

# Projéto dos Novos Reservatórios

*Oscar Amarante*

Eng.º ajudante da 3.ª Seção Técnica

## I — Preliminares

A regularização das pressões na rêde de aguas de São Paulo é dificultada pela configuração topográfica excessivamente acidentada. Essa dificuldade só pôde ser vencida por meio de uma distribuição criteriosamente estudada de um grande numero de reservatorios, como está previsto no Plano Geral da rêde distribuidora.

Em artigo recentemente publicado em o numero anterior do boletim R. A. E., o eng.º Oswaldo B. Thompson apresenta a relação completa dos existentes, alguns dos quaes precisam ser abandonados, e faz referencias aos novos projetados e em construção.

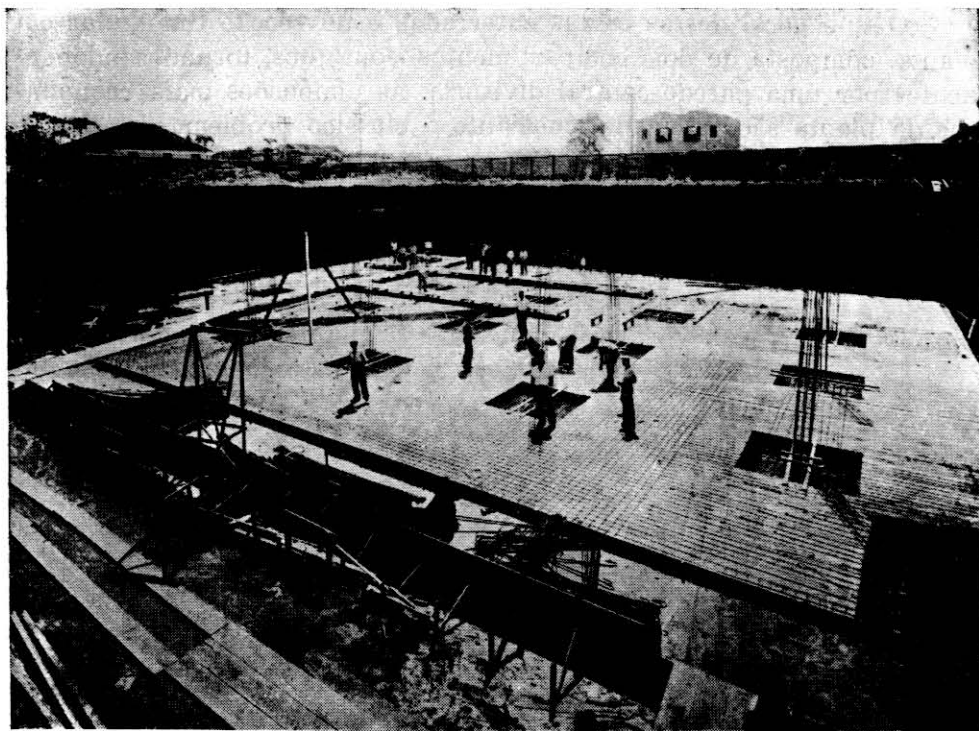
As capacidades dos projetados pela Repartição de Aguas e Es-  
gotos de S. Paulo têm sido determinadas, desde 1926, pelo método preconizado pelo eng.º J. M. de Toledo Malta, cujo estudo original foi editado, pela vez primeira, em o numero 8 (fls. 20/31). As obras novas têm sido limitadas, por ora, no plano geral em andamento, a dois tipos principais, com capacidade de 8.000 e 16.000 metros cubicos.

O tipo menor foi calculado pelo eng.º J. Soares do Amaral Netto e aplicado em Vila Deodoro, no alto da avenida Lins de Vasconcelos. São estampados neste artigo algumas fotografias colhidas na fase construtiva dessa caixa, pela Sociedade Comercial e Construtora Ltda.

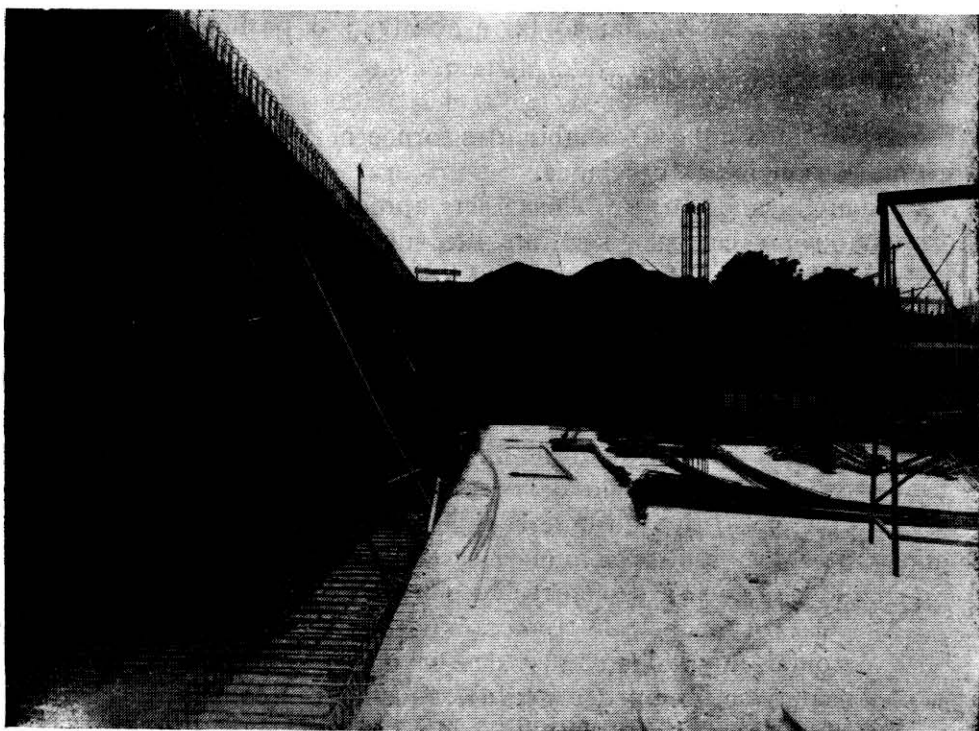
O tipo maior foi adotado na Penha e no Alto de Sant'Ana. Essas construções grandiosas, empreitadas pela Sociedade de Construção e Saneamento S/A, acham-se adiantadas, a segunda em conclusão, como atestam as chapas anexas.

## II — Tipo Geral — descrição sumária

A forma especial dos novos reservatorios, aprovados para as recentes e vultosas obras de reforço do abastecimento da Capital, foi creada pelo Eng.º Chefe da 3.ª Seção Técnica. Aos Engenheiros do Escritório Técnico coube a tarefa do cálculo completo das estruturas e o estudo complementar dos detalhes construtivos e urbanísticos.



Fotog. 1 — Reservatorio de Vila Deodoro (C = 8.000 m. c.)  
Radier, colunas e sapatas.



Fotog. 2 — Reservatorio de Vila Deodoro (C = 8.000 m. c.)  
Paredes externas e sapatas das fundações.

O tipo geral destas caixas enterradas é de secção rectangular em planta, composta de dois compartimentos contíguos, tornados independentes por uma parede central divisória. As dimensões mais economicas da planta são calculadas mediante o clássico problema de "máxima e mínima" para determinação do *menor perímetro* formado pelas paredes externas e central divisória, quando conhecidas a capacidade  $V$  da caixa e a altura  $h$  do máximo nível da água, fixada em 4 mts.

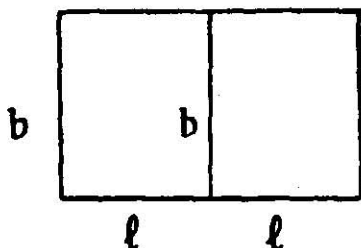


Fig. 1.

Sejam  $l$  e  $b$  (fig. 1) as dimensões lineares da planta rectangular. Resultam o perímetro  $p = 3b + 4l$  e a superfície total  $S = \frac{V}{h}$  ou  $2l \cdot b$ ,

onde:

$$2l = \frac{S}{b} \quad (1) \quad \text{e} \quad p = 3b + \frac{2S}{b} \quad (2)$$

Calculando a derivada 1.<sup>a</sup> e igualando-a a zero, isto é:

$$\frac{dp}{db} = 3 - \frac{2S}{b^2} = 0,$$

deduz-se

$$b = \sqrt{\frac{2}{3} S} \quad (3)$$

A derivada 2.<sup>a</sup> da função (2) é positiva; o perímetro  $p$  assume portanto um valor mínimo para  $b = \sqrt{\frac{2}{3} S}$ .

As fórmulas (3) e (1) combinadas fornecem rapidamente as dimensões mais economicas desejadas.

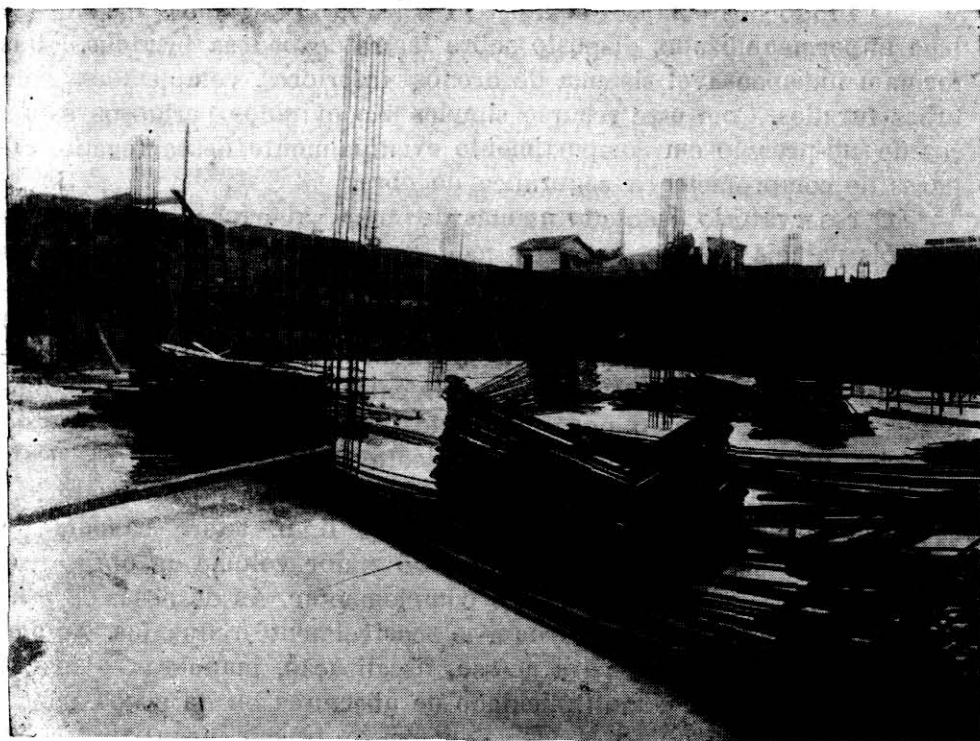
Exemplificando o problema em apreço, consideremos o caso, apresentado no capítulo seguinte, de uma caixa com capacidade  $V = 16.000$  m.c. e altura da água  $h = 4$  metros.

Resulta  $S = 4.000$  mqs. Logo  $b \cong 51$  metros. Preferindo-se a dimensão interna  $b = 50$  mts., obtém-se, pela fórmula (1),  $l = \frac{S}{2b} = 40$  mts.

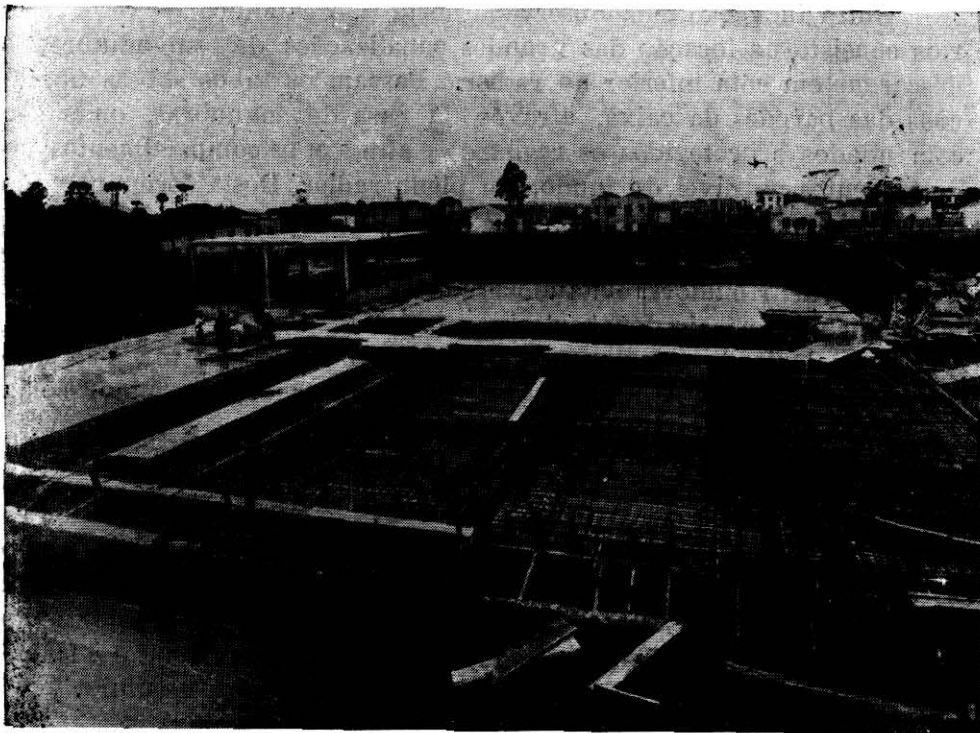
A planta rectangular constará de dois compartimentos iguais de  $40 \times 50$ , com um perímetro interno das paredes equivalente a 310 metros.

Na cobertura destes novos reservatórios foi adotado, com apreciável vantagem, o tipo de lage e vigas contínuas, sobre apoios livres equidistantes. Os resultados numéricos desse estudo, comparados com os da lage "cogumelo", são apreciados mais adiante.

As paredes perimetrais, apoios extremos da cobertura, são de secção trapezoidal, admitidas engastadas na base e apoiadas na cobertura, dispensando-se o emprego muito frequente de contrafortes externos. Nos vãos cobertos pelo pavilhão de acesso e arejamento, nos quais a lage é interrompida, consideram-se as paredes como lages em consolo, apenas engastadas na base.



Fotog. 3 — Reservatorio de Vila Deodoro (C = 8.000 m. c.) — Armaduras.



Fotog. 4 — Reservatorio de Vila Deodoro (C = 8.000 m. c.)  
Estrutura da Casa de Manobras e lage da cobertura.

O fundo dos compartimentos é realizado por radier armado e bem impermeabilizado, disposto sobre lastro de pedras britadas. Estas formam indispensavel sistema de drenos inferiores, completados com tubos furados. Com esse recurso simples são evitados perigosos esforços de sub-pressão em compartimento eventualmente descarregado, capazes de comprometer a segurança da obra.

O reservatório é dotado apenas de uma abertura, estabelecida em dois paineis vizinhos, vasados na lage superior, situada numa das pontas da parede central divisória dos compartimentos.

Neste local é levantado o pavilhão ou a casa de manobras, parte integrante da obra principal, concentrando, em bloco único construtivo, quer o acêssão facil e franco á caixa enterrada, para inspeções, limpezas e reparos, quer o poço destinado á ventilação das camaras de depósito, de onde estas recebem suficiente iluminação natural. Este pavilhão constitue ainda a parte ornamental externa do reservatório.

Amplio gramado ou bélo ajardinamento final, sobre camada de terra de 50 a 60 cms., oculta e protege o maior volume da obra, trazendo simples motivo decorativo complementar. As despesas de acabamento, em consequencia, tornam-se sensivelmente reduzidas. Aquele dispositivo centralizador, para acêssão, fiscalização, manobras e arejamento, não só anula a multiplicidade de aberturas ou de poços, pouco recomendaveis na cobertura, como dispensa frestas nas paredes de contorno. E' assim conseguida maior proteção para as aguas amareznadas, submetidas a equilibrio de temperatura mais estavel, beneficiando ainda a estrutura de concreto.

Outra inovação feliz observada neste tipo canonico de reservatórios consiste na locação das grandes canalizações de sub-adutoras e descargas em cóta inferior ao radier. Passam os tubos sob as fundações das paredes da caixa, através da casa de manobras, onde são comandados e protegidos os registros, e atingem os compartimentos independentes no nivel do fundo, em pleno radier. Desta fórma não são provocadas rupturas nas paredes externas exigindo reforços especiais, e todo o volume armazenado nas camaras terá maximo aproveitamento na rêde distribuidora, evitando-se colchão dagua no fundo, que afetarâ as condições normais do abastecimento.

No calculo da estrutura geral o número de orgãos torna-se simplificado neste tipo. Apenas a casa de manobras oferece maior soma de detalhes e complexidade na estruturação.

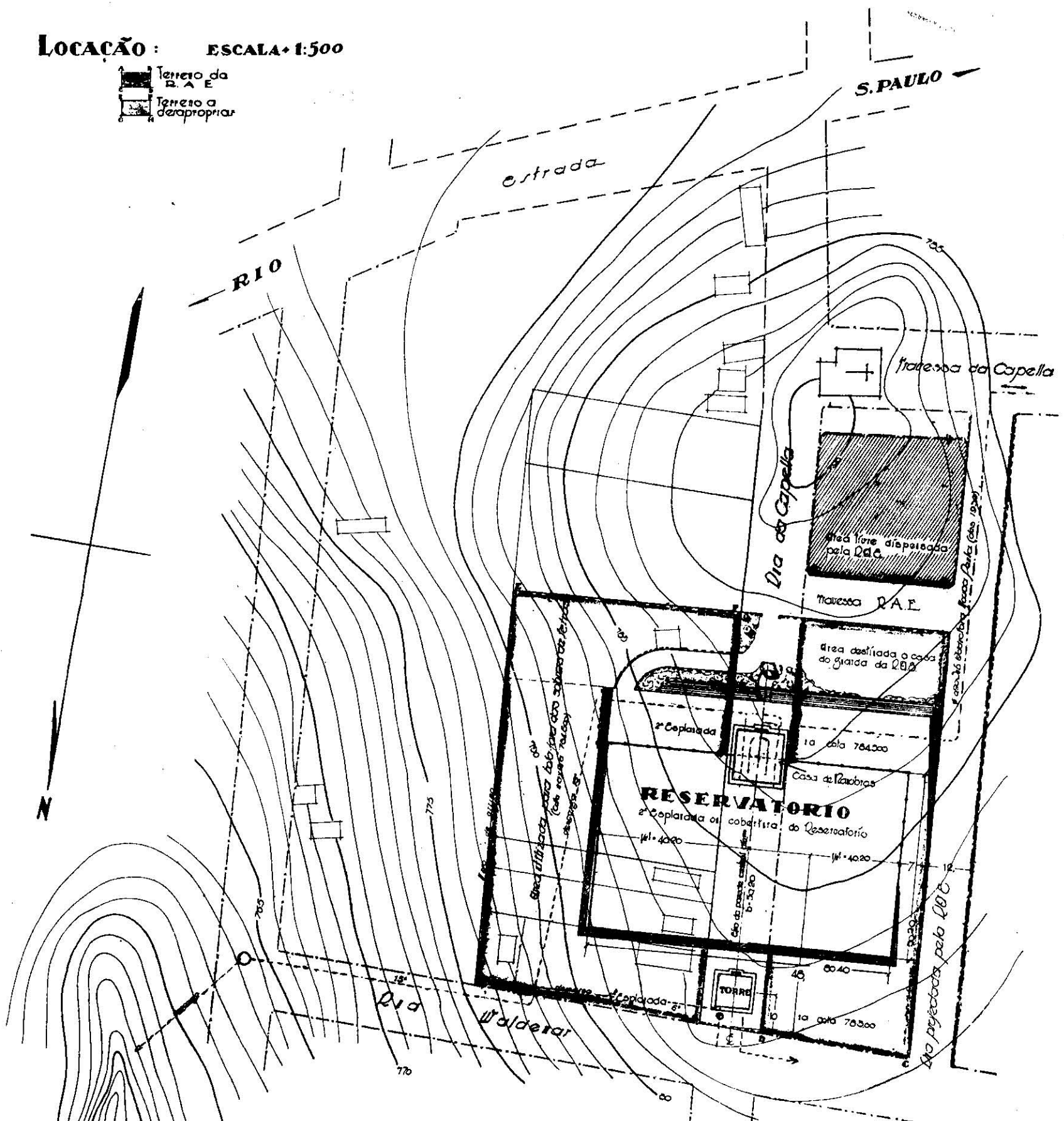
---

Satisfazendo compromisso assumido em artigo anterior, a título de noticia técnica de interesse geral, pareceu-nos util trazer á lume a série de desenhos concernentes ao projéto do tipo de reservatório para 16.000 m. c. São aduzidas algumas considerações oportunas e é transcrito o cálculo sucinto de alguns orgãos principais da estrutura.

**PENHA, RESERVATORIO - 16.000 m.c.**  
**TORRE, 300 m.c.**

**LOCALIZAÇÃO: ESCALA 1:500**

Térreo da R.A.E.  
Térreo a desapropriar



S. Paulo - 1. Set. 1936  
 Eng. chefe: *[Signature]*  
 Eng. chefe 3.º S. T.: *[Signature]*  
 Director: *[Signature]*

### III — Projéto dos Reservatórios da Penha e Sant'Ana

(Capacidade = 16.000 M. C.)

#### Situação e locação das obras

A R. A. E. era proprietária de uma faixa de terras ao lado da estrada S. Paulo-Rio, nas proximidades de São Miguel, na vila Sant'Ana, município da Penha. Fica situada na rua da Capéla, não oficializada, esquina da rua Waldemar.

Sendo escassas as dimensões para a locação conjunta do reservatório novo, para 16.000 m.c., e da torre com capacidade de 300 m.c., foi mister promover-se a desapropriação de uma área anéxa ao terreno, cujo processo moroso retardou muito o ataque das obras. A prancha I mostra a locação estudada com a primeiras adaptações necessárias no terreno.

O mesmo critério superior foi respeitado no Alto de Sant'Ana em área também desapropriada e situada no ponto dominante da rua Voluntarios da Patria, esquina de Antonio Pereira de Souza; o interessante plano de urbanismo projetado neste terreno pôde ser apreciado na prancha II.

Em ambos os casos foram estudados os muros de contorno, alguns de arrimo, dos limites das propriedades do Estado, assim como serão executados jardins e grandes obras de terraplenagem e ornamentais que muito contribuirão para o embelezamento adequado desses locais.

#### Nórmãs do Projéto — Planta de conjunto

Nos cálculos foram observados com rigor as "nórmãs da comissão alemã de concreto armado — 1932", adotando-se para os materiais as especificações prescritas pelo Instituto de Pesquisas Técnicas.

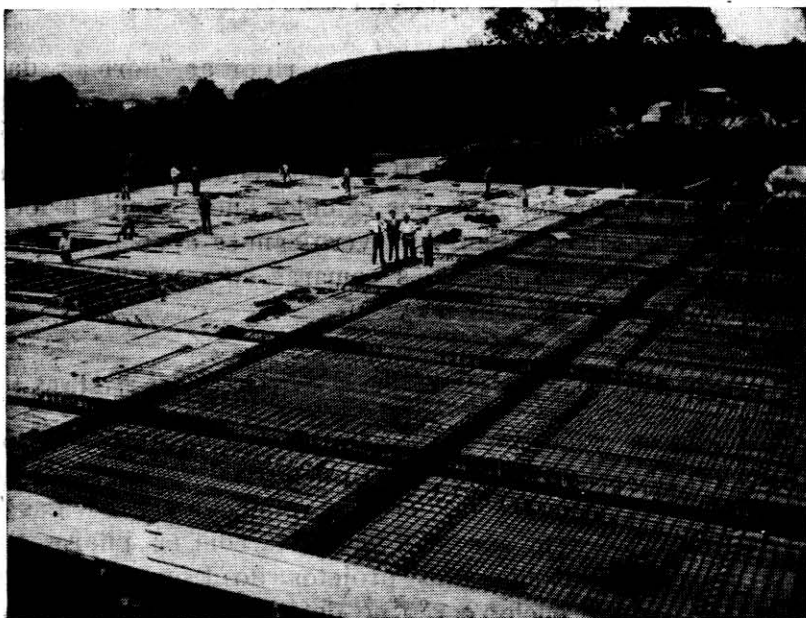
A prancha III (desenho n.º 1900) apresenta a planta do conjunto com todos os dados resultantes dos calculos, necessarios á locação da obra. No caso especial de Sant'Ana verificam-se apenas adaptações de cótas e uma variante no acésso às camaras do reservatorio; são indicadas na secção C-D (prancha IV).

#### Cobertura: lage e vigas contínuas — estudos comparativos

O cálculo da cobertura do reservatório, com apreciavel aréa de 4032 m. q, foi precedido de um estudo comparativo de tipos de lage, entre a continua, armada em cruz ou malhada sobre vigas T, e a cogumélo (lage lisa), sem nervuras, solidária com os pilares sobre os quais se apoia dirétamente. Nos projetos do Escritorio Técnico da R. A. E. foi dada preferéncia ao 1.º tipo, detalhado nas pranchas V a VII. Coube ao eng. Antonio Carvalho Aguiar, então estagiario na 3.ª S. T., estudar a lage cogumélo para a cobertura do reservatorio da Penha.



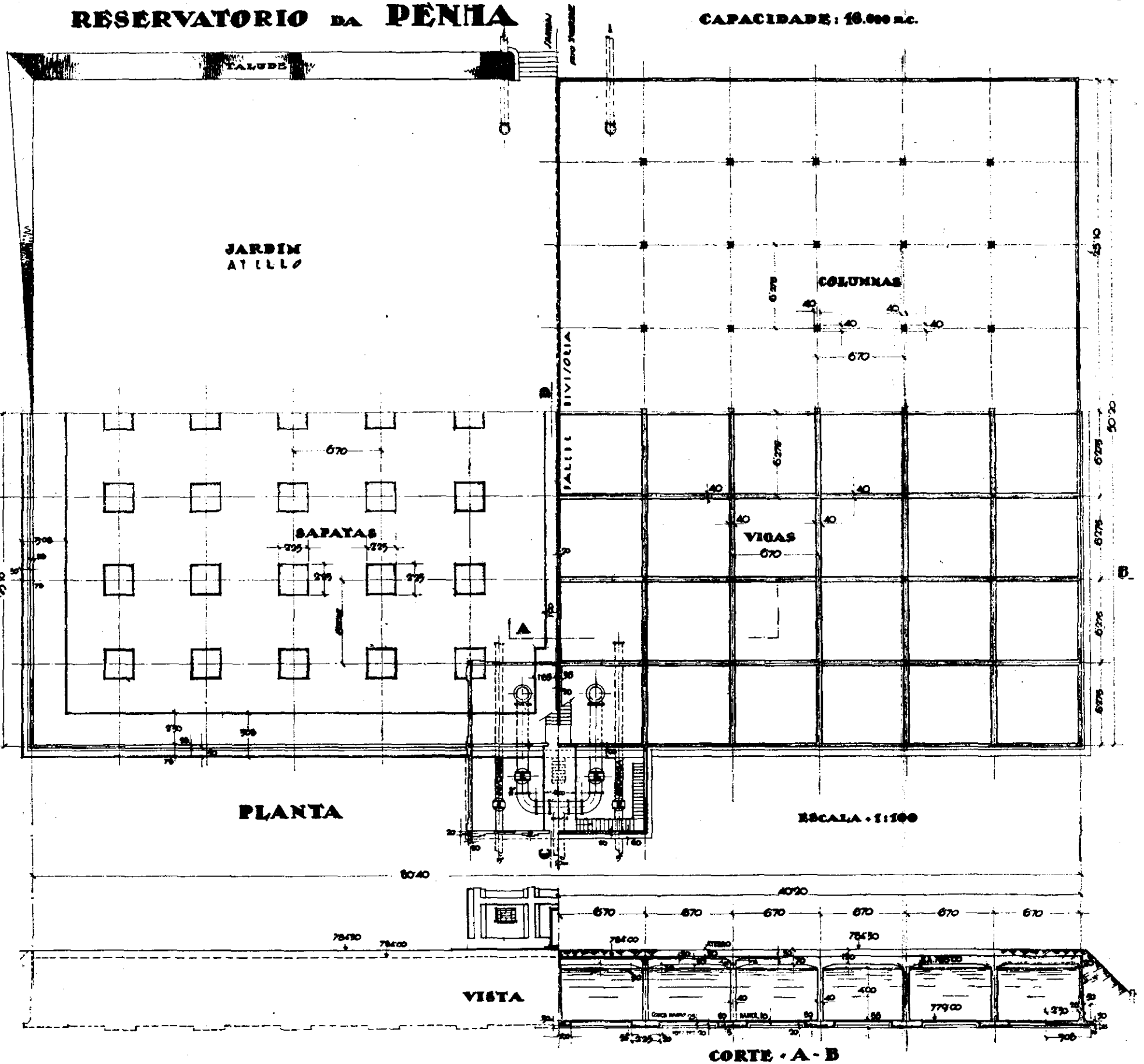
Fotog. 5 — Reservatório de Sant'Ana ( $C = 16.000$  m. c.)  
Interior de um compartimento.



Fotog. 6 — Reservatório da Penha ( $C = 16.000$  m. c.)  
Vista da cobertura em construção.



PARO-26-11-26  
LIC. ANATEL. *S. F. ...*  
VVO: LIC. CRIZ. P.T. *J. ...*  
VVO: *...*  
DA DIRECTOR: *...*



PLANTA

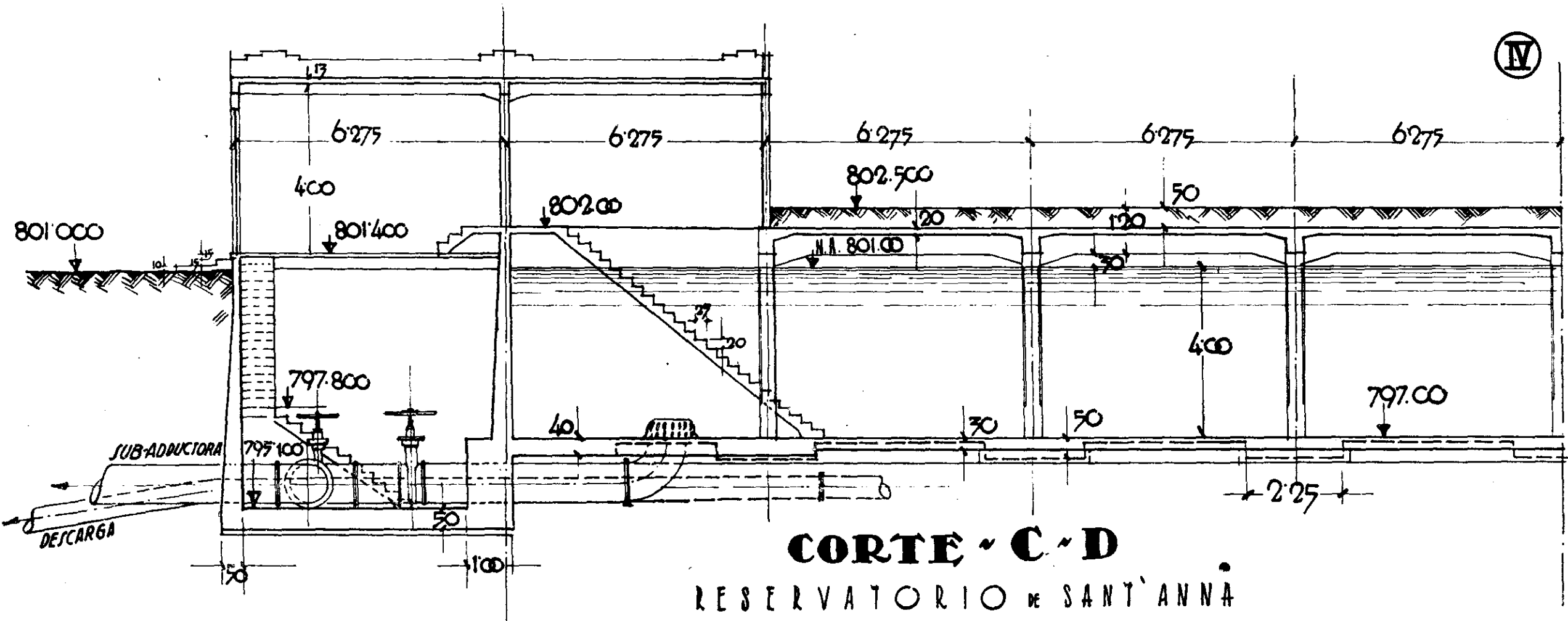
ESCALA - 1:100

VISTA

CORTE - A - B

Folha II/9

1920 2075 1926  
Cajal  
1926  
1926  
1926



O quadro comparativo, abaixo estampado, acusa os resultados numéricos obtidos nos dois casos. Atesta indiscutível vantagem e superioridade do tipo *a* (lage sobre nervuras) justificando a solução preferida.

A questão de maior beleza ou de efeito estético, atribuída ao tipo *b*, (lage lisa), é de ordem relativa ou secundária, nem poderá conceder-lhe primazia, em face do problema economico predominante na obra. O reservatório do tipo canonico será enterrado e normalmente em carga. Não será ponto destinado a visitas no interior das camaras. Sua função deve ser útil, capaz do volume previsto, graças a recursos construtivos simples e economicos, compatíveis com a situação topográfica do local.

A ocorrência de trincas na cobertura, devidas á ação da temperatura, pelo menos na fase inicial da construção, tem-se revelado nula ou inapreciavel no tipo *a*; pronunciada, porem, no tipo *b*, conforme atestado de obra congenere executada na Capital.

*Quadro comparativo entre os dois tipos de lage*

(Estudo de um compartimento com 2.018 metros quadrados)

Referencia	Unidade	Tipo <i>a</i> : contínua	Tipo <i>b</i> : cogumélo
1. Espessura mínima	cm.	= 20	Uniforme = 28
2. Espessura média da cobertura ...	cm.	= 27	Lage + Vigas ou + Capitel = 31
3. Concreto por metro quadrado de cobertura ....	mc./mq.	= 0,269	a) Lage + Vigas ou + Capitel = 0,309
	mc./mq.	= 0,324	b) inclusive colunas e sapatas = 0,357
4. Ferragem por metro quadrado de cobertura ...	kg./mq.	= 30,2	a) Lage + Vigas ou + Capitel = 39,5
	kg./mq.	= 33,7	b) inclusive colunas e sapatas = 43,6
5. Ferragem por metro cubico de concreto .....	kg./mc.	= 111,0	a) Lage + Vigas ou + Capitel = 127,6
	kg./mc.	= 102,9	b) inclusive colunas e sapatas = 122,1

Além da eloquencia destes dados comparativos, verifica-se que a espessura média da lage contínua (27 cm) ainda resultou inferior á mínima da lage "cogumélo" (28 cm). No tipo *b* (lage lisa solidaria com pilares fungiformes) as cargas admitem-se uniformemente distribuidas sobre os apoios. No tipo *a* (vigas contínuas sobre apoios livres) é nórma adotar-se, no cálculo das colunas, a maior reação no topo, determinada gráfica ou analiticamente no estudo das vigas. Os pilares são

dimensionados com secção e armadura uniformes por conveniencia constructiva. Esta solução pratica onéra desfavoravelmente a estrutura das sapatas das fundações, em sua maioria majorada no tipo *a*. Significa mais um dado teoricamente contrário ao tipo *b*, não computado, porém, no quadro comparativo, como nórma pratica.

A prancha V fornece os dados relativos á lage contínua, desenvolvida em perspectiva. Atendendo á distribuição mais economica e racional das armaduras, garantindo-lhes perfeita montagem, foram estudados dois gabaritos applicaveis a cada metade dos vãos. A escala crescente dos espaçamentos das barras foi fixada graças a original



Fotog. 7 — Reservatório de Sant'Ana (C = 16.000 c. m.)  
Ferragem da lage de cobertura.

recurso. Trata-se de um feixe projetivo referido aos espaços calculados a  $1/2$  e a  $1/4$  do vão, por fórmulas conhecidas, em função das respectivas flechas iguais da linha elastica, nas duas direções ortogonais da armadura malhada. O espaçamento maximo na região dos apoios resulta duplo do mínimo estabelecido no meio dos vãos.

No cálculo da cobertura contínua foram observados, no Escritório Técnico, os métodos correntes: applicação diréta do teorema de

# RESERVATORIO DA PENHA

DETALHE  
DA  
LAGE DE COBERTURA

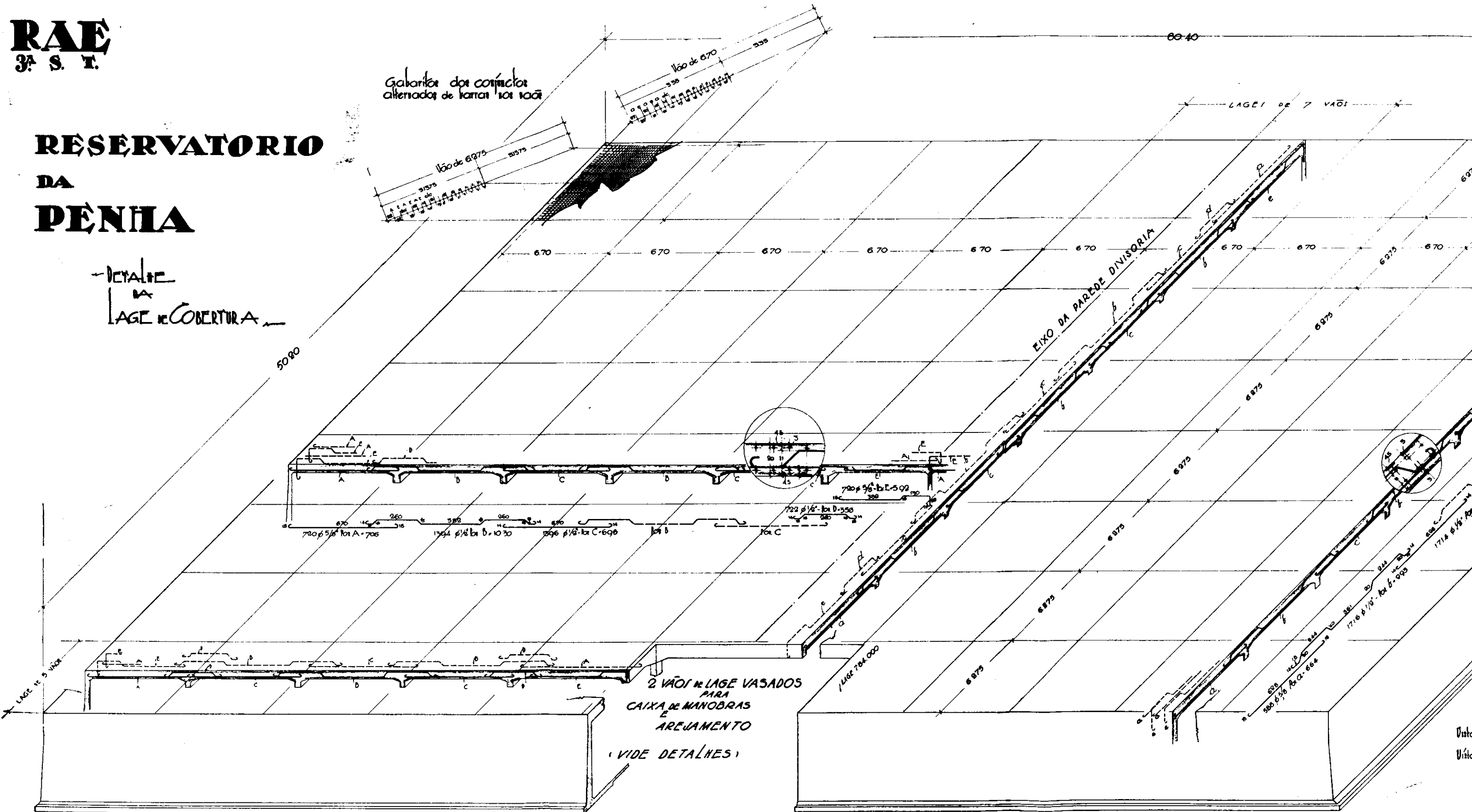
Gabaritos dos conectores  
alternados de barras 10x100

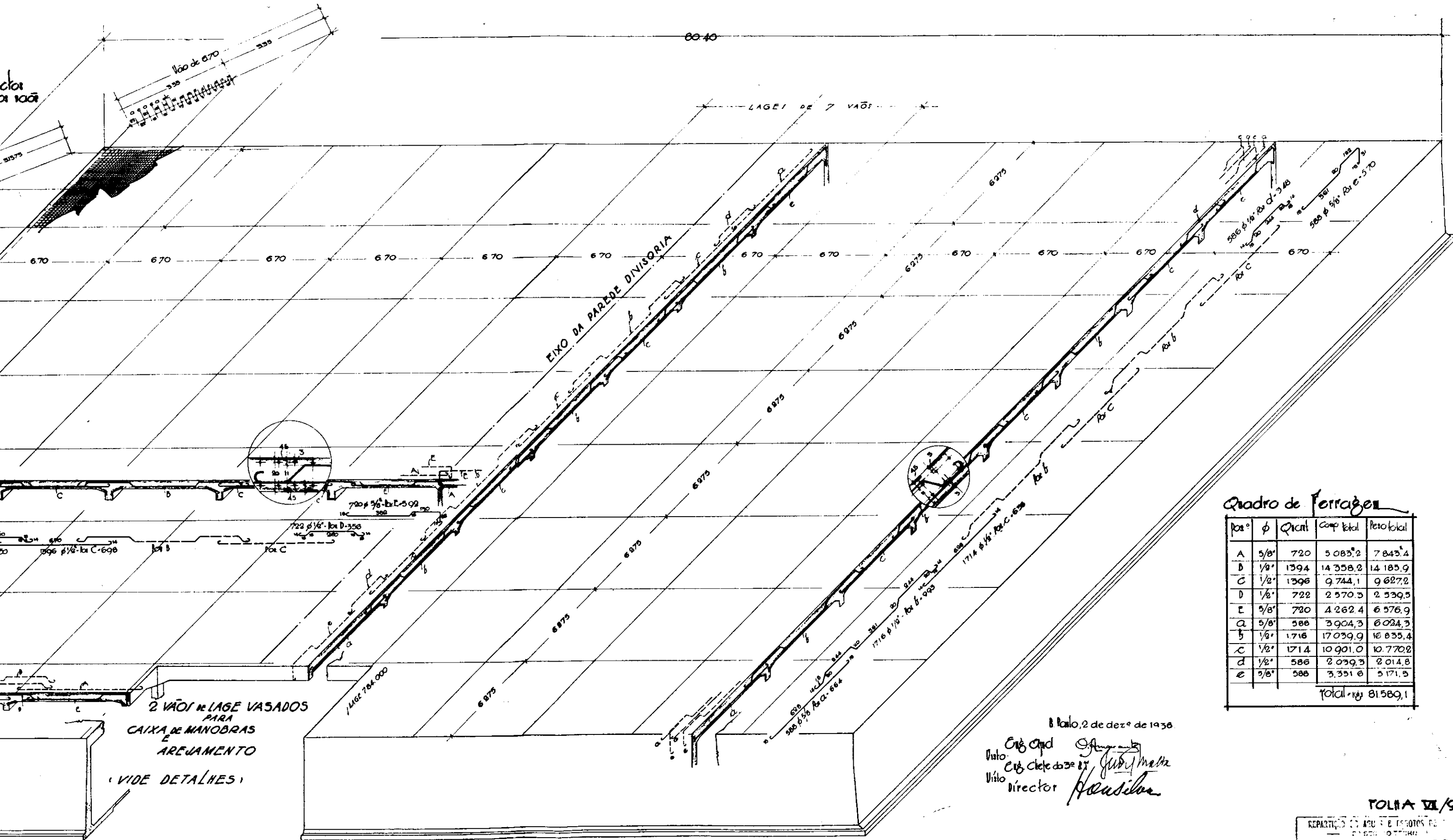
60-40

LAGE DE 7 VÃOS

EIXO DA PAREDE DIVISÓRIA

2 VÃOS DE LAGE VASADOS  
PARA  
CAIXA DE MANOBRAS  
E  
AREJAMENTO  
(VIDE DETALHES)





Quadro de Ferragens

Pos <sup>o</sup>	φ	Quant	Comp total	Peso total
A	5/8"	720	5 083,2	7 843,4
B	1/2"	1394	14 358,2	14 185,9
C	1/2"	1396	9 744,1	9 627,2
D	1/2"	722	2 570,3	2 539,5
E	5/8"	720	4 262,4	6 576,9
a	5/8"	586	3 904,3	6 024,3
b	1/2"	1716	17 039,9	16 835,4
c	1/2"	1714	10 901,0	10 770,2
d	1/2"	586	2 039,3	2 014,8
e	5/8"	586	3 351,6	5 171,5
Total			101 187	81 589,1

8 Maio, 2 de dez<sup>o</sup> de 1936

Eng.º Capd. *[Signature]*  
 Eng.º Chefe do 3<sup>o</sup> B<sup>o</sup> *[Signature]*  
 Director *[Signature]*

TOMIA VII/9

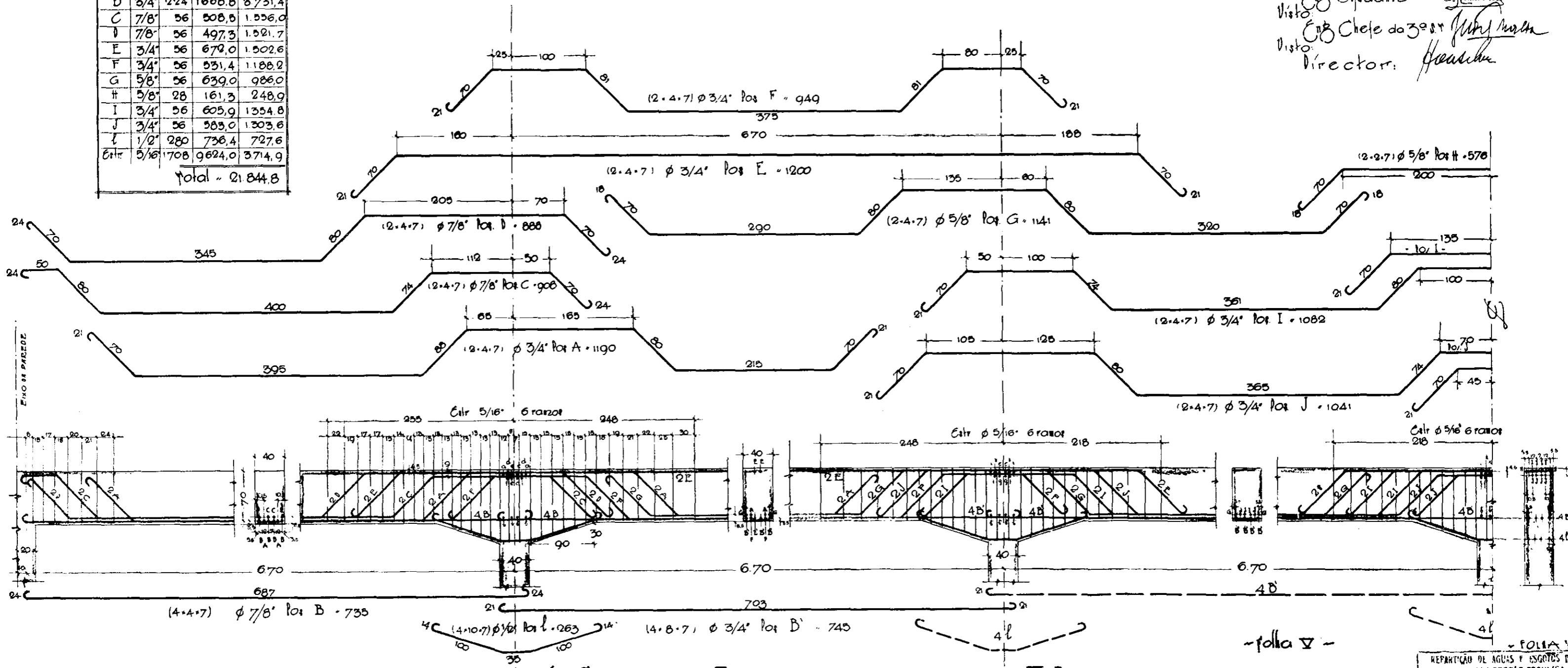
**RESERVATORIO DA PENHA**

**DETALHES DAS VIGAS**  
**VÃOS DE 6.70 MS.**

Quadro da Ferragem

Pos	φ	Qual.	Comp. Total	Pes. Total
A	3/4"	56	666,4	1.490,1
B	7/8"	112	823,2	2.519,0
C	3/4"	224	1668,8	3.731,4
D	7/8"	56	508,8	1.556,0
E	3/4"	56	497,3	1.521,7
F	3/4"	56	531,4	1.188,2
G	5/8"	56	639,0	986,0
H	3/8"	28	161,3	248,9
I	3/4"	56	605,9	1.354,8
J	3/4"	56	583,0	1.303,6
L	1/2"	280	736,4	727,6
Estir	5/16"	1708	9624,0	3.714,9
Total			21.844,8	

Não Paiva, 2 dezembro de 1936  
 Visto: Eng. Adj. *[Signature]*  
 Visto: Eng. Chefe do 3<sup>o</sup> S. T. *[Signature]*  
 Director: *[Signature]*



**ESCALA = 1:25**

**1/2 SECCÃO LONGITUDINAL DAS VIGAS**

-folha V-

FOLHA V  
 REPARAÇÃO DE ÁGUAS E ESGOTOS DE  
 1<sup>a</sup> SECCAO TECNICA  
 1936 2-12-36 1.333  
 Aquas  
 Ome  
 Rober

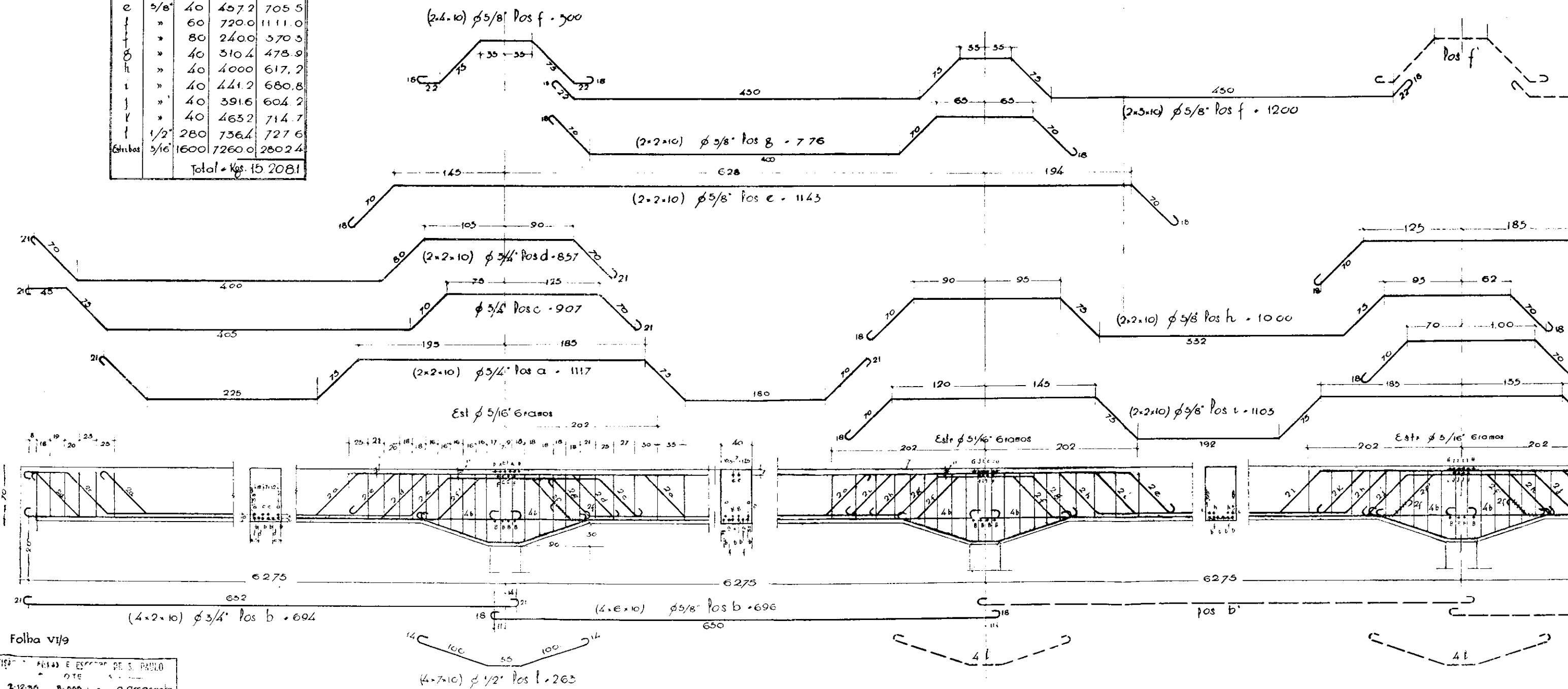
R. A. E.  
30/5/51.

# RESERVATORIO DA PENHA

Quadro da Ferragem

Pos	φ	Quant	Coef total	Peso total
a	3/4"	40	4468	999.0
b	"	80	5552	1241.4
b	3/8"	240	1670.4	2577.4
c	3/4"	40	3628	811.2
d	"	40	3428	766.5
e	5/8"	40	4572	705.5
f	"	60	720.0	1111.0
f	"	80	2400	370.3
g	"	40	310.4	478.9
h	"	40	4000	617.2
i	"	40	441.2	680.8
j	"	40	391.6	604.2
l	"	40	4632	714.7
l	1/2"	280	736.4	727.6
Estribos	5/16"	1600	7260.0	2802.4
Total = Kg. 15 2081				

## DETALHE DAS VIGAS-VÃOS DE 6.275 mtr.



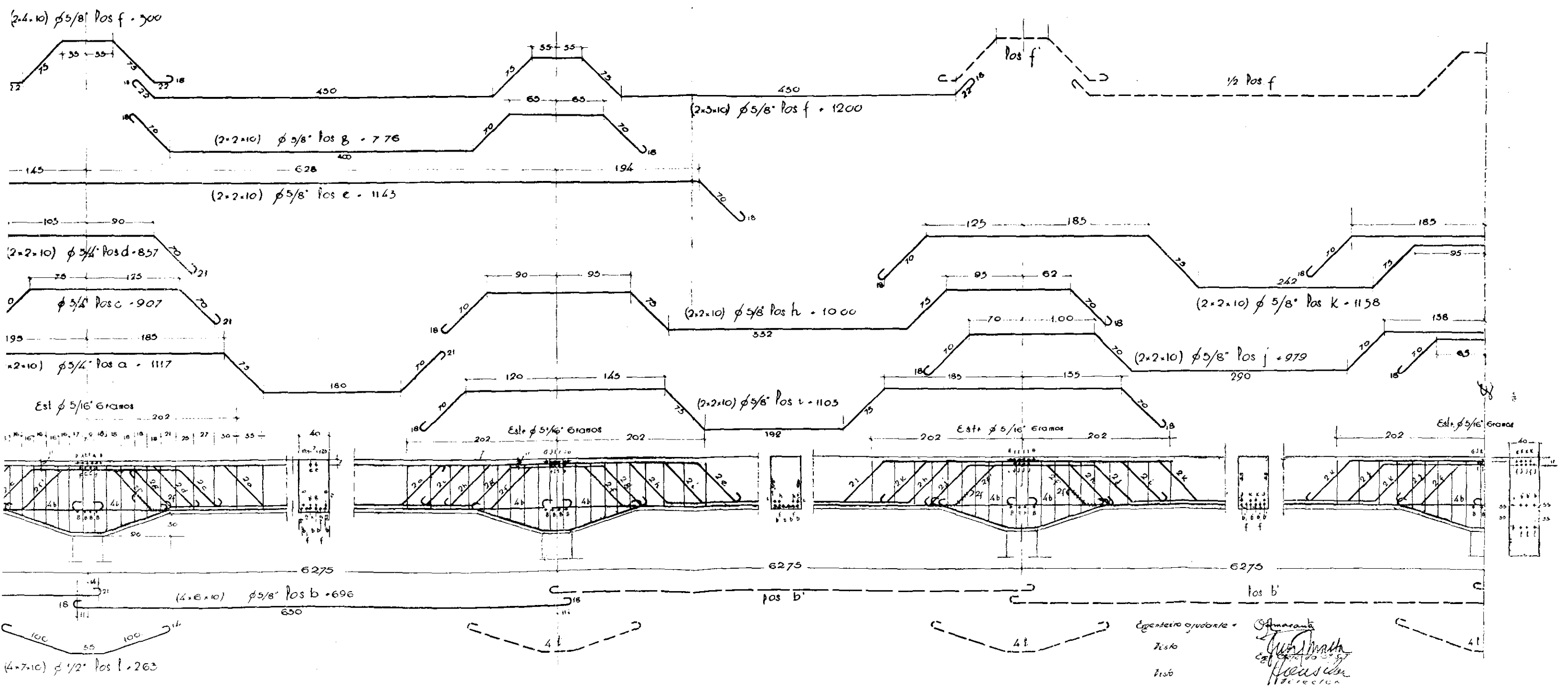
Folha vi/9

PR. PARTIÇA - ARQUIT. E ENGENH. DE S. PAULO  
 OTE -  
 1905 - 2-12-36 - B-555 - a. Amarante  
 Obras - C. Mendes -  
 para Paula R. Bato



# RESERVATORIO DA PENHA

## DETALHE DAS VIGAS-VÃOS DE 6.275mtr.



Engenheiro responsável = *Officinas*  
 Desb  
 Desb  
*Paulo Math*  
 Eng. Responsável  
*Paulo Math*  
 Direcção

Clapeyron, as tabélas do Béton Kalender e o formulário das "nórmãs alemãs-932", mais indicado e usado nos casos de multiplos vãos.

O método aproximado de Marcus, apesar de conduzir a maior economia na estrutura, não se revelou na pratica o mais preconizado para nossos projetos. O distinto coléga J. Soares do Amaral Netto teve ensejo de efetuar um estudo comparativo dos resultados numéricos colhidos por este ultimo método, com os adotados na cobertura contínua do reservatório de Vila Deodoro, calculada pelo Clapeyron, segundo o critério geral acima exposto. Verificou a possibilidade de boa economia na ferragem, favoravel ao processo "Marcus", comparando lages de igual espessura.

No caso particular de reservatórios, com grandes áreas cobertas e eventualmente expostas, contra o método de Marcus pódem ser invocadas desvantagens de ordem pratica, além de razoaveis restrições técnicas, por exemplo relativas ao discutivel engastamento perfeito nos apoios. Este método conduz a maior variedade de barras, inclusive as especiais previstas nos cantos das placas, nas faces superior e inferior, reclamando maior cautéla e rigor na armação para observancia das condições impostas no calculo teórico. Haverá consequente encarecimento da mão de obra. Adotando-se espessura mais reduzida na lage, esta ficará mais sujeita a trincas, desde que o engastamento nos apoios deixe de ser perfeito. A tacha de economia tenderá a baixar.

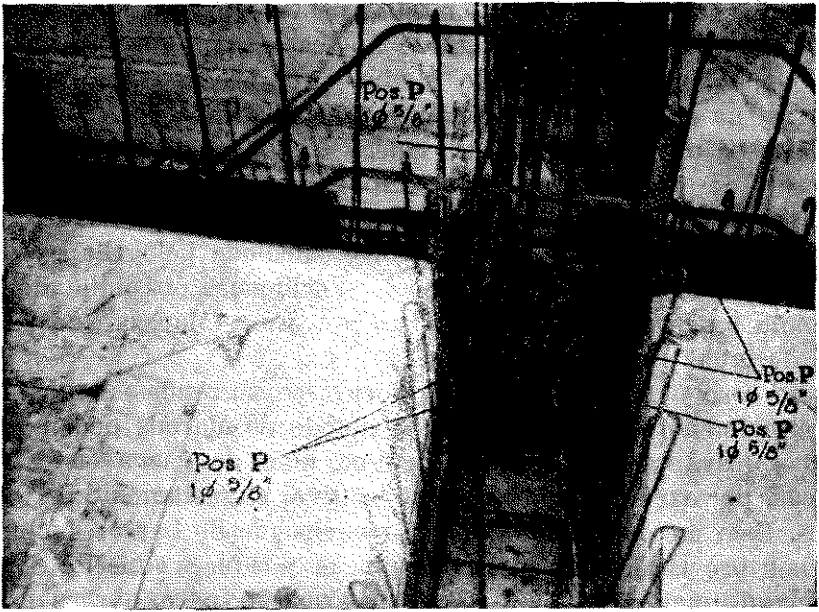
Na incertesa de resultados praticos na cobertura dos reservatórios, foi dada preferencia á lage contínua. Nesta os excéssos relativos de espessura e de ferragem servem para minorar a inevitavel influencia das variações térmicas na extensa área coberta, reduzindo-lhe as trincas, conforme a experiencia vem provando satisfatoriamente.

#### **Apoios: colunas, paredes e sapatas da fundação: exemplo de calculo.**

Na prancha VIII são apresentados os tipos das colunas. Os topos são ligados ás vigas mediante barras especiais destinadas á articulação nos apoios, nos eventuais deslocamentos da cobertura contínua. O concreto dos dois órgãos não deve fazer liga nos topos; os pilares, mediante dispositivo adequado, são mantidos livres, conforme prescreve a teoria aplicada ás vigas contínuas (vide fotog. 5 e 8).

As paredes e respetivas sapatas, que fórmam o maior volume da obra, são de três tipos, vistos na prancha IX, inclusive o radier geral de 10 cm., armado com barras de  $\varnothing 5/16''$  em malha de 15 cm. Uma camada de concreto magro de 5 cm. é disposta como molde das fundações e proteção das armaduras metálicas.

O calculo das paredes externas e parte da interna divisória dos compartimentos foi condicionado á hipotese de engastamento na base e apoio livre na cobertura, considerando-se os casos comuns e combinados dos empuxos de agua e de terra. Nas sapatas foi admitida a compressão maxima de 20 ton/mq no solo. Os trechos da parede divisória, e parte da externa, interessados na casa de manobras, nos dois vãos



Fotog. 8 — Reservatório da Penha (C = 16.000 c.m.)  
 Detalhe no topo das colunas (prancha VIII).

ocupados para acêso e arejamento das camaras, foram calculados como lages em consolo, tendo pois espessura maior na base.

Reproduzimos, a seguir, o **calculo das paredes externas** dos compartimentos, uma das partes interessantes do projêto do reservatório.

Ha dois casos classicos a considerar, cujo formulário essencial é encontrado na obra A. Kleinlogel — "Rahmenformeln" — edição 1925 — fls. 390 e 391.

1.º Caso: reservatório cheio sem empuxo de terra

(lage da cobertura na cota 784,00)

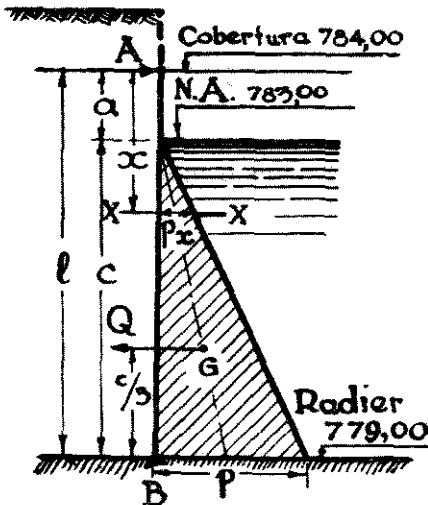


Fig. 2

1. — *Dados numéricos* (fig. 2):

$$a = 0,90 \text{ mts.}$$

$$c = 4,15 \text{ mts.} \quad \left. \begin{array}{l} \therefore l = 5,05 \text{ mts.} \\ \therefore c = p \text{ (valor abs.º)} \end{array} \right\}$$

$$p = 4,15 \text{ ton/mt (empuxo de agua)}$$

$$p_x = p \cdot \frac{x-a}{c} = (x-0,90) \text{ (ton/mt)}$$

(em secção  $x \geq a$ ).

2. — *Calculos*:

a) Empuxo total:  $Q = \frac{p \cdot c}{2} =$

$$= \frac{(4,15)^2}{2} = 8,6 \text{ ton.}$$

RAE  
3ª S. T.

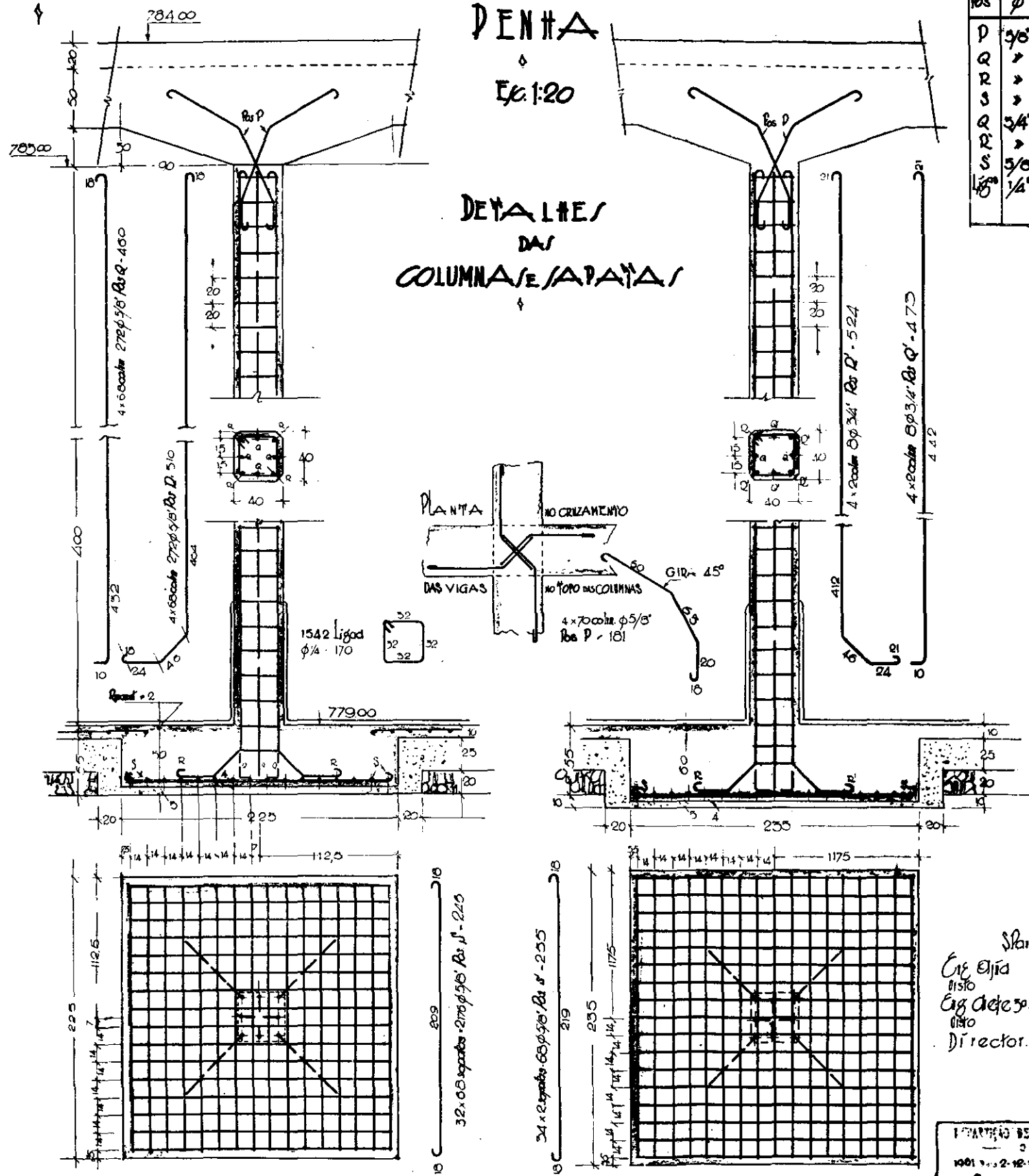
# RESERVATORIO DA DENTÁ

Ex: 1-20

Quadro de Ferragem

Pos	φ	Q	Comp. total	Peso total
D	3/8"	200	506,0	782,0
Q	→	272	1251,2	1959,6
R	→	272	1307,2	2140,4
S	→	2176	5351,2	8286,0
Q	3/4"	8	37,0	84,5
R	→	8	41,9	95,7
S	3/8"	60	173,4	267,6
Lig	1/4"	1542	2621,4	647,5
			<b>total</b>	<b>14.172,3</b>

## DETAHES DAS COLUMNAS E SAPATAS



Slabo 2-12-55  
 Eng. Elia Amarante  
 Eng. Celso de Jesus  
 Director. *Freusilva*

Folha IV/9

DEPARTAMENTO DE ARQUITETURA E ENGENHARIA DE S. PAULO  
 2ª SEÇÃO DE ARQUITETURA  
 1961 2-12-55 8-555 Eng. Amarante  
 Ogas O. Mendes  
 E. Benteado jr.

na cobertura

$$A = \frac{p \cdot c^3}{40 \cdot l^3} (5l - c) = \frac{(4,15)^4}{40 (5,05)^3} (5 \times 5,05 - 4,15) = 1,21 \text{ ton.} \quad (1)$$

b) Reações:

na base

$$B = Q - A = \frac{p \cdot c}{2} - A = 8,6 - 1,21 = 7,39 \text{ ton.}$$

c) Momentos flectores e esforços cortantes em qualquer secção:

$M_x$  e  $T_x$

Para  $x \leq a$   $M = Ax$  (variação linear)  $\therefore T_x = A$  (constante)

$$M_x = + Ax - \frac{p(x-a)^3}{6c} = + 1,21x - \frac{(x-0,90)^3}{6} \text{ (ton.} \times \text{mt.)} \quad (2)$$

$x \geq a$

$$T_x = \frac{dM_x}{dx} = + A - \frac{p(x-a)^2}{2c} = + 1,21 - \frac{(x-0,90)^2}{2} \text{ (ton.)} \quad (3)$$

O "maximo momento negativo" verifica-se na base  $B$  e póde ser calculado por fórmula directa:

$$M_B = - \frac{p \cdot c^2}{120 l^2} (8l^2 + 9al + 3a^2) = Al - \frac{Qc}{3} = - 5,8 \text{ ton.} \times \text{mt.} \quad (4)$$

O "maximo momento positivo" verifica-se para  $T_x = 0$ . Combinando-se as formulas (1) e (3), determina-se a secção respectiva. Obtém-se:

$$x_m = a + \frac{c^2}{2l} \sqrt{1 - \frac{c}{5l}} \quad (5) \text{ ou, mais simplesmente, } a + \sqrt{\frac{c}{2A}}, \text{ sendo } c = p.$$

$$x_m = 0,90 + \sqrt{2 \times 1,21} = 2,455 \text{ mts.} \text{ Donde pela fórmula (2):}$$

$$M_{max} (+) = + 2,343 \text{ ton.} \times \text{mt.}$$

A altura total  $l$  é subdividida em secções equidistantes de 50 cm.

Mediante as fórmulas gerais (2) e (3) é organizado o quadro dos momentos flectores e esforços cortantes.

Resulta um momento maximo na base, zona de engastamento,  $M_B = - 580.000 \text{ Kg.} \times \text{cm.}$  considerado nos calculos posteriores.

3. — Quadro de valores  $M_x$  e  $T_x$  (1.º CASO)

$x$ (mts.)	$x - a$ (mts.)	$M_x$ (ton. $\times$ mt.)	Observação	$T_x$ (toneladas)	Obs.
0,00	0,00	0,000	Variação	+ 1,210	A
0,50	—	+ 0,605		+ 1,210	—
0,90	0,00	+ 1,089	linear	+ 1,210	—
1,40	0,50	+ 1,673	—	+ 1,085	—
1,90	1,00	+ 2,132	—	+ 0,710	—
2,455	1,555	+ 2,343	$M_{max}$ (+)	0,000	$T_0$
2,90	2,00	+ 2,176	—	— 0,790	—
3,40	2,50	+ 1,514	—	— 1,915	—
3,90	3,00	+ 0,219	—	— 3,290	—
3,96	3,06	0,000	$M_{nulo}$	— 3,472	—
4,40	3,50	— 1,756	—	— 4,915	—
4,90	4,00	— 4,738	—	— 6,790	—
5,05	4,15	— 5,800	$M_{max}$ (—)	— 7,390	—B

2.º CASO: reservatório vazio com empuxo de terra  
(esplanada na cota 784,50)

1. — Empuzo de terra  $E = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cdot tg^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$ .

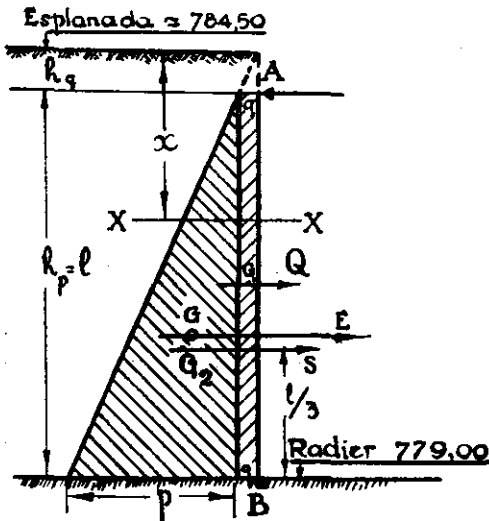


Fig. 3

$\gamma$  (peso específico da terra) = 18, ton.

$\varphi$  (talude natural da terra) = 45º

$p = \frac{dE}{dh} = 0,310 \cdot h$  (ton. mt.)  
(empuzo de terra). (1)

$E = \frac{1}{2} \times 1,8 \cdot h^2 \cdot tg^2 22,5 \cong 0,155 \cdot h^2$  (ton.)

$p_x = p \cdot \frac{x}{l} =$  ton. mt.) (empuzo em qualquer secção).

Admite-se, no perímetro do reservatório, a sobrecarga de 1.000 kgs./m<sup>2</sup>, equivalente, em terra, a uma altura  $h_g = \frac{1.000}{1.800} = 0,555$  mts.

A altura do prisma de terra, carga efetiva em córte ou aterro, é (fig. 3):

$h_p = l = 5,05.$

Os empuxos respectivos resultantes são determinados pela fórmula (1): (fig. 3)

$$q = - 0,172 \text{ ton./mt. (distribuição uniforme retangular, na altura } l).$$

$$p = - 1,566 \text{ ton./mt. (distribuição triangular).}$$

2. - Cálculos :

a) Empuxo total:  $E = Q + S = q \cdot l + \frac{p \cdot l}{2}$

$$Q = q \cdot l = - 0,172 \times 5,05 = - 0,869 \text{ ton.}$$

$$S = \frac{p \cdot l}{2} = \frac{- 1,566 \times 5,05}{2} = - 3,954 \text{ ton.}$$

$$E = - 4,823 \text{ ton.}$$

b) Reações:

na cobertura:

$$A_q = - 3/8 q \cdot l = - 3/8 \times 0,172 \times 5,05 = - 0,326 \text{ ton.}$$

$$A_p = - 1/10 p \cdot l = - 1/10 \times 1,566 \times 5,05 = - 0,791 \text{ ton.}$$

$$A = - (3/8 q \cdot l + 1/10 p \cdot l) = - 1,117 \text{ ton.} \quad (2)$$

na base:

$$B = E - A = - (4,823 - 1,117) = - 3,706 \text{ ton.}$$

c) Momentos flectores e esforços cortantes em qualquer secção:

$$M_x \text{ e } T_x$$

$$M_x = A x - \frac{q \cdot x^2}{2} - \frac{p \cdot x^3}{6 l} = - 1,117 x + 0,086 x^2 + 0,0517 x^3 \quad (3)$$

$$T_x = \frac{dM_x}{dx} = A - qx - \frac{p \cdot x^2}{2 l} = - 1,117 + 0,172 x + 0,155 x^2 \quad (4)$$

O "maximo momento positivo", na base B, póde ser calculado directamente:

$$M_B = A \cdot l - \frac{Q \cdot l}{2} - \frac{S \cdot l}{3} = + 3,209 \text{ ton.} \times \text{mt.} \quad (5)$$

O "maximo momento negativo", para  $T_x = 0$ , determina-se mediante as equações (4) e (3). A secção respectiva deriva da equação numérica (4):

$$0,155 x^2 + 0,172 x - 1,117 = 0$$

$$x^2 + 1,11 x - 7,22 = 0$$

Obtem-se  $x_m = 2,185 \text{ mts.}$  Donde, pela fórmula (3):

$$M_{max} (-) = - 1,490 \text{ ton.} \times \text{mt.}$$

Conforme o critério anterior a altura  $l$  é repartida em secções equidistantes, applicando-se as fórmulas gerais (3) e (4) na confecção do quadro abaixo. Resulta um momento maximo na base:

$$M_B = + 320.900 \text{ kg. cm.},$$

considerado nos cálculos subsequentes.

### 3. — Quadro de valores: $M_x$ e $T_x$ (2.º CASO)

$x$ (mts.)	$M_x$ (tons. $\times$ mt)	Observ.	$T_x$ (toneladas)	Obs.
0,00	0,000	—	— 1,117	A
0,50	— 0,530	—	— 0,992	—
1,00	— 0,979	—	— 0,790	—
1,50	— 1,309	—	— 0,510	—
2,00	— 1,476	—	— 0,153	—
<u>2,185</u>	<u>— 1,490</u>	$M_{max} (-)$	<u>0,000</u>	$T_0$
2,50	— 1,350	—	+ 0,283	—
3,00	— 1,182	—	+ 0,794	—
3,50	— 0,646	—	+ 1,325	—
<u>3,890</u>	<u>0,000</u>	$M_{nulo}$	<u>+ 1,898</u>	—
4,00	+ 0,217	—	+ 2,051	—
4,50	+ 1,410	—	+ 2,797	—
5,05	<u>+ 3,209</u>	$M_{max} (+)$	<u>+ 3,706</u>	— B

### 4. — Diagramas dos momentos flectores: dimensionamento das paredes

Relativamente aos dois casos analisados, a fig. 4 mostra os diagramas combinados dos momentos flectores, que mais interessam ao estudo das secções das paredes do reservatório.

Estabelecemos as seguintes taxas de trabalho dos materiais:

- a) concreto:  $\sigma_c \leq 50 \text{ kg/cm}^2$ ; b) ferro:  $\sigma_f \leq 1200 \text{ kg/cm}^2$ .

E' prescrita armadura dupla neste problema. Em primeiro estudo adotámos barras diferentes,  $\varnothing 5/8''$  e  $1/2''$  attribuindo á parede, de secção trapezoidal, a espessura maxima de 30 cm. na base e 20 cm. no topo.

Após diversas tentativas, foi abandonada esta solução, á vista da dificuldade encontrada na combinação das armaduras opostas, na base B e nas secções C — C e D — D (vide fig. 4), com desigual relação de momentos, conduzindo-nos a resultados anti-economicos e disparatados.

Considerámos, em seguida, o classico recurso das armaduras simétricas, evitando desta fórma, o cruzamento de barras na secção



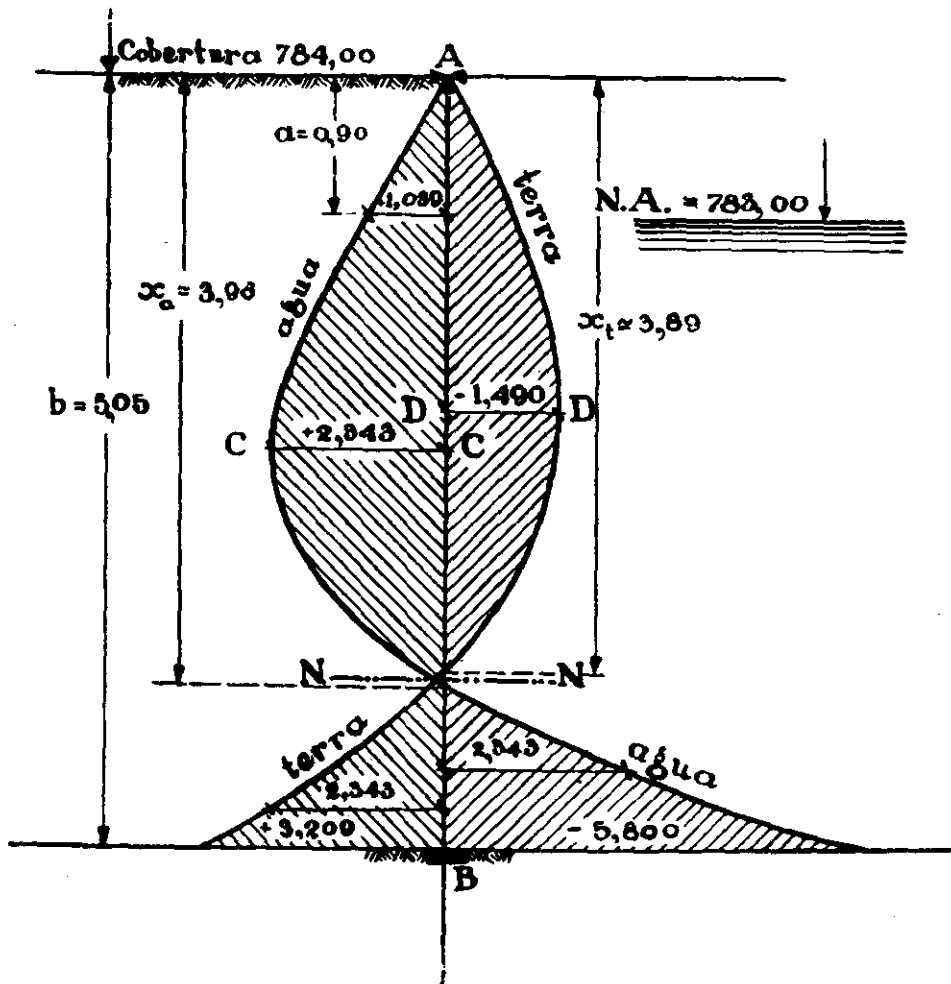


Fig. 4

critica  $N-N$ , de momentos nulos, onde ha mudança de sinal nos momentos.

Consoante a notação do eng.<sup>o</sup> Toledo Malta, em seu livro de cálculo rapido de "Cimento armado", fixámos os dados seguintes, em ultima verificação :

$$\left. \begin{aligned} f &= f' = 1\ 8\ 5/8'' \text{ cada } 9 \text{ cm.} = 22 \text{ cm}^2 \\ f + f' &= 44 \text{ cm}^2 \\ a &= a' = 3 \text{ cm.} \\ h &= 25 \text{ cm.} \end{aligned} \right\} \text{ donde } H = a + h = 28 \text{ cm.}$$

e ainda

$$n = E_f \div E_c = 15 \text{ e } b = 100 \text{ cm.}$$

O calculo das taxas de trabalho referiu-se, de preferencia, ao caso mais desfavoravel da agua :  $M_{max} = 580.000 \text{ kg} \times \text{cm.}$

Obtivemos  $x$  (posição da linha neutra) = 8,5 cm. . .

$h - x = 16,5 \text{ cm.}$  e  $I$  (momento de inercia) = 120.296 cm<sup>4</sup>, resultando valores indices de ótima solução final :

$$\sigma_c = \frac{Mx}{I} = \frac{580.000 \times 8,5}{120.296} \cong 41 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_f = n \frac{M(x-a)}{I} = 15 \times \frac{580.000 \times 5,5}{120.206} \cong 398 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = n \frac{M(h-x)}{I} = 15 \times \frac{580.000 \times 16,5}{120.296} \cong 1.193 \text{ kg/cm}^2$$

Os diagramas da fig. 4 revêlam a possibilidade de redução à metade das armaduras, acima da zona de engastamento, a partir de secção facilmente determinada (vide diagramas e prancha IX). Para essas novas condições,  $f = f' = 1 \text{ } \varnothing \text{ } 5/8''$  cada 18 cm., verificámos as taxas das referidas secções  $C - C$  e  $D - D$ , de maximos momentos, e na linha de maximo nivel dagua ( $M = 108.900 \text{ kg/cm}$ ), colhendo resultados satisfatórios. A quantidade das barras de distribuição, ao longo da parede, foi determinada com aproximação segundo a pratica norte-americana que aconselha uma secção total avaliada em cerca de 0,2 a 0,25 % da área do concreto da secção transversal, para contrariar os efeitos da temperatura e da retração. Foi dada preferencia á barra de  $\varnothing 5/16''$ , então de uso mais corrente na praça, fixando os espaçamentos verticais em 12,5 cm. na base e 25 cm. na zona superior dos paramentos da parede. Para o efeito de manter as armaduras de resistencia na posição foram previstos tensores com espaçamento conveniente.

No dimensionamento da parede central divisória dos compartimentos prevaleceu apenas o 1.º caso relativo ao empuxo de agua. O tipo de armadura simetrica ( $1 \text{ } \varnothing \text{ } 5/8''$  cada 9 cm.) teve então melhor applicação, permitindo, para ambos os lados, boas taxas de trabalho  $\sigma_c/\sigma_f$ . (v. prancha IX). Esta última parede é a mais cara do reservatório, por metro linear de construção. A diferença de perimetro total de paredes, entre as caixas de fórmula quadrada e retangular, é de fáto pequena. A vantagem do segundo tipo, preferido em nossos projéto, justificando pois o calculo prévio das dimensões da planta compatíveis com o menor perimetro, — verifica-se na redução do comprimento da parede divisória, significando fator de economia na obra. Na citada prancha IX encontra-se ainda o tipo da parede com ponta livre construida no trecho ocupado pelo pavilhão de manobras.

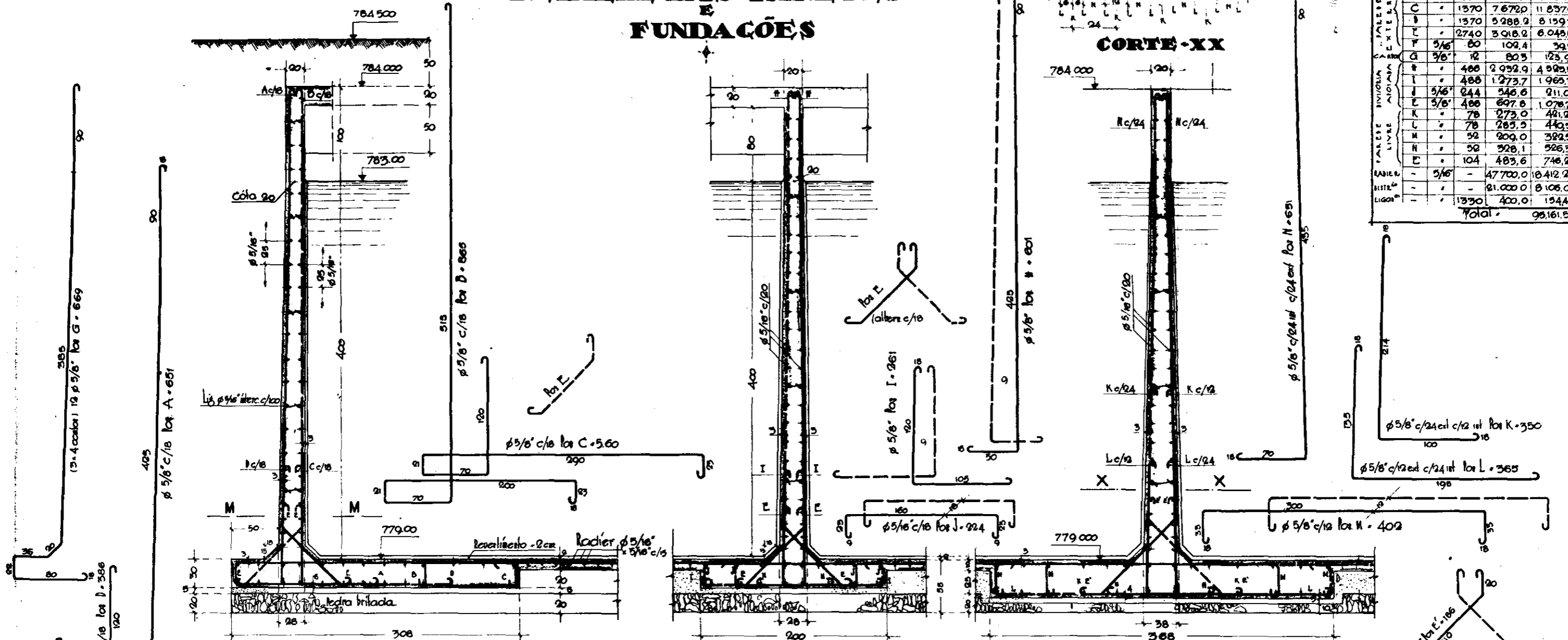
A seguir analisaremos o problema das fundações das paredes, parte final mais interessante do calculo que vimos reproduzindo sucintamente.

### 5. — Fundações das paredes do reservatório

Neste estudo applicámos o método preconizado pelo Eng.º Chefe da 3.ª S. T., contrário e superior ao vulgarmente empregado, que consiste na incidencia forçada da resultante das forças do sistema estático no terço médio da sapata das fundações, submetendo-a, de preferencia á chamada "lei do trapezio" ou do triangulo-limite.

# RESERVATORIO DA PENHA

## DETALHE DAS PAREDES E FUNDACOES



**Quadro da Ferragem**

Ref.	For	φ	Quant	Comp total	Vol total
A	5/8"	1370	8 918,7	13 761,6	
B	5/8"	1370	11 850,5	18 285,3	
C	5/8"	1370	7 672,0	11 837,9	
D	5/8"	1370	5 288,2	8 159,7	
E	5/8"	2740	3 018,2	6 048,8	
F	5/16"	80	102,4	39,3	
G	3/8"	12	80,3	123,9	
H	5/8"	488	2 952,9	4 583,5	
I	5/8"	488	1 273,7	1 963,3	
J	5/16"	244	546,6	211,0	
K	5/8"	488	807,8	1 078,7	
L	5/8"	78	273,0	441,2	
M	5/8"	52	209,0	322,5	
N	5/8"	52	328,1	526,3	
O	5/8"	104	483,6	746,2	
RAIÃO	5/16"	-	47 700,0	18 412,2	
RAIÃO	5/16"	-	81 000,0	8 106,0	
LIGAM	5/8"	1330	400,0	154,4	
<b>Total</b>				<b>98.161,5</b>	

**PAREDES EXTERNAS**  
Perímetro total - 247,80

**PAREDE DIVISORIA APOIADA**  
(43,80)

**PAREDE DIVISORIA LIVRE**  
(6,20)

**ESCALA - 1:20 -**

Paulo, 2 de dezembro de 1936  
 Eng. Adjunto Oscar Francisco  
 Visto Eng. Chefe da 3ª. Div. *Guimarães*  
 Visto Director *Heusler*

Por este recurso, aplicado ás paredes de obras hidraulicas, é frequente a obtenção de sapatas muito longas, anti-economicas, com taxas de trabalho no terreno muito fracas, tanta vez bem inferiores ao maximo admissivel nos projéto.

No método abaixo desenvolvido é atribuida á sapata uma extensão eficaz compativel com as condições impostas inicialmente; quando observada a "lei do triangulo", como no caso relativo ao empuxo de agua, é desprezada a parte interna em balanço, convenientemente armada porém no estudo final da ferragem, depois de considerado, em combinação com o anterior, o caso mais favoravel concernente ao empuxo de terra.

O cálculo das sapatas foi referido tambem ás duas hipóteses prescritas de inicio (fls. 118 e 120). Estudámos um trecho  $b = 100$  cm. da parede externa, na zona mais carregada, em que se apoiam as vigas "A" de maior vão (vide pranchas V e VI).

Foram estabelecidos os dados seguintes :

Compressão no terreno:	$\sigma_{max} = 20 \text{ ton/m}^2$ ou $2 \text{ kg/cm}^2$
Espessura da parede na base	$= 28 \text{ cm.}$ (conf. dimensionamento anterior)
Espessura da sapata	$= 30 \text{ cm.}$
Largura do resalto da sapata	$= 50 \text{ cm.}$

O comprimento da sapata ( $l$ ), condicionado ao caso mais desfavoravel (agua sem empuxo de terra), foi deduzido previamente, admitindo que as reações do solo se distribuíam segundo a lei triangular.

São assim dispostas as operações, referidas á fig. 5 :

a) — Cargas verticais (por metro linear)

$P_1$  — coluna de terra no resalto, até o nivel da cobertura + trecho  $a - b$  da sapata.

$P_2$  — peso da parede + sobrecargas no topo + trecho  $b - c$  da sapata.

$P_3$  — coluna da agua de 4 metros + trecho  $c - d$  da sapata.

Os pontos de aplicação das cargas admitem-se nos centros das bases respectivas, ao nivel inferior da sapata.

$$P_1 = (1,8 \times 5,60 + 2,4 \times 0,30) \times 0,50 = 5,4 \text{ ton/mt}$$

$$P_2 = 0,513 \text{ (terra)} + 5,16 \text{ (maxima reação das vigas "A" + carga excedente da lage)} + 2,70 \text{ (parede)} + 0,20 \text{ (sapata)} = 8,6 \text{ ton/mt}$$

$$P_3 = 4,0 x + 2,4 \times 0,30 x = 4,72 x \text{ t/mt}$$

$$\Sigma P_n = V = 4,72 x + 14 \text{ (toneladas por metro)} \quad (1)$$

$$\text{Pontos de aplicação: } x_1 = 0,25 \quad x_2 = 0,64 \quad x_3 = \frac{x}{2} + 0,78$$

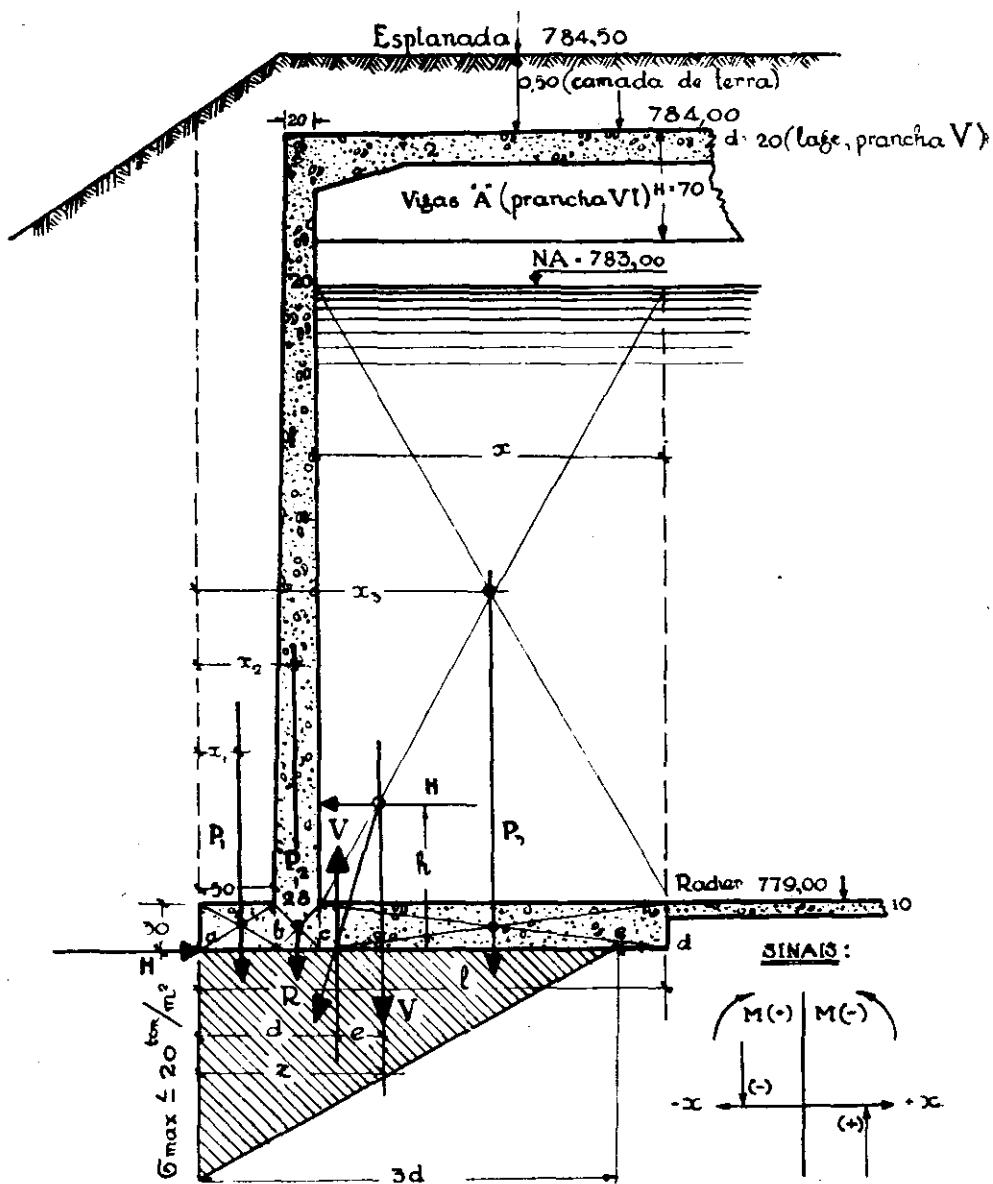


Fig. 5

b) — *Momentos* (em relação ao canto *a* da sapata)

$$M = P_1 \cdot x_1 + P_2 \cdot x_2 + P_3 \cdot x_3$$

$$5,4 \cdot 0,25 = 1,350$$

$$8,6 \cdot 0,64 = 5,504$$

$$4,72 x \cdot \left( 0,78 + \frac{x}{2} \right) = 2,36 x^2 + 3,682 x$$

$$V \cdot z = \frac{2,36 x^2 + 8,682 x + 6,854}{4,72 x + 14} = M$$

$$z = \frac{M}{V} = \frac{2,36 x^2 + 3,682 x + 6,854}{4,72 x + 14} \quad (2)$$

Fazendo intervir, para equilibrio do sistema, o empuxo horizontal  $H$  devido á ação da agua, e combinando-o com a carga  $V$  determina-se a excentricidade da resultante  $R$ . O momento, anteriormente calculado ( $M_B$ ) (fls. 119 e 120), deve ser referido á linha do fundo da sapata:

$$H = B = - 7,39 \text{ ton.}$$

$$H \cdot h = M_B - B \cdot 0,15 = - 5,8 - 7,39 \cdot 0,15 = - 6,9085 \text{ ton. mt.}$$

Donde  $h \cong 0,935$ ;  $e = \frac{H \cdot h}{V} = \frac{6,9085}{4,72 x + 14}$  (3)

Reportando-nos á expressão (2), teremos

$$d = z - e = \frac{2,36 x^2 + 3,682 x - 0,0545}{4,72 x + 14}$$
 (4)

c) — Tendo em vista, finalmente, a distribuição das reações no terreno segundo a lei triangular, obtém-se a ultima equação do sistema (vide fig. 5):

$$d = \frac{2V}{3b\sigma} \left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ \sigma = 20 \text{ ton/m}^2 \end{array} \right\} \therefore d = \frac{V}{30} \text{ . Combinada com a relação (1)}$$

$$d = \frac{4,72 x + 14}{30}$$
 (5)

Comparando as equações (4) e (5), resulta a ultima, do 2.º grau, que fornece o valor procurado de  $x$  (extensão interna da sapata) = 2,25 mts.:

$$- 48,52 x^2 + 21,70 x + 197,635 = 0 \text{ ou, simplificando,} \\ x^2 - 0,4475 x - 4,075 = 0$$
 (6)

Voltando ás expressões literais deduzidas, procede-se a uma verificação rapida dos calculos, obtendo-se a taxa maxima de trabalho no solo, para  $x = 2,25$  mts.:

- (1)  $V$  (resultante das cargas verticais) = 24,620 ton.
- (2)  $z$  (distancia de  $V$  ao canto  $a$  da sapata) = 1,10 mt.
- (3)  $e$  (excentricidade da resultante  $R$ ) = - 0,28 mt.
- (4)  $d$  (distancia de  $R$  ao mesmo canto  $a$ ) = 0,82 mt. =  $z - e$

Resultando  $d < \frac{l}{3}$  ou  $< 1,01$  mt., é applicavel a lei triangular, trabalhando em balanço o trecho  $e-d$  da sapata.

$$\sigma_{max} = \sigma_a = \frac{2 \times 24,620}{3 \times 0,82} = 20 \text{ ton/m}^2$$

Para permitir alguma folga nos cálculos definitivos, fixámos  $x = 2,30$  mt., obtendo para o comprimento total da sapata:

$$l = 0,50 + 0,28 + 2,30 = 3,08 \text{ mts.}$$

Em continuação expomos a análise sumária dos dois casos fundamentais, combinando os diagramas dos momentos flectores na sapata das fundações e compondo rigorosamente as armaduras necessarias, atendendo ás condições de engastamento pre-estabelecidas, servindo-nos, quanto possivel, das mesmas barras que armam as paredes.

1.º CASO: reservatório cheio sem empuxo de terra.

a) — *Cargas verticais*:  $P_n$  (fig. 5).

$$P_1 = 5,4 \text{ ton/mt} \quad P_2 = 8,6 \text{ ton/mt} \quad P_3 = 10,856 \text{ ton. mt}$$

$$V = \sum P_n = 24,856 \text{ ton/mt}$$

$$x_1 = 0,25 \text{ mt.} \quad x_2 = 0,64 \text{ mt.} \quad x_3 = 1,93 \text{ mt.}$$

b) — *Momentos* (referidos ao canto a):  $M_{P_n}$

$$M_{P_1} = 1,350 \text{ ton./mt.} \quad M_{P_2} = 5,504 \text{ ton./mt.} \quad M_{P_3} \cong 20,952 \text{ ton. mt.}$$

$$\text{Donde: } z = \frac{\sum M_P}{\sum P} = \frac{27,806}{24,856} \cong 1,119 \text{ mt.}$$

$$e = \frac{Hh}{V} = \frac{6,9085}{24,856} = 0,278$$

$$d = z - e = 1,119 - 0,278 = 0,841 \therefore 3d = 2,523.$$

c) — *Reações no terreno*:  $\sigma_x$  (lei triangular) (fig. 6).

$$\sigma_{max} = \sigma_a = \frac{2V}{3d} = \frac{49,712}{2,523} \cong 19,704 \text{ ton.m}^2$$

$$\sigma_{min} = \sigma_c = 0$$

$$\text{Expressão geral: } \sigma_x = 19,704 - 7,810 x$$

$$\text{Para } x = 0,00 \quad \sigma_a = + 19,704 \text{ ton/m}^2 \text{ (canto a)}$$

$$\text{• } x = 0,50 \quad \sigma_b = + 15,799 \text{ ton/m}^2 \text{ (canto b)}$$

$$\text{• } x = 0,78 \quad \sigma_c = + 13,612 \text{ ton/m}^2 \text{ (canto c)}$$

$$\text{• } x \cong 0,899 \quad \sigma_p = + 12,683 \text{ ton/m}^2 \text{ (ponto intermediario)}$$

$$\text{• } x = 2,523 \quad \sigma_e = 0,000 \text{ ton/m}^2 \text{ (extremidade interna)}$$

d) — *Cargas por metro linear*:  $\frac{P_n}{l}$

$$\frac{P_1}{ab} = \frac{-5,4}{0,50} = -10,8 \text{ ton/ml (trecho a - b)}$$

$$\frac{P_2}{bc} = \frac{-8,6}{0,28} \cong -30,714 \text{ ton/ml (trecho b - c)}$$

Neste trecho  $b - c$  da sapata, a parede está sujeita ao empuxo da água, ou ao momento chamado de tombamento  $H \cdot h$  (atrás considerado) =  $-6,9085 t \times m$ , que provoca compressão em  $b$  e tração no canto  $c$ . O equilibrio do sistema é completado pela equação seguinte:

$$P_2 \cdot e_1 - H \cdot h = 0$$

Donde  $e_1$  (a excentricidade da carga vertical  $P_2$ )

$$e_1 = \frac{+ H \cdot h}{P_2} \cong - 0,803 \text{ mt.}$$

$$6 e_1 \cong 4,819 \therefore \frac{6 e_1}{bc} = \frac{4,819}{0,28} \cong 17,207$$

Resultam :

$$\sigma'_b = \sigma_{max} = - \frac{P_2}{bc} \left( 1 + \frac{6e_1}{bc} \right) = (- 30,714) \cdot 18,207 \cong - 559,210 \text{ t/ml}$$

$$\sigma'_c = \sigma_{min} = \frac{- P_2}{bc} \left( 1 - \frac{6e_1}{bc} \right) = (- 30,714) \cdot (- 16,207) \cong 497,782 \text{ t/ml}$$

$$\frac{P_2}{cd} = \frac{- 10,856}{2,30} = - 4,720 \text{ ton/ml (trecho } c-d)$$

Em função dos dados anteriores é determinada a

$$e) - \text{Linha de cargas: } \sigma_x + \frac{P_n}{l} \quad (\text{fig. 7})$$

Em a:  $+ 19,704 - 10,8 = + 8,904 \text{ ton/ml}$

Em b:  $\left\{ \begin{array}{l} + 15,799 - 10,8 = + 4,999 \text{ ton/ml} \\ + 15,799 - 559,210 = - 543,411 \text{ ton/ml} \end{array} \right.$

Em c:  $\left\{ \begin{array}{l} + 13,612 + 497,782 = + 511,394 \text{ ton/ml} \\ + 13,612 - 4,720 = + 8,892 \text{ ton/ml} \end{array} \right.$

Em p:  $+ 12,683 - 4,720 = + 7,963 \text{ ton/ml}$

Em e-d:  $0,000 - 4,720 = - 4,720 \text{ ton/ml}$

Pontos intermediarios nulos do diagrama:  $m$  e  $n$ .

No trecho  $b-c = 0,28$ , sob a parede:

$$m : \left\{ \begin{array}{l} bm = 0,28 \times \frac{543,411}{1054,805} = 0,28 \times 0,515177 = 0,14425 \\ mc = 0,28 - bm = 0,13575 \end{array} \right. = \frac{0,28000}{0,28000}$$

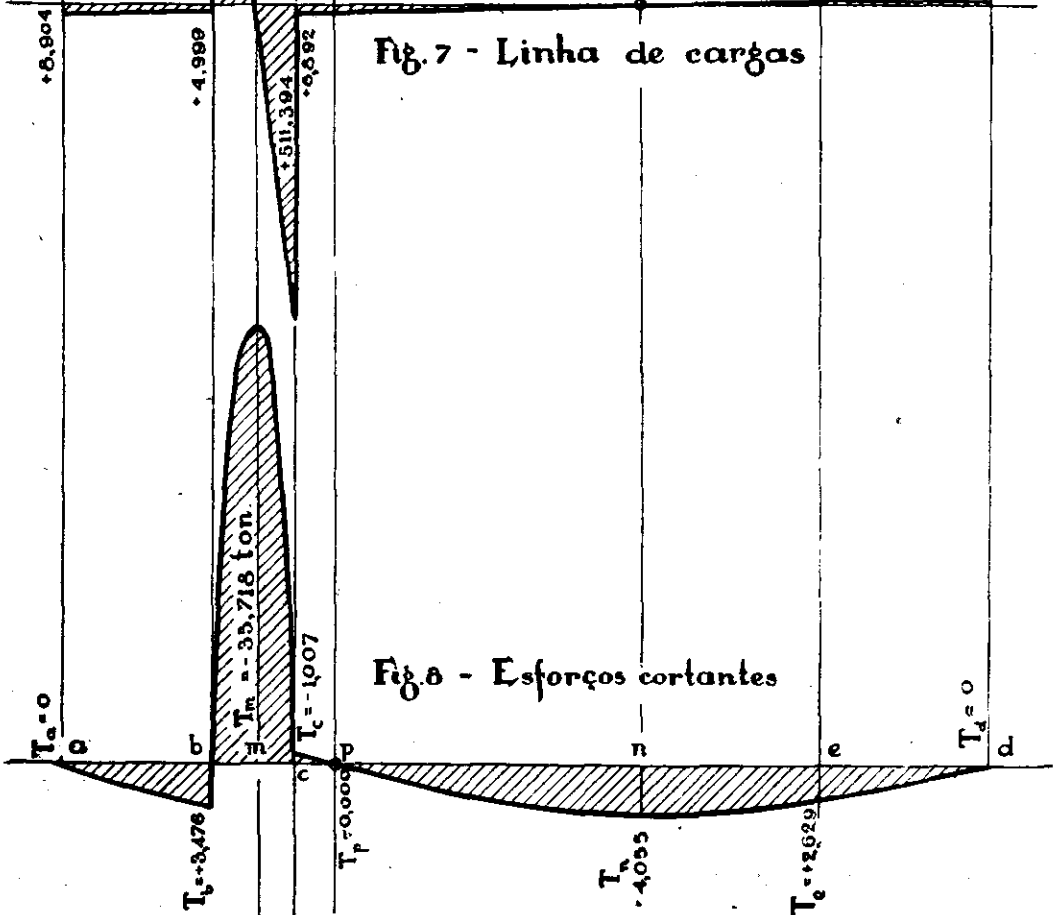
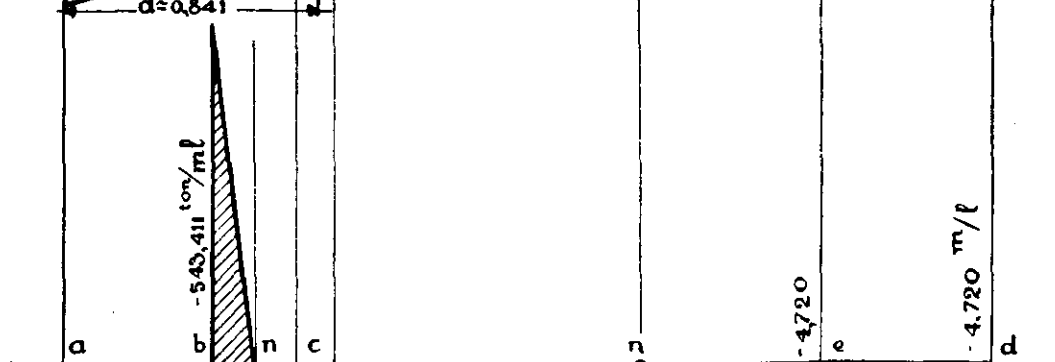
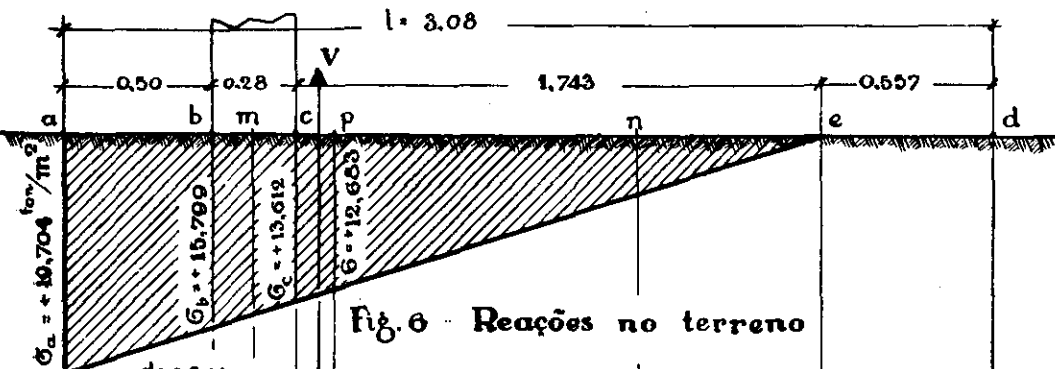
No trecho interno da sapata  $c-e = 1,743$ :

$$n : \left\{ \begin{array}{l} cn = 1,743 \times \frac{8,892}{13,612} = 1,743 \times 0,653247 = 1,13861 \\ ne = 1,743 - cn = 0,60439 \end{array} \right. = \frac{1,74300}{1,74300}$$

Emprega-se maior numero de casas decimais para conseguir-se maior rigor no fechamento dos diagramas subsequentes, com valores nulos nas extremidades.

f) - *Esforços cortantes* (1.<sup>a</sup> integração da linha de cargas):  $T$  (ton.) (fig. 8).





Em a: .....	$T_a = 0,000$ ton.
Trecho a-b (trapezoidal): $\frac{+ 8,904 + 4,999}{2} \times 0,50$	$\cong + 3,476$ $T_b = + 3,476$ ton.
Trecho b-m (triangular): $\frac{- 543,411 \times 0,14425}{2}$	$\cong - 39,194$ $T_m = - 35,718$ ton.
Trecho m-c (triangular): $\frac{+ 511,394 \times 0,13575}{2}$	$\cong + 34,711$ $T_c = - 1,007$ ton.
Trecho c-p (trapezoidal): $\frac{+ 8,892 + 7,963}{2} \times 0,119$	$\cong + 1,003$ $T_p \cong - 0,004$ ton.
Trecho p-n (triangular): $\frac{+ 7,963 \times 1,01961}{2}$	$\cong + 4,059$ $T_n = + 4,055$ ton.
Trecho n-e (triangular): $\frac{- 4,720 \times 0,60439}{2}$	$\cong - 1,426$ $T_e = + 2,629$ ton.
Trecho e-d (retangular): $- 4,720 \times 0,557$	$\cong - 2,629$ $T_d = 0,000$ ton.

g) — *Momentos flectores* (2.<sup>a</sup> integração da linha de cargas): (fig. 9)  
 $M(\text{ton.} \times \text{mt.})$

$$M_b = M_a + T_a \cdot x_b + (\text{área } a-b) \cdot h_b \text{ (distancia } c. g.)$$

Em a: .....	$M_a = 0,000$ t. m
Trecho a-b: $0 \times 0,50 + 3,476 \times 0,273406$	$\cong + 0,950$ $M_b = + 0,950$ t. m
Trecho b-m: $+ 3,476 \times 0,14425 - 39,194 \times 0,096166$	$\cong - 3,268$ $M_m = - 2,318$ t. m
Trecho m-c: $- 35,718 \times 0,13575 + 34,711 \times 0,045251$	$\cong - 3,278$ $M_c = - 5,596$ t. m
Trecho c-p: $- 1,007 \times 0,119 + 1,007 \times 0,060693$	$\cong - 0,059$
( <i>Máximo momento negativo na sapata</i> ): $M_{max} \cong M_p$	$\cong - 5,655$ t. m
Trecho p-n: $0,000 \times 1,01961 + 4,059 \times 0,67974$	$\cong + 2,759$ $M_n = - 2,896$ t. m
Trecho n-e: $+ 4,055 \times 0,60439 - 1,426 \times 0,201463$	$\cong + 2,164$ $M_e = - 0,732$ t. m
Trecho e-d: $+ 2,269 \times 0,557 - 2,629 \times 0,279$	$\cong + 0,732$ $M_d = + 0,000$ t. m

Com essa serie de dados foram traçados os diagramas respetivos (figs. 6/9).

O diagrama dos momentos flectores é combinado, no final das operações, com o relativo ao 2.<sup>o</sup> caso, desenvolvido em seguida, para

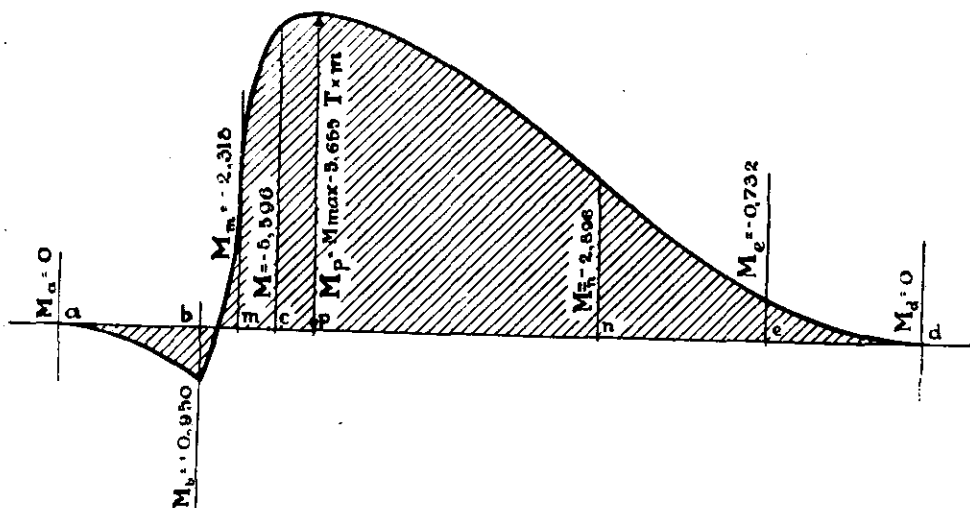


Fig. 9 — Momentos flectores

composição da curva dos momentos envolventes, verificados na sapata das fundações, que servem de base ao estudo das armaduras. Cumpre observar-se que o *maximo momento negativo* =  $- 5,655 \text{ ton.} \times \text{mt.}$  não resultou superior ao da parede =  $- 5,8 \text{ ton mt.}$

## 2.º CASO: reservatório vazio com empuxo de terra.

Neste caso, o comprimento eficaz da sapata resulta bem inferior ao anteriormente fixado ( $l = 3,08 \text{ mt.}$ ) para a ação da agua. Referido aos cálculos já desenvolvidos,  $l'$  pôde ser determinado rapidamente, admitindo-se a distribuição trapezoidal nas reações<sup>3</sup> no terreno. Na análise procedida em nosso projéto, obtivemos, para a extensão interna da sapata, neste caso,  $x = 0,45 \text{ mt.}$  considerada a taxa maxima de  $20 \text{ ton/m}^2$  no mesmo canto  $a$  á esquerda. A marcha a observar-se é análoga á anterior (fls. 125 e 127).

No estudo definitivo da sapata, submetida ao empuxo das terras, tendo em vista a extensão,  $3,08$  obrigada pelo caso mais desfavoravel, analisamos, de preferencia, uma extensão maior, fazendo  $x = 1,70 \text{ mt.}$ , donde o comprimento  $l' = 0,50 + 0,28 + 1,70 = 2,48 \text{ mt.}$

Nessas condições, são reduzidas as taxas de trabalhos do sólo, havendo maior folga nos cálculos. Fica ampliada a extensão armada na face inferior, da sapata garantindo melhor a ancoragem das barras da parede, na zona critica do engastamento na base.

Transcrevemos abaixo as operações, ilustradas com os diagramas respectivos (figs. 10/14).

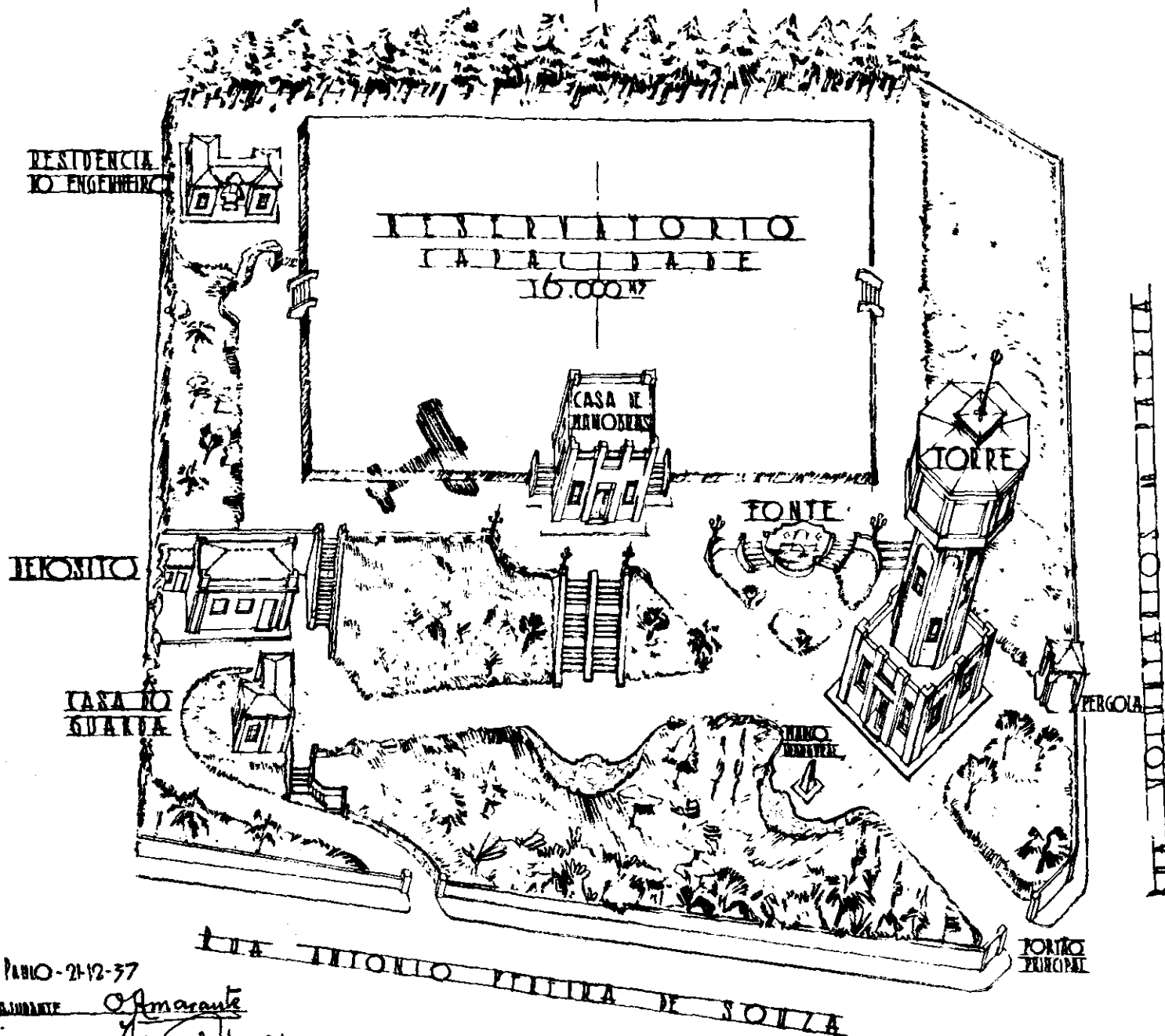
### a) — Cargas verticais: $P_i$ (fig. 10)

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 5,4 \text{ ton/mt} & P_2 &= 8,6 \text{ ton/mt} & P_3 &= 0,72 \times 1,70 = 1,224 \text{ ton/mt} \\
 V &= \sum P_n = 15,224 \text{ ton/mt} \\
 x_1 &= 0,25 \text{ mt.} & x_2 &= 0,64 \text{ mt.} & x_3 &= 1,63 \text{ mt.}
 \end{aligned}$$

R. A. E.  
7. 1. 1.

II

VISTA GERAL  
DAS OBRAS PROJECTADAS NO  
ALTO DE SANT'ANNA



NO PAHO - 2412-37

ENGE. AJUDANTE O Amarante  
VISTO: Judef Malta  
ENGE. CHEFE 3.º ST  
VISTO: R. Valladao  
DIRECTOR: R. Valladao

EMPRESA OPREES

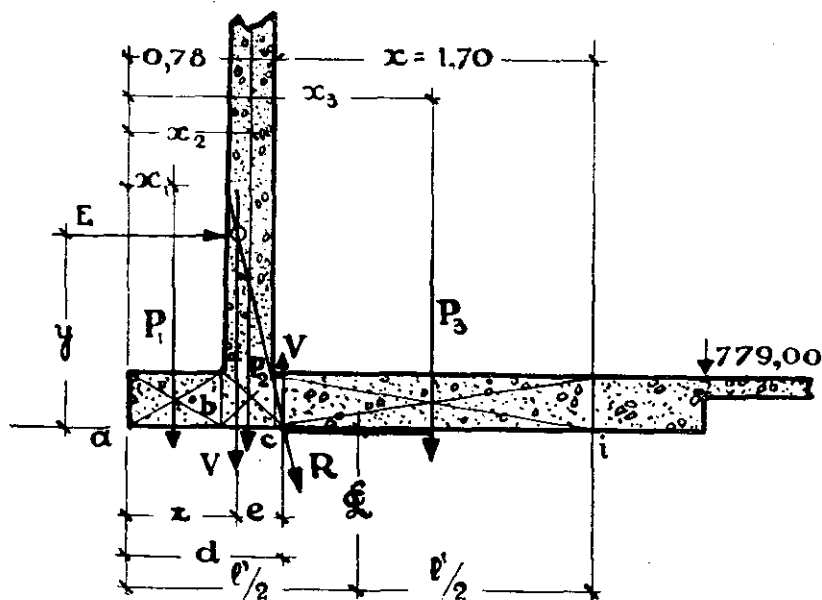


Fig. 10

b) — *Momentos* (referidos ao canto *a*):  $M_{P_n}$

$$M_{P_1} = 1,350 \text{ ton} \times \text{mt} \quad M_{P_2} = 5,504 \text{ ton} \times \text{mt} \quad M_{P_3} \cong 1,995 \text{ ton} \times \text{mt}$$

$$\text{Donde } z = \frac{M}{V} = \frac{8,849}{15,224} = 0,581 \text{ mt.}$$

Intervindo o empuxo horizontal  $E$ , devido à ação da terra, combinado com a carga  $V$ , determina-se a excentricidade da resultante  $R$ .

O momento  $M_B$  (fls. 121 e 122) deve também referir-se ao fundo da sapata:

$$E = B = + 3,706 \text{ ton.}$$

$$E \cdot y = M_B + B \cdot 0,15 = + 3,209 + 3,706 \times 0,15 = + 3,765 \text{ ton} \times \text{mt.}$$

$$\text{Donde: } y = \frac{3,765}{3,706} \cong 1,016 \text{ mt (fig. 10).}$$

$$e = \frac{E \cdot y}{V} = \frac{3,765}{15,224} \cong + 0,247 \text{ mt}$$

$$d = z + e = 0,828 > \frac{l'}{3}.$$

c) — *Reações no terreno*:  $\sigma_x$  (lei trapezoidal) (fig. 11)

$$\sigma_x = \frac{V}{l'} \left( 1 \pm \frac{6 e_1}{l'} \right)$$

$$l' = 2,48 \text{ mt.} \quad e_1 = \frac{l'}{2} - d = 1,240 - 0,828 = 0,412 < \frac{l'}{6}$$

$$\sigma_a = \sigma_{max} = 6,139 \times 1,997 \cong + 12,259 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_i = \sigma_{min} = 6,139 \times 0,003 \cong + 0,018 \text{ ton/m}^2$$

Expressão geral:  $\sigma_x = \sigma_a - \frac{\sigma_a - \sigma_i}{l} x$

$$\sigma_x = + 12,259 - 4,936 x$$

Para  $x = 0,00$   $\sigma_a = + 12,259 \text{ ton/m}^2$  (canto  $a$ )

Para  $x = 0,50$   $\sigma_b = + 9,791 \text{ ton/m}^2$  (canto  $b$ )

Para  $x = 0,78$   $\sigma_c = + 8,409 \text{ ton/m}^2$  (canto  $c$ )

Para  $x \cong 2,195$   $\sigma_p = + 1,425 \text{ ton/m}^2$  (intermediário)

Para  $x = 2,48$   $\sigma_i = + 0,018 \text{ ton/m}^2$  (extremidade interna)

d) - Cargas por metro linear:  $\frac{P_n}{l}$

$$\frac{P_1}{ab} = \frac{-5,4}{0,50} = -10,8 \text{ ton/ml} \quad (\text{trecho } a-b)$$

$$\frac{P_2}{bc} = \frac{-8,6}{0,28} \cong -30,714 \text{ ton/ml} \quad (\text{trecho } b-c)$$

Considerando ainda, no trecho  $b-c$ , o empuxo da terra aplicado na parede, deduz-se a equação

$$E.y - P_2.e_2 = 0$$

Donde  $e_2$  (excentricidade de  $P_2$ ) =  $\frac{+ E.y}{P_2} = \frac{+ 3,765}{8,6} \cong + 0,438 \text{ mt.}$

$$6e_2 = 2,628 \quad \therefore \quad \frac{6e_2}{bc} \cong 9,386$$

Resultam as taxas seguintes: (tração em  $b$ , compressão em  $c$ )

$$\sigma'_b = \sigma_{min} = \frac{-P_2}{bc} \left( 1 - \frac{6e_2}{bc} \right) = (-30,714) \cdot (-8,386) \cong + 257,568 \text{ t/ml}$$

$$\sigma'_c = \sigma_{max} = \frac{-P_2}{bc} \left( 1 + \frac{6e_2}{bc} \right) = (-30,714) \cdot (+10,836) \cong -318,996 \text{ t/ml}$$

$$\frac{P_3}{ci} = \frac{-1,224}{1,70} = -0,720 \text{ ton/ml} \quad (\text{trecho } c-i)$$

e) - Linha de Cargas:  $\sigma_x + \frac{P_n}{l}$  (fig. 12)

Em  $a$ :  $+ 12,259 - 1,08 = + 1,459 \text{ ton/ml}$

Em  $b$ :  $\left\{ \begin{array}{l} + 9,791 - 10,8 = - 1,009 \text{ ton/ml} \\ + 9,791 + 257,568 = + 267,359 \text{ ton/ml} \end{array} \right.$

Em  $c$ :  $\left\{ \begin{array}{l} + 8,409 - 318,996 = - 310,587 \text{ ton/ml} \\ + 8,409 - 0,720 = + 7,689 \text{ ton/ml} \end{array} \right.$

Em  $p$ :  $+ 1,425 - 0,720 = + 0,705 \text{ ton/ml}$

Em  $i$ :  $+ 0,018 - 0,720 = - 0,702 \text{ ton/ml}$

Pontos intermediarios nulos do diagrama:  $s - m - n$

No trecho  $a - b = 0,50$ , no resalto da sapata:

$$as = 0,295583 \quad sb = 0,204417$$

No trecho  $b - c = 0,28$ , sob a parede:

$$bm = 0,129529 \quad mc = 0,150471$$

No trecho  $c - i = 1,70$ , interno da sapata:

$$cn = 1,557776 \quad ni = 0,142224$$

Para abreviar, publicamos apenas os resultados finais das partes subsequentes, cujo cálculo é similar ao desenvolvido no 1.º CASO

f) — *Estorços cortantes* (1.ª integração da linha de cargas): (fig. 13).

$T$  (ton.)

Em  $a$ : .....  $T_a = \underline{0,000}$  ton.

Trecho  $a - s$  (triangular) .....  $= + 0,216$

$T_s = + 0,216$  ton.

Trecho  $s - b$  (triangular) .....  $= - 0,103$

$T_b = + 0,113$  ton.

Trecho  $b - m$  (triangular) .....  $= + 17,315$

$T_m = + 17,428$  ton.

Trecho  $m - c$  (triangular) .....  $= - 23,367$

$T_c = - 5,939$  ton.

Trecho  $c - p$  (trapezoidal) .....  $\cong + 5,939$

$T_p \cong 0,000$  ton.

Trecho  $p - n$  (triangular) .....  $= + 0,050$

$T_n = + 0,050$  ton.

Trecho  $n - i$  (triangular) .....  $= - 0,050$

$T_i = 0,000$  ton.

g) — *Momentos flectores* (2.ª integração da linha de cargas): (fig. 14).

$M$  (ton.  $\times$  mt.)

$$M_s = M_a + T_a \cdot a s + \text{area } (a - s) \frac{2}{3} a s$$

Em  $a$ : .....  $M_a = 0,000$  ton.  $\times$  mt.

Trecho  $a - s$  .....  $= + 0,043$

$M_s = + 0,043$  ton.  $\times$  mt.

Trecho  $s - b$  .....  $= + 0,037$

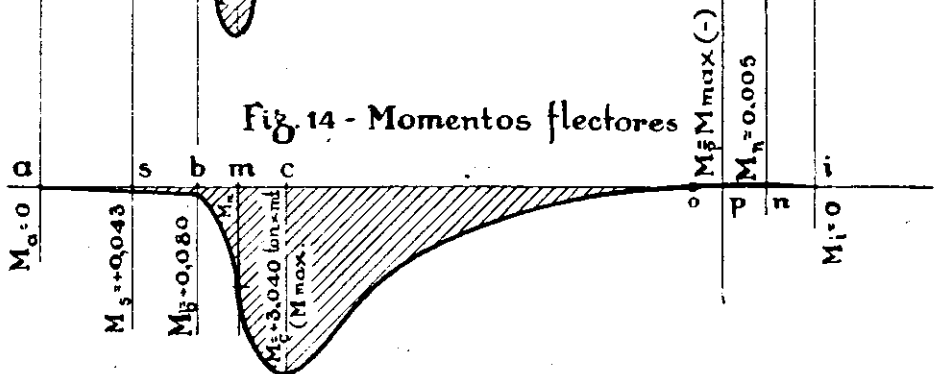
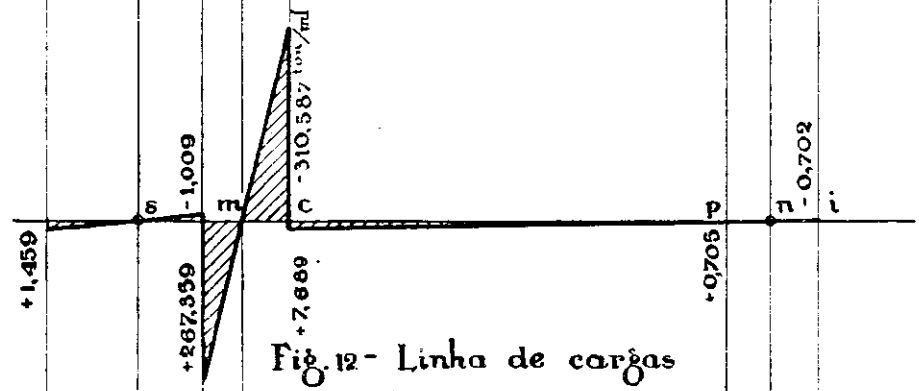
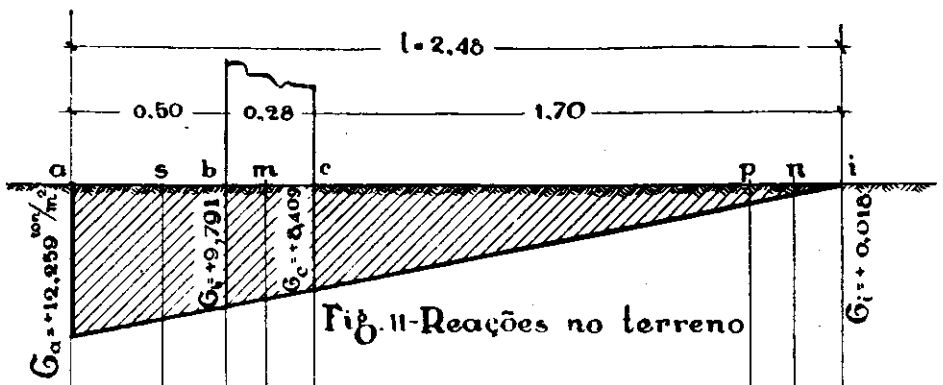
$M_b = + 0,080$  ton.  $\times$  mt.

Trecho  $b - m$  .....  $= + 1,510$

$M_m = + 1,590$  ton.  $\times$  mt.

Trecho  $m - c$  .....  $= + 1,450$

(Maximo momento positivo na sapata):  $M_{max} \cong M_c = +3,040$  ton.  $\times$  mt.





Trecho c-p .....	$\cong$	$- 3,050$
	$M_p$	$\cong - 0,010 \text{ ton.} \times \text{mt.}$
Trecho p-n .....	$=$	$+ 0,005$
	$M_n$	$= - 0,005 \text{ ton.} \times \text{mt.}$
Trecho n-i .....	$=$	$+ 0,005$
	$M_i$	$= 0,000 \text{ ton.} \times \text{mt.}$

Para efeito do traçado mais rigoroso dos diagramas foram determinados os valores de diversos pontos auxiliares intermediarios.

h) - *Curva dos momentos envolventes*: dimensionamento da sapata.

As dimensões da sapata das fundações das paredes externas, previstas nos cálculos precedentes, mantêm-se inalteráveis á vista dos bons resultados finais apurados. Resta apenas a composição das armaduras condicionada á curva dos momentos envolventes, abaixo estampada (fig. 15), resultante da superposição dos diagramas relativos aos casos fundamentais analisados.

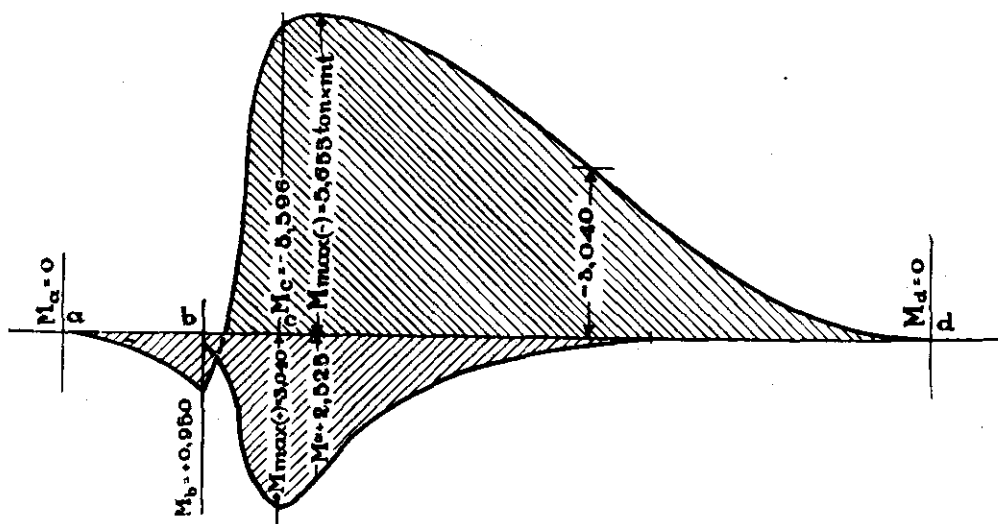


Fig. 15

Na prancha IX póde ser vista a solução dada, com relativa folga tendo sido aproveitadas, de preferencia, as barras  $\varnothing 5/8''$  da parede em posições alternadas. Foram verificadas as taxas de trabalho dos materiais, em varias secções mais importantes, determinando os pontos convenientes de redução econômica da ferragem.

O momento flector *maximo dos maximos* ocorre no lado interno da sapata, devido á acção da agua,  $M_p \cong 565.500 \text{ kg.} \times \text{cm.}$  Essa secção, duplamente armada, foi verificada na zona mais desfavoravel isto é, nos cantos do reservatorio em que ha cruzamento forçado de barras

e maxima redução da altura util (h) da sapata, observados os valores seguintes :

$$f = f' = 1 \text{ } \varnothing \text{ } 5/8'' \text{ cada } 9 \text{ cm.} = 22 \text{ cm}^2$$

$$f + f' = 44 \text{ cm}^2$$

$$H = 30 \text{ cm.} \quad a' \cong 5 \text{ cm.} \quad \therefore \quad h \cong 25 \text{ cm.}$$

Resultam :

$$x \cong 9 \text{ cm.} \quad \therefore \quad h - x = 16 \text{ cm.}$$

$$I = 114.060 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_c = \frac{565.500 \times 9}{114.060} \cong 44.6 \text{ kg./cm}^2$$

$$\sigma_f = 15 \times \frac{565.500 \times 16}{114.060} \cong 1.190 \text{ kg./cm}^2$$

Para reforçar os cantos da parede, nas zonas de engastamento, são introduzidas barras especiais de  $\varnothing 5/8''$  cada 18 cm., assim como em planta são dispostas outras que tornam solidárias as paredes longitudinal e transversal, nos cantos do reservatório, sendo prevista também, nestes pontos extremos, novos tipos para armar a sapata.

Este tipo geral de fundação, visto na prancha IX, foi adotado em todo o perimetro da caixa, não tendo sido considerada, por conveniencia construtiva, a hipótese de menor reação nas paredes provocada pelas vigas "B" (vide prancha VII). O radier, com espessura de 10 cm., foi armado com malha de  $5/16''$  cada 15 cm., na relação aproximada de 60 a 70 kg./mc. de concreto.

As fundações da parede central divisória foram submetidas a estudo especial, tendo em vista a ação alternada da agua nos compartimentos, sem empuxo de terra, assim como constituiram casos singulares analisados as sapatas dos trechos de parede interessados no pavilhão de manobras.

### Casa de Manobras

Conforme já ficou exposto, trata-se de um pavilhão unico com estrutura de concreto armado, destinado em parte a alojar os registros para manobras e aparelhos de contrôlê das canalizações, e noutra parte á dupla função de acêssos aos compartimentos e ao arejamento destes.

As pranchas III e IV acusam secções transversais deste pavilhão, cuja estrutura é detalhada nas ultimas pranchas (X e XI) da serie estampada no presente trabalho, revelando a minucia de calculos reclamados nesta parte final do projéto.

O orgão mais importante dessa estrutura refere-se ao "bloco de concreto" (1,00  $\times$  2,00) disposto sob a parede comum ao reservatório e á casa de manobras, destinado á travessia e á proteção das canalizações de adução e descarga dos compartimentos.

RESERVATORIO  
DA  
PENHA  
CASA DE MANOBRAS

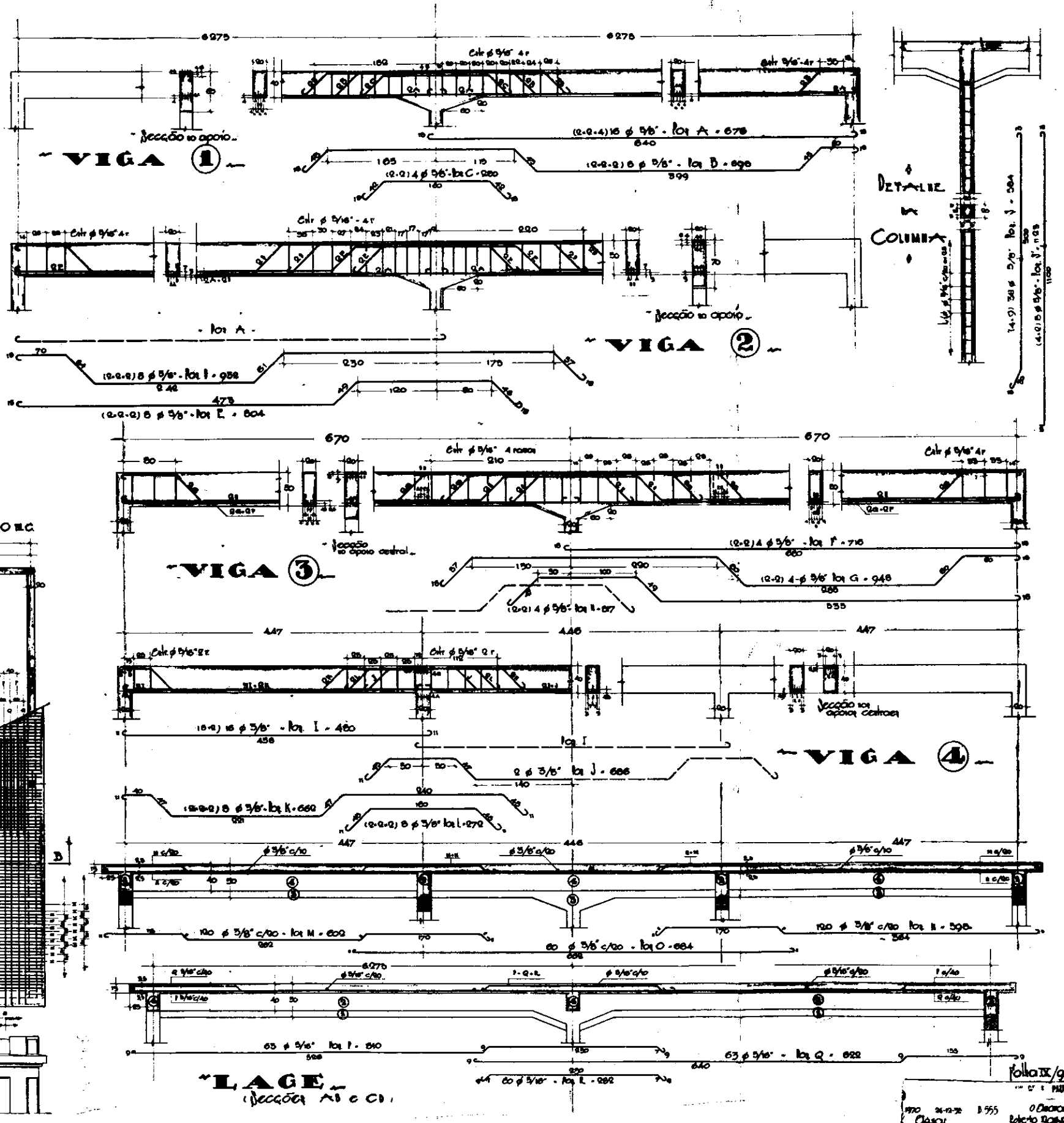
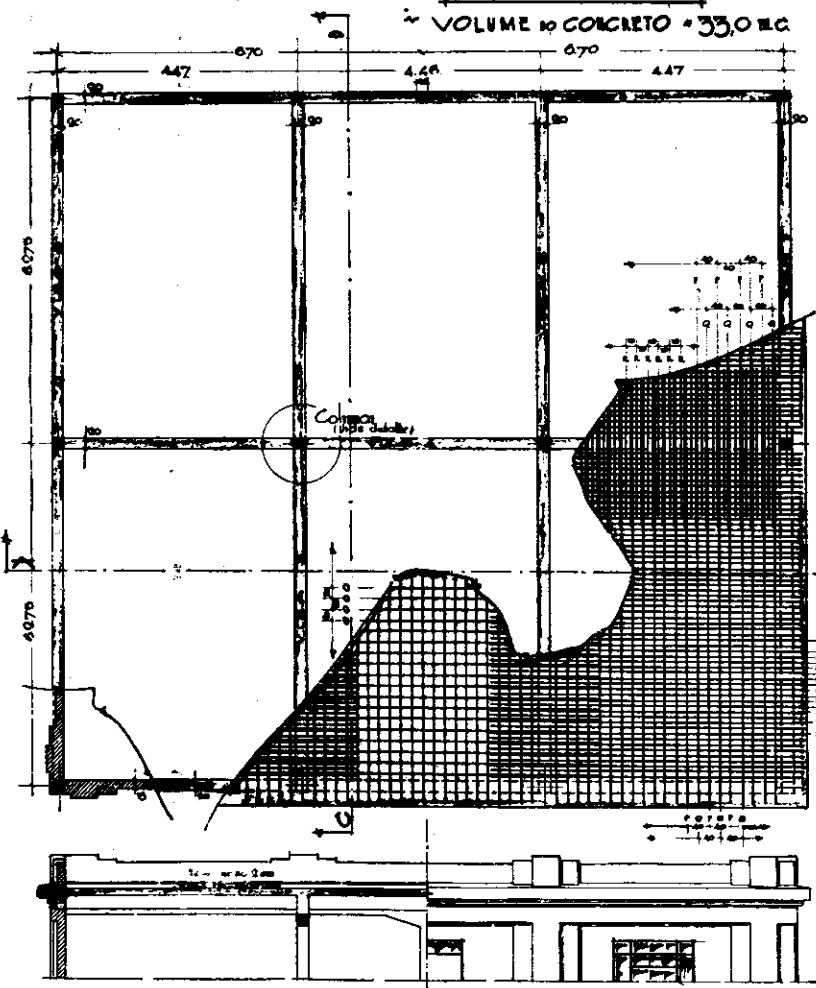
VIGAS  
LAGE  
DE  
COBERTURA  
ESCALA 1:25

João Paulo, Setembro de 1955  
Eng. Chefe: *Offenhardt*  
Eng. Chefe do Proj: *João Paulo*  
Director: *Heusler*

plano: QUATRO ENTERRAGEM

Letra	φ	Q	Comp. total	Vol. total
A	5/8"	16	100.18	166.0
B	5/8"	8	71.84	110.8
C	5/8"	4	11.30	17.3
D	5/8"	8	78.08	119.0
E	5/8"	8	64.28	99.4
F	5/8"	4	98.04	148.2
G	5/8"	4	37.08	56.2
H	5/8"	4	38.88	59.4
I	5/8"	16	78.80	120.6
J	5/8"	8	13.78	20.8
K	5/8"	8	98.08	148.2
L	5/8"	8	81.78	124.1
M	5/8"	192	798.40	1200.0
N	5/8"	192	717.00	1090.8
O	5/8"	60	410.40	615.6
P	5/8"	60	510.30	765.4
Q	5/8"	60	517.00	775.5
R	5/8"	60	189.00	283.5
S	5/8"	44	300.00	450.0
T	5/8"	168	880.00	1320.0
U	5/8"	1000	700.00	1050.0
Total			5300.00	7950.0

Volume de concreto = 33.0 m<sup>3</sup>



LAGE  
(Seções A e C)

folha 19/9  
1955  
O. Paulo  
Eng. Paulo

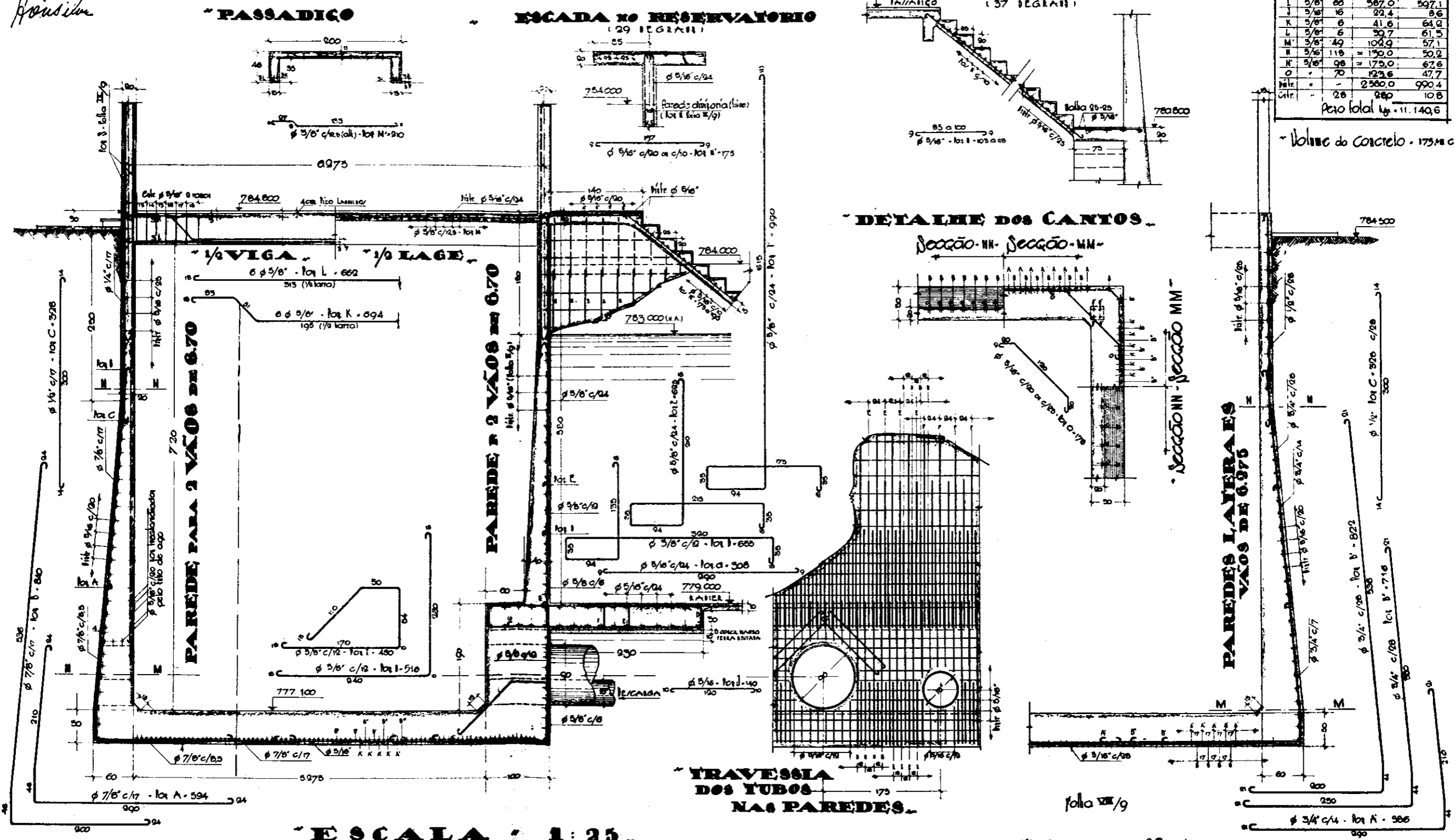
# RESERVATORIO DA PENHA

## CASA DE MANOBRAS ACCESSO E AREJAMENTO

### PAREDES E FUNDAÇÕES - ESCADAS

Pos	φ	Q	Comp. total	Vol. total
A	7/8"	70	365,4	1.118,2
K	3/4"	66	515,7	1.153,1
B	7/8"	70	588,0	1.799,3
V	3/4"	44	361,7	808,7
D	3/4"	44	315,0	704,3
C	1/2"	114	373,9	369,4
I	5/8"	110	720,8	1.111,7
F	5/8"	55	343,8	520,5
T	5/8"	55	344,5	840,2
G	5/8"	55	169,4	65,4
H	5/8"	66	443,8	684,8
J	5/8"	66	567,0	597,1
L	5/8"	16	22,4	8,6
M	5/8"	6	41,6	64,2
N	5/8"	6	30,7	61,5
O	5/8"	49	102,9	57,1
P	5/8"	118	150,0	50,2
Q	5/8"	98	175,0	67,6
R	-	70	123,6	47,7
Mitr.	-	-	2.580,0	990,4
Vol. total	-	-	28	880
Vol. total	-	-	-	11.149,6

3. Paulo, dezembro de 1936  
 C. S. Estudante Amarante  
 C. S. C. do 3.º An. J. Math  
 Director: Housilva



ESCALA 1:25

folha VIII/9  
 1939 24-12-36 5-777  
 O. Chacante  
 Engenheiro  
 R. do Libanio

Era nosso intuito, de inicio, expôr tambem o cálculo desse bloco, mostrando o cuidado particular imposto no seu dimensionamento, assegurando plena estabilidade na obra.

Devido, porém á carencia de tempo e á extensão imprevista dada ao presente artigo, deixamos de fazê-lo, cumprindo esclarecer que, além do rigor no cálculo, foram prescritas cautelas especiais na execução deste muro reforçado, submetendo o trecho, sob a parede de ponta livre, a reenchimento e apiloamento convenientes das terras, a injeção de concreto rico para consolidar as fundações.

### Dados Quantitativos do Projéto da Penha. Conclusão

No projéto da Penha (capacidade = 16.000 mc.) apurámos os seguintes dados quantitativos, sujeitos a oportuna confirmação, posterior á conclusão das obras em andamento. Nesta primeira estimativa, para efeito de concorrência e de orçamento geral, no que concerne á casa de manobras nos limitámos á estrutura de concreto armado, não tendo avaliado as alvenarias e seu acabamento.

#### 1. Movimento de terra

- a) — Volume total a excavar-se (altura média = 5,50 mt.) = 28.000 mc
- b) — Recobrimento do reservatório e esplanadas = 3.000 mc
- c) — Remoção das sobras (transporte médio = 50 mt), para áreas disponiveis no local (vide prancha I) = 25.000 mc (o inchamento das terras fica adstrito á fase construtiva)

#### 2. Pedra britada (camada de $\pm$ 20 cm)

Lastro inicial e drenagem = 850 mc

#### 3. Concreto magro (dosagem = 1 : 5 : 10)

Regularização do leito e moldes (espessuras variaveis) = 750 mc

#### 4. Fôrmas de madeira (superficie total aproximada) = 8.750 mq

#### 5. Concreto armado

- a) — Concreto:  $\left\{ \begin{array}{l} \text{(dosagem racional, cimento = 320 kg/mc)} \\ \text{resistencia à ruptura = 130 kg.} \\ \text{corpos de prova cilindricos com 28 dias} \end{array} \right.$   
 reservatório ppte. dito = 2.221 mc  
 casa de manobras = 209 mc = 2.430 mc

#### b) — Ferragem :

reservatório ppte. dito = 227.976 kg  
 casa de manobras = 14.225 kg = 242.201 kg

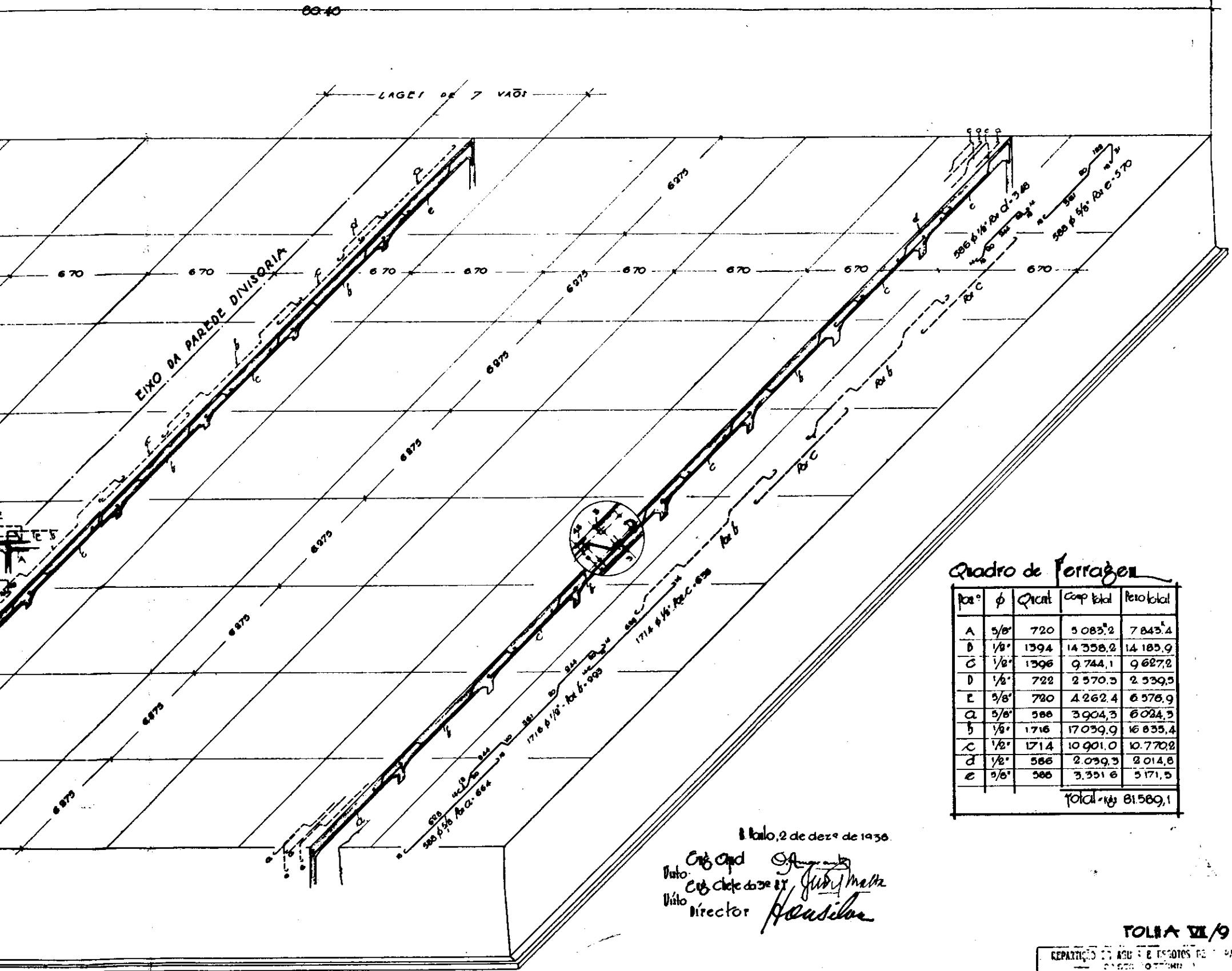
- c) — Relação ferro/concreto =  $\frac{242.201}{2.430} \cong 100 \text{ kg/mc}$

6. *Revestimento* geral das superficies concretadas (dosagem = 1:2)  
(com material impermeabilizante: paramentos internos das paredes, bases das colunas, radier geral, cobertura dos compartimentos)

Superficie total ..... = 8.000 mq

\*\*\*

Apresentando estes dados quantitativos que atestam o vulto da obra em apreço, encerramos nossa despretenciosa publicação relativa aos projéto dos novos reservatórios em execução na Capital, esperando possa ser de utilidade nos meios técnicos e profissionais interessados em obras congeneres.



Quadro de Ferragens

Pos <sup>o</sup>	φ	Quant	Comp total	Peso total
A	5/8"	720	5 083,2	7 843,4
B	1/2"	1394	14 358,2	14 183,9
C	1/2"	1396	9 744,1	9 627,2
D	1/2"	722	2 570,3	2 539,3
E	5/8"	720	4 262,4	6 576,9
a	5/8"	588	3 904,3	6 024,3
b	1/2"	1716	17 039,9	16 833,4
c	1/2"	1714	10 901,0	10 770,2
d	1/2"	566	2 039,3	2 014,8
e	5/8"	588	3 351,6	5 171,3
Total (kg)				81 589,1

8 Maio, 2 de dez<sup>o</sup> de 1938

Eng. Capd. *[Signature]*  
 Visto: Eng. Chefe do 2<sup>o</sup> B. *[Signature]*  
 Visto: Director *[Signature]*

TOMBA VII/9

# R.A.E.

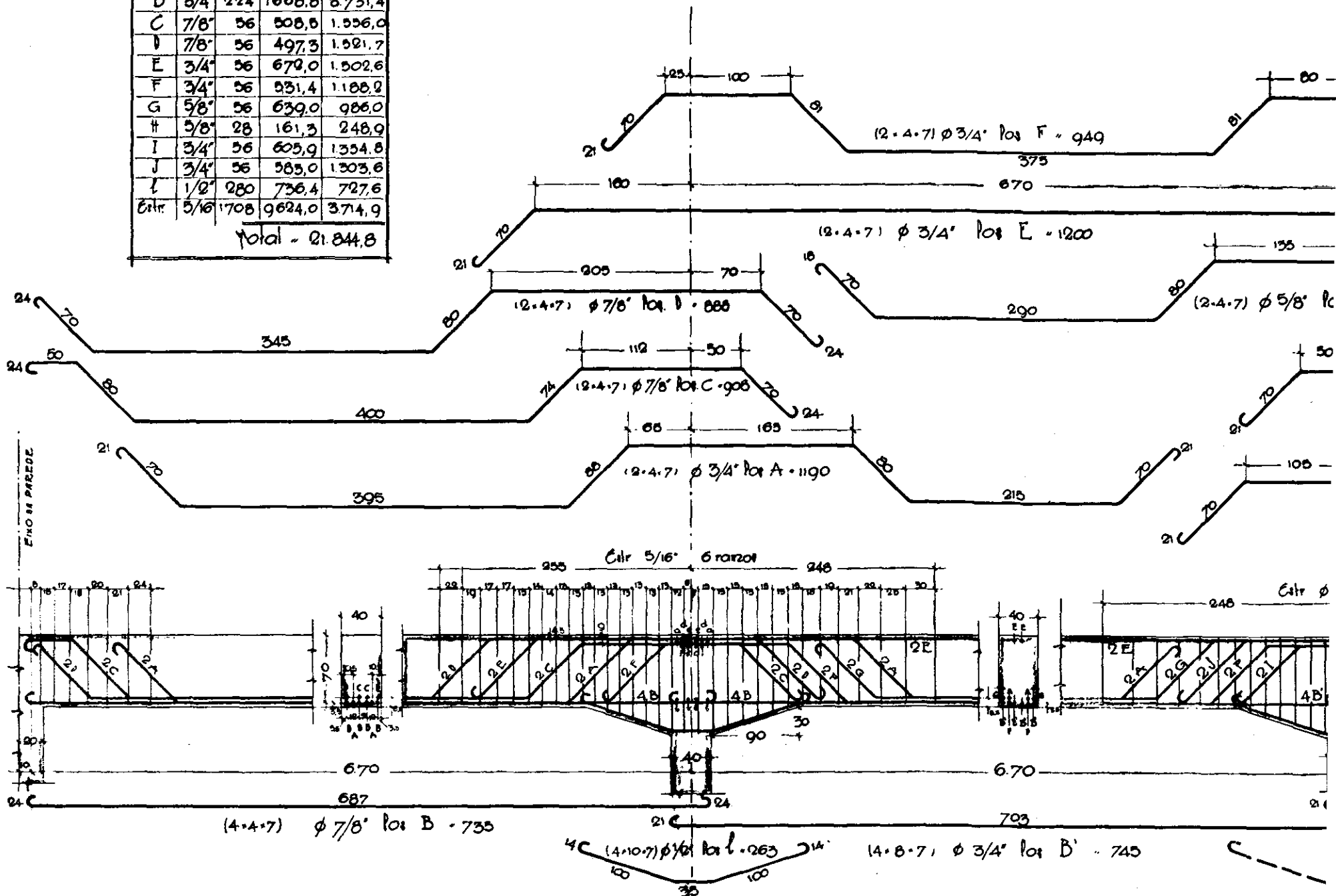
## 3ª S. T.

# RESERVATORIO DA PENHA

## DETALHE VÃOS I

Quadro da ferragem

Pos.	φ	Quant.	Cosp. total	Peso total
A	3/4"	56	666,4	1.490,1
B	7/8"	112	823,9	2.519,0
B'	3/4"	224	1668,8	3.731,4
C	7/8"	56	508,8	1.556,0
D	7/8"	56	497,3	1.521,7
E	3/4"	56	678,0	1.502,6
F	3/4"	56	831,4	1.188,2
G	5/8"	56	639,0	986,0
H	5/8"	28	161,3	248,9
I	3/4"	56	605,9	1.354,8
J	3/4"	56	583,0	1.303,6
L	1/2"	280	736,4	727,6
Êlitr.	5/16"	1708	9624,0	3.714,9
Total -			21.844,8	



ESCALA = 1:25

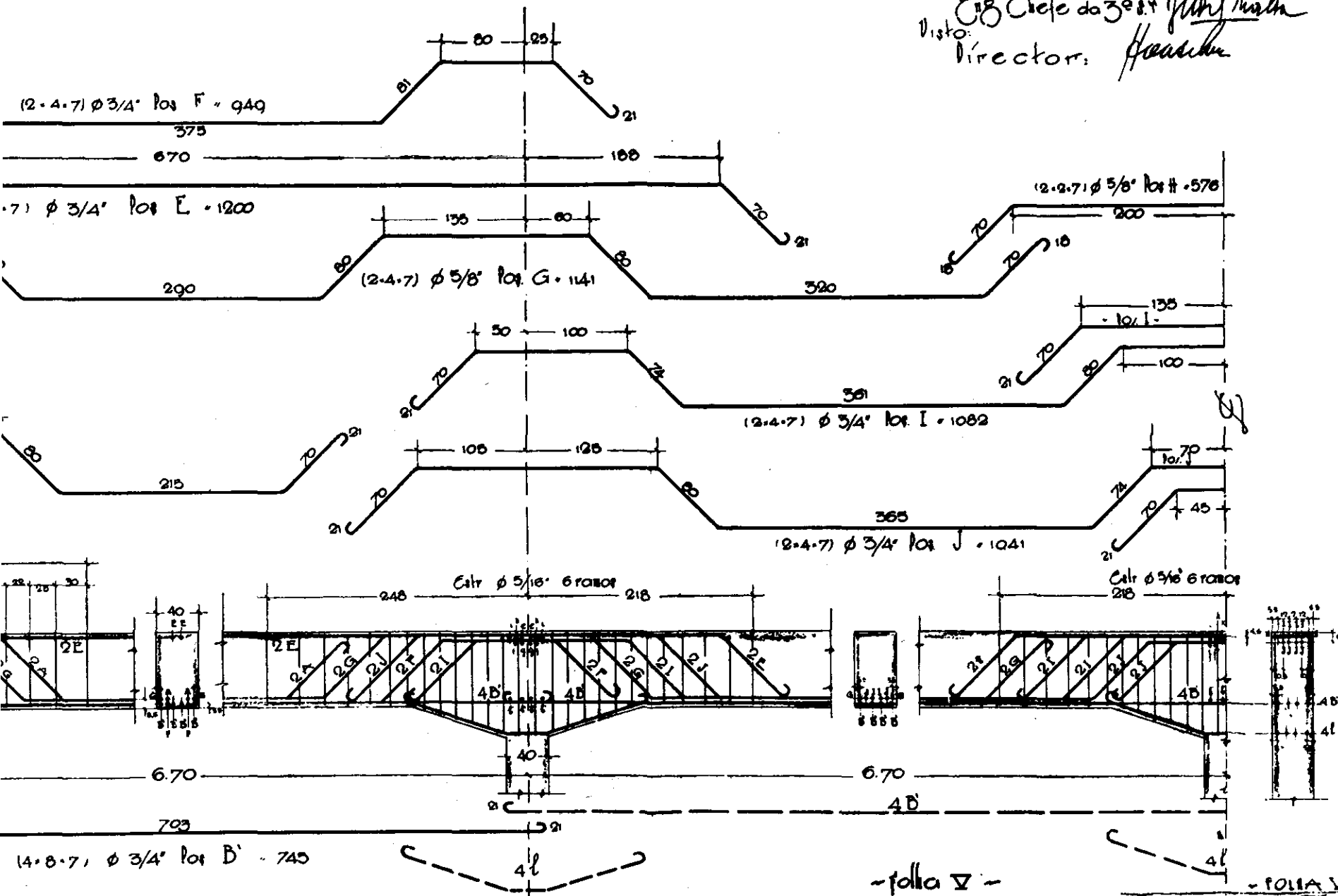
1/2 SECCÃO LONGITUDINAL DA



# A PENHA

## DETALHES DAS VIGAS VÃOS DE 6.70 MS.

São Paulo, 2 dezembro de 1936  
 Visto: *Eng. Apudante*  
 Visto: *Eng. Chefe do 3º Set. J. M. M. M.*  
 Director: *H. H. H.*



## ÇÃO LONGITUDINAL DAS VIGAS

REPARTIÇÃO DE ÁGUAS E ESGOTOS DE S. PAULO  
 PARA SEÇÃO TÉCNICA  
 1902 2-12-36 3-229 O. Amarante  
 Aquas O. Mendes  
 Eng. Roberto M. Ribeiro

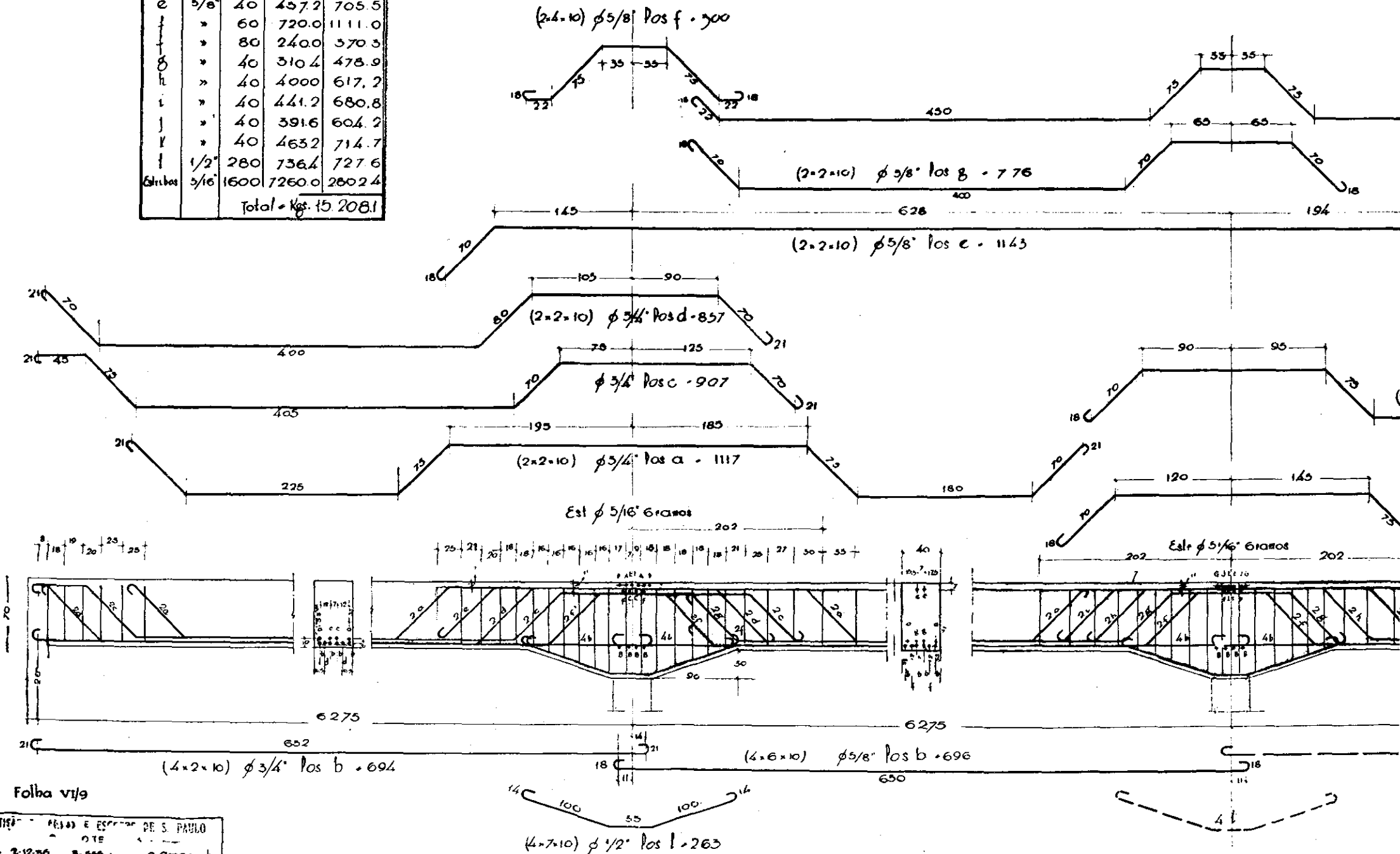
R. A. E.  
5° S. T.

# RESERVATORIO DA PENTA

Quadro de ferragens

Pos	φ	Quant.	Comp total	Peso total
a	3/4"	40	4468	999.0
b	"	80	555.2	1241.4
b	3/8"	240	1870.4	2577.4
c	3/4"	40	3628	811.2
d	"	40	342.8	766.5
e	5/8"	40	457.2	705.5
f	"	60	720.0	1111.0
f	"	80	240.0	370.3
g	"	40	310.4	478.9
h	"	40	4000	617.2
i	"	40	441.2	680.8
j	"	40	391.6	604.2
k	"	40	463.2	714.7
l	1/2"	280	736.4	727.6
Estribos	5/16"	1600	7260.0	2802.4
Total =				Kg. 15.208.1

IAS V



Folha v/9

REPARTIÇÃO DE PROJ. E ESC. DE S. PAULO  
 1905 - 2-12-56 - 9-555 - a. Amarante  
 Oquis - O. Mendes  
 Paula R. Riba

# DETALHE DAS VIGAS-VÃOS DE 6.275mtr.

