2.11. PONTE DE CONCRETO ARMADO EM FORMA T

Condição do plano

classif. Ponte do 2 classe

Amplitude Caminho do 4.50m

Vão Ponte reta de L = 10.00m

Revestimento Concreto de asfalto, espessura de 5 cm

Força tolenavel.

(a) Concreto

$\sigma_{ca} = 70$ kg/cm²

τ_a = PRATO 8.5 kg/cm²

VIGO 6.5 "

No caso em que houver viga de barriga 17.0 kg/cm²

$\tau_{oa} = 7.5$ kg/cm²

(b) Viga de ferro

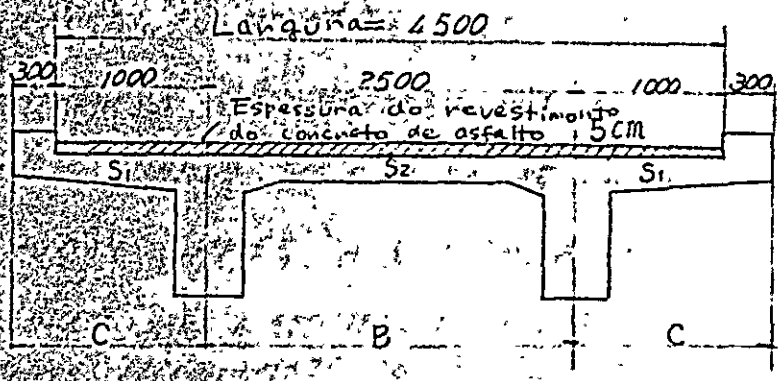
$\sigma_{sa} = 1{,}400$ kg/cm²

(c) Comparação com indice de YOUNG

$n = 15$

1 Intervalo da coluna principal

Quadro - I.



O intervalo das colunas principais, por serem duas colunas principais, comprimento do braço contileuer C apresenta a metade interna e externa do intervolo B central da coluna principal em boas condições. A distância maior de B na placa unidirecional é de mais ou menos 25m. Isto deve ser leva do em conta ao determinar o Quadro I.

2 Cálculo do Prato intermediario.

(1) momento

O vão deve tomar como hipótese a largura da barriga da coluna princepal de 45cm, sendo

$l = 2.50 - 0.45 = 2.05^m$

(a) Carga u.t.l

(i) Centro do vão

$M_{Li} = (0.100 + 0.075 \times 2.05)\,5600 = 1.421^{kg\text{-}m}$

(ii) Centro do vão

O MOMENTO MÁXIMO DO VÃO (-) SEGL CARGA ÚTIL E NO CASO EM QUE A CARGA ÚTIL NO LEITO CANTILEVER DE AMBOS OS LADOS ESTÁ CARREGADA, NÃO HAVENDO CARGA NEGATIVO NO LEITO CENTRAL. QUANDO POR O CASO DE COLUNAS E LEITO DO CONSTRUÇÃO SIMPLES, A INFLUENCIA DA CARGA UTIL DO LEITO CANTILEVER PARA A RESISTENCIA A CURVATURA DA COLONA, NÃO SE TRANSMITE PERFEITAMENTE AO LEITO CENTRO.

$$M_{ii} = -\frac{1.831}{2} = -916 \text{ kg-m} \qquad (\because 3\ (1)\ (a_i))$$

(iii) Em Fulcro

$$M_{ii} = -(0.125 + 0.15 \times 2.05)\,5600 = -2.422 \text{ kg-m}$$

(b) Carga molta

Avalia-se a espressura do Leito em 16 cm, tomando a espressura do gradiente em 2 cm, desprezada a perna.

Peso do revestimento $0.05 \times 2.300 = 115$

Peso do leito $(0.16 + 0.02) \times 2.400 = 432$

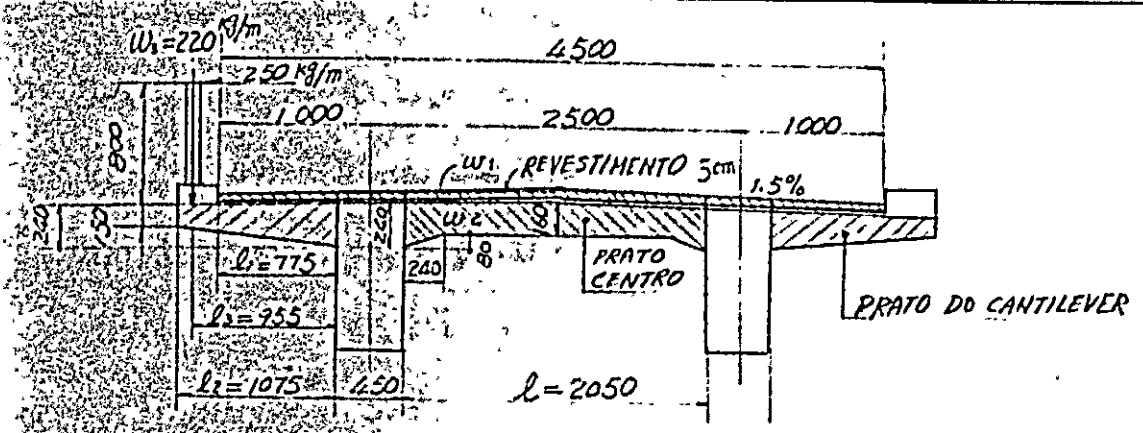
Total $w = 547$ kg/m

$$M_d = \pm \frac{1}{10} \times 547 \times 2.05^2 = \pm 230 \text{ kg-m}$$

(C) Momento Máximo (TOTAL)

(i) Centro do vão (+)

$$M = 1421 + 230 = 1651 \text{ kg-m} = 165100 \text{ kg-cm}$$



☒ – 2.

(ii) Centro do vão

$$M = -916 + 230 = -686 \text{ kg-m} = -68600 \text{ kg-cm}$$

(iii) Em fulcro

$$M = -(2422 + 230) = -2.652 \text{ kg-m} = -265{,}200 \text{ kg-cm}$$

(2) Quantidade das secções e das vigas

(a) Espessura do leito

(i) (ii) Centro do vão

$$d = 0.279\sqrt{\frac{165100}{100}} = 11.34 \text{ cm}$$

Tomando $\frac{\phi}{2}$ + cobertura externa = 3cm, t = 11.34 + 3.0 = 14.34 cm ... tal como na hipótese anterior, se adotarmos t = 16cm d = 16 – 3 = 13cm

(iii) Em fulcro

$$d = 0.279\sqrt{\frac{265200}{100}} = 14.4 \text{ cm}$$

Se tomarmos $\frac{\phi}{2}$ + revestimento 2cm, a espessura total será = 14.4 + 3.0 = 17.4 cm, a espessura do centro do vão t = 16 cm acrescentando uma perna de 8 cm, a espessura total será de 16.0 + 8.0 = 24 cm

(b). Pressão

(i) Centro do vão (+)

$$As \doteq \frac{165100}{1400 \times 7/8 \times 13} = 10.4\ cm^2$$

Diante disto, se tomarmos $\phi \frac{5}{8}$ @ 150

$As = 13.20\ cm^2 > 10.4\ cm^2$

$$P = \frac{13.20}{100 \times 13} = 0.0102$$

$j = 0.860$

$K = 0.421$

$$\sigma s = \frac{165100}{13.20 \times 0.86 \times 13} = 1116\ kg/cm^2 < \sigma sa$$

$$\sigma c = \frac{2 \times 165100}{0.421 \times 0.86 \times 100 \times 13^2} = 54.0\ kg/cm^2 < \sigma ca$$

(ii) Centro do vão (−)

A superficie da secção necessária viga de forro negativa

$$As = \frac{68600}{1400 \times \frac{7}{8} \times 13} = 4.3\ cm^2$$

Diante disto, se tomarmos.

$$\phi 5/8 \text{ @ } 300 = 6.599 \ cm^2$$

$$p = \frac{6.599}{100 \times 13} = 0.0051$$

$$j = 0.893$$

$$k = 0.322$$

$$\sigma_s = \frac{68600}{6.599 \times 0.893 \times 13} = 893.6 \ kg/cm^2 < \sigma_{sa}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 68600}{0.322 \times 0.893 \times 100 \times 13^2} = 28.2 \ " < \sigma_{ca}$$

(iii) Em fulcro (−)

Usa-se no mesmo intervalo uma viga de grossura igual à viga de ferro(+) do centro do vão

$$p = \frac{13.20}{100 \times 21} = 0.0063$$

$$j = 0.883$$

$$k = 0.350$$

$$\sigma_s = \frac{265200}{13.20 \times 0.883 \times 21} = 1{,}079.3 \ kg/cm^2 < \sigma_{sa}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 265200}{0.35 \times 0.883 \times 100 \times 21^2} = 38.9 \ " < \sigma_{ca}$$

(C) Viga de Ferro de força distribuida

Como as vigas(+) do centro do vão e as vigas(−) do fulcro são da mesma quantidade $As = 13.20 \ cm^2$, a viga de Ferro de força distribuida terá a mesma quantidade.

$$D_s = 13.20 \times \frac{1}{4} = 3.30 > 2.14 \ cm^2$$

Se usamos o mesmo $\phi 5/8''$ do que a de tensão

o espaço central $\leq \dfrac{100 \times 1.98}{3.30} = 60$ cm

Que poderá ser distribuido no espaço dentro de 60 cm

3. Cálculo do leito de cantilever

(S₁ do Quadro 1, por 1cm de largura)

Momento

(a) Carga útil

$\ell = 0.775 - 0.500 = 0.275$ m (Quadro-2)

$M_{\ell i} = -(0.250 + 0.280\,\ell) \cdot P = -(0.250 + 0.280 \times 0.275) \times 5600$

$= -1{,}831$ kg-m

(b) Carga morta

A espessura do leito é de 15cm na extremidade, e no fulcro 24cm, tal como no fulcro do leito central

Peso do revestimento $w_1 = 0.05 \times 2.300 = 115$ kg/m²

Peso do leito $w_2 = \dfrac{0.15 + 0.24}{2} \times 2.400 = 468$ "

Peso da balaustrada, $w_3 =$ 220 "

$M_d = -\left(\dfrac{w_1 \ell_1^2}{2} + \dfrac{w_2 \ell_2^2}{2} + w_3 \ell_3\right)$

$= -\left(\dfrac{115 \times 0.775^2}{2} + \dfrac{468 \times 1.075^2}{2} + 220 \times 0.955\right)$

$= -(34.6 + 270.5 + 210.1)$

$= -515.2$ kg-m

(c) Força de propulsão da baraustrada

$M_h = -(250 \times 0.80) = -200$ kg-m

(d) Momento maximo (Total)

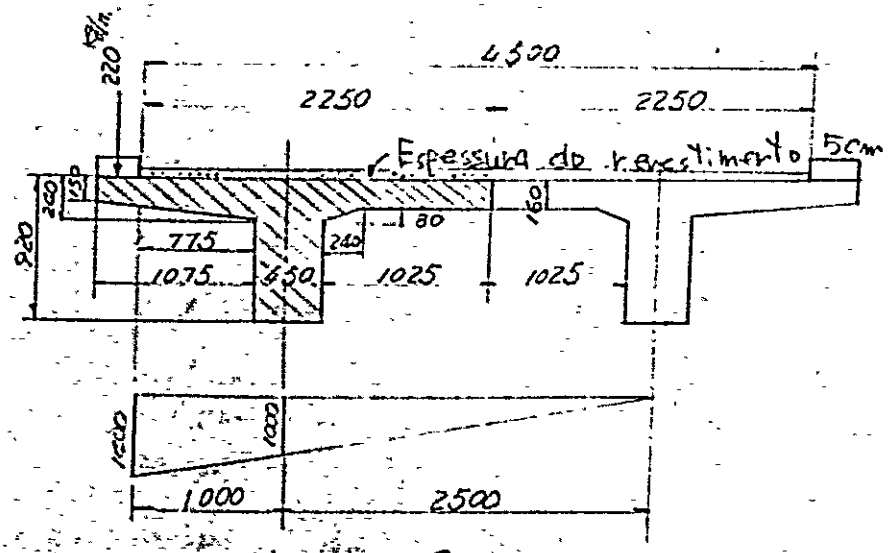
$M = -(1.831 + 515.2 + 200) = -2546.2$ kg-m $= -254620$ kg-cm

(2) Secções e quantidade de vigas de ferro

Momento maxima do fulcro do leito médio =265.200kg-cm, mais do que -254.620, a espessura do leito (24cm) é idêntica. Como se usa a mesma quantidade de vigas de ferro(−), não é necessario fazer contas.

4. Cálculo das Principais colunas de sustentação

(1) Momento (Por UMA coluna principal)



Quadro 3

(a) Peso total

Como é no caso de 2 colunas, será o peso maximo no

caso do ambito mostrado pela linha de influência do Quadro 3.

carga linha $P = \frac{3.50 \times 1.40}{2} \times 3.500 = 8.575^{kg}$

carga uniforme $P = \frac{3.50 \times 1.40}{2} \times 245 = 600^{kg/m}$

$$M_\ell = \frac{1}{4} \cdot P \cdot L + \frac{1}{8} \cdot P \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{4} \times 8.575 \times 10.0 + \frac{1}{8} \times 600 \times 10.0^2 = 28.938^{kg-m}$$

(b) Choque

$$i = \frac{7}{20+10} = 0.233$$

$$M_i = M_\ell \cdot i = 28.938 \times 0.233 = 6.743^{kg-m}$$

(C) Carga morta

A secção da coluna principal será avaliada como no Quadro 3

A coluna transversal, será colocada em ambos os terminais e o centro do vão, com a altura da barriga de 60cm largura de 25cm, acrescentando uma perna de 8+24 cm no leito

Revestimento $0.05 \times 2.25 \times 2.300 = 260.0$

Leito de cantilever $\frac{0.15 + 0.24}{2} \times 1.075$

Leito central 0.16×1.025

Inclination de cruzamento 0.02×2.25

Perna $0.08 \times 0.24 \times 1/2$

Corpo 0.45×0.92

$\times 2.400 = 2023.2$

Balaustrada $= 220.0$

Total $w = 2.503.2^{kg/m}$

Colona transversal central

Perna $0.08 \times 0.24 \times 1.025$
Barriga $0.25 \times 0.66 \times 1.025$ $\Big\} \times 2400 = 451.2$ kg = W

$$Md = \frac{1}{8} \times 2503.2 \times 10.00^2 + \frac{1}{4} \times 451.2 \times 10.00 = 32{,}418 \text{ kg-m}$$

(d) Momento maximo (Total)

$$M = 28{,}938 + 6{,}743 + 32{,}418 = 6{,}809{,}900 \text{ kg-cm}$$

(2) Força de cisalhamento do fulero

(Por uma coluna principal)

(a) Carga útil

$$S_l = P + \frac{1}{2} \cdot p \cdot L$$

$$= 8575 + \frac{1}{2} \times 600 \times 10.00 = 11{,}575 \text{ kg}$$

(b) Choque

$$S_i = 11{,}575 \times 0.233 = 2{,}697 \text{ kg}$$

(c) Carga morta

$$S_d = \frac{1}{2} \times 2503.2 \times 10.00 + 1.5 \times 451.2 = 13{,}193 \text{ kg}$$

(d) Pressão unitária de cisalhamento máxima do fulero

$$S_u = 11{,}575 + 2{,}697 + 13{,}193 = 27{,}465 \text{ kg}$$

(3) Força de cisalhamento de centro

(por uma coluna principal)

(a) Carga útil

$$S_{cl} = \frac{1}{2} \cdot P + \frac{1}{8} \cdot p \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \times 8575 + \frac{1}{8} \times 600 \times 10.00 = 5{,}038 \text{ kg}$$

(b) Bloque

$$S_{ci} = 5038 \times 0.233 = 1.174 \text{ kg}$$

(c) Carga monta

$$S_{cd} = 0$$

(d) Força máxima de cisalhamento de centro

$$S_c = 5{,}038 + 1.174 + 0 = 6.212 \text{ kg}$$

(4) Força máxima de cisalhamento no ponto arbitrário

$$S_x = (S - S_c)\left(\frac{L}{2} - x\right)\frac{2}{L} + S_c$$

$$= (27{,}465 - 6.212)\left(\frac{10.0}{2} - x\right)0.2 + 6{,}212$$

$$= 4.251(5.00 - x) + 6{,}212$$

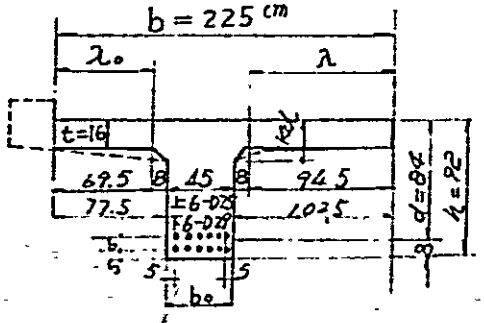
(5) Secções e Quant.d de vigas de ferro

(a) Largura útil de compressão em forma de T

$$\lambda_0 = \frac{L}{8} \geq (77.5 - 8.0 = 69.5 \text{ cm})$$

$$= \frac{1{,}000}{8} = 125 \text{ cm} > 69.5 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L}{8} \geq (102.5 - 8.0 = 94.5 \text{ cm}) > 94.5 \text{ cm}$$



Quadro 4

$b = 69.5 + 94.5 + 2 \times 8.0 + 45.0 = 225\,cm$ (Ver Quadro 4.)

(b) Altura mínima da coluna

$$h \geq \sqrt{\frac{6 \times 6809.900}{110 \times 4.5}} = 90.9\ cm < 92\ cm$$

Como a altura prevista da coluna é grande $h = 92\,cm$

(c) Quantidade de colunas de ferro (t)

As vigas de ferro (t) se distribuem em dois degraus

e a altura útil $d = 92.0 - 8.0 = 84.0$

$$As \doteq \frac{6.809.900}{1400 \times 7/8 \times 84} = 66.2\ cm^2$$

6 vigas se aplicam ao degrau superior $\phi 1''$ e mais 6 ao degrau inferior $1\frac{1}{8}''$

$$As = 30.42 + 38.46 = 68.88\ cm^2 > 66.2\ cm^2$$

(d) Pressão unitária

$$p = \frac{68.88}{225 \times 84} = 0.0036$$

$$\frac{t}{d} = \frac{1.6}{84.0} = 0.19$$

$K = 0.279$

$j = 0.907$ $\qquad K \cdot d = 0.279 \times 84.0 = 23.4 > t$

$j \cdot d = 0.907 \times 84.0 = 76.19\ cm$

$$\sigma_s = \frac{6809.900}{68.88 \times 76.19} = 1.296\ kg/cm^2 < \sigma_{sa}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 6809.900}{0.279 \times 0.907 \times 225 \times 84} = 33\ kg/cm^2 < \sigma_{ca}$$

Todas estão dentro da pressão unitária tolerada determinado tal como na hipótese

(6) Vigas de ferro da barriga

(a) Pressão unitária de cisalhamento

(i) Pressão unitária de cisalhamento máxima do fulcro

$$\tau = \frac{27,465}{45.0 \times 76.19} = 8.0 \ kg/cm^2$$

(ii) Pressão unitária de cisalhamento

$$\tau_c = \frac{6212}{45.0 \times 76.19} = 1.8 \ kg/cm^2$$

(b) Estribo

No estribo $\phi 3/8$ serão usadas vigas de ferro em forma de W.

$a = 0.71 \ cm^2 \times 4 = 2.84 \ cm^2$ $\quad \tau' = 8.0 \times \frac{5}{12} = 3.3 \ kg/cm^2$

intervalo central $S = \frac{\sigma_{sa} \cdot a}{b_0 \cdot \tau'} = \frac{1.400 \times 2.84}{45.0 \times 3.3} = 26.9 \ cm$

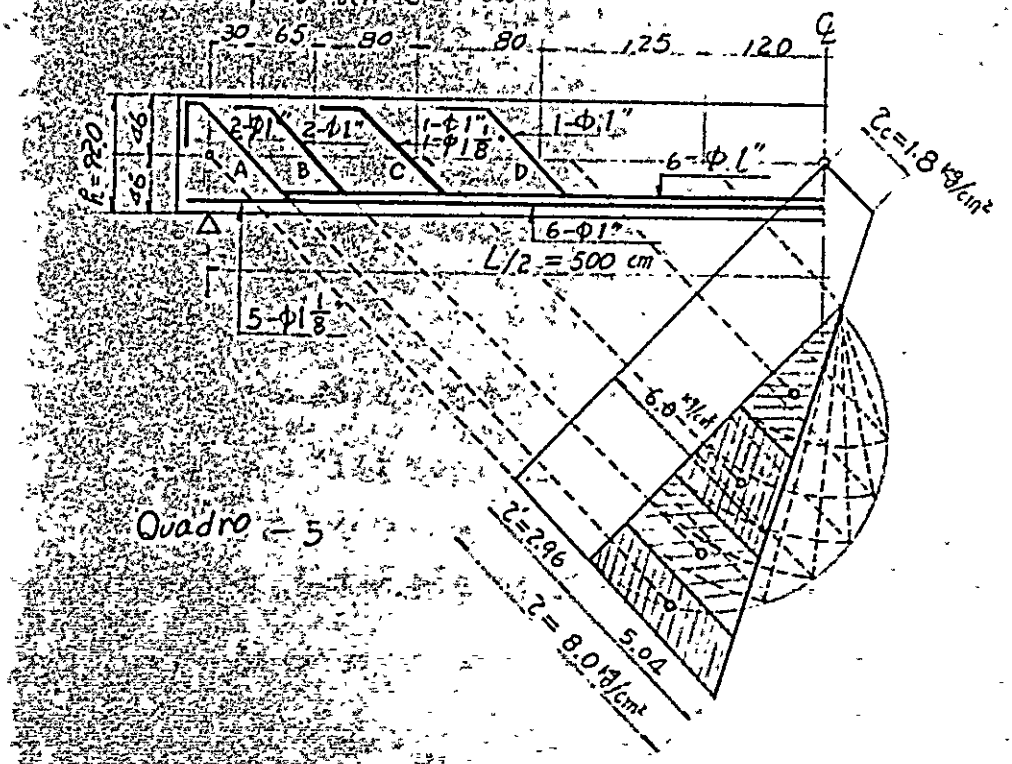
$S = 30 \ cm$

$$\tau = \frac{1.400 \times 2.84}{45.0 \times 30} = 2.96 \ kg/cm^2$$

(c) Viga de inclinação

Nas vigas de ferro inclinadas dentre as vigas (+), todas as 6 vigas superiore ($\phi 1''$), e a parte desnecessária da viga inferior ($\phi 1\frac{1}{8}$) são usadas dobrando em 45° em 4 lugares

Como é preciso dobrar 7 vigas divide-se a forsa de cisalhamento em 7 partes iguais, dobra-se a partir do centro no quadro considerando o intervalo, e levando ligeiramente para a esquerda, o comprimento da parte horizontal l_n e a superfície da secção a_n serão:



Quadro – 5

$l_1 = 4.2\ m \quad a_1 = 5.07\ cm^2 \quad (= 1-\phi 1")$

$l_2 = 5.7\ m \quad a_2 = 11.48\ cm^2 \quad (= 1-\phi 1" = 1-\phi 1\frac{1}{8}")$

$l_3 = 7.4\ m \quad a_3 = 10.14\ cm^2 \quad (= 2-\phi 1")$

$l_4 = 8.7\ m \quad a_4 = 10.14\ cm^2 \quad (= 2-\phi 1")$

Comprimento necessário da parte horizontal das vigas de Ferro(t) é o seguinte:

$$\frac{l}{\sqrt{A_s}} = \frac{10.00}{\sqrt{68.88}} = 1.21$$

$$l_1 = 1.21\sqrt{5.07} = 2.7\ m < 4.2\ m$$

$$l_2 = 1.21\sqrt{5.07 + 11.48} = 4.9\ m < 5.7\ m$$

$$l_3 = 1.21\sqrt{5.07 + 11.48 + 10.14} = 6.3\,m < 7.4\,m$$

$$l_4 = 1.21\sqrt{5.07 + 11.48 + 2\times 10.14} = 7.3\,m < 8.7\,m$$

Todas possuem comprimento maior do que o necessário, sendo portanto bastante seguras

(i) Força de cisalhamento na posição inclinação

Segundo (4)

$S_A = 4.251(5.00 - 0.30) + 6212 = 26{,}191$ kg

$S_B = 4.251(5.00 - 0.95) + 6.212 = 23.428$ "

$S_C = 4.251(5.00 - 1.75) + 6.212 = 20.028$ "

$S_D = 4.251(5.00 - 2.55) + 6.212 = 16.627$ "

(ii) Força de tensão da viga de ferro de inclinação

$\tau' \cdot b_0 \cdot j \cdot d = 2.96 \times 45.0 \times 76.19 = 10.149$ kg

$\sin\theta = \sin 45^\circ = 0.707$

$$\sigma_{SA} = \frac{(30 + 65/2)(26191 - 10149)\,0.707}{10.14\,(=2\text{-}\phi 1'')\times 76.19} = 918 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{SB} = \frac{(65/2 + 80/2)(23.428 - 10149)\,0.707}{10.14\,(=2\text{-}\phi 1'')\times 76.19} = 881 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{SC} = \frac{(80/2 + 80/2)(20.028 - 10149)\,0.707}{11.48\,(=1\text{-}\phi 1''\cdot\phi 1\tfrac{1}{8}'')\times 76.19} = 638 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{SD} = \frac{(80/2 + 125/2)(16.627 - 10149)\,0.707}{5.07\,(=\phi 1'')\times 76.19} = 1{,}216 \text{ kg/cm}^2$$

Todas são dentro de $\sigma_{sa} = 1.400$ kg/cm², sendo portanto seguras

(7) Força aderente

As vigas de ferro (+) se estendem superando o fulcro com $\phi\ 1\frac{1}{8}$ ($U = 45cm$)

$$\tau_0 = \frac{27.465}{2 \times 45.0 \times 76.19} = 4.01\ kg/cm^2 < \tau_{0a}$$

Como estão dentro da força de tensão tolerada, são seguras

5. Cálculo do suporte

(1) Força da tensão do suporte

O suporte, tanto o móvel como o fixo, será plano, eunindo ao mesmo tempo "sole plate" e "bed-plate".

O comprimento do suporte será de 45cm. largura 45cm e a espessura de ambos será de chapas de aço de 12mm

(2-PL 450×12×450)

A força de tensão do suporte de concreto δc

$$\sigma_c = \frac{R}{A'} \leq \sigma_{ca}$$

R = força contrária máxima = S = 27.465 kg

A' = Superfície de tensão de suporte

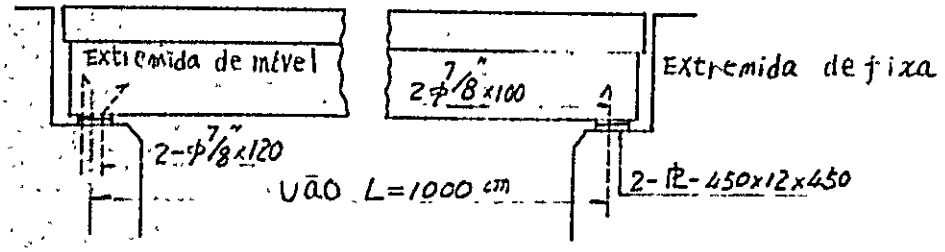
$$\sigma_c = \frac{27.465}{2025} = 13.6\ kg/cm^2 < \sigma_{ca}$$

∴ logo apresenta suficiente segurança.

(2) Suporte móvel

O sole-plate do suporte móvel será fixado na coluna principal passando entre eles uma mão de graxa. com

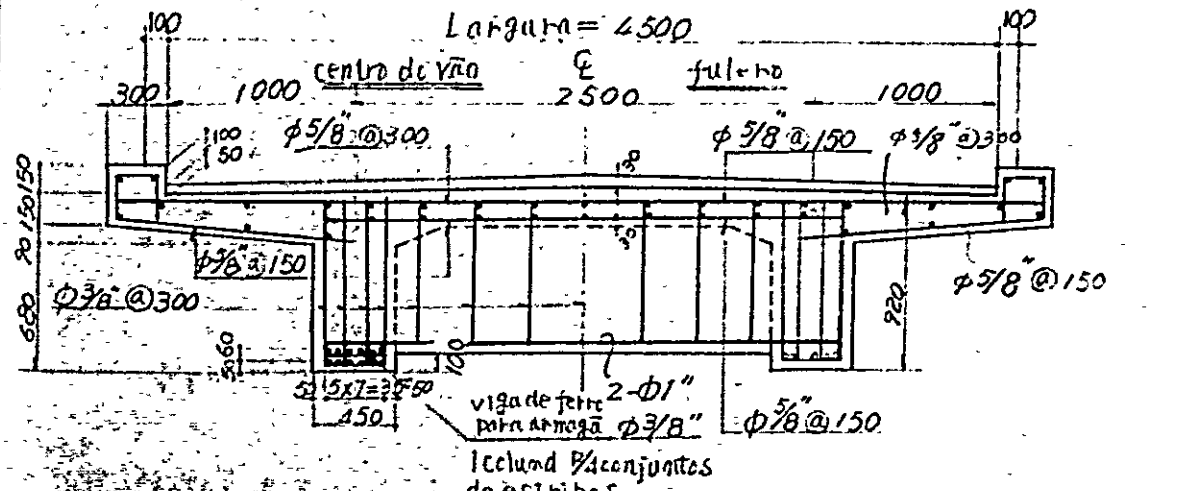
isto se obterá um melhor deslocamento e evitará a ferrugem



Quadro 6

(3) Suporte fixo

Usa-se aço redondo de 22mm (φ7/8") por onde passam duas chapas reunidas



2.12 TRAÇADO DA BASE DA PONTE

1. Carga da estrutura da parte superior

(1) Carga morta

A carga de distribuição igual PL 1cm de comprimento da ponte e'

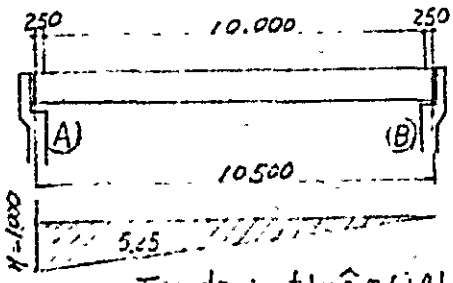
(Ver traçado da coluna principal)

Força contrária de carga morta usada na base de ponte

$R_A = w \cdot A$

$= 2.503 \times 5.25$

$= 13.14\ t$



Fic de influência L Ⓐ

Quadro - I

(2) Carga útil

Carga do fio : $P = 8.58\ t$

Carga de distribuição igual : $P = 0.60\ t/m$

Força contrária de carga útil usada na base da ponte

$R_L = P \cdot n + P \cdot A = 8.58 \times 1.0 + 0.6 \times 5.25 = 11.73\ t$

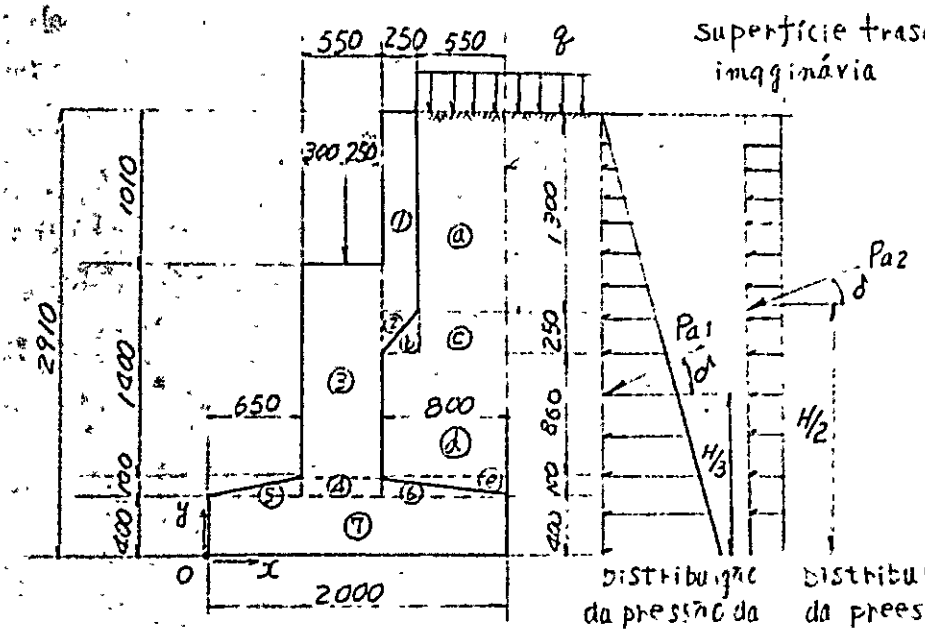
(3) Total das forças contrárias

$R = R_A + R_L = 13.14 + 11.73 = 24.87\ t$

2. Traçado da base de ponte

(1) Valores básicos

JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE ___ OF ___ PAGES



(a) Corpo

Quadro - II

procurar posição do peso gravitacional do corpo

clas.	Ai (m²)	x_i (m)	y_i (m)	$A_i \cdot x_i$ (m³)	$A_i\, y_i$ (m³)
1	0.25×1.30 = 0.33	1.33	2.26	0.44	0.75
2	$\frac{0.25\times0.25}{2}$ = 0.03	1.28	1.44	0.04	0.04
3	0.55×1.40 = 0.77	0.93	1.20	0.72	0.92
Total (corpo) 1.13 m²				1.20 m³	1.71 m³
4	0.10×0.55 = 0.06	0.93	0.45	0.06	0.03
5	$\frac{0.65\times0.10}{2}$ = 0.03	0.43	0.43	0.01	0.01
6	$\frac{0.80}{2}$×0.10 = 0.04	1.47	0.43	0.06	0.02
7	0.40×2.00 = 0.80	1.00	0.20	0.80	0.16
Total (piso) 0.93 m²				0.93 m³	0.22 m³
Total geral 2.06 m²				2.13 m³	1.93 m³

Peso da parede do corpo $W_1 = \sum_{i=1}^{3} A_i \cdot L \cdot w = 1.13^{m^2} \times 4.50^{m} \times 2.40^{t/m^3} = 12.2^{t}$

Peso do piso $W_2 = \sum_{i=4}^{7} A_i \cdot L \cdot w = 0.93 \times 4.50 \times 2.40 = 10.0^{t}$

Distância do ponto original o até o centro gravitacional da parede do corpo

$$x_1 = \frac{\Sigma A_i \cdot x_i}{\Sigma A_i} = \frac{1.20}{1.13} = 1.06^{m}$$

Distância do ponto original o até o centro gravitacional do piso

$$x_2 = \frac{0.93}{0.93} = 1.00^{m}$$

Altura do ponto original o até o centro gravitacional do parede do corpo

$$y_1 = \frac{\Sigma A_i \cdot y_i}{\Sigma A_i} = \frac{1.71}{1.13} = 1.51^{m}$$

Altura do ponto original o até o centro gravitacional da parede do corpo

$$y_2 = \frac{0.22}{0.93} = 0.24^{m}$$

(b) Terra do piso

clas	A_i (m^2)	x_i(m)	y_i (m)	$A_i \cdot x_i$ (m^3)	$A_i \cdot y_i$ (m^3)
a	$0.55 \times 1.30 = 0.72$	1.73	2.26	1.25	1.63
b	$0.25^2 \times 1/2 = 0.03$	1.36	1.44	0.04	0.04
c	$0.25 \times 0.55 = 0.14$	1.73	1.49	0.24	0.21
d	$0.80 \times 0.86 = 0.69$	1.60	0.93	1.10	0.64
e	$\frac{1}{2} \times 0.80 \times 0.10 = 0.04$	1.73	0.47	0.07	0.02
合計	1.62^{m^2}			2.70^{m^3}	2.54^{m^3}

$$W_3 = 1.62^{m^2} \times 4.50^{m} \times 1.80^{t/m^3} = 13.12^{t}$$

Peso da terra

Distância do ponto original o até o centro gravitacional da terra do piso

$$x_3 = \frac{2.70}{1.62} = 1.67\ m$$

Distância do ponto original o até o centro gravitacional da terra do piso.

$$y_3 = \frac{2.54}{1.62} = 1.57\ m$$

(C) Pressão da terreno seg/ terra acumulada na superfície traseira

$$P_{a1} = \frac{1}{2} \times 1.80 \times 2.91^2 \times 0.33 \times 4.50 = 11.3\ t$$

$$P_{a1H} = 11.3 \times \cos 30° = 9.8\ t$$

$$P_{a1V} = 11.3 \times \sin 30° = 5.7\ t$$

$$y_{a1} = \frac{1}{3} \cdot H = \frac{1}{3} \times 2.91 = 0.97\ m$$

$$P_{a2} = q \cdot H \cdot K_A \cdot L = 1.0 \times 2.91 \times 0.33 \times 4.50 = 4.32\ t$$

$$P_{a2H} = 4.32 \times \cos 30° = 3.74\ t$$

$$P_{a2V} = 4.32 \times \sin 30° = 2.16\ t$$

$$y_{a2} = \frac{1}{2} \cdot H = \frac{1}{2} \times 2.91 = 1.46\ m$$

Força perpendicular seg/ carga carregada na superfície

$$Q = q \cdot b \cdot L = 1.0 \times 0.55 \times 4.50 = 2.5\ t$$

(2) Cálculo equilibrado

	W (t)	H (t)	x (m)	y (m)	Mr = W·x (t·m)	Mo = H·y (t·m)
Trabalhode super-estrutura	ΣR = 24.87	0	0.95	1.90	23.63	0
Parede do corpo	W1 = 12.2	0	1.06	1.51	12.93	0
Piso	W2 = 10.0	0	1.00	0.24	10.00	0
Terra da superf. traseira	W3 = 13.12	0	1.67	1.57	21.91	0
Pressão da terra (terra da superf. traseira)	Pa1V = 5.7	Pa1H = 9.8	2.00	0.97	11.40	9.51
Pressão da terra (Peso da carga)	Pa2V = 2.16	Pa2H = 3.74	2.00	1.46	4.32	5.46
Peso da carga	Q = 2.5	0	1.73	2.91	4.33	0
Total	70.55	13.54	—	—	88.52	14.97

$$x_0 = \frac{M_r - M_o}{W} = \frac{88.52 - 14.97}{70.55} = 1.04^{m}$$

$$e = \frac{B}{2} - x_0 = \frac{1}{2} \times 2.00 - 1.04 = -0.04\ m$$

Em relação à queda

$$\frac{e}{B} = \frac{0.04}{2.00} = 0.02 < \frac{1}{6} = 0.167 \quad \text{É seguro}$$

Em relação ao deslizamento.

$$H_u = 70.55 \times 0.50 = 35.28^{t}$$

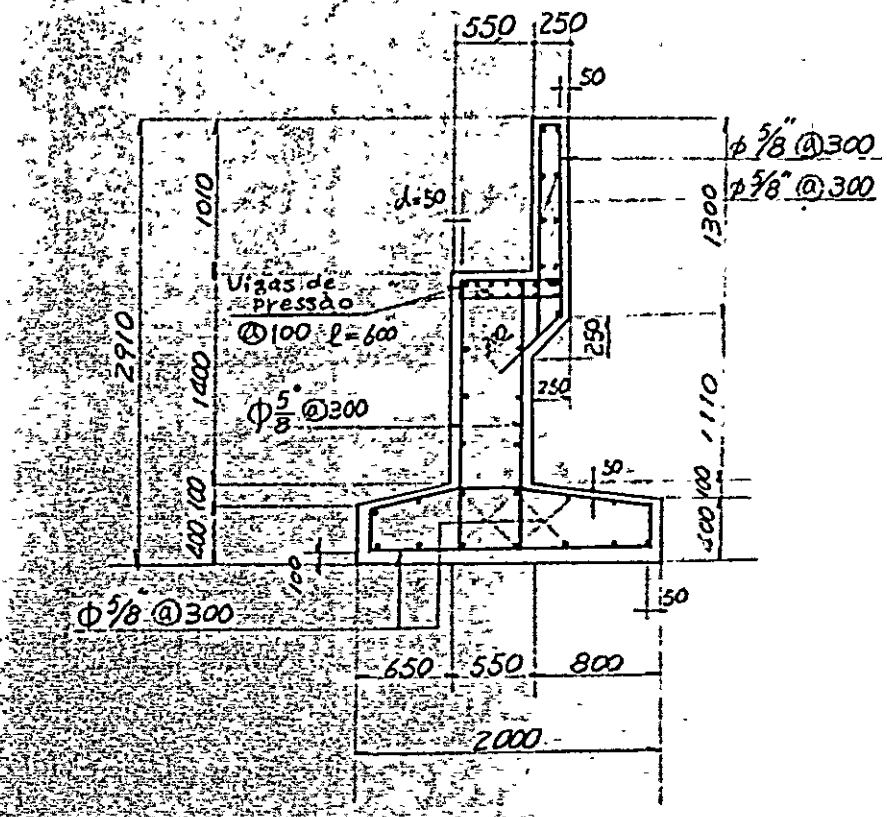
$$F = \frac{H_u}{\Sigma H} = \frac{35.28}{13.54} = 2.60 > 1.5 \quad \text{É seguro}$$

(3). Cálculo da secção

O corpo da base da ponte no exemplo presente, tal como demonstrado no Quadro II, é o exemplo mais comum

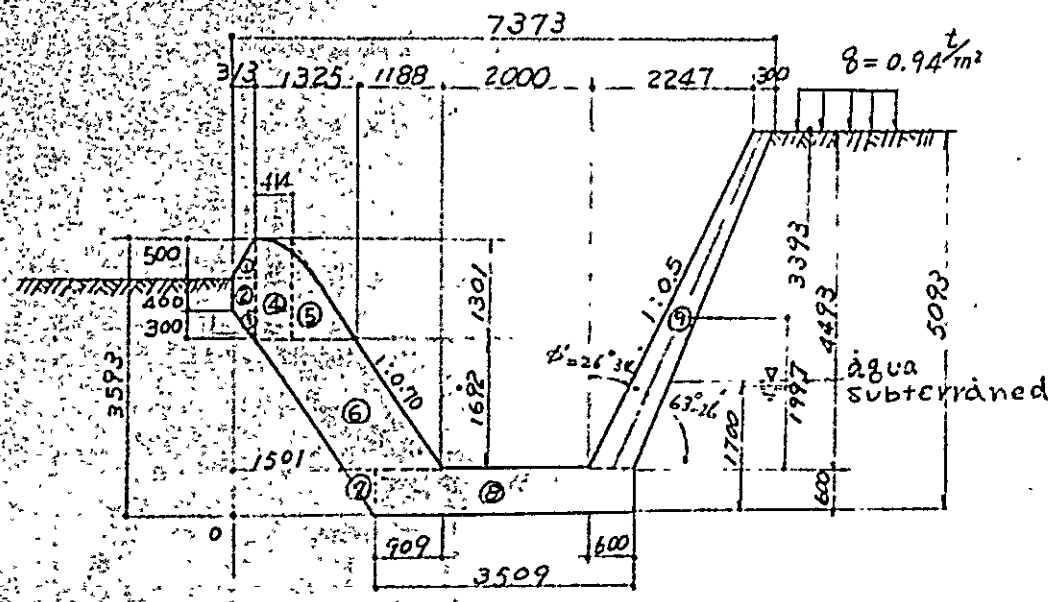
da forma T ao contrário. Logo, o cálculo da secção do corpo deve ser feito a respeito da largura unitária. O cálculo deve ser feito pela ordem da parede do corpo, piso, parapeito. O resultado do calculo está explicado a baixo. O desenvolvimento do cálculo foi omitido.

(4). Quadro da distribuição das vigas



2.13. VERTEDOURO

1. Secção Provisória



2. Posição do centro gravitacional

(1) Precaução

NO	Cálculo	W (t)
1	0.313 x 0.50 x 1/2 x 2.40	0.19
2	0.313 x 0.40 x 2.40	0.30
3	0.313 x 0.30 x 1/2 x 2.40	0.11
4	0.414 x 1.301 x 2.40	1.29
5	0.911 x 1.301 x 1/2 x 2.40	1.42
6	1.325 x 1.692 x 2.40	5.38
7	0.416 x 0.60 x 1/2 x 2.40	0.30

8	3.509 x 0.60 x 2.40	5.05
9	(0.30 + 0.60) x 1/2 x 4.493 x 2.40	4.85
Σ		18.89

(2) Direção X

Nº	W(t)	Cálculo	x (m)	W·x (t-m)
1	0.19	0.313 x 1/3	0.104	0.020
2	0.30	0.313 x 1/2	0.157	0.047
3	0.11	0.313 x 1/3	0.104	0.011
4	1.29	0.313 + 0.414 x 1/2	0.520	0.671
5	1.42	$0.727 + \frac{1}{3} \times 0.911$	1.031	1.464
6	5.38	$\frac{1}{2}(0.313 + 1.501) + \frac{1.325}{2}$	1.570	8.447
7	0.30	$1.501 + \frac{2 \times 0.416}{3}$	1.778	0.533
8	5.05	$1.917 + \frac{3.509}{2}$	3.672	18.544
9	4.85	$(2.247 + 0.15 - 0.30) \times \frac{1.997}{4.493} + 5.126$	6.057	29.376
Σ	18.89		x_G 3.129	59.113

$$x_G = \frac{\Sigma W x}{\Sigma W}$$

(3) Direção y

Nº	W(t)	Cálculo	y (m)	W·y (t-m)
1	0.19	$3.093 + \frac{0.50}{3}$	3.26	0.619
2	0.30	$2.693 + \frac{0.40}{2}$	2.893	0.868
3	0.11	$2.393 + \frac{2 \times 0.30}{3}$	2.593	0.285

4	1.29	$2.393 + \frac{1.301}{2}$	3.043	3.925
5	1.42	$2.393 + \frac{1.301}{3}$	3.043	4.321
6	5.38	$0.60 + \frac{1.692}{2}$	1.446	7.779
7	0.30	$0.60 \times \frac{2}{3}$	0.40	0.120
8	5.05	$0.60 \times \frac{1}{2}$	0.30	1.515
9	4.85	$\frac{4.493}{3} \times \frac{2 \times 0.30 + 0.60}{0.30 + 0.60} + 0.60$	2.598	12.600
Σ	18.89		y_G 1.696	32.032

$$y_G = \frac{\Sigma W \cdot y}{\Sigma W}$$

3. Cálculo equilibrado

(1) Equilíbrio quanto a quedas

Carga de veículos T-14 Carga p/m² $0.725^{t/m^2} \times 1.3 = 0.94^{t/m^2}$

$P_q = q \cdot K_1 = 0.94 \times 0.333 = 0.31^{t/m^2}$

$P_1 = w_1 \cdot h_1 \cdot K_1 = 1.80 \times 3.393 \times 0.333 = 2.03^{t/m^2}$

$P_2 = (w_2 - 1.00) h_2 K_2 = (2.00 - 1.00) \times 1.70 \times 0.41 = 0.70^{t/m^2}$

$P_3 = w_w \cdot h_3 = 1.00 \times 1.70 = 1.70^{t/m^2}$

∴ Coeficiente da parede inclinada $C = 0.32$

Pressão do terreno seg. carga carregada

$P_q = C P_q h = 0.32 \times 0.31 \times 5.093 = 0.504^t$

Pressão da superfície da água subter.

$P_1 = C P_1 \frac{h_1}{2} = 0.32 \times 2.03 \times \frac{3.393}{2} = 1.102^t$

(2) Equilibrio quanto à deslizamento

Indice de equilibrio quanto à deslizamento

$$\frac{N.f}{H} = \frac{18.89 \times 0.6}{5.067} = 2.2 > 1.5$$

(3) Equilibrio quanto à força de apoio do solo

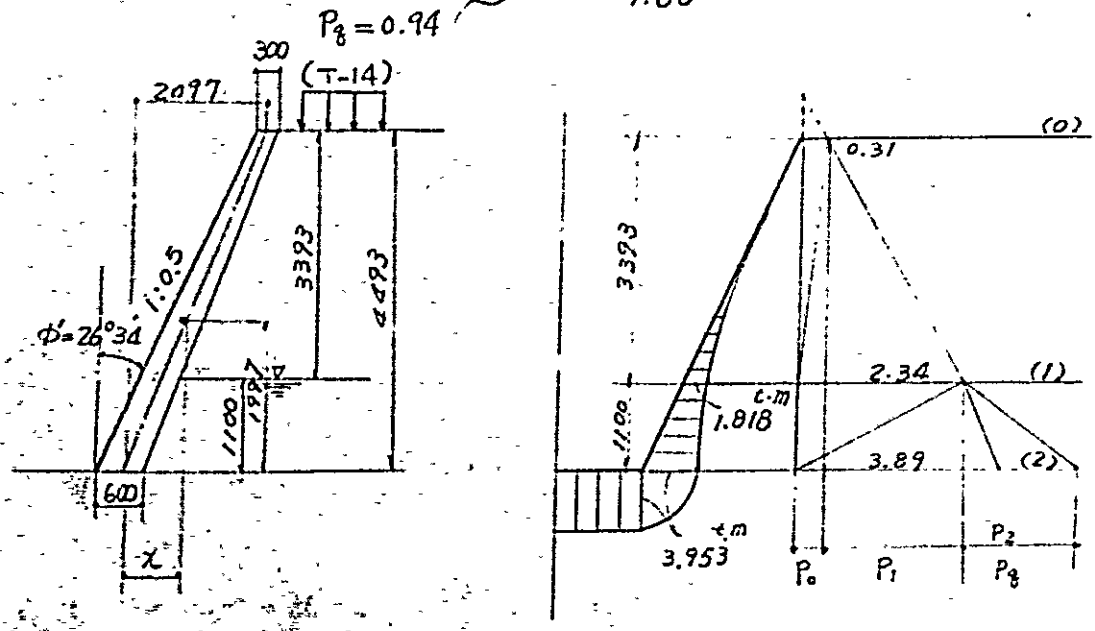
$$P = \frac{2N}{3d} = \frac{2 \times 18.89}{3 \times 2.695} = 4.7\ t/m^2 < 20\ t/m^2$$

4. Traçado da parede lateral

A. Case I.

(1). Momento seg. Pressão da Terra

$$h' = \frac{0.94}{1.80} = 0.52\ m$$



Pressão sob a superficie da água subter.

$$P_2 = C P_1 h_2 + \frac{C P_2 h_2}{2} = 0.32 \times 2.03 \times 1.70 + \frac{0.32 \times 0.70 \times 1.70}{2}$$

1.105

$$= 1.296\ t$$

Pressão da água na direção horizontal seg água subter.

$$P_{Hg} = \frac{P_3 h_2}{2} = \frac{1.70 \times 1.70}{2} = 1.445\ t$$

Pressão da água na direção perpendicular seg água subter

$$P_{vg} = P_{Hg} \times \tan\phi' = 1.445 \times 0.500 = 0.72\ t$$

$$H = 0.504 + 1.102 + 1.296 + 1.445 + 0.72 = 5.067\ t$$

$$\therefore M_H = P_g \times \frac{H}{2} + P_1 \times \frac{h_1}{3} + h_2 + C P_1 h_2 \times \frac{h_2}{2} + \frac{C P_2 h_2}{2} \times \frac{h_2}{3} + P_{Hg} \times \frac{h_2}{3}$$

$$+ P_{vg} \times \left(\frac{h_2}{3} \times \tan\phi'\right)$$

$$= 0.504 \times \frac{5.093}{2} + 1.102 \times \left(\frac{3.393}{3} + 1.70\right) + 1.105 \times \frac{1.70}{2} + 0.191 \times \frac{1.70}{3} +$$

$$1.445 \times \frac{1.70}{3} + 0.72 \times \left(\frac{1.70}{3} \times 0.50\right)$$

$$= 1.284 + 3.12 + 0.939 + 0.108 + 2.549 + 0.204$$

$$= 8.204\ t.m$$

$$d = \frac{M_N - M_H}{N} = \frac{59.113 - 8.204}{18.89} = 2.695$$

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{3.509}{2} - 2.695 = 0.941$$

$$\frac{e}{B} = \frac{0.941}{3.509} = 0.268 < \frac{1}{6} = 0.167 \quad \text{O.K}$$

Indice de segurança $\frac{M_N}{M_H} = \frac{59.113}{8.204} = 7.2 > 1.5$

JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE ___ OF ___ PAGES

Momento e Força de cisalhamento de cada ponto seg. Pressão da Terra.

Secção	h'	w	KA	P	ΣP	Pq Pressão da Água	Intensidade de cada secção q	q×h'/2	So	(1) Braço	(1) Mo	(2) Braço	(2) Mo	M Mo×K	S So×K'
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0	0.52	1.80	0.33	0.31	0.31	—	0.31	0							
1	3.393	1.80	"	2.03	2.34	—	2.34	0.526 3.970	4.496	2.262 1.131	1.190 4.490	3.362 2.231	1.768 8.857	1.818	0.643
2	1.100	1.00	0.41	0.45	2.79	1.10	3.89	1.287 2.140	3.427			0.733 0.367	0.944 0.785	3.953	0.470
Total							M°=	7.923			5.680		12.354		

K = Coeficiente de inclinação = 0,32

$K' = \sin\phi' \times K = \sin 26°34' \times 0.32 = 0.447 \times 0.32 = 0.143$

(2) Momento seg. precaução

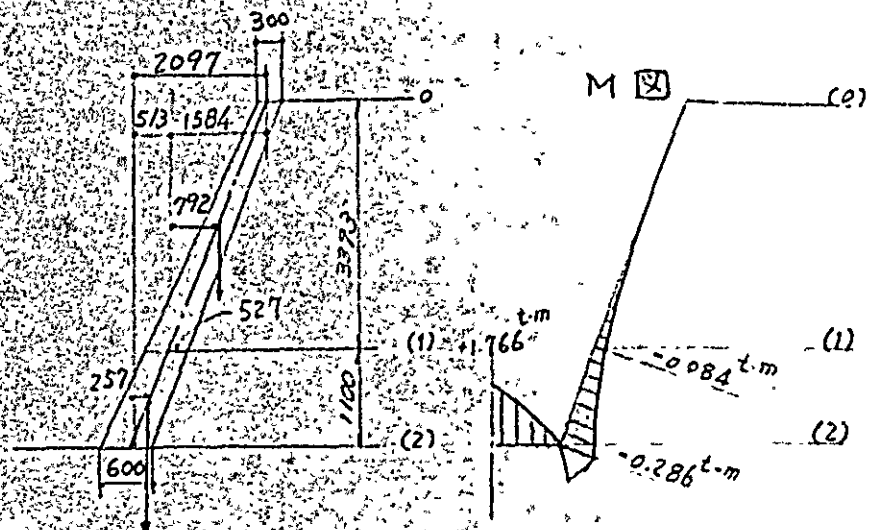
Secção	h	h'	d	Secção	Precaução	Precaução Pd	M (1) Braço	M (1) M(1)	M (2) Braço	M (2) M(2)	S So Pd·sinφ'	S S₀(1-y)	N S×sinφ'
(0)	0	0	0.300	—	—	—							
(1)	3.393	3.393	0.527	1.403	3.367	3.367	0.792	2.667	1.305	4.394	1.505	0.978	
(2)	1.100	4.493	0.600	0.620	1.488	4.855			0.257	1.248	2.170	1.411	0.631
Total								2.667		5.642			Trabalho no fundo
(1-y)M								1.734		3.667			

$y = 0.35$

$M(1-y) = 0.65\,M$

$\sin\phi' = \sin 26°34' = 0.447$

JIRCO



A quantidade transmitida para o fundo e transformada em força contraria é: $4.855 \times (1-y)$

$$R = \frac{4.855 \times (1-0.35) \times 2}{2.60} = 2.428 \ t/m$$

$$S = 2.428 \times \frac{2.60}{2} = 3.156 \ t/m$$

$$Md = \frac{2.428 \times 2.60^2}{8} = 2.052 \ t\,m$$

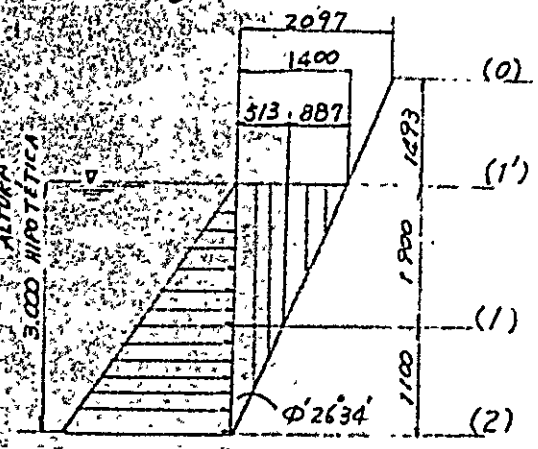
O momento do centro do fundo é

$$M = 3.667 + 2.052 = 5.719 \ t\text{-}m$$

Lista de totais M : S : N

Secção		M			S			N		
		Pressão externa	Precaução	Total	Pressão externa	Precaução	Total	Pressão externa	Precaução	Total
(1)		-1.818	1.734	-0.084	0.643	-0.978	-0.335			
(2)		-3.953	3.667	-0.286	0.490	-1.414	-0.921			
Fundo	Ponto	-3.953	3.667	-0.286	0	-3.156	+3.156	0.490	-0.631	-0.141
	Centro	-3.953	5.719	+1.766	0	0	0	0.490	-0.631	-0.141

B. Caso II: Caso em que trabalha a pressão interna da água



(a) Lista de cálculos de Momento e forsa de cisolhamento de cada secção segundo pressão interna da água

Secção	Profund. d'água	Pressão da superf. d'água				Pressão perpendicular da água				M		Pr	S
	Σh_w	P_h	P_H	$\frac{\Sigma h_w}{3}$	M_H	Σb	P_V	$\frac{\Sigma b}{3}$	M_V	$M_H + M_V$	$M(1-y)$	$P_H \times \sec\phi'$	$0.65\ P_r$
(1)	1.90	1.90	1.805	0.633	1.143	0.887	0.843	0.296	0.249	1.392	0.905	1.992	1.295
(2)	3.00	3.00	4.50	1.000	4.500	1.400	2.100	0.467	0.980	5.480	3.562	4.966	3.228

$y = 0.35$

$M(1-y) = 0.65\,M$

momento do fundo seg. pressão interna da água será a soma de $M = 3.562$ que se relaciona com a parede externa e a força perpendicular vinda da parede externa $P \times (1-y)$, divididas no fundo e transformadas em forças contrárias.

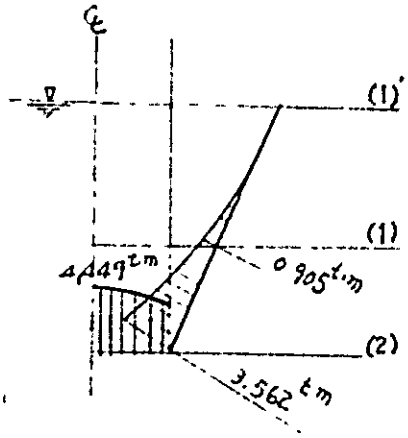
$$\frac{2.10 \times (1-0.35) \times 2}{2.60} = 1.05\ t/m$$

$$M_d = \frac{1.05 \times 2.60^2}{8} = 0.887\ t.m$$

$$S = \frac{1.05 \times 2.60}{2} = 1.365 \ t/m$$

$$M = 3.562 + 0.887 = 4.449 \ t.m$$

$$N = -4.50 \times (1 - 0.35) = -2.925 \ t/m$$



(b). Momento segl. precausão igual do caso I.

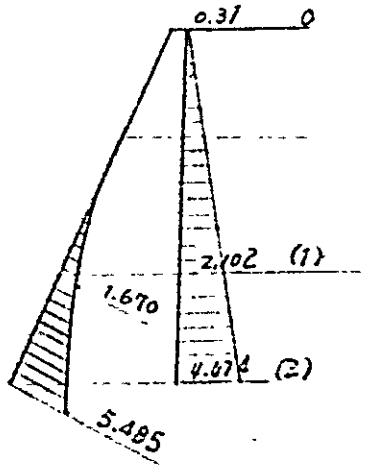
(C). Momento de cada secção segl. pressão da terra seca

Secção	h	P	P'	P°	P	M: y	M: M_P°	M: M_P	M: $M = M_P K$	S: $S^\circ = P$	S: $S_1 = S^\circ . \sin\phi'$	S: $S' = S_1 K$	S
(0)	0	0.31	0	0.31	0	0	0	0	0	0	0	0	
(1)	3.393	0.31	1.792	2.102	4.092	1.276	5.22	5.22	1.670	4.092	1.829	0.585	0.585
(2)	4.493	0.31	2.372	4.474	10.747	1.595	17.14	17.14	5.485	10.747	4.804	1.537	1.537

※ $P = \frac{P + P^\circ}{2} \times h$ $\quad w = 1.6 \ t/m^3$ $\quad K = 0.32$ (coeficiente da parede inclinada)

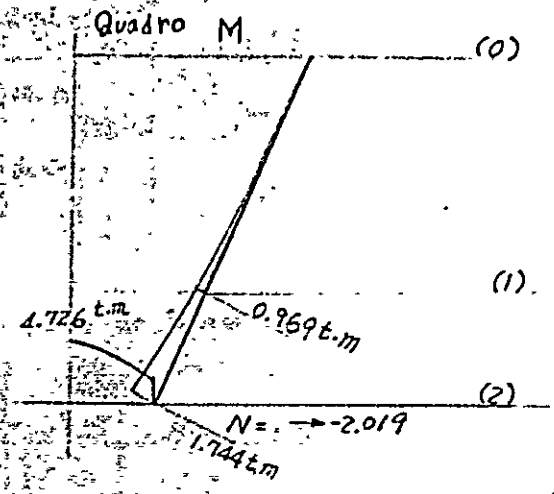
$$y = \frac{h}{3} \cdot \frac{2P + P^\circ}{P + P^\circ}$$

$$\sin\phi' = \sin 26°34' = 0.447$$



JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE ——— OF ——— PAGES

Secção		M				S				N			
		Pressão interna da água	Precaução	Pressão do terreno	Total	Pressão interna da água	Precaução	Pressão do terreno	Total	Pressão interna da água	Precaução	Pressão do terreno	Total
(1)		0.905	1.734	-1.670	+0.969	1.295	0.978	-0.585	+1.648				
(2)		3.562	3.667	-5.485	+1.744	3.228	1.411	-1.537	+3.102				
Fundo	ponto	3.562	3.667	-5.485	+1.744	1.365	3.156	0	4.521	-2.925	-0.631	1.537	-2.019
	centro	4.492	5.719	-5.485	+4.726	0	0	0	0	-2.925	-0.631	1.537	-2.019



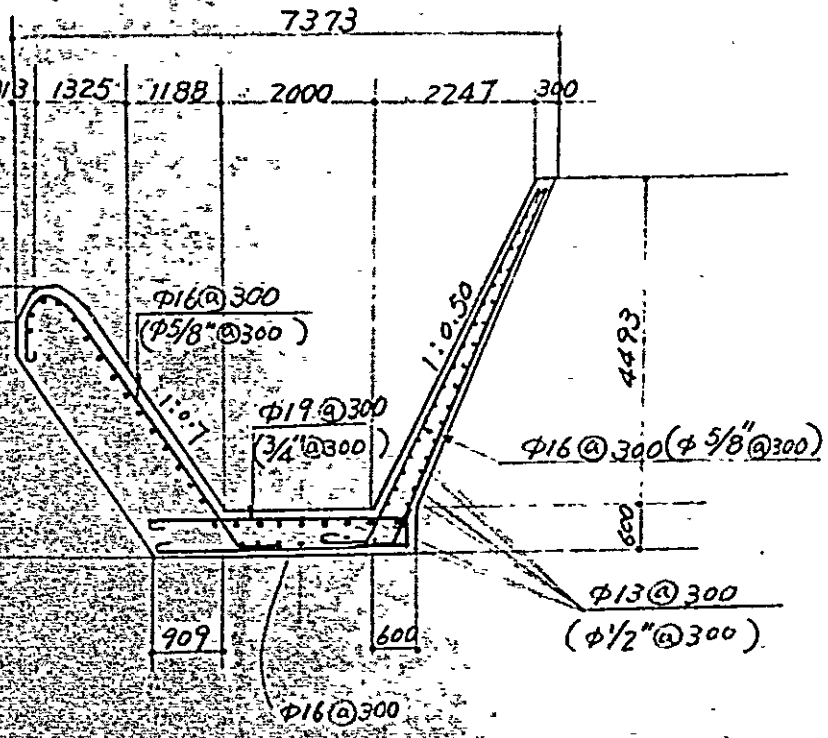
C. Cálculo do numero necessario de vigas levando em consideração às condições de traçado de ambos

Partes		Ponto	M	S	N	$e=\frac{M}{N}$	$C=\frac{h}{2}-d'$	$M_s=N(e\pm C)$	d	$\frac{M_{(s)}}{\sigma_{sa}d}$	$\frac{N}{\sigma_{sa}}$	As
			kgcm	kg					cm			cm²
Parede inclinada	fora		8400	335	—	—	—	—	47.7	0.14	—	0.14
	dentro	(1)	96900	1648	—	—	—	—	47.7	1.66	—	1.66
	fora		28600	921	—	—	—	—	55.0	0.42	—	0.42
	dentro	(2)	174400	3102	—	—	—	—	55.0	2.59	—	2.59
fundo	fora	Ponto	28,600	3150	-141	202.8	20	25,774	55.0	0.38	0.10	0.48
	dentro		174400	4.521	-2019	86.4	25	123967	55.0	1.84	1.44	3.28
	fora	centro	—	0	-141							
	dentro		472600	0	-2019	234.1	25	422173	55.0	6.27	1.44	7.71

$C_1 = 0.279$

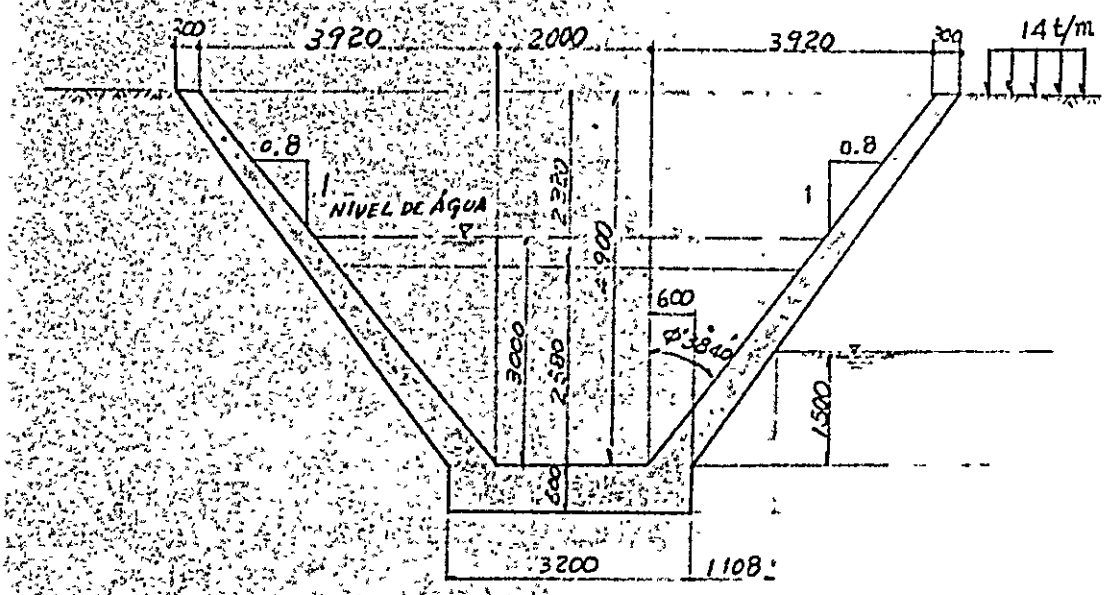
Partes		Ponto	Quantidade de vigas de aço para constr.	ESPECIFICAÇÃO	Exame da espessura do concreto provisorio
Parede inclinado	fora		6.70	φ16 @ 300	d+d' = 8.70 + 5.0 = 13.70
	dentro	(1)	"	"	
	fora		"	"	
	dentro	(2)	"	"	d+d' = 11.7+5 = 16.70
Fundo	fora	centro do Ponto nodal	"	"	d+d' = 4.7 + 10.0 = 14.7
	dentro		9.45	φ19 @ 300	
	fora	centro	—	—	
	dentro		9.45	φ19 @ 300	d+d' = 19.2 + 5.0 = 24.2

D. Quadro das vigas de ferro



2.14. CALCULO DA TRANSIÇÃO ABERTA

1. Secção provisória



Toma-se a suposição do quadro

Com esta forma de secção, o volume de peso não influencia parede externa

2. Exame sobre a pressão de levantamento

No caso de $\tan\phi < 0.2$ não haverá forças de choques do concreto e pressão de terra, e sim apenas precaução

$$\text{Precaução } W = \left(\frac{0.30+0.60}{2} \times 4.90 \times 2 + 0.60 \times 3.20\right) \times 2.4 = 15.19^{t/m}$$

$$U = 3.20 \times 2.10 + (1.108 \times 1.50)/2 \times 2 = 6.72 + 1.66$$

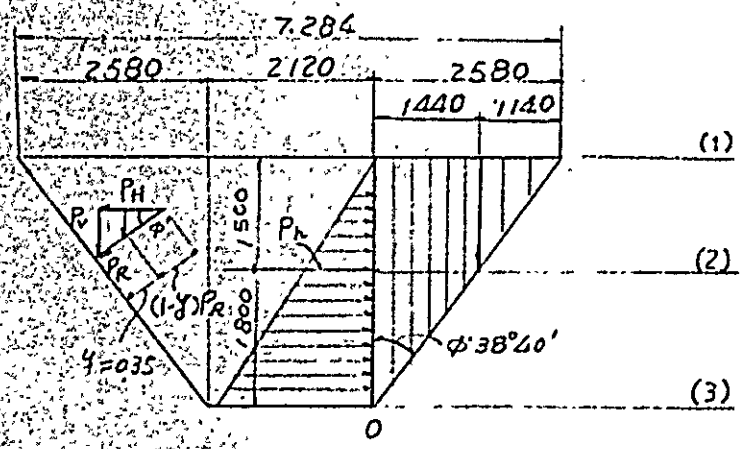
$$= 8.38 < 15.19^{t/m}$$

Logo, há segurança

3. Caso I. No caso em que trabalha a pressão interna da água.

Nivel interno da água se prevê do fundo do caminho d'água até 3.00 m (Calculo hidraúlico $h = 2.^{m}58$)

(a)



$y = 0.35$

Quadro da pressão interna da água

∴ O momento segl. pressão interna da água será

$M(1-y) = 0.65M$

SECÇÃO	PROF.	Pressão Horizontal da água				Pressão perpendicular				M		Pr	S
	Σh_w	P_h	P_H	Braço $\frac{\Sigma h_w}{3}$	M_H	Σb	P_V	Braço $\frac{\Sigma b}{3}$	M_V	$M_H + M_V$	$M(1-y)$	$P_H \times \sec\phi'$	$0.65\ Pr$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
(1)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
(2)	1.50	1.50	1.125	0.50	0.563	1.14	0.855	0.38	0.325	0.888	0.577	1.413	0.918
(3)	3.30	3.30	5.445	1.10	5.99	2.58	4.257	0.86	3.661	9.651	6.273	6.912	4.493

O momento do fundo segl. pressão interna da água será a soma dos momentos nascidos com o $M = 6.273^{t\text{-}m}$ relacionado com a parede lateral e a força perpendicular vinda da parede lateral $p \times (1-y)$ separadas no fundo e transformadas em forças contrárias.

$$\frac{4.257 \times (1-0.35) \times 2}{2.12} = 2.61\ t/m$$

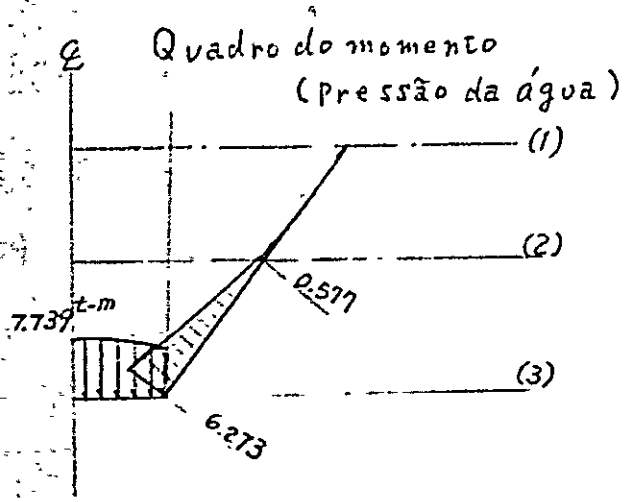
$$Md = \frac{2.61 \times 2.12^2}{8} = 1.466\ t \cdot m$$

$$S = \frac{2.61 \times 2.12}{2} = 2.767\ t/m$$

$$M = 6.273 + 1.466 = 7.739\ t \cdot m$$

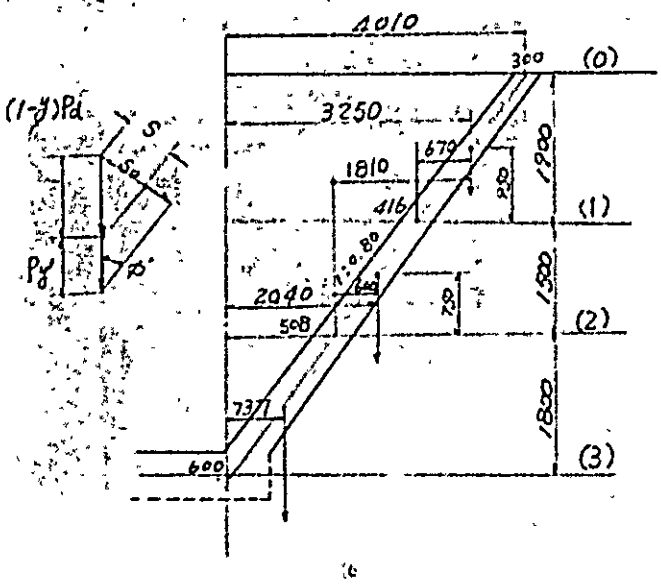
A força axial N, com a pressão Horizontal da água $P_H \times (1-Y)$, será tensão

$$N = -5.445 \times (1-0.35) = -3.539\ t/m$$



(b) Momento c/ Peso

Secção	h	h'	d	Secção	Peso	Peso Pd	M ① Braço	M ① M①	M ② Braço	M ② M②	M ③ Braço	M ③ M③	S: S_o $P_d \times \sin\phi'$	S: S $S_o \cdot (1-y)$	N: $S \times \sin\phi'$
⓪	0	0	0.300	m²											
①	1.90	1.90	0.416	0.68	1.632	1.632	0.67	1.093	1.81	2.954	3.25	5.304	1.020	0.663	
②	3.40	1.50	0.508	0.69	1.656	3.288	—	—	0.60	1.973	2.04	6.708	2.054	1.335	
③	5.20	1.80	0.600	1.00	2.400	5.688	—	—	—	—	0.737	4.192	3.553	2.309	1.442
Total								1.093		4.927		16.204			(Trabalha no fundo)
(1-y)M								0.710		3.203		10.533			



A quantidade transmitida ao fundo e transformada em força contrária de peso, será $5.688 \times (1-y)$ t/m

$$R = \frac{\{(5.688 \times (1-y) \times 2\}}{B}$$

$$= \frac{5.688 \times (1-0.35) \times 2}{2.12}$$

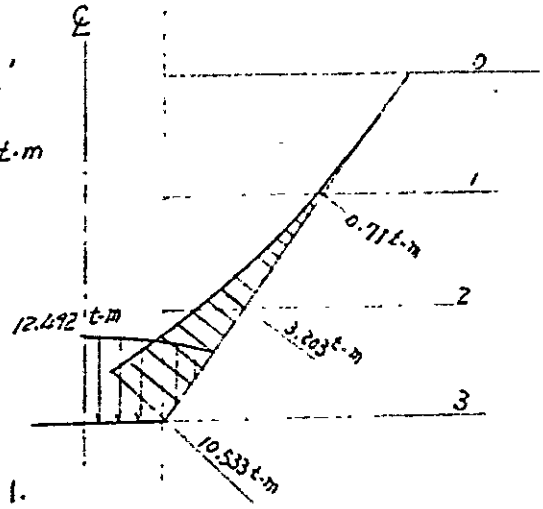
$$= 3.488 \text{ t/m}$$

$$S = 3.488 \times \frac{2.12}{2} = 3.698 \text{ t/m}$$

$$Md = \frac{(3.488 \times 2.12^2)}{8} = 1.959 \text{ t·m}$$

O momento do centro do fundo será

$$M = 10.533 + 1.959 = 12.492 \text{ t·m}$$



(C) Momento de cada secção segl. pressão da terra seca

O calculo do momento de cada secção segl. a pressão da terra e a força de cisalhamento, é o coeficiente multiplicado de inclinação no Quadro A.

1. Altura de cada secção a partir da superfície.
2. Intensidade da carga carregado
3. Intensidade da terra seca
4. Pressão da terra unitária
5. Pressão total da terra em cada secção $\frac{P_1 + P_2}{2} \times h$

JIRCO

6. Comprimento do braço de cada secção $\frac{h}{3} \cdot \frac{2P + P^{\circ}}{P + P^{\circ}}$

7. Momento segl. pressão da terra em cada secção

Quadro - A

secção	h	P	P'	P°	P	y	M°P
	1	2	3	4	5	6	7
(0)	0	0.31	0	0.31	0	0	0
(1)	1.900	0.31	1.003	1.313	1.543	0.754	1.163
(2)	3.400	0.31	1.795	2.105	4.107	1.278	5.249
(3)	5.200	0.31	2.746	3.056	8.752	1.892	16.559

2 ---- Intensidada da carga carregada qKA

q : 30% mais de T-14

$q = 0.725 \times 1.30 = 0.94\ t/m^2$

$qKA = 0.94 \times 0.33 = 0.31\ t/m^2$

3 --- Intensidade terra seca $KA \cdot w \cdot h$

$w = 1.600\ t/m^3$

Indice de inclinação, segl lista $K = 0.16$

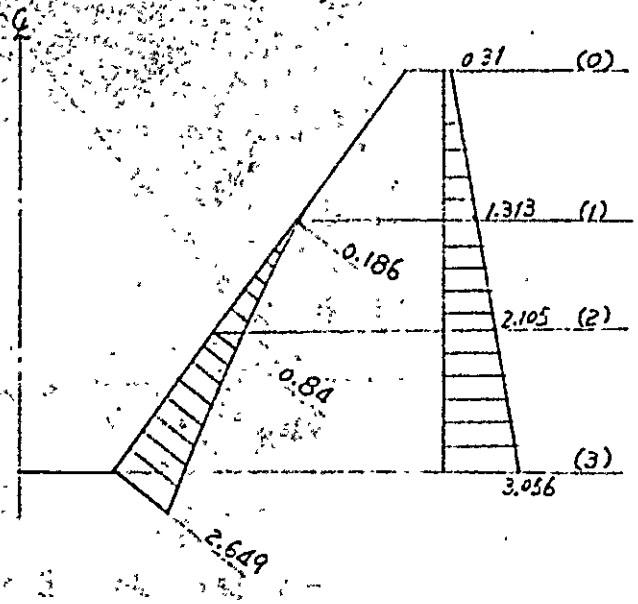
Cálculo do momento segl pressão externa.
força de cisalhamento..

secção	h	P°	P	M				S			
				y	M°P	MP	M = MPK	S°=P	S1 = S°xSinΦ	S' S1K	S
0	0	0.31	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	1.900	1.313	1.543	0.754	1.163	1.163	0.186	1.543	0.964	0.154	0.154
2	3.400	2.105	4.107	1.278	5.249	5.249	0.84	4.107	2.566	0.411	0.411

JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE ——— OF ——— PAGES

	h	P°	P	y	M°p	Mp	M	S°	S₁	S'	S
3	5.200	3.056	8.752	1.872	16.559	16.559	2.649	8.752	5.467	0.875	0.875

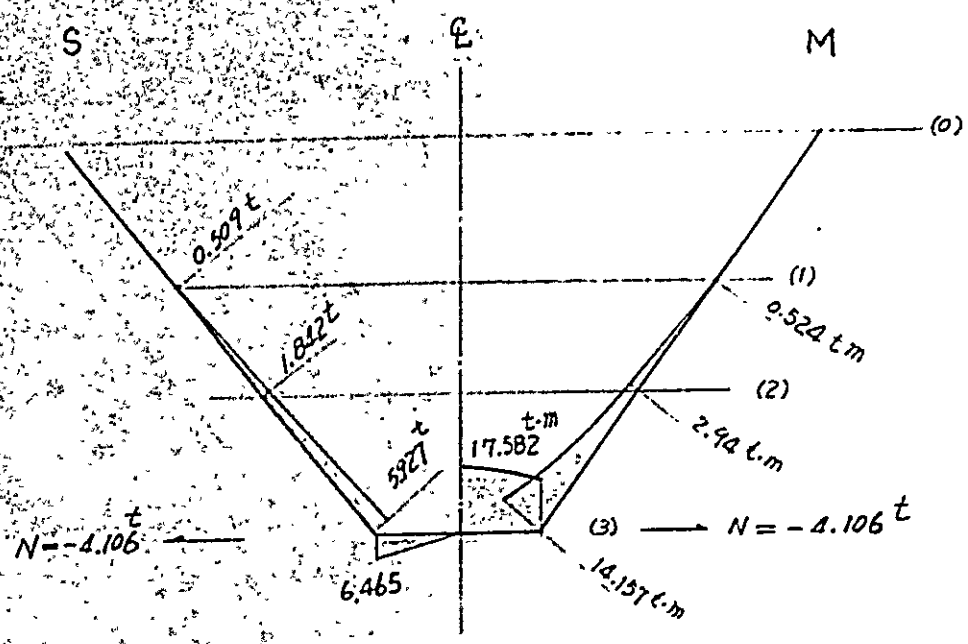
Quadro da força de pressão externa e momento (força da terra)



Secção		M				S				N			
		Pressão interna da água	Precaução	Pressão da terra	Total	Pressão interna da água	Precaução	Pressão da terra	Total	Pressão interna da água	Precaução	Pressão da terra	Total
(0)		0	0	0	0	0	0	0	0	—	—	—	—
(1)		0	0.710	-0.186	+0.524	0	0.663	-0.154	+0.509	—	—	—	—
(2)		0.577	3.203	-0.840	+2.94	0.918	1.335	-0.411	+1.842	—	—	—	—
(3)		6.273	10.533	-2.649	+14.157	4.493	2.309	-0.875	+5.927	—	—	—	—
fundo	centro do pont nodal	6.273	10.533	-2.649	+14.157	2.767	3.698	0	+6.465	-3.539	-1.442	0.875	-4.106
	centro	7.739	12.492	-2.649	+17.582	0	0	0	0	-3.539	-1.442	0.875	-4.106

JIRCO

CaSo I



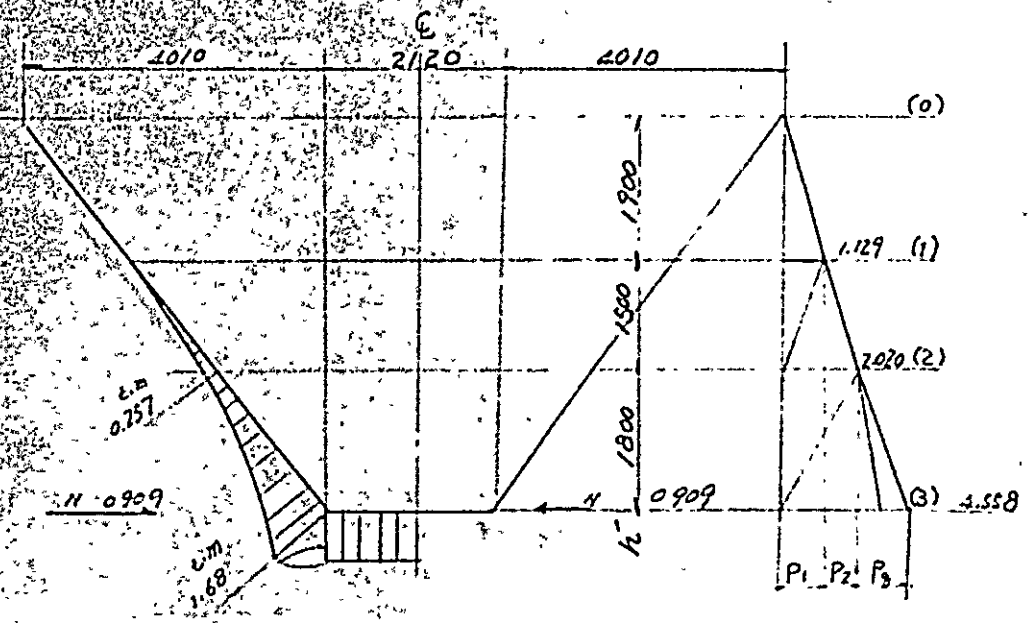
4. CaSo II · No caso em que com o vácuo interno a pressão externa funcione

(a) Cálculo do momento de cada secção segl pressão da terra, força decisalhamento o momento do fundo

Momento e Força de cisalhamento de cada Ponto segl. Pressão da Terra

Secção	h'	w	KA	P	ΣP	P_g 水圧	Intensidade de cada secção g	g×h'/h/2	S_o	(2) 7-4	(2) M_o	(3) 7-4	(3) M_o	M M_o×K	S S_o×K'
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
(0)	0	1.8	0.33	0	0	—	0	0		—	—	—	—		
(1)	1.900	1.8	"	1.129	1.129	—	1.129	1.		—	—	—	—		
								0.846		1.000	0.846	2.800	2.369		
(2)	1.500	1.8	"	0.891	2.020	—	2.020	1.515	2.361	0.500	0.758	2.300	3.485	0.257	0.213
								1.818				1.200	2.182		
(3)	1.800	1.0	0.41	0.738	2.758	1.800	4.558	4.102	5.920	—	—	0.600	2.461	1.680	0.533
Total			M_o =					8.281			1.604		10.497		

Quadro da pressão da terra e momento



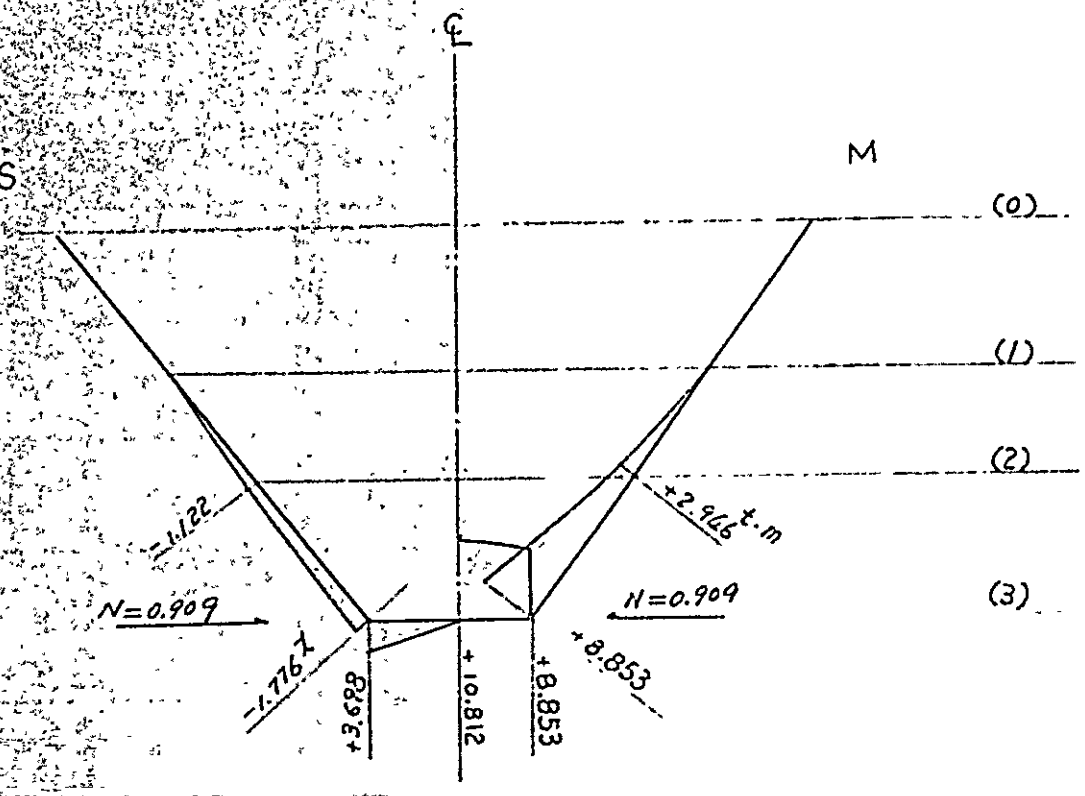
$K' = \sin\phi' \times K'' = 0.625 \times 0.16 = 0.09$

(b) Momento seg. precaução: força de cisalhamento ---- igual ao caso I

Lista de totais M. S. N.

Secção		M			S			N		
		Pressão da terra exterior	Precaução	Total	Pressão da terra exterior	Precaução	Total	Pressão da terra exterior	Precaução	Total
(2)		-0.257	3.203	+2.946	0.213	-1.335	-1.122			
(3)		-1.680	10.533	+8.853	0.533	-2.309	-1.776			
Fundo	Ponto	-1.680	10.533	+8.853	0	-3.698	+3.698	0.533	-1.442	+0.909
	Centro	-1.680	12.492	+10.812	0	0	0	0.533	-1.442	+0.909

caso II Quadro M, S, N,



(C) Cálculo da espessura útil de concreto e quantidade de vigas de ferro.

Partes		Secção	M kg-cm	S kg/m	N kg/m	$e = M/N$	d cm	$C = \frac{h}{2} - d'$ $d' = 5cm$	$Ms = N(e \pm C)$	$\sqrt{\frac{M \alpha Ms}{b}}$ $b = 100$	$C_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$ $C_1 = 0.279$	$\frac{Ms \alpha M}{\sigma_s j}$	$\frac{Ms \alpha M}{\sigma_s j d}$	$\frac{N}{\sigma_s}$	As
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Parede exterior	Fora		—	—	—	—	—	—	—	—					
	dentro	(1)	52400	509	—	—	37	—	—	22.89	6.39	42.78	1.16		1.16
	Fora		—	—	—	—	—	—	—	—					
	dentro	(2)	294600	1,842	—	—	46	—	—	54.28	15.14	240.48	5.23		5.23
	Fora		—	—	—	—	—	—	—	—					
	dentro	(3)	1415700	5927	—	—	55	—	—	118.98	33.20	1155.67	21.01		21.01
Fundo	Fora	節点	—	—	—	—	—	—	—	—					
	dentro		1,415,700	6465	-4106	344.79	55	25	1,518,357	123.22	34.38	1239.48	22.54	2.93	25.47
	Fora	中央	—	—	—	—	—	—	—	—					
	dentro		1,758200	0	-4106	428.20	55	25	1,860,839	136.41	38.06	1519.05	27.62	2.93	30.55

$d' = 5\ cm$ $\sigma_{sa} = 1400\ kg/cm^2$ $\sigma_{ca} = 70$ $C_1 = 0.279$

$j = 0.875$ $\therefore \sigma_s \cdot j = 1225$

JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN

SUBJECT

COMPUTED DATE

CHECKED DATE

PROJECT

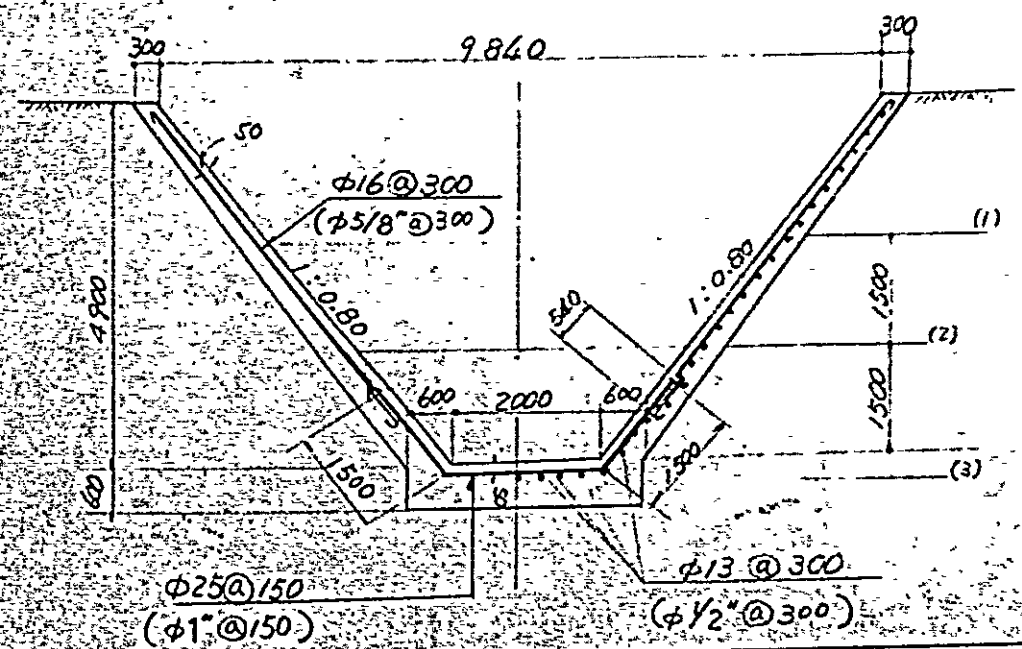
FILE NO.

PAGE OF PAGES

JIRCO

JAPAN IRRIGATION & RECLAMATION CONSULTANTS TOKYO JAPAN	SUBJECT				PROJECT
	COMPUTED	DATE	CHECKED	DATE	FILE NO.
					PAGE ___ OF ___ PAGES

Partes		secção	b j d	S/b j d τ	Vigas usadas	Quant. de vigas
			14	15	16	17
Parede externa	Fora					
	dentro	(1)	3,237.5	0.16	φ16 @ 300 (φ5/8" @ 300)	6.70
	Fora					
	dentro	(2)	4025.0	0.46	"	"
	Fora					
	dentro	(3)	4,812.5	1.23	φ25 @ 150 (φ1" @ 150)	32.73
Fundo	Fora					
	dentro		4,812.5	1.34	"	"
	Fora					
	dentro		4,812.5	0	"	"



JIRCO