H_u = (1,2 \times 150) + (1,6 \times 180) = 468 \text{ kN}$$

$$d_c = 0,33 \sqrt{\frac{468}{4}} = 3,56 \text{ cm}$$

$$d_c = 3,56 + 0,3 = 3,86 \text{ cm} \quad \text{usar } d_c = 38 \text{ mm}$$

Exemplo 2.3 – Dimensionar a placa de base e os chumbadores para um perfil tubular retangular 250 x 150 x 10 mm, sujeita às seguintes cargas:

$N_{CP} = 600 \text{ kN}$ $N_{CA} = 800 \text{ kN}$
 $H_{CP} = 60 \text{ kN}$ $H_{CA} = 90 \text{ kN}$
 $F_y \text{ placa} = 35 \text{ kN/cm}^2$ $f_{ck} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$
 Chumbador SAE 1020.



a – Método AISC-ASD

$N = 600 + 800 = 1400 \text{ kN}$
 Considerando $A_2 = 2,5A_1$
 $F_c = 0,55 \times 2,0 = 1,10 \text{ kN/cm}^2$ (tab. 2.1)

Dimensões da placa, por motivos construtivos
 $C = 47 \text{ cm}$ e $A = 35 \text{ cm}$

Tensão no concreto

$$f_c = \frac{1400}{47 \times 35} = 0,85 < 1,10 \quad \text{OK}$$

Cálculo dos parâmetros m e n

$$m = \frac{47 - 0,95 \times 25}{2} = 11,6 \text{ cm}$$

$$n = \frac{35 - 0,95 \times 15}{2} = 10,4 \text{ cm}$$

$$t = 0,36 \times 11,6 \times \sqrt{0,85} = 3,85 \text{ cm}$$

Placa de base Ch 38 x 350 x 470mm

- Cálculo de chumbadores

$$H = 60 + 90 = 150 \text{ kN}$$

$$d_c = 0,40 \sqrt{\frac{150}{4}} = 2,45 \text{ cm}$$

$$d_c = 2,45 + 0,3 = 2,75 \text{ cm} \quad \text{usar } d_c = 32 \text{ mm}$$

b – Método AISC-LRFD

$$N_u = (1,2 \times 600) + (1,6 \times 800) = 2000 \text{ kN}$$

$$F_{cu} = 0,8 \text{ (Tab. 2.2)} \times 2,0 = 1,60 \text{ kN/cm}^2$$

Tensão no concreto

$$f_{cu} = \frac{2000}{47 \times 35} = 1,22 < 1,60 \quad \text{OK}$$

$$t = 0,30 \times 11,6 \times \sqrt{1,22} = 3,84 \text{ cm}$$

Placa de base Ch 38 x 350 x 470mm

- Cálculo de chumbadores

$$H_u = (1,2 \times 60) + (1,6 \times 90) = 216 \text{ kN}$$

$$d_c = 0,33 \sqrt{\frac{216}{4}} = 2,42 \text{ cm}$$

$$d_c = 2,42 + 0,3 = 2,72 \text{ cm} \quad \text{usar } d_c = 32 \text{ mm}$$

2.3.3 – Placas de base à tração

Em certas condições, as placas de base podem estar sujeitas a uma carga axial de tração, neste caso haverá necessidade de uma verificação da resistência da mesma à flexão. Em geral estas placas têm aproximadamente o mesmo tamanho do pilar, como apresentado na Fig. 2.6. Os chumbadores embutidos no concreto devem resistir ao esforço de tração, juntamente com a placa

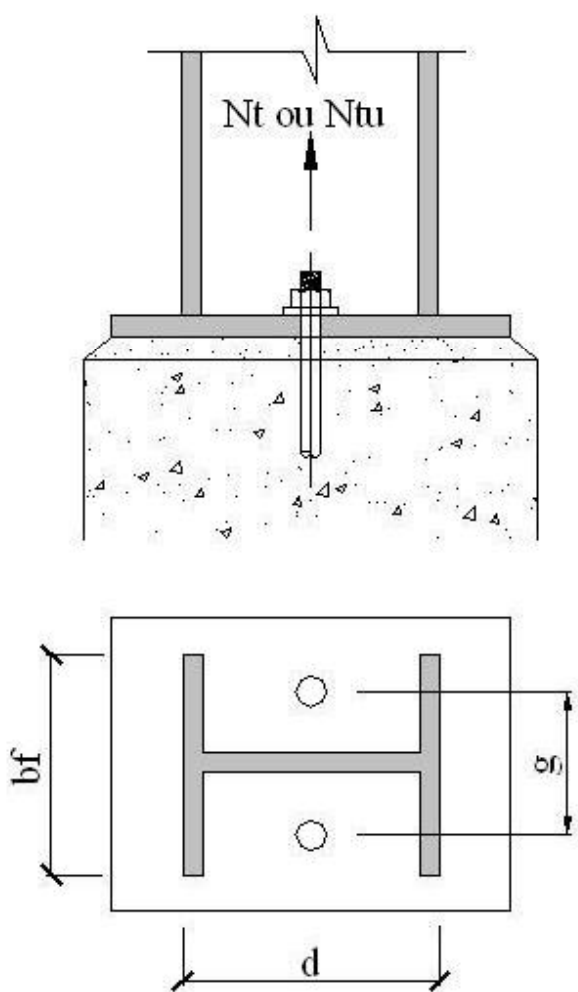


Figura 2.6– Placas de base à tração

2.3.3.1 – Dimensionamento:

a - Método AISC-ASD

O AISC-ASD usa um coeficiente de segurança igual a 2 e impõe a condição:

Se $1,42.bf \leq d$

$$t = \sqrt{\frac{1,42.Nt.g}{2.bf.Fy}} \Leftrightarrow t = 0,84 \sqrt{\frac{Nt.g}{bf.Fy}}$$

Para:

$$Fy = 25 \text{ kN/cm}^2 \quad t = 0,17 \sqrt{\frac{Nt.g}{bf}}$$

$$Fy = 30 \text{ kN/cm}^2 \quad t = 0,15 \sqrt{\frac{Nt.g}{bf}}$$

$$Fy = 35 \text{ kN/cm}^2 \quad t = 0,14 \sqrt{\frac{Nt.g}{bf}}$$

Se $1,42.bf > d$

$$t = \sqrt{\frac{Nt.g.d}{0,5.Fy(d^2 + 2.bf^2)}} \Leftrightarrow 1,42 \sqrt{\frac{Nt.g.d}{Fy(d^2 + 2.bf^2)}}$$

para:

$$Fy = 25 \text{ kN/cm}^2 \quad t = 0,28 \sqrt{\frac{Nt.g.d}{(d^2 + 2.bf^2)}}$$

$$Fy = 30 \text{ kN/cm}^2 \quad t = 0,26 \sqrt{\frac{Nt.g.d}{(d^2 + 2.bf^2)}}$$

$$Fy = 35 \text{ kN/cm}^2 \quad t = 0,24 \sqrt{\frac{Nt.g.d}{(d^2 + 2.bf^2)}}$$

b -Método AISC-LRFD

Se $1,42.bf \leq d$ sendo $\phi_b = 0,90$

$$t = \sqrt{\frac{1,42.Nut.g}{4.\phi_b.bf.Fy}} \Leftrightarrow t = 0,63 \sqrt{\frac{Nut.g}{bf.Fy}}$$

Para :

$$Fy = 25 \text{ kN/cm}^2 \quad t = 0,13 \sqrt{\frac{Nut.g}{bf}}$$

$$Fy = 30 \text{ kN/cm}^2 \quad t = 0,12 \sqrt{\frac{Nut.g}{bf}}$$

$$F_y = 35 \text{ kN/cm}^2 \Leftrightarrow t = 0,11 \sqrt{\frac{N_{tu}.g}{bf}}$$

Se $1,42 bf > d$

$$t = \sqrt{\frac{N_{tu}.g.d}{0,9 F_y (d^2 + 2bf^2)}} = 1,05 \sqrt{\frac{N_{tu}.g.d}{F_y (d^2 + 2bf^2)}}$$

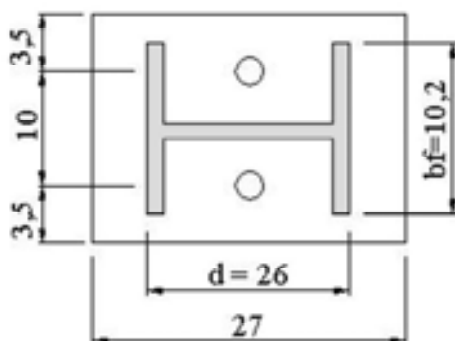
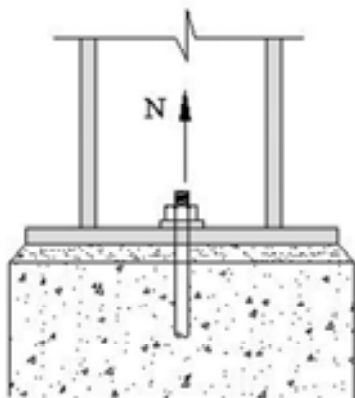
Para :

$$F_y = 25 \text{ kN/cm}^2 \Leftrightarrow t = 0,21 \sqrt{\frac{N_{tu}.g.d}{d^2 + 2bf^2}}$$

$$F_y = 30 \text{ kN/cm}^2 \Leftrightarrow t = 0,19 \sqrt{\frac{N_{tu}.g.d}{d^2 + 2bf^2}}$$

$$F_y = 35 \text{ kN/cm}^2 \Leftrightarrow t = 0,18 \sqrt{\frac{N_{tu}.g.d}{d^2 + 2bf^2}}$$

Exemplo 2.4 - Determinar a espessura da placa de base para suportar uma carga de tração $N_t = 115 \text{ kN}$, devido ao vento. O pilar um W 250x28,4 com $d = 26 \text{ cm}$ e $bf = 10,2 \text{ cm}$. A distância entre chumbadores $g = 10 \text{ cm}$. Chapa de aço $F_y = 25 \text{ kN/cm}^2$



a - Método AISC-ASD

$$1,42bf = 1,42 \times 10,2 = 14,48 < 26 \text{ cm}$$

Como a carga é de vento, permite uma redução de 33%, então temos:

$$N_t = 115 \times 0,75 = 86,25 \text{ kN}$$

$$t = 0,17 \sqrt{\frac{86,25 \times 10}{10,2}} = 1,56 \text{ cm} \Rightarrow 16 \text{ mm}$$

Placa de base Ch 16 x 170 x 270 mm

$$T_{\text{chumb}} = 86,25/2 = 43 \text{ kN} > d_c = 25 \text{ mm (Tab.1.2)} \\ = 74 \text{ kN OK}$$

b - Método AISC-LRFD

$$1,42bf = 1,42 \times 10,2 = 14,48 < 26 \text{ cm}$$

O fator de carga para o vento é 1,3, dando $N_{ut} = 1,3 \times 115 = 149,5 \text{ kN}$

$$t = 0,13 \sqrt{\frac{N_{ut}.g}{bf}} \Leftrightarrow t = 0,13 \sqrt{\frac{149,5 \times 10}{10,2}} = 1,57 \text{ cm}$$

Placa de base Ch 16 x 150 x 270 mm

$$T_{u_{\text{chumb}}} = 149,5/2 = 75 \text{ kN} < d_c = 25 \text{ mm (Tab. 1,3)} = 110 \text{ kN OK}$$

2.3.4 – Placas de base à compressão axial com momento

A placa de base de um pilar submetido à compressão excêntrica, ou seja, com momentos, exerce uma pressão irregular sobre a superfície do bloco de fundação. A placa comprime a cabeça do bloco de fundação no sentido de ação do momento, enquanto do outro lado se verifica a sua tendência de se desprender da superfície da mesma (Fig.2.7), o que é impedido pela ação dos chumbadores de ancoragem. É o caso típico de bases engastadas.

No processo de cálculo adota-se em pri-

meio lugar a largura da placa. O comprimento L da placa de base é determinado de tal forma que a tensão máxima do concreto junto à extremidade (f_c) seja inferior à tensão limite à compressão (F_c).

$$f_{c_{\max}} = \frac{N}{B.L} + \frac{M}{W} = \frac{N}{B.L} + \frac{6M}{B.L^2} \leq F_c$$

Neste caso, a tensão de tração mínima que se verifica na extremidade oposta da placa é:

$$f_{c_{\min}} = \frac{N}{B.L} - \frac{M}{W} = \frac{N}{B.L} - \frac{6M}{B.L^2}$$

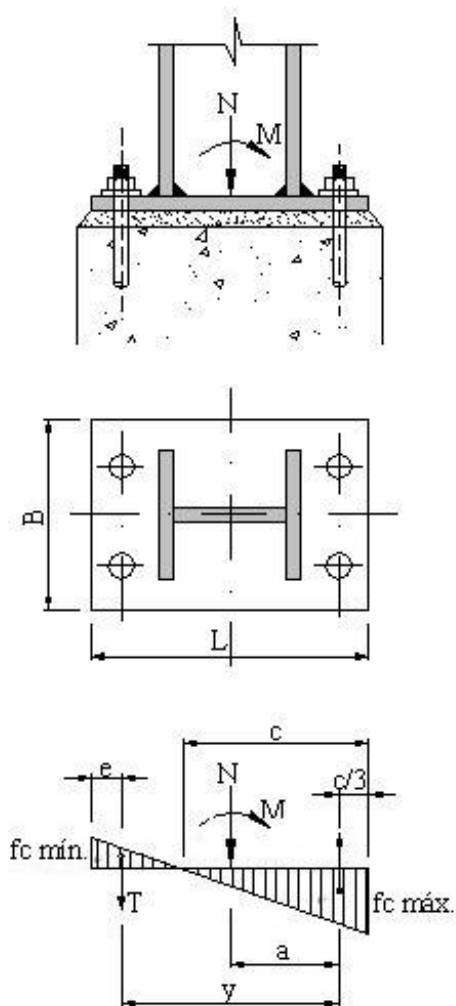


Figura 2.7 – Base engastada

Caso já se tenha determinado o comprimento da placa, por razões construtivas, verifi-

ca-se se as tensões máximas estão dentro do previsto. Caso contrário, determina-se o valor mínimo de L , igualando-se à primeira equação com f_c .

$$L = \frac{N}{2B.f_c} + \sqrt{\left(\frac{N}{2B.f_c}\right)^2 + \frac{6M}{B.f_c}}$$

De posse das dimensões finais da placa, faz-se a determinação de sua espessura de acordo com o diagrama de tensões ou, de uma maneira mais simplificada, considerando a carga uniformemente distribuída para o setor que está sendo analisado (Ver exemplo 2.5).

No cálculo dos chumbadores, parte-se da suposição de que a força de tração T determinada pela zona tracionada do diagrama de tensões (Fig. 2.7), é suportada totalmente pelos chumbadores. Para isso, compõe-se a equação de equilíbrio em relação ao centro de gravidade da zona comprimida triangular do diagrama de tensões, obtendo-se:

$$M - N.a - T.y = 0$$

O esforço total T atuante em todos os chumbadores do lado da zona tracionada será :

$$T = \frac{M - N.a}{y}$$

Da correlação geométrica determina-se:

$$a = \frac{L}{2} - \frac{C}{3}, \text{ sendo } C = \frac{f_{c_{\max}}.L}{f_{c_{\max}} + f_{c_{\min}}},$$

f_c em valor absoluto

$$y = L - \frac{C}{3} - e$$

Observações:

Para $N.a > M$ não há tração no chumbador, e neste caso $C = L$

Para $N = 0$ $C = L / 2$

Para o cálculo da espessura da placa de base e do chumbador é preciso adotar as com-

binações de carga mais desvantajosas para cada um, pois a pior para a placa pode não ser a pior para os chumbadores.

A formulação dada permite calcular a espessura da placa de base e do chumbador pelo **Método das tensões admissíveis AISC-ASD** ou pelo **Método dos estados limites AISC-LRFD**.

a - Método AISC –ASD

N = Carga vertical atuante em kN
M = momento atuante em kNcm

$$F_c = 0,35 \cdot f_{ck} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0,70 f_{ck}$$

$$t = \sqrt{\frac{6Mp}{0,66F_y}} \Leftrightarrow t = 3,0 \sqrt{\frac{Mp}{F_y}}$$

b – Método AISC-LRFD

Nu = Carga vertical atuante fatorada em kN
Mu = Momento atuante fatorado em kNcm

$$F_{cu} = 0,85 \times 0,60 \cdot f_{ck} \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \leq 1,7 \times 0,6 \times f_{ck}$$

$$F_{cu} = 0,51 \cdot f_{ck} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,02 f_{ck}$$

$$t = \sqrt{\frac{6Mpu}{0,99F_y}} \Leftrightarrow t = 2,5 \sqrt{\frac{Mpu}{F_y}}$$

Exemplo 2.5 – Projetar e dimensionar a placa de base do pilar CVS 400 x 87 kg/m, ($b_f = 30$; $t_f = 1,25$; $t_w = 0,95$ cm), sujeito às seguintes cargas:

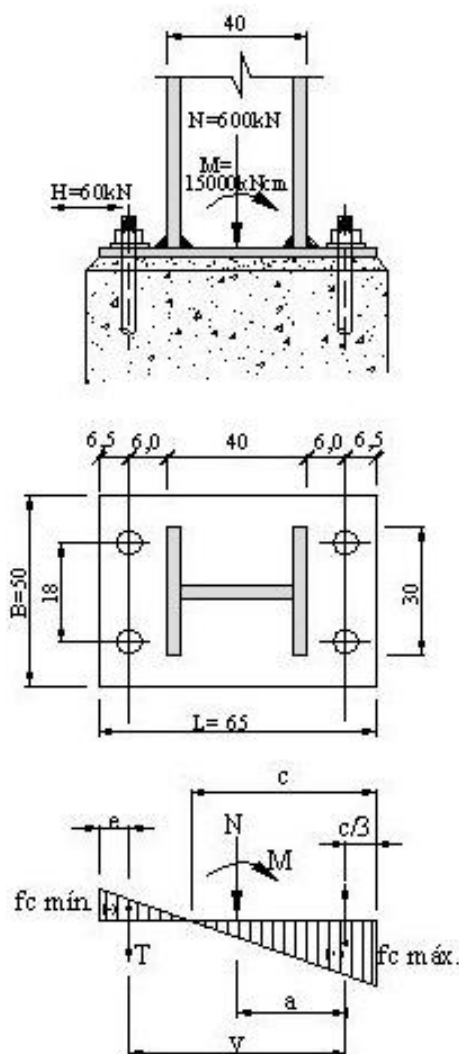
$$\begin{array}{ll} N_{CP} = 250 \text{ kN} & N_{CA} = 350 \text{ kN} \\ M_{CP} = 5000 \text{ kN.cm} & M_{CA} = 10000 \text{ kN.cm} \\ H_{CP} = 20 \text{ kN} & H_{CA} = 40 \text{ kN} \end{array}$$

Placa de base $F_y = 25 \text{ kN/cm}^2$;
Chumbador SAE 1020

Concreto da base $f_{ck} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$
Considerar A2 ~ A1

a - Método AISC-ASD

$$\begin{aligned} f_c &= 0,35 f_{ck} = 0,35 \times 2,0 = 0,70 \text{ kN/cm}^2 \\ N &= 250 + 350 = 600 \text{ kN} \\ M &= 5000 + 10000 = 15000 \text{ kN.cm} \\ H &= 20 + 40 = 60 \text{ kN} \end{aligned}$$



Cálculo de L

$$L = \frac{N}{2 \cdot B \cdot f_c} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot B \cdot f_c} \right)^2 + \frac{6M}{B \cdot f_c}}$$

$$L = \frac{600}{2 \times 50 \times 0,7} + \sqrt{\left(\frac{600}{2 \times 50 \times 0,7}\right)^2 + \frac{6 \times 15000}{50 \times 0,7}}$$

$$L = 8,6 + 51,4 = 60 \text{ cm} < 65 \text{ adotado}$$

Cálculo de f_c

$$f_{c_{\max}} = \frac{N}{L.B} + \frac{6M}{B.L^2} = \frac{600}{65 \times 50} + \frac{6 \times 15000}{50 \times 65^2}$$

$$= 0,19 + 0,43 = 0,62 < 0,70$$

$$f_{c_{\min}} = 0,19 - 0,43 = -0,24 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{c_{\max}} + f_{c_{\min}} = 0,62 + 0,24 = 0,86 \text{ kN/cm}^2$$

Cálculo de C

$$C = \frac{f_{c_{\max}} . L}{f_{c_{\max}} + f_{c_{\min}}} = \frac{0,62 \times 65}{0,86} = 46,86 \text{ cm}$$

- Cálculo da espessura da placa

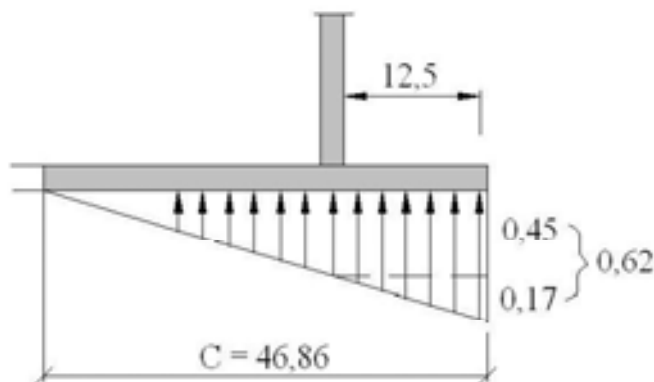


Figura 2.8

$$t = 3,0 \sqrt{\frac{M_p}{F_y}}$$

$$M_p = \frac{0,45 \times 12,5^2}{2} + \frac{0,17 \times 12,5^2}{3} = 44 \text{ kN.cm}$$

$$t = 3,0 \sqrt{\frac{44}{25}} = 3,98 \text{ cm} \cong 38 \text{ mm}$$

Placa de base Ch 38x500x650mm

– Cálculo dos chumbadores com chapa ou porca inferior.

$$F_u = 38,7 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_t = 0,38 F_u = 14,7 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_v = 0,20 F_u = 7,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{C}{3} = \frac{46,86}{3} = 15,62 \text{ cm}$$

$$Y = L - \frac{C}{3} - e = 65 - 15,62 - 6,5 = 42,88 \text{ cm}$$

$$a = \frac{L}{2} - \frac{C}{3} = 32,5 - 15,62 = 16,88 \text{ cm}$$

$$T = \frac{M - N.a}{y} = \frac{15000 - 600 \times 16,88}{42,88} = 114 \text{ kN}$$

$$\text{Seja } d_c = 32 \text{ mm} \quad A = 7,92 \text{ cm}^2$$

Usando 2 chumbadores

$$f_t = \frac{114}{2 \times 7,92} = 7,2 < 14,7$$

$$f_v = \frac{60}{2 \times 7,92} = 3,79 < 7,8$$

$$f = \sqrt{f_t^2 + 3 f_v^2} = \sqrt{7,2^2 + 3 \times 3,79^2} = 9,74 < 14,7$$

- Cálculo da solda de ligação Pilar – placa de base

$$h = 40 - 1,25 = 38,75 \text{ cm}$$

$$W_s = b.h + \frac{b.h^2}{3} \text{ por cm}$$

$$W_s = 30 \times 38,75 + \frac{38,75^2}{3} = 1663 \text{ cm}^3$$

$$P_s = (2 \times 38,75) + (4 \times 30) = 197,50 \text{ cm}$$

$$f_b = \frac{15000}{1663} = 9,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_v = \frac{60}{197,50} = 0,30 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_s = \sqrt{9,0^2 + 3 \times 0,3^2} = 9,0 \text{ kN/cm}^2$$

as = 9,0 (Tab.A-2) = solda de 10 mm

b – Método do AISC-LRFD

$$f_{cu} = 0,51 \times 2,0 = 1,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_u = (1,2 \times 250) + (1,6 \times 350) = 860 \text{ kN}$$

$$M_u = (1,2 \times 5000) + (1,6 \times 10000) = 22000 \text{ kN.cm}$$

$$H_u = 1,2 \times 20 + 1,6 \times 40 = 88 \text{ kN}$$

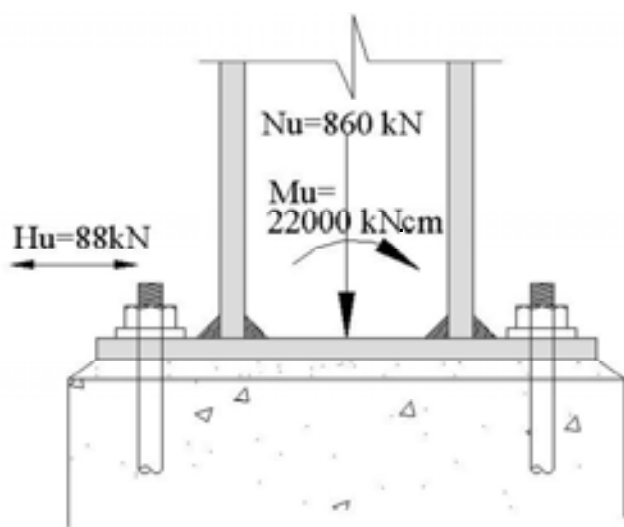


Figura 2.9

Cálculo de L

$$L = \frac{860}{2 \times 50 \times 1,02} + \sqrt{\left(\frac{860}{2 \times 50 \times 1,02}\right)^2 + \frac{6 \times 22000}{50 \times 1,02}}$$

$$L = 8,43 + 51,96 = 60,4 < 65 \text{ adotado OK}$$

Cálculo de fcu

$$f_{cu_{\max}} = \frac{860}{65 \times 50} + \frac{6 \times 22000}{50 \times 65^2} = 0,26 + 0,62$$

$$f_{cu_{\max}} = 0,88 < 1,02 \text{ OK}$$

$$f_{cu_{\min}} = 0,26 - 0,62 = -0,36 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cu_{\max}} + f_{cu_{\min}} = 0,88 + 0,36 = 1,24$$

Cálculo de C

$$C = \frac{0,88 \times 65}{1,24} = 46,12 \text{ cm}$$

Cálculo da espessura da placa

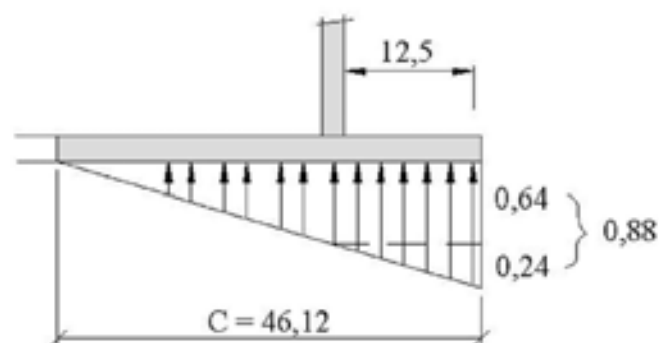


Figura 2.10

$$t = 2,5 \sqrt{\frac{M_{pu}}{F_y}}$$

$$M_{pu} = \frac{0,64 \times 12,5^2}{2} + \frac{0,24 \times 12,5^2}{3} = 62,50 \text{ kN.cm}$$

$$t = 2,5 \sqrt{\frac{62,50}{25}} = 3,95 \text{ cm}$$

Placa de base Ch 38 x 500 x 650 mm

Cálculo dos chumbadores com chapa ou porca inferior

$$F_{tu} = 0,56 \times 38,7 = 21,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{vu} = 0,30 \times 38,7 = 11,6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{C}{3} = \frac{46,12}{3} = 15,37 \text{ cm}$$

$$Y = L = \frac{C}{3} - e = 65 - 15,37 - 6,5 = 43,13 \text{ cm}$$

$$a = \frac{L}{2} - \frac{C}{3} = \frac{65}{2} - 15,77 = 17,13 \text{ cm}$$

$$T_u = \frac{Mu - Nu.a}{Y} = \frac{22000 - 860 \times 17,13}{43,13}$$

$$= 168,5 \text{ kN}$$

Seja diâmetro de 25mm

$$f_{tu} = \frac{168,5}{2 \times 5,06} = 16,7 \text{ kN} < 21,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vu} = \frac{88}{2 \times 5,06} = 8,70 \text{ kN} < 11,6 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = \sqrt{16,7^2 + 3 \times 8,7^2} = 22,4 \cong 21,8 \text{ OK}$$

Solda da ligação Pilar-placa

$$W = 1663 \text{ cm}^3 / \text{cm}$$

$$\text{Perímetro solda} = 197,5 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = \frac{22000}{1663} = 13,23 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vu} = \frac{88}{197,5} = 0,44 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{su} = \sqrt{13,23^2 + 3 \times 0,44^2} = 13,25 \text{ kN/cm}$$

$$\text{Solda de 10mm} = 15,4 \text{ kN/cm}$$

$$a_s = 10 \text{ mm (Tab.A-3)}$$

2.3.5 – Placas de base com reforço

Para pilares sujeitos a cargas de grande intensidade, as placas podem resultar em espessuras excessivas. Uma alternativa é a colocação de chapas de reforço, como apresentado na figura 2.11.

Estes reforços atuam juntamente com a placa para resistir aos esforços de flexão.

A placa de base passa então a ser dimensionada como viga contínua perpendicular às chapas de reforço.

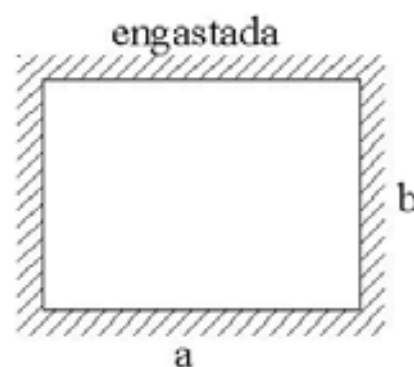
De acordo com as figuras contidas na Fig. 2.6, incluímos nesse item formulários específicos de acordo com Roark, R.J e Young C. Warren – Formulas for Stresses and Strain – 5ª.

A espessura da placa para todos os casos será dimensionada por:

$$\text{AISC-ASD} \quad t = b \sqrt{\frac{\beta \cdot f_c}{0,66 F_y}}$$

$$\text{AISC-LRFD} \quad t = b \sqrt{\frac{\beta \cdot f_{cu}}{0,99 F_y}}$$

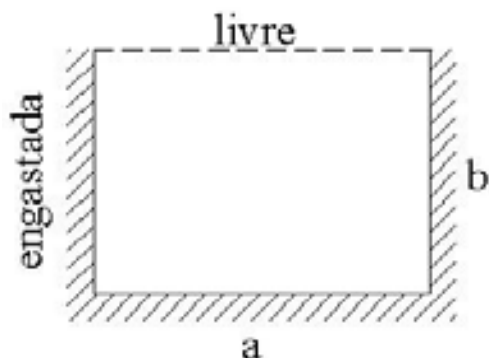
1 – Placa engastada nos 4 lados



$\frac{a}{b}$	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
---------------	-----	-----	-----	-----	-----	-----

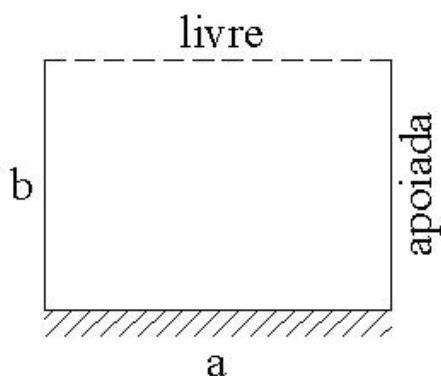
β	0,31	0,38	0,44	0,47	0,49	0,52
---------	------	------	------	------	------	------

2 – Placa engastada em três lados e um livre.



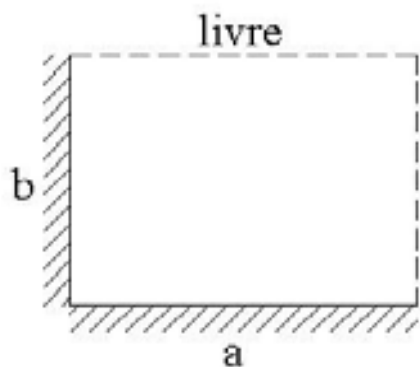
$\frac{a}{b}$	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5	2	3
β	0,02	0,08	0,17	0,32	0,73	1,2	2,1

3 – Placa engastada em um lado, apoiada em dois e livre em um.



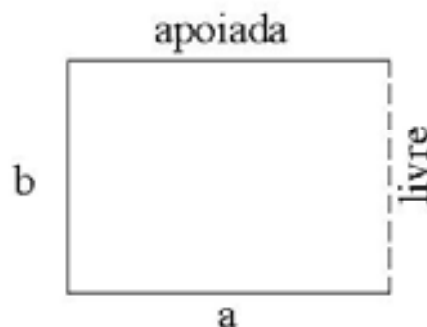
$\frac{a}{b}$	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0	3,0
β	0,05	0,19	0,39	0,67	1,28	1,8	2,5

4 – Placa engastada em dois lados e livre em outros dois.



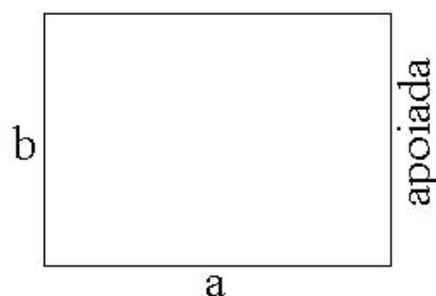
$\frac{a}{b}$	0,125	0,25	0,375	0,5	0,75	1,0
β	0,05	0,19	0,40	0,63	1,25	1,8

5 – Placa apoiada em três lados e livre em um.



$\frac{a}{b}$	0,50	0,67	1,0	1,5	2,0	&
β	0,36	0,45	0,67	0,77	0,79	0,8

6 – Placa apoiada nos quatro lados.



$\frac{a}{b}$	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0
β	0,29	0,38	0,45	0,52	0,57	0,61	0,71

2.3.5.1 – Cálculo das chapas de reforço

A solução mais fácil e simples de se fabricar uma placa de base é uma placa simples sem reforços, mas às vezes por questões de estoque e ou dificuldade de aquisição, temos necessidade de usar uma chapa mais fina, que só é possível se colocarmos reforços por meio de outras chapas, que é o nosso objetivo neste item.

O cálculo da chapa de reforço é feito de uma maneira simples, achando-se a parcela da pressão que a mesma esta sujeita e dimensioná-la.

Em geral as bibliografias consultadas recomendam que a altura da chapa deve ser apro-

Placas de base

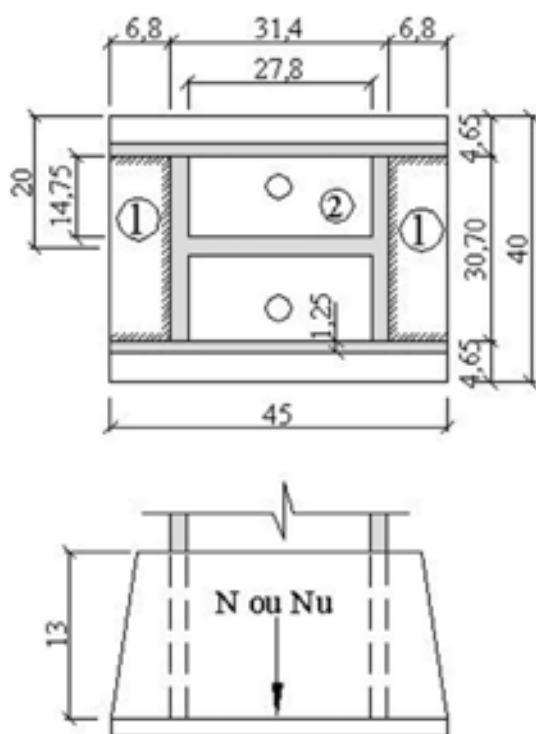
ximadamente o dobro da sua largura e ter uma relação largura espessura dentro do especificado pelas normas.

Para um melhor entendimento vamos fazer dois exemplos, partindo de exemplos já executados.

Exemplo 2.6 – Seja o exemplo 2.1 para uma placa de base 40 x 45, usando chapa de reforço, conforme indicado

$N = 2000 \text{ kN}$
 $m = 7,58 \text{ cm}$
 $n' = 7,76 \text{ cm}$

$N_u = 2880 \text{ kN}$
 $n = 7,72 \text{ cm}$



a - Método AISC-ASD $f_c = 1,11 \text{ kN/cm}^2$

– Cálculo da placa de base

Setor (1)



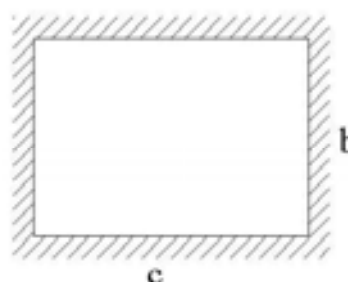
$a = 30,7 \quad b = 6,8 \text{ cm}$

$$\frac{a}{b} = \frac{30,7}{6,8} = 4,5$$

$\beta = 2,1$

$$t_p = 6,8 \sqrt{\frac{2,1 \times 1,11}{0,66 \times 25}} = 2,56 \text{ cm}$$

Setor (2)



$a = 27,8 \quad b = 14,75$

$$\frac{a}{b} = \frac{27,8}{14,75} = 1,88$$

$\beta = 0,5$

$$t_p = 14,75 \sqrt{\frac{0,5 \times 1,11}{16,5}} = 2,70 \text{ cm}$$

Placa de base Ch 32 x 400 x 450 mm , anterior Ch 32mm neste caso não houve ganho.

- Cálculo da chapa de reforço



Figura 2.11

A chapa de reforço estará sujeita ao esforço de momento:

$$M_{CH} = \frac{1,11 \times 20 \times 6,8^2}{2} = 513,3 \text{ kN.cm}$$

Seja uma chapa de 1,25 x 6,8 x 13cm

$$W_{ch} = \frac{1,25 \times 13^2}{6} = 35,20 \text{ cm}^3$$

$$fb = \frac{513,3}{35,20} = 14,6 < 0,6 F_y = 15 \text{ kN/cm}^2 \text{ OK}$$

$$b/t = 6,8 / 1,25 = 5,4 < 15,8 = 79 / \sqrt{F_y}$$

- Verificação ao cisalhamento

$$fv = \frac{1,1 \times 20 \times 6,8}{1,25 \times 13} = 9,29 < (0,4 F_y) = 10 \text{ kN/cm}^2$$

– Verificação da solda

$$\text{Carga na solda } N_s = 1,1 \times 20 \times 6,8 = 151 \text{ kN}$$

$$L_{\text{filete}} = 2(13 + 6,8) = 39,6 \text{ cm}$$

$$F_s = \frac{150}{39,6} = 3,78 \text{ kN/cm}$$

$$\text{Solda de } 1,0 \text{ cm} = 10,4 \text{ kN (Tab. A-2)}$$

$$a_s = \frac{3,78}{10,4} = 0,36 \text{ cm solda de 4mm}$$

Solda mínima devido a espessura de 25mm

Será de 8mm. (Tab. A-1).

b - Método AISC-LRFD

$$f_{cu} = 1,60 \text{ kN/cm}^2$$

– Cálculo da placa de base

Setor (2) pior caso

$$t_p = 14,75 \sqrt{\frac{0,5 \times 1,6}{0,99 \times 25}} = 2,65 \text{ cm}$$

Placa de base Ch 32 x 400 x 450mm

Ch. anterior 32, neste caso não houve vantagem

– Verificação da chapa de reforço

$$M_{ch} = \frac{1,6 \times 20 \times 6,8^2}{2} = 740 \text{ kN.cm}$$

$$W_{ch} = \frac{1,25 \times 13^2}{6} = 35,2 \text{ cm}^3$$

$$fbu = \frac{740}{35,2} = 21 < 0,99 F_y = 24,75 \text{ kN/cm}^2 \text{ OK}$$

$$f_{vu} = \frac{1,6 \times 20 \times 6,8}{1,25 \times 13} = 13,40 < 0,6 F_y = 15,0 \text{ kN/cm}^2$$

– Verificação da solda

$$\text{Força na solda } N_{su} = 1,6 \times 20 \times 6,8 = 218 \text{ kN}$$

$$L_{\text{filete}} = 39,6 \text{ cm}$$

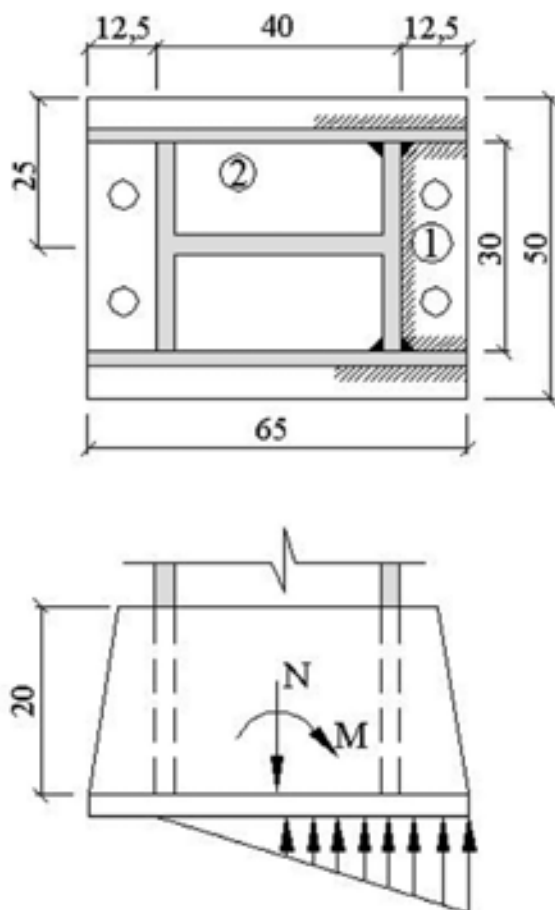
$$F_{su} = \frac{218}{39,6} = 5,5 \text{ kN/cm}$$

$$\text{Solda de } 1,0 \text{ cm} = 15,4 \text{ kN (Tab. A-3)}$$

$$a_s = \frac{5,5}{15,4} = 0,37 \text{ cm solda de 4mm}$$

Solda mínima 8mm. (Tabela A-1)

Exemplo 2.7 – Seja o exemplo 2.5 com chapa de reforço.

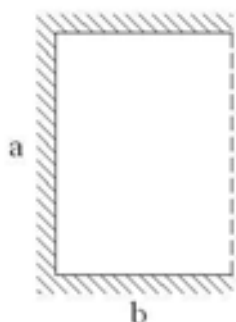


a – Método AISC-ASD

$$\begin{aligned} N &= 600 \text{ kN} & M &= 15000 \text{ kNcm} \\ f_c &= 0,62 \text{ kN/cm}^2 \\ f_b &= 0,75 \times 25 = 18,75 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

- Cálculo da placa de base

Setor (1)



$$a = 30 \text{ cm} \quad b = 12,5 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{30}{12,5} = 2,4$$

$$\beta = 1,56$$

$$t_p = 12,5 \sqrt{\frac{1,56 \times 0,62}{16,5}} = 3,02 \text{ cm}$$

Placa de base Ch 32 x 500 x 650mm
anterior Ch de 38 mm

– Cálculo da chapa de reforço

$$M_{ch} = \frac{0,62 \times 25 \times 12,5^2}{2} = 1211 \text{ kN.cm}$$

$$W_{ch} = \frac{t_{ch} \times 20^2}{6} = 67 \cdot t_{ch}$$

$$F_{bx} = 0,66 F_y = 0,66 \times 25 = 16,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$W = \frac{M}{F_{bx}}$$

$$t_{ch} = \frac{1211}{67 \times 16,5} = 1,10 \text{ cm usar ch } 12,5 \text{ mm}$$

Ch 12,5 x 125 x 200 mm

$$f_v = \frac{0,62 \times 12,5 \times 25}{20 \times 1,25} = 7,75 < 0,4 F_y = 10 \text{ kN/cm}^2$$

– Verificação da solda

$$N_s = 0,62 \times 25 \times 12,5 = 193,75 \text{ kN}$$

$$L_{\text{filete}} = 2 (20 + 12,5) = 65 \text{ cm}$$

$$F_s = \frac{193,75}{65} = 2,98 \text{ kN/cm}$$

$$a_s = \frac{2,98}{10,4} = 0,28 \text{ cm}$$

usar solda mínima de 8 mm (Tabela A-1)

b – Método AISC-LRFD

$$\begin{aligned} N_u &= 860 \text{ kN} & M_u &= 22000 \text{ kN.cm} \\ f_{cu} &= 0,88 \text{ kN/cm}^2 \\ F_{bu} &= 0,99 \times 25 = 24,75 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

- Cálculo da placa de base

Setor (1)

$$t_p = 12,5 \sqrt{\frac{1,56 \times 0,88}{24,75}} = 2,94 \text{ cm}$$

Placa de base Ch de 32 x 500 x 650mm

Ch anterior 32, neste caso não houve vantagem.

Verificação da Ch 12,5 mm de reforço

$$M_{ch} = \frac{0,88 \times 25 \times 12,5^2}{2} = 1719 \text{ kN.cm}$$

$$F_{bu} = 0,99 F_y = 0,99 \times 25 = 24,75 \text{ kN/cm}^2$$

$$W_{ch} = \frac{1,25 \times 20^2}{6} = 83,3 \text{ cm}^3$$

$$f_b = \frac{1719}{83,3} = 20,6 < 24,75 \text{ OK}$$

$$f_v = \frac{0,88 \times 12,5 \times 25}{20 \times 1,25} = 11,0 < 15 \text{ kN/cm}^2$$

- Verificação da solda

$$N_{su} = 0,88 \times 25 \times 12,5 = 275 \text{ kN}$$

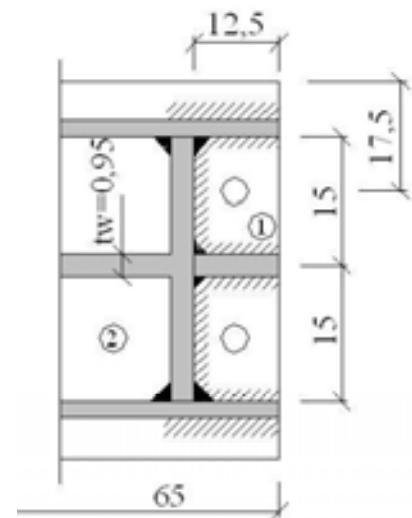
$$L = 65 \text{ cm}$$

$$F_{su} = \frac{275}{65} = 4,23$$

$$a_s = \frac{4,23}{15,4} = 0,27 \text{ cm}$$

solda mínima 6 mm (Tab. A-1)

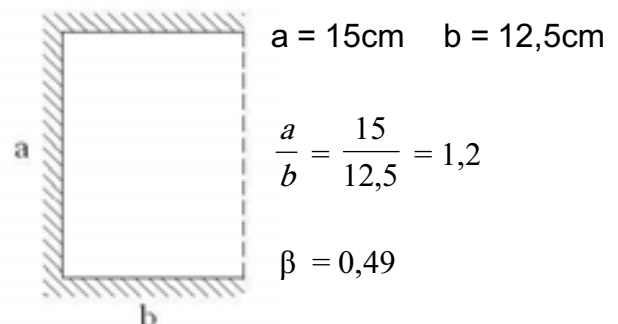
Exemplo 2.8 - O mesmo exemplo anterior com a colocação de mais uma chapa de reforço entre os chumbadores.



a – Método AISC-ASD

- Cálculo da placa de base

Setor (1)



$$t_p = 12,5 \sqrt{0,49 \times 0,62 / 16,5} = 1,70 \text{ cm}$$

Usar Ch 19x500x650mm anterior 32mm

- Cálculo da chapa de reforço

$$M_{ch} = \frac{0,62 \times 17,5 \times 12,5^2}{2} = 848 \text{ kN.cm}$$

$$W_{ch} = 67 t_{ch} \quad t_{ch} = \frac{848}{67 \times 15} = 0,84$$

Ch 12,5 x 125 x 200 mm (mínima)

$$f_v = \frac{0,62 \times 12,5 \times 17,5}{20 \times 0,95} = 7,14 < 10 \text{ kN/cm}^2$$

Placas de base

– Verificação da solda

$$N_s = 0,62 \times 17,5 \times 12,5 = 135,63$$

$$L_s = 2(20 + 12,5) = 65 \text{ cm}$$

$$F_s = \frac{135,63}{65} = 2,09 \text{ kN/cm}$$

$$a_s = \frac{2,09}{10,4} = 0,20 \text{ cm}$$

Usar solda mínima de 6 mm (Tabela A-1)

b – Método AISC-LRFD

– Cálculo da placa de base

$$t_p = 12,5 \sqrt{\frac{0,49 \times 0,88}{24,75}} = 1,65 \text{ cm}$$

Placa de base Ch 16x500x650 mm anterior 32mm

– Verificação da chapa de reforço

$$M_{ch} = \frac{0,88 \times 17,5 \times 12,5^2}{2} = 1203 \text{ kN.cm}$$

$$W_{ch} = \frac{0,95 \times 20^2}{6} = 63,3 \text{ cm}^3$$

$$f_{bu} = \frac{1203}{63,3} = 19,0 < 24,75 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vu} = \frac{0,88 \times 12,5 \times 17,5}{20 \times 0,95} = 10,1 < 15,0 \text{ OK}$$

Usar chapa de reforço mínima de Ch 12,5x125x200.

– Verificação do filete de solda

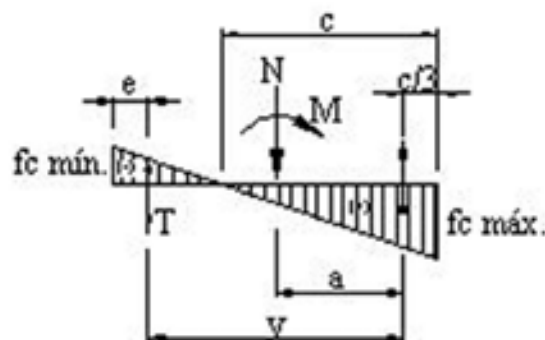
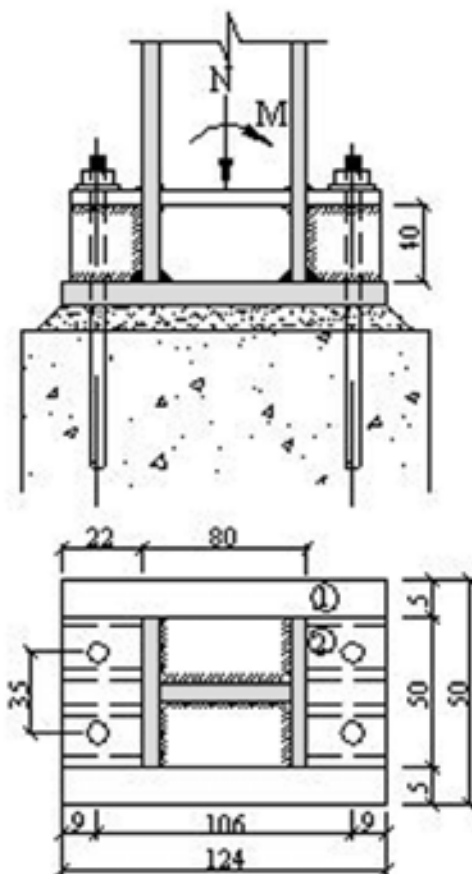
$$N_{su} = 0,88 \times 17,5 \times 12,5 = 192,5 \text{ kN}$$

$$L_{\text{filete}} = 65 \text{ cm} \quad F_{su} = \frac{192,5}{65} = 2,96 \text{ kN/cm}$$

$$a_s = \frac{2,96}{15,4} = 0,19 \text{ cm usar solda mínima de 8 mm devido a espessura da placa de base.}$$

Exemplo 2.9 – Dimensionar a placa de base e as chapas de reforço para o pilar indicado na figura, sujeito às seguintes cargas :

$$\begin{array}{ll} N_{CP} = 130 \text{ kN} & N_{CA} = 200 \text{ kN} \\ M_{CP} = 50.000 \text{ kN.cm} & M_{CA} = 77.000 \text{ kN.cm} \\ H_{CP} = 70 \text{ kN} & H_{CA} = 100 \text{ kN} \\ F_y = 25 \text{ kN/cm}^2 & f_{ck} = 2,0 \text{ kN/cm}^2 \end{array}$$



a - Método AISC-ASD

$$N = 130 + 200 = 330 \text{ kN}$$

$$M = 50.000 + 77.000 = 127.000 \text{ kN.cm}$$

$$H = 70 + 100 = 170 \text{ kN}$$

$$\text{Fazendo } A_2 = 2,5 A_1 \quad f_c = 1,10 \text{ (tab. 2.1)}$$

– Cálculo dos parâmetros

$$L = \frac{N}{2 \times B \times f_c} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 \times B \times f_c}\right)^2 + \frac{6M}{B \times f_c}}$$

$$L = \frac{330}{2 \times 60 \times 1,1} + \sqrt{\left(\frac{330}{2 \times 60 \times 1,1}\right)^2 + \frac{6 \times 127000}{60 \times 1,1}}$$
$$= 2,5 + 107,48 = 110 < 124 \text{ cm OK}$$

Cálculo de f_c

$$f_{c_{\max}} = \frac{N}{B \times L} + \frac{6M}{B \times L^2} = \frac{330}{60 \times 124} + \frac{6 \times 127000}{60 \times 124^2}$$

$$= 0,044 + 0,826 = 0,87 \text{ kN/cm}^2 < 1,1 \text{ OK}$$

$$f_{c_{\min}} = 0,044 - 0,826 = -0,78$$

$$f_{c_{\max}} + f_{c_{\min}} = 0,87 + 0,78 = 1,65 \text{ kN/cm}^2$$

Cálculo de C

$$C = \frac{f_{c_{\max}} \times L}{f_{c_{\max}} + f_{c_{\min}}} = \frac{0,87 \times 124}{1,65} = 65,4 \text{ cm}$$

$$C/3 = \frac{65,4}{3} = 21,8 \text{ cm}$$

- Cálculo da espessura da placa sem reforço

$$M_p = \frac{0,87 \times 22^2}{2} = 210,54 \text{ kN.cm}$$

$$t = 3,0 \sqrt{\frac{210,54}{25}} = 8,70 \text{ cm} \Rightarrow 89 \text{ mm}$$

- Cálculo dos chumbadores

$$Y = L - \frac{C}{3} - e = 124 - 21,8 - 9 = 93,2 \text{ cm}$$

$$a = \frac{L}{2} - \frac{C}{3} = \frac{124}{2} - 21,8 = 40,20 \text{ cm}$$

$$T = \frac{M - N \times a}{Y} = \frac{127000 - 330 \times 40,20}{93,2} = 1220 \text{ kN}$$

$$\text{Seja } 2 d_c = 89 \text{ mm} \quad A = 62,2 \text{ cm}^2$$

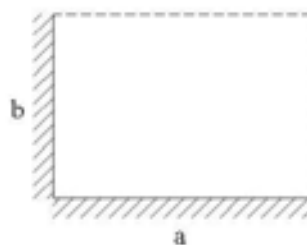
$$f_t = \frac{1220}{2 \times 62,2} = 9,8 < 14,7 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_v = \frac{170}{2 \times 62,2} = 1,37 < 7,8$$

$$f = \sqrt{9,8^2 + 3 \times 1,37^2} = 10,0 < 12,8 \text{ OK}$$

- Cálculo da placa considerando reforço

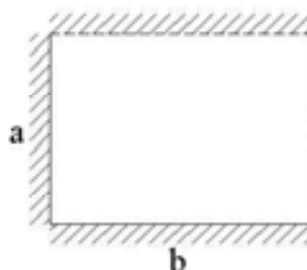
Setor (1)



$$a/b = \frac{5}{22} = 0,23$$

$$\beta = 0,19$$

Setor (2)



$$a/b = \frac{16}{22} = 0,73$$

$$\beta = 0,17$$

$$t_p = b \sqrt{\frac{\beta \times f_c}{0,66 \times F_y}} = 22 \sqrt{\frac{0,19 \times 0,87}{16,5}} = 2,20 \text{ cm}$$

Usar Ch 22x600x1240 mm

– Cálculo das chapas de reforço

Calculando o momento que a chapa vai absorver por setor de acordo com a área de influência.

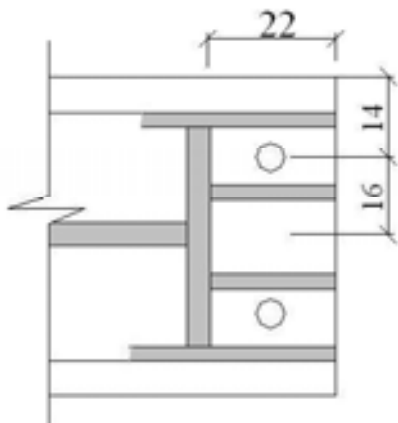


Figura 2.12

- Verificação à flexão

$$M = \frac{0,87 \times 16 \times 22^2}{2} = 3368 \text{ kN.cm}$$

Seja Ch 19x220x400

$$W_{ch} = \frac{1,9 \times 40^2}{6} = 506 \text{ cm}^3$$

$$f_b = \frac{3368}{506} = 6,65 < 0,6 F_y = 15 \text{ kN/cm}^2$$

$$b/t = \frac{22}{1,9} = 11,86 < 15,8 \text{ OK}$$

- Verificação ao cisalhamento

$$N_{ch} = 0,87 \times 16 \times 22 = 306 \text{ kN}$$

$$f_v = \frac{306}{1,9 \times 40} = 4,0 < 10 \text{ kN/cm}^2$$

- Verificação à compressão com flexão

$$A_{ch} = 1,9 \times 22 = 41,8 \text{ cm}^2$$

$$f_a = \frac{306}{41,8} = 7,32 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_y = \frac{40 \times 1,9^3}{12} = 22,86 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{22,86}{41,8}} = 0,74 \text{ cm}$$

$$F_a = 0,6 F_y \times 0,658^P$$

$$P = F_y (\lambda)^2 / 286000$$

$$\lambda = \frac{40}{0,74} = 54$$

$$P = 25 \times 54^2 / 286000 = 0,26$$

$$F_a = 0,6 \times 25 \times 0,658^{0,26} = 13,4 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = \frac{7,32}{13,4} + \frac{6,65}{15} = 0,98 < 1,0 \text{ OK}$$

– Cálculo da chapa superior

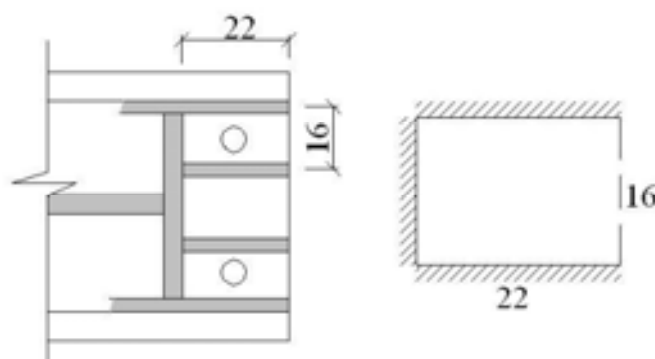


Figura 2.13

$$a/b = \frac{16}{22} = 0,73 \quad \beta = 0,17$$

$$f_{CHS} = \frac{1220}{22 \times 16 \times 2 \text{ chapas}} = 1,73$$

$$t_{CHS} = 22 \sqrt{\frac{0,17 \times 1,73}{16,5}} = 2,94 \text{ cm}$$

Usar Ch 32 x220x500 mm

– Cálculo da solda

Considerando 4 cordões de solda

$$L_s = 4 (40 + 22) = 248 \text{ cm}$$

$$F_s = \frac{1220}{248} = 4,92$$

$$R_s \text{ de } 1,0 \text{ cm} = 10,4 \text{ kN/cm}$$

$$\frac{4,92}{10,4} = 0,47 \text{ cm usar filete de } 8 \text{ mm}$$

b – Método AISC-LRFD

$$N_u = (1,2 \times 130) + (1,6 \times 200) = 476 \text{ kN}$$

$$M_u = (1,2 \times 50000) + (1,6 \times 77000) = 183.320 \text{ kN.cm}$$

$$H_u = (1,2 \times 70) + (1,6 \times 100) = 244 \text{ kN}$$

$$f_{cu} = 0,8 \times 2 = 1,6 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Tab.2.2)}$$

– Cálculo dos parâmetros

Cálculo de L

$$L = \frac{476}{2 \times 60 \times 1,6} + \sqrt{\left(\frac{476}{2 \times 60 \times 1,6}\right)^2 + \frac{6 \times 183200}{60 \times 1,6}}$$

$$= 2,48 + 107 = 109,5 < 124 \text{ cm OK}$$

Cálculo de f_{cu}

$$f_{cu_{\max}} = \frac{476}{124 \times 60} + \frac{6 \times 183200}{60 \times 124^2}$$

$$= 0,064 + 1,19 = 1,26 \text{ kN/cm}^2 < 1,6 \text{ OK}$$

$$f_{cu_{\min}} = 0,064 - 1,19 = -1,12$$

$$f_{cu_{\max}} + f_{cu_{\min}} = 1,26 + 1,12 = 2,38 \text{ kN/cm}^2$$

Cálculo de C

$$C = \frac{1,26 \times 124}{2,38} = 65,65 \text{ cm}$$

$$C/3 = 21,90 \text{ cm}$$

– Cálculo da espessura da placa sem reforço.

$$M_{pu} = \frac{1,26 \times 22^2}{2} = 305 \text{ kN.cm}$$

$$t = 2,5 \sqrt{\frac{305}{0,99 \times 25}} = 8,78 \text{ cm}$$

– Cálculo dos chumbadores

$$Y = 124 - 21,9 - 9 = 93,1 \text{ cm}$$

$$a = \frac{124}{2} - 21,9 = 40,1 \text{ cm}$$

$$T = \frac{183200 - 476 \times 40,1}{93,1} = 1763 \text{ kN}$$

$$\text{Seja } 2 \text{ } d_c = 76 \text{ mm} \quad A = 45,60 \text{ cm}^2$$

$$f_tu = \frac{1763}{2 \times 45,60} = 19,3 < 21,80 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_vu = \frac{244}{2 \times 45,6} = 2,67 < 11,6$$

$$f_u = \sqrt{19,3^2 + 3 \times 2,67^2} = 19,8 < 21,80 \text{ OK}$$

– Cálculo da placa considerando reforço

$$a/b = 5/22 = 0,23 \quad \beta = 0,19$$

$$t_p = 22 \sqrt{\frac{0,19 \times 1,26}{0,99 \times 25}} = 2,16 \text{ cm}$$

Ch 22x600x1240 mm

– Cálculo das chapas de reforço

Verificação a flexão

$$M_{ch} = \frac{1,26 \times 16 \times 22^2}{2} = 4879 \text{ kN.cm}$$

Seja uma chapa de 19x220x400 cm

$$W_{ch} = \frac{1,9 \times 40^2}{6} = 507 \text{ cm}^3$$

$$f_b = \frac{4879}{507} = 9,62 < 24,75$$

$$b/t = \frac{22}{1,9} = 11,5 < 15,8$$

Verificação ao cisalhamento

$$N_{cu} = 1,26 \times 22 \times 16 = 444 \text{ kN}$$

$$f_{vu} = \frac{444}{1,9 \times 40} = 5,84 < 15 \text{ kN/cm}^2$$

Verificação à compressão com flexão

$$\lambda = 54$$

$$F_{cr} = 0,9 F_y \phi_{0,658}^P \quad P = F_y \lambda^2 / 286000$$

$$F_{cr} = 20,2 \text{ kN / cm}^2$$

$$f_a = \frac{444}{22 \times 1,9} = 10,62 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{10,62}{20,2} + \frac{6,42}{24,75} = 0,79 < 1 \quad \text{OK}$$

- Cálculo da chapa superior

$$a/b = 16/22 = 0,73 \quad \beta = 0,17$$

$$f_{ch} = \frac{1763/2}{22 \times 16} = 2,50$$

$$t_{ch} = 22 \sqrt{\frac{0,17 \times 2,5}{0,99 \times 25}} = 2,88 \text{ cm}$$

Ch 32 x 220 x 600 mm

- Cálculo da solda

$$F_{su} = \frac{1763}{248} = 7,12$$

$$a = \frac{7,12}{15,4} = 0,46 \text{ cm}$$

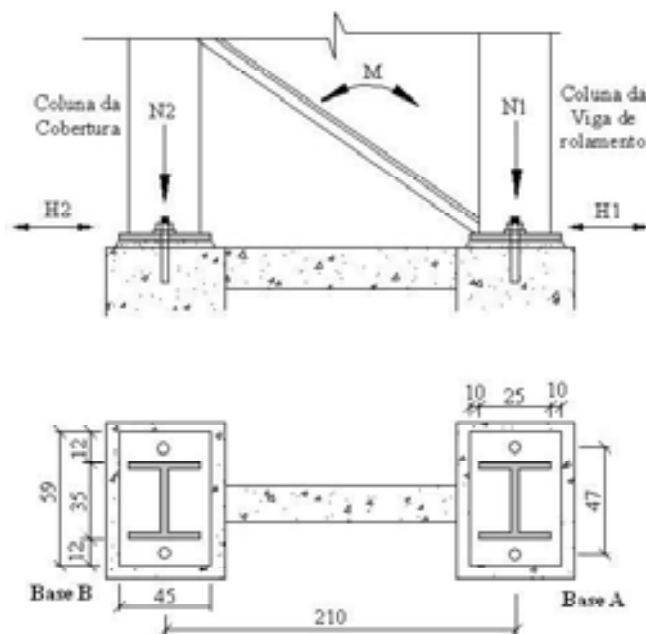
usar filete mínimo de 8 mm

Exemplo 2.10 – Determinar a espessura da placa de base e o diâmetro dos chumbadores para a coluna treliçada, sujeita aos esforços indicados na figura.

$$F_y = 35 \text{ kN/cm}^2 \quad f_{ck} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_2 = 1,5 A_1$$

ALTERNATIVA I



Cargas :

Base A (Col. VR)

$$N_{CP} = 120 \text{ kN}$$

$$N_{PRmax} = 620 \text{ kN (ponte rolante)}$$

$$N_{PRmin} = 280 \text{ kN (ponte rolante)}$$

$$H_{PR} = 60 \text{ kN} \quad H_v = 24 \text{ kN (vento)}$$

Base B (Col. Cob.)

$$N_{CP} = 70 \text{ kN} \quad N_{CA} = 120 \text{ kN (cobertura)}$$
$$H_V = 20 \text{ kN (vento)}$$

Momentos

$$M_{PR} = \pm 600 \text{ kN.m} \quad M_V = 540 \text{ kN.m}$$

a – Método AISC-ASD

$$A2 = 1,5 A1 \text{ (Tab 2.1) } \gg F_c = 0,86 \text{ kN/cm}^2$$

Fator de redução do vento 0,75

a.1 - Base A

$$(1) \quad N1 = 120 + 620 = 740 \text{ kN}$$

$$(2) \quad N1 = 740 + \frac{600}{2,1} = 1026 \text{ kN}$$

$$(3) \quad N1 = (740 + \frac{600 + 540 \times 0,5}{2,1}) 0,75 = 866 \text{ kN}$$

$$(4) \quad N1 = 120 + 280 - \frac{600}{2,1} = 114 \text{ kN}$$

$$(5) \quad N1 = (120 - \frac{540}{2,1}) 0,75 = -103 \text{ kN}$$

Obs.: No somatório das cargas quando somamos carga das pontes rolantes com vento usar apenas 50% de uma delas e multiplicar o resultado por 0,75 (significa aumentar as tensões em 33%).

$$(1) \quad H1 = 60 \text{ kN}$$

$$(2) \quad H1 = (60 + 24 \times 0,5) 0,75 = 54 \text{ kN}$$

$$(3) \quad H1 = 24 \text{ kN}$$

– Cálculo da placa de base

Dimensão mínima da placa de base 45x59cm

$$f_c = \frac{1026}{45 \times 59} = 0,39 < 0,35 \times 2,0 = 0,70$$

$$m = \frac{59 - 0,95 \times 35}{2} = 12,88 \text{ cm} > \text{governa}$$

$$n = \frac{45 - 0,8 \times 25}{2} = 12,50 \text{ cm}$$

$$n' = \frac{\sqrt{35 \times 25}}{4} = 7,40 \text{ cm}$$

$$t_p = 0,36.l.\sqrt{f_c} = 0,36 \times 12,88 \sqrt{0,39} = 2,90$$

Ch 32 x 450x590mm

– Cálculo dos Chumbadores

$$N1 = -103 \text{ kN} \quad H1 = 60 \text{ kN}$$

$$\text{Seja } d_c \text{ mínimo de } 32 \text{ mm} \quad A = 7,92 \text{ cm}^2$$

$$f_t = \frac{103}{2 \times 7,92} = 6,94 \quad f_v = \frac{60}{2 \times 7,92} = 3,79$$

$$f = \sqrt{6,94^2 + 3 \times 3,79^2} = 9,23 < 14,7 \text{ kN/cm}^2$$

a.2 – Base B

$$(1) \quad N2 = 120 + 70 + \frac{620}{2,1} = 485 \text{ kN}$$

$$(2) \quad N2 = \left(485 + \frac{540 \times 0,5}{2,1} \right) 0,75 = 460 \text{ kN}$$

– Cálculo da placa de base

$$f_c = \frac{485}{45 \times 59} = 0,18 < 0,7 \text{ OK}$$

$$t_p = 0,36 \times 12,88 \sqrt{0,18} = 1,97 \text{ cm}$$

Ch 19 x 450 x 550 mm

– Cálculo dos chumbadores

$$(3) \quad N2 = 70 - \frac{620}{2,1} = -225 \text{ kN}$$

$$(4) \quad N2 = \left(-225 - \frac{540 \times 0,5}{2,1} \right) 0,75 = -265 \text{ kN}$$

$$H2 = 20 \text{ kN}$$

Placas de base

Seja $d_c = 44$ $A = - 15,20 \text{ cm}^2$

$$f_t = \frac{265}{2 \times 15,20} = 8,72 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_v = \frac{20}{2 \times 15,20} = 0,66 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cu} = \sqrt{8,72^2 + 3 \times 0,66^2} = 8,80 < 14,7 \text{ kN/cm}^2 \text{ OK}$$

b – Método AISC-LRFD

$$A_2 = 1,5 A_1 \text{ (Tab. 2.2)} \gg F_{uc} = 1,24 \text{ kN/cm}^2$$

b.1 – Base A

$$(1) N_{1u} = 1,2 N_{CP} + 1,6 N_{CA} + 1,6 N_{PR} = \\ = 1,2 \times 120 + 1,6 \times 620 = 1136 \text{ kN}$$

$$(2) N_{1u} = 1136 + \frac{1,6 \times 600}{2,1} = 1593 \text{ kN}$$

$$(3) N_{1u} = 0,9 N_{CP} - 1,3 N_{CV} \\ = 0,9 \times 120 - \frac{1,3 \times 540}{2,1} = - 226 \text{ kN}$$

$$(4) N_{1u} = 1,2 N_{CP} + 1,6 N_{PR} - 1,6 M_{PR} / 2,1 \\ = 1,2 \times 120 + 1,6 \times 280 - = \\ = 135 \text{ kN}$$

$$H_{1u} = 1,6 \times 60 + 1,3 \times 24 \times 0,5 = 112 \text{ kN}$$

- Cálculo da placa de base

$$F_{cu} = \frac{1593}{45 \times 59} = 0,60 < 1,24 \text{ (Tab.2.2)}$$

$$t_p = 0,30 \cdot l \cdot \sqrt{f_{cu}} = 0,30 \times 12,88 \cdot \sqrt{0,60} = 2,99 \text{ cm}$$

Placa de base Ch 32 x 450 x 590 mm

- Cálculo dos chumbadores

Seja $d_c = 32$ $A = 7,92 \text{ cm}^2$

$$f_{tu} = \frac{226}{2 \times 7,92} = 14,27 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vu} = \frac{112}{2 \times 7,92} = 7,07$$

$$f_u = \sqrt{14,27^2 + 3 \times 7,07^2} = 18,9 < 21,8 \text{ OK}$$

b.2 – Base B

$$(1) N_{2u} = 1,2 \times 70 + 1,6 \times 120 + \frac{1,6 \times 600}{2,1} = 733 \text{ kN}$$

$$(2) N_{2u} = 1,2 \times 70 + 1,6 \times 120 + \frac{1,3 \times 540 + 600 \times 0,5}{2,1} \\ = 753 \text{ kN}$$

$$(3) N_{2u} = 1,2 \times 70 + 1,6 \times 120 + \frac{1,6 \times 600 + 54 \times 0,5}{2,1} \\ = 746 \text{ kN}$$

$$(4) N_{2u} = 1,2 \times 70 - \frac{1,6 \times 600 + 540 \times 0,5}{2,1} = -502 \text{ kN}$$

- Cálculo da placa de base

$$f_{cu} = \frac{753}{45 \times 59} = 0,28 < 1,24$$

$$t_p = 0,30 \times 12,88 \cdot \sqrt{0,28} = 2,04$$

Ch 22 x 450 x 590 mm

- Cálculo dos chumbadores

$$H_{2u} = 1,3 \times 20 = 26 \text{ kN}$$

$$N_{2u} = - 502 \text{ kN}$$

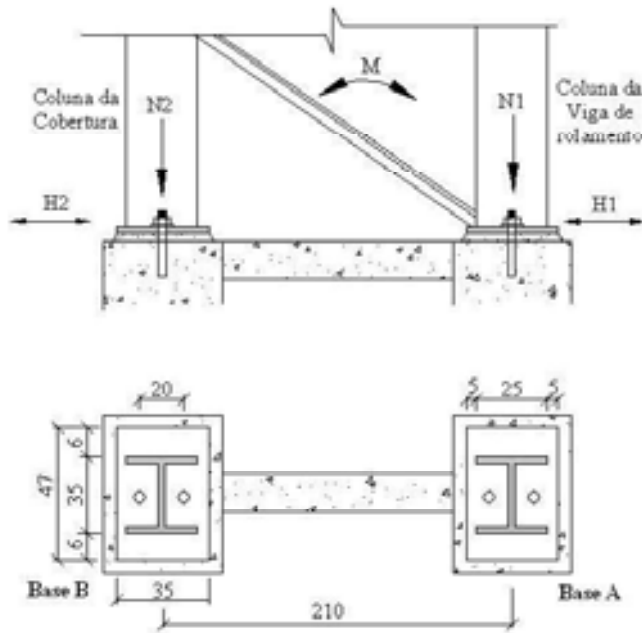
Seja $d_c = 44$ $A = 15,20 \text{ cm}^2$

$$f_{tu} = \frac{502}{2 \times 15,20} = 16,51$$

$$f_{vu} = \frac{26}{2 \times 15,20} = 0,86$$

$$f_u = \sqrt{16,51^2 + 3 \times 0,86^2} = 16,58 < 21,8 \text{ OK}$$

ALTERNATIVA II



a - Método AISC-ASD

a.1 – Base A

- Verificação apenas da placa de base

$$f_c = \frac{1026}{35 \times 47} = 0,62 < 0,86 \text{ OK}$$

$$m = \frac{47 - 0,95 \times 35}{2} = 6,88 \text{ cm}$$

$$n = \frac{35 - 0,8 \times 25}{2} = 7,50 \text{ governa}$$

$$n' = \frac{\sqrt{35 \times 25}}{4} = 7,40 \text{ cm}$$

$$t_p = 0,36 \times 7,5 \sqrt{0,62} = 2,1 \text{ cm}$$

Placa de base 22x350x470 mm

a.2 - Base B

$$f_c = \frac{485}{35 \times 47} = 0,30 \text{ kN/cm}^2$$

$$t_p = 0,36 \times 7,5 \sqrt{0,30} = 1,48 \text{ cm}$$

Placa de base 16 x 350 x 470 mm

b – Método AISC-LRFD

b.1– Base A

$$f_{cu} = \frac{1593}{35 \times 47} = 0,97 < 1,24 \text{ OK}$$

$$t_p = 0,30 \times 7,5 \sqrt{0,97} = 2,2 \text{ cm}$$

Placa de base de 22 x 350 x 470 mm

b.2 – Base B

$$f_{cu} = \frac{753}{35 \times 47} = 0,46 < 1,24 \text{ OK}$$

$$t_p = 0,30 \times 7,5 \sqrt{0,46} = 1,52 \text{ cm}$$

Placa de base de 16 x 350 x 470 mm

2.4 – Recomendações

a – Usinagem

As placas de base de espessura inferior ou igual a 50 mm não necessitam ser usinadas, podendo ser perfeitamente desempenadas para garantir o contato perfeito com a coluna. Placas com espessura entre 50 a 100 mm devem ser usinadas de um lado (lado do contato com a coluna). Para isso, devem ser previstos acréscimos de 5 mm. Para placas maiores que 100 mm, deve ser prevista usinagem dos dois lados e acréscimo de espessura de 10 mm. (Fig. 2.14)

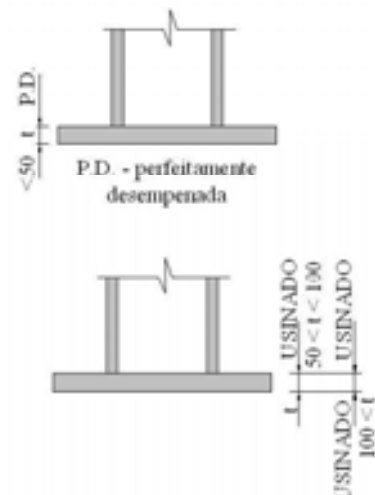


Figura 2.14

b – Nivelamento

Para efeito de nivelamento, deve-se prever argamassa de enchimento de no mínimo 25 mm. Antes de se colocar a argamassa de enchimento, é necessário fazer o nivelamento da placa com calços (Fig.2.15.a), parafusos calantes (Fig.2.15.b) ou porcas (Fig.2.15.c). Para evitar uma concentração muito grande de carga em pontos do bloco de fundação, a placa de base que vai ser nivelada deve ser calçada com um número necessário de calços, em geral de 4 a 8.

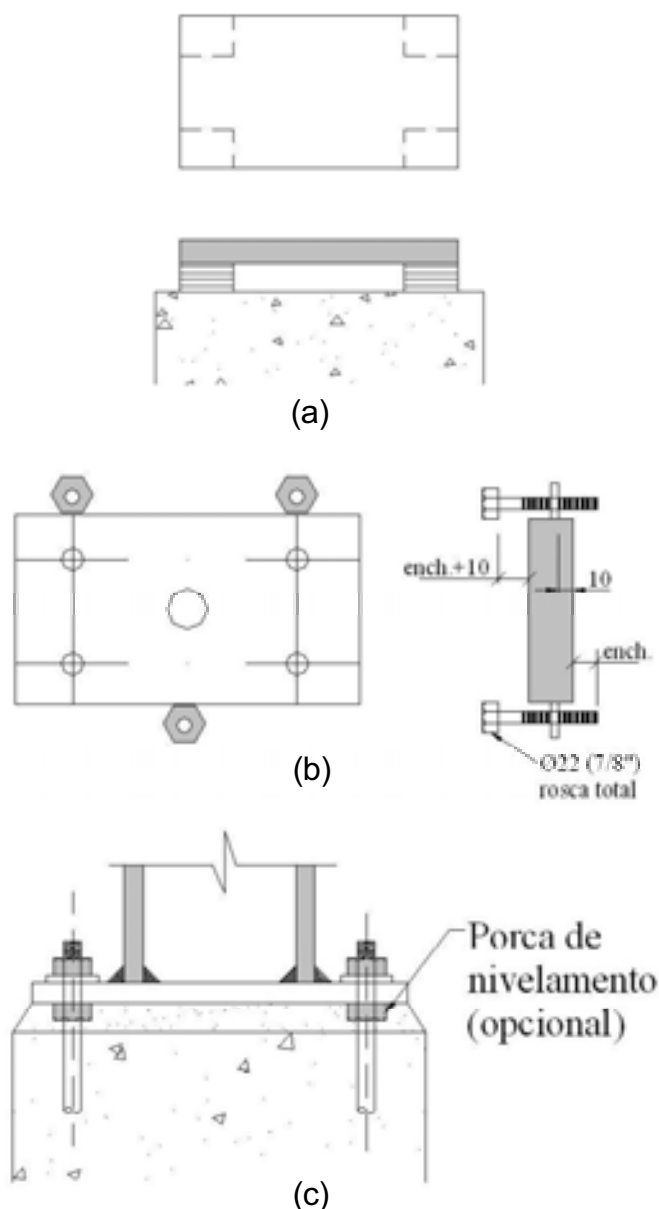


Figura 2.15

c – Interligação placa chumbadores

Há duas maneiras de se fazer a interligação da placa com os chumbadores: por meio de solda, ou de porcas e arruelas. Se a placa for solta as duas hipóteses são possíveis (Fig. 2.16.a.b). Mas se a placa for soldada à coluna durante a fabricação como é o normal, somente a indicada na Fig. 2.16.b, é possível. Para esta, recomendamos deixar uma folga nos furos da placa proporcional ao diâmetro dos chumbadores, para permitir um melhor alinhamento das colunas, conforme indicado na Tab. 2.3.

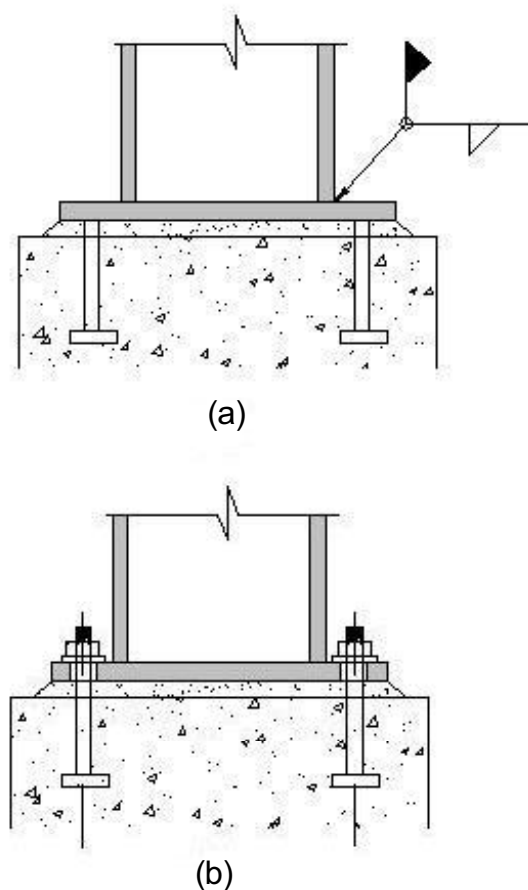
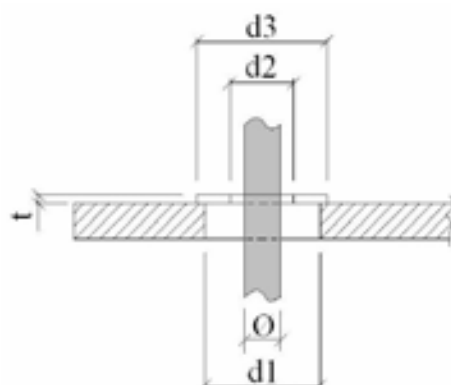


Figura 2.16

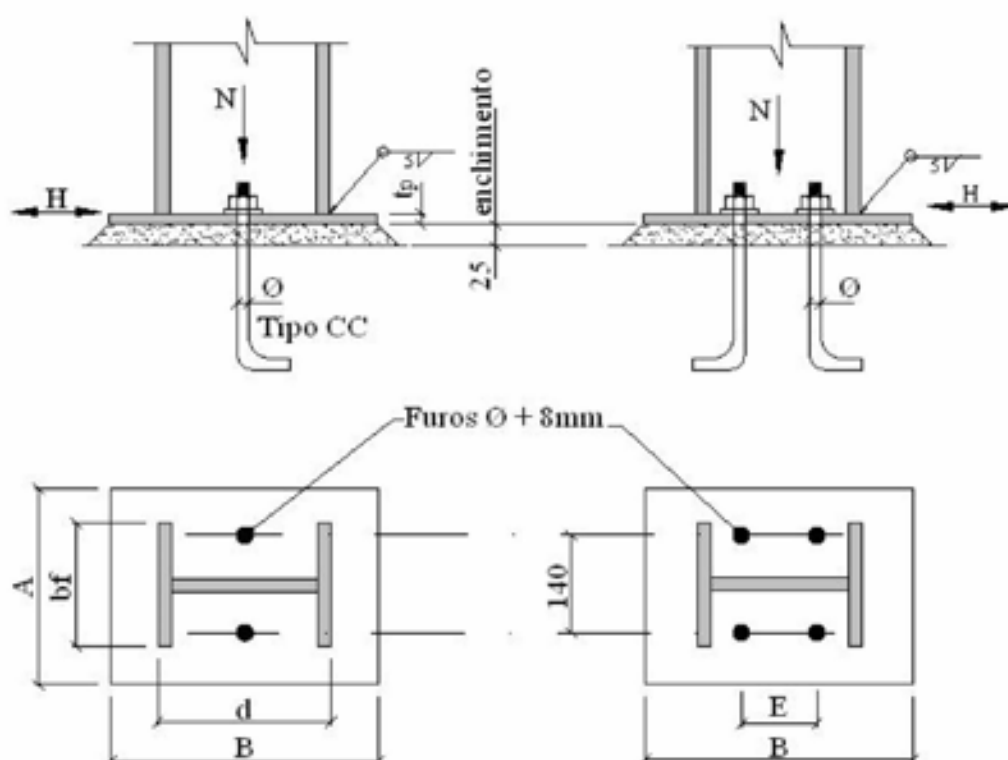
A tabela 2.4 indica uma série de perfis com placa de base e chumbadores, para serem usados em pilares de tapamento.

Tabela 2.3 – Espessura da arruela e folgas dos furos de acordo com o diâmetro do chumbador



$\varnothing$ chumbador mm	furo na placa mm d_1	espessura da arruela –mm t	furo na arruela mm d_2	diâmetro da arruela mm d_3
16 a 22	$\varnothing + 8$	6	$\varnothing + 2,0$	$\cong 2,2 \varnothing$
25 a 44	$\varnothing + 10$	8	$\varnothing + 2,0$	$\cong 2,2 \varnothing$
50 a 76	$\varnothing + 15$	12	$\varnothing + 2,0$	$\cong 2,2 \varnothing$
89 a 102	$\varnothing + 20$	16	$\varnothing + 2,0$	$\cong 2,2 \varnothing$

Tabela 2.4 – Placas de base e chumbadores para pilares de tapamento



Perfil	bf mm	B mm	C mm	E mm	t _p Mm	Ø mm	N máximo na placa		H máximo nos chumbadores	
							N (kN) ASD	N _u (kN) LRFD	H (kN) ASD	H _u (kN) LRFD
W150	102	200	240	-	16	19	200	320	44	66
W200	100	200	250	-	16	19	210	340	44	66
W250	101	200	300	-	19	25	350	570	80	118
W310	101	240	350	-	19	25	280	440	80	118
W360	127	240	400	-	19	25	420	680	80	118
W410	140	250	450	150	19	25	490	800	160	236
CE150	150	200	200	-	16	19	260	340	44	66
CE200	200	240	250	-	16	19	350	510	44	66
CE250	250	300	300	-	19	25	480	790	80	118
CE300	300	350	350	-	19	25	450	740	80	118
VS400	160	260	450	150	19	25	560	920	160	236

1- $f_{ck} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$

2- Aço da placa $F_y = 25 \text{ kN/cm}^2$

3- $t_p = 0,43 \cdot l \cdot (f_c)^{1/2} \text{ (cm)}$ ASD

4- $t_p = 0,35 \cdot l \cdot (f_{cu})^{1/2} \text{ (cm)}$ LRFD

Cálculo da placa em função de m, n, n'

$A_2 \cong A_1$

5 – Chumbador aço SAE 1020 $F_u = 38,7 \text{ kN/cm}^2$

6- $f_c = N/B \cdot C$ $f_{cu} = N_u/B \cdot C$

Capítulo 3

Barras de cisalhamento

3.1 – Introdução

Quando as cargas horizontais são de grande magnitude e não se quer transferir estas cargas pelos chumbadores, um dos artifícios é a colocação de chapas ou perfis soldados na face inferior da placa de base para transmiti-las às fundações.

O AISC, indica que só haverá a força horizontal na barra de cisalhamento, após ser vencida a força de atrito entre a placa de base e o concreto ou enchimento. O valor especificado para o coeficiente de atrito $\mu = 0,55$. No caso do ASD o valor de μ será dividido por um coeficiente de segurança igual a 2,0. No caso de se usar o LRFD o coeficiente será 0,9.

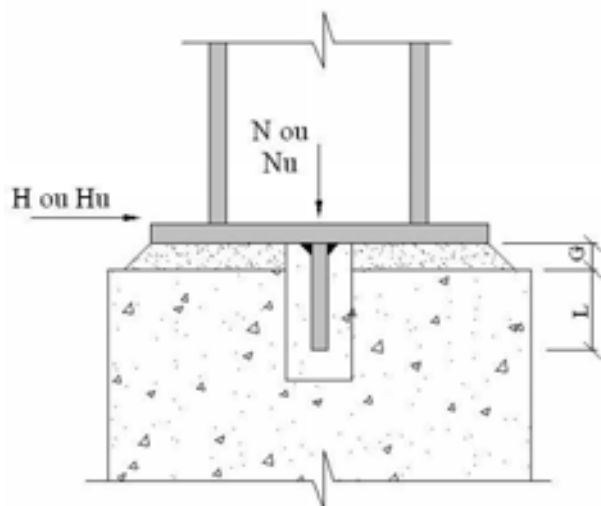


Figura 3.1 – Forças na barra

Ab = área da barra, cm²
 G = enchimento "Grout", cm
 L = altura da barra, cm
 b = largura da barra, cm
 Mb = momento máximo na barra, kN.cm
 t_b = espessura da barra, cm
 Ps = perímetro da solda

3.2 – Cálculo da barra de cisalhamento

a- Método AISC-ASD

1) Determinar a porção de cisalhamento que

será transferida por atrito, igual à carga permanente N_{CP} vezes o coeficiente de atrito. A porção a ser resistida pela barra será a diferença da carga horizontal aplicada menos a absorvida pelo atrito.

$$H_b = H - \mu \frac{N_{CP}}{2,0}$$

2) A área de esmagamento da barra ou perfil será:

$$A_b = \frac{H_b}{0,35 f_{ck}}, \text{ cm}^2$$

3) Determinar as dimensões das barras de cisalhamento da porção que ocorre abaixo do enchimento.

- Calcular o momento atuante por comprimento unitário na barra:

$$f_b = \frac{H_b}{b \times L} \leq 0,35.f_{ck}$$

$$M_b = \left(\frac{H_b}{b} \right) \times \left(\frac{L}{2} + G \right)$$

4) Cálculo da espessura da barra,

$$F_b = 0,66 F_y,$$

$$t_b = \sqrt{\frac{6M_b}{0,66 F_y}} \Leftrightarrow t_b = 3,0 \sqrt{\frac{M_b}{F_y}}$$

Para :

$$F_y = 25 \text{ kN/cm}^2 \quad t_p = 0,60 \sqrt{M_b}$$

$$F_y = 30 \text{ kN/cm}^2 \quad t_p = 0,55 \sqrt{M_b}$$

$$F_y = 35 \text{ kN/cm}^2 \quad t_p = 0,50 \sqrt{M_b}$$

b- Método AISC-LRFD

1) Determinar a porção de cisalhamento que será transferida por atrito, usando um fator $\Phi_{CP} = 0,90$ e $\Phi_{CV} = 1,3$

$$H_{bu} = H_u - \mu \Phi N_{u_{CP}} = H_u - 0,55 \times 0,90 \times N_{u_{CP}}$$

$$H_{bu} = H_u - 0,495 N_{u_{CP}}$$

$$f_{bu} = \frac{H_{bu}}{b \times L} \leq 0,51 f_{ck}$$

2) A área de esmagamento da barra será:

$$A_{bu} = \frac{H_{bu}}{0,85 \times \phi \times f_{ck}} = \frac{H_{bu}}{0,51 f_{ck}}$$

sendo $\phi = 0,60$

3) Determinar as dimensões da barra de cisalhamento da porção que ocorre abaixo do enchimento.

-Calcular o momento atuante por comprimento unitário da barra

$$f_{bu} = \frac{H_{cu}}{b \times L} \leq 0,51 f_{ck}$$

$$M_{bu} = \left(\frac{H_{bu}}{b} \right) \times \left(\frac{L}{2} + G \right)$$

4 – Cálculo da espessura da barra

$F_b = 0,99 F_y$, com isto

$$M_u = 0,99 \times F_y \times \frac{b \times t^2}{6} \quad b = 1,0 \text{ cm}$$

$$t_b = \sqrt{\frac{6 M_{bu}}{0,99 F_y}} \Leftrightarrow t_b = 2,46 \sqrt{\frac{M_{bu}}{F_y}}$$

Para :

$$F_y = 25 \text{ kN/cm}^2 \quad t_b = 0,49 \sqrt{M_{bu}}$$

$$F_y = 30 \quad t_b = 0,45 \sqrt{M_{bu}}$$

$$F_y = 35 \quad t_b = 0,42 \sqrt{M_{bu}}$$

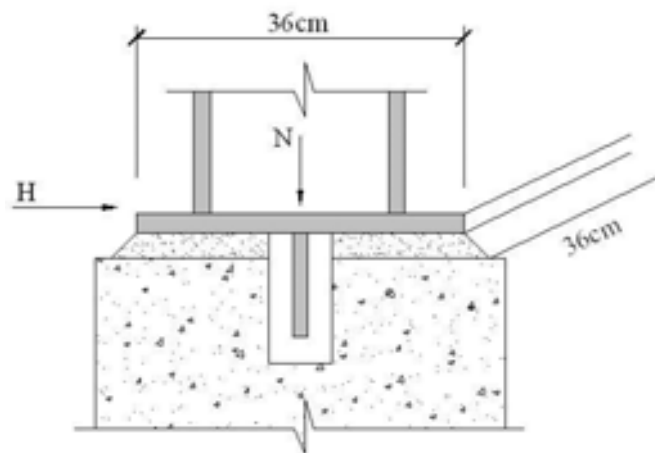
Exemplo 3.1 – Determinar a barra de cisalhamento para uma placa de base de 360x360mm, sujeita as seguintes cargas:

$$N_{CP} = 540 \text{ kN} \quad N_{CA} = 680 \text{ kN} \quad \text{e}$$

$$H_v = 320 \text{ kN (vento)}$$

Considerar para a barra $F_y = 25 \text{ kN/cm}^2$

f_{ck} do concreto = $2,1 \text{ kN/cm}^2$



a – Método AISC-ASD

1) Considerando um coeficiente de atrito de 0,55 e o de segurança 2,0, temos :

Fator de redução devido ao vento = 0,75

$$H_b = (320 \times 0,75) - 0,55 \times \frac{540}{2} = 91,5 \text{ kN}$$

$$2) A_b = \frac{91,5}{0,35 \times 2,1} = 124,5 \text{ cm}^2$$

3) Considerando $b = 20 \text{ cm}$ temos:

$$L = \frac{124,5}{20} = 6,3 \text{ cm} \Leftrightarrow 7,0 \text{ cm}$$

$$G = 5,0 \text{ cm (adotado)} \quad L+G = 7+5=12 \text{ cm}$$

4) Cálculo da espessura da barra

$$M_b = \left(\frac{91,5}{20} \right) \times \left(\frac{7}{2} + 5 \right) = 38,9 \text{ kNcm}$$

$$t_b = 0,60 \sqrt{38,9} = 3,74 \text{ cm usar chapa de 38mm}$$

Ch 38 x 120 x 200 mm.

b- Método AISC-LRFD

$$\Phi_{cv} \text{ vento} = 1,3 \quad \text{e} \quad \Phi_{CP} = 0,90$$

$$1) H_{bu} = (1,3 \times 320) - (0,55 \times 0,9 \times 540) = 148,7 \text{ kN}$$

$$2) A_b = \frac{148,7}{0,51 \times 2,1} = 138,8 \text{ cm}^2$$

3) Considerando $b = 20 \text{ cm}$

$$L = \frac{138,8}{20} = 6,94 \text{ cm} = 7 \text{ cm}$$

$G = 5 \text{ cm}$ (adotado) $L+G = 7+5 = 12 \text{ cm}$

4) Cálculo da espessura da barra

$$M_{bu} = \left(\frac{148,7}{20} \right) \times \left(\frac{7}{2} + 5 \right) = 63,2 \text{ kN.cm}$$

$$t_b = 0,49 \sqrt{63,2} = 3,89 \text{ cm} \text{ usar } 38 \text{ mm}$$

Ch 38 x 120x200 mm.

3.3 – Dimensionamento da solda de ligação da barra de cisalhamento com placa de base.

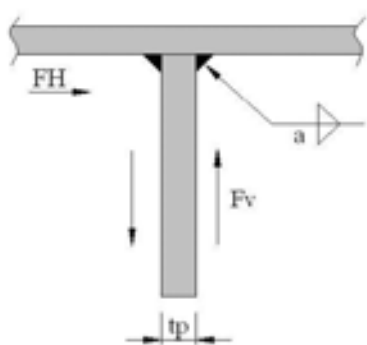


Figura 3.2

a = dimensão da solda
 A_s = área da solda = $b \cdot a$
 b = comprimento da barra

$$f_H = \frac{F_H}{A_s} \quad f_V = \frac{F_V}{A_s} \quad f_s = \sqrt{f_H^2 + f_V^2}$$

Exemplo 3.2 – Dimensionar a solda do Exemplo 3.1

a – Método AISC-ASD

$H_b = 91,5 \text{ kN}$ $M_b = 38,9 \text{ kN.cm}$
 $b = 20 \text{ cm}$ $t_b = 3,8 \text{ cm}$
 Resistência do filete de solda = $10,4 \text{ kN/cm}$ (Tab. A-2)

$$F_H = \frac{91,5}{2 \text{ filetes}} = 45,75 \text{ kN}$$

$$F_V = \frac{38,9}{3,8} = 10,2 \text{ kN}$$

$$f_H = \frac{45,75}{20} = 2,29 \quad f_V = \frac{10,2}{20} = 0,51$$

$$f_s = \sqrt{2,29^2 + 0,51^2} = 2,35 \text{ kN/cm}$$

Uma solda de 1cm/1cm resiste a 10,4 kN

$$\text{Solda } a = \frac{2,35}{10,4} = 0,22 = 2,2 \text{ mm}$$

Usar solda mínima $a = 8 \text{ mm}$ de acordo com as espessura das chapas a soldar.

b – Método AISC-LRFD

$H_{bu} = 148,7 \text{ kN}$ $M_{bu} = 63,2 \text{ kNcm}$
 $b = 20 \text{ cm}$ $t_b = 3,8 \text{ cm}$
 Resistência do filete de solda $15,4 \text{ kN/cm}$ (Tab. A-3)

$$F_H = \frac{148,7}{2} = 74,35 \text{ kN}$$

$$F_V = \frac{63,2}{3,8} = 16,63 \text{ kN}$$

$$f_H = \frac{74,35}{20} = 3,72 \text{ kN/cm}$$

$$f_V = \frac{16,63}{20} = 0,83 \text{ kN/cm}$$

$$f_s = \sqrt{3,72^2 + 0,83^2} = 3,81 \text{ kN/cm}$$

Uma solda de 1cm/1cm resiste a 15,4 kN (Tab. A-3)

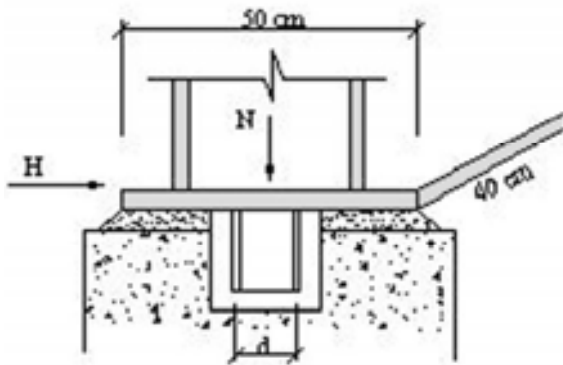
$$\text{Solda } a = \frac{3,81}{15,4} = 0,25 \text{ cm} = 2,5 \text{ mm}$$

Usar solda mínima $a = 8 \text{ mm}$

Exemplo 3.3 – Determinar o perfil que deverá funcionar como barra de cisalhamento, para uma placa de base de 400x500 mm, sujeita às seguintes cargas :

$$\begin{aligned} N_{CP} &= 500 \text{ kN} & N_{CA} &= 250 \text{ kN} \\ H_{CP} &= 200 \text{ kN} & H_{CA} &= 150 \text{ kN} & H_{CV} &= 300 \text{ kN} \end{aligned}$$

Considerar $F_y = 25 \text{ kN/cm}^2$
 f_{ck} do concreto = $2,1 \text{ kN/cm}^2$



a – Método AISC-ASD.

$\Phi = 0,75$ redutor devido ao vento

$$\begin{aligned} H_1 &= 200 + 150 = 350 \text{ kN} \\ H_2 &= (200 + 150 + 300) 0,75 = 487,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$1) H_c = 487,5 - \frac{0,55 \times 500}{2} = 350 \text{ kN}$$

$$2) A_b = \frac{350}{0,35 \times 2,1} = 476 \text{ cm}^2$$

3) Considerando um perfil soldado tipo CVS com $d = 25 \text{ cm}$ e $bf = 17 \text{ cm}$

$$L = \frac{476}{17} = 28 \text{ cm} \quad G = 5,0 \text{ cm}$$

$$L + G = 28 + 5 = 33 \text{ cm}$$

$$4) M_p = \frac{350}{17} \left(\frac{28}{2} + 5 \right) = 391 \text{ kN.cm}$$

$$F_b = 0,66 \times F_y = 0,66 \times 25 = 16,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$W_{nec.} = \frac{391}{16,5} = 23,7 \text{ cm}^3$$

Um perfil CVS 250x30 $W = 369 \text{ cm}^3 > 23,7$ OK
 $d = 25 \text{ cm}$ $bf = 17 \text{ cm}$ $tf = 0,8 \text{ cm}$

Obs.: a altura e largura do perfil está sendo comandada pela tensão limite do concreto.

5) Cálculo da solda

$$\begin{aligned} P_s &= 2(25 + 17) + 2(17 - 0,8) = 116,4 \text{ cm} \\ h_1 &= 24,2 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f_H = \frac{350}{116,4} = 3,0 \text{ kN/cm}$$

$$f_v = \frac{391}{24,2 \times 2} = 8,1 \text{ kN/cm}$$

$$f_s = \sqrt{3,0^2 + 8,1^2} = 8,64 \text{ kN/cm}$$

$$\text{Solda } a = \frac{8,64}{10,4} = 0,83 \text{ cm}$$

Usar solda de 9mm

b - Método AISC-LRFD

$$\begin{aligned} \Phi_{cv} \text{ vento} &= 1,3 \text{ e } 1,6, \\ \Phi_{CP} &= 1,2 \text{ e } 0,9 \text{ e } \Phi_{CA} = 0,5 \end{aligned}$$

$$H_1 = (1,2 \times 200) + (0,5 \times 150) + (1,6 \times 300) = 795 \text{ kN}$$

$$H_2 = (0,9 \times 200) + (1,3 \times 300) = 570 \text{ kN}$$

$$1) H_{cu} = 795 - 0,9 \times 0,55 \times 500 = 547,5 \text{ kN}$$

$$2) A_b = \frac{547,5}{0,51 \times 2,1} = 511,2 \text{ cm}^2$$

3) Considerando um perfil soldado tipo CVS com $d = 25 \text{ cm}$ e $bf = 17 \text{ cm}$

$$L = \frac{511,2}{17} = 30\text{cm} \quad G = 5\text{cm}$$

$$L+G = 30+5 = 35\text{cm}$$

$$4) M_p = \left(\frac{511,2}{17} \right) \times \left(\frac{30}{2} + 5 \right) = 602 \text{ kN.cm}$$

$$F_b = 0,99 F_y = 24,75 \text{ kN/cm}^2$$

$$W_{nec} = \frac{602}{24,75} = 24,3 \text{ cm}^3$$

Um perfil CVS 250x30 kg/m

$$W = 369 > 24,3 \text{ OK}$$

Obs.: A altura do perfil está sendo comandada pela tensão do concreto.

5) Cálculo da solda

$$P_s = 116,4 \text{ cm}$$

$$f_{Hu} = \frac{511,2}{116,4} = 4,39 \text{ kN/cm}$$

$$f_{Vu} = \frac{602}{24,2 \times 2} = 12,42 \text{ kN/cm}$$

$$f_{Su} = \sqrt{4,39^2 + 12,42^2} = 13,2 \text{ kN/cm}$$

$$\text{Solda } a = \frac{13,2}{15,4} = 0,85 \text{ cm}$$

Usar solda de 9mm.

Capítulo 4

Pilares embutidos nas
fundações

4.1 – Introdução

Os pilares embutidos nas fundações, podem em muitos casos ser uma solução mais rápida e mais barata, evitando-se a colocação de placas de base e chumbadores.

Esta solução não é muito usual e tem sido usada na fixação de postes e estruturas com pequenas cargas e estruturas provisórias.

A carga vertical é resistida pela força de atrito lateral entre o pilar de aço e o concreto e o momento é resistido pelas forças de compressão no concreto atuando nas mesas dos perfis.

Em função das cargas e ou da capacidade do perfil e do concreto, determina-se a profundidade L de embutimento do mesmo.

Em nossas pesquisas encontramos autores que levam em consideração apenas uma das mesas do perfil tipo I ou H, outros as duas mesas e o que nos parece mais razoável as apresentadas pelos autores Yvon Lescouarc'h e André Colson, que consideram que a mesa interna colabora com apenas 0,32 da altura do perfil, valor este obtido considerando a resistência do concreto a cisalhamento. Estabelecem por questões práticas que o comprimento a ser embutido no concreto não deve ser menor do que 2 vezes a altura do perfil, e que os primeiros 5 cm por razões construtivas não devem ser levados em conta no comprimento calculado, ou seja devemos adicionar mais 5 cm a este valor.

A figura 4.1, apresenta para perfis abertos e tubulares o diagrama de tensões que permite calcular a profundidade em função da capacidade do concreto.

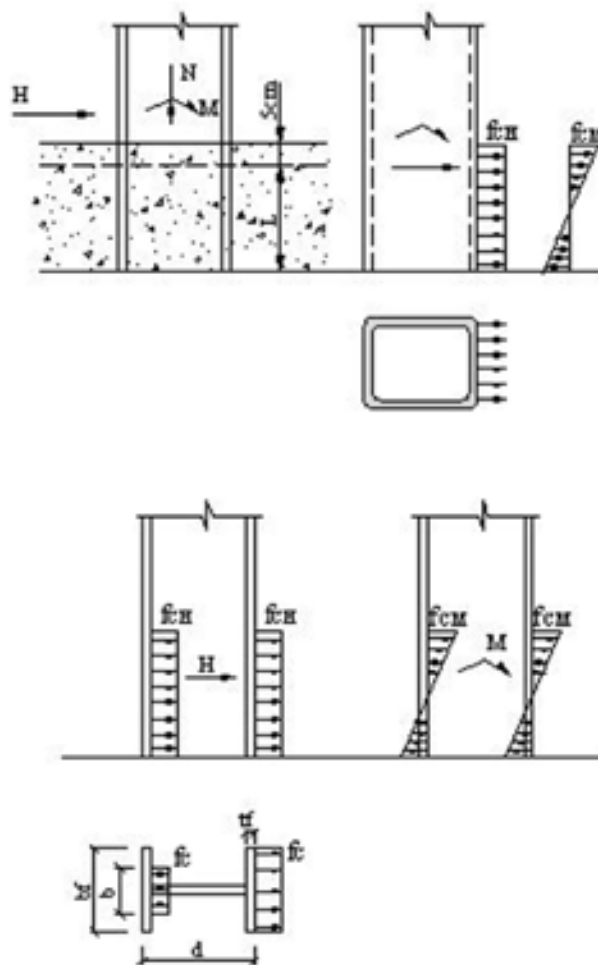


Figura 4.1

4.2 - Cálculo do comprimento necessário L a ser embutido

4.2.1- Em função da resistência do perfil e da resistência do concreto.

a – Método AISC-ASD

$$f_c = 0,35 \cdot f_{ck}$$

F_{bx} = tensão admissível a flexão no aço;

W_x = módulo elástico da seção do perfil;

d = altura do perfil

b_f = largura da mesa do perfil;

t_f = espessura da mesa;

L = comprimento necessário a ser embutido;

L_c = comprimento total a ser embutido;

Fator de aderência aço-concreto

$$f_a = 0,05 \text{ kN/cm}$$

F = força total de aderência

$$\frac{bf}{tf} < 20$$

$$F = \left(\frac{fc}{2}\right) \times \left(\frac{Lbf}{2}\right) = \frac{fc \times bf \times L}{4}$$

Para perfis I ou H usar :

$$b_0 = bf + 0,32 d \text{ no lugar de } bf$$

- Para um perfil tipo I ou H, usado como pilar, o momento resistente do concreto será :

$$M = 1,5 \times F \times \frac{2L}{3} = \left(1,5 \times fc \times bo \times \frac{L}{4}\right) \frac{2L}{3}$$

$$M = fc \times L^2 \times \frac{bo}{4}$$

M_x = momento resistente da seção do perfil = $F_{bx} \cdot W_x$

$F_{bx} = 0,66 F_y$ perfil ou tubo quadrado

$F_{bx} = 0,78 F_y$ tubo redondo

Fazendo $M = M_x$ temos:

$$fc \times L^2 \times \frac{bo}{4} = 0,66 F_y \times W_x$$

$$L = 1,62 \sqrt{\frac{F_y \times W_x}{fc \times bo}}$$

– Para um perfil tubular redondo

$$fc \times L^2 \times \frac{bo}{4} = 0,78 F_y \times W_x$$

$$L = 2,16 \sqrt{\frac{F_y \times W_x}{fc \times bf}}$$

b– Método AISC-LRFD

$f_{cu} = 0,51 f_{ck}$

F_{bux} = tensão a flexão no estado limite do perfil de aço.

Fator de aderência aço-concreto

$f_a = 0,07 \text{ kN/cm}$

$$F_u = \left(\frac{f_{cu}}{2}\right) \times \left(\frac{L}{2}\right) \times bf \Leftrightarrow F_u = f_{cu} \times bf \times \frac{L}{4}$$

- Para um perfil tipo I ou H, usado como pilar, o momento resistente último do concreto será :

$$M_u = 1,5 \times F \times \frac{2L}{3} = \left(1,5 \times f_{cu} \times bo \times \frac{L}{4}\right) \times 2 \times \frac{L}{3}$$

$$M_u = f_{cu} \times L^2 \times \frac{b_0}{4}$$

M_{xu} = momento último da seção do perfil = $0,99 F_y W_x$

Igualando $M_u = M_{xu}$ temos:

$$f_{cu} \times L^2 \times \frac{bo}{4} = 0,99 \times F_y \times W_x$$

$$L = 1,99 \sqrt{\frac{F_y \times W_x}{f_{cu} \times b_0}}$$

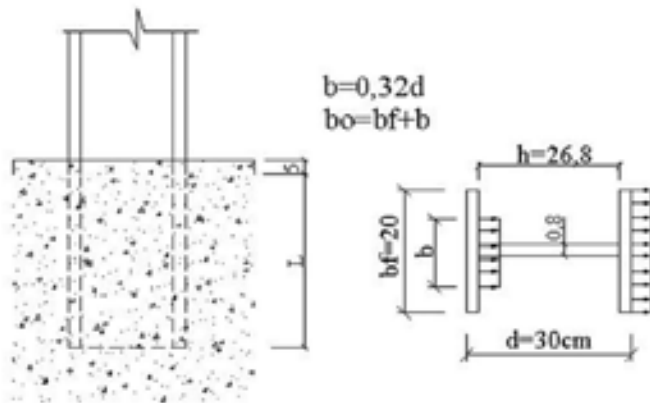
– Para um perfil tubular

$$f_{cu} \times L^2 \times \frac{bo}{4} = 0,99 \times F_y \times W_x$$

$$L = \sqrt{\frac{6 \times 0,99 \times F_y \times W_x}{f_{cu} \times bf}}$$

$$L = 2,44 \sqrt{\frac{F_y \times W_x}{f_{cu} \times bf}}$$

Exemplo 4.1 – Determinar o comprimento do perfil um CVS 300x66, que deverá ser embutido no concreto.



$$A = 85,40 \text{ cm}^2 \quad \text{Perímetro} = 138 \text{ cm}$$

$$W_x = 947 \text{ cm}^3$$

$$F_y = 30 \text{ kN/cm}^2 \quad f_{ck} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$$

a- Método AISC-ASD

$$f_c = 0,35 \times 2,0 = 0,7 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_y = 30 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{bx} = 0,66 \cdot F_y = 19,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$b_0 = 20 + 0,32 \times 30 = 29,6 \text{ cm}$$

Aderência aço-concreto

$$F_a = 0,05 \times 2,0 = 0,1 \text{ kN/cm}^2$$

$$L = 1,62 \sqrt{\frac{30 \times 947}{0,7 \times 29,6}} = 60$$

$$L_c = 60 + 5 = 65 \text{ cm}$$

$$L_{\min} = 2 \times 30 = 60 + 5 = 65 \text{ cm}$$

A carga de compressão é calculada assumindo que metade do perímetro transmite esta carga. Para o esmagamento do concreto, a tensão admissível será também $0,7 \text{ kN/cm}^2$.

$$0,5 \text{ Perim.} = 0,5 \times 138 = 69 \text{ cm}$$

$$S = 0,5 \text{ Perim} \times L_c = 69 \times 60 = 4140 \text{ cm}^2$$

$$N = S \times 0,1 + A \times 0,7 =$$

$$N = 4140 \times 0,1 + 85,4 \times 0,7 = 473 \text{ kN}$$

b – Método AISC-LRFD

$$f_{cu} = 0,51 \times 2,0 = 1,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{bxu} = 0,99 \times 30 = 29,7 \text{ kN/cm}^2$$

$$L = 1,99 \sqrt{\frac{29,7 \times 947}{1,02 \times 29,6}} = 64$$

$$L_c = 64 + 5 = 69 \text{ cm}$$

$$L_{\min} = 2 \times 30 = 60 + 5 = 65 \text{ cm}$$

Para a carga de compressão temos:

$$S = 69 \times 64 = 4416 \text{ cm}^2$$

Aderência aço-concreto

$$F_{au} = 0,07 \times 2,0 = 0,14 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_u = 4416 \times 0,14 + 85,4 \times 1,02 = 705 \text{ kN}$$

Exemplo 4.2 – Idem para um perfil tubular quadrado $100 \times 8,0 \text{ mm}$

$$W_x = 79,9 \text{ cm}^3$$

$$A = 28,80 \text{ cm}^2 \quad b_f = 10 \text{ cm}$$

a – Método AISC-ASD

$$L = 2,16 \sqrt{\frac{30 \times 79,9}{0,7 \times 10}} = 40$$

$$L_c = 40 + 5 = 45,0 \text{ cm}$$

$$L_{\min} = 2 \times 10 = 20 + 5 = 25 \text{ cm}$$

$$0,5 \text{ Perim.} = 0,5 \times 4 \times 10 = 20 \text{ cm}$$

$$S = 20 \times L_c = 20 \times 40 = 800 \text{ cm}^2$$

$$N = 800 \times 0,1 + 79,9 \times 0,7 = 136 \text{ kN}$$

b – Método AISC-LRFD

$$L = 2,44 \sqrt{\frac{30 \times 98,2}{1,02 \times 10}} = 42$$

$$L_c = 42 + 5 = 47 \text{ cm}$$

$$S = 20 \times 42 = 840 \text{ cm}^2$$

$$N = 840 \times 0,14 + 98,2 \times 1,02 = 218 \text{ kN}$$

4.2.2 - Em função das cargas já definidas

Calcula-se a profundidade em função da resistência do concreto, supondo-se que o perfil de aço já foi verificado.

N = carga vertical atuante
 N_u = carga vertical fatorada
 H = carga horizontal atuante
 H_u = carga horizontal fatorada
 M = momento atuante
 M_u = momento atuante fatorado

Analisando a figura 4.2 temos as seguintes equações para o cálculo da profundidade a ser ancorada no concreto, considerando as tensões absorvidas em uma face bf no caso de perfis tubular e $b_0 = bf + 0,32 d$, para perfis I ou H.



Figura 4.2

$$f_{CM} = \frac{M + H \times \frac{L}{2}}{bf \times \frac{L^2}{6}} = \frac{(M + H \times \frac{L}{2}) \times 6}{bf \times L^2}$$

$$f_{CH} = \frac{H}{bf \times L} \quad b_0 = bf + 0,32 d$$

$$f_{max} = f_{CH} + f_{CM}$$

$$f_{max} = \left(\frac{H}{bf \times L} \right) + \left(M + H \times \frac{L}{2} \right) \times \frac{6}{bf \times L^2} < f_c$$

– Para perfis tubulares

$$L = \left(\frac{2H}{bf \times f_c} \right) \times \left(1 + \sqrt{1 + 1,5 \times bf \times f_c \times \frac{M}{H^2}} \right)$$

- Para perfil I ou H

$$L = \left(\frac{2H}{b_0 \times f_c} \right) \times \left(1 + \sqrt{1 + 1,5 \times b_0 \times f_c \times \frac{M}{H^2}} \right)$$

a– Método AISC-ASD

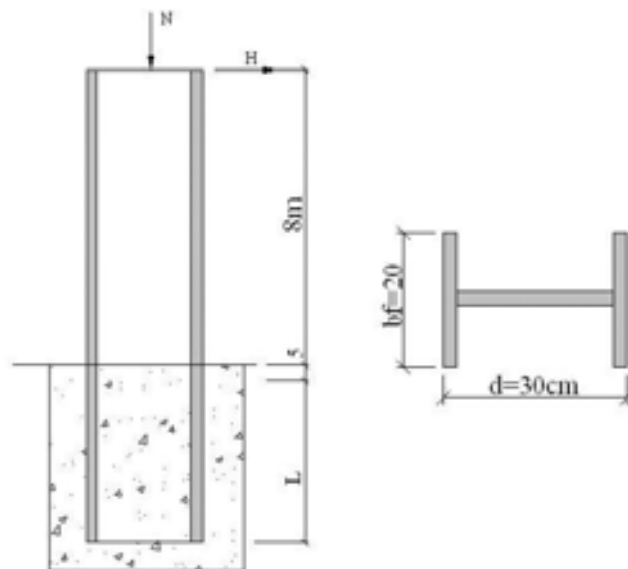
$$f_c = 0,35 f_{ck}$$

b – Método AISC-LRFD

$f_{cu} = 0,51 f_{ck}$ e as cargas entram na expressão fatoradas.

Exemplo 4.3 – Determinar a profundidade L necessária para fixar o perfil um CVS 300x67 do poste sujeito as cargas indicadas na figura, tendo o concreto da base um $f_{ck} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$

$N = 60 \text{ kN}$ $N_u = 90 \text{ kN}$ $A = 85,4 \text{ cm}^2$
 $H = 14 \text{ kN}$ $H_u = 20 \text{ kN}$



a – Método AISC-ASD

$$M = 14 \times 8 = 112 \text{ kNm} = 11200 \text{ Ncm}$$

$$F_c = 0,35 \times 2 = 0,70 \text{ kN/cm}^2$$

$$b_0 = bf + 0,32 d = 20 + 0,32 \times 30 = 29,6 \text{ cm}$$

$$L = \frac{14 \times 2}{29,6 \times 0,7} \times \left(1 + \sqrt{\frac{1 + 1,5 \times 29,6 \times 0,7 \times 11200}{14^2}} \right) =$$

$$58,0$$

$$L_c = 58 + 5 = 63 \text{ cm}$$

$$L_{min} = 2 \times 30 = 60 + 5 = 65 \text{ cm}$$

Verificação da carga vertical N

$$\text{Perímetro} = 138/2 = 69 \text{ cm}$$

$$S = 58 \times 69 = 4002 \text{ cm}^2$$

$$N = 4002 \times 0,10 + 85,4 \times 0,70 = 460 \text{ kN} > 60 \text{ O.K}$$

Pilares embutidos nas fundações

b – Método AISC-LRFD

$$f_{cu} = 0,51 f_{ck}$$

$$M_u = 20 \times 8 = 160 \text{ kN.m} = 16000 \text{ kN.cm}$$

$$F_{cu} = 0,51 \times 2 = 1,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$L = \frac{2 \times 20}{29,6 \times 1,02} \left(1 + \sqrt{\frac{1 + 1,5 \times 29,6 \times 1,02 \times 16000}{20^2}} \right)$$

$$= 57,7 = 58 \text{ cm}$$

$$L_c = 58 + 5 = 63 \text{ cm}$$

$$L_{\min} = 2 \times 30 = 60 + 5 = 65 \text{ cm}$$

Verificação da carga N_u

$$S = 58 \times 69 = 4002 \text{ cm}^2$$

$$N_{au} = 4002 \times 0,14 + 85,4 \times 1,02 = 647 \text{ kN} > 90 \text{ OK}$$

Obs. Pela capacidade do perfil Ex. 4.1, temos:

$$L = 72 \text{ cm} \gg \text{AISC-ASD.}$$

$$L = 63 \text{ cm} \gg \text{AISC-LRFD}$$

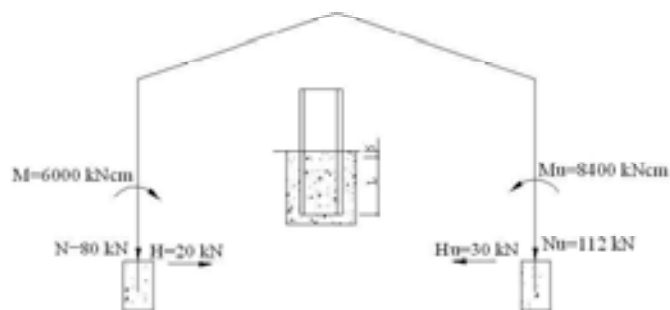
Exemplo 4.4 – Determinar a profundidade necessária para fixar o perfil do pilar um W 250x44,8 do galpão indicado na figura. Considerar $f_{ck} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$

$$b_f = 14,8 \text{ cm} \quad d = 26,6 \text{ cm}$$

$$b_0 = 14,8 + 0,32 \times 26,6 = 23,3 \text{ cm}$$

$$A = 57,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Perímetro} = 115 \text{ cm}$$



a – Método AISC-ASD

$$L = \frac{2 \times 20}{23,3 \times 0,7} \left(1 + \sqrt{\frac{1 + 1,5 \times 23,3 \times 0,7 \times 6000}{20^2}} \right) = 49,5$$

$$= 50 \text{ cm}$$

$$L_c = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$$

$$L_{\min} = 2 \times 26,6 = 53,2 + 5 = 58 \text{ cm}$$

$$\text{Per.} = \frac{115}{2} = 57,5 \text{ cm}$$

$$S = 50 \times 57,5 = 2875 \text{ cm}^2$$

$$N_a = 2875 \times 0,10 + 57,5 \times 0,70 = 327,8 \text{ kN} > 80 \text{ OK}$$

b - Método AISC-LRFD

$$L = \frac{2 \times 30}{23,3 \times 1,02} \left(1 + \sqrt{\frac{1 + 1,5 \times 23,3 \times 1,02 \times 8400}{30^2}} \right) =$$

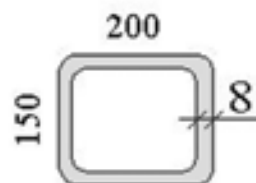
$$48,6 \cong 49 \text{ cm}$$

$$L_c = 49 + 5 = 54 \text{ cm}$$

$$S = 50 \times 57,5 = 2875 \text{ cm}^2$$

$$N_{au} = 2875 \times 0,14 + 57,5 \times 1,02 = 461 \text{ kN} > 112 \text{ OK}$$

Exemplo 4.5 – O exemplo anterior considerando um pilar tubular retangular de 200x150x8mm
 $A = 61 \text{ cm}^2$ Perímetro = 77 cm
 $b_f = 15 \text{ cm}$ $F_{bx} = 18 \text{ kN/cm}^2$
 $W_x = 409 \text{ cm}^3$



a– Método AISC-ASD

Pelos esforços

$$L = \frac{2 \times 20}{15 \times 0,7} \left(1 + \sqrt{\frac{1 + 1,5 \times 15 \times 0,7 \times 6000}{20^2}} \right)$$

$$L_c = 62,3 + 5 = 67,3 = 68 \text{ cm}$$

$$L_{\min} = 2 \times 20 + 5 = 45 \text{ cm}$$

Pela capacidade do perfil:

$$L = 2,16 \sqrt{\frac{30 \times 409}{0,7 \times 15}} = 74 + 5 = 79 \text{ cm}$$

Usar $L = 79 \text{ cm}$

b – Método AISC-LRFD

Pelos esforços

$$L = \frac{30 \times 2}{15 \times 1,02} \left(1 + \sqrt{\frac{1 + 1,5 \times 15 \times 1,02 \times 8400}{30^2}} \right)$$

$$L = 61,4 \cong 62$$

$$L_c = 62 + 5 = 67 \text{ cm}$$

$$L_{\min} = 2 \times 25 = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$$

Pela capacidade do perfil

$$L = 2,44 \sqrt{\frac{30 \times 409}{1,02 \times 15}} = 69$$

$$L_c = 69 + 5 = 74 \text{ cm}$$

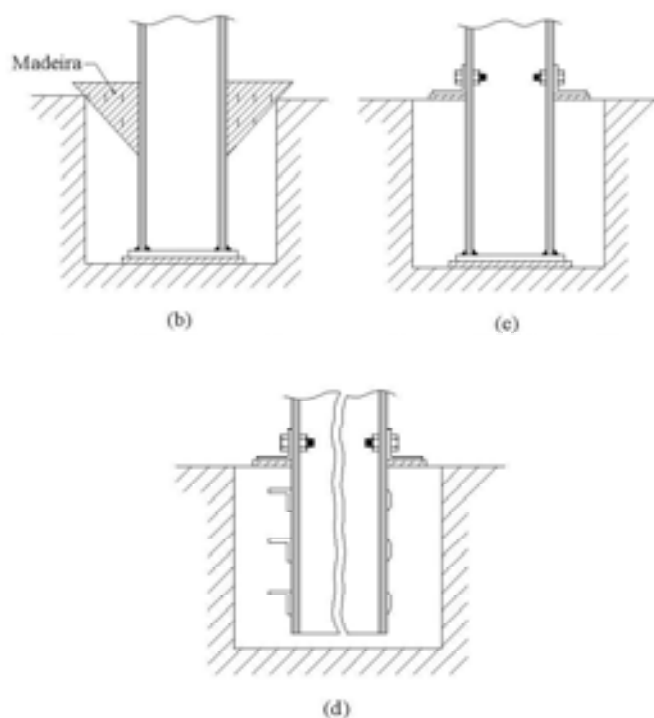
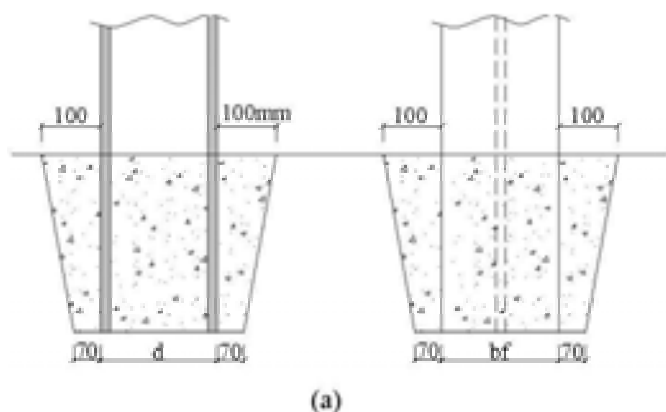


Figura 4.3 - Detalhes Construtivos

4.3 – Detalhes construtivos

A seguir apresentaremos alguns detalhes construtivos na Fig. 4.3.

Para cargas verticais sem arrancamentos as soluções indicadas na Fig. 4.3 a, b e c resolvem. Para pequenos arrancamentos podemos usar as soluções da Fig. 4.3 d



Capítulo 5

Ligações vigas de aço com
elementos de concreto

5.1 – Introdução

Existem várias maneiras de se resolver as ligações dos elementos de aço com os de concreto: com o uso de nichos, consoles de concreto ou aço, chapas com pinos, e chumbadores de expansão ou protendidos.

Para efeito didático podemos dividir estas interfaces **em durante a construção e após a construção.**

5.2 – Soluções durante a construção

Na fase de projeto podemos definir qual a melhor solução a ser executada durante a fase de construção. Poderemos destacar as seguintes soluções:

- 1 - Através de chapas de apoio (Fig.5.1a)
- 2 - Por meio de chapas e pinos previamente deixados no concreto (Fig. 5.1b).
- 3 - Por meio de consoles feitos no concreto (Fig. 5.1c).
- 4 - Por meio de nichos previamente feitos no concreto (Fig. 5.1d).

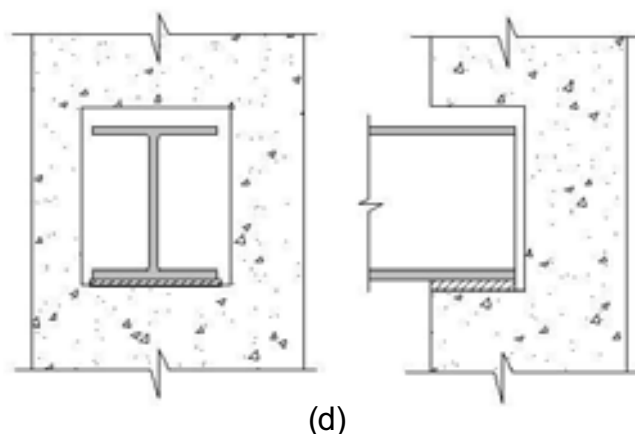
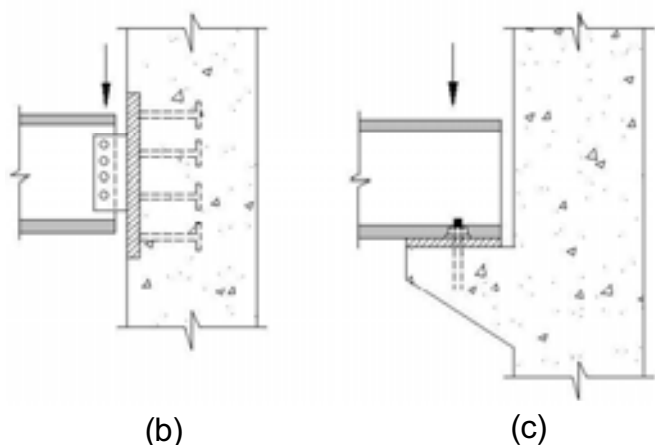
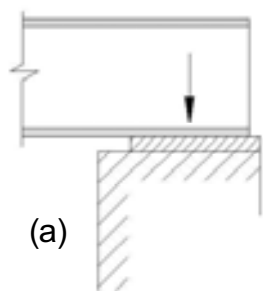


Figura 5.1 - Tipos de apoio

5.2.1 – Vigas de aço apoiadas em chapas de aço sobre concreto ou alvenaria.



Figura 5.2 - Detalhe apoio de viga

$$m = \frac{B}{2} - K$$

$$K = \frac{(d - d')}{2} \text{ para perfil laminado}$$

$$K = \text{espessura da solda para perfil soldado}$$

a – Método AISC-ASD

- Verificação no concreto

$$f_c = \frac{N}{B.C} \leq F_c = 0,35.f_{ck}$$

- Dimensionamento da placa (Ver item 2.3.1.2)

$$t_p = 2,13.m \sqrt{\frac{f_c}{F_y}}$$

- Verificação da alma do perfil sem enrijecedor

$$f_w = \frac{N}{(C + 2,5K)t_w} \leq 0,66F_y$$

b – Método AISC-LRFD

- Verificação do concreto

$$f_{cu} = \frac{Nu}{B.C} \leq F_{cu} = 0,51 f_{ck}$$

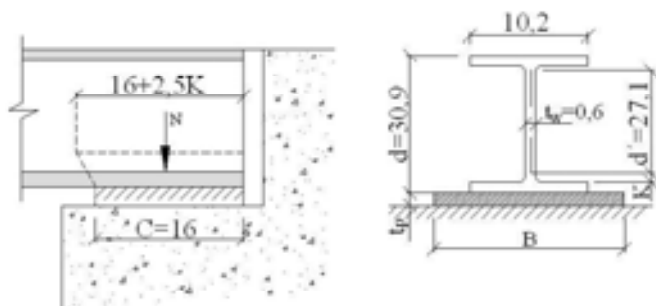
- Dimensionamento da placa

$$t_p = 1,74.m \sqrt{\frac{f_{cu}}{F_y}}$$

- Verificação da alma do perfil sem enrijecedor

$$f_{wu} = \frac{Nu}{(C + 2,5K)t_w} \leq 0,99 F_y$$

Exemplo 5.1 – Dimensionar a placa de base que servirá de apoio para uma viga um W 310 x 28,3 kg/m para transmitir uma carga vertical $N_{CP} = 120$ kN e $N_{CA} = 80$ kN, sobre um muro de concreto tendo uma largura máxima para apoio da placa $C = 16$ cm.



$$F_{ck} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$d = 309 \text{ mm}$$

$$t_w = 6,0 \text{ mm}$$

$$F_y = 25 \text{ kN/cm}^2$$

$$d' = 271 \text{ mm}$$

$$b_f = 102 \text{ mm}$$

$$K = \frac{309 - 271}{2} = 19 \text{ mm} = 1,9 \text{ cm}$$

$$C + 2,5K = 16 + 2,5 \times 1,9 = 20,75 \text{ cm}$$

a - Método AISC-ASD

$$F_c = 0,35 \times 2,0 = 0,7 \text{ kN/cm}^2$$

$$N = 120 + 80 = 200 \text{ kN}$$

$$B = \frac{200}{0,7 \times 16} = 17,8 \text{ cm} \quad \text{usar } 18 \text{ cm}$$

$$f_c = \frac{200}{16 \times 18} = 0,69 < 0,7 \text{ OK}$$

$$m = \frac{18}{2} - 1,9 = 7,1 \text{ cm}$$

$$t_p = 2,13 \times 7,1 \sqrt{\frac{0,69}{25}} = 2,51 \text{ cm}$$

Ch 25 x 160 x 190 mm

- Verificação da alma

$$f_w = \frac{200}{20,75 \times 0,6} = 16,06 < 0,66 F_y = 16,5 \text{ kN/cm}^2$$

b – Método AISC-LRFD

$$F_{cu} = 0,51 \times 2,0 = 1,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$Nu = 120 \times 1,2 + 80 \times 1,6 = 272 \text{ kN}$$

$$B = \frac{272}{1,02 \times 16} = 16,6 \text{ usar } 18 \text{ cm}$$

$$f_{cu} = \frac{272}{16 \times 18} = 0,94 < 1,02 \text{ kN/cm}^2 \text{ OK}$$

$$m = \frac{18}{2} - 1,9 = 7,1 \text{ cm}$$

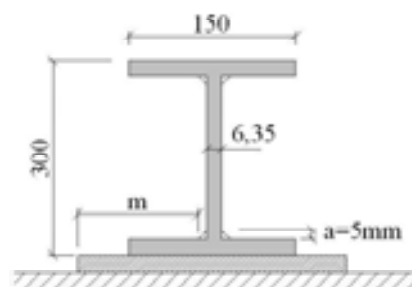
$$t_p = 1,74 \times 7,1 \sqrt{\frac{0,94}{25}} = 2,40 \text{ cm}$$

Ch 25 x 160 x 180 mm

- Verificação da alma

$$f_{wu} = \frac{272}{20,75 \times 0,6} = 21,85 < 0,99 F_y = 24,75 \text{ kN/cm}^2$$

Exemplo 5.2 – O exemplo anterior com o uso de um VE 300x33.



$$t_w = 6,35 \text{ mm} \quad K = a = 5 \text{ mm (solda)}$$

a – Método AISC-ASD

$$C + 2,5K = 16 + 2,5 \times 0,5 = 17,25 \text{ cm}$$

$$B = 18 \text{ cm}$$

$$m = \frac{18}{2} - 0,5 = 8,5 \text{ cm}$$

$$t_p = 2,13 \times 8,5 \sqrt{\frac{0,69}{25}} = 3,0 \text{ usar Ch 32mm}$$

Ch 32 x 160 x 180 mm

- Verificação da alma

$$f_w = \frac{200}{17,25 \times 0,635} = 18,3 < 16,5 \text{ kN/cm}^2 \text{ NOK}$$

Há necessidade de colocação de enrijecedores nos apoios.

b – Método AISC-LRFD

$$B = 18 \text{ cm} \quad m = 18/2 - 0,5 = 8,5 \text{ cm}$$

$$t_w = 1,74 \times 8,5 \sqrt{\frac{0,94}{25}} = 2,86 \text{ usar Ch 32mm}$$

Ch 32 x 160 x 180

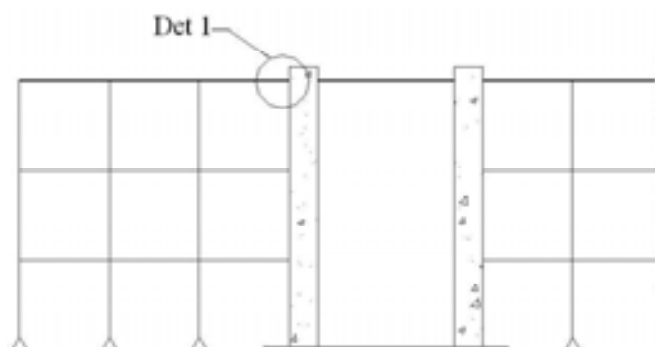
- Verificação da alma

$$t_w = \frac{272}{17,25 \times 0,635} = 24,8 \cong 24,75 \text{ OK}$$

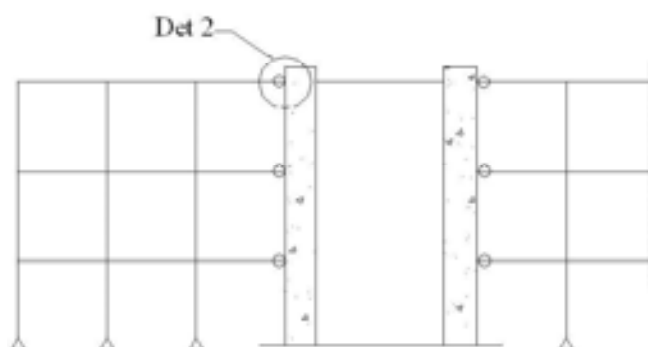
Como a igualdade está muito próximo aconselhamos a colocação de enrijecedores nos apoios

5.2.2 – Ligação entre vigas de aço e pilares ou paredes de concreto, através de chapas e pinos

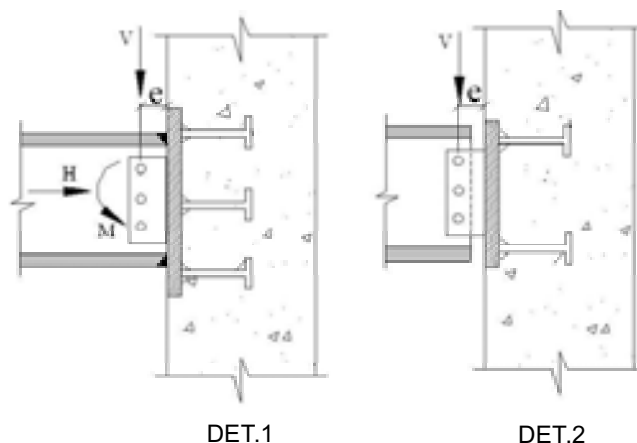
Podemos fazer esta ligação para transmitir somente forças verticais ou verticais mais horizontais e momentos. A Fig. 5.3, esclarece bem as duas situações.



(a) vigas engastadas no concreto



(b) vigas rotuladas no concreto



DET.1

DET.2

Figura 5.3 – Soluções de fixação das chapas

No caso específico dimensionaremos a placa de ligação e os pinos como se fossem uma placa de base engastada (Ver item 2.3.4), além disso há necessidade de se verificar os seguintes itens:

- Dimensões da placa;
- Dimensões dos pinos;
- Esmagamento do concreto;
- Solda entre placa e pinos.

As dimensões da placa devem atender as dimensões da chapa ou cantoneiras de ligação da viga, que são dimensionadas de acordo com as suas reações (Ver Tab. A-5 e A-6), bem como as distâncias mínimas entre pinos e pinos extremidades.

- Os pinos para serem eficientes devem ter:
 - diâmetro mínimo = 16 mm
 - comprimento mínimo = 12 dp
 - distância mínima entre eles = 5 dp.
 - distância mínima a borda da chapa = 1,5 dp
 - distância mínima a borda do concreto = 6 dp
- dp = diâmetro do pino

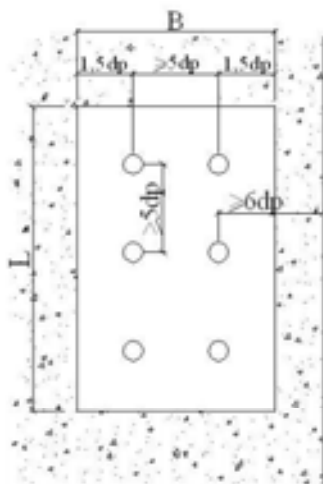


Figura 5.4 – Distâncias mínimas

O comprimento de ancoragem necessário do pino L_c será avaliado de acordo com o item 1.3.2, sendo :

$$L_c = \sqrt{\frac{A_{cone}}{3,14}}$$

- O esmagamento do concreto na região dos pinos deve ser verificado para uma tensão no concreto de:

AISC-ASD $f_{esm} = 0,35 f_{ck}$

AISC-LRFD $f_{uesm} = 0,51 f_{ck}$

A verificação quando existe tração com cortante deve ser feita pela fórmula abaixo

$$\left(\frac{N_T}{N_a} \right) + \left(\frac{V}{V_a} \right) < 1,2, \text{ sendo:}$$

N_T = Força atuante de tração

V = Força atuante de cisalhamento

$N_a = A_p \times f_t$

$V_a = A_p \times f_v$

A_p = Área dos pinos, cm^2

Pinos SAE 1020 $F_u = 38,7 \text{ kN/cm}^2$

a - Método AISC-ASD

$N_a = A_p \times 14,7$ (Tração $0,38 F_u$)

$V_a = A_p \times 7,80$ (Corte $0,20 F_u$)

Solda em torno dos pinos Tab. A-2 para filete de 10mm = 10,4 kN/cm

b - Método AISC-LRFD

$N_{au} = A_p \times 21,8$ (Tração $0,56 F_u$)

$V_{au} = A_p \times 11,6$ (Corte $0,30 F_u$)

Solda em torno dos pinos Tab. A-3 para filete de 10mm = 15,4 kN/cm

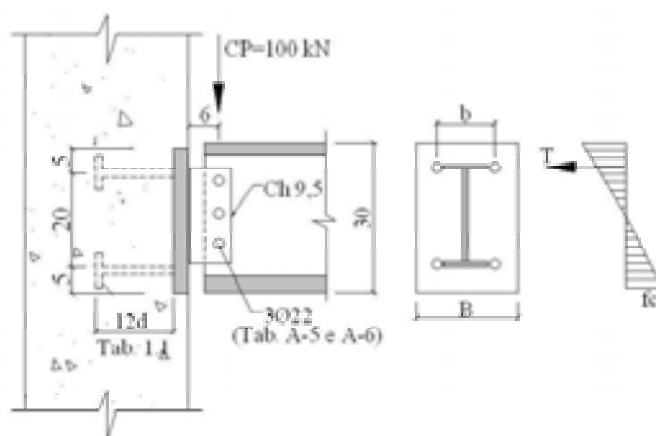
Os exemplos a seguir esclarecem:

Exemplo 5.3 – Determinar a espessura da placa e os pinos necessários para resistir aos esforços indicados na figura, para um VS 300x26 com $b_f = 120 \text{ mm}$.

Pino SAE 1020 $F_u = 38,7 \text{ kN/cm}^2$

Chapa $F_y = 25 \text{ kN/cm}^2$

Concreto $f_{ck} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$



a – Método AISC-ASD

Tab.A-5, $L=220$ $t=9,5$ $dp=22$ $P=106 \text{ kN}$

$F_c = 0,35 \times 2,0 = 0,70 \text{ kN/cm}^2$

$R_{CP} = 100 \text{ kN}$ $M_{CP} = 100 \times 6 = 600 \text{ kNcm}$

Ligações vigas de aço com elementos de concreto

De acordo com item 2.3.4 temos

– Dimensões da placa

Verificação de $L = 20 + 5 + 5 = 30$ cm
fazendo $B = 20$ cm.

$$L = \sqrt{\frac{6M}{B \cdot f_c}} = \sqrt{\frac{6 \times 600}{20 \times 0,7}} = 16,0 \text{ cm} < 30 \text{ OK}$$

– Cálculo de f_c real, como $H = 0$

$$f_{c_{\max}} = f_{c_{\min}} = \frac{6M}{B \cdot L^2} = \frac{6 \times 600}{20 \times 30^2} = 0,20 < 0,70 \text{ OK}$$

$$\text{Sendo } f_{c_{\max}} = f_{c_{\min}} \quad C = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$C/3 = \frac{15}{3} = 5 \text{ cm}$$

– Cálculo da espessura da placa (item 2.3.4.1)

$$M_p = \frac{0,20 \times 5^2}{2} = 2,50 \text{ kN.cm (conservador)}$$

$$t_p = 3,0 \sqrt{\frac{2,50}{25}} = 0,95 \text{ cm}$$

Ch 12,5 x 200 x 300 mm (mínima)

– Cálculo dos pinos (item 1.2.2)

$$Y = L - \frac{C}{3} - e = 30 - 5 - 5 = 20 \text{ cm}$$

$$N_t = T = \frac{M}{Y} = \frac{600}{20} = 30 \text{ kN}$$

$$d_p = 0,30 \sqrt{\frac{30}{2}} = 1,16 \text{ mínimo } 16 \text{ mm}$$

Obs.: Como o pino vai trabalhar a tração com cisalhamento, vamos usar diâmetro de 22 mm.

$$d_p = 22 \Rightarrow A = 3,80 \text{ cm}^2$$

2 pinos a tração e 4 a cisalhamento

$$N_t = 2 \times 3,8 \times 14,7 = 111,70 \text{ kN}$$

$$V_a = 4 \times 3,8 \times 7,8 = 118,56 \text{ kN}$$

$$\frac{30}{111,70} + \frac{100}{118,56} = 1,11 < 1,2 \text{ OK}$$

– Cálculo do comprimento necessário

$$A_{\text{con}} = \frac{T}{0,036 \times f_{ck}} = \frac{30}{0,036 \times 2,1} = 397 \text{ cm}^2$$

$$L_c = \sqrt{\frac{397}{3,14}} = 11,20 \text{ cm}$$

$$L_{\min} = 12 \times d_p = 12 \times 2,2 = 26,4 \text{ cm}$$

Usar 4 pinos de 22 x 264 mm

Distância entre eles no sentido horizontal

$$b = 5 \times 2,2 = 11,0 \text{ cm}$$

– Esmagamento do concreto nos pinos

Considerando apenas a metade do perímetro

$$L_{\text{pino}} = 12 \times d = 12 \times 2,2 = 26,4 \text{ cm}$$

$$50\% \text{ do Perímetro} = 0,5 \times 3,14 \times 2,2 = 3,45 \times 4 \text{ pinos} = 13,82 \text{ cm}$$

$$f_{\text{esm}} = \frac{100}{13,82 \times 26,4} = 0,27 < 0,7 \text{ kN/cm}^2 \text{ OK}$$

– Cálculo da solda nos pinos

$$f_{ts} = \frac{T}{n \cdot 3,14 \cdot d_p} = \frac{30}{2 \times 3,14 \times 2,2} = 2,17 \text{ kN/cm}$$

$$f_{vs} = \frac{100}{4 \times 3,14 \times 2,2} = 3,61 \text{ kN/cm}$$

$$f = \sqrt{2,17^2 + 3 \times 3,61^2} = 6,62 \text{ kN/cm}$$

Solda de 1,0 cm resiste a 10,4 kN/cm
(Tab. A-2)

Filete de solda em toda volta nos pinos

$$= \frac{6,62}{10,4} = 0,64 \text{ cm} = 6,4 \text{ mm}$$

usar solda mínima de 8 mm em toda volta,
devido a espessura do pino (Tab. A-1).

b – Método AISC-LRFD

$$\text{Tab. A-6, } L = 220 \text{ t} = 9,5 \text{ dp} = 22 \text{ P} = 170 \text{ kN}$$

$$N_u = 100 \times 1,4 = 140 \text{ kN}$$

$$M_u = 140 \times 6 = 840 \text{ kN.cm}$$

$$C = 15 \quad C/3 = 5 \text{ cm}$$

$$f_{cu_{max}} = f_{cu_{min}} = \frac{6 \times 840}{20 \times 30^2} = 0,28 < 1,02$$

- Cálculo da espessura da placa

$$M_{pu} = \frac{0,28 \times 5^2}{2} = 3,5 \text{ kN.cm}$$

$$t_p = 2,5 \sqrt{\frac{3,5}{25}} = 0,94 \text{ cm (Item 2.3.4.2)}$$

(mínimo 12,5 mm)

Ch 12,5x200x300 mm

- Cálculo dos pinos

$$Y = 20 \text{ cm} \quad N_{tu} = T_u = \frac{840}{20} = 42 \text{ kN}$$

Seja $\Phi 22 \gg A = 3,80 \text{ cm}^2$

$$N_{tu} = 42 \text{ kN} \quad V_u = 140 \text{ kN}$$

$$N_{au} = 3,8 \times 2 \times 21,8 = 165,7 \text{ kN}$$

$$V_{au} = 3,8 \times 4 \times 11,6 = 176,3 \text{ kN}$$

$$\frac{42}{165,7} + \frac{140}{176,3} = 1,05 < 1,2 \text{ OK}$$

$$A_{cone} = \frac{T_u}{0,055 \times 2,1} = \frac{42}{0,055 \times 2,1} = 364 \text{ cm}^2$$

$$L_c = \sqrt{\frac{364}{3,14}} = 10,8 \text{ cm}$$

$$L_{min} = 12 \times 2,2 = 26,4 \text{ cm}$$

Usar 4 pinos 22 x 264 mm

Distância entre eles no sentido horizontal de $b = 5 \times 2,2 = 11,0 \text{ mm}$

Outra alternativa mais folgada é usar pinos de 25 mm

- Esmagamento do concreto nos pinos

$$L_{pino} = 12 \times 2,2 = 26,4 \text{ cm} \quad 0,5P = 13,82 \text{ cm}$$

$$f_{uesm.} = \frac{140}{13,82 \times 26,4} = 0,38 < 1,02 \text{ OK}$$

- Cálculo da solda nos pinos

$$f_{tus} = \frac{42}{2 \times 3,14 \times 2,2} = 3,04 \text{ kN/cm}$$

$$f_{vus} = \frac{140}{3,14 \times 2,2 \times 4} = 5,06 \text{ kN/cm}$$

$$f_u = \sqrt{3,04^2 + 3 \times 5,06^2} = 9,28 \text{ kN/cm}$$

Solda de 1,0 cm resiste a 15,4 kN/cm (Tab.A-3)

Filete solda em toda volta nos pinos

$$= \frac{9,28}{15,4} = 0,60 \text{ cm} > 6,0 \text{ mm}$$

Usar solda mínima de 8 mm, devido a espessura do pino.

Exemplo 5.4 – Determinar a espessura da placa e o diâmetro dos pinos, para resistir aos esforços indicados na figura, para um W 410 x 38,8 kg/m

Pino SAE 1020 $F_y = 24 \text{ kN/cm}^2$

Chapa $F_y = 25 \text{ kN/cm}^2$

Concreto $f_{ck} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$

$$V_{CP} = 60 \text{ kN}$$

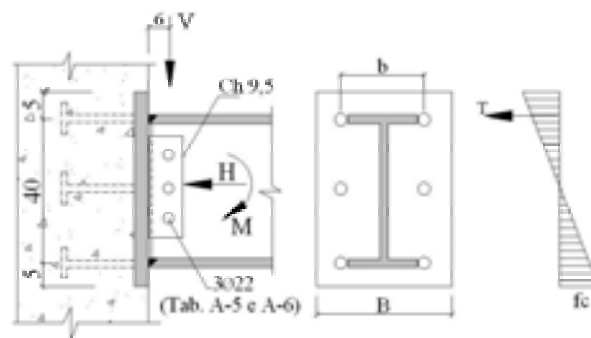
$$M_{CP} = 1300 \text{ kN.cm}$$

$$H_{CP} = 20 \text{ kN}$$

$$V_{CA} = 40 \text{ kN}$$

$$M_{CA} = 900 \text{ kN.cm}$$

$$H_{CA} = 15 \text{ kN}$$



a – Método AISC-ASD

Tab. A-5, $L = 220$ $t = 9,5$ $d_p = 22$ $P = 106 \text{ kN}$

$F_c = 0,35 \times 2,0 = 0,70 \text{ kN/cm}^2$

$V = 60 + 40 = 100 \text{ kN}$

$H = 20 + 15 = 35 \text{ kN}$

$$M = 1300 + 900 = 2200 \text{ kN.cm}$$

$$M_T = 100 \times 6 + 2200 = 2800 \text{ kN.cm}$$

De acordo com item 2.3.4 temos

- Cálculo da espessura da chapa

- Verificação de $L = 40 + 5 + 5 = 50 \text{ cm}$
fazendo $B = 20 \text{ cm}$

$$L = \frac{H}{2B \cdot f_c} + \sqrt{\left(\frac{H}{2B \cdot f_c}\right)^2 + \frac{6M}{B \cdot f_c}}$$

$$L = \frac{35}{2 \times 20 \times 0,7} + \sqrt{\left(\frac{35}{2 \times 20 \times 0,7}\right)^2 + \frac{6 \times 2800}{20 \times 0,7}}$$

$$= 1,25 + 34,66 = 35,91 < 50 \text{ cm OK}$$

- Cálculo de f_c real

$$f_c = \frac{H}{L \cdot B} + \frac{6M}{B \cdot L^2}$$

$$f_c = \frac{35}{50 \times 20} + \frac{6 \times 2800}{20 \times 50^2} = 0,035 + 0,336 =$$

$$= 0,37 \text{ kN/cm}^2 < 0,7 \text{ kN/cm}^2 \text{ OK}$$

$$f_{c_{\min}} = 0,035 - 0,336 = -0,30 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{c_{\max}} + f_{c_{\min}} = 0,37 + 0,30 = 0,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$C = \frac{f_{c_{\max}} \cdot L}{f_{c_{\max}} + f_{c_{\min}}} = \frac{0,37 \times 50}{0,67} = 27,6$$

$$C/3 = \frac{27,6}{3} = 9,2 \text{ cm}$$

$$Y = 50 - 9,2 - 5 = 35,8 \text{ cm}$$

$$a = \frac{L}{2} - \frac{C}{3} = \frac{50}{2} - 9,2 = 15,8 \text{ cm}$$

$$T = \frac{M - H \cdot a}{Y} = \frac{2800 - 35 \times 15,8}{35,8} = 62,8 \text{ kN}$$

- Cálculo da espessura da chapa

$$M_p = \frac{0,37 \times 5^2}{2} = 4,63 \text{ kN.cm}$$

$$t_p = 3,0 \sqrt{\frac{4,63}{25}} = 1,29 \text{ cm} \cong 12,5 \text{ mm}$$

(item 2.3.4.1)

Ch 12,5x200x500 mm

- Cálculo dos pinos

Seja $\Phi 25 \text{ mm}$ $A = 5,06 \text{ cm}^2$

$$N_T = T = 62,8 \text{ kN} \quad V = 100 \text{ kN}$$

$$N_{Ta} = 2 \times 5,06 \times 14,7 = 148,76 \text{ kN}$$

$$V_a = 6 \times 5,06 \times 7,80 = 236,8 \text{ kN}$$

$$\frac{62,8}{148,76} + \frac{100}{236,8} = 0,84 < 1,2 \text{ OK}$$

$$A_{\text{cone}} = \frac{T}{0,036 \times f_{ck}} = \frac{62,8}{0,036 \times 2,0} = 872 \text{ cm}^2$$

$$L_c = \sqrt{\frac{872}{3,14}} = 16,6 \text{ cm}$$

$$L_{\min} = 12 \times 2,5 = 30,0 \text{ cm}$$

Usar 6 pinos $\Phi 25 \times 300 \text{ mm}$

Distância entre eles no sentido horizontal

$$b = 5 \times 2,5 = 12,5 \text{ cm}$$

- Esmagamento no concreto nos pinos

$$L_{\text{pino}} = 12 \times 2,5 = 30 \text{ cm}$$

$$0,5 \text{ Per.} = 0,5 \times 3,14 \times 2,5 \times 6 = 23,55 \text{ cm}$$

$$f_{\text{esm}} = \frac{100}{30 \times 23,55} = 0,14 < 0,7 \text{ OK}$$

- Cálculo da solda nos pinos

$$f_{ts} = \frac{62,8}{2 \times 3,14 \times 2,5} = 4,0 \text{ kN/cm}$$

$$f_{vs} = \frac{100}{6 \times 3,14 \times 2,5} = 2,12 \text{ kN/cm}$$

$$f_s = \sqrt{4,0^2 + 3 \times 2,12^2} = 5,43 \text{ kN/cm/cm}$$

$$\text{Solda de } 1,0 \text{ cm} \quad R_s = 10,4 \text{ kN/cm/cm}$$

Filete de solda em toda volta nos pinos

$$= 5,43/10,4 = 0,52 \text{ cm}$$

Usar filete mínimo de 8 mm devido a espessura do pino

b – Método AISC-LRFD

$$\text{Tab. A-6, } L = 220 \text{ t} = 9,5 \text{ dp} = 22 \text{ P} = 170 \text{ kN}$$

$$V_u = 60 \times 1,2 + 40 \times 1,6 = 136 \text{ kN}$$

$$H_u = 20 \times 1,2 + 15 \times 1,6 = 48 \text{ kN}$$

$$M_u = 1300 \times 1,2 + 900 \times 1,6 + 136 \times 6 = 3816 \text{ kN.cm}$$

$$F_c = 0,51 f_{ck} = 0,51 \times 2,0 = 1,02 \text{ kN/cm}^2$$

- Cálculo da espessura da chapa

- Verificação de $L = 50 \text{ cm}$

$$L = \frac{48}{2 \times 20 \times 1,02} + \sqrt{\left(\frac{48}{2 \times 20 \times 1,02}\right)^2 + \frac{6 \times 3816}{20 \times 1,02}}$$

$$= 1,18 + 33,52 = 34,70 < 50 \text{ cm OK}$$

- Cálculo de f_{cu} real

$$f_{cu_{\max}} = \frac{48}{50 \times 20} + \frac{6 \times 3816}{20 \times 50^2}$$

$$= 0,048 + 0,458 = 0,51 < 1,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cu_{\min}} = 0,048 - 0,458 = -0,41 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cu_{\max}} + f_{cu_{\min}} = 0,51 + 0,41 = 0,92 \text{ kN/cm}^2$$

$$C = \frac{0,51 \times 50}{0,92} = 27,72 \quad C/3 = \frac{27,72}{3} = 9,24 \text{ cm}$$

$$Y = 50 - 9,24 - 5 = 35,76 \text{ cm}$$

$$a = \frac{50}{2} - 9,24 = 15,76$$

$$N_{tu} = T_u = \frac{3816 - 48 \times 15,76}{35,76} = 85,60 \text{ kN}$$

$$M_{pu} = \frac{0,51 \times 5^2}{2} = 6,38 \text{ kN.cm}$$

$$t_p = 2,5 \sqrt{\frac{6,38}{25}} = 1,26 \text{ cm} \cong 12,5 \text{ mm}$$

(item 2.3.4.2)

Ch 12,5x200x500 mm

- Cálculo dos pinos

Seja $\Phi 22 \text{ mm}$ $A = 3,80 \text{ cm}^2$

$$N_{tu} = 85,60 \text{ kN} \quad V_u = 136 \text{ kN}$$

$$N_{au} = 2 \times 3,8 \times 21,8 = 165,70 \text{ kN}$$

$$V_{au} = 6 \times 3,8 \times 11,6 = 264,50 \text{ kN}$$

$$\frac{85,60}{165,7} + \frac{136}{264,5} = 1,03 < 1,2 \text{ OK}$$

Usar 6 pinos de 22 x 264 mm

Distância entre eles no sentido horizontal = b
 $= 5 \times 2,2 = 11 \text{ cm}$

- Esmagamento do concreto nos pinos

$$L_{\text{pino}} = 2,2 \times 12 = 26,4 \text{ cm}$$

$$0,5 \text{ Per.} = 0,5 \times 3,14 \times 2,2 \times 6 = 20,72 \text{ cm}$$

$$f_{\text{esm}} = \frac{136}{20,72 \times 26,4} = 0,25 < 1,02 \text{ OK}$$

- Cálculo da solda nos pinos

$$f_{\text{tus}} = \frac{85,6}{2 \times 3,14 \times 2,2} = 6,19$$

$$f_{\text{vus}} = \frac{136}{6 \times 3,14 \times 2,2} = 3,28$$

$$f_{\text{us}} = \sqrt{6,19^2 + 3 \times 3,28^2} = 8,40 \text{ kN/cm}$$

Solda de 1,0 cm $R_s = 15,4 \text{ kN/cm/cm}$

Filete de solda em toda volta nos pinos

$$= 8,40/15,4 = 0,55 \text{ cm}$$

Usar filete de 8mm

5.2.3 – Consoles feito previamente no concreto

Esta é uma boa alternativa de colocação das vigas de aço junto ao pilar de concreto, visto facilitar a montagem das mesmas sem necessidade prévia de colocação de chapas com pinos que são posicionadas durante a concretagem. Esta solução, exige como medida de segurança a colocação de chumbadores para cisalhamento.

A chapa de apoio deve ser calculada conforme item 5.1.

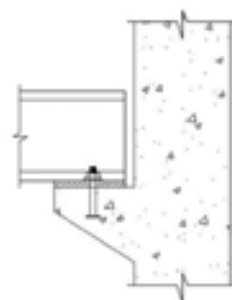


Figura 5.5 – Consoles

5.2.4 – Nichos feito previamente no concreto.

Esta também é uma solução muito utilizada para apoios das vigas de aço nos pilares de concreto, embora exijam um pouco mais de cautela na montagem das vigas, devido as dimensões dos nichos. A chapa de aço do apoio deve ser calculada de acordo com o item 5.1.

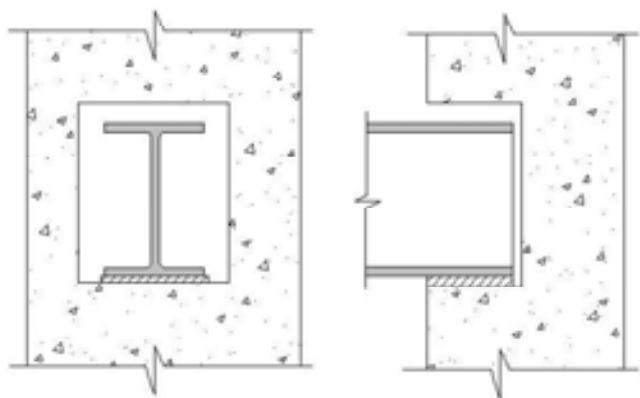


Figura 5.6 – Nichos

5.3 – Soluções após a construção pronta

Para este caso a solução mais viável é a colocação de chapas verticais fixadas através de chumbadores de expansão ou de fixadores com adesivos químicos.

A gama encontrada no mercado é muito grande, e entre estes podemos citar:

5.3.1 - Tipos de fixadores

1- Chumbadores de expansão

Este tipo de chumbador é constituído por uma haste de aço com uma capa na ponta que permite a abertura quando apertado, fixando-se por meio de aderência no concreto. Em geral a sua resistência de tração é pequena, variando de 15 a 60 kN, dependendo da distância entre eles, pois exige uma distância mínima.

São usados para fixações de pequena intensidade de carga.

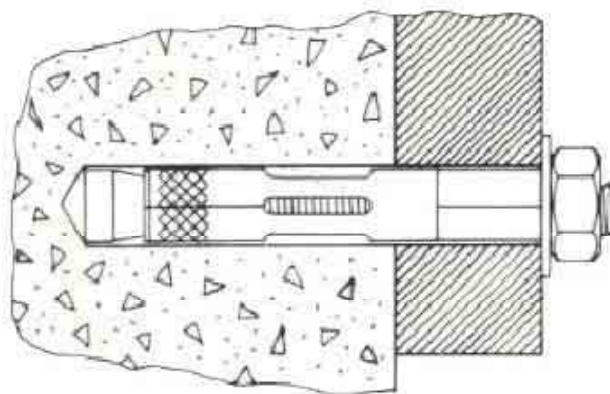


Figura 5.7 – Chumbador de expansão

2 – Fixadores com adesivos químicos

Este tipo de fixador é composto por uma barra roscada de aço junto com uma ampola ou cartucho de adesivo químico, que permite uma fixação rápida e segura. Em geral possui boa resistência à tração e ao corte sendo um dos mais usados. Em geral sua resistência à tração varia de 9,3 a 168,7 kN dependendo do diâmetro, da resistência do concreto da profundidade, da distância entre eles e da distância às bordas (Item 5.3.1). Os parafusos têm em média uma resistência à rutura elevada da ordem de 70 a 80 kN/cm², e são encontrados nos diâmetros de 9,5 a 31,8 mm em várias comprimentos.

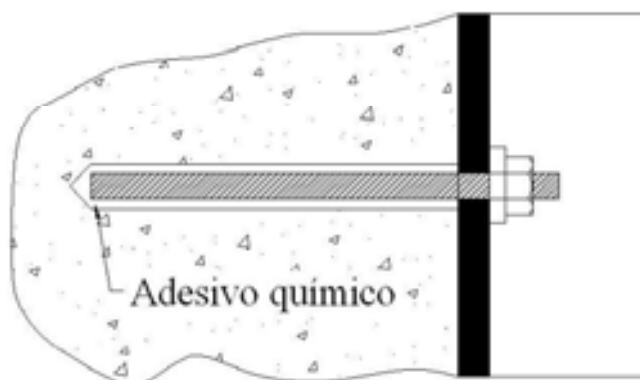


Figura 5.8 – Fixador químico

Apresentamos nas tabelas A-7 a A-9 valores médios para cálculo da resistência com estes tipos de fixadores.

O projetista deve consultar os catálogos dos fabricantes para escolher aquele que melhor lhe atenda.

– Cálculo da Resistência dos fixadores químicos em função das distâncias.

Em geral a resistência dos chumbadores químicos é calculado pela seguinte equação:

$$F_R = F_T \cdot f_r \cdot f_a$$

F_R = valor de carga recomendada, já aplicado o coeficiente de segurança;

F_T = valor da carga de tração ou cortante tabelado feito por ensaios.

f_r = valor de redução quanto a borda .

f_a = valor de redução quanto a distância entre eles.

Se existe mais de uma distância a borda ou entre ancoragens deve ser aplicado o fator de redução para cada condição de influência, Para

borda $f_r = f_{r1} \cdot f_{r2} \cdot f_{r3}$.

Para distância entre eles $f_a = f_{a1} \cdot f_{a2} \cdot f_{a3}$

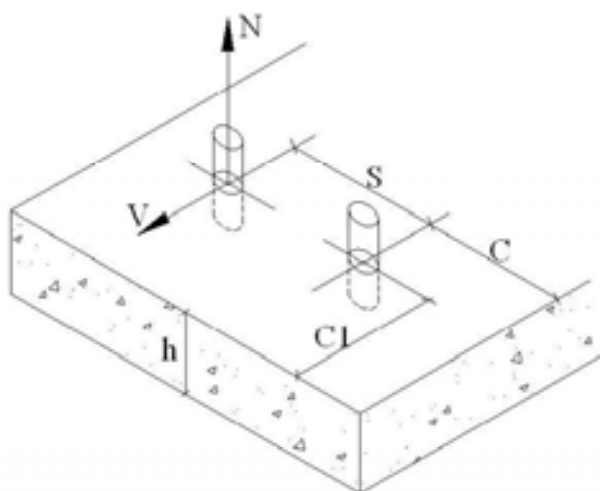


Figura 5.9 – Distâncias entre ancoragens e ancoragens e bordas

Para que não ocorram reduções as seguintes distâncias devem ser respeitadas:

S = distância entre ancoragens $> 20da$

C = distância da ancoragem até a borda $> 17da$

h_{nom} = profundidade da ancoragem $> 6,5 da$

h_{ef} = profundidade efetiva de ancoragem

$h_{ef} > h_{nom}$

da = diâmetro da ancoragem

As distâncias mínimas também devem ser respeitadas e são ;

$$S_{min} > 0,5 h_{ef} \quad e \quad S_{cr} = 1,5 h_{ef}$$

$$C_{min} > 0,5 h_{ef} \quad e \quad C_{cr} = 1,5 h_{ef}$$

Fórmulas para cálculo do fator de redução para ancoragem por atrito :

1.1- Ancoragem para cargas pesadas Tab. A-7

- Fator de distância entre ancoragens **Tração e Corte**

$$f_a = 0,55 + \frac{0,30 \times S}{h_{ef}}$$

- Fator de ajuste de borda para **Tração**

$$f_{rt} = 0,40 + \frac{0,40 \times C}{h_{ef}}$$

- Fator de ajuste de borda para **Corte** (perpendicular a borda)

$$f_{rv} = \frac{0,75 \times C}{h_{ef}} - 0,125$$

-Fator de ajuste de borda para **Corte** (paralelo a borda)

$$f_{rv2} = 0,475 + \frac{0,35 \times C}{h_{ef}}$$

No caso de haver carga combinada de tração e corte, é necessário uma verificação adicional através das seguintes fórmulas:

$$\frac{N}{N_{rec}} + \frac{V}{V_{rec}} \leq 1,2 \text{ (conservadora)}$$

$$\left(\frac{N}{N_{rec}}\right)^{5/3} + \left(\frac{V}{V_{rec}}\right)^{5/3} \leq 1,0$$

Obs : No Anexo A, são fornecidos as Tabelas A-7 a A-9, para efeito de projeto.

Para execução consultar o catálogo do fabricante.

5.3.2- Espessuras dos pilares

5.3.2.1 - Pilares de grandes espessuras

Se o pilar for de dimensão (largura ou comprimento) acima de 500 mm pode-se colocar parafusos de expansão ou químicos com o diâmetro e profundidades necessários para atender as cargas de acordo com o tipo e fabricante (Fig 5.10.a,b).

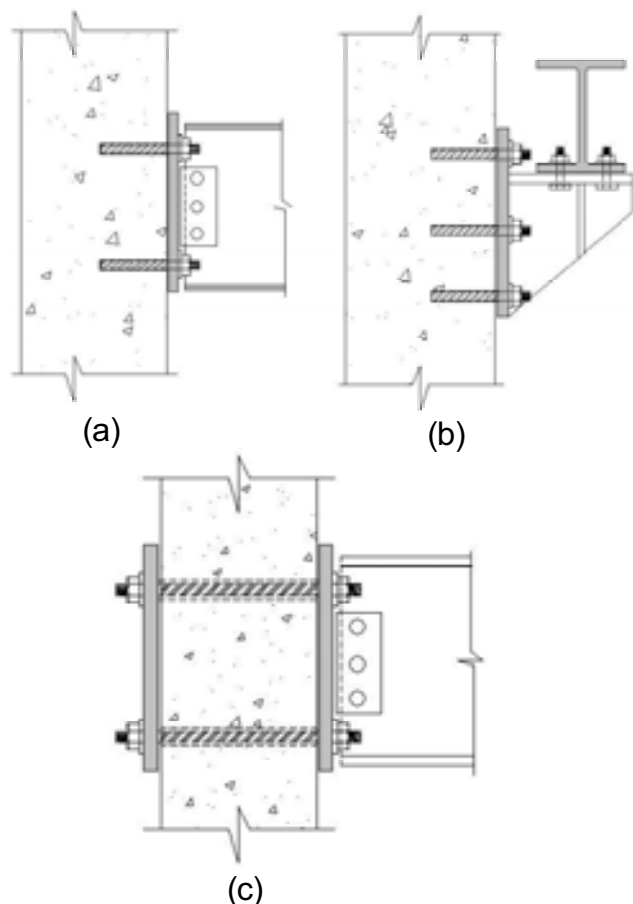


Figura 5.10 - Fixação através de chumbadores de expansão, químicos ou protendidos.

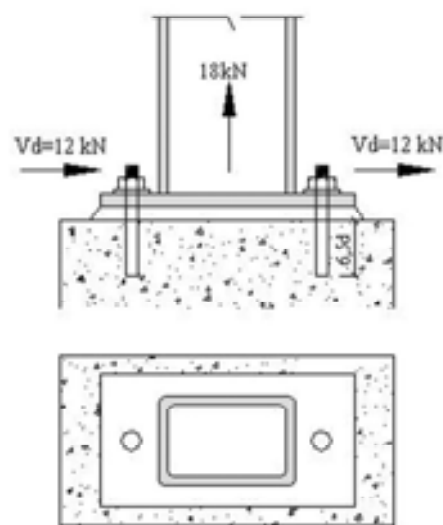
5.3.2.2 - Pilares de pequenas espessuras

Se o pilar for de dimensão (comprimento ou largura) inferior ou igual a 500 mm a melhor solução é a colocação de chumbadores ou parafusos passantes, que atravessam toda a espessura, fixando-se em uma outra chapa no outro lado dando uma protensão no chumbador (Fig. 5.10.c)

Uma boa solução também é o uso de barras protendidas tipo DYWDAG, que são apresentadas no mercado com diâmetro de 32 mm com resistência à ruptura de 820 kN e de escoamento de 680 kN. Usa-se um coeficiente de segurança 4, com uma carga de trabalho da ordem de 200 kN.

Exige-se uma distância vertical mínima entre centros de ancoragens de 22 cm e a distância horizontal mínima entre barras de 7,6 cm.

Exemplo 5.5 – Verificar se uma ancoragem de fixador químico de 5/8" de acordo com as Tab. A-7 a A-9, atendem. As cargas indicadas na figura são devido ao vento. O pilar é um tubo retangular de 10,0x5,0 cm.



a – Método AISC - ASD

Verificação da ancoragem

De acordo com a tabela A-7 para cargas admissíveis no concreto e A-8 na barra de aço temos:

$$f_{ck} = 28 \text{ MPa} = 2,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$T_c = 23 \text{ kN} \quad V_c = 30 \text{ kN} \quad (\text{Tab. A-7 conc.})$$

$$T_a = 65 \text{ kN} \quad V_a = 34 \text{ kN} \quad (\text{Tab. A-8 –Super})$$

$$h_{ef} = 12,7 \text{ cm} \quad C = C1 = 20 \text{ cm} \quad (\text{adotado})$$

$$S = 15 \text{ cm} > h_{ef} = 0,5 \times 12,7 = 6,35 \text{ OK}$$

$$S_{cr} = 1,5h_{ef} = 1,5 \times 12,7 = 19,05 \text{ cm} > 15 \text{ OK}$$

$$C = 20 \text{ cm} > 0,5 \times 12,7 = 6,35 \text{ OK}$$

$$C_{cr} = 1,5 \times 12,7 = 19 < 20 \text{ OK}$$

$$\text{Carga atuante } N_t = 18/2 = 9 \text{ kN} \quad V = 12 \text{ kN}$$

Fator de ajuste para distância entre ancoragens
Tração e Corte

$$f_a = 0,55 + \frac{0,30 \times 15}{12,7} = 0,90$$

Fator de ajuste para distância de borda:
Tração

$$f_m = 0,40 + \frac{0,40 \times 20}{12,7} = 1,03 \text{ usar } 1,0$$

Fator de ajuste de distância perpendicular a
borda: Corte

$$f_{rv} = \frac{0,75 \times 20}{12,7} - 0,125 = 1,06 \text{ usar } 1,0$$

Fator de ajuste de distância paralela a borda:
Corte

$$f_{rv2} = 0,475 + \frac{0,35 \times 20}{12,7} = 1,03 \text{ usar } 1,0$$

-Carga de trabalho recomendada

Tração:

$$N_{rec} = N_T \cdot f_a \cdot f_{rt} = 23 \times 0,90 \times 1,0 = 20,7 \text{ kN}$$

Corte :

$$V_{rec} = V \cdot f_a \cdot f_{rv} \cdot f_{rv2} = 34 \times 0,90 \times 1,0 = 30,6 \text{ kN}$$

$$\frac{9}{20,7} + \frac{12}{30,6} = 0,43 + 0,39 = 0,82 < 1,2 \text{ OK}$$

– Verificação da placa de base a tração
(Item 2.3.3)

$$F_y = 25 \text{ kN/cm}^2 \quad d = bf = 10 \text{ cm} \quad g = 15 \text{ cm}$$

De acordo com 2.3.1.1 temos para $1,42bf > d$:

$$t_p = 0,28 \sqrt{\frac{N_t \cdot g \cdot d}{d^2 + 2bf^2}} \quad (\text{Item 2.3.3})$$

$$t_p = 0,28 \sqrt{\frac{18 \times 15 \times 10}{100 + 2 \times 100}} = 0,84 \text{ cm}$$

Usar Ch 9,5x150x200 mm

b- Método AISC-LRFD

– Verificação da ancoragem

De acordo com a tabela A-7 fatorada por 1,5 e A-9

$$f_{ck} = 2,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$T_{uc} = 23,0 \times 1,5 = 34,5 \text{ kN} \quad (\text{no concreto})$$

$$V_{uc} = 30,0 \times 1,5 = 45,0 \text{ kN} \quad "$$

$$T_{ua} = 94 \text{ kN} \quad (\text{Super})$$

$$V_{ua} = 51 \text{ kN}$$

Cargas atuantes fatoradas

$$N_{tu} = 1,6 \times 18 = 28,8 / 2 = 14,4 \text{ kN}$$

$$N_{vu} = 1,6 \times 12 = 19,2 \text{ kN}$$

Concreto pior caso

$$N_{urec} = 34,5 \times 0,90 \times 1,0 = 31,0 \text{ kN}$$

$$V_{urec} = 45,0 \times 0,90 \times 1,0 = 40,5 \text{ kN}$$

$$\frac{14,4}{31,0} + \frac{19,2}{40,5} = 0,94 < 1,2 \text{ OK}$$

– Verificação da placa de base a tração

De acordo com 2.3.1.1 temos:

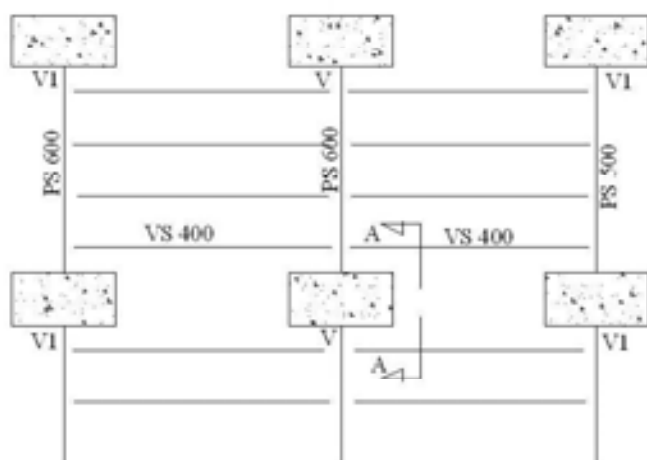
$$t_p = 0,21 \sqrt{\frac{N_{tu} \cdot g \cdot d}{d^2 + 2bf^2}} = 0,21 \sqrt{\frac{28,8 \times 15 \times 10}{100 + 2 \times 100}} = 0,80 \text{ cm}$$

Ligações vigas de aço com elementos de concreto

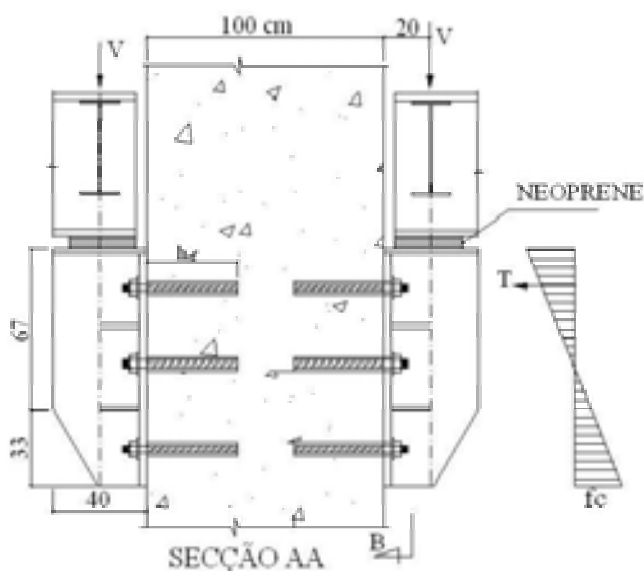
Usar Ch 8,0x150x200 mm

Exemplo 5.6 – Dimensionar o console e a ligação junto ao pilar de concreto já construído com $f_{ck} = 14 \text{ MPa} = 1,4 \text{ kN/cm}^2$ de acordo com as cargas indicadas na figura, considerando :

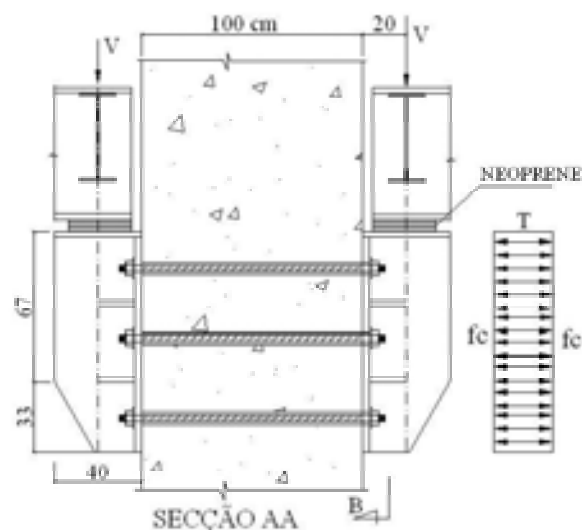
- Fixador químico com aço Super (Tab. A-8)
 - Barra protendida tipo DYWIDAG ST85
- Aço para o console $F_y = 25 \text{ kN/cm}^2$



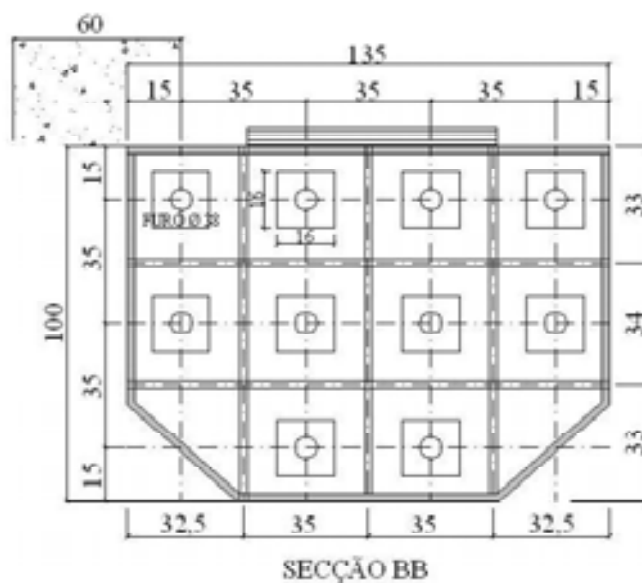
(a)



(b)



(c)



(d)

Para efeito de cálculo para as tensões no concreto vamos considerar $A_2 = A_1$

a – Método AISC-ASD

$$V_{CP} = 400 \text{ kN} \quad V_{CA} = 300 \text{ kN}$$

$$V = 400 + 300 = 700 \text{ kN}$$

$$M = 700 \times 20 = 14000 \text{ kN.cm}$$

$$F_c = 0,35.f_{ck} = 0,35 \times 1,50 = 0,53 \text{ kN/cm}^2$$

$$L = 100 \text{ cm} \quad B_{\text{inferior}} = 70 \text{ cm}$$

$$L_{nec} = \sqrt{\frac{6M}{B.f_c}} = \sqrt{\frac{6 \times 14000}{70 \times 0,53}} = 47,60 < 100 \text{ OK}$$

- Cálculo de f_c real e parâmetros

$$f_{c_{\max}} = f_{c_{\min}} = \frac{6M}{B.L^2} = \frac{6 \times 14000}{70 \times 100^2} = 0,12 < 0,53 \text{ OK}$$

$$C = \frac{L}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \quad C/3 = \frac{50}{3} = 16,67$$

$$Y = L - \frac{C}{3} - e = 100 - 16,67 - 15 = 68,33 \text{ cm}$$

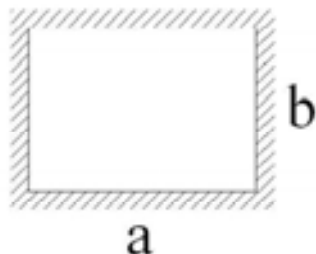
$$T = \frac{M}{Y} = \frac{14000}{68,33} = 205 \text{ kN}$$

- Cálculo da espessura da chapa sem reforço

$$M_p = \frac{0,12 \times 33^2}{2} = 65,34 \text{ kN.cm}$$

$$t_p = 3,0 \sqrt{\frac{65,34}{25}} = 4,85 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ mm}$$

- Cálculo da espessura da chapa com os reforço conforme figura.



$$a/b = 35/33 = 1,06$$

$$\beta = 0,34$$

$$t_p = b \sqrt{\frac{\beta \cdot f_c}{0,66 F_y}} = 33 \sqrt{\frac{0,34 \times 0,12}{0,66 \times 25}} = 1,64 \text{ cm}$$

Usar Ch 16 x 1000x1350mm

- Cálculo da chapa de reforço

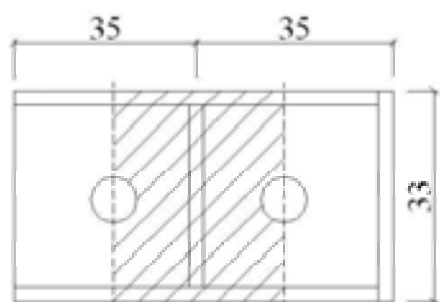


Figura 5.11

$$M = \frac{0,12 \times 35 \times 33^2}{2} = 2287 \text{ kN.cm}$$

Seja Ch 12,5 x (40+20)/2

$$W = \frac{1,25 \times 30^2}{6} = 187,5 \text{ cm}^3$$

$$f_b = \frac{2287}{187,5} = 12,20 < 0,6 F_y = 15,0 \text{ OK}$$

- Cálculo da chapa da mesa superior do console.

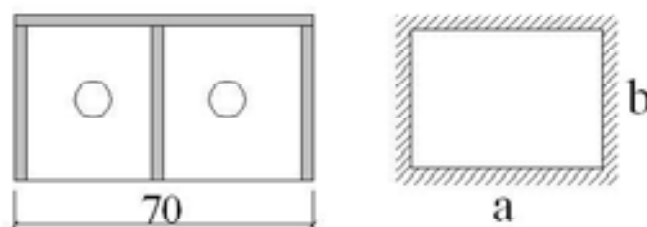


Figura 5.12

$$a/b = \frac{35}{40} = 0,875 \quad \beta = 0,32$$

$$f_p = 700/70 \times 40 = 0,25 \text{ kN/cm}^2$$

$$t_p = 40 \sqrt{\frac{0,32 \times 0,25}{0,66 \times 25}} = 2,78$$

Usar Ch 32x400x1350 mm

- Verificação da alma

$$N_a = \frac{700}{2} = 350 \text{ kN}$$

$$F_v = 0,4 \times 25 = 10 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_v = \frac{350}{100 \times 1,25} = 2,8 < F_v \text{ OK}$$

- Cálculo do filete de solda

$$f_s = \frac{350}{2 \times 100} = 1,75 \text{ kN/cm}$$

$$a_s = \frac{1,75}{10,4} = 0,17 \text{ cm} = 1,7 \text{ mm}$$

Usar solda mínima 6 mm

- **Cálculo dos fixadores de ancoragem**
Tabelas A-7 e A-8 Super

$$f_t = \frac{205}{4(\text{paraf.})} = 51,20 \text{ kN}$$

$$f_v = \frac{700}{10(\text{paraf.})} = 70 \text{ kN}$$

Parafuso $\Phi 1 \frac{1}{4}$ " = 32 mm prof.=381mm

No concreto (Tab. A-7)

$F_{tc} = 110 \text{ kN}$ $F_{vc} = 169 \text{ kN}$

No pino de aço Super (Tab. A-8)

$F_{ta} = 259 \text{ kN}$ $F_{va} = 136 \text{ kN}$

$C = 60 \text{ cm}$ $S = 35 \text{ cm}$ $h_{ef} = 38,1 \text{ cm}$
 $C > h_{ef}$ OK $S > h_{ef}$ NOK

$S_{CR} > 1,5 \times h_{ef} = 1,5 \times 38,1 = 57,15 \text{ NOK}$

$C_{CR} > 1,5 \times h_{ef} = 1,5 \times 38,1 = 57,15 \text{ OK}$

- **Cálculo dos fatores de ajuste**

- Distância de borda **a Tração e ao Corte**

$$f_a = 0,55 + \frac{0,30 \times 35}{31,8} = 0,88$$

- Distância entre ancoragens - **Tração**

$$f_a = 0,40 + \frac{0,40 \times 60}{38,1} = 1,03 \text{ usar } 1,0$$

- Distância da borda **perpendicular - Corte**

$$f_{rv} = \frac{0,75 \times 60}{38,1} - 0,125 = 1,06 \text{ usar } 1,0$$

- Distância da borda **paralela - Corte**

$$f_{rv2} = 0,475 + \frac{0,35 \times 60}{38,1} = 1,03 \text{ usar } 1,0$$

No concreto

$N_{nec} = 110 \times 0,88 \times 1,0 = 96,8 \text{ kN}$

$V_{nec} = 169 \times 0,88 \times 1,0 = 148,7 \text{ kN}$

$$\frac{N}{N_{nec}} + \frac{V}{V_{nec}} < 1,2$$

$$\frac{51,20}{96,8} + \frac{70}{148,7} = 1,0 < 1,2 \text{ OK}$$

No pino de aço

$N_{nec} = 259 \times 0,88 \times 1,0 = 228 \text{ kN}$

$V_{nec} = 136 \times 0,88 \times 1,0 = 120 \text{ kN}$

$$\frac{51,20}{228} + \frac{70}{120} = 0,81 < 1,2 \text{ OK}$$

Profundidade 381 mm (Tab. A-7)

- Esmagamento no concreto

$L_{pino} = 38,1 \text{ cm}$

$$0,5P = 0,5 \times 3,14 \times 3,2 = 5,03$$

$$f_{esm} = \frac{70}{5,03 \times 38,1} = 0,36 < 0,53 \text{ OK}$$

- **Barra protendida tipo DYWIDAG**

$N = 700 \text{ kN}$ $Ach = 135 \times 100 - 29 \times 33 \times 2/2 = 12543 \text{ cm}^2$

$\Phi 32 > N_{proj} = 2000 \text{ kN} > 700 \text{ kN OK}$

Tensão no concreto = $2000/12543 = 0,16 < 0,53 \text{ OK}$

b – Método AISC-LRFD

$V_u = (1,2 \times 400) + (1,6 \times 300) = 960 \text{ kN}$

$M_u = 960 \times 20 = 19200 \text{ kN.cm}$

$L = 100 \text{ cm}$ $B = 70 \text{ cm}$

$F_{cu} = 0,51 \times 1,5 = 0,77 \text{ kN/cm}^2$ (Tab.2.2)

- Cálculo de f_c real e parâmetros

$$f_{cu_{max}} = f_{cu_{min}} = \frac{6 \times 19200}{70 \times 100^2} = 0,16 \text{ kN/cm}^2 < 0,77$$

$C = 50$ $C/3 = 16,67$ $Y = 68,30$

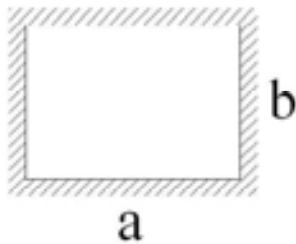
$$T = \frac{19200}{68,3} = 281 \text{ kN}$$

- Cálculo da espessura da chapa sem reforço

$$M_{pu} = \frac{0,16 \times 33^2}{2} = 87,1 \text{ kN.cm}$$

$$t_p = 2,5 \sqrt{\frac{87,1}{25}} = 4,66 \text{ cm} \gg 50 \text{ mm}$$

- Cálculo da chapa com reforço



$$a/b = 1,06$$

$$\beta = 0,34$$

$$t_p = 33 \sqrt{\frac{0,34 \times 0,16}{0,99 \times 25}} = 1,55 \text{ cm} > 16 \text{ mm}$$

- Cálculo da chapa de reforço

$$M_{pu} = \frac{0,16 \times 35 \times 33^2}{2} = 3049 \text{ kN.cm}$$

Seja chapa mínima de 12,5 mm

$$W_x = \frac{1,25 \times 30^2}{6} = 187,5 \text{ cm}^3$$

$$f_{bu} = \frac{3049}{187,5} = 16,3 < 0,99 \times 25 = 24,75 \text{ OK}$$

- Cálculo da mesa superior do console

$$f_{pu} = \frac{960}{70 \times 40} = 0,34 \text{ kN/cm}^2$$

$$a/b = 0,875 \quad \beta = 0,32$$

$$t_p = 40 \sqrt{\frac{0,32 \times 0,34}{0,99 \times 25}} = 2,65 \text{ cm}$$

Usar Ch 32x400x1350 mm

- Verificação da alma $t_w = 12,5 \text{ mm}$

$$N_{au} = \frac{960}{2} = 480 \text{ kN}$$

$$F_{vu} = 0,60 F_y = 0,60 \times 25 = 15,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{vu} = \frac{480}{1,25 \times 100} = 3,84 < 15,0 \text{ OK}$$

- Cálculo do filete de solda

$$f_{su} = \frac{480}{2 \times 100} = 2,4 \text{ kN/cm} \quad a_s = \frac{2,4}{15,4} = 0,16 \text{ cm}$$

Solda mínima de 6 mm.

- Cálculo dos fixadores de ancoragem
Tab. A-7 e A-9 Super

$$N_u = \frac{281}{4 \text{ paraf.}} = 70,3 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{960}{10 \text{ paraf.}} = 96 \text{ kN}$$

Parafuso $\Phi 1 \frac{1}{4}'' = 32 \text{ mm}$

$$f_a = 0,88 \quad f_{rv} = 1,0$$

No concreto (Tab. A-8)

$$N_{unec} = 110 \times 0,88 \times 1,5 = 145 \text{ kN}$$

$$V_{unec} = 169 \times 0,88 \times 1,5 = 223 \text{ kN}$$

$$\frac{70,3}{145} + \frac{96}{223} = 0,92 < 1,2 \text{ OK}$$

No pino de aço (A-9)

$$N_{ua} = 384 \text{ kN} \quad V_{ua} = 205 \text{ kN}$$

$$N_{unec} = 384 \times 0,88 \times 1,0 = 338 \text{ kN}$$

$$V_{unec} = 205 \times 0,88 \times 1,0 = 180 \text{ kN}$$

$$\frac{70,3}{338} + \frac{96}{180} = 0,74 < 1,2 \text{ OK}$$

- Barra protendida tipo DYWIDAG

Desfatorar e considerar como nas tensões admissíveis.

5.4 - Detalhe Construtivo



Figura 5.13

Bibliografia

1-American Institute of Steel Construction
AISC- ASD/LRFD 13^a -2005

2-American Institute of Steel Construction
Colunas Base Plates –Steel Design Guide
Series N° 1 – John T. Dewolf e David T.
Bicker – 3^a 2003.

3-American Institute of Steel Construction
Industrial Building – Guide Series N° 7 –
M. Fisher – 1993.

4-American Institute of Steel Construdtion
AISC-Engineering Journal – second
quarter-1973 – Head Steel Anchor under
Combined Loading -Patrick J. McMackin,
Roger G. Slutter, and John W. Fisher

5-American Institute of Steel Construction
–AISC –Engineering Journal – first quarter-
1980 – Momente Resisting Connections for
Mixed Construction – Neil M. Hawkins,
Denis Mitchell, and Charles W. Roeder.

6-American Institute of Steel Construction
–AISC – Engineering Journal – first quarter-
1981 – Connectios Between Steel Frames
and Concrete Walls – C.W. Roeder and
Neil M. Hawkins.

7-NBR 8800 – Projeto e execução de es-
truturas de aço de edifícios.- em revisão

8-Muknov, K Estruturas Metálicas -Editora
Mir –Moscou 1980

9-Blodgett, O . W Design of Welded
Structures,- James F. – Lincoln Arc Welding
Foundation-1966

10-Lescouarc'h, Ivon; Colson, Andre
Construction Steel Design – Am
International Guide – Elsever Applied
Science – 1992

11-Mac Ginley, T. J Structural Steework

Editora Newnes- 1975

12-Andrade, Péricles Barreto Curso bási-
co de Estruturas de Aço IEA Editora 3^a
2004.

13-R. G. Ogden Ba; R. Henley Construc-
tions Between Steel and Other Materials
Interfaces 1996 .

14-Salmon, G. Charles; Johnson, John E.
Steel Structures- Design and Beharvor 3^a
1990.

15-Bellei, Ildony H. Edifícios industriais em
aço Editora Pini 5^a edição, 2004.

16-Bellei, Ildony H. ; Pinho Fernando O. :
Pinho Mauro O. Edifícios de múltiplos an-
dares em aço Editora Pini, 2004.

17-Manual Técnico de Produtos – HILTI –
2005/2006

18-Sistema de protensão DYWIDAG-
2005

19-Tecnart – Sistema de fixação – 2005

20-USM do Brasil Parabolt

21-Walsyma Sistema de fixação

Anexos

Tabela A-1 – Dimensões mínimas de uma solda de filete

Maior espessura do metal base na junta (mm)	Dimensão nominal mínima da solda de filete (mm)
até 6,35	3
> 6,35 até 12,5	5
>12,5 até 19,0	6
> 19,0	8

Executadas somente com um passe.

Tabela A-2 - Resistência admissível do filete de solda ao Cisalhamento R_s (kN / cm), em função dos eletrodos E60 e E70 – AISC-ASD – $F_v = 0,3 F_w$

$$R_{fil} = h_s F_v$$

$$F_v = 0,3 F_w$$

$$\text{Fazendo } a = l = 1\text{cm}$$

$$E60 = 0,3 \times 41,5 = 12,45 \text{ kN/cm}^2$$

$$E70 = 0,3 \times 48,5 = 14,55 \text{ kN/cm}^2$$

a (mm)	Solda Manual			Solda a arco submerso		
	Garganta efetiva $h_s=0.707a$ (cm)	Eletrodo		Garganta efetiva – h_s (cm)	Eletrodo	
		E60 R_s	E70 R_s		E60 R_s	E70 R_s
3	0,212	2,70	3,10	0,3	3,80	4,40
5	0,354	4,50	5,20	0,5	6,30	7,40
6	0,425	5,40	6,30	0,6	7,60	8,80
8	0,566	7,20	8,40	0,8	10,0	11,8
10	0,707	9,00	10,4	1,00	12,5	14,6
13	0,919	11,6	13,6	1,20	15,2	17,7
16	1,131	14,3	16,7	1,41	17,9	20,8
19	1,343	17,0	19,9	1,62	20,6	23,9
22	1,555	19,7	23,0	1,84	23,8	27,7

(1) - Para solda manual $h_s=0,707 a$

(2) - Para solda a arco submerso $h_s = a$ para $a < 9.3\text{mm}$

Tabela A-3 - Resistência limite do filete de solda a Cisalhamento R_{sn} (kN / cm), em função dos eletrodos E60 e E70 - AISC-LRFD – $F_{vu} = 0,45 F_w$

a (mm)	Solda Manual			Solda a arco submerso		
	Garganta efetiva (1) $h_s=0.707a$ (cm)	Eletrodo		Garganta efetiva (2) h_s (cm)	Eletrodo	
		E60 Rs	E70 Rs		E60 Rs	E70 Rs
3	0,212	3,96	4,62	0,3	5,61	6,54
5	0,354	6,62	7,72	0,5	9,35	10,9
6	0,425	7,96	9,26	0,6	11,2	13,1
8	0,566	10,6	12,3	0,8	15,0	17,4
10	0,707	13,2	15,4	1,00	18,7	21,8
13	0,919	17,2	20,0	1,20	22,4	26,2
16	1,131	21,1	24,6	1,41	26,4	30,7
19	1,343	25,1	29,3	1,62	30,3	35,3
22	1,555	29,0	33,9	1,84	35,1	40,9

- (1) - Para solda manual $h_s = 0,707 a$
 (2) - Para solda a arco submerso $h_s = a$ para $a < 9.3\text{mm}$ e
 $h_s = 0,707 a + 2.8\text{mm}$ para $a > 9.3\text{mm}$
 (3) - Apesar da resistência da solda ser maior quando se usa solda a arco submerso, aconselha-se, pôr medida de segurança, não usar este valor, pois, é muito difícil a priori estabelecer se em uma ligação soldada será feita manual ou a arco submerso.

Tabela A-4 – Tipos de furos – dimensões em mm

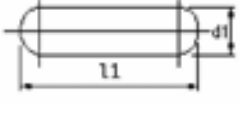
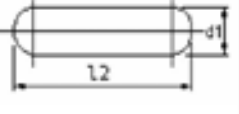
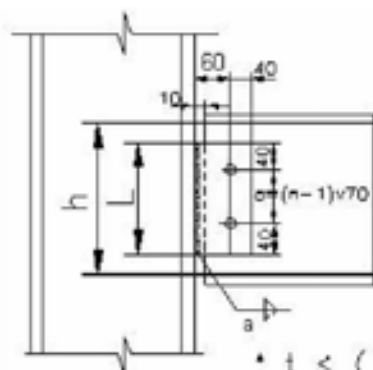
Diâmetro nominal do parafuso ou da barra rosqueada	Furo padrão	Furo alargado	Furo pouco alongado		Furo muito alongado	
						
dp	d1	d2	d1	l1	d1	l2
12 < dp < 21 21 < dp < 23	dp+2,0	dp+4,0 dp+6,0	dp+2,0	dp+6,0	dp+2,0	2,5dp
23 < dp < 26 dp > 26	dp+3,0	dp+6,0 dp+8,0	dp+3,0	dp+8,0 dp+10,	dp+3,0	2.5d

Tabela A-5 – Cargas admissíveis de cisalhamento simples em kN em chapa para furos normais e pouco alongados – AISC-ASD



- * Cargas admissíveis P em kN (ASD)
- * Parafuso A325-N
- * Chapa de aço $F_y > 250 \text{ kN/cm}^2$
- * Deverá ser verificada a chapa de alma no caso de ligação em vigas

$$* t < (dp/2 + 0,2) \quad * t > L/64 \quad * L > 0,5h$$

h mm	n.	L mm	t mm	16 (5/8")		19 (3/4")		22 (7/8")		25 (1")	
				P	D	P	D	P	D	P	D
175	2	150	6,35	29	5	42	5	57	5	75	5
a			8,0	29	6	42	6	57	6	75	6
300			9,5	29	8	42	8	57	8	75	8
250	3	220	6,35	54	5	78	5	106	5	108	5
a			8,0	54	6	78	6	106	6	138	6
450			9,5	54	8	78	8	106	8	138	8
350	4	290	6,35	82	5	118	5	160	5	142	5
a			8,0	82	6	118	6	160	6	179	6
600			9,5	82	8	118	8	160	8	212	8
400	5	360	6,35	110	5	160	5	218	5	175	5
a			8,0	110	6	160	6	218	6	223	6
700			9,5	110	8	160	8	218	8	264	8
500	6	430	6,35	142	5	204	6	278	6	263	6
a			8,0	142	6	204	8	278	8	313	8
900			9,5	142	8	204	10	278	10	363	10
550	7	500	8,0	172	6	249	6	338	6	335	6
a			9,5	172	8	249	8	338	8	402	8
1000											

Foram estabelecidas as seguintes premissas:

$$t < (dp/2 + 2,0), \text{ mm} \quad t > L/64 \quad L > 0,5h.$$

Fórmulas usadas nos cálculos para compor a tabela :

1- Capacidade da chapa $R_c = 0,4 F_y L t$, kN.

2- Determinação do filete de solda $a = R_c / (L C)$, cm

3 - Resist. do grupo de parafusos $R_p = C r_v$, kN ,

dando os seguintes valores :

$C = 1$ para $n = 2$; 1,84 para $n = 3$; 2,79 para $n = 4$; 3,8 para $n = 5$; 4,84 para $n = 6$ e 5,89 para $n = 7$.

4 - Resistência da chapa a ruptura, $F_u = 40 \text{ kN / cm}^2$ $R = 0,3 F_u t(L - n df)$

C_1 = coeficiente em função de a/L

C_2 = coeficiente em função de L

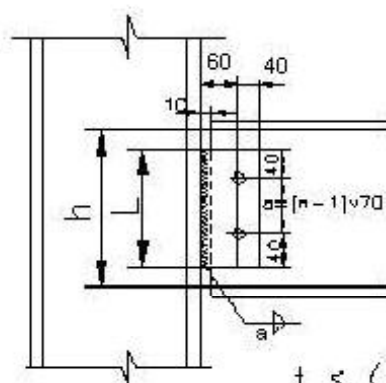
L = comprimento da chapa, cm

n = número de parafusos em linha

t = espessura da chapa, cm

$$df = dp + 0,2, \text{ cm}$$

Tabela A-6 – Cargas limites a cisalhamento simples em kN , em chapa para furos normais e pouco alongados – AISC-LRFD



* Cargas admissíveis P em kN (A30)

* Parafuso A325-N

* Chapa de aço $F_y > 250 \text{ kN/cm}^2$

* Deverá ser verificada a chapa de alma no caso de ligação em vigas

$$t < (dp/2 + 0,2) \quad \text{e} \quad t > L/64 \quad \text{e} \quad L > 0,5h$$

h mm	N	L mm	t mm	dp 16 (5/8")		dp 19 (3/4")		dp 22 (7/8")		dp 25 (1")	
				Pu	a	Pu	a	Pu	a	Pu	a
175	2	150	6.35	44	5	62	5	85	5	110	5
a			8,0	44	6	62	6	85	6	110	6
300			9.5	44	8	62	8	85	8	110	8
250	3	220	6.35	87	5	125	5	170	5	172	5
a			8,0	87	6	125	6	170	6	215	6
450			9.5	87	8	125	8	170	8	222	8
350	4	290	6.35	139	5	200	5	245	5	230	5
a			8,0	139	6	200	6	270	6	287	6
600			9.5	139	8	200	8	270	8	345	8
400	5	360	6.35	190	5	275	5	306	5	287	5
a			8,0	190	6	275	6	375	6	359	6
700			9.5	190	8	275	8	375	8	430	8
500	6	430	8,0	244	6	352	6	460	6	430	6
a			9,5	244	8	352	8	477	8	518	8
900											
550	7	500	8,0	297	6	428	6	338	6	505	6
a			9.5	297	8	428	8	338	8	605	8
1000											

Fórmulas usadas nos cálculos para compor a tabela :

1- Capacidade da chapa $R_c = 0,6 F_y L t$, kN.

2- Determinação do filete de solda $a = R_c / (L C)$, cm

3 - Resist. do grupo de parafusos $R_p = C r_v$, kN

dando os seguintes valores :

$C = 1,00$ para $n = 2$; $1,84$ para $n = 3$; $2,79$ para $n = 4$; $3,80$ para $n = 5$;

$4,84$ para

$n = 6$ e $5,89$ para $n = 7$.

4 – Resistência da chapa a rutura, $F_u = 40 \text{ kN/cm}^2$ $R = 0,45 F_u t (L - n df)$.

L = comprimento da chapa, cm

n = numero de parafusos em linha

t = espessura da chapa, cm

$df = dp + 0,2$, cm

Tabela A -7 – Cargas admissíveis de aderência química com barras de aço, em Concreto de Resistência Normal^{1,2}

			Capacidade admissível de aderência química em concreto			
			TRAÇÃO		CORTE	
Diam. ancoragem Pol. (mm)	Profund. embutim. (mm)	Cápsula(s) Adesivas requerida(s) (Pol.)	14 MPa kN	28 MPa kN	14 MPa kN	28 MPa kN
3/8 (9,5)	89	1 -3/8 x 3 1/2	9,3	11	10	14
	133	2 -3/8 x 3 1/2	10	19	20	28
	178	2 -3/8 x 3 1/2	20	22	32	46
1/2 (12,7)	108	1 -1/2 x 4 1/4	14	21	15	21
	162	1 -1/2 x 4 1/4 & 1 -3/8 x 3 1/2	22	24	30	42
	216	2 -1/2 x 4 1/4	30	34	50	69
5/8 (15,9)	127	1 -5/8 x 5	18	23	21	30
	184	1 -5/8 x 5 & 1 -1/2 x 4 1/4	26	47	42	60
	254	2 -5/8 x 5	52	57	69	97
3/4 (19,1)	168	1 -3/4 x 6 5/8	27	38	36	51
	254	1 -3/4 x 6 5/8 & 1 -1/2 x 4 1/4	40	66	73	103
	337	2 3/4 x 6 5/8	68	68	117	166
7/8 (22,2)	168	1 -7/8 x 6 5/8	32	41	38	54
	254	2 -3/4 x 6 5/8	47	84	76	108
	337	2 -7/8 x 6 5/8	73	102	128	174
1 (25,4)	210	1-1 x 8 1/4	38	60	57	81
	314	2-7/8 x 6 5/8	65	104	114	161
	419	2-1 x 8 1/4	118	137	186	263
1 1/4 (31,8)	305	1-1 1/4 x 12	85	106	116	164
	381	1-1 1/4 x 12 & 1-1 x 8 1/4	110	120	169	239
	457	1-1 1/4 x 12 & 2-1 x 8 1/4	131	169	230	326

1 – Referência Manual Técnico HILTI – item 4.2.1 HVA – 2005/06

1 – Fatores de influência para distâncias entre ancoragens e a borda são aplicadas aos valores de adesão estipulados acima, e comparados aos valores do aço. O menor valor destes deve ser utilizado para projeto.

2 – A capacidade do concreto ao corte está baseada no método de projeto da capacidade do concreto (CCD)

3 – Os valores contidos na tabela são as médias de mercado.

Tabela A-8 – Resistência admissível para barras de Aço Carbono¹ - AISC-ASD

Diam. Barra Pol. (mm)	Padrão ASTM A36 $F_u = 40 \text{ kN/cm}^2$		Super ASTM A193 B $F_u = 86 \text{ kN/cm}^2$	
	Tração kN	Corte kN	Tração kN	Corte kN
3/8 (9.5)	11	5,6	23	12
1/2 (12.7)	19	10	41	22
5/8 (15.8)	30	16	65	34
3/4 (19.1)	43	23	93	49
7/8 (22.2)	59	31	127	67
1 (25.4)	77	40	166	87
1 1/4 (31.8)	120	63	259	136

1- Resistência do aço de acordo com AISC – ASD/2005

Tração = $0,38 \times F_u \times \text{área nominal}$.

Corte = $0,20 \times F_u \times \text{área nominal}$.

Tabela A-9 – Resistência limite do aço para barras de Aço Carbono¹ - AISC- LRFD

Diam. Barra Pol. (mm)	Padrão ASTM A36 $F_u = 40 \text{ kN/cm}^2$		Super ASTM A193 B $F_u = 86 \text{ kN/cm}^2$	
	Tração kN	Corte kN	Tração kN	Corte kN
3/8 (9.5)	16	8,5	33	18
1/2 (12.7)	29	15	59	35
5/8 (15.8)	45	24	94	51
3/4 (19.1)	64	34	139	74
7/8 (22.2)	87	47	193	100
1 (25.4)	114	61	253	131
1 1/4 (31.8)	178	95	384	205

1 - Resistência do aço de acordo com AISC – LRFD/2005

Tração = $0,56 \times F_u \times \text{área nominal}$.

Corte = $0,30 \times F_u \times \text{área nominal}$.