

04219

HYDRO-ENTREPRISE

114. Rue de Rome

MARSEILLE

947 AM

GOUVERNEMENT GÉNÉRAL DE L'A.O.F

Colonie du Sénégal

Service des Travaux Publics

STATION DE POMPAGE DE GUÉDÉ

BÉTON - ARMÉ

Note de Calculs complémentaire

Marseille le 22 Mars 1942



Calcul des passerelles de manœuvres.

Passerelles permettant de pouvoir passer derrière les courroies de transmission des chaudières pendant la marche de celles-ci.

Les passerelles seront complètement en Zibor - Armi.

(Voir dessins d'exécution)

Verpures A - Portée en trappe 1.<sup>re</sup> 65 - Porte à l'auget 1.<sup>re</sup> 10

- Charge au mètre courant

pois propre pontée  $2500 \times 0,20 \times 0,30 =$  150 kgs

de la passerelle  $2.500 \times 0,60 \times 0,08 =$  120

surcharge au m<sup>2</sup> 100

pour corps 50

soit au m<sup>2</sup> 420 kgs

Porte à l'auget 1.<sup>re</sup> 10

Moment fléchissant

1<sup>o</sup> Charge U.R.  $420 \times \frac{1,10^2}{2} =$  252 kgm

2<sup>o</sup> Venant de B  $\left( \frac{420 \times 1,75}{2} \right) \times 0,70 =$  254

soit un moment de : 506 kgm

section d'acier

avec une hauteur utile de 25 cm

F (effort de traction) égal à :

$$F = \frac{506}{0,25} = 2020 \text{ kgs}$$

$$w' = (\text{acier tendu}) = \frac{2020}{1300} = 1,55 \text{ cm}^2$$

soit 2  $\phi$  12 droits

Trappe portée 1.<sup>re</sup> 85

Charge au m<sup>2</sup> 420 kgs

Moment fléchissant. (on ne tiendra pas compte du moment d'encastrement de la console. Le moment étant négligeable)

$$\text{donc } M = \frac{420 \times 1,65^2}{8} = 140 \text{ kgm}$$



On adoptera une section de béton de  $0,20 \times 0,30$  pour tenir compte des vibrations qui pourraient ébranler quelque peu les passerelles.

Section d'acier.

Moment fléchissant =  $140 \text{ kgm}$

Hauteur utile  $h' = 0,25$  et  $b = 0,20$

Effort de traction  $F = \frac{140}{0,25} = 560 \text{ kgs}$

Taux de travail adopté de l'acier  $1300 \text{ kgs/cm}^2$

$$w = \frac{560}{1300} = 0,43 \text{ cm}^2$$

on prendra comme armatures

en bas =  $2\phi 10$  droits

en haut =  $2\phi 12$  droits. (les  $2\phi 12$  supérieurs)

seront prolongés dans la console et serviront d'armature pour couvrir le moment d'encastement)

Effort tranchant

$$120 \times \frac{1,65}{2} =$$

$$99 \text{ kgs}$$

$$\frac{M}{L} =$$

$$\frac{250}{2} =$$

soit  $T_{\text{total}}$

$$149 \text{ kgs}$$

Cisaillement selon

$$\tau_c = \frac{149}{30 \times 20} = 2,48 \text{ kgs/cm}^2$$

on prendra des cadres ( $2 \text{ brins}$ )  $\phi 6$  tous les  $200$

Nerfures B. espacées  $1,75 \text{ m}$  (voir sur le plan)

Charge au même courant de poutre  $120 \text{ kgs}$   
(mêmes charges que pour les nerfures A)

Moment fléchissant

$$120 \times 1,75^2$$

$$367,5 \text{ kgm}$$



avec  $b = 15$  et  $h' = 25$  -  $R_a = 1300 \text{ kg/cm}^2$

$$F(\text{traction}) \quad \frac{160}{0,25} = 640 \text{ kgs}$$

Section d'aciers

$$\frac{640}{1300} = 0,50 \text{ cm}^2$$

on prendra  $2\phi 10$  haut et bas

Dalle de la passerelle

Charge et surcharges au  $\text{m}^2$

dalle poids propre  $2500 \times 0,08 =$  200 kgs

surcharge au  $\text{m}^2$

200

soit  $P =$

300 kgs

Porte à l'ang de la dalle  $0,50$

Moment fléchissant

$$M = 300 \times 0,50^2 = 15 \text{ kgm}$$

on prendra  $2\phi 6$  tous les 200

Fondation du Massif d'ancrage du collecteur de  
refoulement.

taux de travail du sol.  $0 \text{ kgs/cm}^2$  500 au  $\text{cm}^2$

1° Poussie latérales  $6^7$

Cette poussie se transmettra intégralement  
sur le sol et se répartira sur la  $\frac{1}{2}$  semelle  
enfouissement de la  $\frac{1}{2}$  semelle

$$\frac{6.000}{4.000} = 1,50 \text{ m}^2$$

On ne prend que 4000 kgs pour la



la tuyauterie et au poids propre de la fondation.

Il faudra donc une semelle de  $1.70 \times 2.10$

Semelle de béton maigre en  $0.20$  d'épaisseur.  $1.70 \times 2.10$

Semelle en béton armé de  $1.80 \times 1.40$  (voir dessin plan n° 7)

Armatures de la semelle.

sous  $1.40$

Moment fléchissant  $(5.000 \times 0.50) 0.25 = 625 \text{ kgm}$

$$\mu = \frac{625}{20^2} = 1.55$$

on prendra  $1 \phi 10$  tous les  $200$

sous  $1.75$

on prendra  $1 \phi 10$  tous les  $200$  ce qui est largement suffisant.



## Généralités

Le projet comporte la construction d'une station de pompage entre le digue de protection et le bassin de mise en charge à l'emplacement indiqué sur les plans de l'administration.

L'ensemble sur ossature en béton armé comprend :

- 1° la station de pompage abritant la fosse des pompes et les machines. Elle mesurera intérieurement  $15.00 \times 10.60$  et  $5.50$  de hauteur libre sous hourdis. L'intérieur de cette salle sera composé d'une fosse en béton armé de  $15.00 \times 4.15$  intérieurement et sa profondeur au dessous du niveau du dallage de la salle des machines sera de  $3.75$
- 2° une appentis permettant la manœuvre des foyers spéciaux et le logement d'une génératrice électrique. Ses dimensions intérieures seront de  $15.00 \times 3.00$  et sa hauteur sous hourdis de  $3.50$

Les fondations seront déterminées de façon que le tang de travail du sol n'excede en aucun cas  $0,5$  par cm<sup>2</sup>

La fosse en béton armé dans la salle des pompes sera calculée

1° pouvant être pleine d'eau et avec des sous pressions minima

2° pouvant être vide et avec des sous pressions maxima (poussée des eaux et des terres extérieures.)

## Bases de calculs du béton armé

Nota. les calculs de résistance sont dressés conformément à la C.M. du 30 Octobre 1906, modifiée par le règlement du 19 Juillet 1934.



## Caractéristiques des matériaux et fatigues limites adoptées

a) Aciers. Ce métal doit satisfaire aux prescriptions suivantes:

limite d'élasticité : au moins  $24 \text{ kg/cm}^2$

Rupture : "  $42 \text{ kg/cm}^2$

Allongement : "  $22\%$  sur une longueur de 10 diamètres

Les limites de fatigues sont alors celles indiquées dans les nouvelles instructions

Extensivité ou compressivité :  $13 \text{ kg/cm}^2$

b) Béton

Ciment de Portland 15/20

dosage du béton

ciment  $350 \text{ kg}$

sable  $400 \text{ litres}$

gravillon  $800 \text{ litres}$

fatigue à la compression  $58,5 \text{ kg/cm}^2$

traction, adhérence, cisaillement  $5,85 \text{ kg/cm}^2$

Le coefficient d'équivalence est pris égal à 10

Pour la détermination des sections on a adopté les tables d'Espitalher déduites des formules 16 et 18 de la C.M. 1906

on sait que ces tables sont rigoureusement conformes à la C.M. pour les poutres rectangulaires et celles dont la fibre neutre passe très près de la table de compression. Pour les autres éléments la vérification est faite par la Recherche de  $K = \frac{M}{I}$



# 1 Toiture

|                                                        |            |
|--------------------------------------------------------|------------|
| Charges et surcharge au $m^2$ de l'ourdis              |            |
| surcharge accidentelle (adoptée par le bureau Veritas) | 100 kgs    |
| Chape et asphalte                                      | 60         |
| Poids propre de la dalle $e = 0,08$                    | <u>200</u> |
| soit                                                   | 360 kgs    |

## Calcul du l'ourdis.

On calculera le l'ourdis dans les 2 sens en prenant les coefficients de réaction des Ponts et Chaussées.

Pour tenir compte de la continuité on adoptera en travée  $M = \frac{pl^2}{10}$  et l'on vérifiera sur appui un moment négatif de  $M = \frac{pl^2}{20}$

1° l'ourdis de  $2,60 \times 4,20$

$$\frac{2,60}{4,20} = 0,642$$

$$\text{on a: } \alpha = 0,10 \\ \beta = 0,64$$

Sens de 2,60

$$M = \frac{360 \times 2,60^2}{10} \times 0,64 = 155 \text{ kgm} \quad b = 100 \quad h' = 6$$

$$\mu = \frac{15500}{100 \times 6^2} = 4,3 \quad \text{les tables d'Espitalher donnent}$$

$$\text{pour } R_a = 1300 - R_f = 40 \quad \text{un pourcentage } \gamma = 0,0036$$

$$w' = 0,0036 \times 100 \times 6 = 2,16 \text{ cm}^2$$

on prendra 6  $\phi 8$  par mètre ( $3,00 \text{ cm}^2$ )

Sens de 4,20

$$M = \frac{360 \times 4,20^2}{10} \times 0,10 = 63 \text{ kgm}$$

on prendra 1  $\phi 6$  ts les 200

2° l'ourdis de  $2,95 \times 2,60$ . on prendra les mêmes armatures que pour le l'ourdis de  $2,60 \times 4,20$ .

Sous l'ourdis de  $2,95 \times 2,60$  on prendra 2 des armatures de la travée.



## Calculs des nervures.



## Moments en travée

travées 1 et 4  $M = \frac{755 \times 4,42^2}{8} - \frac{1100}{2} = +1290 \text{ kgm}$

travées 2 et 3  $M = \frac{755 \times 3,20^2}{8} - \frac{1100 + 580}{2} = +345 \text{ kgm}$

moment positif à prendre  $\frac{755 \times 3,20^2}{15} = +515 \text{ kgm}$

## Sections d'acier

1° en travée

travées 1 et 4.

$M = 1290 \text{ kgm}$   $b = 100$   $h' = 25$

$\mu = \frac{129000}{100 \times 25^2} = 2,1$  avec  $R_a = 1300$

$R_f = 30$

$w' = 0,0018 \times 100 \times 25 = 4,50 \text{ cm}^2$  soit  $2\phi 14 + 2\phi 12$

et  $w = 2\phi 10$

### Effort tranchant

$T_0 = T_4 = \frac{755 \times 4,42}{2} - \frac{1100}{4,42} = 1420 \text{ kgs}$   $K = \frac{2 \times 28 \times 13 \times 26,6}{1420} = 13 \text{ cm}$

$T_1 = T_3 = \frac{755 \times 4,42}{2} + \frac{1100}{4,42} = 1920 \text{ kgs}$   $K = \frac{2 \times 28 \times 13 \times 35}{1920} = 13 \text{ cm}$

travées 2 et 3.

$M = 515 \text{ kgs}$

ou a :

$F = \frac{51500}{22} = 2350 \text{ kgs}$

$R_a = 1300$

$w' = \frac{2350}{1300} = 1,80 \text{ cm}^2$

$R_f = 20$

ou prendre  $2\phi 12$

et  $w = 2\phi 10$

### Effort tranchant max

$T = \frac{755 \times 3,20}{2} + \frac{1100 - 580}{3,20} = 1360 \text{ kgs}$   $K = 18 \text{ cm}$

2° sur appuis  $M_{\text{max}} = 1,100 \text{ kgm}$   $b = 15$   $h' = 40$

$\mu = \frac{110000}{15 \times 40^2} = 4,6$  avec  $R_a = 1300$  et  $R_f 43$

$w' = 0,0039 \times 15 \times 40 = 2,40 \text{ cm}^2$

$w = 2\phi 12 + 2\phi 10 = 5,40 \text{ cm}^2$



Poutre C portée 10,85.  $M = p \frac{L^2}{8}$

Charges totales sur la poutre

$$\text{houardis } 360 \times 10,85 \times (3,20 + \frac{4,42}{2}) =$$

$$16.835 \text{ kgs}$$

$$\text{poids propre } 2500 \times 0,25 \times \frac{2}{2} + 9,95 \times 10,85 =$$

$$6.250$$

soit

$$23.085 \text{ kgs}$$

$$\text{Effort tranchant } \frac{23.085 \times 10,85}{8} = 31.310 \text{ kgs}$$

$$b = \frac{3,20}{1 + 3 \times \frac{3,20^2}{10,85^2}} = 2,50 \text{ on prend } b = 100$$

$$h' = 88 \quad \mu = \frac{3131000}{100 \times 88^2} = 3,9$$

$$w' = 0,0033 \times 88 \times 100 = 29 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prendra } w' = \left. \begin{array}{l} 3 \phi 18 \\ 3 \phi 22 \\ 3 \phi 24 \end{array} \right\} 32,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{et } w = 3 \phi 18 (7,62)$$

Vérification de la section à la C.M.

$$\text{on a: } M = 31.310 \text{ kgs} \cdot \text{m} \quad w = 7,62 \quad w' = 32,58 \quad e = 8 \text{ cm} \quad h' = 88 \text{ cm} \quad b = 100 \quad b' = 25$$

$$m = 10 \text{ et } d = 5$$

$$y^2 \times \frac{25}{2} + y \left[ (100 - 25) 8 + 10 (7,62 + 32,58) \right] - \left[ (100 - 25) \frac{8^2}{2} + 10 (7,62 \times 5 + 32,58 \times 88) \right] = 0$$

$$y = 24,61 \text{ cm}$$

$$I = - \frac{25 \times 24,61^3}{6} - (100 - 25) \times 8^2 \left( \frac{24,61}{2} - \frac{8}{3} \right) - 10 \times 7,62 (24,61 - 5) + 10 \times 32,58 (88 - 24,61) 88$$

$$I = 1.800.000 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{3131000}{1800000} = 1,74$$

$$R_g = 42,8 \text{ kgs/cm}^2$$

$$R_a = 1135 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\text{Effort tranchant } T = \frac{23.085}{2} = 11.545 \text{ kgs}$$

$$\text{cisaillement béton } \frac{11.545}{25 \times 70,4} = 6,5 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\text{cisaillement acier } \frac{11.545}{3 \times 2,4 \times 3,14 \times 70,4} = 6,4 \text{ kgs}$$

$$K = \frac{6 \times 28 \times 13 \times 70,4}{1000} = 14 \text{ cm}$$



## Nerovins de rive D.F.E.D.

Charge au mètre courant de Nervure

$$\text{Poids} \quad 360 \times \frac{2.60}{2} \times 1.00 \times 0.64 = 299 \text{ kgs}$$

$$360 \times 0.60 \times 1.00 = 216$$

$$\text{Poids propre} \quad 2.500 \times 0.15 \times 0.40 \times 1.00 = 200$$

$$\text{soit} \quad 715 \text{ kgs}$$

### Moments sur appui

$$M_0 = M_4 = 0$$

$$M_1 = M_3 = -1050 \text{ kgm}$$

$$M_2 = -550 \text{ kgm}$$

### Moments en travée

$$\text{travée 1 et 4} \quad M = +1.220 \text{ kgm}$$

$$\text{travée 2 et 3} \quad M = +325 \text{ kgm à franchir} \quad M = +490 \text{ kgm}$$

### Sections d'acier

$$\text{travée 1 et 4} \quad M = 1220 \text{ kgm}$$

$$b = 50 \quad h' = 36 \quad \mu = \frac{122000}{50 \times 36^2} = 1.9$$

$$R_a = 1300 \quad R_f = 25$$

$$w' = 0,0016 \times 50 \times 36 = 2,90 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit} \quad 2\phi 10 + 2\phi 10$$

### Effort tranchant max

$$715 \times \frac{4.42}{2} + \frac{1050}{4.42} = 1820 \text{ kgs} \quad R = \frac{2 \times 28 \times 13 \times 32}{1820} = 13 \text{ cm}$$

$$\text{travée 2 et 3} \quad M = +490 \text{ kgm}$$

$$\text{on franchit} \quad w' = 2\phi 12 \text{ et } w = 2\phi 10$$

$$k = 16 \text{ cm}$$

$$\text{Sur appui} \quad M = 1050 \text{ kgm} \quad b = 15 \quad h' = 36 \quad \mu = \frac{105000}{15 \times 36^2} = 5,4$$

$$R_a = 1300 \quad R_f = 48$$

$$w' = 0,0046 \times 15 \times 36 = 2,50 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 6\phi 10 = 4,74 \text{ cm}^2$$



Poutres de Façade F. portée 5.425

On supposera le poids uniformément réparti sur la poutre  
Charges uniformes.

$$\text{poids } 360 \times 0,60 \times 5,42 =$$

1170 kgs

430

$$360 \times 5,42 \times \frac{4,42}{2} \times 0,10 =$$

1350

$$\text{poids propre } 2500 \times 0,20 \times 0,50 \times 5,42 =$$

soit 2950 kgs

Pour tenir compte d'une légère continuité on prendra  $M = \frac{6,8}{10}$

Moment fléchissant dû à cette charge

$$M = \frac{2950 \times 5,42}{10} = 1600 \text{ kgm}$$

2° Charge ponctuelle au milieu de la portée

Reaction nerve A :  $P = 1420 \text{ kgs}$

Moment fléchissant dû à cette charge

$$M = \frac{1420 \times 5,42}{4} \times \frac{8}{10} = 1540 \text{ kgm}$$

Moment fléchissant total

$$\Sigma M = 1540 + 1600 = 3140 \text{ kgm} \quad b = 50 \quad h' = 45$$

$$\mu = \frac{314000}{50 \times 45^2} = 3,14 \quad \text{avec } R_a 1300 - R_g = 35$$

$$w' = 0,0026 \times 45 \times 50 = 5,90 \text{ cm}^2$$

soit 2φ16 + 2φ14

$$\text{Effort tranchant } \frac{2950}{2} + \frac{1420}{2} = 2185 \text{ kgs}$$

$$h = 24 \text{ cm}$$

on prendra fûters φ 6 ts les 200 sur la portée

Nerons G.H.H.G.

Charge au mètre courant de nerone

$$\text{poids apparents } 460 \times \frac{3}{2} =$$

690 kgs

200

$$\text{poids propre } 2500 \times 0,20 \times 0,40 \times 1,00 =$$

240

$$\text{murette et vitrage } 120 \times 2,00 \times 1,00 =$$

soit

1130 kgs



— Moments sur appuis.

$$M_0 = M_4 = 0$$

$$M_1 = M_3 = -1650 \text{ kgm}$$

$$M_2 = -870 \text{ kgm}$$

— Moments en travée

$$\text{travée 1 et 2} \quad M = +1920 \text{ kgm}$$

$$\text{travée 2 et 3} \quad M = +515 \text{ kgm} \quad \text{à gauche } M = +770 \text{ kgm}$$

Sections d'acier

1° en travée

travée 1 et 2

$$M = 1920 \text{ kgm}$$

$$b = 50 \quad h' = 36$$

$$\mu = \frac{192000}{50 \times 36^2} = 3$$

avec  $R_a = 1300$

$$R_g = 33$$

$$w' = 0,0024 \times 50 \times 36 = 4,30 \text{ cm}^2$$

soit  $2\phi 14 + 2\phi 10$

Effort tranchant max

$$\frac{1130 \times 4,42}{2} + \frac{1650}{4,42} = 2880 \text{ kgs}$$

$$R = \frac{2 \times 28 \times 13 \times 32}{2880} = 8 \text{ cm}$$

travée 2 et 3

$$M = 770 \text{ kgm}$$

$$b = 50 \quad h' = 36$$

$$\mu = \frac{77000}{50 \times 36^2} = 1,2$$

avec  $R_a = 1300$

$$R_g = 20$$

$$w' = 0,001 \times 50 \times 36 = 1,8 \text{ cm}^2$$

soit  $2\phi 12$

$$R = 12 \text{ cm}$$

2° Sur appuis

$$M_{\text{max}} = 1650 \text{ kgm} \quad b = 20 \quad h' = 36$$

$$\mu = \frac{165000}{36^2 \times 20} = 6,3 \quad R_a = 1300 \quad R_g = 50 \quad w' = 0,0053 \times 36 \times 20 = 3,90 \text{ cm}^2$$

on a par croisement  $4\phi 10 + 2\phi 10 = 4,74 \text{ cm}^2$   
la section d'acier obtenue par croisement est toujours suffisante



## Nerures I et J

Charges au mètre courant de nerure

|                   |                                              |                |
|-------------------|----------------------------------------------|----------------|
| houvris apparents | $460 \times \frac{3.00}{2} \times 1.00 =$    | 690 kgs        |
| poirais propres   | $2500 \times 0.20 \times 0.40 \times 1.00 =$ | 200            |
|                   | soit                                         | <u>890 kgs</u> |

## Moments sur appuis

$$M_0 = M_4 = 0$$

$$M_1 = M_3 = -1190 \text{ kgm}$$

$$M_2 = -580 \text{ kgm}$$

## Moments en travées

$$\text{travées 1 et 4} \quad M = +1520 \text{ kgm}$$

$$\text{travées 2 et 3} \quad M = +410 \text{ kgm} \quad \text{à prendre 610 kgm}$$

## Sections d'acier.

$$\text{travées 1 et 4} \quad M = 1520 \text{ kgm}$$

$$b = 100 \quad h' = 36 \quad \mu = \frac{152000}{100 \times 36^2} = 1.2$$

$$R_a = 1300 \quad R_f = 20$$

$$w' = 0.001 \times 36 \times 100 = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 2\phi 12 + 2\phi 10$$

$$\text{effort tranchant max} = \frac{890 \times 4.42}{2} + \frac{1190}{4.42} = 2.230 \text{ kg}$$

$$k = \frac{2 \times 28 \times 13 + 32}{2230} = 10 \text{ cm}$$

$$\text{travées 2 et 3}$$

$$M = 610 \text{ kgm}$$

$$b = 100 \quad h' = 36$$

$$\mu = \frac{61000}{100 \times 36^2} = 0.47$$

$$R_a = 1300 \quad R_f = 18$$

$$\text{à prendre } w' = 2\phi 12$$

$$k = 14 \text{ cm} \quad (\text{cadres } \phi 6)$$



Nerovius K. portée 3,22.

On prendra comme charge de hourdis portée par la  
fronte K une bande de 1.00 de large en moyenne (poids propre  
compris)

Charges

$$460 \times 1.00 \times 3.22 = 1480 \text{ kgs}$$

Moment flechissant

$$M = 1480 \times \frac{3.22}{8} = 600 \text{ kgm}$$

$$\text{avec } b = 50 \quad h' = 25 \quad \mu = \frac{60000}{50 \times 25^2} = 1.9$$

$$R_a = 1300 \quad R_f = 25 \quad w' = 0.0016 \times 50 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

soit 2  $\phi$  12

$$\text{Effort tranchant } \frac{1480}{2} = 740 \text{ kgs}$$

$$R_s = \frac{2 \times 28 \times 13 \times 22.5}{740} = 22 \text{ cm}$$

Dalle couverture a pignon - portée 3.00

charges au m<sup>2</sup>

surcharge accidentelle.

100 kgs

poids propre hourdis  $e = 12 \text{ cm}$

300

Chape et asphalte

60

soit

460 kgs

Moment flechissant

$$M = 460 \times \frac{3.00^2}{8} = 520 \text{ kgm}$$

$$b = 100 \quad h' = 10 \quad \mu = 5.2 \quad \text{avec } R_a = 1300$$

R<sub>f</sub> 45

$$w' = 0.0044 \times 100 \times 10 = 4.4 \text{ cm}^2$$

on prendra 6  $\phi$  10 par mètre

et en repartition 1  $\phi$  6 tous les 10.

On relevera 1  $\phi$  sur 2 des armatures de la travée sur  
les appuis



## Poutres de Pont roulant.

Pour le calcul des poutres de pont roulant on prendra pour tenir compte d'une légère continuité, et pour ne pas être trop faible en travée

1<sup>re</sup> travée d'extrémité  $M = \frac{p \cdot l}{10}$

2<sup>de</sup> travée intermédiaires  $M = \frac{p \cdot l}{12}$

et l'on vérifiera sur les appuis le moment négatif égal à  $M = \frac{p \cdot l}{12}$

Charge max du Pont roulant sur la poutre  
force + appareil = 2000 kgs.

Coefficient de majoration dynamique  
(Règlement du 10 mai 1927 pour les Ponts métalliques)

$$C = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + \frac{4P}{5}}$$

$$= 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 4,42} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times 2000}{5}} = 1,40$$

Charge sur la poutre majorée du coefficient  
 $2000 \times 1,40 = 2800 \text{ kgs}$

charge ramené uniformément répartie sur la poutre

$$\text{on a : } \frac{P \times l}{4} = \frac{x \times l}{8}$$

$$x = 2P$$

d'où la charge qui fournirait le même moment est une charge double que celle appliquée en son milieu

P répartie :  $2800 \times 2 = 5600 \text{ kgs}$

Poids propre  $2500 \times 0,20 \times 0,45 \times 4,4 = 900$

soit  $6.500 \text{ kgs}$

1<sup>re</sup> travée d'extrémité portée 4,42

Moment fléchissant  $M = \frac{6500 \times 4,42}{12} = 2850 \text{ kgm}$



$$b = 20 \quad h' = 41 \quad \mu = \frac{285000}{41^2 \times 20} = 8,5$$

$$w' = 0,0097 \times 41 \times 20 = 8 \text{ cm}^2$$

on prendra  $2\phi 18$  et  $2\phi 16$   
et  $w = 2\phi 18$

Vérification de la section à la C.M.

on a :  $M = 2850 \text{ kgm}$  .  $w = 9,08$  .  $w' = 9,10$  .  $h' = 41$  .  $b = b' = 20$  .  $m = 10$  .  $d = 3$

$$y^2 \times \frac{20}{2} + y \times 10 \times (5,08 + 9,10) - 10(5,08 \times 3 + 9,10 \times 41) = 0$$

$$y = 13,76$$

Moment d'inertie

$$I = -20 \times \frac{13,76^3}{6} - 10 \times 5,08 (13,76 - 3) + 10 \times 9,1 (41 - 13,76) 41$$

$$= 92.377 \text{ cm}^4$$

$$R = \frac{285000}{92377} = 3,1$$

$$R_a = 840 \text{ kgs}$$

$$R_g = 42,6 \text{ kgs}$$

2°) travée intermédiaire porte 3,20

Moment fléchissant  $M = \frac{6500 \times 3,20}{12} = 1730 \text{ kgm}$

$$b = 20 \quad h' = 41 \quad \mu = \frac{173000}{20 \times 41^2} = 5,2$$

$$R_a = 1300 \quad R_g = 45 \quad w' = 0,0044 \times 20 \times 41 = 3,60 \text{ cm}^2$$

on prendra  $w' = 2\phi 16$

$$w = 2\phi 14$$

Sur appuis 1 et 3 on aura par croisement

$$2\phi 18 + 2\phi 14 + 2\phi 16 = 12,8 \text{ cm}^2 \text{ (largement suffisant)}$$

Sur appui 2 on aura par cisement

$$2\phi 14 + 2\phi 14 = 6,16 \text{ cm}^2 \text{ (largement suffisant)}$$

Effort tranchant max sur appuis 0, 1, 2, 3, 4. =  $2000 \times 1,40 + \frac{900}{2} = 3250 \text{ kgs}$

On prendra pour plus de sécurité ce



## Charges sur les piliers.

|                                       |                                                 |             |
|---------------------------------------|-------------------------------------------------|-------------|
| <u>P<sub>1</sub> et P<sub>5</sub></u> | poids propre $2500 \times 0,25^2 \times 4,80 =$ | 750 kgs     |
|                                       | réaction poutre D                               | 1820        |
|                                       | réaction poutre F                               | 2185        |
|                                       | réaction poutre pont roulant                    | <u>3250</u> |
|                                       | soit                                            | 8.005 kgs   |

## P<sub>2</sub> . P<sub>3</sub> . P<sub>4</sub>

|                                                 |              |
|-------------------------------------------------|--------------|
| poids propre $2500 \times 0,25^2 \times 4,80 =$ | 750 kgs      |
| réaction poutre D                               | 1820         |
| réaction poutre E                               | 1140         |
| réaction poutre C                               | <u>11545</u> |
| réaction poutre pont roulant                    | <u>3250</u>  |
| soit                                            | 18.505 kgs   |

## P<sub>6</sub> . P<sub>12</sub>

|                                                 |             |
|-------------------------------------------------|-------------|
| poids propre $2500 \times 0,25^2 \times 4,80 =$ | 750 kgs     |
| réaction poutre F 2 fois                        | 4370        |
| réaction poutre A                               | <u>1420</u> |
| soit                                            | 6.540 kgs   |

## P<sub>7</sub> - P<sub>11</sub>

|                                                                          |             |
|--------------------------------------------------------------------------|-------------|
| poids propre $2500 \times 0,25^2 \times 6,80 =$                          | 1000 kgs    |
| réaction poutre F                                                        | 2185        |
| réaction poutre D                                                        | 1820        |
| réaction poutre G                                                        | 2880        |
| réaction poutre pont roulant                                             | 3250        |
| réaction poutre                                                          | 740         |
| murette $\frac{180}{2} (5,4 \times 4,80 + \frac{3,00 \times 3,50}{2}) =$ | <u>3250</u> |
| soit                                                                     | 15.125 kgs  |

Semelle évaluée à

500  
15.625 kgs



P<sub>8</sub> - P<sub>9</sub> - P<sub>10</sub>

|                              |                                    |                  |
|------------------------------|------------------------------------|------------------|
| poide propre                 | $2500 \times 0,25^2 \times 5,80 =$ | 1000 kgs         |
| reaction poutre C            |                                    | 11.545           |
| reaction poutre D            |                                    | 1820             |
| reaction poutre E            |                                    | 1140             |
| reaction poutre G            |                                    | 2880             |
| reaction poutre H            |                                    | 1800             |
| reaction poutre pont roulant |                                    | 3250             |
|                              |                                    | <hr/> 23.435 kgs |
| semelle évaluée à            |                                    | 500              |
|                              |                                    | <hr/> 23.935 kgs |

P<sub>17</sub> - P<sub>13</sub>

|                   |                                                                                |                 |
|-------------------|--------------------------------------------------------------------------------|-----------------|
| poide propre      | $2500 \times 0,25 \times 0,20 \times 3,90 =$                                   | 500 kgs         |
| reaction poutre K |                                                                                | 740             |
| reaction poutre I |                                                                                | 2230            |
| minette           | $180 \left( \frac{3,00 \times 3,50}{2} + \frac{4,40 \times 3,50}{2} \right) =$ | 2330            |
|                   | soit                                                                           | <hr/> 5.800 kgs |
| semelle évaluée à |                                                                                | 300             |
|                   |                                                                                | <hr/> 6.100 kgs |

P<sub>14</sub> - P<sub>15</sub> - P<sub>16</sub>

|                           |                                    |                  |
|---------------------------|------------------------------------|------------------|
| poide propre              | $2500 \times 0,20^2 \times 3,90 =$ | 500 kgs          |
| reaction poutres I 2 fois |                                    | 4480             |
| longrine portant minette  |                                    | 2750             |
|                           | soit                               | <hr/> 7.730 kgs  |
| semelle évaluée à         |                                    | 300              |
|                           |                                    | <hr/> 8.030 kgs. |

Console sur Piliers (Poutre pont roulant) porte à faux 0,23

$$M = 3250 \times 0,23 = 750 \text{ kgm} \quad h = 45 \quad b = 25 \quad \mu = \frac{75000}{45^2 \times 25} = 1,5$$

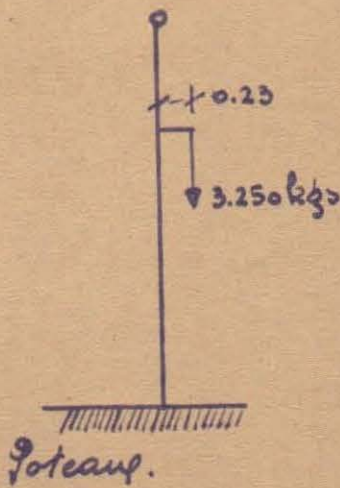
$$R_a = 1300 \quad R_g = 25 \quad w = 0,0012 \times 45 \times 25 = 1,40 \text{ cm}^2$$

P. allongement l = 325 - 325 kg (15% d'essai d'armature)



## Piliers -

Les piliers seront calculés encastres à leur base et articulés en haut



$$M = +750 \quad M = -750 \text{ kgm}$$

$$M = -750 \text{ kgm}$$

Moment fléchissant dû à la console

## Piliers P<sub>1</sub> et P<sub>5</sub>

Charge  $P = 8^T$  Moment à l'encastrement  $M = 750 \text{ kgm}$

excentricité  $a = \frac{M}{P} = \frac{75000}{8000} = 9,4 \text{ cm}$  soit  $0,4 h$

d'après l'abaque de M. Camille Lagout (P. Peyron compari)

on a  $\varphi = 0,32$  avec un pourcentage total d'acier de 1%

$$b = 25 \quad h = 25$$

$$R_g = \frac{8000}{0,32 \times 25^2} = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$w + w' = 6,25 \text{ cm}^2$  soit 6  $\phi 12$ . Cais et étriers  $q 6 \text{ à } 200$

protelet au dessus de la poutre de pont roulant

$P = 4000 \text{ kg}$   $a = \frac{75000}{4000} = 18,7 \text{ cm}$  soit  $0,75 h$

on a  $\varphi = 0,18$  pourcentage acier de 1%

$$R_g = \frac{4000}{0,18 \times 25^2} = 5 \text{ kg/cm}^2$$

$$w + w' = 6,25 \text{ cm}^2$$

soit 6  $\phi 12$

## Piliers P<sub>2</sub>, P<sub>3</sub>, P<sub>4</sub>

Charge  $P = 18.500 \text{ kg}$

$a = \frac{75000}{18.500} = 4 \text{ cm}$  soit  $0,16 h$   $\varphi = 0,60$   $w + w' = 1\%$

$$R_g = \frac{18500}{0,6 \times 25^2} = 48,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$w' + w = 6,25 \text{ soit } 6 \phi 12$$



Piliers P<sub>6</sub> et P<sub>12</sub>

Charge  $P = 6.540 \text{ kg}$

Section de béton  $25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$

Taux de béton seul à la compression sans tenir compte des aciers

$$T_c = \frac{6540}{625} = 10,48 \text{ kg/cm}^2$$

on prendra  $w = 4\phi 14$  Cadres  $\phi 6$  ts les 200

On ne craindra pas le flambage car on a  $\frac{L}{20} < 25$

Piliers P<sub>7</sub> et P<sub>11</sub>

$$w + w' = 5\phi 12$$

avec cadres et étriers  $\phi 6$  tous les 200

Piliers P<sub>8</sub>, P<sub>9</sub>, P<sub>10</sub>

Charge  $P = 23.440 \text{ kg}$

$$a = \frac{75000}{23440} = 3,2 \text{ cm soit } 0,13h \quad \text{section } 25 \times 25$$

$$P'_6 = \frac{23.440}{625 + 15,2 \times 10} + \frac{75000}{\frac{25 \times 25^2}{6}} = 30 + 28 \text{ kg}$$

$$w + w' = 15,2 \text{ soit } 6\phi 18$$

avec cadres et étriers  $\phi 6$  tous les 200

Semelles de fondations

sol à  $0,500 \text{ kg/cm}^2$

Piliers appentis P<sub>16</sub>, P<sub>15</sub>, P<sub>14</sub>

Charge  $P = 8^T$

$$\text{empratement } \frac{8.000}{0,5} = 16000 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1,30 \times 130$$

D'après la formule de Monsieur Rebelle il que  $h' \geq \frac{A-a}{4}$   
pour que la charge se transmette sur le sol à l'aide



$$\text{ou } h' = \frac{A-a}{4} = \frac{100-20}{4} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{on prendra } h' = 30$$

$$w' = \frac{8000(100-30)}{8 \times 30 \times 1300} = 1.8 \text{ cm}^2 \text{ dans les 2 sens.}$$

on disposera 5  $\phi$  8 dans les 2 sens.

P<sub>17</sub> - P<sub>13</sub>

$$\text{Charge } P = 6.100 \text{ kgs}$$

$$\text{enfoncement } \frac{6100}{0.5} = 12.200 \text{ cm}^2 \text{ soit } 115 \times 115$$

$$h' = \frac{85-20}{4} = 16 \text{ on prend } h' = 25$$

$$w' = \frac{6100(85-25)}{8 \times 25 \times 1300} = 1.5 \text{ cm}^2 \text{ dans les 2 sens}$$

on disposera 5  $\phi$  8 dans les 2 sens

P<sub>7</sub> - P<sub>11</sub>

$$\text{Charge } P = 15.625 \text{ kgs}$$

$$\text{enfoncement } \frac{15.625}{0.5} = 31.250 \text{ cm}^2 \text{ soit } 180 \times 180$$

$$h' = \frac{150-25}{4} = 31 \text{ on prend } h' = 40$$

$$w' = \frac{15.625(150-40)}{8 \times 40 \times 1300} = 4.2 \text{ cm}^2 \text{ dans les 2 sens}$$

on disposera 6  $\phi$  10 dans les 2 sens

P<sub>8</sub> - P<sub>9</sub> - P<sub>10</sub>

$$\text{Charge } P = 23.940 \text{ kgs}$$

$$\text{enfoncement } \frac{23.940}{0.5} = 47.880 \text{ cm}^2 \text{ soit } 220 \times 220$$

$$D' = 10 - 25 = 30 \quad D' = 10 - 25 = 30 \quad 23.940 / (180 - 40) = 2.2$$



### Longrines portées 4.40 - A

|              |                                              |           |
|--------------|----------------------------------------------|-----------|
| poide propre | $2500 \times 0.20 \times 0.50 \times 4.40 =$ | 1200 kgs  |
| murette      | $180 \times 4.40 \times 4.75 =$              | 3800      |
|              |                                              | <hr/>     |
|              |                                              | 5.000 kgs |

### Moment flechissant

$$\frac{5000 \times 4.40}{10} = 2200 \text{ kgm} \quad b = 20 \quad h' = 45$$

$$\mu = \frac{22000}{20 \times 45^2} = 5.5$$

$$R_a = 1300$$

$$R_f = 47$$

$$w' = 0.0047 \times 20 \times 45 = 4.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 2\phi 14 + 2\phi 10$$

$$\text{Effort tranchant } T = \frac{5000}{2} = 2500 \text{ kgs}$$

$$k = \frac{2 \times 28 \times 13 \times 40}{2500} = 11 \text{ cm}$$

### Longrines portées 3.20 (B et D)

|              |                                              |         |
|--------------|----------------------------------------------|---------|
| poide propre | $2500 \times 0.20 \times 0.40 \times 3.20 =$ | 640 kgs |
|--------------|----------------------------------------------|---------|

|         |                                 |      |
|---------|---------------------------------|------|
| murette | $180 \times 3.00 \times 3.00 =$ | 1620 |
|---------|---------------------------------|------|

soit

$$2260 \text{ kgs}$$

### Moment flechissant

$$\frac{2260 \times 3.20}{10} = 740 \text{ kgm} \quad h' = 35 \quad b = 20$$

$$R_f = 34$$

$$R_a = 1300$$

$$w' = 0.0026 \times 20 \times 35 = 1.9 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2\phi 12$$

$$k = 20 \text{ cm} \quad \text{cadres } \phi 6$$

### Longrines portées 4.40 (appentis) C

|              |                                              |     |
|--------------|----------------------------------------------|-----|
| poide propre | $2500 \times 0.20 \times 0.40 \times 4.40 =$ | 880 |
|--------------|----------------------------------------------|-----|

|         |                                 |      |
|---------|---------------------------------|------|
| murette | $180 \times 3.00 \times 4.40 =$ | 2400 |
|---------|---------------------------------|------|

$$\text{soit } \frac{3280}{3.280}$$

$$\text{Moment flechissant } \frac{3280 \times 4.40}{10} = 1440 \text{ kgm} \quad h = 35 \quad b = 20$$

$$R_a = 1300$$

$$\mu = \frac{144000}{20 \times 35^2} = 5.8$$

$$R_f = 49$$

$$w' = 0.005 \times 20 \times 35 = 3.5 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2\phi 16 + 2\phi 12$$



## Calcul de la fosse.

### Charges totales sur la fosse

|                |                                                                                                                       |                                                                     |                       |
|----------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|-----------------------|
| pooids propres | parois laterales                                                                                                      | $2500 \times 0,20 \times 3,75 \times 15,50 \times 2 \text{ fois} =$ | 58 <sup>T</sup> , 12  |
|                | paroi transversale                                                                                                    | $2500 \times 0,20 \times 3,75 \times 4,15 \times 2 \text{ fois} =$  | 15, 80                |
|                | fond                                                                                                                  | $2500 \times 4,15 \times 0,20 \times 15,50 =$                       | 32, 25                |
| machines       | 4 pompes                                                                                                              |                                                                     | 12, 00                |
| Piliers        | P <sub>1</sub> - P <sub>2</sub> - P <sub>3</sub> - P <sub>4</sub> - P <sub>5</sub> - P <sub>6</sub> - P <sub>12</sub> | =                                                                   | 84, 50                |
| Contreforts    | $2500 \times 0,25 \times 0,60 \times 4,50 \times 5 \text{ fois} =$                                                    |                                                                     | 21, 75                |
| murette        | $0,18 \times 4,80 \times (15,00 + 16,00) =$                                                                           |                                                                     | 26, 82                |
|                | soit la cuve vide                                                                                                     |                                                                     | 251 <sup>T</sup> , 24 |
|                | eau (cuve pleine)                                                                                                     | $1^T \times 4,15 \times 3,75 \times 15,00 =$                        | 233, 43               |
|                | soit la cuve pleine                                                                                                   |                                                                     | 484 <sup>T</sup> , 67 |

emplacement sur le sol

$$\frac{484^T, 67}{5} = 96, 95^m^2$$

$$\text{soit } 6,50 \times 15,50 = 101, 75^m^2$$

## Stabilité de la fosse.

Nous prendrons une bande de 1,00 de large pour établir notre stabilité. Toutes les charges portées par le radier ne sont pas uniformément réparties sur sa surface; il y a prépondérance de charge le long de la façade extérieure, donc inégalité de contrainte du sol.

Charges en sus sur la façade extérieure de la fosse

|         |                                                                   |   |                      |
|---------|-------------------------------------------------------------------|---|----------------------|
| murette |                                                                   |   | 12 <sup>T</sup> , 98 |
| Piliers | P <sub>1</sub> - P <sub>2</sub> - P <sub>4</sub> - P <sub>5</sub> | = | 71 <sup>T</sup> , 50 |
|         | soit                                                              |   | 84 <sup>T</sup> , 48 |

$$\text{et au met de la façade } \frac{84^T, 48}{15,50} = 5, 45^T$$



En saison sèche ce terrain est compact et homogène et on peut y descendre des fouilles avec les parois verticales, mais en saison des pluies lorsque le marigot du Doué est en crue, le terrain s'imbibe d'eau et ne présente plus qu'une résistance très faible de l'ordre de  $0,500 \text{ kg/cm}^2$

On a adopté dans le calcul de la poussée des terres, les éléments de base suivants :

$\Delta$  : poids du mètre cube de terre mouillée  $1700 \text{ kg}$  y compris les surcharges possibles sur le terrain

$\varphi$  : l'angle de frottement  $25^\circ$

Le tracé graphique de Poncelet montre que le profil de pression de rupture a pour surface  $5.62 \text{ m}^2$

Pour une tranchée de  $1.00$  mètre de large en prenant  $\Delta = 1700 \text{ kg}$  pour le poids de  $1 \text{ m}^3$  de terre, on aura  $9.554 \text{ kg}$

Poussée  $Q = 4.300 \text{ kg}$

Poussée  $S = 3850 \text{ kg}$

La pression max que l'on a sur  $\text{m}^2$  à la base du rideau a pour valeur  $2.053 \text{ kg}$  ( Pour toutes ces valeurs voir épure jointe ci après )

Le diagramme représentatif des pressions est figuré sur l'épure

Pressions des terres

|          |                       |
|----------|-----------------------|
| à $3.75$ | $p = 2053 \text{ kg}$ |
| à $2.75$ | $p = 1604 \text{ kg}$ |
| à $1.75$ | $p = 957 \text{ kg}$  |
| à $0.75$ | $p = 410 \text{ kg}$  |

Tracé graphique de Poncelet

donnant tous les éléments et les renseignements pour les valeurs citées plus haut



## Charge au mètre courant de paroi -

1<sup>o</sup> facade extérieure

$$\frac{484.67 - 84.45}{31.00} + 5.45 =$$

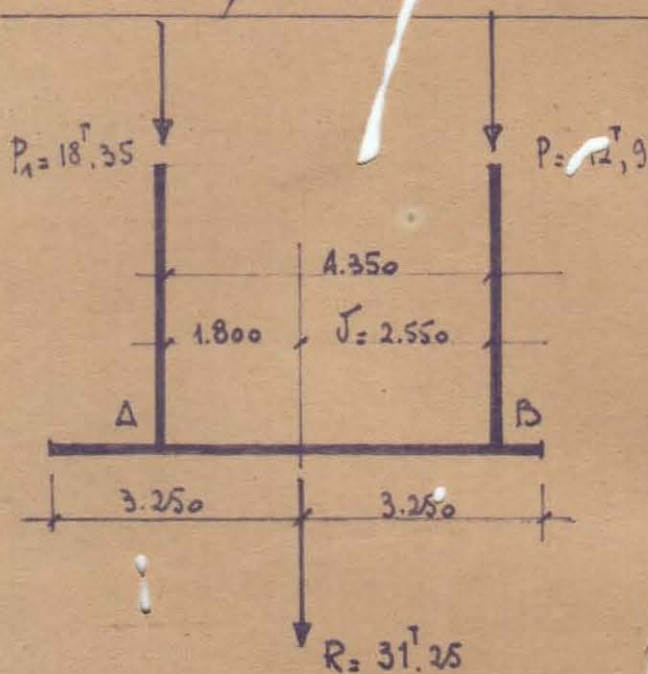
$$18.35$$

2<sup>o</sup> facade intérieure

$$\frac{484.67 - 84.45}{31.00} =$$

$$12.9$$

## Détermination du bras de levier de la résultante $\bar{J}$



$$M_B \text{ de } P_1 = 18.35 \times 4.35 = 79.82$$

$$M_B \text{ de } P = 12.90 \times 0 = 0$$

$$M_B \text{ de } R = 79.82$$

$$\bar{J} = \frac{79.82}{31.25} = 2.55$$

Tous porteront, pour avoir notre répartition uniforme sur le sol, de part et d'autre de  $R = 3.25$

## Poussée sur les parois

a) poussée de l'eau

$$\text{à } 3.75 \quad p = 3750 \text{ kgs}$$

$$\text{à } 2.75 \quad p = 2750 \text{ kgs}$$

$$\text{à } 1.75 \quad p = 1750 \text{ kgs}$$

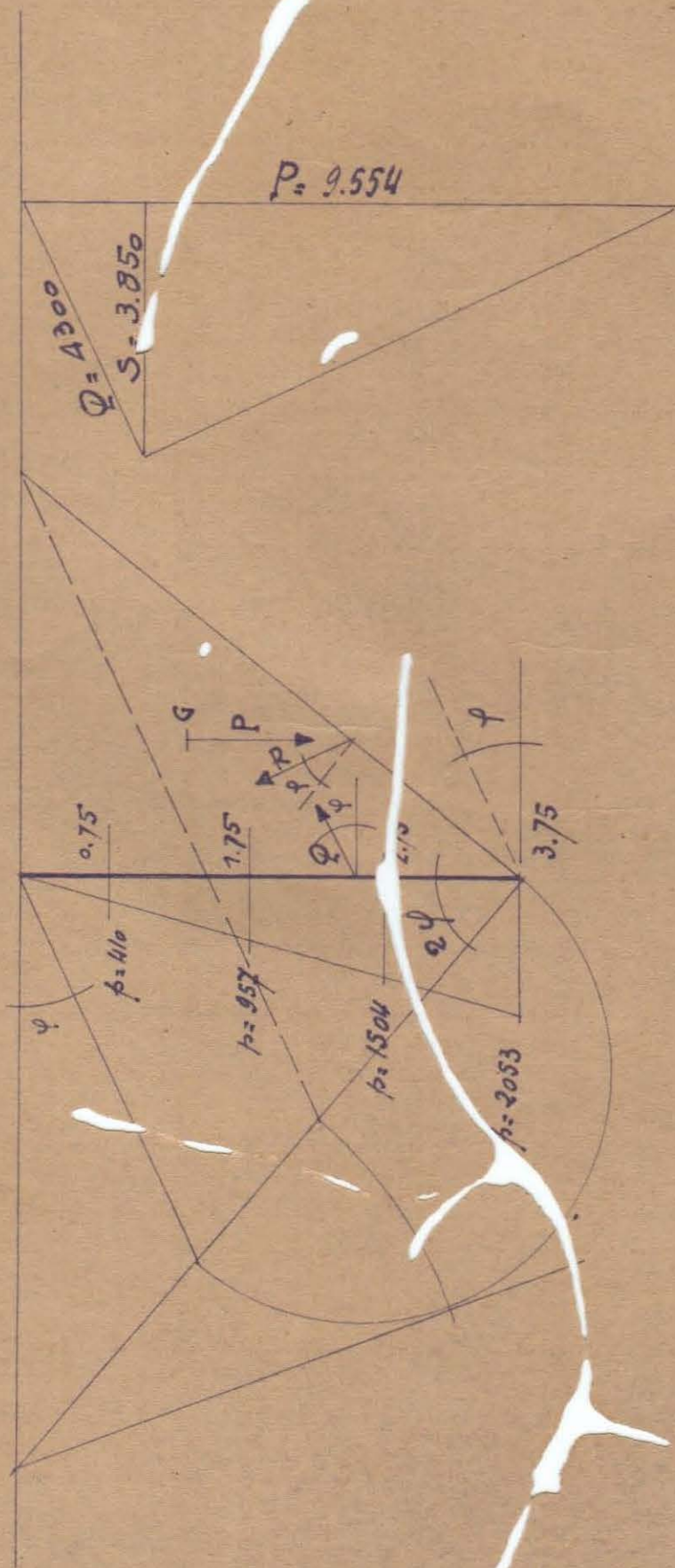
$$\text{à } 0.75 \quad p = 750 \text{ kgs}$$

b) poussée des terres.

Le terrain dans lequel sera construite la cuve des pompes est composé de sable argileux. Les caractéristiques de ce sol sont :



# TRACÉ DE PONCELET





## Calculs des éléments.

1<sup>er</sup> fond.

dalle de 4.42 x 4.35

Coefficient de réduction des Ponts et Chaussées

$$\frac{4.35}{4.42} = 0.98 \quad \text{on a : } \alpha = 0.32$$

$$\beta = 0.35$$

Sous de 4.35

Réaction du sol moy. (cuv. vide)

$$\frac{251.7 \text{ m}}{100.75} = 2.5 \text{ deduit le poids propre du radier } p = 2.5 - 0.5 = 2$$

Moment fléchissant

$$\frac{2000 \times 4.35^2}{10} \times 0.35 = 1320 \text{ kgm}$$

$$b = 100$$

$$h' = 18$$

$$\mu = \frac{132000}{100 \times 18^2} = 4.1$$

$$R_a = 1300$$

$$R_f = 40$$

$$w' = 0.0034 \times 100 \times 18 = 6.2 \text{ cm}^2$$

soit 8  $\phi$  10 par mètre

Sous de 4.42

Moment fléchissant

$$\frac{2000 \times 4.42^2}{10} \times 0.32 = 1260 \text{ kgm}$$

$$b = 100$$

$$h' = 17$$

$$\mu = \frac{126000}{100 \times 17^2} = 4.4$$

$$R_a = 1300$$

$$R_f = 40$$

$$w' = 0.0037 \times 100 \times 17 = 6.30 \text{ cm}^2$$

soit 8  $\phi$  10 par mètre

Dalle de 3.20 x 4.35

Coefficient de réduction des Ponts et Chaussées

$$\frac{3.20}{4.35} = 0.74 \quad \text{on a } \alpha = 0.17$$



Sens de 3,20

Moment fléchissant

$$\frac{2000 \times 3,20^2}{10} \times 0,55 = 113 \text{ kgm}$$

$$b = 100$$

$$h' = 18$$

$$\mu = \frac{113000}{100 \times 18} = 3,5$$

$$R_a = 1300$$

$$R_f = 35$$

$$w' = 0,0029 \times 100 \times 18 = 5,20 \text{ cm}^2$$

soit 8  $\phi$  10 par mètre

Sens de 4,25

On prendra également 8  $\phi$  10 par mètre

Parois verticales. Côté façade

Calculées dans le sens horizontal et dans le sens horizontal  
dalle de 3,75 x 4,42

Coefficient de réduction des Puits et Chaussées

$$\frac{3,75}{4,42} = 0,85 \quad \text{et } \alpha : \begin{matrix} \alpha = 0,20 \\ \beta = 0,45 \end{matrix}$$

A poussée des terres.

Sens vertical

$$Q = 3,850 \text{ kgs}$$

Moment fléchissant max

$$0,128 \times 3,850 \times 3,75 \times 0,45 = 830 \text{ kgm}$$

$$b = 100$$

$$h' = 16,5$$

$$\mu = \frac{830}{16,5^2} = 3,05$$

$$R_a = 1300$$

$$R_f = 33$$

$$w' = 0,0025 \times 16,5 \times 100 = 4,10 \text{ cm}^2$$

soit 8  $\phi$  8 par mètre

Sens horizontal front 4,42

$$\alpha M = \frac{p l^2 \alpha}{10}$$



| Zone | Source | B.M. | h <sub>i</sub> | h <sub>e</sub> | R <sub>av</sub> | R <sub>g</sub> | w    | Actual time |
|------|--------|------|----------------|----------------|-----------------|----------------|------|-------------|
| 3.75 | 2.053  | 900  | 18             | 2.8            | 1300            | 30             | 11.2 | 6 q 10      |
| 2.75 | 1.504  | 660  | 16             | 2.6            | 1300            | 28             | 3.14 | 8 q 8       |
| 1.75 | 957    | 420  | 14             | 2.2            | 1300            | 26             | 2.5  | 6 q 8       |
| 0.75 | 410    | 180  | 12             | 1.3            | 1300            | 20             | 1.2  | 6 q 6       |

Seu vertical  
 Moment fluctuant max  
 $0.128 \times 3.850 \times 3.75 \times 0.26 = 480 \text{ kgm}$   
 $n = \frac{48000}{100 \times 16^2} = 1.9$   
 $R_a = 1300$   
 $R_g = 20$   
 $w = 0.0045 \times 15 \times 100 = 2.10 \text{ cm}^2$   
 doit 8 q 6 par mètre  
 Seu horizontal forte 3.20  
 Moment fluctuant B.M. =  $\frac{h^2}{10}$

dalle de  $3.75 \times 3.20$   
 Coefficient de réduction de l'Etat de l'acier  
 $\alpha = 0.26$  ou  $\alpha :$   
 $\beta = 0.113$   
 $\frac{3.20}{3.75} = 0.86$   
 Seu vertical

| Zone | Source | $\alpha M$ | h <sub>i</sub> | h <sub>e</sub> | R <sub>av</sub> | R <sub>g</sub> | w    | Section mètre |
|------|--------|------------|----------------|----------------|-----------------|----------------|------|---------------|
| 3.75 | 2.053  | 970        | 18             | 3              | 1300            | 31             | 11.5 | 6 q 10        |
| 2.75 | 1.504  | 740        | 16             | 2.8            | 1300            | 29             | 3.9  | 8 q 8         |
| 1.75 | 957    | 450        | 14             | 2.3            | 1300            | 26             | 2.7  | 6 q 8         |
| 0.75 | 410    | 200        | 12             | 1.4            | 1300            | 20             | 1.35 | 6 q 6         |



### B poutre de l'eau

dalle de  $3.75 \times 4.42$

Coefficient de réduction des Ponts et Chaussées

$$\frac{3.75}{4.42} = 0.85 \quad \text{ou } \alpha = 0.20$$

$$\beta = 0.45$$

Sens Vertical

$$Q = 500 h^2 = 500 \times 3.75^2 = 7000 \text{ kg}$$

Moment fléchissant max

$$0.128 \times 7000 \times 3.75 \times 0.45 = 1500 \text{ kgm}$$

$$b = 100$$

$$h' = 16.5$$

$$\mu = \frac{1500}{16.5^2} = 5.5$$

$$R_a = 1300$$

$$R_g = 47$$

$$w' = 0.0047 \times 16.5 \times 100 = 7.75 \text{ cm}^2$$

soit 8  $\phi$  12 par mètre

Sens Horizontal portée 4.42

$$\text{Moment fléchissant } \propto M = \frac{p l^2}{10} \times$$

| Zone | Poutres | $\alpha M$ | $h'$ | $\mu$ | $R_a$ | $R_g$ | $w'$ | Section prise |
|------|---------|------------|------|-------|-------|-------|------|---------------|
| 3.75 | 3750    | 1780       | 18   | 5.5   | 1300  | 47    | 8.5  | 6 $\phi$ 14   |
| 2.75 | 2750    | 1300       | 16   | 5.1   | 1300  | 44    | 6.9  | 8 $\phi$ 10   |
| 1.75 | 1750    | 825        | 14   | 4.2   | 1300  | 40    | 4.9  | 6 $\phi$ 10   |
| 0.75 | 750     | 350        | 12   | 2.4   | 1300  | 28    | 2.3  | 6 $\phi$ 8    |

dalle de  $3.75 \times 3.20$

Coefficient de réduction des Ponts et Chaussées

$$\frac{3.20}{3.75} = 0.86 \quad \text{ou } \alpha = 0.26$$

$$\beta = 0.43$$

Sens Vertical



$$h = 100$$

$$h' = 16,5$$

$$R_a = 1300$$

$$R_f = 35$$

$$h = \frac{870}{16,5^2} = 3,2$$

$$w' = 0,0026 \times 16,5 \times 100 = 4,20 \text{ cm}^2$$

soit 8  $\phi$  8 par mètre

Ouvr. homogène forte 3.20

$$\text{Allongement théorique } \sigma_M = \frac{h^2}{10^2} \sigma$$

| Zone | fourmi | PM   | R' | R   | R <sub>a</sub> | R <sub>f</sub> | w   | Section prise |
|------|--------|------|----|-----|----------------|----------------|-----|---------------|
| 3.75 | 3750   | 1640 | 18 | 5   | 1300           | 43             | 8   | 6 $\phi$ 14   |
| 2.75 | 2950   | 1200 | 16 | 4.7 | 1300           | 42             | 6.4 | 8 $\phi$ 10   |
| 1.75 | 1450   | 775  | 14 | 4   | 1300           | 39             | 4.6 | 6 $\phi$ 10   |
| 0.75 | 750    | 330  | 12 | 2.3 | 1300           | 28             | 2.2 | 6 $\phi$ 8    |

Cote intérieure

Calculé dans le cas homogène seulement

A fourmi au 1er

solle de 3.20 de forte

$$\text{Allongement théorique } \eta = \frac{h^2}{10^2} \sigma$$

| Zone | fourmi | M    | R'   | R    | R <sub>a</sub> | R <sub>f</sub> | w    | Section prise |
|------|--------|------|------|------|----------------|----------------|------|---------------|
| 3.75 | 2.053  | 2400 | 18.5 | 6.2  | 1300           | 45             | 9.50 | 6 $\phi$ 14   |
| 2.75 | 1.504  | 1540 | 18.5 | 4.6  | 1300           | 40             | 7.20 | 8 $\phi$ 12   |
| 1.75 | 957    | 980  | 15   | 2.9  | 1300           | 30             | 4.50 | 6 $\phi$ 10   |
| 0.75 | 410    | 420  | 18.5 | 1.25 | 1300           | 20             | 2.00 | 6 $\phi$ 8    |

Encombrement de répartition dans le cas vertical ou



dalle de 4.42 de portée

Moment flechtant

$$M = \frac{p \cdot l^2}{10}$$

| Zone | fourmi | M    | R'   | R    | Ra   | Rg | w    | section prise |
|------|--------|------|------|------|------|----|------|---------------|
| 3.75 | 2.053  | 4000 | 18.5 | 11.7 | 1200 | 56 | 18.5 | 6 q 20        |
| 2.75 | 1.504  | 2950 | 18.5 | 8.7  | 1300 | 55 | 13.8 | 8 q 15        |
| 1.75 | 957    | 1900 | 18.5 | 5.6  | 1300 | 44 | 8.7  | 6 q 14        |
| 0.75 | 110    | 800  | 18.5 | 2.6  | 1300 | 28 | 3.9  | 6 q 10        |

Comme armature de répartition dans la zone verticale on prendra 8 q 6 par mètre

B fourmi de 1.00

dalle de 3.20 de portée

Moment flechtant

$$M = \frac{p \cdot l^2}{10}$$

| Zone | fourmi | M    | R'   | R   | Ra   | Rg | w    | section prise |
|------|--------|------|------|-----|------|----|------|---------------|
| 3.75 | 3.750  | 3800 | 18.5 | 11  | 1200 | 56 | 19.8 | 12 q 15       |
| 2.75 | 2.750  | 2800 | 18.5 | 8.2 | 1300 | 51 | 13.1 | 8 q 15        |
| 1.75 | 1.750  | 1800 | 18.5 | 5.2 | 1300 | 40 | 8    | 6 q 14        |
| 0.75 | 750    | 780  | 18.5 | 2.2 | 1300 | 28 | 3.4  | 6 q 10        |

Comme armature de répartition dans la zone verticale on prendra 8 q 6 par mètre

dalle de 4.42 de portée



| Zone | hauteur | M    | h'   | h    | Ra   | Rg | w'   | section prise |
|------|---------|------|------|------|------|----|------|---------------|
| 3.75 | 3750    | 7350 | 18,5 | 20   | 800  | 56 | 54   | 12 $\phi$ 24  |
| 2.75 | 2750    | 5400 | 18,5 | 15,8 | 1000 | 56 | 32   | 16 $\phi$ 16  |
| 1.75 | 1750    | 3450 | 18,5 | 10   | 1300 | 54 | 16,5 | 6 $\phi$ 20   |
| 0.75 | 750     | 1460 | 18,5 | 4,2  | 1300 | 35 | 5,6  | 5 $\phi$ 12   |

Comme armature de répartition dans le sens vertical on prendra 8  $\phi$  5 par mètre

Pour les parois latérales de la fosse de 3.75 x H.35 on prendra le même ferrillage que celle de la paroi côté façade de 3.75 x H.42.

## Calculs des contreforts

### Armature en quadrillage

Organisation - le reporter au croquis ci après -

Nous supposons que l'armature principale est composée de 3 groupes de tiges parallèles au rideau dont les axes équidistants rencontreront l'axe oblique du contrefort en  $a_1 - a_2 - a_3$

Par ces points nous ferons des coupes  $L$  qui seront équidistants également

Sur le croquis nous avons inscrit les éléments du problème : les valeurs du bras de levier  $h$  de chaque groupe et les pressions sur le rideau au niveau de chacune des coupes

### Valeurs des moments

le moment de renversement par rapport à la section



moments pour 2 sections successives

$M_z$  et  $M_{z+1}$

le moment  $M_z$  est equilibre par  $m$  barres par exemple et en passant à la section  $M_{z+1}$  on introduit une seule barre nouvelle  $(m+1)$ ème

Si l'on designe par  $u$   $(h+m+1)$  le moment =  
 $(w_{m+1}) (h_{m+1})$

le moment devra faire equilibre à la difference des moments

$M_z$  et  $M_{z+1}$

Ces indications permettront de tracer le tableau suivant qui donne tous les elements du probleme.

Poussée des terres

| Zone | Poussée<br>$Q_z$ | Moment<br>$Q_z \times \frac{1}{3} z$ | Difference<br>des moments<br>$M_z - M_{z+1}$ | bras de<br>levier<br>$\frac{8}{9} h$ | Traction<br>$F_z = \frac{M}{\frac{8}{9} h}$ | $R_{tr} = 1300$<br>$w'$ | section prise |
|------|------------------|--------------------------------------|----------------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------------|-------------------------|---------------|
| 0.75 | 11560            | 390                                  | 390                                          | 0.285                                | 1390                                        | 1.8                     | 2φ 12 = 2.26  |
| 1.75 | 3650             | 2.120                                | 1780                                         | 0.57                                 | 3150                                        | 2.5                     | 2φ 14 = 3.08  |
| 2.75 | 5700             | 5250                                 | 3130                                         | 0.85                                 | 3700                                        | 2.9                     | 2φ 15 = 4.02  |
| 3.75 | 7600             | 9750                                 | 4.500                                        | 1.1                                  | 3900                                        | 3.1                     | 2φ 15 = 4.02  |

Determination des barres transversales du contrefort

Les armatures transversales composees d'etiers horizontaux sont destines à résister aux efforts de glissement et en particulier à l'effort tranchant

Dans une zone  $Z$  l'effort tranchant est précisément egal à la poussée  $T_z = Q_z$

en designant par  $h$  la queue du contrefort dans la tranche  $Z$  et par  $k$  l'ecartement des etiers, on calcule

$$k = \frac{R_{tr} h}{T}$$

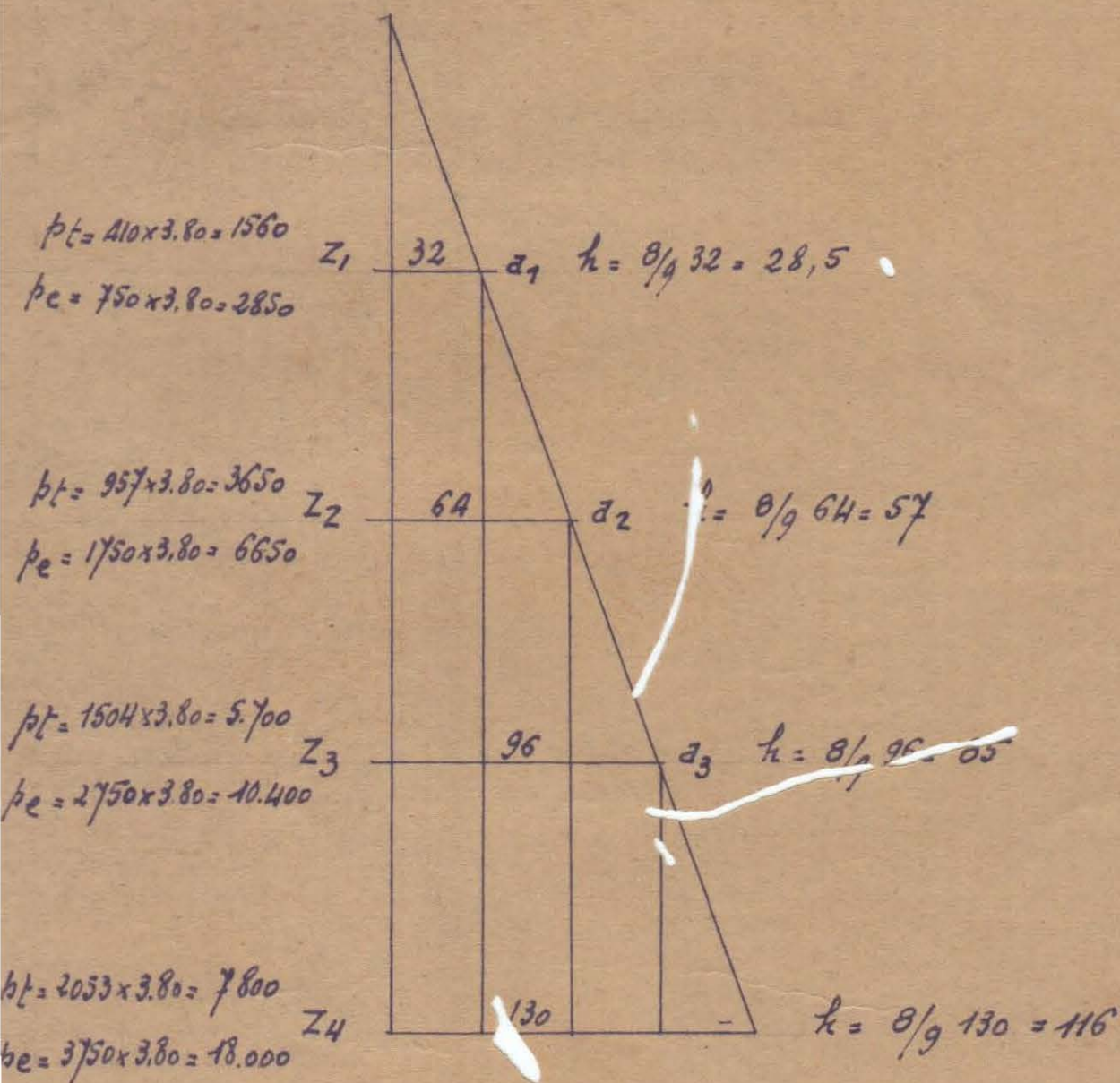
$R_{tr} = 1300$   $T = 3900$   $h = 1.1$   $k = 2.6$



écartement des échiers

|       |           |                                                       |
|-------|-----------|-------------------------------------------------------|
| $Z_1$ | $\bar{a}$ | $k_1 = \frac{2600 \times 28,5}{1560} = 45 \text{ cm}$ |
| $Z_2$ | $\bar{a}$ | $k_2 = \frac{2600 \times 57}{3650} = 40 \text{ cm}$   |
| $Z_3$ | $\bar{a}$ | $k_3 = \frac{2600 \times 85}{5250} = 40 \text{ cm}$   |
| $Z_4$ | $\bar{a}$ | $k_4 = \frac{2600 \times 116}{9750} = 30 \text{ cm}$  |

Proquis schématique de l'organisation des contreforts



$p_t = \text{poutres ferres}$

$p_e = \text{poutres en bois}$



## Poussée de l'eau

| Zone | $Q_z$ | M     | différence<br>des moments<br>$M_z - M_{z+1}$ | bras de<br>levier | traction | w    | section prise      |
|------|-------|-------|----------------------------------------------|-------------------|----------|------|--------------------|
| 0.75 | 2850  | 710   | 710                                          | 0.285             | 2450     | 1.88 | $2412 = 2.26$      |
| 1.75 | 6650  | 3900  | 3190                                         | 0.57              | 5600     | 4.30 | $2418 = 5.08$      |
| 2.75 | 10400 | 9550  | 5650                                         | 0.85              | 6650     | 5.10 | $2418 = 5.08$      |
| 3.75 | 18000 | 22250 | 12700                                        | 1.16              | 10960    | 8.40 | $4\phi 18 = 10.16$ |

### Ecartement des étriers

|       |   |      |                       |
|-------|---|------|-----------------------|
| $z_1$ | à | 0.75 | $k_1 = 26 \text{ cm}$ |
| $z_2$ | à | 1.75 | $k_2 = 22 \text{ cm}$ |
| $z_3$ | à | 2.75 | $k_3 = 21 \text{ cm}$ |
| $z_4$ | à | 3.75 | $k_4 = 17 \text{ cm}$ |

### Calcul des traverses

Le moment négatif max à l'encastement sera de 9.750 kgm  
(moment d'encastement des contreforts dû à la poussée des tirs)

Le moment positif max sera de (en travée) :

$$\begin{aligned} \text{charge fond } (2000 \times 2.80) \frac{4.15^2}{8} &= 16.400 \text{ kgm} \\ \text{moment d'encastement des contreforts} & \\ \text{dû à la poussée de l'eau} &= \frac{22.250}{38.650 \text{ kgm}} \end{aligned}$$

### Sections d'acier

à l'encastement  $M = 9.750 \text{ kgm}$ ,

$b = 100$   $h' = 125$



ou prendre  $w' = 3\phi 20$  droits

en travée  $M = 38.650 \text{ kgm}$

$b = 25$   $h' = 125$

$$\mu = \frac{3865000}{25 \times 125^2} = 9.8$$

$R_a = 1000$

$R_f = 58$

$$w' = 0,001 \times 25 \times 125 = 31 \text{ cm}^2$$

ou prendre  $3\phi 24 + 3\phi 24 + 3\phi 20$

Effort tranchant

$$2000 \times \frac{3,80}{2} \times 4,15 = 15.800 \text{ kgs}$$

Enlèvement béton  $z = 125 \times \frac{8}{9} = 111$

$$\frac{T}{bz} = \frac{15.800}{25 \times 111} = 5,5 \text{ kgs}$$

Ecartement des étriers (sans tenir compte des bars pliées)

Etriers  $\phi 6$  (6 brins)

$$K = \frac{6 \times 28 \times 13 \times 111}{15.800} = 16 \text{ cm au départ}$$

Verrous ceintures de la fosse

$$\text{Charge (poussée) au mètre} = \frac{Q}{3}$$

$$Q_{\text{max}} = \text{poussée de l'eau} = 500 \text{ k}^2$$

On armera les nervures symétriquement pour avoir une armature plus simple et une marge de sécurité plus grande

$$Q = 500 \text{ k}^2 = 7000 \text{ kgs}$$

Poussée au mètre courant transmise par le voile sur les nervures

$$\frac{7000}{3} \times 0,45 = 1050 \text{ kgs}$$



1<sup>re</sup> portée 4.42

$$M = \frac{p l^2}{12}$$

Moment fléchissant

$$M = \frac{1050 \times 4.42^2}{12} = 1700 \text{ kgm}$$

$$b = 20 \quad h' = 45$$

$$\mu = \frac{170000}{20 \times 45^2} = 6.9$$

$$R_a = 1300$$

Rf: 115

$$w = 0.0038 \times 20 \times 45 = 5.30 \text{ cm}^2$$

on prendra  $w = w' = 2\phi 18$

Effort tranchant

$$\frac{1050 \times 4.42}{2} = 2350 \text{ kg}$$

étriers  $\phi 6$

$$K = \frac{4 \times 28 \times 13 \times 40}{2350} = 24 \text{ cm}$$

on prendra un écartement constant  $K = 20 \text{ cm}$

2<sup>e</sup> portée 3.20

On conserve les mêmes armatures que pour la portée de 4.42

3<sup>e</sup> portée 5.90 (parois latérales)

$$\text{Moment fléchissant } M = \frac{1050 \times 5.90^2}{12} = 3050 \text{ kgm}$$

$$b = 20 \quad h' = 45$$

$$\mu = \frac{305000}{20 \times 45^2} = 12.3 \quad \text{avec } R_a = 1100 \text{ Rf } 57$$

$$w = 0.012 \times 20 \times 45 = 10.8 \quad \text{on prendra } w = w' = 3\phi 22$$

Racors et étriers  $\phi 6$   $K = 20 \text{ cm}$  constant



(11) n'y aura aucune foudre transmise par celui-ci.  
Cependant on prendra comme armature  $H \phi H$  avec  
câbles  $\phi 6$  tous les 200. espacement constant (voir dessin).