

P.S de S^T REMYCULEESCalcul organique1. Voile de culée.Calcul du voile sous la poussée des terres et la surcharge - Partie de 0,40 ep.

Sous le sommier cote 186.18

$$1400 \times 1,60_{env} \times 0,213 = 0^T, 480$$

$$800 \times 0,213 = 0^T, 170$$

0^T, 65p

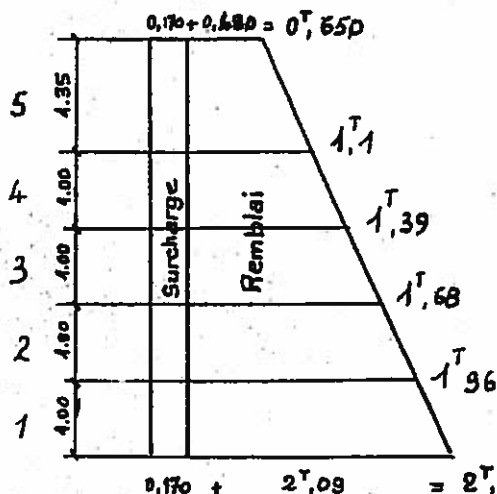
A la cote 180.80 (niveau du radier)

$$1400 \times 7,00 \times 0,213 = 2^T, 090$$

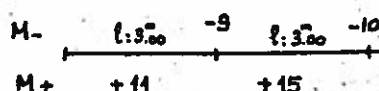
$$800 \times 0,213 = 0^T, 170$$

2^T, 260

$$0,170 + 0,480 = 0^T, 65p$$



Nous divisons le voile en 4 tranches de 1^m,00 de hauteur et une dernière tranche de 1^m,35.



ARRÊTÉ et APPROUVÉ pour exécution
LYON, le 28 MARS 1957
Le Chef du 4^e Arrond^t V.B.
[Signature]

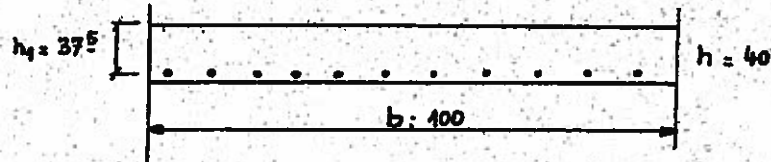
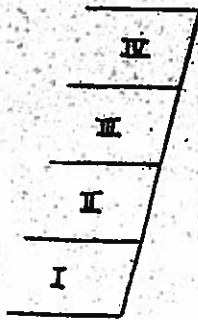
	Tranche 1	Tranche 2	Tranche 3	Tranche 4	Tranche 5
q =	2 ^T , 26	1 ^T , 96	1 ^T , 68	1 ^T , 39	1 ^T , 1
ql ² x 1.00	20, 50	17, 65	15, 15	12, 50	—
ql ² x 4.35	—	—	—	—	13, 35
M+ { 1/11	+ 1.30	+ 1.80	+ 1.40	+ 1.15	+ 1.21
1/15	+ 1.40	+ 1.20	+ 1.01	+ 0.83	+ 0.89
M- { 1/9	- 2.30	- 1.96	- 1.68	- 1.39	- 1.49
1/40	- 2.05	- 1.80	- 1.52	- 1.25	- 1.34

Les sections et les contraintes sont vérifiées à partir des conditions initiales suivantes :

$$R_b = 0,28 \times 250 = 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$R'_a = 1300 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm} \quad h_1 = 37,5 \text{ cm}$$



I et IV sont semblables, ainsi que II et III

Tranche 1.

$$h = 1,00 \quad K_2 = \sqrt{\frac{b h_1^2}{M}}$$

$$n_b =$$

$$K_4 =$$

$$\omega' = \frac{b h_1^2}{K_4}$$

Armatures

Tranche 2.

$$h = 1,00 \quad K_2 =$$

$$n_b =$$

$$K_4 =$$

$$\omega' =$$

Armatures

Tranche 3

$$h = 1,00 \quad K_2 =$$

$$n_b =$$

$$K_4 =$$

$$\omega =$$

Armatures

Tranche 4

$$h = 1,00 \quad K_2 =$$

$$n_b =$$

$$K_4 =$$

$$\omega =$$

Armatures

Tranche 5

$$h = 1,35 \quad K_2 =$$

$$n_b =$$

$$K_4 =$$

$$\omega =$$

Armatures

	Travée I		Travée II		Travée III
	Coté voie	Coté terre	Coté voie	Coté terre	
Tranche 1.	27,2 20,5 kg/cm ² 920 4,1 cm ² <u>ø 10 esp^t 19,2</u>	24,7 23 kg/cm ² 752 5 cm ² <u>ø 10 esp^t 15⁷</u>	31,7 17,5 kg/cm ² 1260 3 cm ² <u>ø 8 esp^t 16⁶</u>	26,2 21 kg/cm ² 890 4,2 cm ² <u>ø 10 esp^t 18⁶</u>	
Tranche 2.	29,6 19 kg/cm ² 1075 3,5 cm ² <u>ø 10 esp^t 22⁷</u>	26,8 21 kg/cm ² 890 4,2 cm ² <u>ø 10 esp^t 18⁶</u>	34,2 16 kg/cm ² 1483 2,5 cm ² <u>ø 8 esp^t 20</u>	28 20 kg/cm ² 975 3,85 cm ² <u>ø 10 esp^t 20,4</u>	
Tranche 3	31,7 17,5 kg/cm ² 1260 3 cm ² <u>ø 8 esp^t 16⁶</u>	29,0 19 kg/cm ² 1075 3,5 cm ² <u>ø 10 esp^t 22⁷</u>	37,3 14,5 kg/cm ² 1740 2,1 cm ² <u>ø 8 esp^t 20 min.</u>	30,4 18 kg/cm ² 1180 3,2 cm ² <u>ø 8 esp^t 15,5</u>	
Tranche 4	35 16 kg/cm ² 1500 2,5 cm ² <u>ø 8 esp^t 20.</u>	31,8 17,5 kg/cm ² 1260 3 cm ² <u>ø 8 esp^t 16,6</u>	41,2 13,5 kg/cm ² 2100 1,8 cm ² <u>ø 8 esp^t 20</u>	33,6 16,5 kg/cm ² 1387 2,7 cm ² <u>ø 8 esp^t 18,5</u>	
Tranche 5	34 14 kg/cm ² 1483 2,7 cm ² <u>ø 8 esp^t 20 min.</u>	30,7 15 kg/cm ² 1180 3,2 cm ² <u>ø 8 esp^t 20 min.</u>	39,6 12,6 kg/cm ² 2100 2,0 cm ² <u>ø 8 esp^t 20 min.</u>	32,2 15 kg/cm ² 1330 3 cm ² <u>ø 8 esp^t 20 min.</u>	

L'armature sera complétée :

1° horizontalement coté terre par des $\phi 10$ ou des $\phi 8$ prolongeant les chapeaux selon leur emplacement.

2° Verticalement par des $\phi 10$ à raison de 5 p.m. ($e:20$)

Vérification sous les charges verticales, compris la partie enterrée de 1.00×0.60

Le voile supporte son poids propre et les charges transmises des appuis par les contreforts.

Nous considérons que ces efforts sont repris par les longrines bâties sur le sommet des puits et répartissant les charges sur ceux-ci.

Il y a lieu de considérer une charge concentrée :

$$\text{charge sur appui : } \frac{342}{13,6} \times 3,3 = 83^T$$

$$\text{Massif d'appui } \frac{16^T}{4} = 4^T \quad (\text{voir N.C. Fondations})$$

$$\text{Sommier } = 9^T$$

$$\text{Contrefort } = \frac{11^T}{107^T \times \frac{1.15}{2.15}} = 57^T$$

et une charge répartie :

$$\text{Voile + longrine : } \frac{87^T}{13,6} = 7,1^T / \text{mètre courant. (voir N.C. Fondations)}$$

La charge de 57^T est transmise par le contrefort. Il n'y a pas lieu de considérer à proprement parler un effort de compression dans le voile de 40cm d'épaisseur mais plutôt un effort de cisaillement à la jonction.

Le béton a pleine section travaille à :

$$\frac{57.000}{30 \times 530} = 3,6 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ne nécessitant pas d'arm. spéciales}$$

2. Longrine sous voile de culée

C'est une poutre continue à cinq travées avec appui libre aux extrémités. Nous avons considéré, étant donné la grande largeur de l'appui et la rigidité du mur qu'elle supporte, que chaque travée intermédiaire était encastree.

Nous avons admis sur appui un moment égal à $0,66 M_0$ et en travée un moment moitié du précédent.

$$\text{Moment dû à la charge concentrée : } M_0 = \frac{57 \times 3.30}{8} = 47 \text{ tm.}$$

$$\text{" " " " " continue : } M_0 = \frac{7,1 \times 3.3^2}{8} = 9,7 \text{ tm}$$

$$\underline{56,7 \text{ tm.}}$$

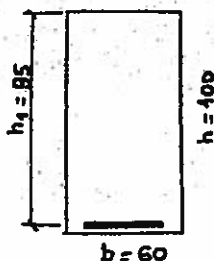
$$\text{donc sur appui } M = 0,66 \times 56,7 = 37,4 \text{ tm}$$

$$M = 18,7 \text{ tm}$$

Pour les deux travées d'extrémité nous prendrons.

$$\text{en travée } M = 0,8 M_0 \quad 45,4 \text{ tm}$$

$$\text{sur appuis } M = 0,27 M_0 \quad 15,3 \text{ tm}$$



	$\frac{A_{xe}}{45^\circ \text{ puis}}$		$\frac{A_{xe}}{35^\circ \text{ puis}}$		$\frac{A_{xe}}{55^\circ \text{ puis}}$
M	- 1530 tcm	+ 4540 tcm	- 3740 tcm	+ 1870 tcm	- 3740 tcm
$K_2 = \sqrt{\frac{bh_0^3}{M}}$	19,3	11,2	12,4	17,5	12,4
n_b	$\frac{5}{31} \text{ kg/cm}^2$	$\frac{5}{59} \text{ kg/cm}^2$	$\frac{5}{59} \text{ kg/cm}^2$	$\frac{5}{35} \text{ kg/cm}^2$	$\frac{5}{53} \text{ kg/cm}^2$
K_4	462	145,3	180,9	368,7	180,9
$\omega' = \frac{bh_0}{K_4}$	13,6 cm ²	40,8 cm ²	33,6 cm ²	46,2 cm ²	33,6 cm ²
Armatures	<u>6 ac. $\phi 14$</u> <u>+ 2 ac. $\phi 32$ fil</u>	<u>8 ac. $\phi 25$</u>	<u>2 ac. $\phi 12$</u> <u>+ 4 ac. $\phi 25$</u> <u>+ 2 ac. $\phi 32$ fil</u>	<u>8 ac. $\phi 22$</u>	<u>2 ac. $\phi 12$</u> <u>+ 4 ac. $\phi 25$</u> <u>+ 2 ac. $\phi 32$ fil</u>

Verification à l'effort tranchant.

À l'appui

$$T = 28^T,5 + 7,1 \times 1,05 = 36^T,0$$

$$8 \text{ ac. } \phi 22 \rightarrow 30,41 \text{ cm}^2 \quad \frac{36000}{30,41} = 1140 \text{ Kg/cm}^2 < 1300 \text{ Kg/cm}^2$$

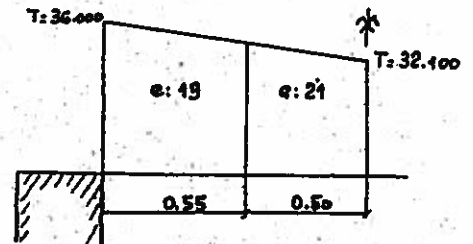
Cadres et étriers.

$$T = 36.000 \text{ Kg} \quad b = 60 \quad z = 85$$

des cadres et des étriers suffisent : 1 cad. + 3 et. $\phi 10$

$$\Delta x_{10} = \frac{4 \times 2 \times 1300 \times 0,79 \times 85}{36.000} = 19,1 \text{ cm}$$

$$\text{Vers le centre } \Delta x_{10} = \frac{4 \times 2 \times 1300 \times 0,79 \times 85}{32.100} = 21 \text{ cm}$$



3. Contreforts

Nous avons vu qu'un contrefort reçoit une charge verticale de 107 tonnes.

$$\text{Section minima} = 142 \times 30 = 4260 \text{ cm}^2$$

$$n_b = \frac{107.000}{4260} = 25 \text{ Kg/cm}^2 \text{ en compression simple.}$$

La résultante des charges étant sensiblement centrée, nous considérerons qu'il n'y a pas de flexion composée dans les contreforts.

$$\text{Nous arrêtons ceux-ci de } \phi 16 \text{ espacés de } 0,20 \quad \frac{0,6}{100} \times 4260 = 25,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur } 1^{\text{er}} 40 \text{ de largeur nous aurons } 14 \text{ ac. } \phi 16 \rightarrow 28,14 \text{ cm}^2$$

4. Longrine sous contrefort.

Charge au mètre : $\frac{107000}{2.50} = 43^T$

La portée effective est d'environ $1^m.35$

Moment fictif en travée :

$$M = \frac{43.000 \times 1.35^2}{10} = 7800 \text{ Kgm.}$$

Le moment est négligeable en face de l'effort tranchant prépondérant.

$$T = 43.000 \times 0,7 = 30.100 \text{ Kg}$$

// faut au minimum une section d'armatures :

$$\omega' \geq \frac{30.100}{1300} = 23 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 8 \text{ ac. } \phi 20^{\text{mm}}$$

Cadres et étriers - (1 cad. + 3 et. $\phi 10$)

$$\Delta_{x_{10}} = \frac{4 \times 2 \times 1300 \times 0,79 \times 85}{30.100} = 23,2 \text{ cm}$$

5. Dalle radier

Nous la calculerons comme une poutre à 4 travées

Charge totale de terre : 259^T (Voir N.C. fondations)

soit au m.l. $\frac{259}{11.9} = 21,7 \text{ p.m. et}$

Poids propre $0,3 \times 2,4 \times 2,5 = 1,8$
 $23,5$

Cette pièce ne joue pas à proprement parler un rôle porteur. Elle intervient seulement dans la stabilité d'ensemble. Elle peut travailler en plancher renversé au cas où il y aurait tassement d'un ou plusieurs puits et nous la dimensionnerons largement en tant qu'armatures.

Nous admettons des moments égaux en travées et sur appuis, évalués à $\frac{Pl^2}{10}$, et une armature symétrique.

$$M = \frac{23,5 \times 2,7^2}{10} = 17,2 \text{ tm.}$$

avec. $b = 240$ $h_1 = 27$ $K_2 = \sqrt{\frac{bh_1^2}{M}} = 10,1$ $n_b = 55 \text{ Kg/cm}^2$

$$\omega' = \frac{240 \times 27}{117} = 55,3 \text{ cm}^2$$

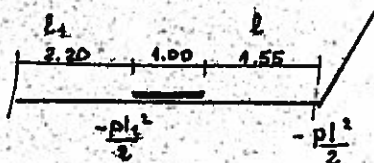
Soit 2 lits d'ac. $\phi 20$ esp. de 13,6 (1 lit supérieur et 1 lit inférieur)

Effort tranchant

La condition $\frac{T}{w'} \rightarrow \frac{32.000}{55,3} = 580 \text{ kg/cm}^2 < 1300 \text{ kg/cm}^2$ est remplie

Par ailleurs $\frac{T}{b_3} = \frac{32.000}{240 \times 23,4} = 5,7 \text{ kg} < 7,1$

En repartition nous mettrons 6 ac. $\phi 12$ p.m.

6. Voile rectangulaire en retour

Nous considérons des bandes horizontales formant poutres avec porte-à-faux, prenant appui sur une poutre verticale reprise par ailleurs.

	Tranche 1	Tranche 2	Tranche 3	Tranche 4	Tranche 5
q	2 ⁷ ,26	1 ⁷ ,96	1 ⁷ ,68	1 ⁷ ,39	1 ⁷ ,1
ql ²	5,4	4,7	4,05	3,35	—
1.35 x ql ²	—	—	—	—	3 ¹ ,55
ql ² ₁	11	9,5	8,3	6,8	—
1.35 x ql ² ₁	—	—	—	—	7,2
M ⁺ sur appuis = $\frac{1}{2} ql_1^2$	- 5,5	- 4,75	- 4,15	- 3,4	- 3,6
+ $\frac{1}{24} ql^2$	+ 0,23	+ 0,20	+ 0,17	+ 0,14	+ 0,15
M ⁺ en travée	- 5,27	- 4,55	- 3,98	- 3,26	- 3,45
M ⁺ en bout de voile culée - $\frac{ql^2}{12}$	- 0,46	- 0,40	- 0,34	- 0,28	- 0,30

Nous ne mettrons que 2 sortes d'armatures; l'une côté terre calculée avec le plus grand des moments, l'autre sur la face externe en repartition.

$$b = 100 \quad h_1 = 37,5$$

(ou 135)

	$K_2 = \sqrt{\frac{bh_1^3}{E}}$	n_b	K_4	$w' = \frac{bh_1}{K_4}$	Armatures
Tranche 1	16,0	39,5	309	12,1 cm ²	$\phi 12$ esp ⁺ 9 ²
Tranche 2	17,2	35	350	10,7 cm ²	$\phi 12$ esp ⁺ 10 ²
Tranche 3	18,5	32	411	9,1 cm ²	$\phi 12$ esp ⁺ 12 ²
Tranche 4	20,4	28,5	508	7,4 cm ²	$\phi 12$ esp ⁺ 15 ³
Tranche 5	23,0	25	645	7,9 cm ²	$\phi 12$ esp ⁺ 19 ³

7 Poutre verticale dans l'épaisseur du voile en retour

La poutre reçoit les réactions du porte à faux du voile et de la bande horizontale entre poutre et mur culée, la poussée directement appliquée, majorée de la charge due aux écarts de moments, soit

$$P = q \times \left(L_1 + \frac{L}{2} + 1.00 \right) + \frac{e}{L} = 4.00 \times q + \frac{e}{L}$$

A l'appui inf^r B: $q = 2.26$

$$P = 4.00 \times 2.26 + \frac{5.04}{1.55} = 12.29$$

A l'appui sup^r A: $q = 0.65$

$$P = 4.00 \times 0.65 + \frac{3.3}{1.55} = 4.73$$

D'après Kleinlogel, éd. 1924, p. 314

$$V_A = \frac{4.73 \times 5.35}{2} + \frac{3 \times 12.29 \times 5.35}{20} = 12.6 + 9.85 = 22.45 \quad 19.65$$

$$V_B = \frac{4.73 \times 5.35}{2} + \frac{7 \times 12.29 \times 5.35}{20} = 12.6 + 23.2 = 35.8 \quad 28.8$$

$$M_A = - \left(\frac{4.73}{12} + \frac{12.29}{30} \right) \times 5.35^2 = -23 \text{ tm} \quad 18.5$$

$$M_B = - \left(\frac{4.73}{12} + \frac{12.29}{20} \right) \times 5.35^2 = -29 \text{ tm} \quad 22.1$$

abscisse du moment maxi:

$$x_m = \frac{5.35}{12.29} \times \sqrt{4.73^2 + 4.73 \times 12.29 + 3 \times \frac{12.29^2}{10}} - \frac{5.35 \times 4.73}{12.29} = 2.74 \text{ m}$$

et $M_{70 \text{ maxi}} = 22.45 \times 2.74 - 23 - \frac{2.74^2}{6} \left(3 \times 4.73 + \frac{12.29 \times 2.74}{5.35} \right)$
 $= 13.8 \text{ tm}$
 10

Armatures de la poutre

		M (tm)	$\sqrt{\frac{bh^3}{M}}$	m_b	ρ_{k1}	w'	
$b = 40$	entraînée	1000	12.2	52.45	175	12.1	1 ϕ 20
$h' = 70$		+ 1320					
	Chap ^{te} bar	2210	26	88.41	77	26.4	6 ϕ 25
		- 2980					
$b \neq 100$	" b^2	1850	28	75.37	97.5	36.5 cm ²	8 ϕ 25
		- 2300					
						22.1	6 ϕ 22
						28.8 cm ²	8 ϕ 22

Nous admettons que le béton f_c confectionné atteindra à 90 jours ce qui est courant $m_f = 305 \text{ kg/m}^3$ à la rupture.

Cadres et étriers

Avec $T = 35.6 \text{ } 28.8$

$$\Delta a_{10} = \frac{4 \times 2 \times 0.79 \times 1300 \times 63}{35600 \text{ } 28.8} = 1.1 \text{ cm}$$

1 cadre + 3 étriers $\phi 10$
à la partie supérieure $\Delta a_{10} = 21 \text{ cm}$

Nota La ferraille printif a été couverte
5-4-57

8. Console horizontale des voiles latéraux

$$\begin{aligned} \text{Charge répartie} \quad 1400 \times 0,213 \times \left(\frac{5,5^2}{2} + \frac{1,75^2}{2} \right) \times \frac{1}{2} &= 2,46 \\ 800 \times 0,213 \times \left(\frac{5,5 + 1,75}{2} \right) &= \frac{0,64}{3,10} / \text{m.c.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Charge en bout} \quad 1400 \times 0,213 \times \left(\frac{1,75^2}{2} + \frac{0,5^2}{2} \right) \times \frac{1}{2} &= 0,25 \\ 800 \times 0,213 \times \frac{1,75 + 0,5}{2} &= \frac{0,20}{0,45} / \text{m.c.} \end{aligned}$$

Moment à l'encastrement

$$\begin{aligned} M &= \frac{3,1 \times 6,8^2}{3} = 47,6 \\ &+ 0,45 \times 2,35 \times 6,8 \text{ m} = \frac{7,2}{54,8} \text{ tm} \end{aligned}$$

Efforts tranchants à l'encastrement.

$$T = 3,1 \times 6,8 + 0,45 \times 2,35 = 21,8 + 1,1 = 22,9$$

Sections d'armatures

$$\text{Avec } b = 50 \quad h = 1,45 \quad h_1 = 140$$

$$K_2 = \sqrt{\frac{50 \times 140^2}{5480}} = 13,4 \quad n_b = 47 > K_9, \text{ cm}^2$$

$$K_4 = 210$$

$$\omega' = \frac{140 \times 50}{210} = 33,3 \text{ cm}^2$$

Nous mettrons 7 ϕ 25 pour tenir compte de la réaction de la partie verticale qui toutefois influe sur l'effort tranchant et nous armerons symétriquement par sécurité.

$$\begin{aligned} T &= 22,9 + 23^T = 45^T \\ 3 &= 0,9 \times 4,40 = 1,26 \end{aligned}$$

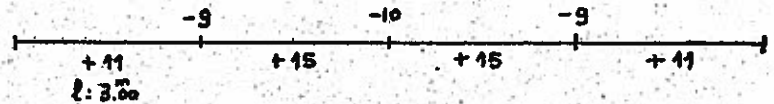
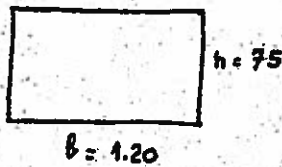
1 cadre et 3 étriers ϕ 8

$$e = \frac{1300 \times 4,02 \times 126}{45900} = 14,4^{\text{cm}} \text{ à l'appui.}$$

9. Sommier sous appuis

Poids propre $\frac{50,9}{18,9} = 3^T 65 / m.ct$

réaction $P = \frac{26^T 75}{30^T 40 / m.ct} \left(\frac{342}{12,8} \right)$



$$Pl^2 = 30,4 \times 3,00^2 = 273,6$$

1^{er} Appui

	$pl^2/11$	$pl^2/9$	$pl^2/15$	$pl^2/10$
M	+ 24,9	- 30,4	+ 18,2	- 27,4
K_2	16,5	14,9	19,3	15,7
n_b	35^5 kg/cm^2	44^5 kg/cm^2	$33,0 \text{ kg/cm}^2$	$41,5 \text{ kg/cm}^2$
K_4	330	264,5	446	295
ω'	$29,4 \text{ cm}^2$	36^5 cm^2	$21,5 \text{ cm}^2$	$32,5 \text{ cm}^2$
Armatures				
hautes		7 $\phi 22$ + 8 $\phi 12$	20	7 $\phi 22$ + 8 $\phi 12$
basses	8 $\phi 20$ + 4 $\phi 12$		8 $\phi 18$	

Efforts tranchants

$$T = 30,400 \times 1,50 = 45,600 \text{ kg.}$$

Espacement des cadres et étriers $\phi 10$



$$e : 4 \frac{2 \times 1300 \times 0,79 \times 63}{45600} = 11,4 \text{ à l'appui.}$$

Nous considérons dans les appuis extrêmes un encastrement de $\frac{pl^2}{20}$

l'effort tranchant sera majoré de $\frac{30,4 - 13,7}{3,00} = 5^T 6$

$$45,6 + 5,6 = 51,2 \text{ soit } 12\%$$

Nous rapprocherons les cadres de 1,4 cm vers le contrefort soit e: 10 cm
et nous les espacerons de $11,4 + 1,4 = \underline{12,8 \text{ cm}}$ vers le mur en retour

