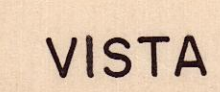


ANEXO 1 – Projetos fornecidos pela contratante

[illegible][illegible]

	DESO
	VISTO E ACEITO
	ESTA ACEITAÇÃO NÃO ISENTA A CONTRATADA
	DAS RESPONSABILIDADES E OBRIGAÇÕES CONTIDAS
	NÃO CONTRATO
ANALISADO	
APROVADO	
VISTO	

EXECUTADO POR		
TOPOGRAFIA	/	/
DESENHO	PAULO VIEIRA DA CUNHA	/ 06 / 92
PROJETO		/ /
APPROVADO	ASSINATURA	/ /
	NOME	CREA

 DESO COMPANHIA DE SANEAMENTO DE SÃO PAULO			
SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DO MUNICÍPIO DE N. S. DAS DORES / SE			
RESERVATÓRIO ELEVADO- RES. 400m³			
CORTE e VISTA			
REVISÃO	ESCALA	NR DESO	NR FIRMA
	1:50	MV-13-425	



PROJETO ESTRUTURAL DO RESERVATÓRIO ELEVADO RE2 400 m³ - MEMORIAL

Agosto / 1993

A

Companhia de Saneamento de Sergipe - DESO

Att.: Eng. Roberto Leite

Prezado Senhor,

Atendendo solicitação de Vossa Senhoria estamos encaminhando parecer sobre o Projeto Estrutural do Reservatório Elevado da Cidade de Nossa Senhora das Dores, como segue:

1. VERIFICAÇÕES:-

- a) Carregamentos propostos.
- b) Esforços provenientes dos carregamentos.
- c) Coeficientes de segurança adotados.
- d) Dimensionamento das seções de concreto.
- e) Armaduras adotadas nas peças de concreto decorrentes dos esforços.
- f) Opção do tipo de fundação.
- g) Confronto entre a Memória de Cálculo e os Desenhos de Fôrmas e Armações.

2. CONCLUSÕES:-

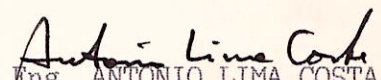
- a) Os carregamentos adotados são os reais atuantes.
- b) Os esforços provenientes estão calculados corretamente.
- c) Coeficientes de Segurança são os habitualmente utilizados.
- d) Nos dimensionamentos das peças de concreto foram observadas as seções mínimas exigidas pela ABNT e as realmente necessárias provenientes dos esforços encontrados.

e) As áreas de ferros adotadas correspondem com as reais necessárias.

f) Sugerimos solicitar do autor do projeto justificativas quanto à opção do tipo de fundação adotada com análise técnica e econômica. Por quê da não utilização de sapatas ou estacas de concreto?

g) Existe total compatibilidade entre a Memória de Cálculo e os Desenhos apresentados.

Aracaju, 30 de agosto de 1993


Eng. ANTONIO LIMA COSTA
(CREA/SE : 3.138/D



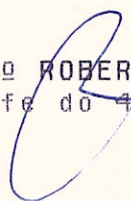
Aracaju, 18 de agosto de 1993

Ofício nº 041 - DEA

Prezado Senhor,

Conforme entendimentos, estamos encaminhando originais e memorial descritivo do Projeto Estrutural do Reservatório Elevado da cidade de Nossa Senhora das Dores, para análise de Vossa Senhoria.

Atenciosamente,

Engº  ROBERTO LEITE
Chefe do 4200/DEA

Ilmo Sr.
Engº ANTONIO LIMA COSTA
Nesta.

MEMÓRIA DE CÁLCULO

RESERVATÓRIO ELEVADO

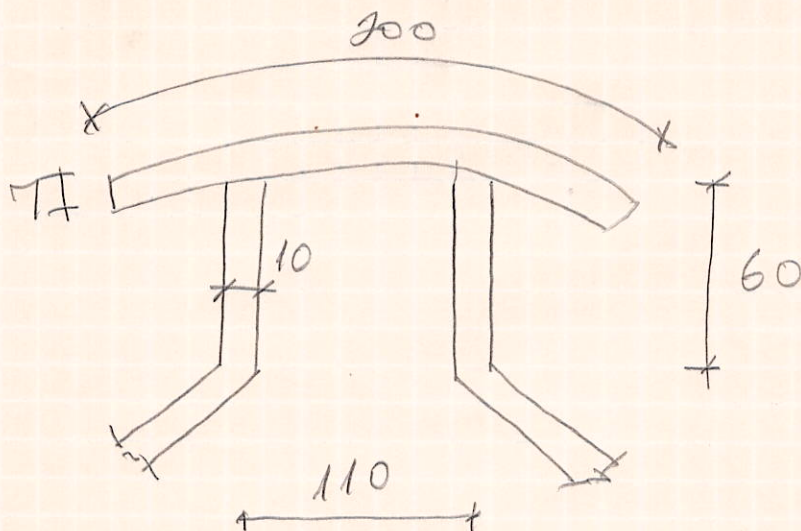
CAPACIDADE 400 m^3

SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

MUNICÍPIO N. S. DAS DORES - SE.

MEMÓRIA DE CÁLCULO - RESERVATÓRIO ELEVADO

1- LANTERNIN



Carregamento da cobertura do lanternin

P. próprio	-	$9,07 \times 2500 =$	175
Revestimento		$=$	44
Vento		$=$	20
Sobrecarga		$=$	$\frac{50}{289 \text{ kg/m}^2}$

Carregamento por metro de bordo

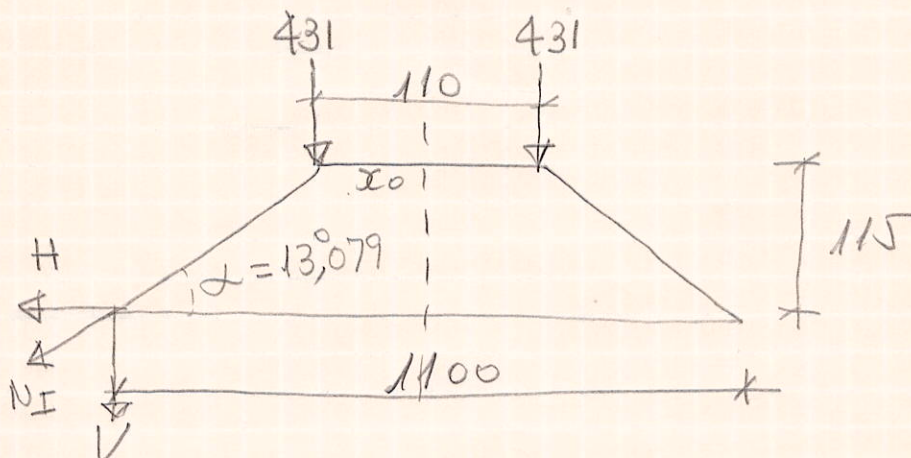
$$\frac{289 \times 2^2}{4 \times 1,1} = 263 \text{ kg/m}$$

$$0,1 \times 0,6 \times 2500 = 150 \text{ kg/m}$$

$$\text{Vento} = \frac{90 \times 1,2 \times 0,6 \times 0,3}{1,1} = 18$$

$$q = 263 + 150 + 18 = 431 \text{ kg/m}$$

2- Cobertura TRônes cônica



Carregamentos

$$\text{peso próprio} = 0,10 \times 2500 = 250$$

$$\text{Revestimentos} = 44$$

$$\text{Sobrecargas} = 50$$

$$\text{ventos} = 20$$

$$\underline{\underline{364 \text{ kg/m}^2}}$$

$$\text{ângulo } \alpha = \arctg\left(\frac{1,15}{\frac{11 - 1,10}{2}}\right) = 13,079$$

Força de compressão por metro de parede que atua segundo a geratriz, decorrente do peso próprio e carga de vento.

$$N_I = -g \frac{x^2 - x_0^2}{x \sin \alpha} - \frac{p x_0}{x \sin \alpha}$$

Força de Compressão por metro de parede que atua tangente ao paralelo devido ao peso próprio.

$$N_{II} = -g x \cot \alpha$$

No topo temos: $x = x_0 = 0,55 \text{ m}$

$$N_I = -1905 \text{ kg}$$

$$N_{II} = -885 \text{ kg}$$

Na base temos: $x = 5,50 \text{ m}$

$$N_I = -4686 \text{ kg}$$

$$N_{II} = -8617 \text{ kg}$$

Seção necessária de concreto por metro de parede.

$$A_{\text{concre}} = \frac{8617 \times 1,4}{0,75 \times 200 + 0,008 \times 4200} = 65,71 \text{ cm}^2$$

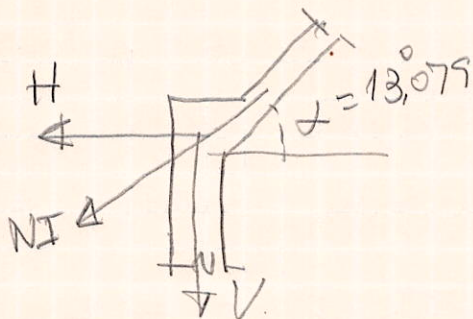
Armadura mínima

$$A_{\text{min}} = 0,008 \times 65,71 = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{ou } A_{\text{min}} = 0,005 \times 10 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

2 ϕ 6.3 e 12

FORÇAS DE TRACÇÃO NO ANEL



$$H = N \cos 13,079$$

$$H = 4686 \cos 13,079 = 4564 \text{ kgf}$$

$$V = 4686 \sin 13,079 = 1060 \text{ kgf}$$

Armadura do Anel

$$A_s = \frac{4664}{1250} = 3,73 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 12,5$$

Área de concreto necessária

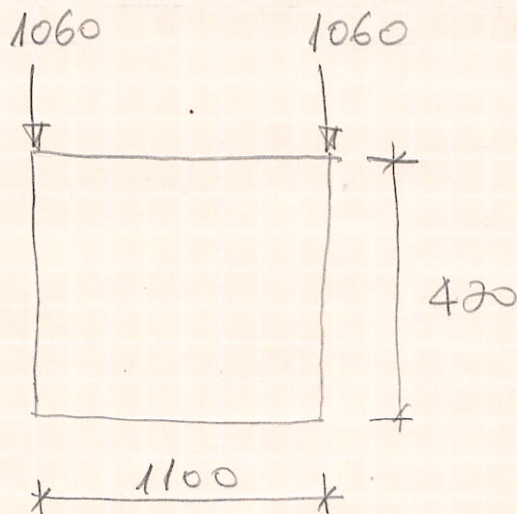
$$A_c = \frac{4664}{12,67} - 15 \times 3,73 = 312,16 \text{ cm}^2$$

Resistência de cálculo a tração do concreto

$$f_{td} = \frac{f_{tk}}{\gamma_c} = \frac{0,06 f_{ck} + 7}{1,5} = \frac{0,06 \times 200 + 7}{1,5}$$

$$f_{td} = 12,67 \text{ kgf/cm}^2$$

3 - RESERVATÓRIO CILINDRICO



N_I = Força vertical de compressão

$$N_I = 0,20 \times 4,2 \times 2500 + 1060 = 3160 \text{ kgf/m}$$

Seção de concreto necessária

$$A_c = \frac{3160 \times 1,4}{0,75 \times 200 + 0,008 \times 4200} = 24,10 \text{ cm}^2$$

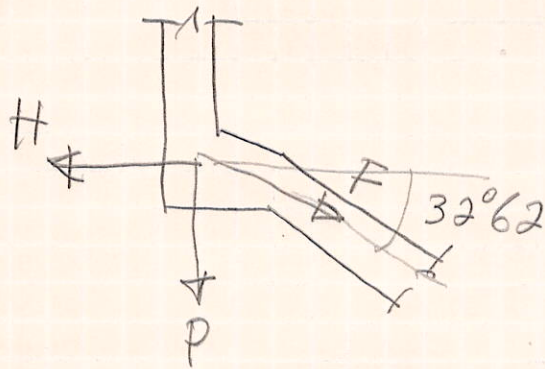
Armadura mínima

$$A_s = 0,008 \times 24,10 = 0,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{ou } A_s = 0,005 \times 20 \times 10 = 10 \text{ cm}^2$$

2 ϕ 8 e 10

Anel de união da parede cilíndrica com a parede cônica.



Força de tração no anel

$$T = P \cdot a \cdot \cot 32,62 = 3160 \times 5,50 \cot 32,62$$

$$T = 27.155 \text{ kg}$$

Armadura

$$A_s = \frac{27.155}{1250} = 21,72 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \phi 20$$

Seção necessária de concreto

$$A_c = \frac{27155}{12,67} - 15 \times 21,72 = 1817,45 \text{ cm}^2$$

Força horizontal de tração no reservatório cilíndrico.

$$B^4 = \frac{3(1-r^2)}{r^2 \cdot l_0^2} = \frac{3(1-0,2^2)}{5,5^2 \times 0,2^2} = 2,38$$

$$\beta = 2,38^{0,25} = 1,24$$

$$N_H = p \cdot r \left[l - x - e^{-\beta x} \left(l \cos \beta x + \frac{\beta l - 1}{\beta} \sin \beta x \right) \right]$$

$$N_H = 1000 \times 5,5 \left[4 - x - e^{-1,24x} \left(4 \cos 1,24x + 3,19 \sin 1,24x \right) \right]$$

Para $x = 1,3 \text{ m}$

$$N_H = 10.365 \text{ kg} \rightarrow A_s = \frac{10.365}{1250} = 8,29 \text{ cm}^2$$

$2 \phi 8 \text{ e } 10$

Para $x = 2 \text{ m}$

$$N_H = 9096 \text{ kg} \rightarrow A_s = \frac{9096}{1250} = 7,28 \text{ cm}^2$$

$2 \phi 8 \text{ e } 12$

Para $x = 3 \text{ m}$

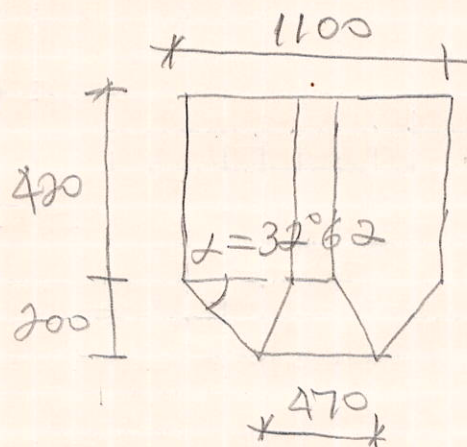
$$N_H = 4940 \text{ kg} \rightarrow A_s = \frac{4940}{1250} = 3,95 \text{ cm}^2$$

$2 \phi 6.3 \text{ e } 14$

Seção necessária de concreto

$$A_c = \frac{10.365}{12,67} - 15 \times 8,29 = 693,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4- PAREDE TRONCO- CÔNICA



NI = FORÇA DE COMPRESSÃO DEVIDO A PRESSÃO DA ÁGUA, PESO PRÓPRIO E CARGA DE BORDO.

$$NI = - \frac{(a^2 - x^2) \gamma_1 \cdot p}{2x \sin \alpha} - \frac{(a-x)^2 (a+x) p}{6 \cdot x \cos \alpha} -$$

$$- g \frac{a^2 - x^2}{x \cdot \sin \alpha} - \frac{P \cdot a}{x \sin \alpha}$$

sendo p = pressão da água

g = peso próprio = 675 kgf/m^2

P = carga de bordo = 3160 kgf

$a = 5,50 \text{ m}$ $x = 2,35 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 N_I &= - \frac{(5,50^2 - 2,35^2) \cdot 4,20}{2 \times 2,35 \sin 32,62} \times 1000 - \frac{(5,5 - 2,35)^2 (5,5 + 2 \times 2,35)}{6 \times 2,35 \cos 32,62} \\
 &\times 1000 - 675 \frac{5,5^2 - 2,35^2}{2,35 \times \sin 2 \times 32,62} - \frac{3160 \times 5,50}{2,35 \sin 32,62} = \\
 &= -40991,20 - 8527,24 - 7821,62 - 13719,58 = \\
 &= -71.054,64 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

N_{II} = FORÇA DE TRACÇÃO DEVIDO A PRESSÃO DA ÁGUA E PESO PRÓPRIO

$$\begin{aligned}
 N_{II} &= \frac{h_1 \cdot x}{\sin \alpha} \cdot p + \frac{x(a-x)}{\cos \alpha} \cdot p + \\
 &+ g \frac{x}{fg \alpha}
 \end{aligned}$$

$$\text{Com } x = 5,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 N_{II} &= \frac{4,20 \times 5,5}{\sin 32,62} \times 1000 + \frac{5,50 (5,50 - 5,50)}{\cos 32,62} \times 1000 + \\
 &+ \frac{675 \times 5,50}{fg 32,62} = 4285,99 + 0 + 5800,61 = \\
 &= 48.652,60 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Armadura de tração

$$A_s = \frac{48652,60}{1250} = 38,92 \text{ cm}^2$$

$\phi 12,5$ c. 6,25 cm
nas duas faces

Seção de concreto por metro

$$A_c = \frac{48652,60}{12,67} - 15 \times 40,64 = 3230,38 \text{ cm}^2$$

FORÇA DE TRAÇAS MÁXIMA (FISSURAS)
FÓRMULA DE FAURY

$$N = \frac{1}{1,5} \left[30 \times 100 \times 12,67 + 100 \times 40,64 \left(\frac{100}{6,25 + 4} - \frac{6,25^2}{300} \right) \right] = 51.419,74 > 48652,60$$

Armadura de compressão

$$N_I = -71054,64 \text{ kgf}$$

Área de concreto necessária

$$A_{c \text{ nec}} = \frac{1,4 \times 71054,64}{0,75 \times 200 + 0,008 \times 4200} = 541,81 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

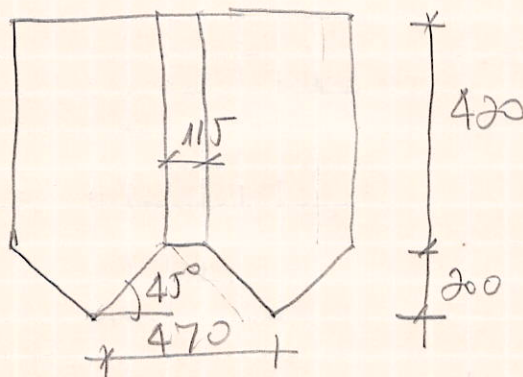
$$A_s = 0,008 \times 541,81 = 4,33 \text{ cm}^2$$

$$\text{ou } A_s = 0,005 \times 30 \times 100 = 15 \text{ cm}^2$$

2 ϕ 12,5 C17 ou

2 ϕ 10 C10

5- FUNDO TRÔNEO - CÔNICO



N_I = FORÇA DE COMPRESSÃO DEVIDO A PRESSÃO DA ÁGUA, PÊSO PRÓPRIO E CAROIS DE BORDO

$$N_I = - \frac{\frac{1}{2} \phi \gamma_s (x^2 + a^2)(x - a) - x^2 \phi [h + (x - a) \gamma_s]}{2x \sin \alpha} - \frac{\gamma \frac{x^2 - a^2}{2 \sin \alpha}}{2x \sin \alpha} - \frac{p \frac{a}{x \sin \alpha}}{2x \sin \alpha}$$

Para $x = 2,35m$ $a = 0,58m$

$$g = 0,2 \times 2500 = 500 \text{ kg}$$

$$N_T = - \frac{\frac{1}{2} \cdot 1000 \cdot 4T(2,35^2 + 0,58^2)(2,35 - 0,58) - 2,35^2 \times 1000}{2 \times 2,35 \sin 4T} \left[\frac{4,20 + (2,35 - 0,58) \cdot 4T}{2,35 \sin 2 \times 4T} - 500 \frac{2,35^2 - 0,58^2}{2,35 \sin 2 \times 4T} - \frac{1600 \times 0,58}{2,35 \sin 4T} \right] = -10,022 \text{ kg}$$

Seção de concreto necessária

$$A_c = \frac{1,4 \times 10,022}{0,175 \times 200 + 0,008 \times 4200} = 76,42 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{smin} = 0,008 \times 76,42 = 0,61 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,005 \times 20 \times 100 = 10 \text{ cm}^2$$

2 ϕ 8 C10

N_H = FORÇA DE COMPRESSÃO DEVIDO A PRESSÃO DA ÁGUA E PESO PRÓPRIO

$$N_H = - \frac{xP}{\sin \alpha} [h + (x-a)] + \frac{g x}{\gamma_s}$$

$$N_H = - \frac{2,35 \times 1000}{\sin 45} [4,2 + (2,35 - 0,78)] - \frac{1000 \times 2,35}{\gamma_s 45}$$

$$N_H = - 21015,71 \text{ kg}$$

Seção de concreto necessária

$$A_c = \frac{1,4 \times 21016}{0,75 \times 200 + 0,008 \times 4000} = 160,25 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_s = 0,008 \times 160,25 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,005 \times 20 \times 100 = 10 \text{ cm}^2$$

$$2 \times \phi 8 \text{ e } 10$$

6 - CONDUITO CILÍNDRICO CENTRAL

N_I = FORÇA DE COMPRESSÃO DEVIDO AO PESO PRÓPRIO

$$N_I = -1600 \text{ kg}$$

Seção de concreto necessária

$$A_c = \frac{1600 \times 1,4}{0,77 \times 200 + 0,008 \times 4200} = 12,20 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_s = 0,008 \times 12,20 = 0,10 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,005 \times 15 \times 100 = 7,50 \text{ cm}^2$$

2 ϕ 8 c 12

N_{II} = FORÇA DE COMPRESSÃO DEVIDO A PRESSÃO DO ÁGUA.

$$p = 1000 \times 4,20 = 4200 \text{ kg/m}^2$$

$$N_{II} = p \cdot \pi = 4200 \times \frac{1,17}{2} = 2415 \text{ kg}$$

Área de concreto necessária

$$A_c = \frac{1,4 \times 2415}{0,77 \times 200 + 0,008 \times 4200} = 18,42 \text{ cm}^2$$

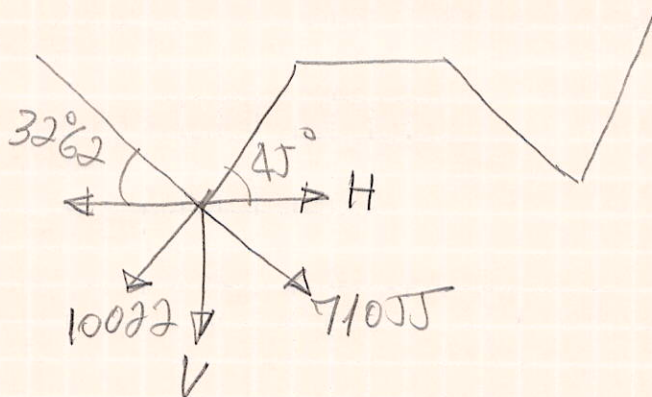
Armadura mínima

$$A_s = 0,008 \times 18,42 = 0,15 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,005 \times 15 \times 100 = 7,50 \text{ cm}^2$$

2 $\phi 8$ e 12

7- VISTA CIRCULAR DO FUNDO



$$H = 71055 \cos 32^\circ 62' - 10022 \cos 45^\circ = 52760,46 \text{ kg}$$

FORÇA DE COMPRESSÃO

$$T = 52760,46 \times 2,35 = 123987,09 \text{ kg}$$

seção de concreto necessária

$$A_c = \frac{123.987,09 \times 1,4}{0,75 \times 200 + 0,008 \times 4200} = 945,44 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_s = 0,008 \times 945,44 = 7,56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,005 \times 70 \times 70 = 24,50 \text{ cm}^2$$

12 ϕ 16

$$V = 10022 \times \sin 45 + 71055 \sin 32^\circ 62' =$$

$$= 45389,87 \text{ kg}$$

Carga vertical por metro

$$q = V + g = 45390 + 0,7 \times 0,7 \times 2000 = 46615 \text{ kg}$$

ângulo entre os pilares

$$2\phi = \frac{360}{6} = 60^\circ \therefore \phi = 30^\circ = 0,5236 \text{ rad}$$

Carga no telhado entre pilares

$$P = 2\phi b q = 2 \times 0,5236 \times 2,35 \times 46615 =$$

$$= 114715,79 \text{ kg}$$

Carga total sobre a viga circular

$$G = 6P = 6 \times 114715,79 = 688294,71 \text{ kg}$$

Momentos fletores nos apoios

$$M_a = M_b = - 0,01482 \times G.b =$$

$$= 0,01482 \times 688294,71 \times 2,37 = - 23971,24 \text{ kg.m}$$

Momento no centro da viga entre pilares

$$M_o = 0,00751 \times G.b = 0,00751 \times 688294,71 \times 2,37 =$$

$$= 12147,37 \text{ kg.m}$$

Momento torção máximo

$$M_t = 0,00151 \times G.b = 0,00151 \times 688294,71 \times 2,37 =$$

$$= 2442,40 \text{ kg.m}$$

Armadura nos apoios $\rightarrow M = 24 \text{ t.m}$

$$A_s = 12,37 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \phi 16$$

Armadura no centro $\rightarrow M_o = 12,2 \text{ t.m}$

$$A_s = 6,93 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 16$$

Esforço cortante

$$Q = \frac{688794,71}{12} = 57357,89 \text{ kg}$$

$$f = \frac{57357,89}{70 \times 65} = 12,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Armadura} = A_{st} = \frac{0,2536}{4} = 0,0634 \times 100 =$$

$$= 6,34 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 10 \text{ e } 11$$

torção na viga

$$M_t = 2442,4 \text{ kg.m} = 244240 \text{ kg.cm}$$

$$T_{max} = \frac{4,81 \times 244240}{70^3} = 3,43 \text{ kg/cm}^2$$

Estritos

$$A_{st} = \frac{1,4 \times 214}{2 \times 0,65^2 \times 5} = 0,8 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal

$$A_s = 0,65 \times 0,8 = 0,52 \text{ cm}^2 \text{ em cada face}$$

Seção de estribos

$$A_{st} = 6,34 + 0,8 = 7,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$2 \phi 10 \text{ e } 10$

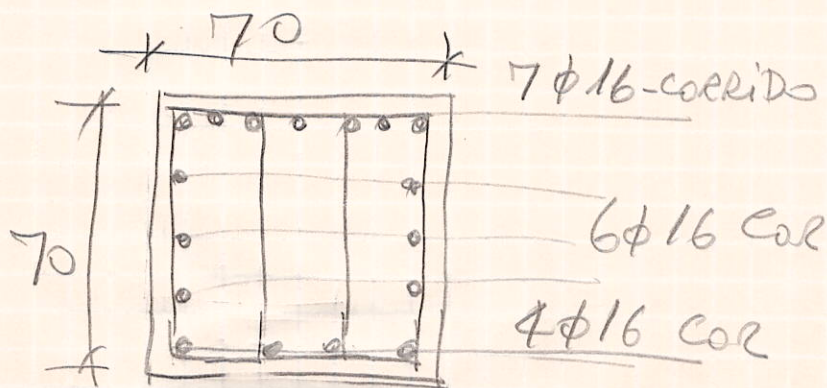
Seção de ferro longitudinal
sobre os apoios

$$12,37 + 0,52 = 12,89 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \phi 16$$

Seção no meio da viga entre
os apoios

$$6,93 + 0,52 = 7,45 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 16$$

SEÇÃO da viga



$2 \phi 10 \text{ e } 10$

Carga que atua sobre cada pilar

$$N = \frac{G}{6} = \frac{688295}{6} = 114716 \text{ kg}$$

Dispondo vigas de travamento a cada 3,50 m a seção menor do pilar será

$$a \geq \frac{l}{15} = \frac{350}{15} = 23,3 \text{ cm}$$

Seção adotada 30x70 cm

Área de incidência do vento

$$A_v = 11 \times 4 + \frac{11 + 1,15}{2} \times 1 + \frac{11 + 4,70}{2} \times 2 = 65,78 \text{ m}^2$$

Força do vento

$$F_v = 0,67 \times 100 \times 65,78 = 4407,26 \text{ kg}$$

Distância da força F_v à base de apoio

$$H = 13 + 2 + 2 + 1 = 18 \text{ m}$$

Momento de tombamento

$$M = 4407 \times 18 = 79326 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Peso do suporte

$$(6 \times 0,3 \times 0,7 \times 14 + 3 \times 0,2 \times 0,3 \times 2\pi \times 2,35 + 0,10 \times \pi \times 2,35^2 + 0,7 \times 0,7 \times 2\pi \times 2,35) \times 2000 =$$

$$= 73170 \text{ kg}$$

Peso Reservatório cheio

$$\text{Peso total} = 688295 + 73170 = 761465 \text{ kg}$$

Peso reservatório vazio

$$P_v = 761465 - 400000 = 361465 \text{ kg}$$

Carga nos pilares

$$F = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{\sum x^2} \times x$$

$$\sum x^2 = 2 \times 2,35^2 + 4 \times 1,18^2 = 16,61$$

$$F_{\max} = \frac{761465}{6} + \frac{79326}{16,61} \times 2,35 = 138134 \text{ kg}$$

$$F_{\min} = \frac{361465}{6} - \frac{79326}{16,61} \times 2,35 = 49021 \text{ kg}$$

Armação dos pilares

$F_{max} = 138 \text{ t} \rightarrow \text{seção } 30 \times 70 \text{ cm}$

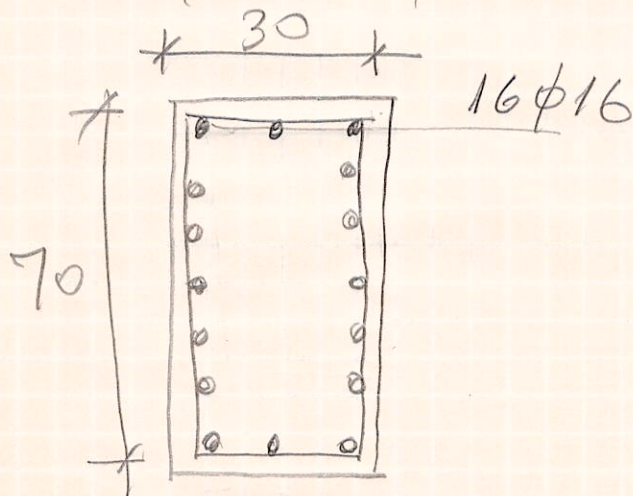
Momento de 2ª ordem

$$M = 6 \text{ t.m}$$

$A_s = 21,10 \text{ cm}^2 \rightarrow 14 \phi 16 \text{ nos duas faces}$

Utilizando programa HP-41CV

Seção do pilar

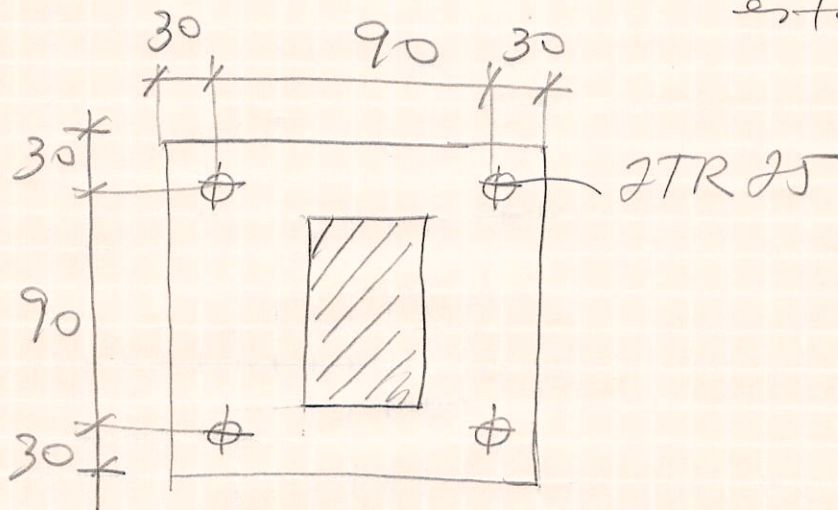


Fundações

$$F_{max} = 138t$$

$$F_{estaca} = \frac{138}{4} = 34,5t$$

bloco de 4 estacas de 2TR 25 cada estaca.



altura do bloco

$$0,71\left(e - \frac{a}{2}\right) \leq h \leq \left(e - \frac{a}{2}\right)$$

$$0,71\left(90 - \frac{30}{2}\right) \leq h \leq \left(90 - \frac{30}{2}\right)$$

$$h = \left| \begin{matrix} 53,25 \\ 75 \end{matrix} \right| \text{ adotar } h = 70 \text{ cm}$$

Armadura

$$Z = \frac{P}{8h} \left(e - \frac{a}{2} \right) = \frac{138.000}{8 \times 70} (90 - 17) =$$

$$= 18482 \text{ kgf}$$

$$A_s = \frac{1,4 \times 18482}{4348} = 5,95 \text{ cm}^2$$

4x5 ϕ 12,5

Tensão máxima de compressão no concreto

$$\sigma_c = \frac{P}{A_c \sin^2 \alpha} \leq 1,28 \text{ tck}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{\frac{e\sqrt{2}}{2} - \frac{a\sqrt{2}}{4}} = \frac{70}{\frac{90\sqrt{2}}{2} - \frac{30\sqrt{2}}{4}} = 1,65$$

$$\alpha = \operatorname{arctg} 1,65 = 58,8 \quad \sin^2 \alpha = 0,73$$

$$\sigma_c = \frac{138.000}{30 \times 70 \times 0,73} = 90 \text{ kgf/cm}^2 \leq 1,28 \times 200$$

laje da plataforma

$$P. \text{ pr\u00f3pria} - 0,10 \times 2500 = 250$$

$$e. a = \frac{= 150}{300 \text{ kg/m}^2}$$

Laje circular apoiada com carga uniforme

$$M = \frac{q r^2}{6} = \frac{300 \times 2,35^2}{6} = 276 \text{ kg.m}$$

$$A_s = 1,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 6.3 \text{ e } 20$$

Cintas de travamento

$$Peso \text{ pr\u00f3prio} - 0,20 \times 0,10 \times 2500 = 250$$

Momento no apoio

$$M_a = 0,01482 G \cdot b$$

$$G = 250 \times 2\pi \times 2,35 = 3691$$

$$M_a = 0,01482 \times 3691 \times 2,35 = 129 \text{ kg.m}$$

$$A_s = 1,38 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 12.5$$

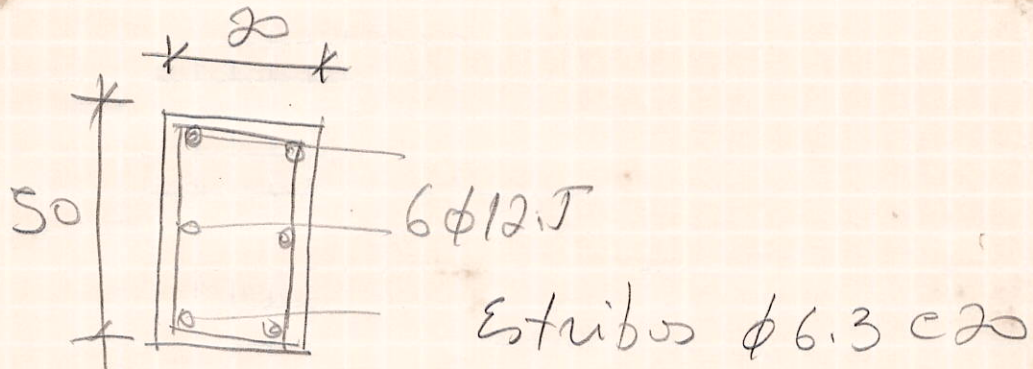
Momento no centro

$$M_o = 0,00771 \times 3691 \times 2,35 = 67 \text{ kg.m} \rightarrow 2\phi 12.5$$

Momento de torção

$$M_t = 0,00151 \times 3691 \times 2,37 = 13 \text{ kg.m}$$

Seção das vigas de contraventamento



Material Técnico consultado

- 1- Hormigão armado
P. Jimenez Montoya
- 2- Hormigão armado
Fernando Moral
- 3- Normas da ABNT.