

# Cálculos estáticos das fundações de um edifício com 12 pavimentos

*Oswaldo Moura Abreu*

Eng. Auxiliar da 3.<sup>a</sup> Secção Técnica

## SUMÁRIO

1. — Cálculo das cargas axiais dos pilares, nas fundações.
2. — Dimensionamento e locação dos pilares com todas as cótas referidas aos alinhamentos e divisas.
3. — Fundações diréttas, para  $\sigma$  (sólo) = 2.5 kg/cm<sup>2</sup>.  
Estudo detalhado dos diferentes blócos com dimensionamento definitivo, inclusive estudo das armaduras.  
Detalhe de execução das fôrmas das fundações, em planta.
4. — Fundações sobre estacas (Franki ou Vibro).  
Estudo detalhado de algumas fundações sobre estacas.  
Detalhe de execução das fôrmas das fundações, em planta e locação das estacas.
5. — Medição dos volumes de concreto armado, nos dois casos considerados, e ligeira comparação sobre o custo de execução.

## Preliminares

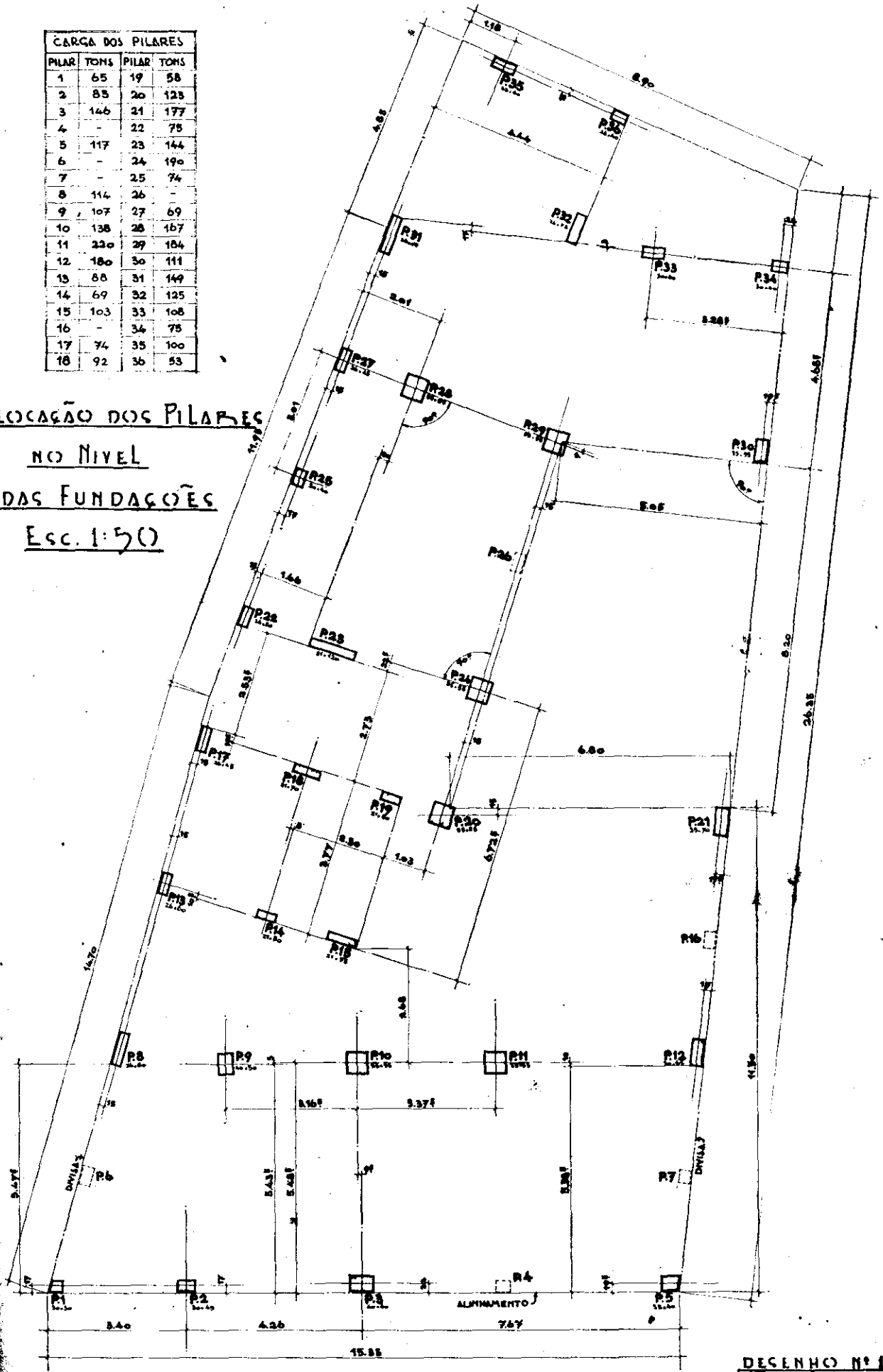
1. — Dispensamo-nos de apresentar o cálculo detalhado das cargas dos pilares nas fundações, o qual será matéria de outro artigo, esclarecendo sómente que foram obtidas partindo das reacções das vigas do této tipo, nos diferentes pilares.
2. — Com as cargas calculadas e consideradas as condições arquitetônicas, resultaram as dimensões dos pilares no nível das fundações. No desenho n.º 1, ao lado constam os diversos pilares locados com cótas referidas aos alinhamentos e divisas, com as respectivas dimensões e cargas.

## 3. — Fundações Diréttas

Partindo do desenho n.º 1, estudámos os vários blócos e alavancas, para o caso de fundações diréttas determinando os demais elementos, e obtendo a planta geral das fundações (desenho n. 2).

CARGA DOS PILARES			
PILAR	TONS	PILAR	TONS
1	65	19	58
2	85	20	123
3	146	21	177
4	-	22	75
5	117	23	144
6	-	24	190
7	-	25	74
8	114	26	-
9	107	27	69
10	138	28	167
11	230	29	164
12	180	30	111
13	88	31	149
14	69	32	125
15	103	33	108
16	-	34	75
17	74	35	100
18	92	36	53

LOCALIÇÃO DOS PILARES  
NO NIVEL  
DAS FUNDACOES  
Esc. 1:50



**Fundação  $P_1 - P_2$** 

$$P_1 = 65 \text{ t} \quad P_2 = 85 \text{ t} \quad R = P_1 + P_2 = 150 \text{ toneladas}$$

Distancia  $l$  entre os eixos dos pilares:  $l = 3.20 \text{ m}$

$x$  da resultante  $R$ , referida ao eixo do pilar  $P_1$ :

$$x = \frac{85 \times 3.20}{150} = 1.813 \text{ m}$$

Dimensionamento da placa:

$$B = 2 (1.813 + 0.17) = 3.966 \text{ m} \quad A = 1.60 \text{ m (fixada)}$$

$$\text{Resulta: } S = A \times B = 1.60 \times 3.966 = 6.40 \text{ m}^2$$

$$\text{Logo, } \sigma \text{ (s\u00f3lo)} = \frac{150}{6.40} = 23.5 \text{ t/m}^2 = 2.35 \text{ kg/cm}^2 \text{ (fig. 1)}$$

$$\text{C\u00e1lculo da viga - Carga por metro linear: } q = \frac{150}{3.966} = 38 \text{ t/m}$$

**Momentos flectores**

$$\text{Nos balan\u00e7os: } \begin{cases} M_1 = 1/2 \times 0.17^2 \times 38 = -0.549 \text{ t.m} \\ M_2 = 1/2 \times (1.983 - 1.387) \times 38 = -6.84 \text{ t.m} \end{cases}$$

Momento da viga simplesmente apoiada, com  $l = 3.20 \text{ m}$

$$M_0 = 1/8 \times 38 \times 3.2^2 = 48.64 \text{ t.m}$$

**Esfor\u00e7os cortantes**

$$\begin{array}{l} Q_1 = 0.170 \times 38 = 6.45 \text{ t} \\ Q_2 = 0.603 \times 38 = 22.80 \text{ t} \end{array} \left| \begin{array}{l} A = 65.00 - 6.45 = 58.55 \text{ t} \\ B = 85.00 - 22.8 = 62.20 \text{ t} \end{array} \right.$$

Momento flector em uma sec\u00e7\u00e3o  $X$ , referida ao eixo do pilar  $P_1$

$$M_x = - \frac{0.17^2 \times 38}{2} + (P_1 - Q_1) x - \frac{qx^2}{2}$$

$$M_x = -0.549 + 58.55x - 19x^2$$

O momento m\u00e1ximo verifica-se quando o esfor\u00e7o cortante \u00e9 nulo ou:

$$Q_x = 58.55 - 38x = 0 \quad \therefore \quad x = \frac{58.55}{38} = 1.54 \text{ m.}$$

Logo:

$$\begin{aligned} M_m &= -0.549 + 58.55 \times 1.54 - 19 \times 1.54^2 \\ &= -0.549 + 90.16 - 45.0 = +44.60 \text{ t.m} \end{aligned}$$

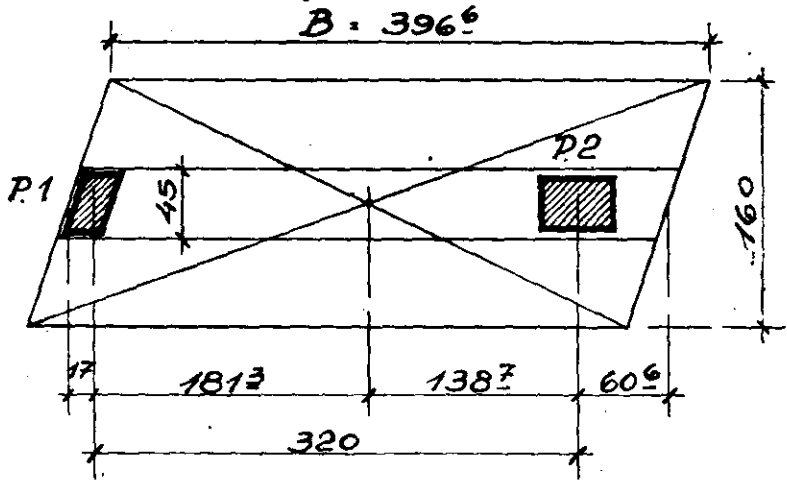
Pelas tabelas de *L\u00f6ser* - 1940, fixando  $b = 45 \text{ cm}$  e  $H = 1.10 \text{ m}$ , para

$$M_m = +44.60 \text{ t.m}$$

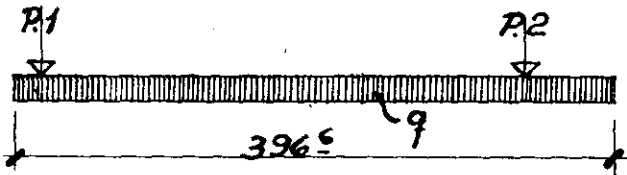
$$K_2 = \frac{105}{\sqrt{\frac{44.6}{0.45}}} = 10.50 \quad \left. \begin{array}{l} \sigma_c = 57 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = 1.500 \text{ kg/cm}^2. \end{array} \right\}$$

$$S_{fe} = \frac{0.758 \times 44.6}{1.05} = 32.0 \text{ cm}^2 = 8\text{v}7/8''$$

# FUNDAÇÃO P.1 E P.2

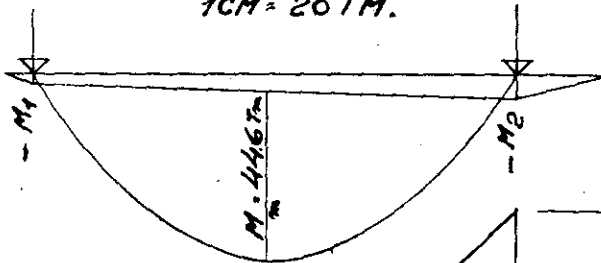


## CARGAS

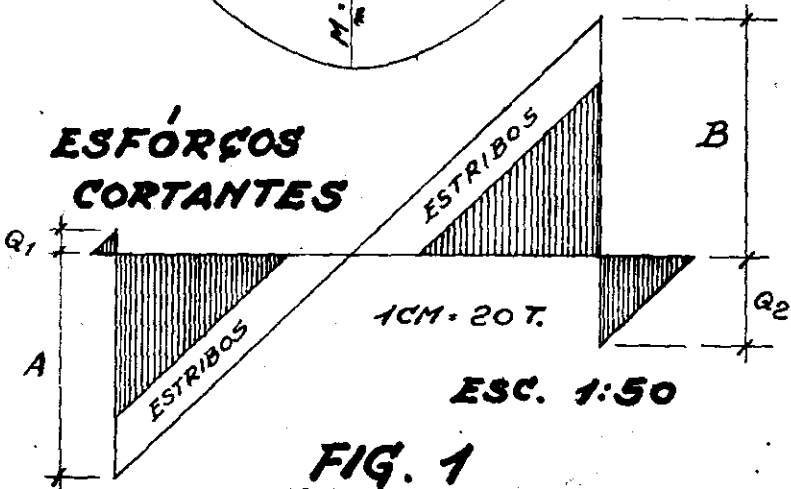


## MOMENTOS FLETORES

1CM = 20 TM.



## ESFORÇOS CORTANTES

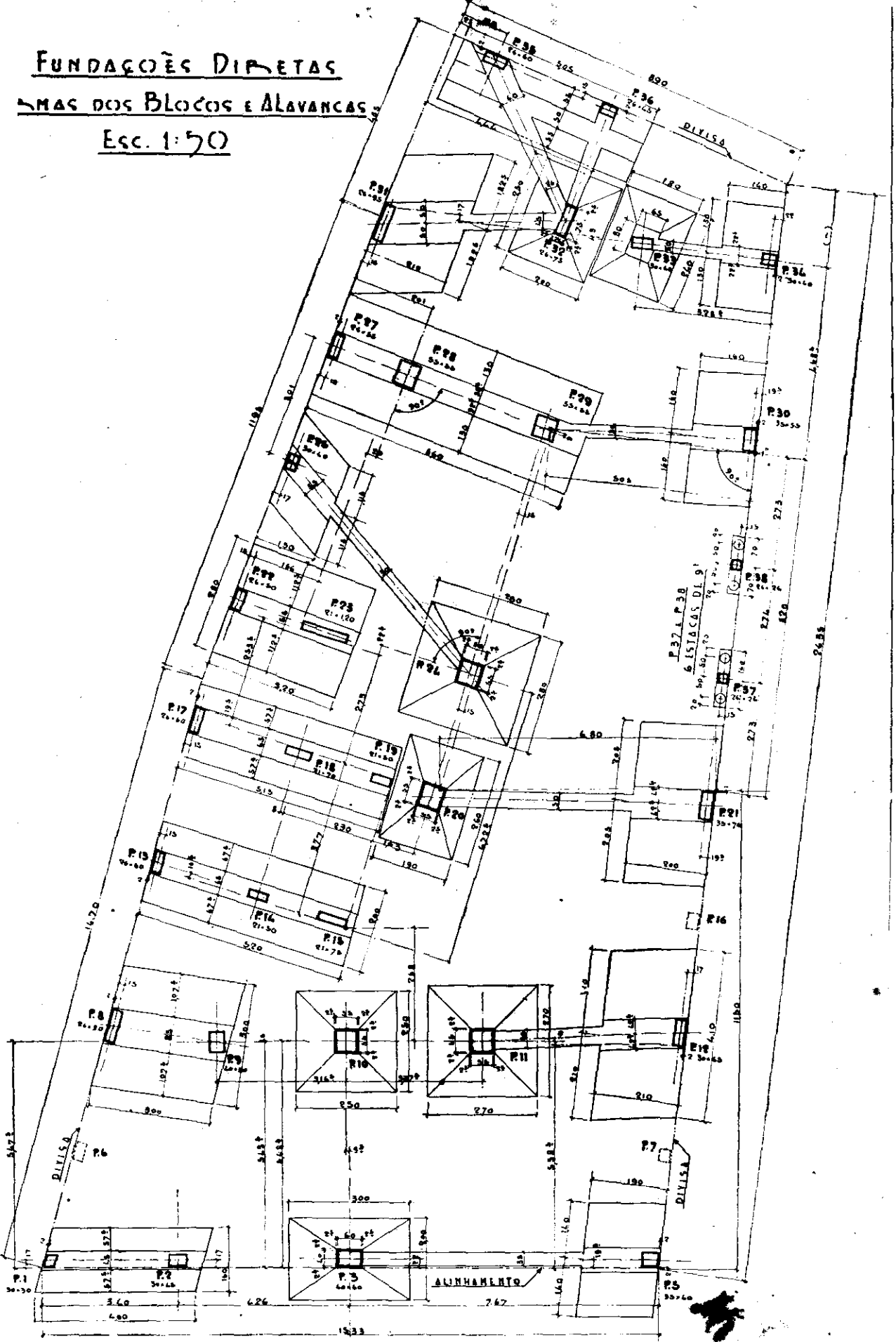


**FIG. 1**

# FUNDAÇÕES DIRETAS

## PLANOS DOS BLOCOS E ALAVANCAS

Esc. 1:50



NIVEL DE REFERENCIA  
± 0,00 NA GUIA DO PASSEIO

DESENHO Nº 2

Si consideramos o caso de uma viga  $T$  com lage de espessura média  $d = 25$  cm, ainda pelas tabelas de Löser  $\therefore$

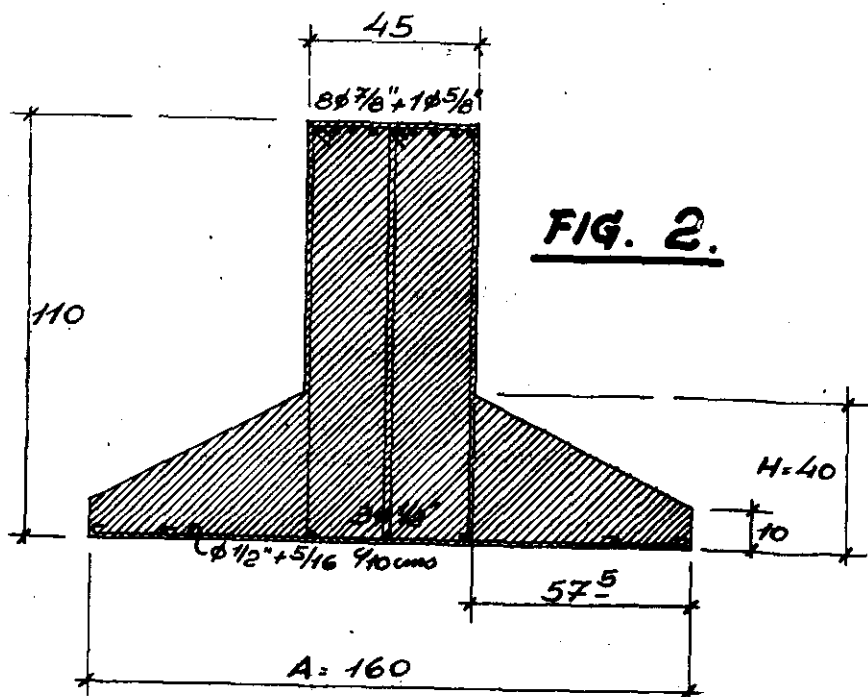
$$\varphi = \frac{d}{h} = \frac{25}{105} = 0.238$$

$$\sigma_c = 45 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_f = 1.500 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_{fe} = \frac{0.735 \times 44.6}{1.05} = 31.5 \text{ cm}^2 \text{ ou ainda } = 8\phi 7/8''$$

Na armação usaremos  $8\phi 7/8''$  e  $1\phi 5/8''$  central, para guia dos estribos duplos.

## SECÇÃO TRANSVERSAL DA FUNDAÇÃO P.1-P.2



**FIG. 2.**

**ESC. 1:20**

### Cizalhamento

Inicialmente esclarecemos que possuímos tabelas completas que nos fornecem os esforços cortantes absorvidos pelos estribos, por metro linear de viga, e os esforços cortantes absorvidos por barras curvadas, atribuindo para  $\sigma_f$  valores desde 1200 até 1.500 kg/cm<sup>2</sup>.

Para o caso presente temos o esforço cortante máximo  $B = 66.2$  t, resultando

$\tau_B \cong \frac{62.200}{45 \times 0.9 \times 105} = 14.7 \text{ kg/cm}^2$ . Logo, o esforço cortante deverá ser absorvido por estribos e barras curvadas.

Esforço cortante total  $T \cong \frac{62.2 \times 1.66}{2 \times 0.9 \times 1.05} = 54$  toneladas, absorvido por:

Estribos duplos  $\phi 3/8''$  c/25 cm = 28 toneladas  
 4  $\phi 7/8''$  curvados = 33 " "  
 61 > 54 toneladas

Cálculo da placa (para 1 metro linear).

$Q = 23.5 \times 0.575 = 13.6$  toneladas. Adotando  $\tau = 6.0 \text{ kg/cm}^2$

(altura util)  $h = \frac{13.600}{6 \times 0.9 \times 100} = 25 \text{ cm}$ .

Preferimos, entretanto,  $H = 40 \text{ cm}$ . Resulta

Momento flector:  $M = 1/2 \times 23.5 \times 0.575^2 = 3.9 \text{ t.m}$

$K_2 = \frac{35}{\sqrt{3.9}} = 17.5$  Logo, pela fórmula da flexão simples:

$S_{fe} = \frac{3.9}{1.5 \times 0.9 \times 0.35} = 8.4 \text{ cm}^2 = \phi 1/2'' + \phi 5/16''$  c/10 cm.

### Fundação $P_3 - P_5$

As duas fundações são ligadas por uma alavanca para evitar a excentricidade do pilar  $P_5$ .

As bases dos pilares  $P_3$  e  $P_5$  e a viga alavanca serão calculadas e dimensionadas separadamente. A figura 3 representa o sistema adotado.

Cargas  $P_3 = 117$  toneladas  $P_5 = 146$  toneladas

Cálculo da resultante:  $R = \frac{117 \times 7.43}{6.72} = 130$  toneladas

Reação da viga:  $B = 130 - 117 = 13$  toneladas

A reação  $B$  deverá ser deduzida quando considerarmos a fundação  $P_3$ .

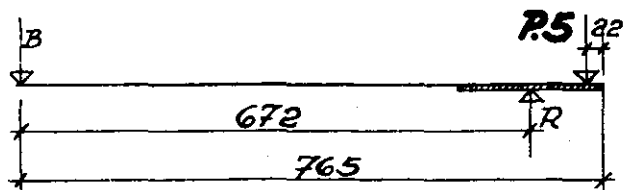
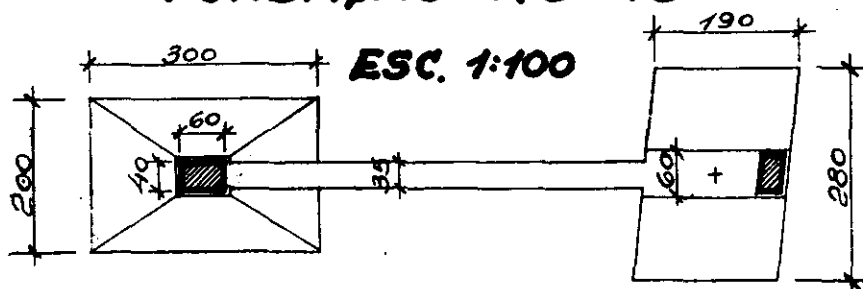
#### Momentos flectores

$M = P \times 0.75 = 117 \times 0.75 = 88.0 \text{ t.m}$

Momento flector máximo a ser considerado:

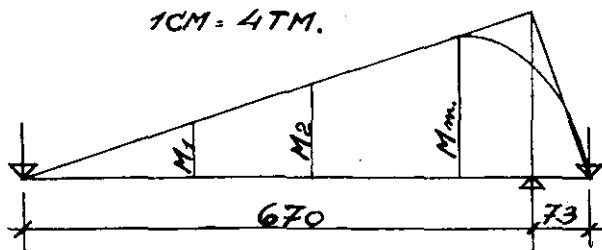
$M_m = (6.72 - 0.95) \times 13 = 75.0 \text{ t.m}$  (Figura 3)

# FUNDAÇÃO P.3-P.5



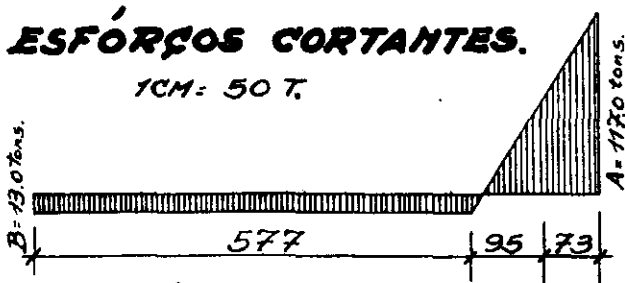
## MOMENTOS FLETÓRES.

1CM = 4TM.

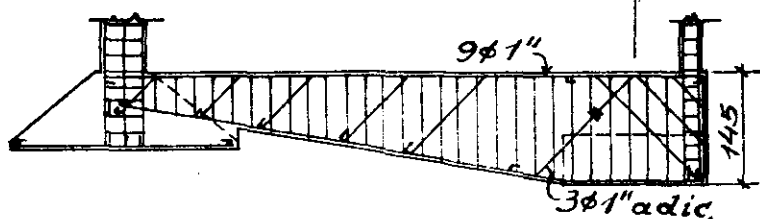


## ESFORÇOS CORTANTES.

1CM = 50 T.



## ESQUEMA DA ARMADURA.



**FIG. 3**



Cálculo da viga:

As dimensões máximas e mínimas estão fixadas variando desde (35 × 145) até (35 × 60), junto á placa P<sub>3</sub>. Considerando várias secções, obtivemos os seguintes resultados usando as tabelas de Löser:

$$\text{Para } M_m = 75 \text{ t.m; viga } = (35 \times 145); K_2 = \frac{140}{\sqrt{\frac{75}{0.35}}} = 9.3 \left. \begin{array}{l} \sigma_c = 66 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = 1500 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$S_{fe} = 0.768 \times \frac{75}{1.4} = 42.0 \text{ cm}^2 = 9 \phi 1''$$

$$\text{Para } M_1 = 46 \text{ t.m; viga } = (35 \times 110); K_2 = \frac{105}{\sqrt{\frac{46}{0.35}}} = 9.3 \left. \begin{array}{l} \sigma_c = 66.0 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = 1500 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$S_{fe} = 0.768 \times \frac{46}{1.05} = 33.5 \text{ cm}^2 = 7 \phi 1''$$

$$\text{Para } M_2 = 25 \text{ t.m; viga } (35 \times 80); K_2 = \frac{75}{\sqrt{\frac{25}{0.35}}} = 8.9 \left. \begin{array}{l} \sigma_c = 70 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = 1500 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$S_{fe} = 0.773 \times \frac{25}{0.75} = 26.0 \text{ cm}^2 = 6 \phi 1''$$

*Cizalhamento*

$$\tau_A \cong \frac{117.000}{140 \times 60 \times 0.9} \cong 15.6 \text{ kg/cm}^2$$

O esforço cortante total *T* deverá ser absorvido por barras curvadas.

$$T = \frac{117 \times 0.55}{0.9 \times 1.40} \cong 50.0 \text{ t ou } \sim 5 \phi 1'' \text{ curvadas.}$$

$$\tau_B = \frac{13.000}{35 \times 55 \times 0.9} = 7.4 \text{ kg/cm}^2.$$

Usaremos estribos  $\phi 5/16''$  c/25 e dobraremos as barras quando não mais necessárias.

### Cálculo da placa P<sub>3</sub>

$$R = 130 \text{ toneladas} \quad S = 1.90 \times 2.80 \text{ (fixada)}$$

$$\text{Resulta: } \sigma_s = \frac{130}{1.90 \times 2.80} = 24.5 \text{ t/m}^2 = 2.45 \text{ kg/cm}^2$$

Altura da placa junto à viga principal:  $H = 70 \text{ cm.}$

*Cizalhamento*

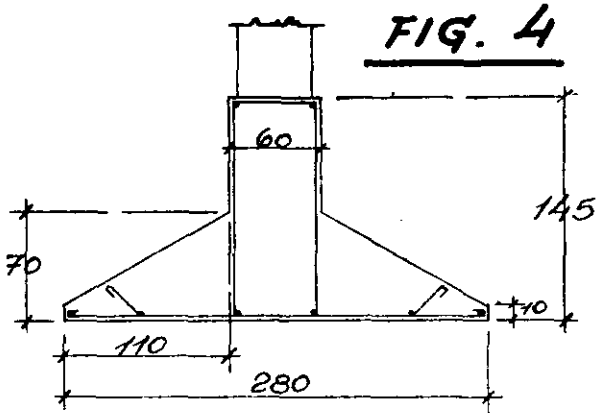
$$\tau \cong \frac{1.10 \times 24.5 \times 1.00}{0.65 \times 1.00 \times 0.9} \cong 46 \text{ t/m}^2 = 4.6 \text{ kg/cm}^2.$$

Momento flector máximo:  $M = 1/2 \times 1.10^2 \times 24.5 = 14.8 \text{ t.m}$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_c = 31.5 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = 1.500 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} K_s = \frac{65}{\sqrt{14.8}} = 17.0; S_{fe} = \frac{0.724 \times 14.8}{65} = 16.5 \text{ cm}^2$$

$$S_{fe} = \phi 5/8'' \text{ c}/11.5 \text{ cm}$$

(Vide abaixo secção transversal da placa  $P_5$ )



## SECÇÃO TRANSVERSAL DA FUNDAÇÃO P.5 ESC. 1:50

### Fundação $P_5$

$P = 146$  toneladas. A rigor, podemos deduzir a reação produzida pela alavanca:  $B = 13$  toneladas.

Logo:

$$P = 146 - 13 = 133 \text{ toneladas.}$$

Dimensões calculadas do pilar  $P_3$  na fundação:  $b \times d = 40 \times 60$

Dimensionamento da placa: (Vide figura 5)

$$S = 2.0 \times 3.0 = 6.0 \text{ m}^2 \quad \sigma_s = \frac{136}{6} = 22.2 \text{ t/m}^2$$

A altura  $H$  calcula-se considerando a punção do pilar  $P_3$ .

Para  $\tau = 8.0 \text{ kg/cm}^2$

$$h = \frac{133.000}{2(40 + 60) \times 8} = 0.83 \text{ m. Adotamos } H = 1.00 \text{ m.}$$

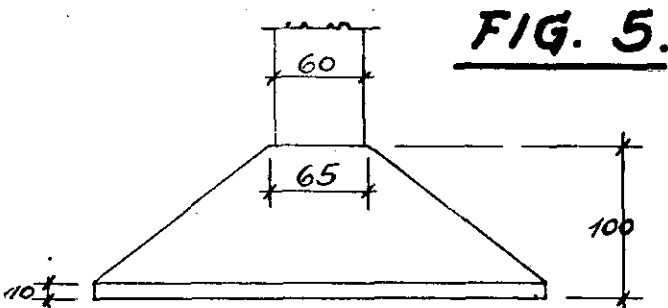
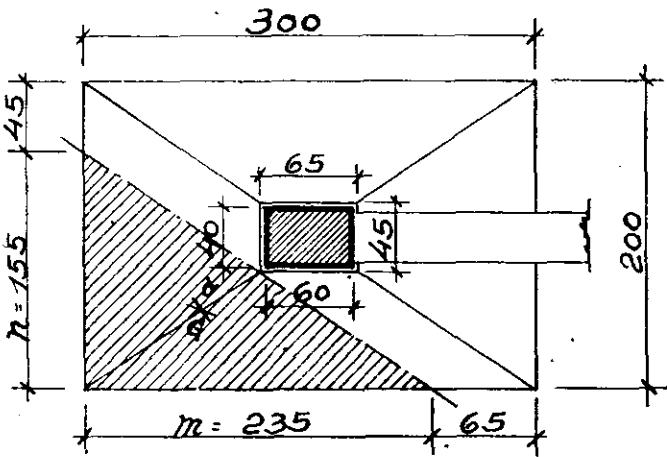
Armadura: Prevista em diagonal para o momento flector

$$M_x = \frac{m \times n \times \sigma_s \times a}{2} = \frac{2.35 \times 1.55 \times 22.2 \times 0.5}{2} = 20.3 \text{ t.m}$$

Pela fórmula da flexão simples,  $S_{fe} = \frac{M_{\alpha}}{\sigma_f \times z} = \frac{20.3}{1.5 \times 0.84 \times 0.95}$   
 $S_{fe} = 17.8 \text{ cm}^2$

Usamos 8  $\Phi$  3/4" em diagonal com  $S_{fe} = 22.8 \text{ cm}^2$

## FUNDAÇÃO P.3



### Fundação $P_8 - P_9$

Cargas

$P_8 = 114 \text{ t}$     $P_9 = 107 \text{ t}$     $R = P_8 + P_9 = 221 \text{ toneladas}$

Dimensionamento da sapata:  $S = 3.0 \times 3.0 = 9.0 \text{ m}^2$

Logo:  $\sigma_s = \frac{221}{9} = 24.5 \text{ t/m}^2 = 2.45 \text{ kg/cm}^2$

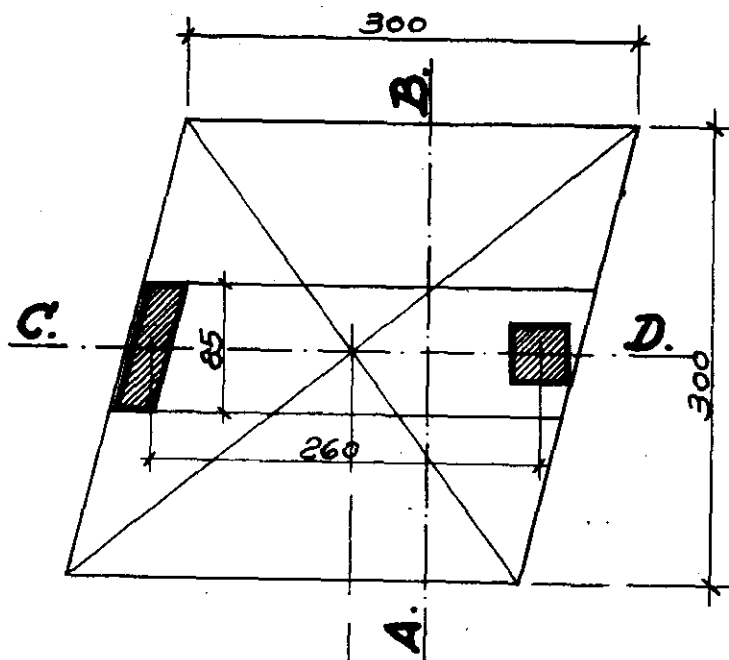
Viga principal:  $b = 85 \text{ cm}$  e  $H = 110 \text{ cm}$

Carga por metro linear  $q = 24.5 \times 3 = 73.5 \text{ t/m}$

Momento flector da viga simplesmente apoiada com  $l = 2.55 \text{ m}$

$M_0 = 1/8 \times 73.5 \times 2.55^2 = 59.5 \text{ t. m}$

# FUNDAÇÃO P. 8 E P. 9.



ESC. 1:50.

## ESQUEMA DA ARMADURA

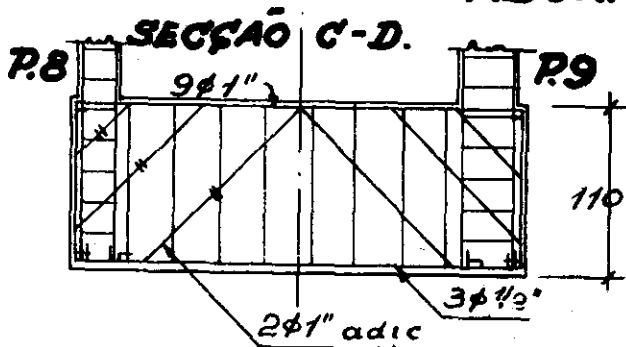
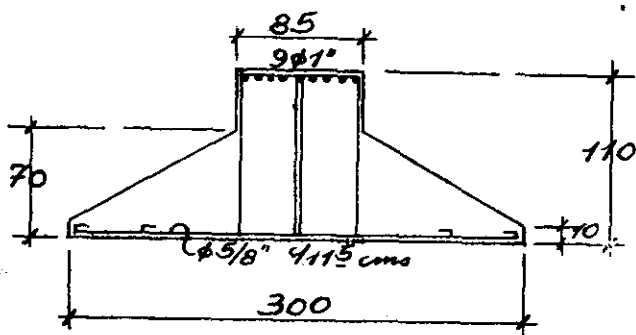


FIG. 6.

## SECÇÃO A-B.



$$(L\ddot{o}ser) K_2 = \frac{105}{\sqrt{\frac{59.5}{0.85}}} = 12.55 \left\{ \begin{array}{l} \sigma_c = 46 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = 1.500 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} S_{fe} = 0.745 \times \frac{59.5}{1.05} = 42.5 \text{ cm}^2 \\ S_{fe} = 9\phi 1'' \end{array}$$

**Cizalhamento**

Reacção da viga simplesmente apoiada

$$A = B = \frac{2.55 \times 73.5}{2} = 95 \text{ toneladas}$$

Logo:

$$\tau_a \cong \frac{95000}{85 \times 0.9 \times 105} = 11.9 \text{ kg/cm}^2$$

O esforço cortante total  $T$  deverá ser absorvido por estribos e barras curvadas, sendo:

$$T \cong \frac{95 \times 2.55}{4 \times 0.9 \times 1.05} = 64 \text{ t} \left\{ \begin{array}{l} \text{Est. duplos } \phi 3/8'' \text{ c/25 cm} = 22 \text{ t} \\ 4 \phi 1'' \text{ curvados} = 42 \text{ t} \\ \hline 64 \text{ t} \end{array} \right.$$

A extremo rigor, poderíamos considerar estas fundações de modo idêntico à fundação  $P_1 - P_2$ , levando em conta os pequenos balanços laterais. Entretanto obteríamos para máximo momento flector valor próximo de 59 t. m. Na prática corrente esta redução não justifica cálculo mais rigoroso.

**Estudo da Placa**      Altura  $H = 70 \text{ cm}$  (fixada)

$$\text{Resulta (por m. l.) } \tau = \frac{24.5 \times 1.075 \times 1.0}{0.65 \times 0.9 \times 1.0} = 45.5 \text{ t/m}^2 = 4.55 \text{ kg/cm}^2$$

**Momento flector:**

$$M = 1/2 \times 24 \times 1.075 = 14.30 \text{ t. m}$$

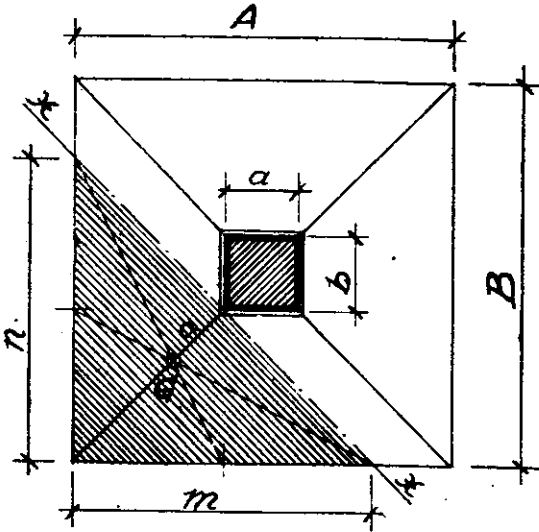
$$K_2 = \frac{65}{\sqrt{14.30}} = 17.4 \left\{ \begin{array}{l} \sigma_c = 30.5 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = 1.500 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$S_{fe} = 0.724 \times \frac{14.3}{0.65} = 16.0 \text{ cm}^2 = \phi 5/8'' \text{ c/11.5 cm}$$

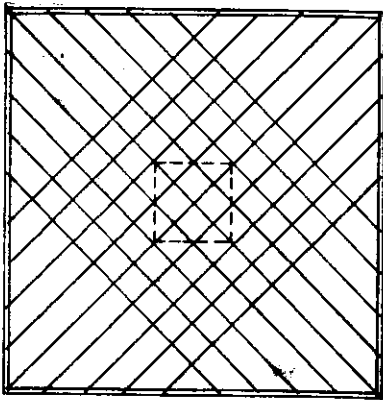
**Fundação  $P_{10}$  (isolada)** $P = 138$  toneladas; Dimensões do pilar:  $a \times b = 55 \times 55 \text{ cm}$ .Altura da blóco junto às faces do pilar:  $h = \frac{138.000}{4 \times 55 \times 8} = 79 \text{ cm}$  $\tau = 8.0 \text{ kg/cm}^2$ . Adotamos  $H = 90 \text{ cm}$ Dimensões da placa:  $S = A \times B = 2.5 \times 2.5 = 6.22 \text{ m}^2$ Logo:  $\sigma_s = \frac{138}{6.25} = 22.1 \text{ t/m}^2 = 2.21 \text{ kg/cm}^2$  (figura 7)

**Momento flector:** Considerado em relação à secção XX, paralela à diagonal, sendo  $M_x = G \times a$ , onde  $G$  = resultante das reacções do sólo na área triangular hachurada, e  $a$  = distância do centro de pressões da área triangular à secção XX.

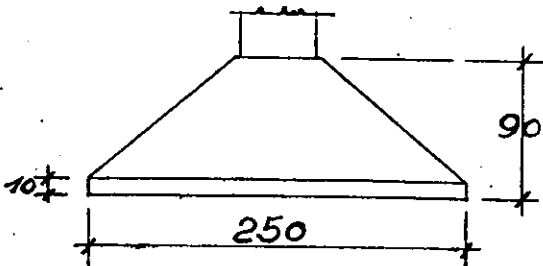
# FUNDAÇÃO P. 10



<sup>A</sup>  
**ESQUÊMA DA ARMADURA.**



**FIG. 7.**



Podemos escrever:

$$M_x = \frac{m \times n}{2} \times a \times \sigma_s \quad m = (B-b) = 1.95 \text{ m.}$$

Para a base quadrada  $m = n = 1.95 \text{ m}$  e  $a = \frac{(B-b)}{2 \times 3} \sqrt{2} = 0.46$

Logo: 
$$M_x = \frac{1.95^2}{2} \times 0.46 \times 22.1 = 19.3 \text{ t.m}$$

Em função da relação  $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$ , dispomos de tabelas que nos fornecem com rapidez o momento flector  $M_x$ .

Assim  $M_x = \frac{(B-b)}{K} \sigma_s$ , onde  $K$  é função da relação  $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$ .

Para a base quadrada  $K = 8.5$ , 
$$M = \frac{1.95^3}{8.5} \times 22.1 = 19.3 \text{ t.m}$$

*Cálculo da armadura:* Para as secções triangulares sujeitas a flexão simples, o cálculo aproximado permite aplicar a fórmula da flexão simples onde devemos fazer  $z = 0.8 h$ . Sendo  $\begin{cases} h = 0.85 \text{ m} \\ \sigma_f = 1.500 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

Resulta: 
$$S_{fe} = \frac{M}{\sigma_f \times z} = \frac{19.3}{1.5 \times 0.8 \times 0.85} = 19 \text{ cm}^2,$$

ou sejam 9  $\Phi$  5/8'' em diagonal, duas vezes, em armaduras cruzadas.

#### Fundação $P_{11} - P_{12}$ (com alavanca)

Cargas\*

$$P_{11} = 220 \text{ toneladas} \quad P_{12} = 180 \text{ toneladas}$$

#### Placa $P_{12}$

Cálculo da resultante  $R$  (figura 8).

$$R = 180 \times \frac{4.90}{4.0} = 221 \text{ t}; \quad B = 221 - 180 = 41 \text{ t}$$

Dimensões fixadas:  $S = 4.2 \times 2.1 = 8.85 \text{ m}^2$

$$\sigma_s = \frac{221}{4.2 \times 2.1} = 25 \text{ t/m}^2 = 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

Momento flector:  $M = 1/2 \times 1.7^2 \times 25 = 36.0 \text{ t.m}$ ;  $H = 110 \text{ cm}$  (fixada)

(Löser) 
$$K_2 = \frac{150}{\sqrt{36}} = 17.5 \quad \begin{cases} \sigma_c = 30.5 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = 1.500 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

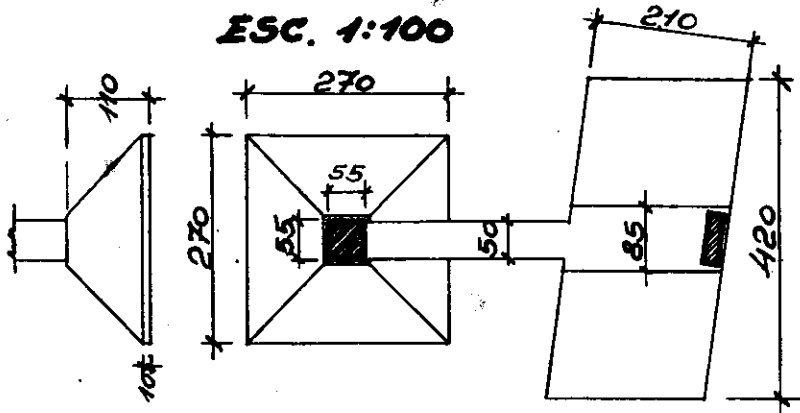
$$S_{fe} = 0.733 \times \frac{36}{1.05} = 24.7 \text{ cm}^2 = \Phi 3/4'' \text{ c}/11.5 \text{ cm}$$

*Cálculo da alavanca:* (figura 8)

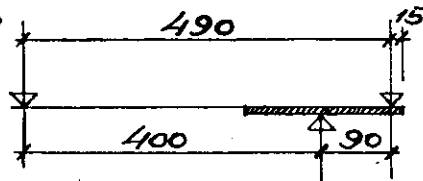
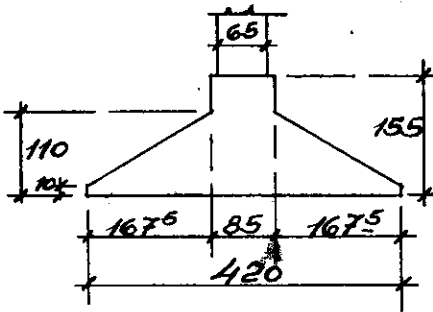
Momento flector:  $M = 0.9 \times 180 = 162.0 \text{ t.m}$ , sendo  $M_m$  o momento flector máximo a ser considerado (secção mais desfavorável).

$$M_m = 41 \times 2.95 = 121.0 \text{ t.m}$$

**FUNDAÇÃO P.H E P.12**  
**ESC. 1:100**

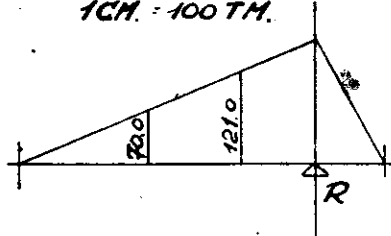


**SECÇÃO TRANSVERSAL DA SAPATA P.12**



**MOMENTOS FLETÓRES**

1CM. = 100 TM.



**ESQUEMA DA ARMADURA**

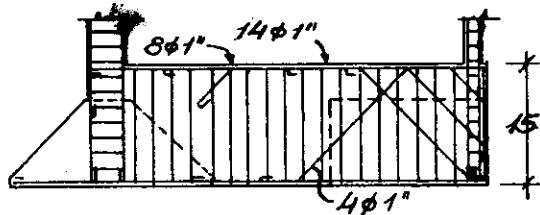


Fig. 8

**ESFORÇOS CORTANTES.**

1CM. = 100 T.





Dimensões da viga:  $b \times d = 50 \times 155$  (fixadas)

$$(L\ddot{o}ser) \quad K_2 = \frac{150}{\sqrt{\frac{121}{0.5}}} = 9.0 \quad \left. \begin{array}{l} \sigma_c = 64.0 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = 1.500 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} S_{fe} = 0.766 \times \frac{121}{1.50}$$

$$S_{fe} = 62.0 \text{ cm}^2 = 14 \phi 1''$$

Para  $M_1 = 70.0 \text{ t. m}$

$$K_2 = \frac{150}{\sqrt{\frac{70}{0.5}}} = 12.6 \quad \left. \begin{array}{l} \sigma_c = 45.0 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = 1.500 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} S_{fe} = 0.744 \times \frac{70}{1.50} = 34.6 \text{ cm}^2 = 7 \phi 1''$$

**Cizalhamento**

$$\text{Para } P = 180 \text{ t} \quad \tau \cong \frac{180.000}{85 \times 150 \times 0.9} \cong 15.6 \text{ kg/cm}^2$$

O esforço cortante total  $T$  deverá ser absorvido por barras curvadas, sendo  $T \cong \frac{180 \times 0.75}{0.9 \times 1.5} = 100 \text{ t}$ , absorvidas por  $12 \phi 1''$  curvadas.

Para  $B = 41,000 \text{ kg}$ ;  $\tau_B = \frac{41.000}{50 \times 150 \times 0.9} = 6.0 \text{ kg/cm}^2$ . Não serão necessarios estribos nem barras curvadas — Entretanto, usaremos  $\phi 3/8''$  c/25 cm e dobraremos  $8 \phi 1''$  quando não mais necessárias.

**Placa  $P_{11}$**

A rigor póde ser calculada para uma carga deduzida de 41 toneladas ou a reação produzida pela alavanca.

$$P = 220 - 41 = 179 \text{ toneladas}$$

Dimensão da placa:  $S = 2.70 \times 2.70$  (fixada)

$$\text{Resulta: } \sigma_c = \frac{179}{2.70 \times 2.70} = 24.6 \text{ t/m}^2 = 2.46 \text{ kg/cm}^2. \text{ Altura ne-}$$

$$\text{cessária da placa} = H, \text{ sendo } (H - 5) = h = \frac{179000}{4 \times 55 \times 8} = 102 \text{ cm.}$$

Adotámos  $H = 110 \text{ cm}$ , sendo  $a \times b = 55 \times 55$  as dimensões do pilar.

$$h = \text{altura util.}$$

$$\text{Momento flector } M = \frac{(2.70 - 0.55)^2}{8.5} \times 24.6 = 28.7 \text{ t. m}$$

$$\text{Conforme a fundação } P_{10}, S_{fe} = \frac{M}{\sigma_f \times z} = \frac{28.7}{1.5 \times 0.8 \times 1.} = 22.7 \text{ cm}^2$$

$$S_{fe} = 8 \phi 3/4'' \text{ em diagonal}$$

**Fundação  $P_{13} - P_{14} - P_{15}$**

**Cargas**

$$P_{13} = 88 \text{ toneladas; } P_{14} = 69 \text{ toneladas e } P_{15} = 103 \text{ toneladas}$$

$$R = P_{13} + P_{14} + P_{15} = 260 \text{ toneladas.}$$

Dimensionamento da placa:  $Rx = 103 \times 4.35 + 69 \times 2.45$

$$x = \frac{463.5 + 176.8}{260} = \frac{640.3}{260} = 2.462 \text{ m}$$

Comprimento da placa:

$$A = (2.462 + 0.15) \times 2 = 5.224 \text{ m}$$

Largura  $B$ , para  $\sigma_s = 2.5 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\sigma_s = \frac{P}{A \times B}$ ;  $B = \frac{P}{A \times \sigma_s}$

$$B = \frac{260}{5.224 \times 25} = \frac{260}{130.6} = 1.99 \text{ m}$$

Temos assim a coincidência do centro de pressões da placa com a resultante das forças verticais.

*Viga principal:*

Carga uniformemente distribuida

$$q = 25 \times 1.99 = 49.75 \text{ t/m.}; \quad l = 5.22 \text{ m} \quad (\text{vão livre})$$

Reações:  $A = B = \frac{49.75 \times 5.22}{2} = 130 \text{ toneladas.}$

Momento flector em uma secção  $x$ :  $M_x = 130x - qx^2$ .

Cargas concentradas:  $P_{13}$ ,  $P_{14}$  e  $P_{15}$  sobre a viga com vão livre  $l = 5.22 \text{ m}$ . Tendo em vista a coincidência acima apontada, temos igualmente as reações.

$A = B = 130 \text{ toneladas.}$  Assim:

$$A = \frac{88 \times 5.07}{5.22} + \frac{69 \times 2.47}{5.22} + \frac{103 \times 0.57}{5.22} = 130 \text{ t}$$

Momento flector em uma secção  $x$ .

Para uma secção entre  $P_{13}$  e  $P_{14}$ .

$$M_x = -A_x + P_{13}(x - 0.15)$$

Para uma secção entre  $P_{14}$  e  $P_{15}$ .

$$M_x = -A_x + P_{13}(x - 0.15) + P_{14}(x - 2.75)$$

O momento flector resultante obtém-se pela soma algébrica dos momentos acima determinados ou:

$$M_x = P_{13}(x - 0.15) - \frac{qx^2}{2}, \text{ para secções entre } P_{13} \text{ e } P_{14}$$

e

$$M_x = P_{13}(x - 0.15) + P_{14}(x - 2.75) - \frac{qx^2}{2}, \text{ para secções entre } P_{14} \text{ e } P_{15}$$

*Esforço cortante:*

$$Q_x = dM_x = P_{13} - qx \quad \text{e} \quad Q_x = P_{13} + P_{14} - qx$$

Pelas expressões acima calculamos os momentos flectores e esforços cortantes em várias secções.

Pelo diagrama de esforços cortantes notamos existir um momento máximo entre  $P_{13}$  e  $P_{14}$ , e outro entre  $P_{14}$  e  $P_{15}$ , correspondendo a esforços cortantes nulos.

Pelo cálculo observamos que o «maximum maximorum» corresponde à secção  $x = 1.768\text{m}$ , entre  $P_{13}$  e  $P_{14}$ .

A seguir um resumo dos momentos resultantes calculados para várias secções:

$x$ m	$M_R$ t. m	$x$ m	$M_R$ t. m
0	0	2.50	+ 51.40
0.15	+ 5.60	2.75	+ 40.70
0.50	+ 24.00	3.00	+ 44.20
1.00	+ 49.93	<b>3.15</b>	<b>+ 44.80</b>
1.50	+ 62.90	3.50	+ 41.80
<b>1.768</b>	<b>+ 64.64</b>	4.00	+ 27.00
2.00	+ 63.30	4.65	- 10.70

A solução gráfica, pela superposição dos dois diagramas de momentos elementares da viga simplesmente apoiada com  $l = 5.22$ , confirma a solução analítica que acabamos de examinar.

*Cálculos dos momentos elementares* para a construção dos diagramas, para a solução gráfica.

Para a carga uniforme:  $q = 49.75 \text{ t/m}$

$$M_0 = 1/8 \times ql^2 = \frac{49.75 \times 5.22^2}{8} = 169.45 \text{ t. m}$$

Para as cargas concentradas:  $M_{14} = \frac{69 \times 2.75 \times 2.47}{5.22} = 89.78 \text{ t. m}$

$$M_{13} = \frac{88 \times 0.15 \times 5.07}{5.22} = 12.82 \text{ t. m}; \quad M_{15} = \frac{103 \times 0.57 \times 4.65}{5.22} = 52.29 \text{ t. m}$$

Momentos totais para cargas concentradas:

$$M_{13} = 130 \times 0.15 = 19.5 \text{ t. m}; \quad M_{14} = 130 \times 2.75 = 128.7 \text{ t. m};$$

$$M_{15} = 130 \times 0.57 = 74.1 \text{ t. m}$$

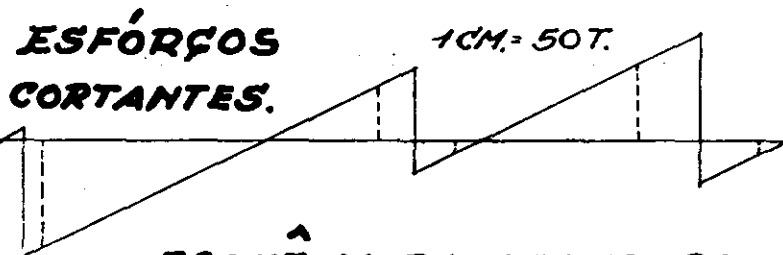
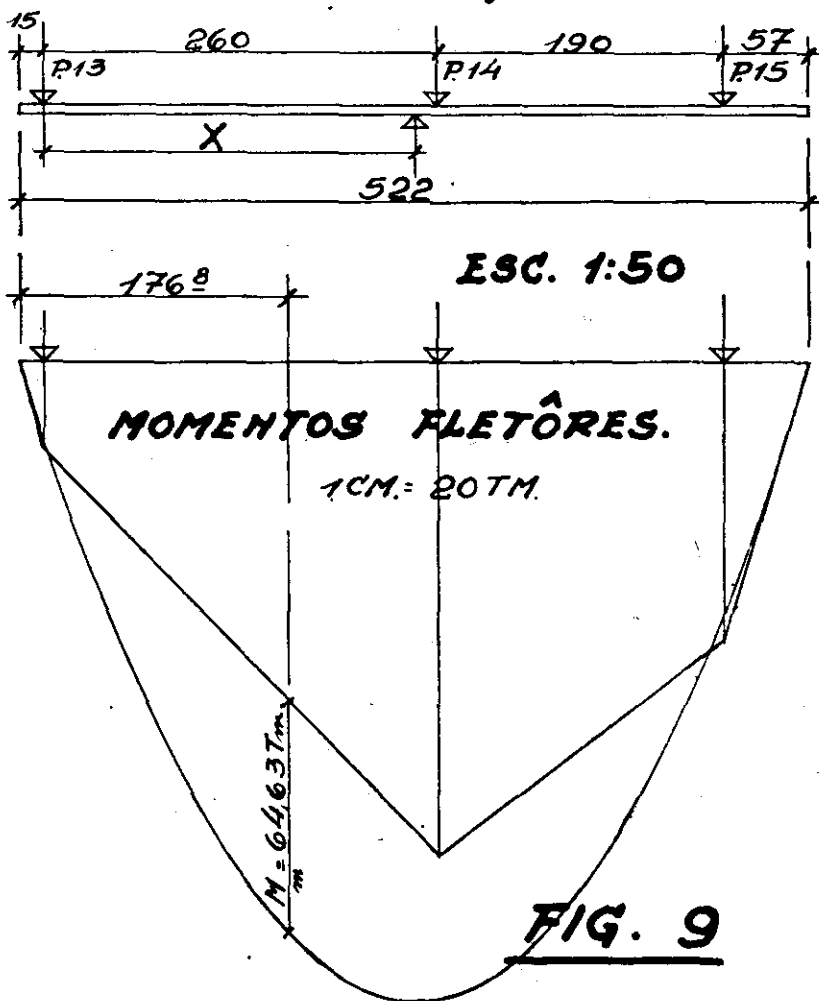
Com os elementos acima construímos os diagramas (Vide fig. 9)

Cálculo da viga: Dimensões fixadas  $\left\{ \begin{array}{l} b_0 = 65 \text{ cm} \\ H = 125 \text{ cm} \end{array} \right.$

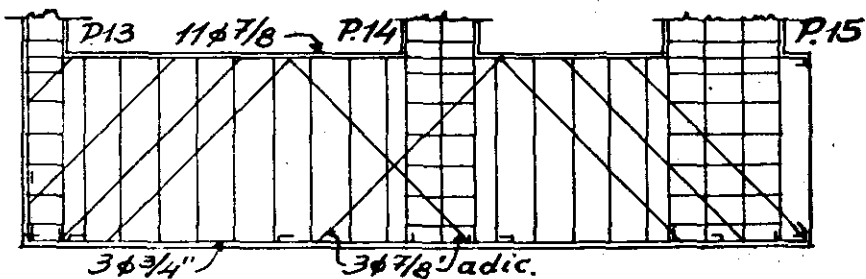
Verificação da secção sujeita ao máximo momento flector

$$M_m = 64.63 \text{ t. m (Löser)} \quad K_2 = \frac{120}{\sqrt{\frac{64.63}{0.65}}} = 12.1 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_c = 47.5 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = 1.500 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

# FUNDAÇÃO P.13, P.14 E P.15



## ESQUÊMA DA ARMADURA



A secção  $S_{fe}$  de ferro necessario é:

$$S_{fe} = 0.746 \times \frac{64.63}{1.20} = 40.0 \text{ cm}^2 = 11 \Phi 7/8''$$

**Cizalhamento**

Esforço cortante máximo:

$$Q = 88 - 0.15 \times 49.75 = 83 \text{ toneladas.}$$

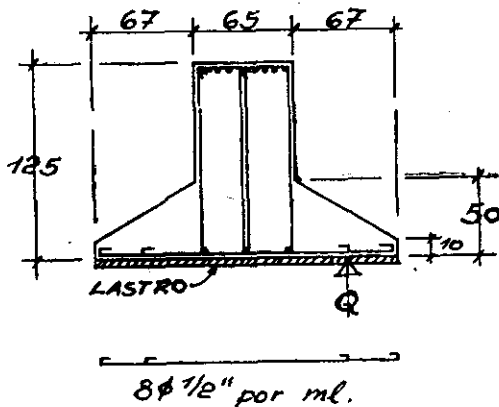
Logo  $\tau \cong \frac{83000}{65 \times 120 \times 0.9} = 11.8 \text{ kg/cm}^2$ . O esforço cortante total  $T$  deverá ser absorvido por estribos e barras curvadas, sendo

$$T \cong \frac{88 \times 1.62}{2 \times 120 \times 0.9} = 66.0 \text{ t}$$

Para  $\sigma_f = 1.40 \text{ kg/cm}^2$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{Estribos duplos } \Phi 5/16'' \text{ c/20 } T_c = 14 \times 1.6 = 23 \text{ t} \\ \text{Barras curvadas } = 7 \Phi 7/8'' \text{ } T_c \dots \dots = 54 \text{ t} \\ \hline 66 \text{ t} < 77 \text{ t} \end{array} \right.$

**Estude da placa**

**CORTE TRANSVERSAL**



**FIG. 10.**

$$S = 5.22 \times 1.99 = 10.4 \text{ m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{260}{10.4} = 25.0 \text{ t/m}^2 = 2.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (taxa de trabalho do s6lo)}$$

Temos:  $Q_s = 0.67 \times 1 \times 25 = 16.5 \text{ t/m}$

Seja  $H = 50 \text{ cm}$  a espessura da placa junto à viga principal.

Resulta:  $\tau = \frac{16.500}{100 \times 45 \times 0.9} = 4.1 \text{ kg/cm}^2$

Momento flector:  $M_f = 1/2 \times 0.67^2 \times 25 = 5.7 \text{ t.m}$

$$(L\ddot{o}ser) S_{fe} = \frac{5.7}{1.5 \times 0.45 \times 0.9} = 9.4 \text{ cm}^2 = 8 \Phi 1/2'' \text{ por m. linear}$$

*Obs.:* As demais fundações calculadas são de tipos mais ou menos analogos aos que já examinamos. Para não extender demasiadamente a presente publicação, resolvemos suprimí-las.

#### 4. — Fundações sobre estacas

Partindo do desenho n.º 1 contendo a locação dos eixos dos pilares, estudamos os varios blócos e alavancas para o caso de fundações sobre estacas, determinando os demais elementos necessarios, resultando finalmente os desenhos n.ºs 3 e 4 contendo a locação das estacas e a planta geral dos blócos de fundações.

Como fizemos para as fundações diretas, apresentaremos alguns tipos de fundações sobre estacas, considerando os mais interessantes.

##### Fundação $P_1 - P_2$

*Cargas*

$$P_1 + P_2 = R = 65 + 85 = 150 \text{ toneladas.}$$

Serão necessárias 3 estacas de 50 toneladas.

Locação das estacas:

Distancia entre eixos dos pilares  $P_1$  e  $P_2$ :  $l = 3.20 \text{ m.}$

Distancia da resultante  $R$  referida ao eixo do pilar  $P_1$ :

$$x = \frac{85 \times 3.20}{150} = 1.813 \text{ m}$$

Distancia  $d$  entre os eixos das estacas:  $d = 1.30 \text{ m.}$

A estaca do centro deve coincidir com a resultante das cargas verticais.

*Cálculo da viga principal:* Trata-se de uma viga simplesmente apoiada com  $l = 3.20$ , com tres cargas concentradas segundo o eixo das estacas.

Na figura 11 constam os diagramas de esforços cortantes e momentos flectores.

*Momentos flectores:* Foram calculados pelo diagrama de esforços cortantes, para secções correspondendo aos eixos das estacas.

Assim:

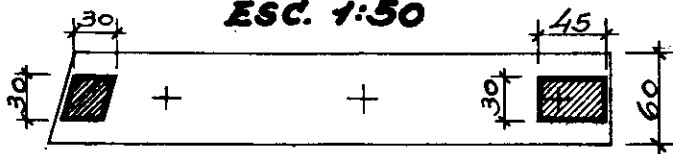
$$\begin{aligned} M_1 &= - 0.513 \times 65. & & = - 33.345 \text{ t.m} \\ M_2 &= - 33.345 - 1.50 \times 1.30 = - 33.345 - 19.5 & & = - 52.845 \text{ t.m (máximo)} \\ M_3 &= - 52.845 + 35 \times 1.30 = - 52.845 + 45.50 & & = - 7.345 \text{ t.m} \\ M_4 &= - 7.345 + 7.345 + 0.087 \times 85 & & = 0.000 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Máximo momento flector:  $M_m = - 52.845 \text{ t. m.}$

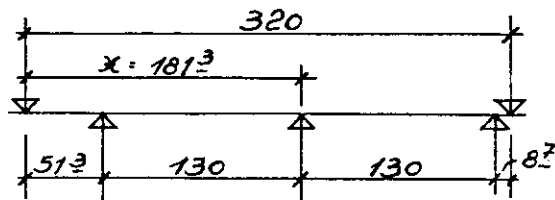
Dimensões fixadas:  $H = 130 \text{ m; } b = 60 \text{ cm e } h = 120 \text{ cm}$

# FUNDAÇÃO P.1 E P.2

ESC. 1:50



## LOCAÇÃO DAS ESTACAS.



## MOMENTOS FLETÔRES.

\* 1 CM = 20 TM.

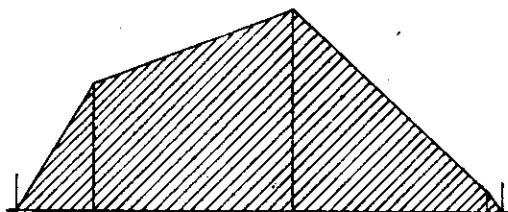
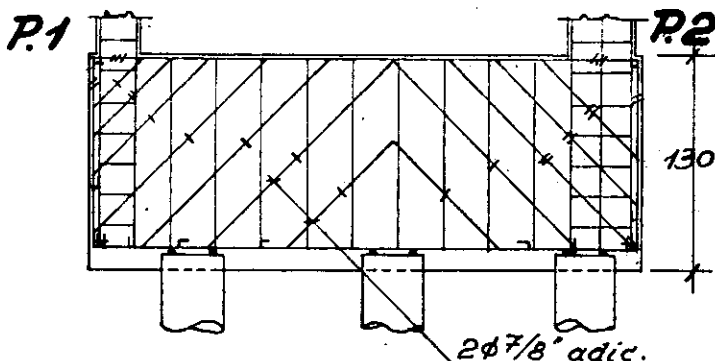


FIG. 11

## ESQUÊMA DA ARMADURA.



## ESFORÇOS CORTANTES.

1 CM. = 50 T.



$$(L\ddot{o}ser) \quad K_2 = \frac{120}{\sqrt{\frac{52.845}{0.6}}} = 12.80 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_c = 44.0 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = 1.500 \text{ kg/cm}^2; \end{array} \right.$$

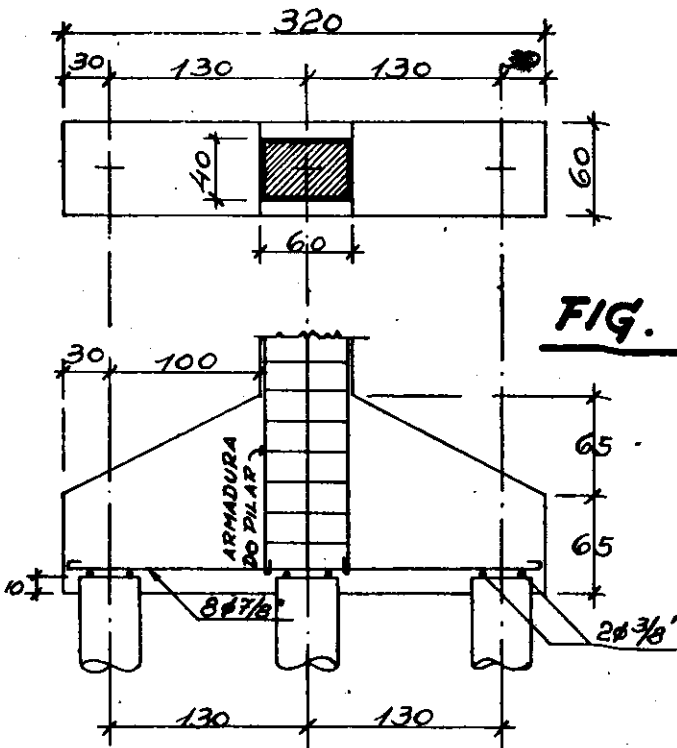
$$S_{fe} = 0.742 \times \frac{52.845}{1.20} = 32.30 \text{ cm}^2 = 9 \phi 7/8''$$

**Cizalhamento**

O máximo verifica-se entre os eixos do pilar  $P_1$  e da estaca  $E_1$ , sendo  $\tau \cong \frac{65.000}{60 \times 120 \times 0.9} = 10.0 \text{ kg/cm}^2$ ,

Esforço cortante total:  $T \cong \frac{65 \times 0.513}{0.9 \times 1.20} = 27$  toneladas, absorvido por  $3 \phi 7/8''$  + estribos duplos  $\phi 5/16''$  c/25 (pelas nossas tabelas).

**FUNDAAO P.3**



**FIG. 12**

**ESC. 1:50**

**Fundão  $P_3$  (isolada)**

**Carga**  $P = 146$  toneladas.

Bloco de fundão sobre 3 estacas alinhadas de 50 toneladas.

Carga por estaca:  $P_1 = \frac{146}{3} = 48.7$  toneladas.

Dimensões do bloco:  $H = 130 \text{ cm}$ ,  $h = 120 \text{ cm}$ ,  $b = 60 \text{ cm}$ .



**Cizalhamento**

$\tau = \frac{48.700}{60 \times 120 \times 0.9} = 7.5 \text{ kg/cm}^2$ . Não serão necessários estribos nem barras curvadas.

Momento flector: Sendo  $d = 1.30 \text{ m}$  a distância entre estacas, podemos escrever:  $M = 1.30 \times 48.70 = 63.0 \text{ t.m.}$

Entretanto, na secção mais desfavorável:  $M = 1 \times 48.70 = 48.70 \text{ t.m.}$

$$(L\ddot{o}ser) K_2 = \frac{120}{\sqrt{\frac{48.7}{0.60}}} = 13.30 \left\{ \begin{array}{l} \sigma_c = 42 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = 1500 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$S_{fc} = 0.739 \times \frac{48.7}{1.20} = 30.0 \text{ cm}^2 = 8 \text{ } \Phi \text{ } 7/8''$$

**Fundação  $P_5 - P_{11} - P_{12}$**

Os blocos  $P_5$  e  $P_{12}$  serão ligados ao bloco  $P_{11}$  pelas alavancas  $A_1$  e  $A_2$ , respectivamente.

Estudaremos em primeiro lugar o sistema formado por  $P_5$  e  $P_{11}$

**Cargas**

Pilar  $P_5 = 117.0 \text{ t.}$  Pelo sistema adotado a resultante  $R$  é:

$$R = 117 \times \frac{6.80}{6.20} = 129. \text{ t.}; B = 129 - 117 = 12 \text{ t.}$$

Serão necessárias duas estacas de 65 toneladas locadas simetricamente segundo o eixo da alavanca e distanciadas 65 cm da divisa lateral do terreno.

**Cálculo da viga principal (Alavanca 1)**

Momento flector:  $M = - 0.60 \times 117 = - 70.0 \text{ t.m}$

Máx. Mom. flector:  $M_m = - 66.0 \text{ t.m}$

Dimensões da viga

$$b = 35 \text{ cm, } H = 60 \text{ a } 120 \text{ cm (variavel).}$$

$$(L\ddot{o}ser) K_2 = \frac{115}{\sqrt{\frac{66}{0.35}}} = 8.40 \text{ (Deve ser prevista armadura dupla).}$$

$$\text{Para } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_c = 70 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = 1500 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} S_{fc} = 46.10 \text{ cm}^2 = 10 \text{ } \Phi \text{ } 1'' \\ S'_{fc} = 7.7 \text{ cm}^2 = 2 \text{ } \Phi \text{ } 7/8'' \end{array} \right.$$

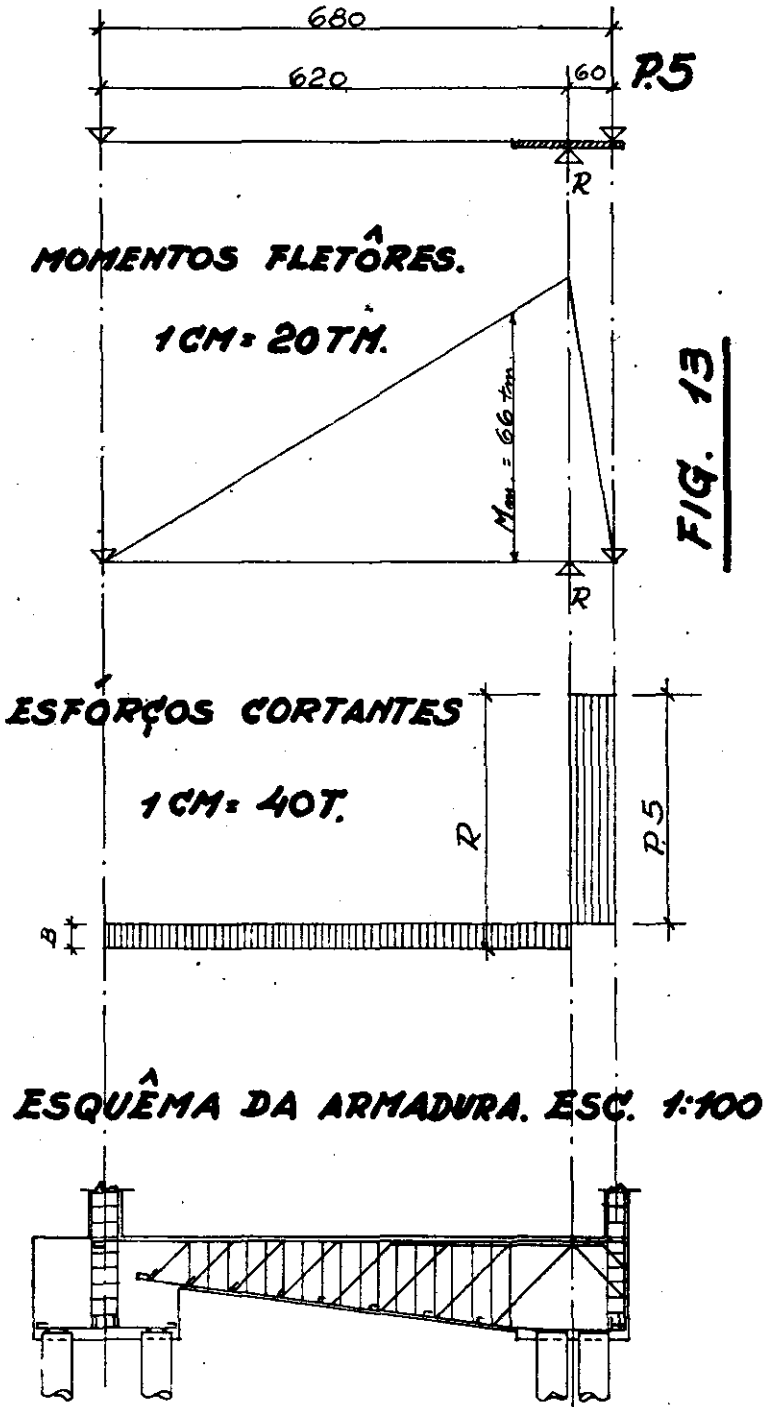
**Cizalhamento**

Na secção menos favorável, junto à placa  $P_{11}$ ,  $B = 12$  toneladas, sendo  $\tau_B = \frac{12000}{35 \times 55 \times 0.9} = 7.0 \text{ kg/cm}^2 < 8.0 \text{ kg/cm}^2$ .

Usaremos, entretanto, estribos  $\Phi 5/16''$  c/25 cm e dobraremos as barras quando não mais necessárias.



# ALAVANCA A. 1



**Placa P<sub>5</sub>**

$$R = 129.0 \text{ t.} \quad \text{Momento flector } M = \frac{129}{8} \times 1.30 = 21 \text{ t.m}$$

$$K_2 = \frac{115}{\sqrt{\frac{21}{0.95}}} = 24.3 \quad S_{fe} = \frac{0.723 \times 21}{1.15} = 1.45 \text{ cm}^2 = 6 \Phi 3/4''$$

$$\sigma_c = 20.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{e} \quad \sigma_f = 1.500 \text{ kg/cm}^2.$$

Estudaremos, a seguir, o sistema formado por P<sub>12</sub> e P<sub>11</sub>.

*Cargas*

Pilar P<sub>12</sub>,  $P = 180 \text{ t}$ , sendo  $R = 180 \times \frac{489}{440} = 200 \text{ t}$ .

Serão necessárias três estacas alinhadas, distanciadas 65 cm. da divisa lateral e locadas simetricamente em relação ao eixo da alavanca.

**Cálculo da viga principal (Alavanca).**

Dimensões fixadas:  $b = 40 \text{ cm}$ ,  $H = 120 \text{ a } 60 \text{ cm}$  (variavel).

*Momento flector*

$$(L\ddot{o}ser) \begin{cases} M = -0.49 \times 180 = -88 \text{ t.m} \\ M_m = -83 \text{ t.m} \end{cases} \quad K_2 = \frac{115}{\sqrt{\frac{83}{0.4}}} = 7.8$$

Será necessária armadura dupla, para

$$\sigma_c = 70 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{e} \quad \sigma_f = 1.500 \text{ kg/cm}^2.$$

Calculamos  $\begin{cases} S_{fe} = 11 \Phi 1'' \\ S_{fe}' = 3 \Phi 7/8'' \end{cases}$

**Placa P<sub>12</sub>**

$$M = \frac{200}{3} \times 1.30 = 86.5 \text{ t.m}$$

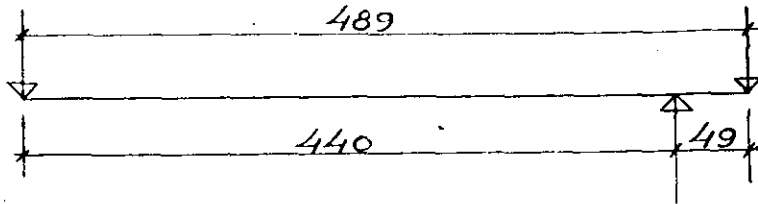
$$K_2 = \frac{115}{\sqrt{\frac{86.5}{0.95}}} = 12.1 \quad \begin{cases} \sigma_c = 48.0 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = 1.500 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$S_{fe} = 0.767 \times \frac{86.5}{1.15} = 56.0 \text{ cm}^2 = 11 \Phi 1''$$

*Cizalhamento*

$$\tau = \frac{200.000}{3 \times 95 \times 0.8 \times 1.20} = 7.4 \text{ kg/cm}^2 < 8.0 \text{ kg/cm}^2.$$

# ALAVANCA. A. 2



## MOMENTOS FLETÔRES.

1 CM. = 20 T.M.

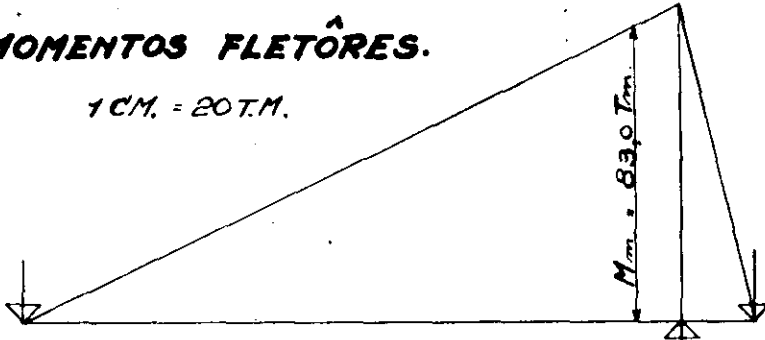
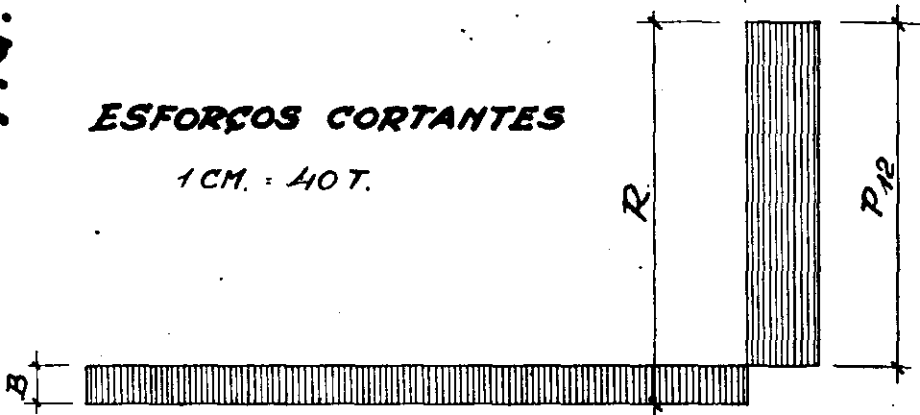


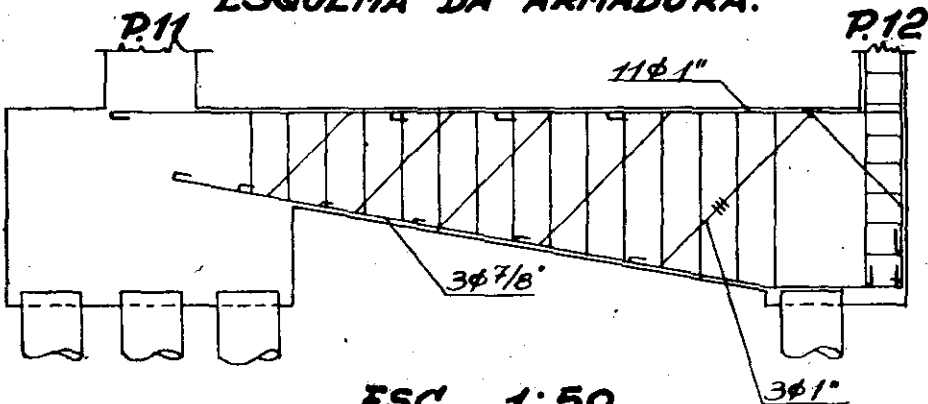
FIG. 14

## ESFORÇOS CORTANTES

1 CM. = 40 T.



## ESQUÊMA DA ARMADURA.



ESC. 1:50

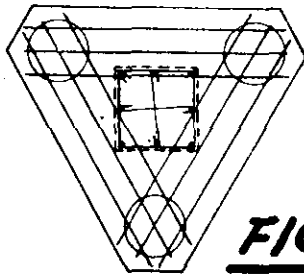
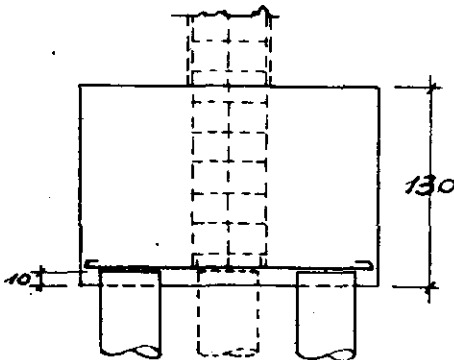
**Pilar P<sub>11</sub>**

A fundação será calculada para uma carga P<sub>11</sub>, consideradas as reações das alavancas A<sub>1</sub> e A<sub>2</sub>. Assim  $P = 220 - 12 - 5 = 203$  toneladas, ou sejam tres estacas locadas segundo os vertices de um triangulo equilatero, distanciadas de 1.30 m.

$$\text{Momento flector } M = 1/8 \times \frac{190}{3} \times 1.30 = 10.3 \text{ t. m}$$

$$S_{fe} = \frac{10.3}{1.5 \times 0.8 \times 1.2} = 7.2 \text{ cm}^2 = 3 \phi 3/4''$$

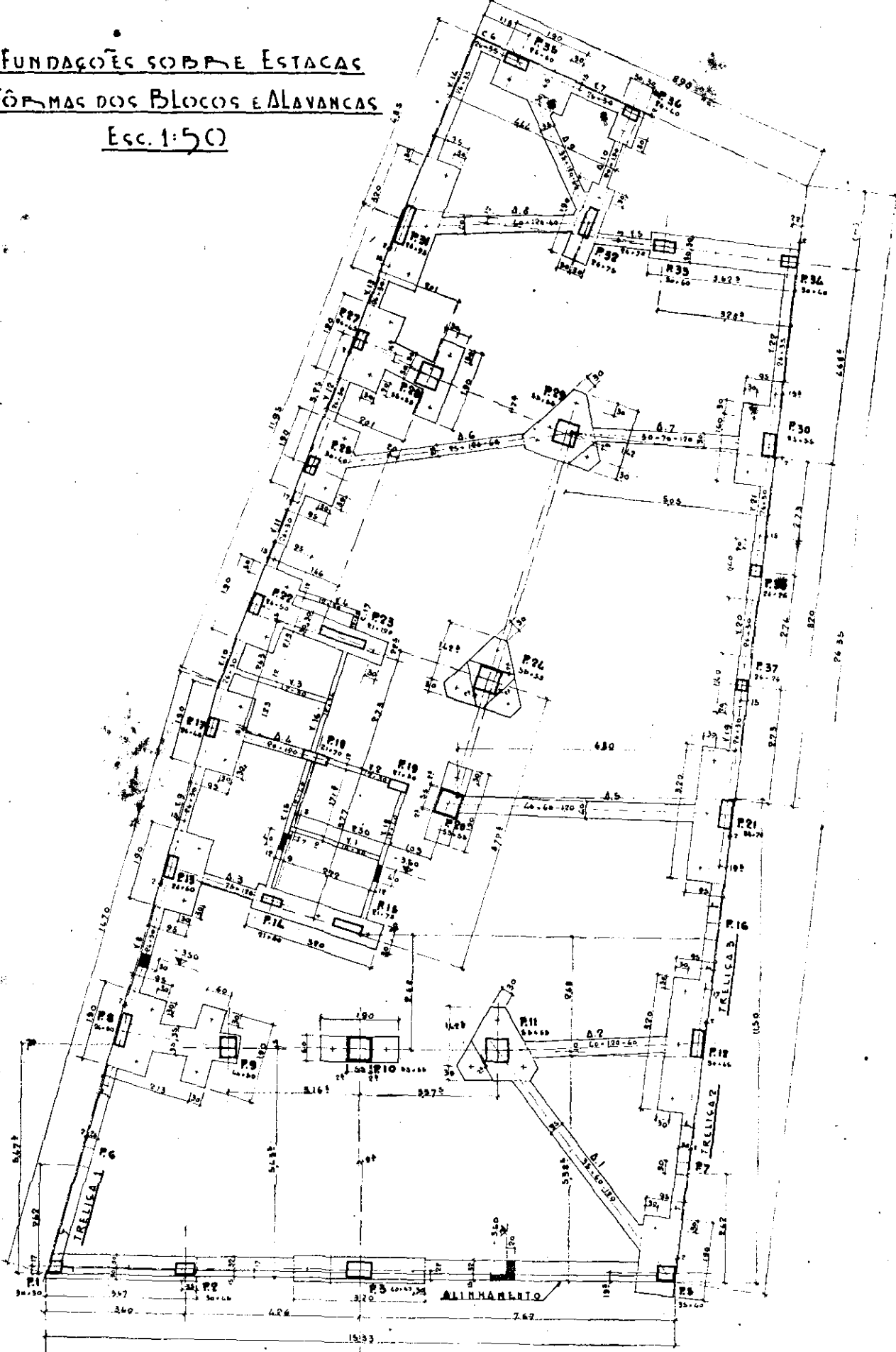
Serão necessários 3 $\phi$  3/4'' (3 vezes) dispostas sobre as cabeças das estacas, consideradas duas a duas.

**FUNDAÇÃO P. 11.****FIG. 15.****Observações Complementares**

a) Os pilares P<sub>6</sub>, P<sub>7</sub> e P<sub>8</sub> nascem no 1.º tétó e são suportados por um sistema em treliça.

b) Os blocos com três estacas dispostas segundo os vértices de um triangulo, são calculados considerando-se uma distribuição uniforme de tensões sendo então possível considerá-las duas a duas como sistema independente.

FUNDAÇÕES SOBRE ESTACAS  
 FORMAS DOS BLOCOS E ALAVANCAS  
 Esc. 1:50



NIVEL DE REFERÊNCIA  
 2.90 NA GUIA DO PASSAD

DESENHO Nº 4

c) Critério análogo seguimos quando calculamos blocos com duas estacas.

Nos dois casos conseguimos uniforme distribuição de tensões, a que nos referimos, com a altura do bloco fixada  $H = 120$  cm.

Assim, apesar de sensível aumento no volume de concreto, conseguimos notável redução no custo, devido a grande economia na armadura.

d) Os demais blocos sobre estacas calculam-se de modo idêntico àqueles estudados acima.

Limitámo-nos tão somente a incluí-los, conforme foram calculados, no desenho de execução n.º 3.

### 5. — Medição dos Volumens de Concreto Armado

Foram efetuados estudos completos das fundações, sejam diretas sobre o sólo, sejam sobre estacas, resultando as plantas gerais e definitivas que anexamos ao presente trabalho (desenhos ns. 2 a 4).

A título de curiosidade apresentamos os resultados das medições das quantidades de concreto.

Fundações diretas	109 m <sup>3</sup>
"    sobre estacas	75 m <sup>3</sup>

*Custo da fundação direta*, à razão de Cr. \$500.00 m<sup>3</sup>: importa em Cr. \$54.500,00.

*Custo da fundação sobre estacas*: importa em Cr. \$37.500,00. — Acrescendo cerca de Cr. \$150.000,00 para o estaqueamento, verificamos o custo total de Cr. \$187.500,00, ou sejam Cr. \$137.000,00 mais que no caso das fundações diretas.

**Conclusão.** Em terrenos normais, com  $\sigma_c = 2.5$  kg/cm<sup>2</sup>, as fundações sobre estacas, não sendo necessárias sob o ponto de vista de estabilidade, são contra-indicadas sob o ponto de vista econômico.