

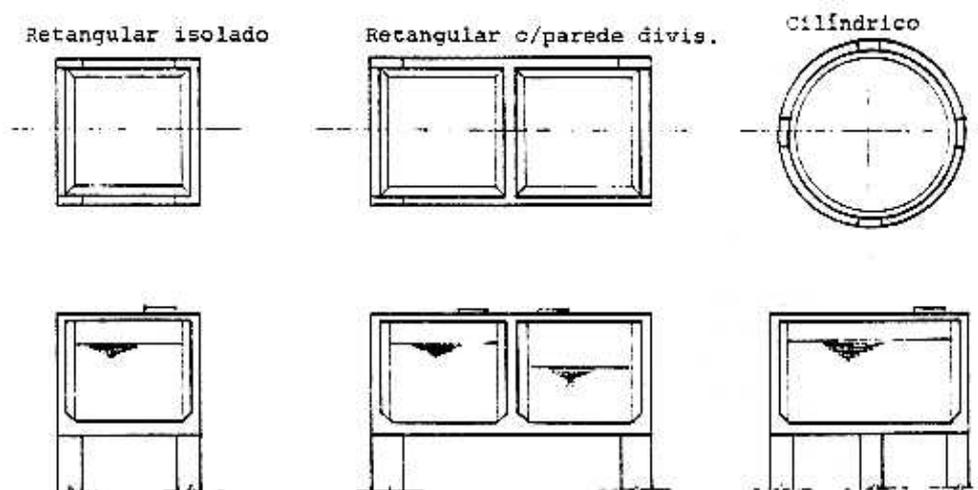
5 – Caixas D'água em Concreto Armado

5.1 Introdução

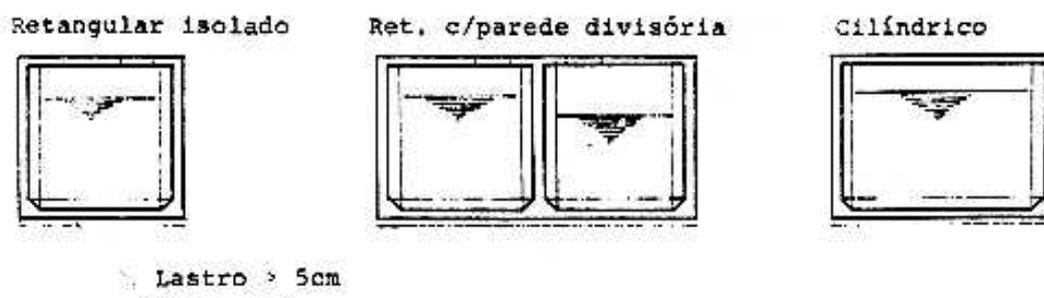
Na maioria dos edifícios e residências as formas usuais das paredes das caixas d'água são retangulares. Nos reservatórios elevados isolados são utilizadas as cilíndricas.

Em relação ao nível do solo, os reservatórios podem ser enterrados, semi-enterrados e elevados. Assim, temos os seguintes exemplos de caixa d'água:

5.1.1 Reservatórios elevados apoiados nos pilares



5.1.2 Reservatórios enterrados apoiados diretamente no solo

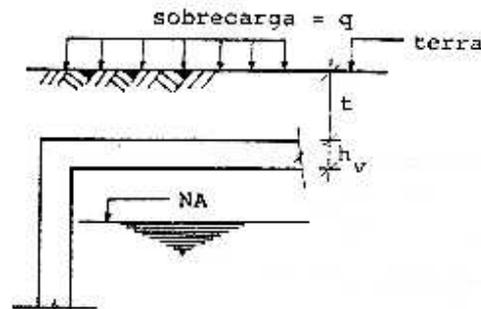


Obs: Se a pressão vertical devido ao peso do reservatório for maior do que a taxa admissível do solo, devemos apoiar as paredes da caixa d'água em estacas ou nos pilares da própria estrutura do edifício, caso seja possível.

5.2 Cargas a serem consideradas

5.2.1 Carga sobre a tampa

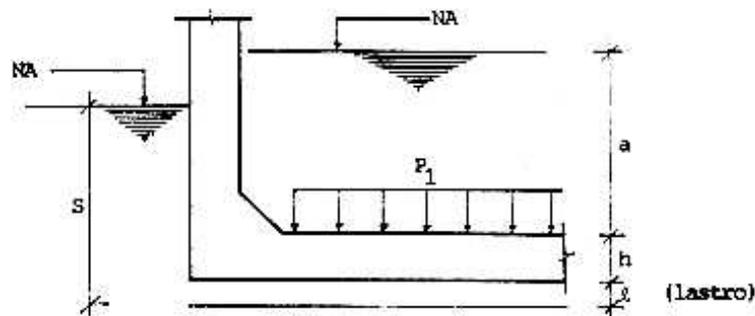
- Peso próprio do concreto da laje → $g_1 = h_v \cdot \gamma_{conc}$ (kN/m²)
 - Peso adotado da impermeabilização → $g_2 = 1,0$ (kN/m²)
 - Peso da terra, se existir → $g_3 = t \cdot \gamma_{solo}$ (kN/m²)
 - Sobrecarga sobre a tampa → q
-
- CARGA TOTAL → $p = q + \sum g_i$ (kN/m²)



Obs: h_v , t em metros.

5.2.2 Carga sobre a laje de fundo

- Peso próprio da laje → $g_1 = h \cdot \gamma_{conc}$ (kN/m²)
 - Peso da impermeabilização → $g_2 = 1,0$ (kN/m²)
 - Sobrecarga devido à pressão d'água → $q_a = a \cdot \gamma_{\acute{a}gua}$
-
- CARGA TOTAL → $p_1 = \sum g_i + q_a$ (kN/m²)



Notas:

- Se a caixa d'água for elevada, consideraremos somente o efeito da carga vertical máxima:

$$P_{m\acute{a}x} = g_1 + g_2 + q_a \quad (\text{kN/m}^2)$$

- Se a caixa d'água for enterrada ou semi-enterrada, apoiada em estaca ou pilares, consideraremos dois casos de cargas:

1º Caso: carga vertical máxima

$$p_{máx} = g_1 + g_2 + g_3 + q_a$$

2º Caso: carga vertical mínima, quando o nível do lençol freático do solo estiver acima do nível da laje de fundo, de modo a produzir pressões negativas.

$$p_{mín} = (g_1 + g_2 + g_3) - S$$

- Se a caixa d'água for enterrada ou semi-enterrada, apoiada diretamente no solo, também devemos considerar dois casos de cargas:

1º Caso: carga vertical máxima, com a caixa totalmente cheia e sobrecarga máxima sobre a tampa. Determinaremos assim a pressão vertical máxima sobre o solo da fundação, dada por:

$$\sigma_{s,máx} = \frac{\sum V_i}{a \cdot b} < \bar{\sigma}_s = \text{taxa admissível do solo}$$

onde:

$\sum V_i$ = somatória de todas as cargas verticais acima do nível inferior do lastro, inclusive peso das paredes;

$a \cdot b$ = área da laje de fundo em contato com o solo.

2º Caso: carga vertical mínima, com caixa totalmente vazia e sob carga máxima sobre a tampa. Para caixas d'água usuais podemos admitir uma distribuição de pressão uniforme do solo sobre a laje de fundo, dada por:

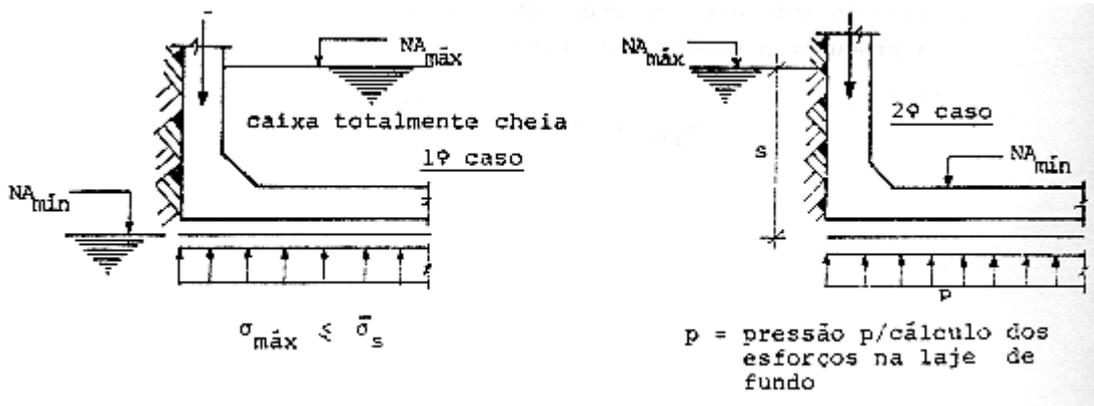
$$p = \frac{\sum V_i}{a \cdot b} + s$$

onde:

$\sum V_i$ = somatória de todas as cargas acima do nível superior da laje de fundo (laje de tampa, sobrecarga máxima + paredes);

$a \cdot b$ = área da laje de fundo em contato com o solo;

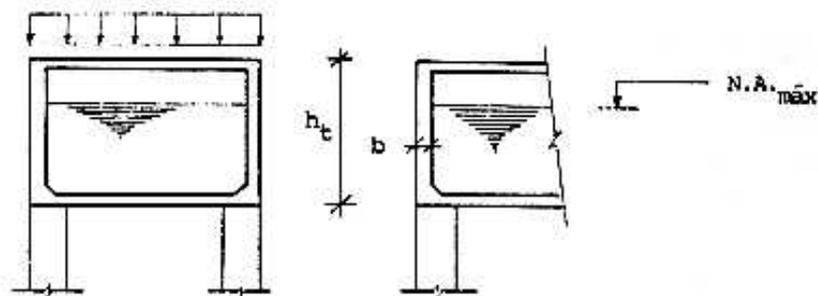
s = sub-pressão d'água, se existir.



5.2.3 Carga sobre a parede

5.2.3.1 Carga vertical máxima

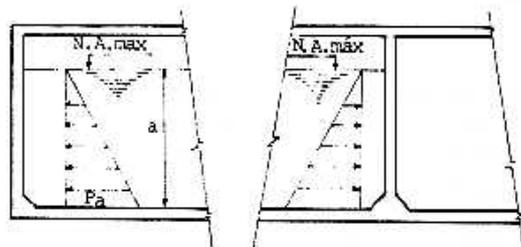
- | | | | |
|----------------------------------|---|---|----------------------|
| ▪ Reação máxima da laje de tampa | → | r_1 | (kN/m ²) |
| ▪ Reação máxima da laje de fundo | → | r_2 | (kN/m ²) |
| ▪ Peso próprio da parede | → | $g = (b \cdot h_t) \cdot \gamma_{conc}$ | (kN/m ²) |
| <hr/> | | | |
| ▪ CARGA TOTAL | → | $p = r_1 + r_2 + g$ | (kN/m ²) |



5.2.3.2 Carga horizontal máxima

1º Caso: Reservatório elevado

A única pressão a considerar é devida à água.



$$P_a = \gamma_a \cdot K_{\text{água}} \cdot a$$

Obs: Se existirem 2 compartimentos, considerar o caso de um deles cheio e o outro vazio.

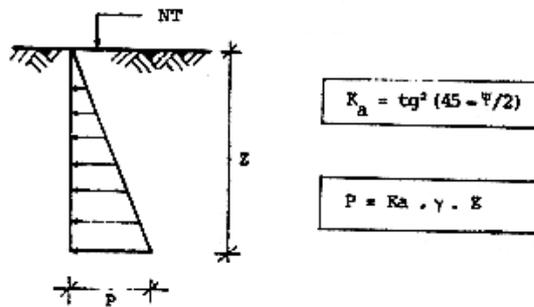
2º Caso: Reservatório enterrado

Neste caso devemos considerar dois casos:

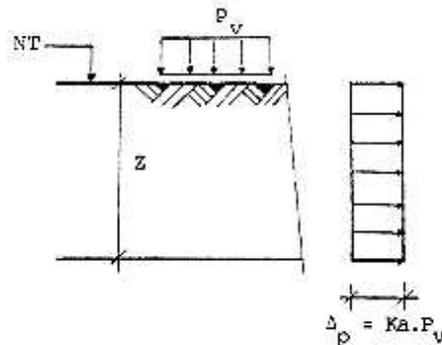
- a) Caixa d'água cheia + empuxo ativo da terra nulo + nível d'água do lençol freático abaixo do nível da laje de fundo. Recaimos no caso de carga horizontal máxima do reservatório elevado, já visto.
- b) Caixa d'água vazia + empuxo ativo da terra + nível freático máximo.

Pressão devido à terra "seca":

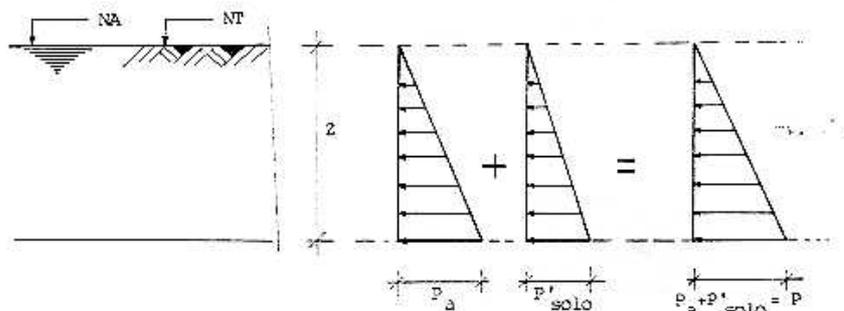
Adotaremos a teoria de Coulomb para determinação do empuxo ativo da terra sobre a parede, desprezando o atrito entre a parede e o solo – coeficiente de empuxo ativo da terra = K_a



Pressão horizontal do solo devido à sobrecarga vertical:



Pressão devido à terra submersa em água:



$$P_a = \gamma_a \cdot K_{\text{água}} \cdot Z$$

$$P'_{solo} = \gamma'_s \cdot K_a \cdot Z$$

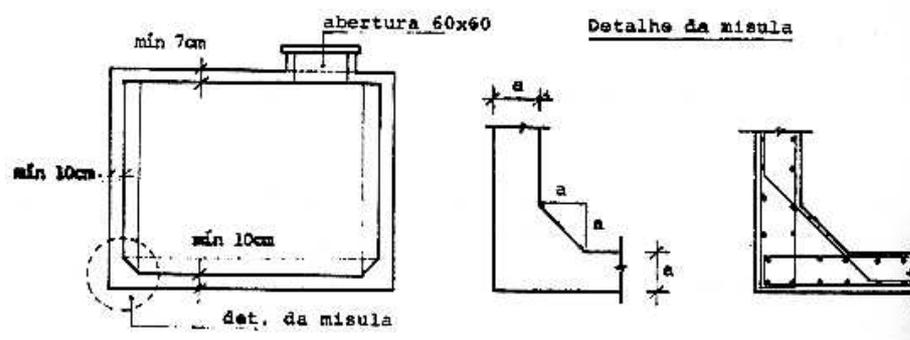
onde: $\gamma'_s = \gamma_{submerso}$

$$P = P_a + P'_{solo} = Z (K_{\acute{a}gua} \cdot \gamma_a + K_a \cdot \gamma'_s)$$

5.3 Disposições construtivas

a) Espessuras mínimas a serem adotadas

- Laje da tampa: 7 cm
- Laje de fundo e parede: 10 cm (18 cm no caso de parede circular, com uso de fôrmas deslizantes)
- Mísulas horizontais e verticais: melhoram a concretagem e dão maior rigidez às ligações
- Abertura para inspeções e limpeza: 60 cm x 60 cm (no mínimo)
- Espaçamento dos ferros: o mais uniforme possível, 10 a 15 cm entre barras, de modo a facilitar a montagem e a concretagem dos mesmos, podendo adotar ferragem superior à exigida pelo cálculo.



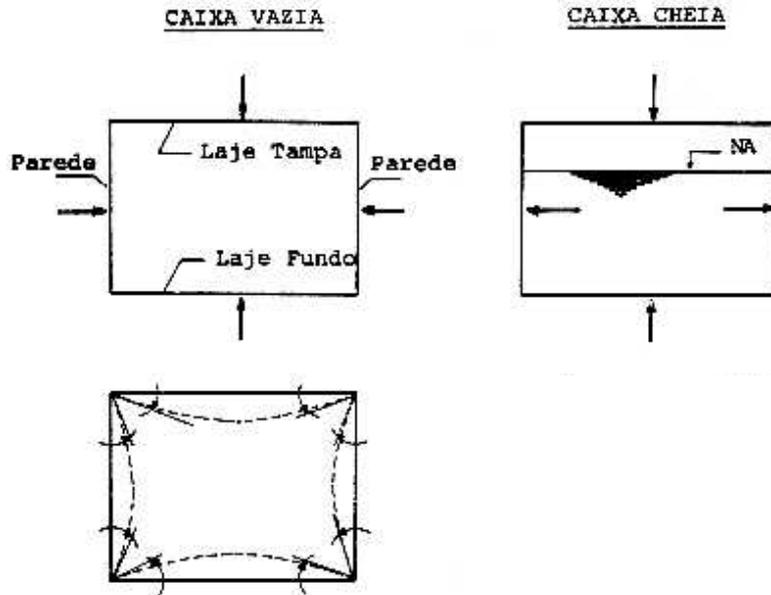
b) Impermeabilização

A superfície do concreto em contato com a água deverá ser obrigatoriamente impermeabilizada.

5.4 Cálculo dos esforços solicitantes

5.4.1 Esquema de cálculo

5.4.1.1 Caixa d'água enterrada



Regra:

Quando dois nós giram no mesmo sentido: articulação

Quando dois nós giram em sentido contrário: engaste

a) Caixa vazia

Laje da tampa – Engastada

Laje do fundo – Engastada

Paredes – Engastadas

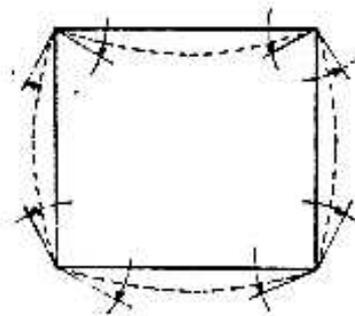
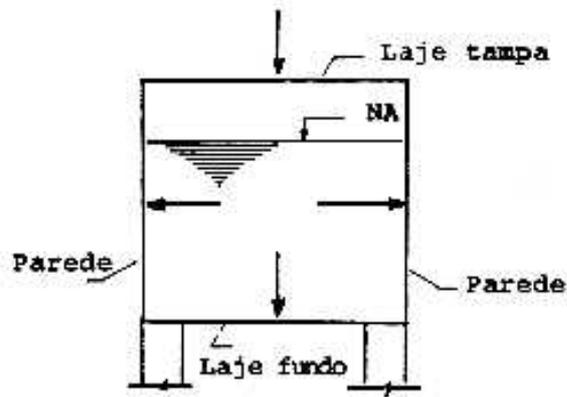
b) Caixa cheia

Laje da tampa – Articulada

Laje do fundo – Engastada

Paredes { Laje tampa – Articulada
Laje fundo – Engastada
Entre si – Engastadas

5.4.1.2 Caixa d'água elevada

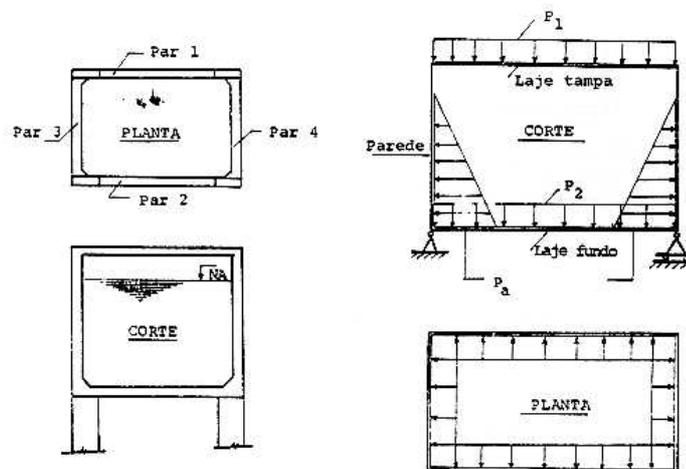


Laje da tampa – Articulada
 Laje do fundo – Engastada

Paredes { Laje tampa – Articulada
 Laje fundo – Engastada
 Entre si – Engastadas

5.4.2 Devido às cargas verticais e horizontais

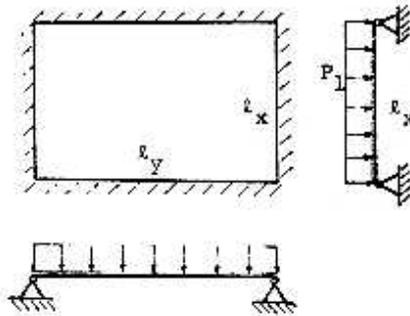
5.4.2.1 Caixa d'água elevada armada em "cruz"



Obs: Os elementos acima representados estão sujeitos a forças normais de tração devido às reações de apoio.

Laje da tampa:

Conforme item 5.4.1.2 → Articulada



a) Momentos nos vãos

$$m_{kx} = \frac{P_1 \cdot l_x^2}{\alpha_x}$$

$$m_{ky} = \frac{P_1 \cdot l_x^2}{\alpha_y}$$

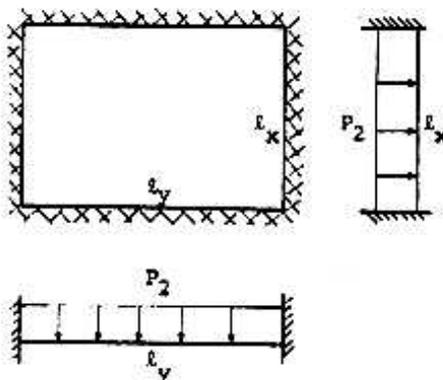
b) Reações de apoio

$$r_{x1} = \frac{P_1 \cdot l_x}{4}$$

$$r_{y1} = r_{x1} \left(2 - \frac{l_x}{l_y}\right)$$

Laje de fundo:

Conforme item 5.4.1.2 → Engastada



a) Momentos nos vãos

$$m_{kx} = \frac{P_2 \cdot l_x^2}{\alpha_x}$$

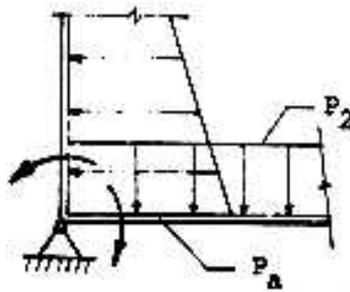
$$m_{ky} = \frac{P_2 \cdot l_y^2}{\alpha_y}$$

b) Momentos nos apoios

$$m'_{kx} = -\frac{P_2 \cdot l_x^2}{\beta_x}$$

$$m'_{ky} = -\frac{P_2 \cdot l_y^2}{\beta_y}$$

Obs: Face à existência de momentos fletores nas paredes laterais, devido ao empuxo d'água, haverá uma compensação dos momentos entre paredes e a laje do fundo.



c) Momentos finais

Nos apoios:

$$m'_k \geq \begin{cases} \text{Média (parede e laje do fundo)} \\ 0,8 \text{ maior} \end{cases}$$

Nos vãos:

$$m_k \geq \begin{cases} m_{k0} - 0,5m'_k \\ \bar{m}_k \end{cases}$$

m_{k0} = momento no vão da laje simplesmente apoiada

\bar{m}_k = momento no vão da mesma laje

m'_k = momento final de apoio da laje

d) Reações de apoio

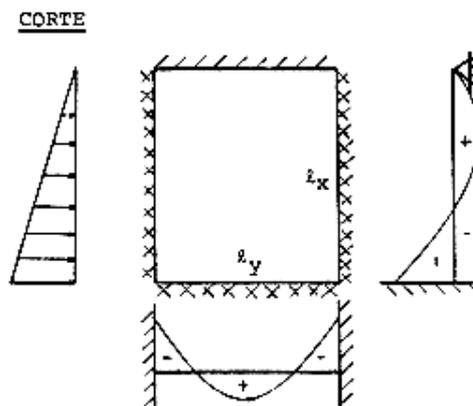
$$r_{x2} = \frac{P_2 \cdot l_x}{4}$$

$$r_{y2} = r_{x2} \left(2 - \frac{l_x}{l_y}\right)$$

Cálculo das paredes:

Conforme item 5.4.1.2 → {
Laje tampa – Articulada
Laje fundo – Engastada
Entre si – Engastadas

Adotaremos como carregamento a carga linear triangular de valor máximo P_a .



a) Momentos nos vãos

$$m_{kx} = \frac{P_a \cdot l_x^2}{\alpha_x}$$

$$m_{ky} = \frac{P_a \cdot l_y^2}{\alpha_y}$$

b) Momentos nos apoios

$$m'_{kx} = -\frac{P_a \cdot l_x^2}{\beta_x}$$

$$m'_{ky} = \frac{P_a \cdot l_x^2}{\beta_y}$$

c) Momentos finais

Nos apoios:

$$\text{Direção } y \rightarrow m'_k \geq \begin{cases} \text{Média (entre parede)} \\ 0,8 \text{ maior} \end{cases}$$

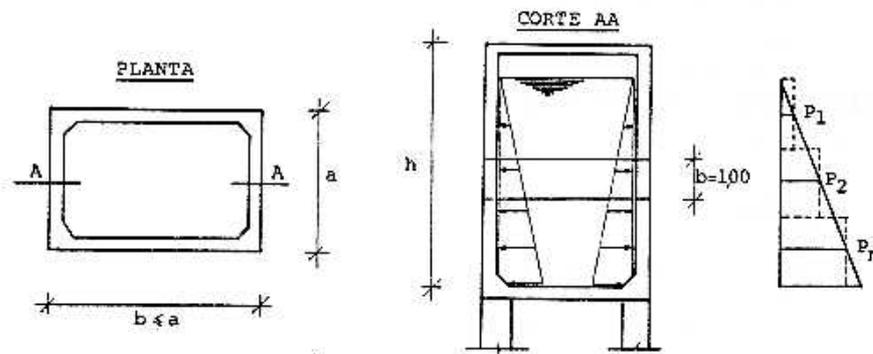
$$\text{Direção } x \rightarrow m'_k \geq \begin{cases} \text{Média (parede e laje do fundo)} \\ 0,8 \text{ maior} \end{cases}$$

Nos vãos:

$$m_k \geq \begin{cases} m_{k0} - 0,5m'_k \\ \bar{m}_k \end{cases}$$

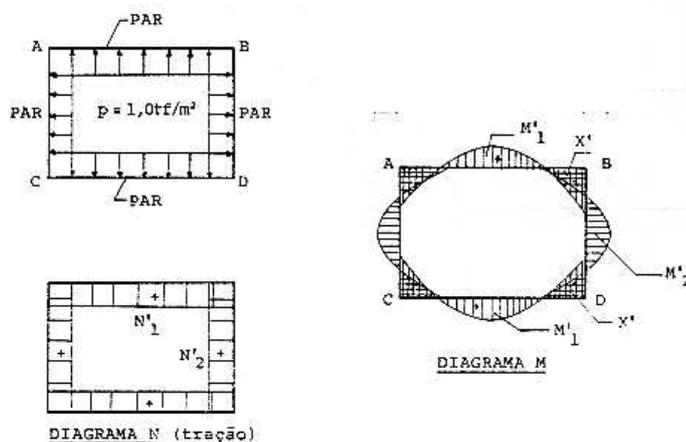
5.4.2.2 Caixa d'água elevada armada em uma direção principal

a) Caixa d'água armada horizontalmente

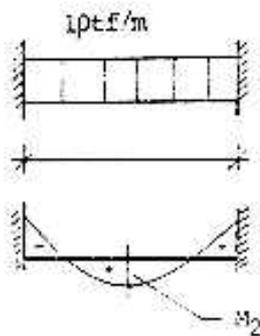


Se a relação entre a altura e a largura da caixa for maior do que 2 teremos o caso da caixa d'água armada horizontalmente, ou seja, $h/b > 2$ ou $2h/b > 2$ (se a borda superior da parede for livre). Neste caso, calcula-se as paredes como pórtico de largura unitária e sujeito a uma pressão unitária. Uma vez obtidos os esforços para a carga unitária multiplica-se pela pressão p_1, p_2, \dots, p_n correspondente às faixas de cálculo.

Quadro ABCD de largura unitária = 1,00 m



Devemos considerar como mínimo no vão o correspondente ao engaste perfeito, por exemplo, na barra BD biengastada, se $M'_2 < M_2$ devemos adotar M_2 .

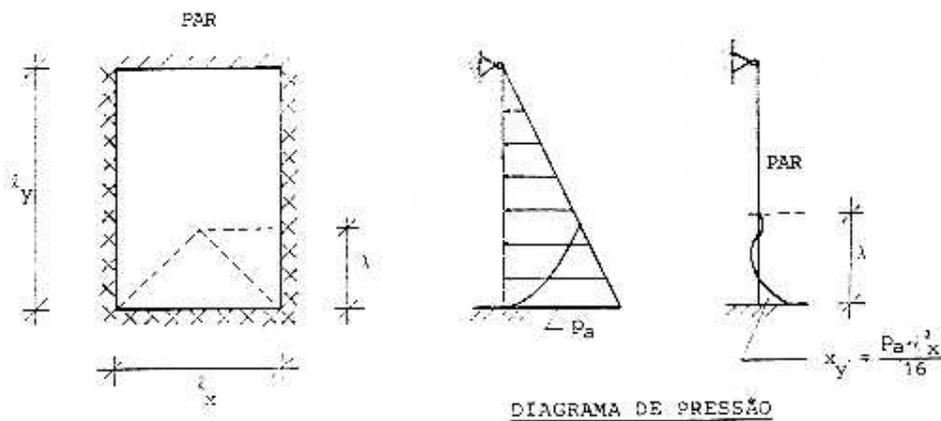


Pressão	Momento Fletor(tf.m)			Ftração(tf)	
	vão 1	vão 2	apoio	vão 1	vão 2
1	M'_1	M'_2	X	N'_1	N'_2
2	$2M'_1$	$2M'_2$	$2X$	$2N'_1$	$2N'_2$
n	nM'_1	nM'_2	nX	NN'_1	nN'_2

Na direção vertical adotaremos uma armadura de distribuição $A_{s, dist}$ mínima de 1/5 da correspondente armadura principal $A_{s, princ}$.

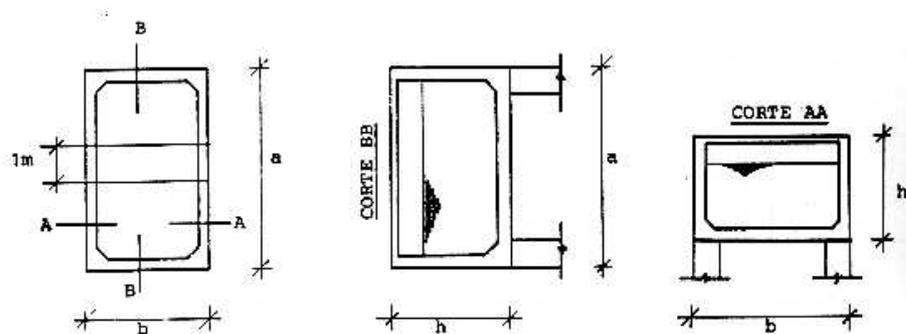
$$A_{s, distribuição} \geq 1/5 A_{s, principal}$$

Momento fletor na direção vertical junto a laje de fundo



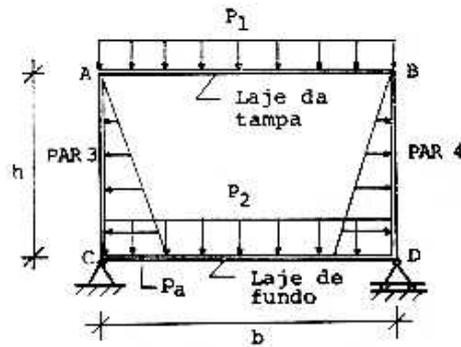
comprimento da zona de perturbação: $\lambda = \frac{3}{8} l_x$

b) Caixa d'água armada verticalmente



P_e : $a/b > 2$ e $a/h > 2$ (ou $a/2h > 2$ no caso da borda superior da parede for livre)

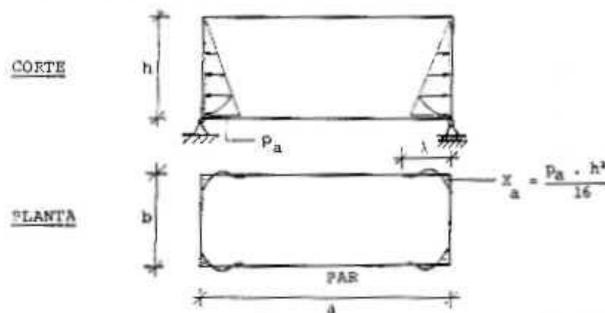
Devemos calcular a caixa como um pórtico ABCD de largura unitária conforme o esquema abaixo:



Determinamos assim os esforços principais na direção vertical. A ferragem correspondente na direção horizontal; adotaremos a armadura mínima de distribuição.

$$A_{s, \text{ distribuição}} \geq 1/5 A_{s, \text{ principal}}$$

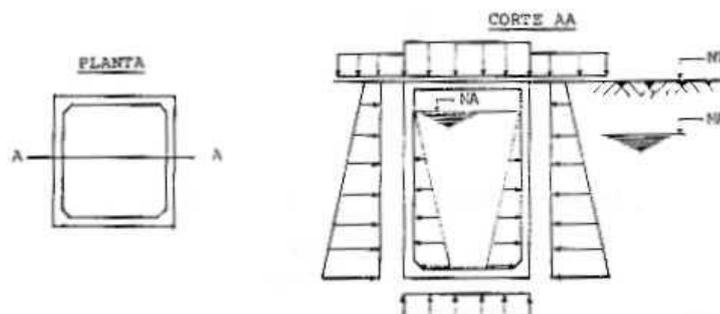
Momento fletor na direção horizontal junto à parede de tampa: (PAR 1=2)



Comprimento da zona de perturbação: $\lambda = \frac{3}{8} h$

5.4.2.3 Caixa d'água enterrada armada em uma direção principal

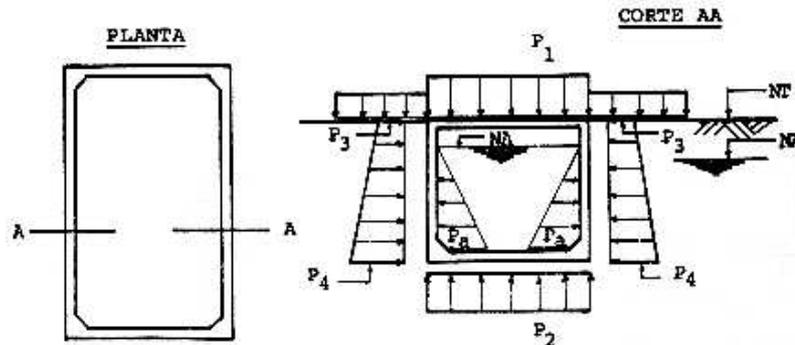
a) Caixa d'água armada horizontalmente



Cálculo análogo ao da caixa elevada, porém devemos calcular o quadro ABCD de largura unitária com dois casos de cargas:

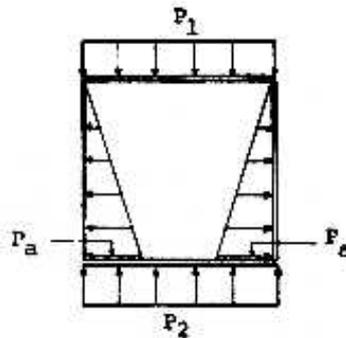
- 1º caso) caixa d'água cheia + empuxo nulo da terra
- 2º caso) caixa d'água cheia + empuxo máximo da terra

b) Caixa d'água armada verticalmente

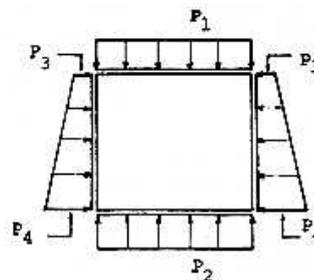


Analogamente calcula-se como quadro de largura unitária, devendo também considerar dois casos de cargas:

1º caso) caixa d'água cheia + empuxo nulo da terra



2º caso) caixa d'água vazia + empuxo máximo da terra



5.5 Flexão Composta

Em estruturas como caixa d'águas, muros de arrimo e escadas aparecem esforços de tração nas paredes de magnitudes consideráveis, o que implica em um dimensionamento que leve em conta uma flexão composta normal com grande excentricidade.

Nela, tem-se sempre a armadura tracionada A_S ; a armadura comprimida A'_S é empregada para se conseguir maior utilidade da seção. Normalmente, dispensa-se A'_S quando se pode ter seção subarmada só com A_S .

Através de um artifício, o dimensionamento à flexão composta com grande excentricidade (tanto na flexo-compressão, quanto na flexo-tração) pode ser feito através da análise de uma flexão simples.

a) flexo-compressão

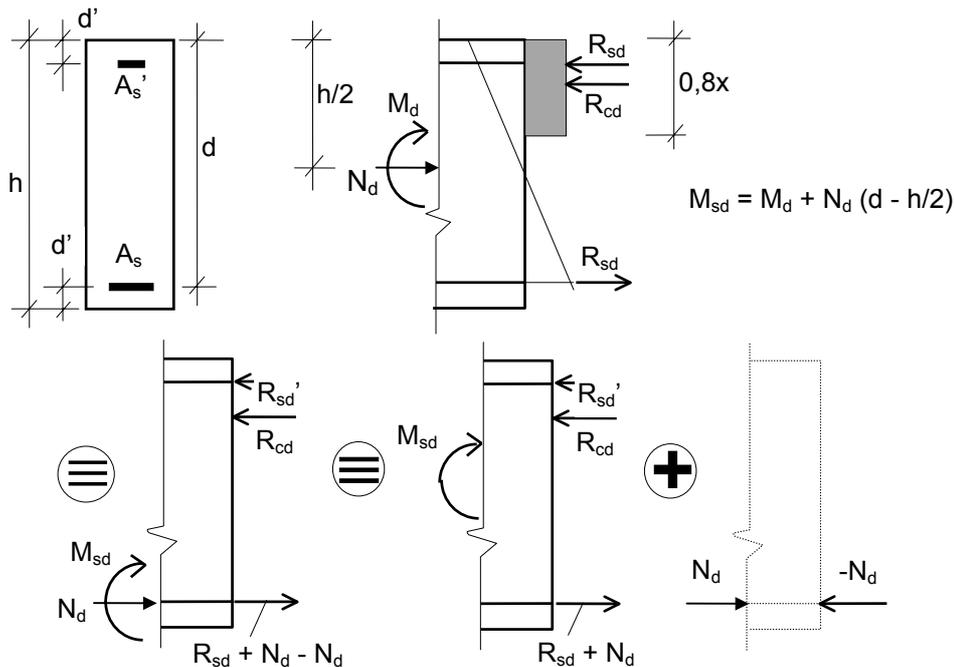


Figura 1 - Flexo-compressão - Grande excentricidade

Conforme a fig. 1, a resultante de tração para equilibrar o momento M_{sd} é igual a $(R_{sd} + N_d)$. Dessa forma, obtém-se a armadura final, subtraindo-se o valor (N_d / f_{yd}) da armadura que equilibra M_{sd} à flexão simples.

Procedimento para cálculo: Sejam: b ; h ; d' ; f_{ck} ; CA50A; N_d (compressão); M_d

Tem-se:

$$M_{sd} = M_d + N_d (d - h/2)$$

Com a hipótese de que se tem solução em seção subarmada com $A'_S = 0$, tem-se:

$$0,68bx f_{cd} (d - 0,4x) = M_{sd} \rightarrow x = 1,25d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_{sd}}{0,425bd^2 f_{cd}}} \right]$$

Para $x < x_{34} = 0,628d \rightarrow$ armadura simples

$$e: \quad R_{sd} + N_d = \frac{M_{sd}}{d - 0,4x} \rightarrow R_{sd} = \frac{M_{sd}}{d - 0,4x} - N_d = A_s f_{yd}$$

O dimensionamento pode ser feito, também, através das equações de equilíbrio:

$$\begin{cases} N_d + R_{sd} = R_{cd} \\ M_d = R_{cd}(h/2 - 0,4x) + R_{sd}(d - h/2) \end{cases}$$

Admitindo-se peça subarmada com armadura simples vem:

$$\begin{cases} N_d + A_s f_{yd} = 0,68bx f_{cd} \\ M_d = 0,68bx f_{cd}(h/2 - 0,4x) + A_s f_{yd}(d - h/2) \end{cases}$$

Para $x > x_{34} \rightarrow$ armadura dupla; adotando-se, por exemplo, $\bar{x} = x_{34}$, vem:

$$\bar{M}_d = 0,68b\bar{x}f_{cd}(d - 0,4\bar{x})$$

$$\Delta M_d = M_{sd} - \bar{M}_d$$

$$R_{sd} + N_d = \frac{\bar{M}_d}{d - 0,4\bar{x}} + \frac{\Delta M_d}{d - d'} \rightarrow R_{sd} = A_s f_{yd} = \frac{\bar{M}_d}{d - 0,4\bar{x}} + \frac{\Delta M_d}{d - d'} - N_d$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\bar{x} - d'}{\bar{x}} \cdot 0,0035 > \varepsilon_{yd} \rightarrow \sigma'_{sd} = f_{yd}$$

$$A'_s = \frac{\Delta M_d}{\sigma'_{sd}(d - d')}$$

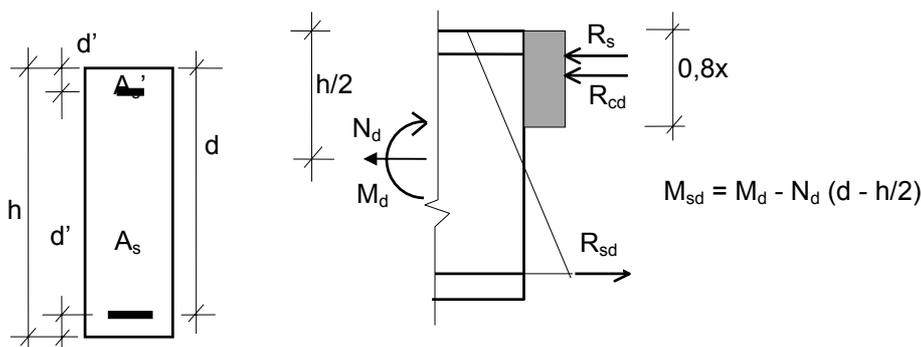
O dimensionamento pode ser feito, também, através das equações de equilíbrio:

$$\begin{cases} N_d + R_{sd} = R_{cd} + R'_{sd} \\ M_d = R_{cd}(h/2 - 0,4x) + R_{sd}(h/2 - d') + R'_{sd}(h/2 - d') \end{cases}$$

O sistema é resolvido adotando-se, por exemplo, $\bar{x} = x_{34}$.

b) Flexo-tração

Valem as expressões utilizadas na flexo-compressão, utilizando-se $(-N_d)$ no lugar de N_d .



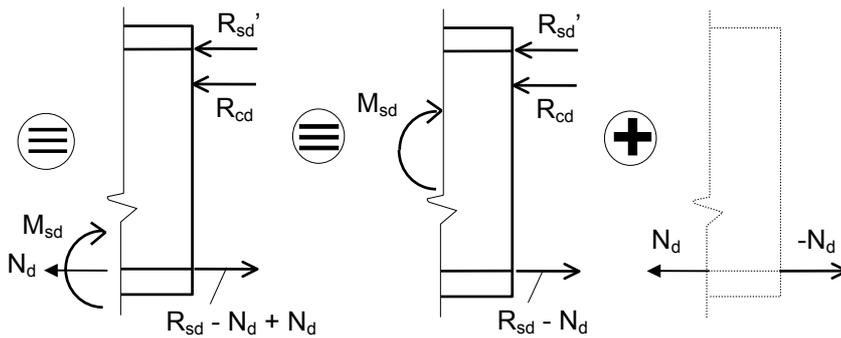


Figura 2 - Flexo-tração. Grande excentricidade

Procedimento para Cálculo: Sejam: b ; h ; d' ; f_{ck} ; CA50A; N_d (tração); M_d

Tem-se:

$$M_{sd} = M_d - N_d (d - h/2)$$

Para $x < x_{34}$:

$$R_{sd} - N_d = \frac{M_{sd}}{d - 0,4x} \rightarrow R_{sd} = \frac{M_{sd}}{d - 0,4x} + N_d = A_s f_{yd}$$

5.6 Vigas Paredes

5.6.1 Generalidades

a) Vão teórico ℓ

ℓ = distância entre os eixos dos apoios ($\leq 1,15\ell_o$), sendo ℓ_o o vão livre (distância entre as faces internas dos apoios), fig. 1.1.

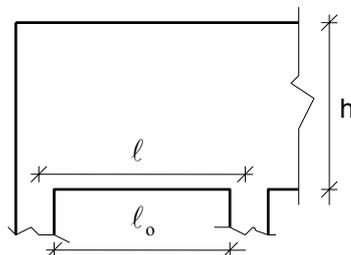


Figura 1.1

b) Definição

Vigas-parede são vigas retas cuja relação ℓ / h é inferior a 2 (em vigas sobre dois apoios), ou a 2,5 (em vigas contínuas), onde h é a altura da seção.

c) Altura efetiva h_e

A altura efetiva h_e é definida como o menor valor, entre o vão teórico ℓ e a altura da

seção h :
$$h_e \leq \begin{cases} \ell \\ h \end{cases}$$

5.6.2 Esforços Solicitantes

Normalmente, os esforços solicitantes podem ser estimados como se fossem vigas usuais. Apenas as reações dos apoios extremos devem ser majorados de cerca de 10%.

5.6.3 Armadura Principal de Tração

5.6.3.1. Determinação da armadura

A resultante de tração na armadura é determinada por

$$R_{sd} = A_s f_{yd} = \frac{M_d}{z}$$

sendo z , o braço de alavanca efetivo valendo:

$$z = 0,2 \cdot (\ell + 2h_e) \text{ para vigas-parede sobre dois apoios;}$$

$$z = 0,2 \cdot (\ell + 1,5h_e) \text{ para vigas-parede contínuas (nos apoios internos, } \ell \text{ pode ser tomado como a média dos vãos adjacentes).}$$

5.6.3.2. Arranjo da armadura principal longitudinal

c) Vigas-parede sobre dois apoios, fig. 3.2.1.

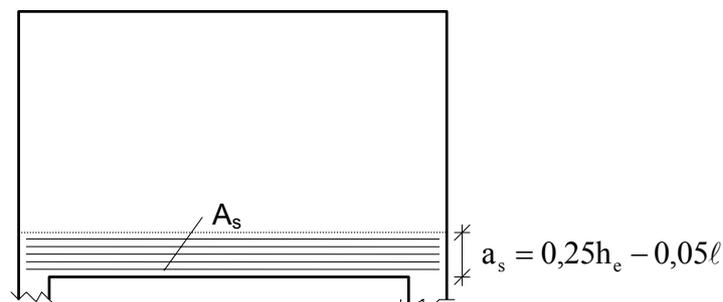


Figura 3.2.1

Esta armadura deve ser distribuída na faixa de altura ($a_s = 0,25h_e - 0,05\ell$), medida a partir da face inferior da viga, e mantida constante em todo o vão. A ancoragem junto à face interna dos apoios deve garantir a resultante de tração igual a $0,8 R_{sd}$.

d) Vigas-parede contínuas

A armadura de vão deve ser distribuída da mesma forma que no caso a). Quanto à armadura sobre os apoios contínuos, a metade da mesma deve ser prolongada por toda extensão dos vãos adjacentes na faixa de altura igual a $(0,25 h_e - 0,05 \ell)$, contada a partir da borda superior; o restante da armadura pode ser interrompido às distâncias $0,4h_e$ das respectivas faces do apoio, obedecendo a distribuição em três faixas, conforme mostrado na fig. 3.2.2:

- $[0,5 \cdot (\ell / h_e - 1) \geq 0,25] \cdot A_s$ na faixa superior de altura $0,2 h_e$;
- restante da armadura total na faixa intermediária de altura $0,6 h_e$;
- nada (0) na faixa inferior de altura $0,2 h_e$.



Figura 3.2.2

5.6.4 Verificações de Concreto

Deve-se verificar: $\frac{V_{d,max}}{b_w h_e} \leq 0,10 f_{cd}$.

5.6.5 Armaduras de alma

e) Caso de carga aplicada na parte superior da viga-parede, fig. 5.1.

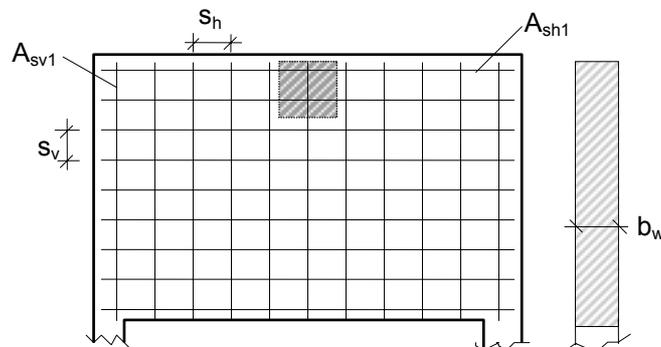


Figura 5.1

Deve-se dispor armaduras em malha ortogonal (barras horizontais e verticais) nas faces da viga com taxa mínima de 0,1% (aços de alta aderência) em cada face, e em cada direção.

Se A_{sh1} for a área de uma barra horizontal da malha, deve-se ter:

$$A_{sh1} = 0,001 b_w s_v ;$$

do mesmo modo,

$$A_{sv1} = 0,001 b_w s_h ,$$

para uma barra vertical da malha.

Em vigas contínuas, a armadura de flexão sobre os apoios pode ser considerada como pertencente às armaduras horizontais da malha.

Nas vizinhanças dos apoios, recomenda-se introduzir armadura complementar, de mesmo diâmetro que a armadura de alma, conforme indicado na fig. 5.2.

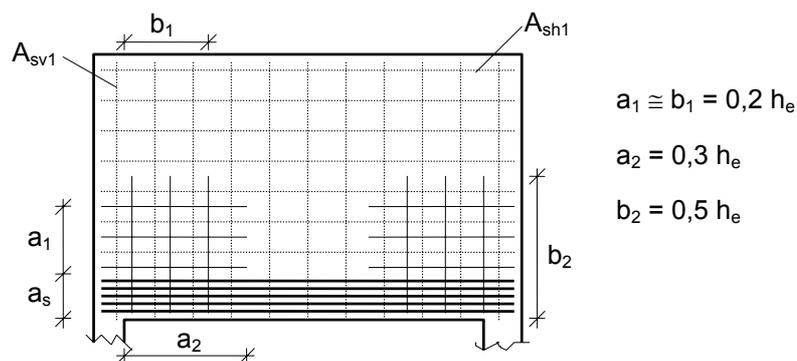


Figura 5.2

f) Caso de carga aplicada na parte inferior da viga parede

Neste caso, além da malha prevista no ítem a), convém incorporar estribos suplementares que garantam a suspensão da totalidade das cargas, do seu ponto de aplicação para a região superior da viga. Esses estribos devem abraçar as armaduras principais de tração e devem atingir pelo menos a altura h_e , fig. 5.3.

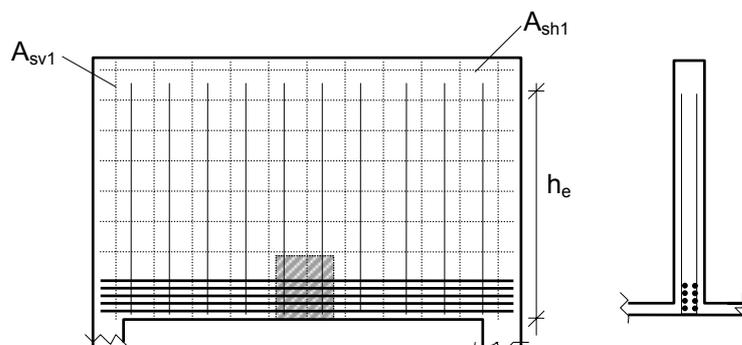


Figura 5.3

g) Caso de cargas indiretas

Este caso que se refere às vigas-parede carregadas ao longo de toda a sua altura, por exemplo, através de um septo, necessita de armadura de suspensão nos moldes vistos no ítem anterior. Se a carga for particularmente importante, pode-se suspender parte da carga (<60%) por intermédio de barras dobradas, fig. 5.4.

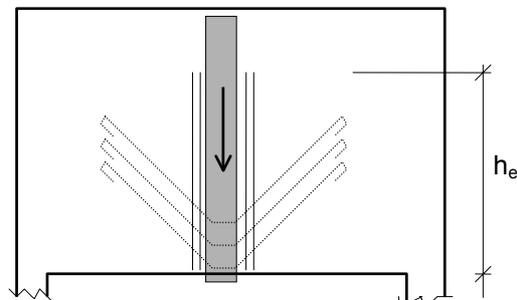


Figura 5.4

h) Caso de apoios indiretos

Quando as vigas-parede apoiam-se, em toda a sua altura, em apoios rígidos (parede, pilar de forte seção, laje transversal), tem-se os apoios indiretos. Neste caso, a transferência das cargas para os apoios é garantida através de armaduras constituindo malhas ortogonais, dispostas na região indicada na fig. 5.5; as barras verticais devem garantir a resultante V_d e as horizontais, $0,8 V_d$ (as armaduras de alma que se acham posicionadas no interior da referida zona podem ser consideradas no cálculo).

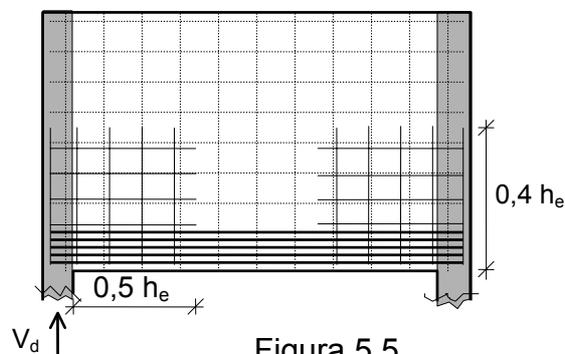


Figura 5.5

Quando V_d ultrapassa o valor ($0,75 V_{d,lim}$), onde $V_{d,lim} = 0,1 f_{cd} b_w d$, recomenda-se o emprego de barras dobradas a 45° , fig. 5.6, equilibrando a resultante $0,8 V_d$, em sua direção.

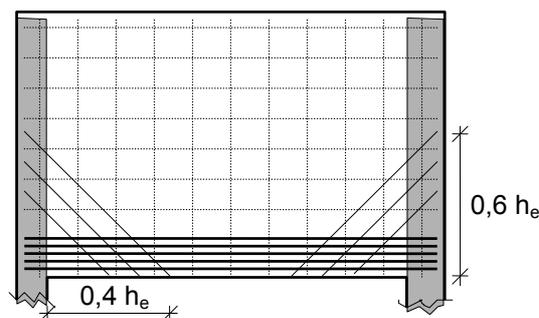


Figura 5.6

5.6.6 Dimensionamento das Zonas de Apoio

a) Limites para o valor da reação de apoio

Quando a região do apoio não é enrijecida por nervura ou pilar, o valor da reação deve ser limitada a:

$$0,8 b_w (c + h_o) f_{cd}, \text{ no caso de um apoio extremo; e}$$

$$1,2 b_w (c + 2 h_o) f_{cd}, \text{ no caso de um apoio intermediário.}$$

b_w = espessura da viga-parede

c = largura do apoio considerado menor ou igual a $\ell / 5$ (nos apoios intermediários, toma-se o menor dos vãos adjacentes como o valor de ℓ).

h_o = altura do enrijecimento junto à parte inferior da viga (nervura ou laje eventual)

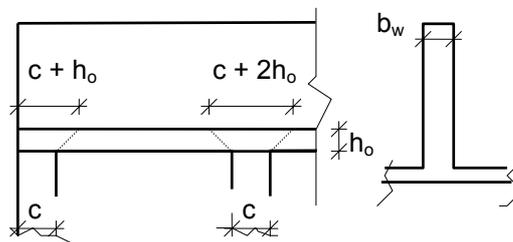


Figura 6.1

b) Caso de cargas concentradas junto aos apoios

Quando a viga-parede é submetida a uma carga concentrada Q_d junto de um de seus apoios, deve-se acrescentar armaduras complementares horizontais, distribuídas em duas faixas, suficientes para equilibrar a resultante de tração igual a $Q_d / 4$ em cada faixa, conforme indica a fig. 6.2; além disso, deve-se considerar a força cortante acrescida do valor V_{qd} dado por:.

$$V_{qd} = \frac{Q_d}{2} \cdot \frac{h_e - 2c}{h_e} \quad \text{para apoios internos;}$$

$$V_{qd} = Q_d \cdot \frac{h_e - c}{h_e} \quad \text{para apoios extremos.}$$

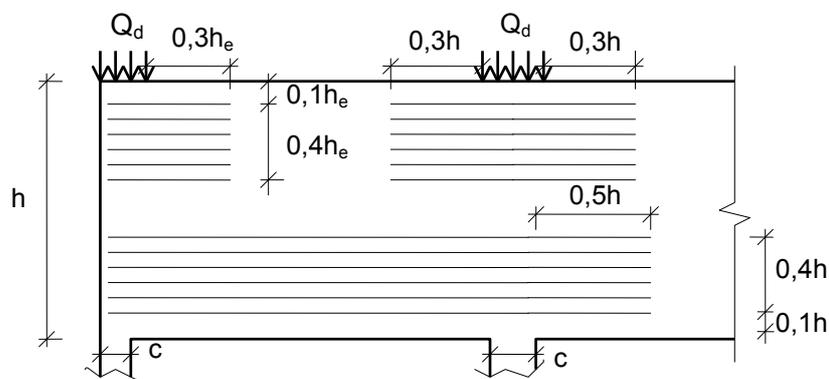
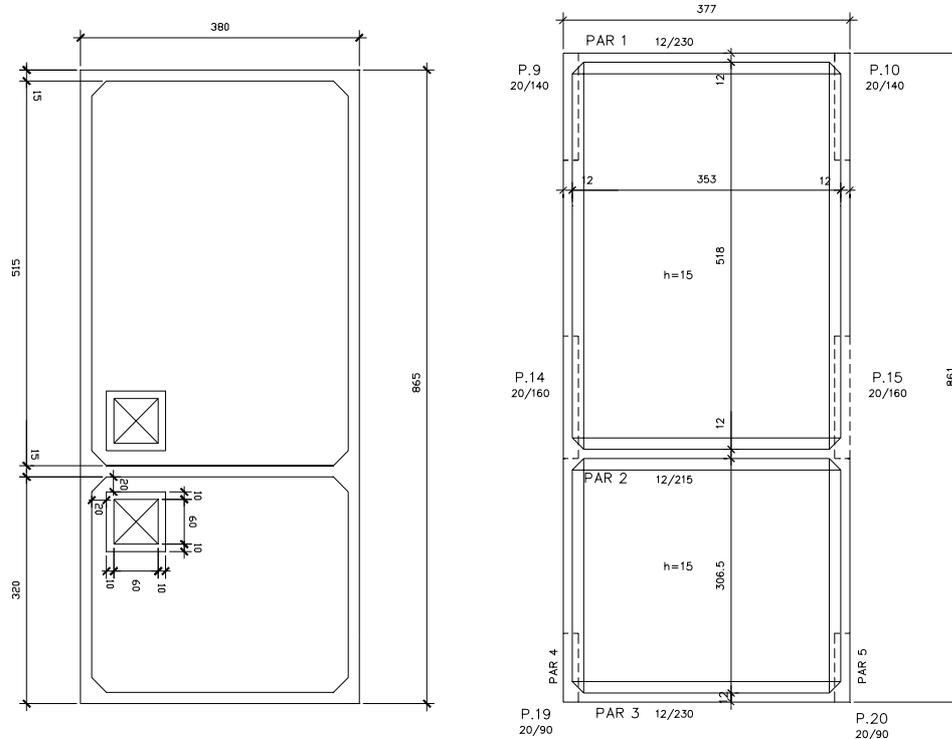


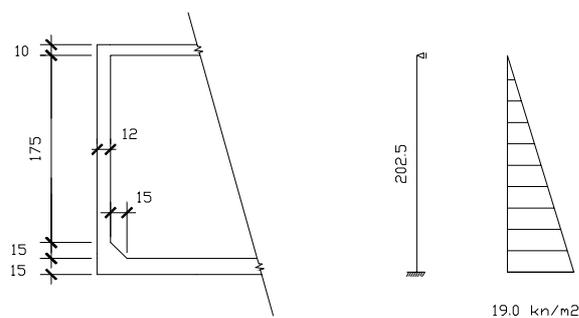
Figura 6.2

5.7 Formas, Cortes e Consideração de Cálculo para o Edifício Exemplo

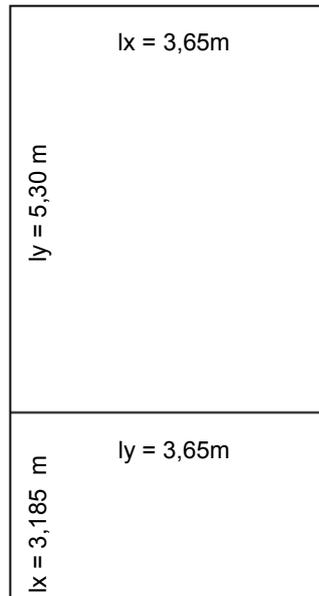
A seguir, são apresentados a forma e um corte genérico da caixa d'água do edifício exemplo, bem como o esquema de cálculo utilizado.



ESQUEMA DE CÁLCULO



As lajes de tampa encontram-se apoiadas nas paredes externas e apresentam continuidade sobre a parede 2, devendo, para tanto, serem dimensionadas para o momento negativo neste apoio. As duas lajes de fundo encontram-se engastadas em seus quatro cantos. Os eixos das paredes delimitam os vãos de cálculo das lajes de tampa e de fundo, conforme é mostrado a seguir:



As paredes, por sua vez, apresentam-se engastadas na laje de fundo e nas paredes adjacentes, e apoiadas na laje da tampa da caixa d'água.

5.8 Carregamentos

Na laje da tampa da caixa d'água, será considerado um carregamento composto pelo peso próprio da laje, revestimento e sobrecarga. Na laje de fundo, não será considerado sobrecarga, o carregamento desta corresponde ao peso próprio da laje de fundo, ao revestimento e a altura de lâmina d'água.

Será considerado ainda, o efeito de tração nas duas lajes e nas paredes devido ao empuxo d'água (carregamento horizontal). Este efeito será melhor detalhado adiante.

Assim sendo, tem-se:

- Laje de tampa (h=10cm)

Peso Próprio:	2,50 KN/m ²
Revestimento:	1,00 KN/m ²
Sobrecarga:	0,50 KN/m ²
Total:	4,00 KN/m²

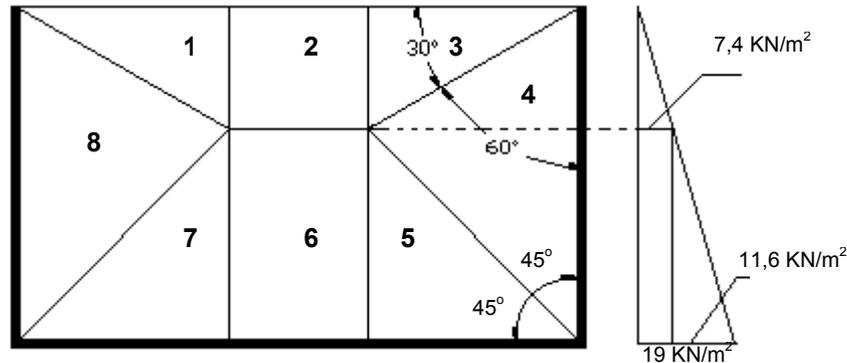
- Laje de fundo (h=15cm)

Peso Próprio:	3,75 KN/m ²
Revestimento:	1,00 KN/m ²
Sobrecarga:	19,00 KN/m ²
Total:	23,75 KN/m²

5.9 Solicitações de Cálculo

5.9.1 Esforços de Tração

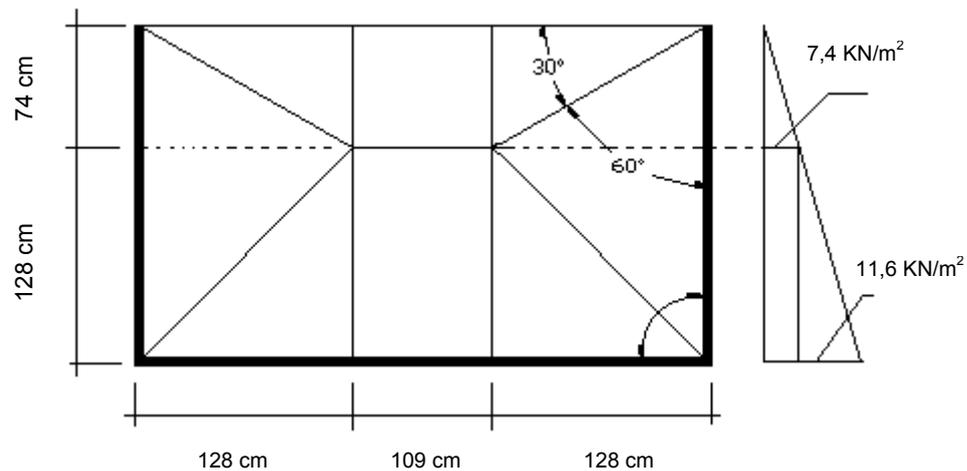
Para determinação dos esforços de tração, convém primeiro dividir a parede em sub-regiões como é mostrado na figura abaixo.



As regiões 1 e 3 apresentam a mesma resultante, assim como as regiões 5 e 7, e 4 e 8. A resultante é calculada através do “volume” compreendido em cada região. Assim:

- A resultante na laje da tampa é o volume compreendido nas regiões 1, 2 e 3;
- A resultante na laje de fundo é o volume compreendido nas regiões 5, 6 e 7;
- A resultante na parede lateral é o volume compreendido na região 4 ou 8

Para as paredes PAR1, PAR2 e PAR3, temos as seguintes resultantes:



- Reação na laje de Fundo (R_F):

$$R_F = 2x \left(\frac{1,28}{3} x 11,6 x 1,28 + \frac{1,28^2}{2} x 7,4 \right) + 1,09 x 1,28 x 7,4 + \frac{11,6 x 1,28}{2} x 1,09 = 43,21 \text{ KN}$$

- Reação na laje da Tampa (R_T):

$$R_T = 2x \left(\frac{7,4}{3} x \frac{1,28 x 0,74}{2} \right) + \left(\frac{7,4 x 0,74}{2} x 1,09 \right) = 5,32 \text{ KN}$$

- Reação em cada uma das Paredes Laterais (R_L):

$$R_L = \frac{0,74}{3} \times 1,28 \times 7,4 + 7,4 \times \frac{1,28 \times 1,28}{2} + \frac{11,6}{3} \times \frac{1,28 \times 1,28}{2} = 11,57 \text{ KN}$$

Deve-se proceder da mesma maneira para o cálculo das reações nas paredes PAR4A, PAR4B, PAR5A, PAR5B. O resultado é mostrado na tabela a seguir:

Parede	R_F (KN)	R_T (KN)	R_L (KN)
PAR 1/2/3	43,21	5,32	11,57
PAR 4A/5A	35,42	4,05	11,57
PAR 4B/5B	71,28	9,86	11,57

Estas resultantes obtidas devem ser então divididas pelos vãos das paredes a fim de se obter um carregamento distribuído (por metro).

Os carregamentos sobre as lajes de fundo e de tampa também acarretam em reações de tração nas paredes. Para a sua determinação, procede-se como no cálculo de reações das lajes usuais, ou seja, a carga atuante na laje é subdividida em partes proporcionais da laje a partir das bissetrizes dos ângulos. O carregamento da laje da tampa acarreta, ainda, em uma reação de compressão nas paredes e este efeito será aqui desprezado por estar a favor da segurança. A tabela a seguir apresenta os valores obtidos.

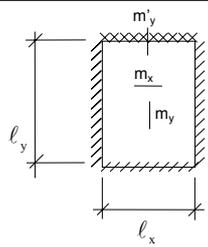
		LF_1 (KN/m)	LF_2 (KN/m)	LT_1 (KN/m)	LT_2 (KN/m)
p_x	$\frac{p \times l_x}{4}$	21,67	18,91	3,65	3,19
p_y	$p_x \times \left(2 - \frac{l_x}{l_y}\right)$	28,42	21,32	4,79	3,59

5.9.2 Esforços de Laje

Para o cálculo das lajes da tampa e do fundo, serão utilizadas as tabelas de Czerny, conforme é mostrado a seguir:

- Laje da tampa LT1: Laje com 3 bordas livremente apoiadas e uma borda menor engastada (carga uniforme)

ℓ_y/ℓ_x	α_x	α_y	β_x	β_y	α_2
1,00	32,4	26,5		11,9	31,2
1,05	29,2	25,0		11,3	27,6
1,10	26,1	24,4		10,9	24,7
1,15	23,7	23,9		10,4	22,3
1,20	22,0	23,8		10,1	20,3
1,25	20,2	23,6		9,8	18,7
1,30	19,0	23,7		9,6	17,3
1,35	17,8	23,7		9,3	16,1
1,40	16,8	23,8		9,2	15,1
1,45	15,8	23,9		9,0	14,2
1,50	15,1	24,0		8,9	13,5
1,55	14,3	24,0		8,8	12,8
1,60	13,8	24,0		8,7	12,2
1,65	13,2	24,0		8,6	11,7
1,70	12,8	24,0		8,5	11,2
1,75	12,3	24,0		8,45	10,8
1,80	12,0	24,0		8,4	10,5
1,85	11,5	24,0		8,35	10,1
1,90	11,3	24,0		8,3	9,9
1,95	10,9	24,0		8,25	9,6
2,00	10,8	24,0		8,2	9,4
>2	8,0	24,0		8,0	6,7



$$m_x = \frac{p\ell_x^2}{\alpha_x}$$

$$m_y = \frac{p\ell_y^2}{\alpha_y}$$

$$m'_y = -\frac{p\ell_x^2}{\beta_y}$$

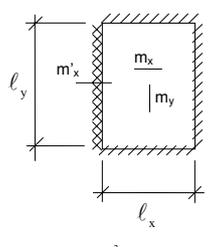
$$w_{\max} = \frac{p\ell_x^4}{Eh^3\alpha_2}$$

$v = 0,2$

Beton-Kalender (1976)

- Laje da tampa LT2: Laje com 3 bordas livremente apoiadas e uma borda maior engastada (carga uniforme)

ℓ_y/ℓ_x	α_x	α_y	β_x	β_y	α_2
1,00	26,5	32,4	11,9		31,2
1,05	25,7	33,3	11,3		29,2
1,10	24,4	33,9	10,9		27,4
1,15	23,3	34,5	10,5		26,0
1,20	22,3	34,9	10,2		24,8
1,25	21,4	35,2	9,9		23,8
1,30	20,7	35,4	9,7		22,9
1,35	20,1	37,8	9,4		22,1
1,40	19,7	39,9	9,3		21,5
1,45	19,2	41,1	9,1		20,9
1,50	18,8	42,5	9,0		20,4
1,55	18,3	42,5	8,9		20,0
1,60	17,8	42,5	8,8		19,6
1,65	17,5	42,5	8,7		19,3
1,70	17,2	42,5	8,6		19,0
1,75	17,0	42,5	8,5		18,7
1,80	16,8	42,5	8,4		18,5
1,85	16,5	42,5	8,3		18,3
1,90	16,4	42,5	8,3		18,1
1,95	16,3	42,5	8,3		18,0
2,00	16,2	42,5	8,3		17,8
>2	14,2	42,5	8,0		16,7



$$m_x = \frac{p\ell_x^2}{\alpha_x}$$

$$m_y = \frac{p\ell_y^2}{\alpha_y}$$

$$m'_x = -\frac{p\ell_x^2}{\beta_x}$$

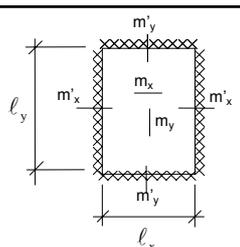
$$w_{\max} = \frac{p\ell_x^4}{Eh^3\alpha_2}$$

$v = 0,2$

Beton-Kalender (1976)

- Lajes do Fundo LF1 e LF2: Laje com as 4 bordas engastadas (carga uniforme)

l_y/l_x	α_x	α_y	β_x	β_y	α_2
1,00	47,3	47,3	19,4	19,4	68,5
1,05	43,1	47,3	18,2	18,8	62,4
1,10	40,0	47,8	17,1	18,4	57,6
1,15	37,3	48,3	16,3	18,1	53,4
1,20	35,2	49,3	15,5	17,9	50,3
1,25	33,4	50,5	14,9	17,7	47,6
1,30	31,8	51,7	14,5	17,6	45,3
1,35	30,7	53,3	14,0	17,5	43,4
1,40	29,6	54,8	13,7	17,5	42,0
1,45	28,6	56,4	13,4	17,5	40,5
1,50	27,8	57,3	13,2	17,5	39,5
1,55	27,2	57,6	13,0	17,5	38,4
1,60	26,6	57,8	12,8	17,5	37,6
1,65	26,1	57,9	12,7	17,5	36,9
1,70	25,5	57,8	12,5	17,5	36,3
1,75	25,1	57,7	12,4	17,5	35,8
1,80	24,8	57,6	12,3	17,5	35,4
1,85	24,5	57,5	12,2	17,5	35,1
1,90	24,2	57,4	12,1	17,5	34,7
1,95	24,0	57,2	12,0	17,5	34,5
2,00	24,0	57,1	12,0	17,5	34,3
>2	24,0	57,0	12,0	17,5	32,0



$$m_x = \frac{p \ell_x^2}{\alpha_x}$$

$$m_y = \frac{p \ell_y^2}{\alpha_y}$$

$$m'_x = -\frac{p \ell_x^2}{\beta_x}$$

$$m'_y = -\frac{p \ell_y^2}{\beta_y}$$

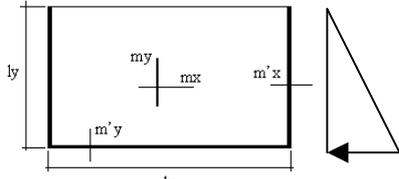
$$w_{\max} = \frac{p \ell_x^4}{Eh^3 \alpha_2}$$

$v = 0,2$

Beton-Kalender (1976)

Para o cálculo das paredes, serão utilizadas as tabelas de Montoya/ Meseguer/ Morán para carregamento triangular¹, conforme é mostrado a seguir:

l_y/l_x	α_x	α_y	β_x	β_y	α_2
0,5	10	26	36	62	24
0,6	11	23	36	57	21
0,7	12	20	35	51	17
0,8	13	16	33	45	14
0,9	13	14	31	39	11
1,0	12	11	29	34	9



$$m_x = 0,001 \cdot p \cdot l_y^2 \cdot \alpha_x \quad m_y = 0,001 \cdot p \cdot l_y^2 \cdot \alpha_y$$

$$m'_x = 0,001 \cdot p \cdot l_y^2 \cdot \beta_x \quad m'_y = 0,001 \cdot p \cdot l_y^2 \cdot \beta_y$$

$$w = 0,001 \cdot p \cdot l_y^4 \cdot \alpha_2 / (E \cdot h^3)$$

¹ Outras fontes de consulta poderão ser utilizadas como, por exemplo, as tabelas de R.Bares

Do apresentado acima, tem-se:

		LT ₁	LT ₂	LF ₁	LF ₂	PAR1/2/3	PAR4A/5A	PAR4B/5B
lx (cm)		3,65	3,19	3,65	3,19	2,03	2,03	2,03
ly (cm)		5,30	3,65	5,30	3,65	3,57	3,19	5,30
ly/ lx		1,45	1,15	1,45	1,15	0,57	0,64	0,38
m (KNxcm)	mx	338	174	1106	646	82	90	78
	my	223	118	561	499	191	168	203
	m'x	0	387	2361	1478	280	421	281
	m'y	592	0	1808	1331	464	277	483

Prossegue agora com a análise dos momentos negativos. Como apresentado nos capítulos anteriores, o momento negativo de dimensionamento será o maior entre a média ou 0,8 do menor (em valor absoluto, ou 0,8 do maior em módulo). Ou seja:

$$m' \geq \begin{cases} 0,8 \cdot |m'_{\text{menor}}| \\ |m'| \end{cases}$$

Do exposto, tem-se:

m' _a (KNcm)	m' _b (KNcm)	0,8 m' _{>} (KNcm)	m' _{médio} (KNcm)	m' (KNcm)
LT1	LT2	474	490	490
592	387			
LF1	LF2	1446	1643	1643
1808	1478			
PAR1/PAR2	PAR4B/PAR5B	224	281	281
280	281			
PAR1/PAR2	LF1	1446	1136	1446
464	1808			
PAR2/PAR3	PAR4A/PAR5A	224	279	279
280	277			
PAR2/PAR3	LF2	1182	971	1182
464	1478			
PAR4A/PAR5A	LF2	1065	876	1065
421	1331			
PAR4B/PAR5B	LF1	1889	1422	1889
483	2361			

5.9.3 Combinações e Dimensionamento

- LT1 (b=100 cm, h=10 cm, m=338 KNcm/m, n=1,86 KN/m)

$$Msd = 1,4 \times 338 - 1,4 \times 1,86 \times \left(7 - \frac{10}{2}\right) = 468 \text{ KNcm}$$

$$X = 1,25 \times 7 \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{468}{0,425 \times 100 \times 7^2 \times \frac{2}{1,4}}} \right) = 0,72 \text{ cm}$$

$$As = \frac{1}{43,48} \times \left(1,4 \times 1,86 + \frac{468}{7 - 0,4 \times 0,72} \right) = 1,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima:

- h = 10 cm: $As_{min} = 0,15\%bh = 1,50 \text{ cm}^2/\text{m}$
- h = 12 cm: $As_{min} = 0,15\%bh = 1,80 \text{ cm}^2/\text{m}$
- h = 15 cm: $As_{min} = 0,15\%bh = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$

Local	L (cm)	m (KN cm)		R (KN) (tração)	$n = \frac{R}{L}$ (KN/m)	Msd (KN cm)	x (cm)	As (cm ²)	Bitola
LT1 (h=10cm)	530	mx	338	9,86	1,86	468	0,72	1,66	φ6.3c/19
	365	my	223	5,32	1,46	308	0,47	1,09	(φ6.3c/20)
	365	LT2	-490	5,32	1,46	682	1,07	2,43	
LT2 (h=10cm)	365	mx	174	5,32	1,46	240	0,36	0,85	(φ6.3c/20)
	319	my	118	4,05	1,27	162	0,24	0,58	(φ6.3c/20)
	365	LT1	-490	5,32	1,46	682	1,07	2,43	φ6.3c/13
LF1 (h=15cm)	530	mx	1106	71,28	13,45	1464	1,31	3,37	φ8c/14
	365	my	561	43,21	11,84	711	0,62	1,77	(φ6.3c/14)
	365	LF2	-1643	43,21	11,84	2226	2,05	4,96	
	365	PAR1/ PAR2	-1446	43,21	11,84	1950	1,78	4,35	
LF2 (h=15cm)	530	PAR4B/ PAR5B	-1889	71,28	13,45	2560	2,39	5,76	
	365	mx	646	43,21	11,84	830	0,73	2,01	(φ6.3c/14)
	319	my	499	35,42	11,10	629	0,55	1,58	(φ6.3c/14)
	365	LF1	-1643	43,21	11,84	2226	2,05	4,96	φ8c/10
	365	PAR2/ PAR3	-1182	43,21	11,84	1580	1,42	3,56	
PAR1/ PAR2 (h=12cm)	319	PAR4A/ PAR5A	-1065	35,42	11,10	1421	1,27	3,20	
	203	mx	82	11,57	5,70	91	0,10	0,42	(φ6.3c/17)
		my					0,31	0,69	(φ6.3c/17)
		LF1	-1446		21,67	1933	2,49	4,54	φ8c/11
PAR3/ PAR2 (h=12cm)	530	PAR4B/ PAR5B	-281	11,57	2,18	384	0,45	1,07	
	203	mx	82	11,57	5,70	91	0,10	0,42	(φ6.3c/17)
		my					0,31	0,69	(φ6.3c/17)
		LF2	-1182		21,32	1565	1,96	3,74	φ8c/13
	203	PAR4A/ PAR5A	-279	11,57	5,70	367	0,43	1,14	

PAR4A/ PAR5A (h=12cm)	203	mx	90	11,57	5,70	102	0,12	0,45	(ϕ 6.3c/17)
		my					0,27	0,61	(ϕ 6.3c/17)
		LF2	-1065		18,91	1412	1,75	3,35	ϕ 8c/15
	203	PAR2/ PAR3	-279	11,57	5,70	367	0,43	1,14	(ϕ 6.3c/17)
PAR4B/ PAR5B (h=12cm)	203	mx	78	11,57	5,70	85	0,10	0,40	(ϕ 6.3c/17)
		my					0,33	0,74	(ϕ 6.3c/17)
		LF1	-1889		28,42	2525	3,40	6,03	ϕ 10c/13
	203	PAR1/ PAR2	-281	11,57	5,70	369	0,43	1,15	(ϕ 6.3c/17)

5.9.4 Cálculo como Viga Parede

Distribuição das cargas: Determinação das reações nos pilares

	LF ₁ (KN/m)	LF ₂ (KN/m)	LT ₁ (KN/m)	LT ₂ (KN/m)
$p_x = \frac{p \times l_x}{4}$	21,67	18,91	3,65	3,19
$p_y = p_x \times \left(2 - \frac{l_x}{l_y}\right)$	28,42	21,32	4,79	3,59

- PAR1 (12x215)

Peso Próprio:	6,45 KN/m
LT1:	3,65 KN/m
LF1:	21,67 KN/m
Total:	31,77 KN/m

Reações nos Pilares:

$$R_9 = 56,71 \text{ KN}$$

$$R_{10} = 56,71 \text{ KN}$$

- PAR2 (12x215)

Peso Próprio:	6,45 KN/m
LT1:	3,65 KN/m
LF1:	21,67 KN/m
LT2:	3,59 KN/m
LF2:	21,32 KN/m
Total:	56,68 KN/m

Reações nos Pilares:

$$R_{14} = 101,17 \text{ KN}$$

$$R_{15} = 101,17 \text{ KN}$$

- PAR3 (12x215)

Peso Próprio:	6,45 KN/m
LT1:	3,59 KN/m
LF1:	21,32 KN/m
<hr/> Total:	<hr/> 31,36 KN/m

Reações nos Pilares:

$$R_{19} = 55,98 \text{ KN}$$

$$R_{20} = 55,98 \text{ KN}$$

- PAR4 e PAR5 (12x215)

	“A”	“B”
Peso Próprio:	6,45 KN/m	6,45 KN/m
LT1:	4,79 KN/m	
LF1:	28,42 KN/m	
LT2:		3,19 KN/m
LF2:		18,91 KN/m
<hr/> Total:	<hr/> 39,66 KN/m	<hr/> 28,55 KN/m

Reações nos Pilares:

$$R_{19} / R_{20} = 13,90 \text{ KN}$$

$$R_{14} / R_{15} = 201,1 \text{ KN}$$

$$R_9 / R_{10} = 86,10 \text{ KN}$$

As reações dos apoios extremos devem ser majorados de cerca de 10%:

$$R_{19} / R_{20} = 15,30 \text{ KN}$$

$$R_9 / R_{10} = 94,71 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow R_{14} / R_{15} = 191 \text{ KN}$$

5.9.4.1 - Viga Parede PAR1

$$h = 2,15\text{m} \Rightarrow \frac{l}{h} = 1,7 < 2 \therefore \text{Caso de Viga Parede}$$

$$l = 3,57\text{m}$$

$$h_e \leq \begin{cases} h \\ l \end{cases} \Rightarrow h_e = 2,15\text{m}$$

$$z = 0,2x(l + 2h_e) \Rightarrow z = 1,57\text{m}$$

$$M_d = 1,4x \frac{pl^2}{8} = 71 \text{ KNm}$$

$$V_d = 1,4x \frac{pl}{2} = 79 \text{ KN}$$

$$R_{sd} = \frac{M_d}{z} = 45 \text{ KN}$$

$$R_{sd} = A_s \times f_{yd} \Rightarrow A_s = 1,04 \text{ cm}^2$$

Ancoragem junto aos apoios:

$$R_s^{\text{apoio}} = 0,8 \times R_{sd} = 36 \text{ KN}$$

$$a_{\text{disp}} = h - c = 12 - 2,5 = 9,5 \text{ cm}$$

$$\text{tensão de aderência: } \tau_{bu} = 0,42 \times f_{cd}^{2/3} = 2,47 \text{ MPa} = 0,247 \text{ KN/cm}^2$$

$$R_s^{\text{apoio}} = a_{\text{disp}} \times (\text{perímetro}) \times \tau_{bu} \Rightarrow (\text{perímetro}) = 15,3 \text{ cm}$$

$$(2 \times 2 \phi 12^5 = 15,7 \text{ cm e } 5 \text{ cm}^2)$$

$$a_s = 0,25 h_e - 0,05 l = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Verificação ao Cisalhamento: } 0,10 f_{cd} = 0,14 \text{ KN/cm}^2 > \frac{V_d}{b \times h_e} = 0,03 \text{ KN/cm}^2$$

Carga a suspender: 28,12 KN

$$A_s \text{ susp.} = \frac{N_d}{f_{yd}} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{m}; \text{ atendida pela armadura proveniente do cálculo como placa.}$$

5.9.4.2 – Viga Parede PAR2

$$\begin{aligned} h &= 2,15\text{m} \\ l &= 3,57\text{m} \end{aligned} \Rightarrow \frac{l}{h} = 1,7 < 2 \therefore \text{Caso de Viga Parede}$$

$$h_e \leq \begin{cases} h \\ l \end{cases} \Rightarrow h_e = 2,15\text{m}$$

$$z = 0,2 \times (l + 2h_e) \Rightarrow z = 1,57\text{m}$$

$$M_d = 1,4 \times \frac{p l^2}{8} = 126 \text{ KNm}$$

$$V_d = 1,4 \times \frac{p l}{2} = 142 \text{ KN}$$

$$R_{sd} = \frac{M_d}{z} = 81 \text{ KN}$$

$$R_{sd} = A_s \times f_{yd} \Rightarrow A_s = 1,85 \text{ cm}^2$$

Ancoragem junto aos apoios:

$$R_s^{\text{apoio}} = 0,8 \times R_{sd} = 65 \text{ KN}$$

$$a_{\text{disp}} = h - c = 12 - 2,5 = 9,5 \text{ cm}$$

$$\text{tensão de aderência: } \tau_{bu} = 0,42 \times f_{cd}^{2/3} = 2,47 \text{ MPa} = 0,247 \text{ KN/cm}^2$$

$$R_s^{\text{apoio}} = a_{\text{disp}} \times (\text{perímetro}) \times \tau_{bu} \Rightarrow (\text{perímetro}) = 27 \text{ cm}$$

$$(2 \times 3\phi 16 = 30 \text{ cm e } 12 \text{ cm}^2)$$

$$a_s = 0,25 h_e - 0,05 l = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Verificação ao Cisalhamento: } 0,10 f_{cd} = 0,14 \text{ KN/cm}^2 > \frac{V_d}{b \times h_e} = 0,06 \text{ KN/cm}^2$$

Carga a suspender: 49,44 KN

$$A_s \text{ susp.} = \frac{N_d}{f_{yd}} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{m}; \text{ atendida pela armadura proveniente do cálculo como placa.}$$

5.9.4.3 – Viga Parede PAR3

$$h = 2,15\text{m} \Rightarrow \frac{l}{h} = 1,7 < 2 \therefore \text{Caso de Viga Parede}$$
$$l = 3,57\text{m}$$

$$h_e \leq \begin{cases} h \\ l \end{cases} \Rightarrow h_e = 2,15\text{m}$$

$$z = 0,2 \times (l + 2h_e) \Rightarrow z = 1,57\text{m}$$

$$M_d = 1,4 \times \frac{pl^2}{8} = 69,94 \text{ KNm}$$

$$V_d = 1,4 \times \frac{pl}{2} = 78,37 \text{ KN}$$

$$R_{sd} = \frac{M_d}{z} = 44,55 \text{ KN}$$

$$R_{sd} = A_s \times f_{yd} \Rightarrow A_s = 1,02 \text{ cm}^2$$

Ancoragem junto aos apoios:

$$R_s^{\text{apoio}} = 0,8 \times R_{sd} = 35,64 \text{ KN}$$

$$a_{\text{disp}} = h - c = 12 - 2,5 = 9,5 \text{ cm}$$

$$\text{tensão de aderência: } \tau_{bu} = 0,42 \times f_{cd}^{2/3} = 2,47 \text{ MPa} = 0,247 \text{ KN/cm}^2$$

$$R_s^{\text{apoio}} = a_{\text{disp}} \times (\text{perímetro}) \times \tau_{bu} \Rightarrow (\text{perímetro}) = 15,2 \text{ cm}$$

$$(2 \times 2 \phi 12^5 = 15,7 \text{ cm e } 5 \text{ cm}^2)$$

$$a_s = 0,25 h_e - 0,05 l = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Verificação ao Cisalhamento: } 0,10 f_{cd} = 0,14 \text{ KN/cm}^2 > \frac{V_d}{b \times h_e} = 0,03 \text{ KN/cm}^2$$

Carga a suspender: 27,8 KN

$$A_s \text{ susp.} = \frac{N_d}{f_{yd}} = 0,64 \text{ cm}^2/\text{m}; \text{ atendida pela armadura proveniente do cálculo como placa.}$$

5.9.4.4 – Viga Parede PAR4 e PAR5

Paredes contínuas, logo:

$$\begin{aligned} h &= 2,15\text{m} \\ l &= 5,30\text{m} \end{aligned} \Rightarrow \frac{l}{h} = 2,46 < 2,5 \therefore \text{Caso de Viga Parede}$$

$$h_e \leq \begin{cases} h \\ l \end{cases} \Rightarrow h_e = 2,15\text{m}$$

$$z = 0,2 \times (l + 1,5 h_e) \Rightarrow z = 1,71\text{m}$$

$$M_d^+ = 131 \text{ KNm}$$

$$M_d^- = 141 \text{ KNm}$$

$$V_d \text{ max} = 124,10 \text{ KN}$$

$$R_{sd}^+ = \frac{M_d^+}{z} = 77 \text{ KN}$$

$$R_{sd}^- = \frac{M_d^-}{z} = 83 \text{ KN}$$

$$R_{sd}^+ = A_s \times f_{yd} \Rightarrow A_s^+ = 1,77 \text{ cm}^2$$

$$R_{sd}^- = A_s \times f_{yd} \Rightarrow A_s^- = 1,91 \text{ cm}^2 (2\phi 12^5)$$

Ancoragem junto aos apoios (A_s^+):

$$R_s^{\text{apoio}} = 0,8 \times R_{sd} = 62 \text{ KN}$$

$$a_{\text{disp}} = h - c = 12 - 2,5 = 9,5 \text{ cm}$$

$$\text{tensão de aderência: } \tau_{bu} = 0,42 \times f_{cd}^{2/3} = 2,47 \text{ MPa} = 0,247 \text{ KN/cm}^2$$

$$R_s^{\text{apoio}} = a_{\text{disp}} \times (\text{perímetro}) \times \tau_{bu} \Rightarrow (\text{perímetro}) = 26 \text{ cm}$$

$$(2 \times 3\phi 16 = 30 \text{ cm e } 12 \text{ cm}^2)$$

$$a_s = 0,25 h_e - 0,05 l = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Verificação ao Cisalhamento: } 0,10 f_{cd} = 0,14 \text{ KN/cm}^2 > \frac{V_d}{b \times h_e} = 0,05 \text{ KN/cm}^2$$

Carga máxima a suspender: 34,9 KN

$$A_s \text{ susp.} = \frac{N_d}{f_{yd}} = 0,80 \text{ cm}^2/\text{m}; \text{ atendida pela armadura proveniente do cálculo como placa.}$$

$$\text{Armadura Complementar: } \begin{cases} A_{sh} = 0,001 b_w s_v \text{ (por face)} \\ A_{sv} = 0,001 b_w s_h \text{ (por face)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \frac{A_{sv}}{s} = \frac{A_{sh}}{s} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

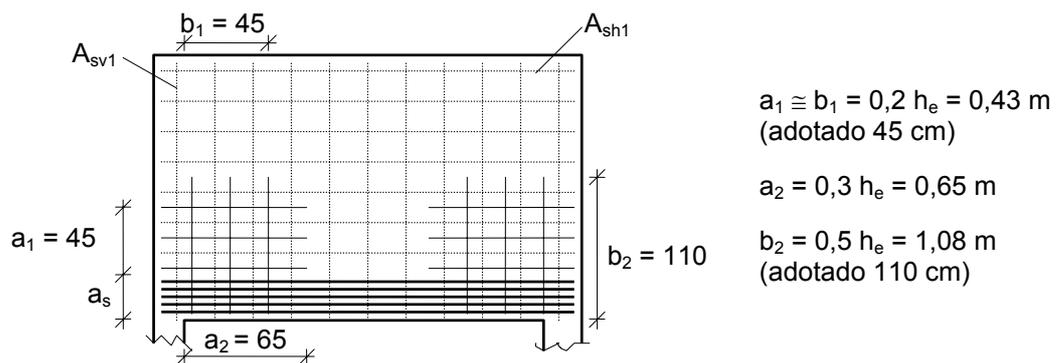


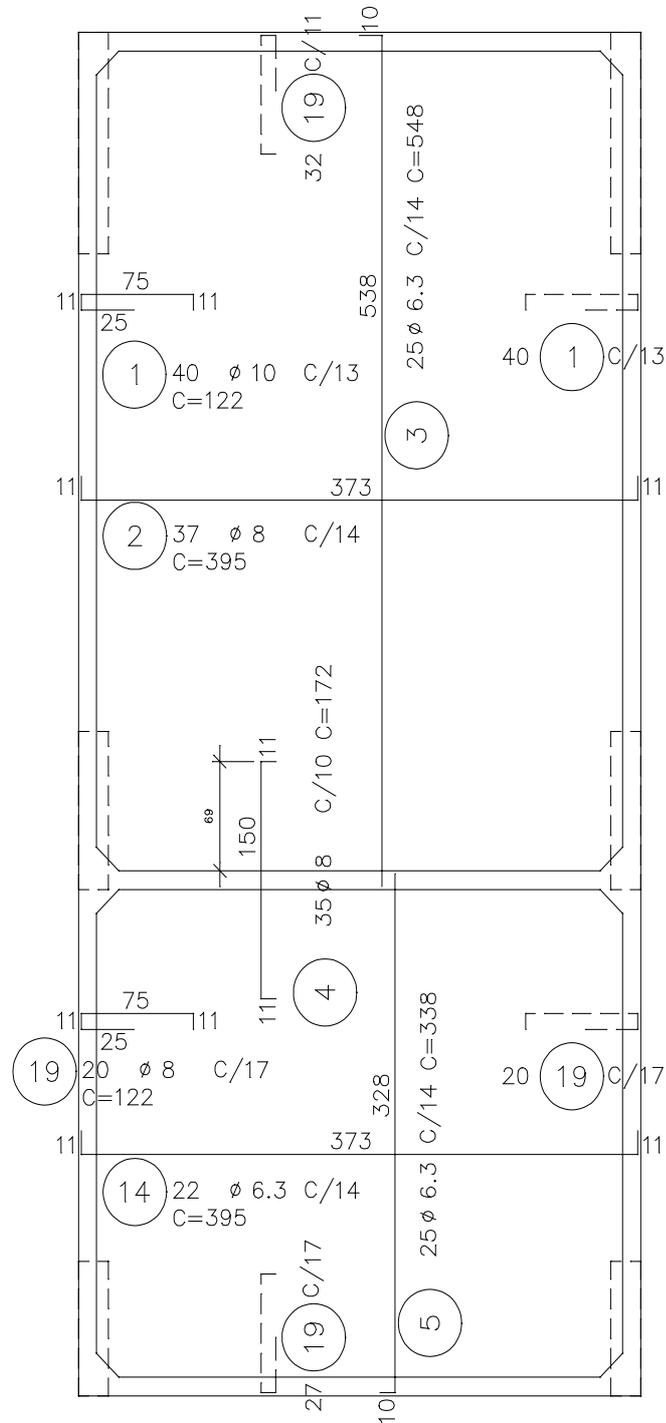
Figura 5.2

5.9.4.4 – Limites para as Reações de Apoio

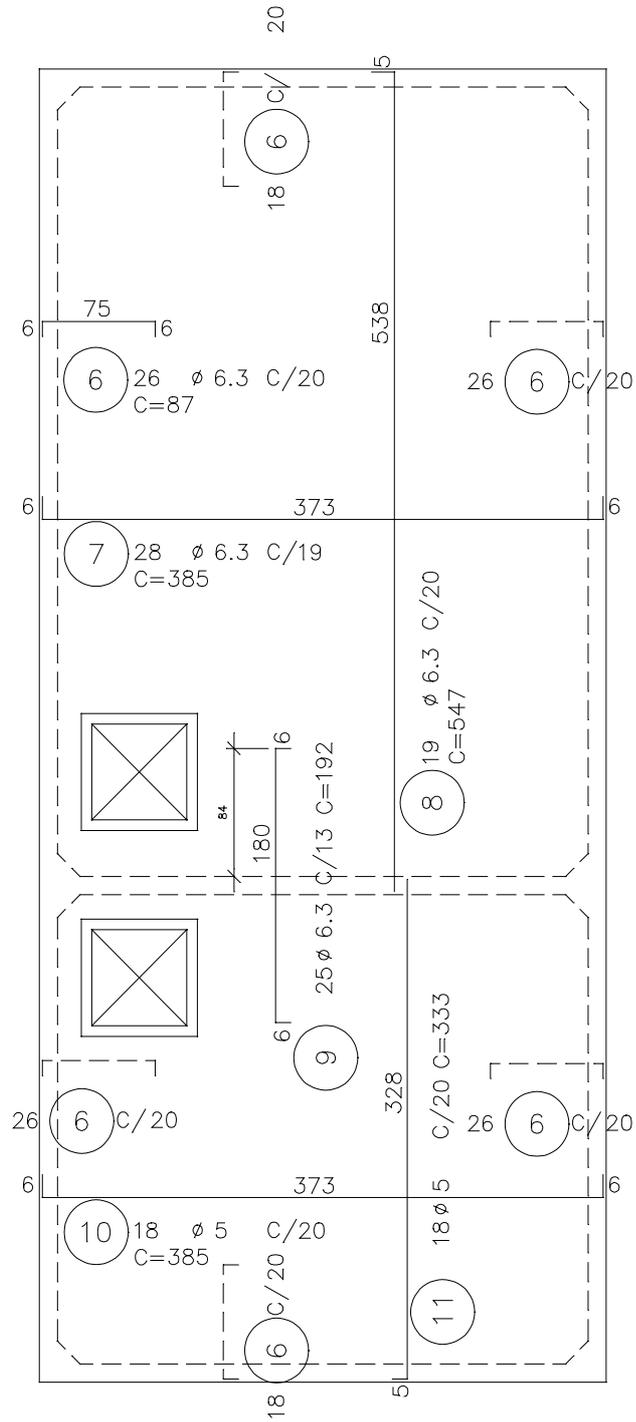
As regiões do apoio possuem nervuras de enrijecimento (mísulas) o que implica na não necessidade de verificar os valores das reações.

5.9.5 Detalhamento

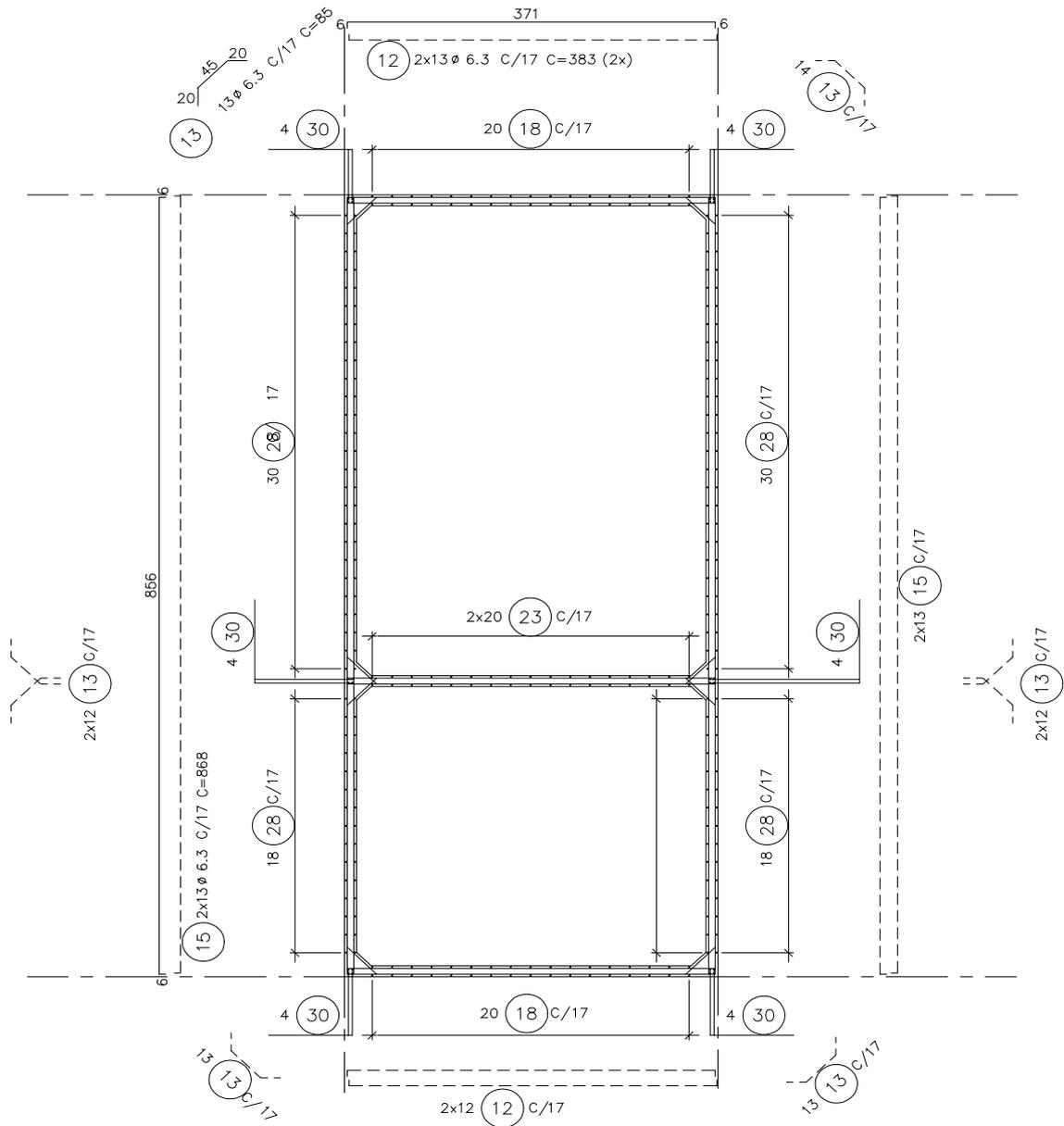
LAJE DE FUNDO



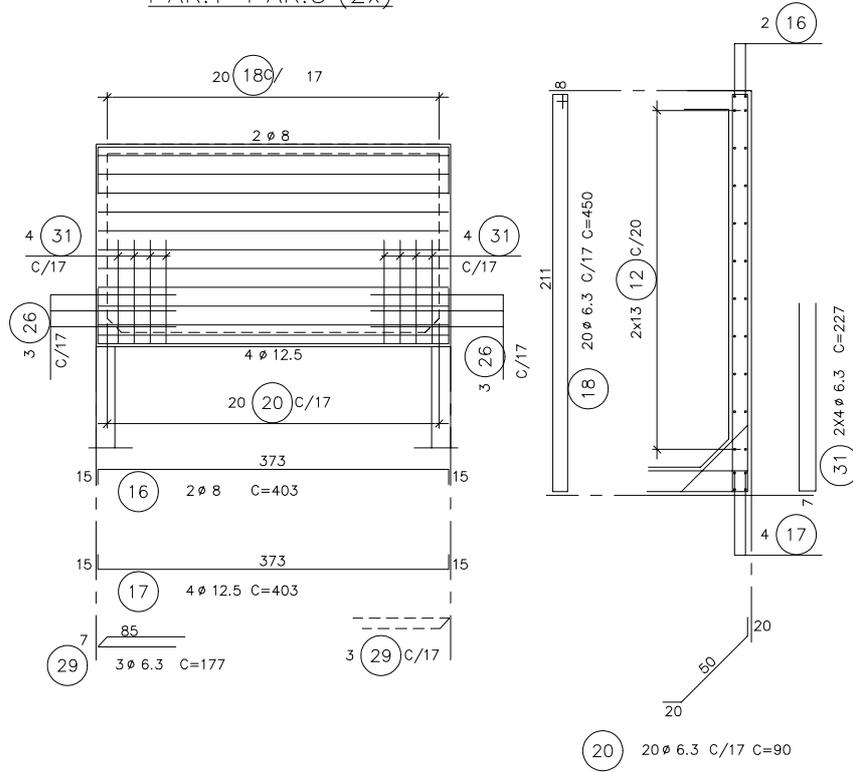
LAJE DE TAMPA



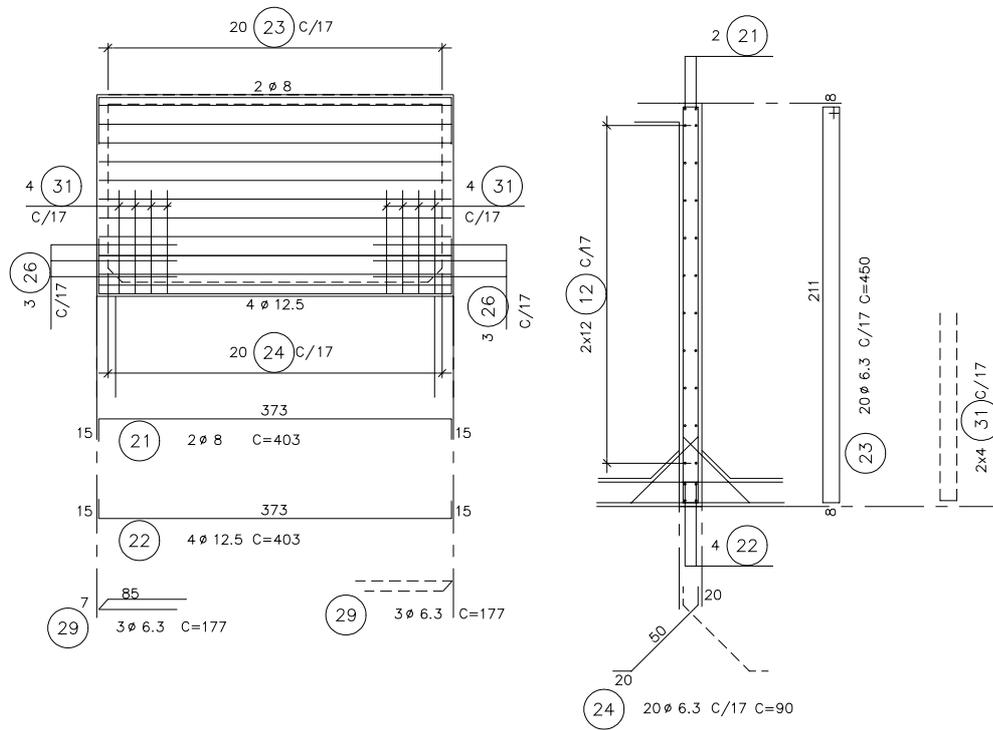
ARMAÇÃO HORIZONTAL DAS PAREDES



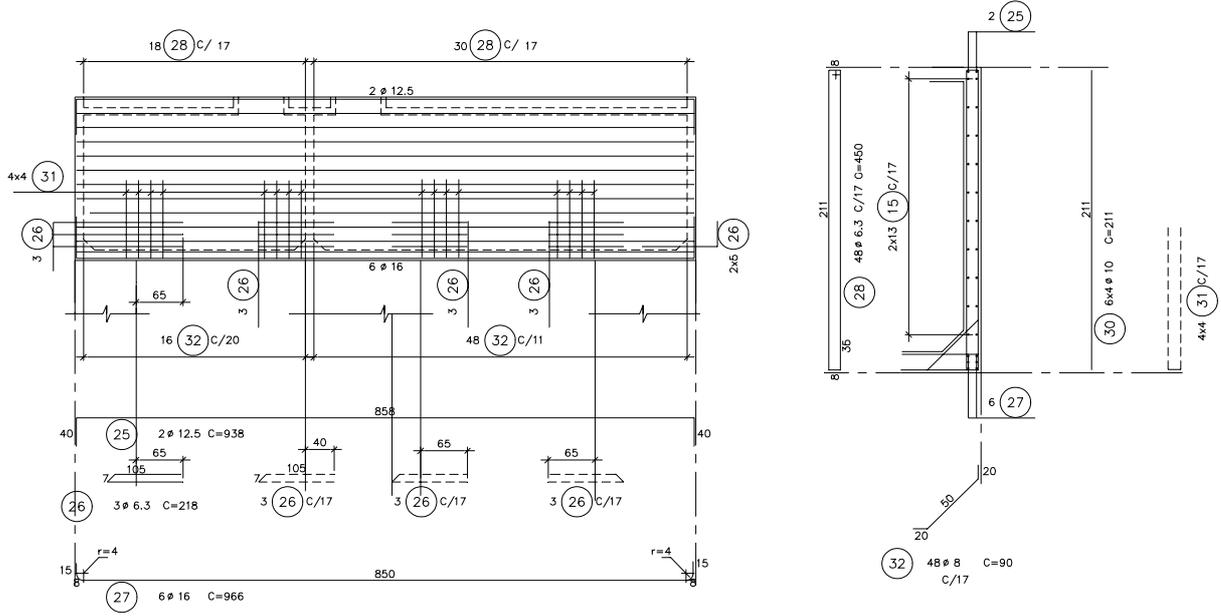
PAR.1=PAR.3 (2x)



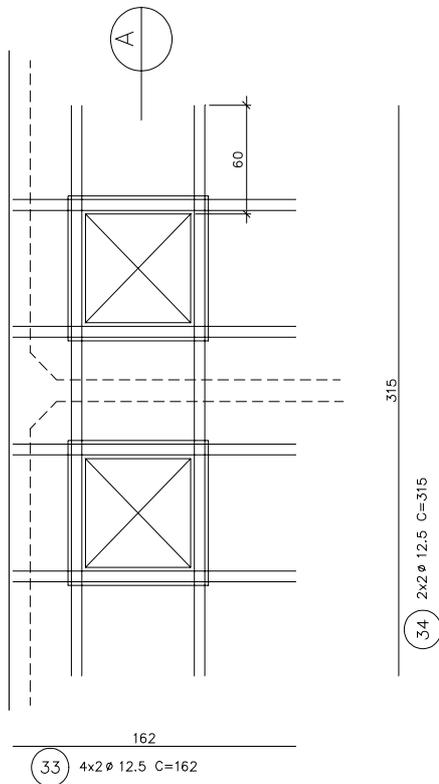
PAR.2



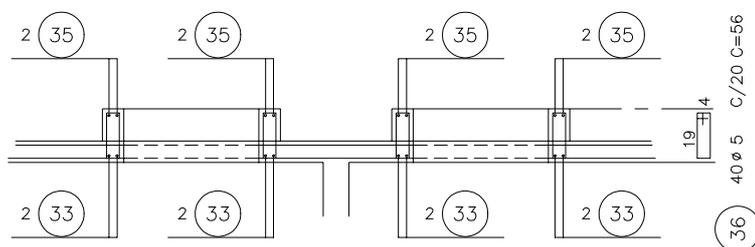
PAR. 4=PAR. 5 (2x)



REFORÇO DOS FUROS



CORTE A - A



LISTA DE FERROS				
POS.	Ø	QUANT.	COMPRIMENTO	
			UNIT.	TOTAL
1	10	80	122	9760
2	8	37	395	14615
3	6.3	25	548	13700
4	8	35	172	6020
5	6.3	25	338	8450
6	6.3	140	87	12180
7	6.3	28	385	10780
8	6.3	19	547	10393
9	6.3	25	192	4800
10	5	18	385	6930
11	5	18	333	5994
12	6.3	50	383	19150
13	6.3	101	85	8585
14	6.3	22	395	8690
15	6.3	52	868	45136
16	8	2	403	806
17	12.5	4	403	1612
18	6.3	20	450	9000
19	8	99	122	12078
20	6.3	20	90	1800
21	8	2	403	806
22	12.5	4	403	1612
23	6.3	20	450	9000
24	6.3	20	90	1800
25	12.5	2	938	1876
26	6.3	12	218	2616
27	16	6	896	5376
28	6.3	48	450	21600
29	6.3	12	177	2124
30	10	24	216	5184
31	6.3	32	227	7264
32	8	48	90	4320
33	12.5	8	162	1296
34	12.5	4	315	1260
35	8	16	74	1184
36	5	40	56	2240

RESUMO DE AÇO C.A. 50		
Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (kg)
6.3	1970.68	493
8	399.29	160
10	151.84	96
12.5	80.16	80
16	57.96	93
20		
25		
TOTAL (kg)		922

RESUMO DE AÇO C.A. 60		
Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (kg)
5	151.64	23
6		
TOTAL (kg)		23